



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE
ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN
ARMADO Y ESTRUCTURAS MIXTAS
PARA EDIFICACIONES
MULTIFAMILIARES DE SEIS (6)
PISOS**

Autores:

Jhonaiker E. Álvarez A

Ricardo J. Tebet S

Urb. Yuma II, calle N° 3. Municipio San Diego
Teléfono: (0241) 8714240 (master) – Fax: (0241) 8712394



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO Y
ESTRUCTURAS MIXTAS PARA EDIFICACIONES MULTIFAMILIARES DE SEIS (6)
PISOS**

Proyecto del Trabajo de Grado para optar al título de
INGENIERO CIVIL

Autores:

Jhonaiker E. Álvarez A.

C.I.: V-27.517.648

Ricardo J. Tebet S.

C.I.: V-28.330.753

Tutor(a):

Ing. Alejandro Pocaterra

C.I.: V-7.109.571

San Diego, abril de 2024



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
COORDINACIÓN DE PASANTÍA Y TRABAJO DE GRADO

ACTA DE APROBACIÓN

INFORME DE PASANTÍA

TRABAJO DE GRADO

El jurado designado por la Facultad de Ingeniería para la evaluación del **Informe de Pasantía o Trabajo de Grado** titulado:

Análisis comparativo entre estructuras de hormigón armado y estructuras mixtas para edificaciones multifamiliares de 6 pisos.

Realizado por el (la) Br. Jonathaner Álvarez

C.I. N° 27617648 cursante de la carrera de Ingeniería Civil

hace constar, después de haber analizado su contenido y oída la exposición oral, considera que el mismo ha sido:

APROBADO

NO APROBADO

Tutor Académico (Coordinador)
Nombre: Alfonso Pomares B
C.I.: 7.07.57

El Jurado

Jurado
Nombre: Juan Ninos
C.I.: 25.485.736



Ana G. Hernández C.

Jurado
Nombre: Ana G. Hernández C.
C.I.: 20229913

Fecha: 03, 04, 2022



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
COORDINACIÓN DE PASANTÍA Y TRABAJO DE GRADO

ACTA DE APROBACIÓN

INFORME DE PASANTÍA

TRABAJO DE GRADO

El jurado designado por la Facultad de Ingeniería para la evaluación del **Informe de Pasantía o Trabajo de Grado** titulado:

Análisis Comparativo entre estructuras de hormigón armada y estructuras mixtas para edificaciones multifamiliares.

Realizado por el (la) Br. Ricardo José Tebet Solís

C.I. N° 28.330.753 cursante de la carrera de Ingeniería Civil

hace constar, después de haber analizado su contenido y oída la exposición oral, considera que el mismo ha sido:

APROBADO

NO APROBADO



El Jurado

Tutor Académico (Coordinador)
Nombre: Ricardo F. Pizarro
C.I.: 2958

Jurado
Nombre: Juan Núñez
C.I.: 25.985.736



Ana G. Hernández C.
Jurado
Nombre: Ana G. Hernández C.
C.I.: 2022963

Fecha: 08 / 04 / 2021



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**CONSTANCIA DE APROBACIÓN PARA LA PRESENTACIÓN
PÚBLICA DEL TRABAJO DE GRADO**

Quien suscribe, Alejandro Pocaterra, portador de la cédula de identidad N° 7.109.571, en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por el ciudadano Jhonaiker Álvarez, portador de la cédula de identidad N° 27.517.648, y el ciudadano Ricardo Tebet, portador de la cédula de identidad N° 28.330.753, titulado **ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO Y ESTRUCTURAS MIXTAS PARA EDIFICACIONES MULTIFAMILIARES DE SEIS (6) PISOS**, presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, a los siete (7) días del mes de marzo del año dos mil veinticuatro.

Ing. Alejandro Francisco Pocaterra Bonilla

C.I: 7.109.571



UNIVERSIDAD
JOSÉ ANTONIO PÁEZ

REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA

FI-L-001-2023-2CR-TG

San Diego, 01 de diciembre de 2023

Ciudadano(s):
ÁLVAREZ ÁLVAREZ, JHONAIKER EDUARDO
C.I.: 27517648
TEBET SOLÍS, RICARDO JOSÉ
C.I.: 28.330.753

Presente. -

Cumplo con informarle que la comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería, en su reunión N° 12-2023 de fecha 26/10/2023, aprobó el proyecto de grado titulado:

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN
ARMADO Y ESTRUCTURAS MIXTAS PARA EDIFICACIONES
MULTIFAMILIARES DE SEIS (6) PISOS**

Presentado por usted(es) como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

Se ratifica la designación del Tutor Académico que lo asesorará en el desarrollo de este proyecto al profesor Pocaterra Bonilla, Alejandro Francisco, titular de la cédula de identidad V-7109571.



Atentamente,

Dra. Laura Aurora Sáenz Palencia
Decana de la Facultad de Ingeniería

c.c. Coordinación de Pasantía y Trabajo de Grado de la Facultad de Ingeniería

DEDICATORIA

En primer lugar, quiero agradecerle a Dios por permitirme llevar adelante mis estudios y terminar la primera etapa que todo profesional debe tener como lo es la formación académica, este ha sido uno de los semestres más duros para mí, por muchas circunstancias personales y sin embargo ha sido uno de los que más enseñanzas me ha dejado y que siempre atesorare por las personas que estuvieron hay conmigo.

A mis padres Jhon R. Alvarez J. y Yenny M. Alvarez. L por acompañarme en todo mi camino y brindarme su apoyo y cariño durante toda mi vida, ya que al igual que yo ustedes han dado todo para llegar a este momento tan importante con todo su sacrificio, por eso esto es para ustedes, no hubiese hecho nada sin su apoyo y las palabras se quedan cortas a lo hora de expresar mi amor hacia ustedes, son el combustible que me mueve y que me hace querer superarme cada día, esto lo quiero compartir con ustedes al igual que todas las metas que logre en mi carrera profesional.

A mis hermanas Yenifer Alvarez, Maria Fernanda Alvarez y mi hermanito Toby que me cuida desde el cielo, no sería la persona que soy hoy en día sin cada uno de ustedes, me han regalado muchos momentos bonitos en mi vida y gracias ha ustedes he podido crecer como persona es por ello que estoy en este punto de mi vida y quiero compartir esto con ustedes que han estado allí siempre acompañándome.

A mi Tía Gabriela Alvarez que siempre ha sido una madre para mí y me ha brindado todo su apoyo y enseñanzas durante mi vida, gracias por estar siempre conmigo en las buenas y en las no tan buenas también, eres uno de los pilares de mi vida, sin tu cariño y apoyo esto no hubiese sido posible.

A mis Abuelos Victoria Jiménez, Rafael Alvarez, Rafaela López y Ángel Alvarez gracias por estar conmigo siempre apoyándome en todo, gracias por su cariño y por todas sus enseñanzas, quiero compartir esto con ustedes.

También quiero compartir esto con mis Tías Alejandra A, Yanet A, Yenni A, Mariángel A, Yohana A, y Angelica A, que siempre han estado por apoyarnos, tanto a mis padres, hermanos y a mí.

A los amigos y futuros colegas que me han apoyado en la culminación de mis estudios me siento muy afortunado de compartir promoción con ellos, sé que serán excelentes profesionales y les deseo lo mejor en su carrera como profesionales Catherine Ortega,

Gianpiero Geraci, Edixón Vargas, Ricardo Tebet, Oriana Arriechi, Cesar Pereira, Ashley Abreu.

A todos los amigos y colegas que he conocido durante mi carrera y que me han aportado con sus conocimientos y consejos un granito más en mi carrera, son de gran admiración para mi Luis pulido, Naoki Furuya, Víctor Ochoa, Jesús chirinos, Christian Terán, Rafael Aranguren, William Moreno, Baltazar Arvelaiz, Orlando Silva, Marialy Ponce, Elías Koufati, Yoliver Mora, Danilo Lujé.

A todos los profesores que fueron parte de mi educación y que me han aportado sus conocimientos a lo largo de mi formación profesional Ing. Ana Hernández, Ing. Zhandra López, Ing. Alejandro Pocaterra, Ing. Jorge González, Ing. Manuel Figueira, Ing. Gerardo Huguet, Ing. Ángel Medina, Ing. Rafael Mieres y mi padrino, futuro colega al cual admiro y es un ejemplo como profesional el Ing. Daniel Zerpa.

También quisiera agradecerle especialmente a miguel una de esas personas especiales que llega cuando más lo necesitas, gracias porque sin ti esto no fuese posible, al igual que a todas las personas que me incentivaron y me apoyaron para poder culminar mis estudios este semestre nunca imagine tanto apoyo por parte de todos es algo que siempre recordare.

Atte.: Jhonaiker E. Álvarez A.

En primer lugar, a mis padres, Domingo Tebet y Edith Solís, por enseñarme todos los valores y principios que han sido inculcados desde mi infancia hasta mi adultez y por ser mi inspiración para ser ingeniero, a mi hermana Claudia Tebet, por ser mi compañera que me ha acompañado el día a día. A mis abuelos Alicia Gutiérrez, Salim Tebet, Lola Huaman y Demetrio Solís por siempre tenerme en sus pensamientos y por darme una sonrisa cada vez que los veo. Y a todos mis Familiares maternos y paternos, por ser parte de mi inspiración para ser mejor persona y estudiante.

A nuestro tutor Alejandro Pocaterra, por ser parte de nuestra tesis y por aportar lecciones tanto académicas como de vida, a mi padrino Daniel Zerpa por ayudar con cualquier duda en el momento que necesitáramos y siempre estar pendiente de sus estudiantes. A mis Profesores Jorge González, Ana Hernández, Manuel Figueira, Zhandra López, Gerardo Huguet, Alicia Pizella, Ana Barretos y Rafael Mieres por haber aportado en nuestra educación y poder ser a quien próximamente pueda llamar compañeros de profesión, y a los profesores Hernán Cortez, José Luis Antón, Yolaima Rivas, Naykiavic Rangel y Enrique Flores, por ser los primeros profesores que me introdujeron a la educación universitaria y enseñarme los conocimientos básicos de un ingeniero. A la compañera Marialy Ponce por aportar sus conocimientos durante el desarrollo de la tesis, y a Beatriz Castellano y Alexandra Marrero por servir de bases para la realización de esta tesis.

A mis compañeros estudiantes Gianpiero Geraci, Catherine Ortega, Edixon Varga, Cesar Pereira, Juan Sánchez, Diego Velásquez, Baltazar Arvelaiz, Naoki Furuya, Ashley De Abreu, Oriana Arrieche, Manuel Rojas, Omar Pérez, Elías Koufati, Orlando Silva, Isaac Robles, William Moreno, Yoliver Mora, Andrés Heras, Sebastián Pérez, Rosangelina González, Bárbara Blanco, Diana Torres, María Bahkos, Ana Rondón, Janet Goncalves por ayudar tanto en los estudios como en las situaciones que surgían en la universidad, mis compañeros con los que comparto muchos sentimientos, que en su mayoría son ya ingenieros o pronto lo serán. A mis compañeros Alfredo Olivares, Anastacia Díaz, Daniela Salazar, Gabriela Coronel, Gabriele Tabbakh, José Castejón, Jesús Díaz, Juan Ramírez, Laura Valera, Liz Parra, Luis Sánchez, Manuel Núñez, María Yépez, Mikhael Zeitoune y Santiago Jimeno por darme a saber que vendrá un futuro esperanzador a la universidad. Y a mis compañeros Enmanuel Díaz, Carlos Colmenares, Bachir Nasser, Wilson Roa, y Marcos Romero con los que inicie mis estudios y vida universitaria.

A mis compañeros del colegio, Andrea Ibarra, Andrés Montero, Alejandra Castillo, Carmine Bounaiuto, Daniel De Jesús, Daniel Sirica, David Bello, Francisco Del Valle, José Calzadilla, Juan Suarez, Juan Montes, Leonardo Macerola, Mercedes Marrero, Natalia Uzcategui, Raúl Valencia, y Ricardo Chacín por seguir manteniendo nuestra amistad después de tantos años.

A mi compañero de Tesis, Jhonaiker Álvarez, por acompañarme en una parte fundamental no solo de mi desarrollo profesional si no de mi persona, con la cual no hubiera logrado llegar a donde he llegado de no ser por su ayuda y por ser un verdadero amigo al cual estoy orgulloso de llamar mi compañero, espero con una sonrisa el poder llevar el mismo título que mi camarada de tesis.

Atte.: Ricardo J. Tebet S.

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	pp.
ÍNDICE DE CUADROS.....	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xv
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	xvi
ÍNDICE DE TABLAS.....	xvii
RESUMEN	xviii
ABSTRACT.....	
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO	
CAPÍTULO	
I EL PROBLEMA	3
1.1 Planteamiento del Problema.....	3
1.2 Formulación del Problema.....	6
1.3 Objetivos de la Investigación.....	6
1.3.1 Objetivo General.....	6
1.3.2 Objetivos Específicos.....	6
1.4 Justificación.....	7
1.5 Alcance y Limitaciones.....	8
II MARCO TEÓRICO	9
2.1 Antecedentes.....	9
2.2. Teoría Central de la investigación.....	12
2.3 Bases Teóricas.....	13
2.3.1. Sistemas Estructurales.....	13
2.3.2. Estructuras de hormigón.....	14
2.3.3. Estructuras de acero.....	14
2.3.4. Estructuras mixtas.....	14
2.3.5 Concreto.....	14
2.3.6 Concreto Armado.....	14
2.3.7 Ventajas del concreto armado.....	15

2.3.8 Desventajas del concreto armado.....	15
2.3.9 Acero Estructural.....	16
2.3.10 Ventajas del acero estructural.....	16
2.3.11 Desventajas del acero estructural.....	17
2.4 Bases Legales.....	18
2.4.1. Norma COVENIN 2002-88.....	18
2.4.2. Norma COVENIN 2003-86.....	18
2.4.3. Norma COVENIN 1756-2019.....	18
2.4.4. Norma FONDONORMA 1618:1-2016.....	18
2.4.5. Norma FONDONORMA 1753:2006.....	19
2.4.6. Norma AISC 360-22.....	19
2.4.7. Norma AISC 341-22.....	19
2.4.8. Norma AISC 358-22.....	19
2.4.9. Norma ACI 318-19.....	19
2.5 Definición de Términos.....	20
III MARCO METODOLÓGICO	21
3.1 Tipo de Investigación.....	21
3.2 Diseño de la Investigación.....	22
3.3 Nivel de la Investigación.....	22
3.4. Población y Muestra.....	23
3.5. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos.....	23
3.5.1. Técnicas.....	23
3.5.2. Instrumentos.....	24
3.6. Técnicas de análisis de resultados.....	24
3.7. Fases Metodológicas.....	25
IV RESULTADOS	
4.1 FASE I: Análisis de criterios de diseño sísmico y estructural para edificaciones multifamiliares de seis (6) pisos, con los códigos y normativas estructurales pertinentes.....	27

4.1.1: Norma Venezolana COVENIN 1753-2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.....	27
4.1.2: Norma FONDONORMA 1618:1-2016. Edificaciones. Estructuras metálicas. Parte 1: Especificaciones generales para el diseño.....	28
4.1.3: Norma AISC 360-22. Specification for Structural Steel Buildings.	32
4.1.4 Normas COVENIN–MINDUR 2002-83 "CRITERIOS Y ACCIONES MINIMAS PARA EL PROYECTO DE EDIFICACIONES".....	33
4.1.5 Norma COVENIN 1756-2019. Construcciones Sismorresistentes.....	38
4.1.6 Norma COVENIN 2003-86. Acciones del Viento sobre las Construcciones.....	45
4.2 FASE II: Diseño de una estructura de hormigón armado y una estructura mixta acordé a los criterios de diseño normativos.....	46
4.2.1 Diseño en Concreto Armado.....	46
4.2.2 Diseño Mixto.....	48
4.3 FASE III: Análisis de costos directos relacionados con la construcción de cada tipo de estructura, incluyendo materiales, equipos, mano de obra y otros factores.....	49
4.3.1 Costos de estructura en concreto armado.....	50
4.3.1.1 Infraestructura.....	50
4.3.1.2 Superestructura.....	52
4.3.2 Costos de estructura mixta.....	54
4.3.2.1 Infraestructura.....	54
4.3.2.2 Superestructura.....	56
4.3.3 Costos de Construcción y duración total.....	59
4.4 FASE IV: Propuesta de distintos indicadores para comparar las diferencias entre construir estructuras de hormigón armado y estructuras mixtas.....	61
4.4.1 Cuadro Mando Integral (CMI) e Indicadores de Gestión (KPI).....	61
4.4.1.1 Indicadores con Enfoque Financiero.....	61
4.4.1.2 Indicadores con Enfoque del Cliente.....	61
4.4.1.3 Indicadores con Enfoque de Procesos Internos.....	62

4.4.1.4 Indicadores con Enfoque de Formación y Crecimiento.....	62
4.4.2. Cuadro de Mando Integral con todos los Enfoques.....	62
CONCLUSIONES.....	64
RECOMENDACIONES.....	65
REFERENCIAS.....	66
ANEXOS.....	70

LISTA DE CUADROS

DESCRIPCIÓN

CUADRO		pp.
1	Columnas de Concreto Armado, estructura de concreto armado	46
2	Vigas de Concreto Armado, estructura de concreto armado	47
3	Losas de Concreto Armado, estructura de concreto armado.	48
4	Fundaciones de Concreto Armado, estructura de concreto armado.	48
5	Elementos estructurales de acero, estructura mixta.	49
6	Fundaciones de concreto armado, estructura mixta.	49
7	Cuadro de Mando Integral, Enfoque Financiero.	61
8	Cuadro de Mando Integral, Enfoque del Cliente.	62
9	Cuadro de Mando Integral, Enfoque de Procesos Internos.	62
10	Cuadro de Mando Integral, Enfoque de Procesos Internos.	62
11	Cuadro de Mando Integral, para ambas obras estructurales.	63

LISTA DE FIGURAS

DESCRIPCIÓN

FIGURA		pp.
1	Tabla 9-3 combinaciones de solicitaciones para el estado límite de agotamiento resistente.	28
2	Altura mínima de Vigas o espesor mínimo de para las Losas, a menos que se calculen las flechas.	28
3	Tabla Nota E.1.1 Tablas de selección para la aplicación de las secciones del capítulo E.	29
4	Apartado E3	30
5	Apartado E7-1	30
6	Apartado E7-16	31
7	Tabla Nota F1.1	32
8	Apartado E7-1	33
9	Tabla E7.1	33
10	Tabla 4.1 de los pesos unitarios probables de materiales de construcción.	34
11	Tabla 4.2 de los pesos unitarios probables de materiales almacenables.	35
12	Tabla 4.3 de los pesos unitarios probables de elementos constructivos.	35
13	Continuación tabla 4.3 pesos unitarios probables de elementos constructivos.	36
14	Tabla 5.1 Mínimas cargas distribuidas variables sobre entrepisos.	37
15	Techos inaccesibles salvo fine de mantenimiento	38
16	Tabla 4. Factor de importancia y periodos medios de retorno para el sismo de diseño.	40
17	Tabla 7. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos	41
18	Tabla 11. Factores de condición topográfica	42
19	Tabla 12. Factores de profundidad del basamento rocoso	42
20	Espectro de respuesta elástica	43
21	Factores de espectro sísmico elástico.	44
22	Tabla 18. Valores del periodo característico T en segundos.	44
23	Tabla 19. Parámetros del espectro de la componente sísmica vertical.	44

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	pp.
1	Diagrama de Gantt de infraestructura, Obra de concreto armado.	52
2	Diagrama de Gantt de superestructura, Obra de concreto armado	54
3	Diagrama de Gantt de infraestructura, Obra Mixta	56
4	Diagrama de Gantt de superestructura, Obra Mixta	59

LISTA DE TABLAS

DESCRIPCIÓN

TABLA		pp.
1	Presupuesto de infraestructura, Obra de Concreto Armado.	50
2	Materiales de infraestructura, Obra de Concreto Armado	50
3	Equipos de infraestructura, Obra de Concreto Armado	51
4	Mano de obra de infraestructura, Obra de Concreto Armado	51
5	Presupuesto de Superestructura, Obra de Concreto Armado	52
6	Materiales de Superestructura, Obra de Concreto Armado	53
7	Equipos de Superestructura, Obra de Concreto Armado	53
8	Mano de obra de Superestructura, Obra de Concreto Armado	53
9	Presupuesto de infraestructura, Obra Mixta.	54
10	Materiales de infraestructura, Obra Mixta.	55
11	Equipos de infraestructura, Obra Mixta.	55
12	Mano de obra de infraestructura, Obra Mixta.	55
13	Presupuesto de Superestructura, Obra Mixta.	57
14	Materiales de Superestructura, Obra Mixta.	57
15	Equipos de Superestructura, Obra Mixta.	58
16	Mano de obra de Superestructura, Obra Mixta.	58
17	Costo constructivos y duración total de obra.	60



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURAS MIXTAS PARA EDIFICACIONES MULTIFAMILIARES DE SEIS (6) PISOS

Autores: Jhonaiker E. Álvarez A.
Ricardo J. Tebet S.
Tutor: Ing. Alejandro Pocaterra
Fecha: Abril 2024

RESUMEN

Debido a la creciente necesidad de fomentar el uso de nuevos materiales y tecnologías en la industria de la construcción de Venezuela, el cual es un sector que no está del todo operativo desde hace varios años y en el que las construcciones que se realizan en su mayoría emplean métodos tradicionales de construcción que desaprovechan técnicas actualizadas, lo que trae como consecuencia un atraso respecto a los demás países de Latinoamérica y el mundo en este rubro, afectando el posible desarrollo de nuevos empleos en el país. En vista de esto se presenta el estudio titulado “Análisis comparativo entre Estructuras de Hormigón Armado y Estructura Mixtas para Edificaciones Multifamiliares de seis (6) pisos” cuyo objeto es determinar cuál de las dos opciones constructivas resulta más económica en función de los materiales, equipos, mano de obra y procesos requeridos, para lo cual se parte desde el diseño de ambas estructuras para las mismas condiciones de carga y posteriormente se procederá a calcular y comparar los costos de construcción plasmándolo en indicadores que destaquen las ventajas de cada método constructivo. La presente investigación tiene como finalidad llevar a cabo un proyecto de investigación de tipo factible, a través de un estudio comparativo con un enfoque cuantitativo, con un nivel descriptivo, presenta un diseño documental perteneciente a línea de investigación de ciencias cognitivas y aplicadas, Por ende, se dispuso de técnicas e instrumentos de recolección de datos como el uso de fichas para realizar la revisión documental de normas, así como de la revisión bibliográfica. Para analizar los datos se utilizará gráficos, histogramas, tablas, y programas computacionales. La primera fase metodológica se analizará los criterios de diseño sísmico y estructural relacionados a este tipo de estructuras. La segunda fase se diseñará ambos tipos de estructuras (hormigón armado y estructura mixta) apoyándose de software como ETABS, en la tercera fase se realizará un análisis de costos para ambas estructuras y, por último, la cuarta fase será sobre proponer indicadores para una comparación entre ambas estructuras.

Descriptor: Estructuras mixtas, Hormigón armado, Acero estructural, Análisis estructural, Análisis comparativo.

INTRODUCCIÓN

La estructura es el elemento fundamental de cualquier construcción, ya que está encargada de soportar las cargas que actúen sobre ellas y garantizar su estabilidad, es equivalente a decir que es el esqueleto de la edificación. En la construcción la mayor parte de elementos empleados son estructuras estos elementos pueden incluir desde pilares, vigas, muros de carga, cimentación, entre otros y aunque el concepto de estructura es conocido desde la antigüedad no fue sino a partir del siglo XIX con la introducción de nuevos materiales como el acero y el hormigón, se comenzó a comprender la diferencia entre la estructura y la envolvente lo que permitió una mayor flexibilidad en el diseño y una optimización en el uso de materiales, para poder construir edificios más eficientes y seguros.

La industria de la construcción se encuentra en constantes procesos de cambio, donde se desarrollan nuevos métodos y técnicas para llevar a cabo las obras civiles, si bien el hormigón armado, que se compone de dos materiales como el hormigón y refuerzo de acero, es el material más empleado en la construcción en muchas partes del mundo, el uso de estructuras mixtas que emplean la combinación de diferentes materiales como acero y hormigón armado, es un método que está tomando escena en el sector de la construcción de los países de Latinoamérica visto los resultados obtenidos en Europa y otros países, por las diversas ventajas que ofrecen, tales como reducir el tiempo en el que se lleva a cabo el proyecto, reducir costos, edificaciones más eficientes en cuanto a su resistencia, entre otras.

Sin embargo, en Venezuela la aplicación de este tipo de construcciones se ha quedado unos cuantos pasos atrás visto que todavía se sigue implementando el hormigón o concreto armado en la mayoría de las construcciones civiles, y por otro lado el acero como tal es utilizado en la construcción de Naves Industriales, Columnas de alma llena y Compuestas, Vigas de alma Conexiones apernadas y soldadas, entre otros usos lo que demuestra un cierto atraso en cuanto a las aplicaciones de nuevos métodos constructivos como la opción de utilizar en mayor medida estructuras mixtas así como otros métodos constructivos que fomenten la evolución y desarrollo de la industria de la construcción en el país.

Es por ello el presente trabajo de grado pretende realizar un análisis comparativo entre dos sistemas estructurales que están siendo ampliamente utilizados en diferentes partes del mundo, este análisis parte desde el diseño y cálculo de la estructura hormigón armado y la estructura mixta mediante el software ETABS, los permitirá proponer indicadores que ayuden a tener un mejor entendimiento en la elección de estos dos sistemas ya que esto es esencial para cualquier proyecto de construcción. Además, esta información también será de gran aporte en relación al uso de este tipo de construcción para futuros lectores.

Para empezar la investigación, el capítulo I se plantea sobre el problema que surge, de manera que se abarque desde lo internacional, hasta llegar a la localidad, se formula el problema como una pregunta a resolver para atender a la problemática existente en el proyecto, se desarrollan los objetivos generales y específicos que son necesarios para la realización del proyecto y finalmente se define la justificación del proyecto, y las limitaciones y alcance del proyecto.

Por lo siguiente, en el capítulo II se abarca el marco teórico, en el cual se analizaron trabajos previos que generan un aporte y sirven de antecedentes. Luego se procede a definir la teoría central de investigación, que la cual abarca diferentes ámbitos que sirven de referentes en el desarrollo del proyecto de investigación. Se dieron a conocer distintos conceptos de información relevante a la investigación en las bases teóricas, así como las distintas leyes y normativas mediante las bases legales, la que permitirá la elaboración del diseño de las estructuras, y por último se expusieron definiciones de términos relacionados.

Al acabar el capítulo II, el capítulo III es sobre el marco metodológico, en él se describe el paradigma o el enfoque que tendrá la investigación, el tipo de investigación, el diseño de esta y el nivel o profundidad a la que abarca el proyecto. También se procede a definir la población y la muestra de estudio, las técnicas e instrumentos de recolección que se utilizaran para los datos, las técnicas para analizar dichos datos, y las fases metodológicas en las que se divide la investigación.

Por último, el capítulo IV, se muestran los resultados obtenidos de ejecutar las cuatro (4) fases del proyecto, es decir se mostrarán el análisis de las normas, relacionadas al diseño estructural con concreto armado y acero estructural, se indicará el diseño estructural desarrollado con los resultados obtenidos de cálculos para las dos (2) estructuras, se determinará el presupuesto de las dos (2) obras, conjunto al tiempo, materiales, equipos, y mano de obra de cada una. Y por último se desarrollaron los indicadores de gestión para poder realizar un análisis comparativo entre las 2 obras de construcción.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema

Uno de los aspectos de los que se encarga la ingeniería civil es de evolucionar los aspectos tecnológicos innovadores, que permitan optimizar y mejorar las obras civiles en las cuales los ingenieros se encomiendan, para ofrecer resultados en obras más eficientes (en relación de reducción de costos y recursos usado) y más eficaces que permitan ejecutar su propósito de manera correcta y segura. Cuando se toma en cuenta que las ciudades urbanas aumentan a un paso descomunal, creándose así la necesidad de que se desarrollen estas tecnologías para ir al ritmo de la sociedad.

A principios del siglo XX, surgió un material estructural revolucionario llamado hormigón armado, el cual es resistente a la compresión y flexión debido a su armadura de acero interna. Esto permitió la creación de elementos estructurales como pilares, vigas, muros y forjados con un mismo material. La casa Dominó de Le Corbusier es un ejemplo de esta innovación, permitiendo emplear arquitecturas con grandes ventanales y plantas libres. “El hormigón armado se impuso en construcciones, desde viviendas hasta rascacielos, reemplazando el sistema de muros de carga. A finales del siglo XX, la mayoría de las edificaciones occidentales adoptaron el uso de este material versátil” (López, 2022).

Según López, (2022) “El siglo XIX presenció el reemplazo del hierro por el acero en construcción, el cual se usó en grandes estructuras y torres, antes que el hormigón armado, como ejemplifica la Escuela de Chicago”. Además de su implicación en la creación de pilares y vigas, el acero permite creaciones tridimensionales, como cúpulas geodésicas y la Pirámide del Louvre. En la actualidad, el uso de estructuras mixtas es uno de los métodos más empleados en la industria de la construcción, ya que estas combinan las ventajas propias del acero estructural y del hormigón, para aprovechar lo mejor de ambos elementos, permitiendo crear estructuras que sean más resistentes, eficientes y duraderas. Además de sus diversas adaptaciones prácticas en la ejecución de una obra, como lo expone Romea (2016):

De entre los materiales habituales en estructuras, el hormigón y el acero, han sido los preferidos por su versatilidad y adaptación en todo tipo de estructuras. La unión de ambos, acero y hormigón, genera las conocidas como estructuras mixtas que, hoy en día, son muy utilizadas porque optimizan considerablemente las soluciones constructivas. (párr.4)

Como ejemplo de implementación de estos sistemas mixtos tenemos el puente Juan bravo en Madrid el cual implemento el uso de estas técnicas de estructura mixta (acero

estructural y hormigón prefabricado), lo que marco un nuevo estilo constructivo en la creación de puentes urbanos debido al importante aporte en cuanto a la calidad, profundidad del estudio, los criterios estructurales contemplados, así como el uso de nuevos materiales y procedimientos. La elaboración de esta construcción según Collell (2017) “se planteó como una necesidad causada por la rápida transformación y expansión urbana experimentada por Madrid a finales de la década de los cincuenta dando respuesta al tráfico futuro esperado, tejiendo un poco ambos lados del Paseo de la Castellana”.

Ahora bien, las empresas de construcción en Latinoamérica abarcan un sector muy grande en la economía, ya que contribuye al desarrollo de la región a la vez que genera millones de empleos, sin embargo, también esta se enfrenta a varios desafíos que desaceleran el desarrollo óptimo del mismo, la mala gestión de proyectos, la ineficiencia operativa y la corrupción son algunas de las principales causas de esto. Por otra parte, en Argentina a pesar de los problemas en su economía, se vienen implementados métodos de construcción novedosos para la elaboración de edificios de varios niveles que tengan en cuenta las consideraciones de los futuros habitantes con un costo final asequible a dichas propiedades, lo cual también generara un número considerable de empleos.

Como ejemplo de ello tenemos la construcción de un edificio de planta baja, 5 niveles y 60 departamentos en Neuquén. Según Baldo (2022):

Para la construcción de Espacio Añelo se utiliza un método muy novedoso para la Argentina, destacan desde Ibero: su estructura se fabrica en planta mientras se realizan las fundaciones en el terreno. Luego, se traslada por etapas y se monta la estructura completa: losas prefabricadas con sus instalaciones, muros exteriores armados completos y paneles sanitarios. (párr.5).

El conocer el tipo de estructuras que mejor se pueda adaptar a una construcción en términos de costos, tiempo y seguridad es vital en el desarrollo de un proyecto, como señala Salvatore citado por Baldo (2022) “El proceso industrializado nos permite mejorar la rentabilidad de la inversión de nuestros clientes, dado que brindamos certeza en los tiempos de construcción y en los costos, disminuyendo los riesgos al mínimo”.

Otro ejemplo de ello, según Agurto en vista del rápido crecimiento de la nación del Perú, en el sector de la construcción y la demanda de edificios de gran altura en plazos reducidos, se desarrolló una tesis que radica en validar la idoneidad del acero estructural tanto desde la perspectiva de la integridad estructural como en términos de eficiencia económica. Con el objetivo de demostrar que la utilización del acero en estos contextos resulta más beneficiosa en comparación con otras alternativas. (2014).

Mencionado, es notable como en varios países de Latinoamérica se busca utilizar sistemas estructurales que aporten mayores ventajas a diferencia del uso tradicional del concreto armado, como el uso de estructuras de acero y mixtas obteniendo excelentes resultados que no solo benefician a los encargados del proyecto y sus propietarios, sino también a la población en general de ese país ya que impulsa el desarrollo de nuevas áreas de trabajo. Sin embargo, esto no es así el caso de Venezuela ya que como lo señalan en su trabajo de grado Castellano y Marrero (2023):

A pesar de que en Latinoamérica se implementa, en Venezuela es muy poca la utilización que se le da a estas estructuras es comparación a las elaboradas en concreto armado solamente, debido al poco manejo del cálculo y diseño de las mismas, proceso de construcción aparentemente más difíciles de realizar, necesidad de mano de obra calificada, 5 equipos y maquinarias especiales, y todo esto englobado en la problemática de construir obras dentro del análisis de costos y que forma parte de esta investigación. (p.4)

El Correo de Caroní reporto que, según La Cámara de la Construcción de Bolívar, hay una parálisis del sector del 98% para el cierre del año, el presidente Oscar Gómez indico que la crisis económica y la paralización de obras como urbanismos de la Gran Misión Vivienda Venezuela, indicó que, si se reactivan las obras paralizadas, en una primera etapa podrían emplearse 10 mil personas (2022). Es por ello que es de suma importancia un desarrollo de tecnologías para mejorar la rentabilidad de obras civiles.

Rojas, indica que El presidente de La Cámara de la Construcción de Carabobo, Mario Gonzales Ponce menciona que, si bien no existen grandes obras en Carabobo, las empresas han encontrado nuevas formas de trabajo para mantener sus puertas abiertas y seguir generando fuentes de empleos. Asegura que la falta de financiamiento y el bajo poder adquisitivo evitan el renacer del sector primario de la construcción (2022).

Por esta razón en Venezuela se debe estudiar el uso de nuevos materiales y tecnologías en la industria de la construcción un sector que no está operativo desde hace varios años y en el que se siguen empleando métodos tradicionales de construcción muy desactualizados, lo que genera una gran pérdida en ese rubro, A diferencia de muchos países de Europa y Latinoamérica que emplean estructuras mixtas de acero-concreto para reducir costos, alargando la vida útil mediante construcciones sostenibles, así como el uso de tecnologías como el sistema BIM (Building Information Modeling).

En Venezuela, se observa como disminuye el poder adquirir viviendas unifamiliares o multifamiliares de bajo costo sobre todo para los habitantes de ingresos medios. Vista la creciente necesidad de estructuras más económicas, eficientes y duraderas, estas características le brindan importancia al tipo de construcción a ejecutar, en este contexto al querer

implementar estructuras de hormigón armado y mixtas en viviendas multifamiliares mediante esta investigación se debe contemplar el aprovechamiento de las mismas para generar un uso progresivo y adecuado de estas edificaciones.

Por ende, el saber cuándo y cómo beneficia cada una de estas estructuras, permiten entender estas herramientas, y en qué momento es el adecuado de usar cada una ellas, entendiendo cuales serían los aspectos en los que se difieren, y en los que actúan de forma eficaz y eficiente en lo posible. Es así como se podría igualar el paso en el que las urbanizaciones y las necesidades de las obras civiles crecen, aplicando dichas tecnologías en las situaciones correctas, sin embargo, se deben identificar primero, cuales son susodichas situaciones correctas.

A raíz de la problemática planteada anteriormente, esta investigación se centró en llevar a cabo un análisis comparativo entre una estructura de hormigón armado de uso frecuente y una construcción mixta. El propósito principal consistió en determinar cuál de estas metodologías ofrece soluciones que resulten más rentables y adecuadas al momento de elegir alguna de estas basándose en los criterios de diseño, su incidencia sísmica y el tipo de construcción que se necesite. Es consecuencia este estudio sirve como un medio para ampliar la percepción en el ámbito de la ingeniería civil en Venezuela acerca de los avances contemporáneos en construcción y al mismo tiempo, promover la consideración de enfoques y materiales alternativos a las prácticas tradicionales en la construcción de edificaciones.

1.2 Formulación del problema

¿Cómo se puede diferenciar en aspectos económicos y administrativos una estructura de hormigón armado y una estructura mixta (hormigón armado-acero) en el contexto de edificaciones multifamiliares de seis (6) pisos?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

Desarrollar un análisis comparativo entre una estructura de hormigón armado y una estructura mixta, para edificaciones multifamiliares de seis (6) pisos, con el propósito de evaluar tanto las consideraciones técnicas constructivas, como los aspectos económicos administrativos asociados a ambas opciones constructivas.

1.3.2 Objetivos específicos

- Analizar los criterios de diseño sísmico y estructural para edificaciones multifamiliares de seis (6) pisos, con los códigos y normativas estructurales pertinentes.
- Diseñar una estructura de hormigón armado y una estructura mixta (hormigón armado y acero) acorde a los criterios de diseño normativos.

- Realizar un análisis de costos directos relacionados con la construcción de cada tipo de estructura, incluyendo materiales, equipos, mano de obra y otros factores.
- Elaborar un análisis comparativo de las diferencias de construir la estructura de hormigón armado con la mixta a través de la definición de indicadores de gestión.

1.4 Justificación de la investigación

Debido a la constante interrogante sobre el uso de ciertos tipos de estructuras en edificaciones, viviendas, instituciones educativas, fabricas, etc. Surge la creciente demanda de construcciones económicas y con una mayor vida útil, mediante esto se da la necesidad de esta investigación que busca comparar los costos y diferencias entre una estructura de hormigón armado y una mixta, destinadas a edificios multifamiliares. Dicho esto, se puede mencionar que en Venezuela no se aprovechan este tipo de estructuras puesto los ingenieros están acostumbrados a usar métodos tradicionales antes que desarrollar este tipo de proyectos, puesto este requiere de un detalle minucioso a la hora de realizar el cálculo de las misma.

En cuanto a los sistemas estructurales que si se aprovechan en el país están las estructuras metálicas empleadas en la elaboración de naves industriales, galpones, centros comerciales así como diversos elementos estructurales, es por ello, que el diseño de una estructura de hormigón armado y una mixta para su comparación permitirá conocer otra perspectiva referente a las diferencias en términos de resistencia, costo, tiempo, adaptabilidad, entre otras características, así como las ventajas de ese proceso constructivo generando beneficios, que brinden una mayor noción a la hora de tomar la decisión de utilizar alguno de estos sistemas estructurales, además de proporcionar información valiosa en cuanto al uso del software Extended Three-dimensional Analysis of Building System (ETABS) no solo para estudiantes sino para profesionales del sector de la construcción, fomentando el uso de nuevos métodos constructivos en lugar del método tradicional.

Por otra parte, la decisión al momento de comparar ambos sistemas estructurales radicará en la vulnerabilidad sísmica de las mismas ayudando a incentivar el conocimiento lo que beneficia no solo a la sociedad si no que promueve el desarrollo de dimensión política, económica y social. El presente trabajo de grado al ser enmarcado como un proyecto factible reconoce la importancia de avanzar en cuanto a los métodos tradicionales para la elaboración de dichas edificaciones por lo que se espera promover el uso de nuevas tecnologías constructivas que mejoren la eficiencia, los costos y el rendimiento de una obra, así como las ventajas y desventajas para la industria de la construcción venezolana, de este modo se puede lograr a la par un desarrollo social y económico.

1.5 Alcance y limitación.

Las edificaciones de hoy en día tienen que estar destinadas a proporcionar un espacio seguro para el desarrollo de la sociedad, teniendo esto en cuenta se sabe que existen innumerables diseños estructurales y métodos constructivos generalmente orientados a obtener al máximo los recursos sin comprometer desde los costos, tiempo, hasta la calidad de la obra. El no escoger el tipo de construcción adecuada puede ocasionar fallas en la estructura que vayan desde la posibilidad de que ocurran pérdidas fatales, hasta el acortamiento de su vida útil y pérdidas económicas de gran magnitud.

En vista de lo expuesto anteriormente, la presente investigación busca desarrollar una comparación entre una estructura de hormigón armado y una mixta orientado hacia los edificios multifamiliares de seis (6) pisos, encaminándola desde la revisión de normativas venezolanas, las estructuras cuentan con un sistema aporticado el cual está constituido por cinco porticos en la dirección X con una longitud total de 19.78 metros y Cinco porticos en la dirección Y con una longitud total de 15.75 metros, en Z se tienen 6 niveles de piso más la sala de máquinas, en la terraza para una altura total de 21.45 metros. Tenemos que la edificación contara con los siguientes espacios: (Planta Baja, 6 Plantas Tipo las cuales cuentan con dos apartamentos por piso, por último, la Terraza y el cuarto de Máquinas). Para efectos teóricos del estudio, la edificación se ubica en Valencia, estado Carabobo. Dicha zona posee una actividad sísmica leve, pero con zonas aledañas de alto riesgo.

El diseño de las estructuras a través del software ETABS, permitirá realizar el análisis de costos de la construcción y definir ciertos indicadores que ayuden a comparar las diferencias en la construcción de ambos tipos de estructuras. Por otra parte, es importante señalar que si bien las estructuras mixtas se pueden construir tanto en combinaciones de acero-concreto, madera-concreto, madera-acero y bambú, para esta investigación se propondrá el diseño de una estructura mixta en acero-concreto, con la única diferencia entre las estructuras es que en la mixta se implementará miembros de acero del piso 5 hasta la sala de máquinas.

Para ello se debe tomar en cuenta que solo se tomaran las solicitudes necesarias para el diseño y calculo estructural de ambas estructuras sin la presencia de las instalaciones eléctricas y sanitaria, los estudios de campo del suelo y sísmicos, por ende, el presente estudio será netamente teórico ya que no se pretende construir dichas estructuras, igualmente este estudio estará fundamentado en los datos proporcionados por el software ETABS. Por otra parte, se usará la información disponible al momento de la investigación y los precios de los materiales, equipos y mano de obra pueden estar sujetos a cambios en un país con una economía inestable.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

Según Tamayo (2004), los antecedentes son el proceso que "consiste en el análisis de investigaciones iguales o similares relacionadas en nuestro campo de estudio" (p.99). A continuación, se presentan los trabajos de grado previos sobre la temática a tratar que serán consultados para el desarrollo del presente trabajo de investigación:

B. Castellano y A. Marrero (2023), realizaron una investigación de trabajo de grado titulada **“Estudio Comparativo de Costos Constructivos entre una Estructura Mixta y una de Concreto Armado partiendo del Diseño Estructural”** presentado en la Universidad José Antonio Páez en San Diego, Carabobo, para optar por el título de Ingeniero Civil. La investigación tuvo como objetivo realizar un análisis comparativo de costos entre una estructura mixta y una de concreto armado partiendo del diseño estructural, para una estructura de 3 niveles, partiendo de la deficiencia que existe en el país en la implementación de este tipo de estructuras comparado al resto del mundo. Permitió proponer indicadores en las ventajas que ofrecen ambos tipos de estructuras al modelarlas mediante un software de cálculo y análisis estructural, el cual brinda una mejor eficiencia respecto a los métodos tradicionales.

La metodología de esta investigación correspondió a una del tipo comparativo, con un diseño de campo y de carácter descriptivo. En dicha investigación se aplicaron técnicas de recolección de datos la revisión documental para contribuir a recopilar e interpretar información antigua o registros. Se usó como instrumento de recolección de datos, las fichas. Para analizar los resultados, se dio uso de tablas, gráficos, histogramas, y programas computacionales. Se concluyó que múltiples factores, como que la estructura mixta es 5% más costosa, pero también toma menor tiempo en ser levantada. Esta investigación ha servido para aportar las leyes y normas que se deberán acatar para la realización del cálculo y diseño la estructura de hormigón armado y la estructura mixta, así como mostrar la aplicación de uso de software como ETABS, para la realización de estos cálculos y diseño.

La investigación de trabajo de grado de V. García y W. Linares (2023), titulada **“Análisis comparativo de la estimación de costos para la fabricación de conexiones soldadas en naves industriales.”** presentado en la Universidad José Antonio Páez en San Diego, Carabobo, para optar por el título de Ingeniero Civil, tuvo como objetivo de investigación, la realización de un estudio comparativo de la estimación de costos para la fabricación, de conexiones soldadas en naves industriales diseñadas con perfiles de alma llena y tubulares, con el propósito de que los ingenieros calculistas puedan establecer los costos de

manera más eficaz, aplicando la FONDONORMA 1618-2016 y la FONDONORMA 1755-2016. En vista de que la mayoría de los fabricantes proporcionan una estimación de dichos costos a través de un historial de proyecto similar.

Este trabajo de grado posee una metodología, que es un tipo de investigación cuantitativa con enfoque descriptivo y diseño documental de campo, además de ser un proyecto factible. Para recolectar los datos, se usó revisión bibliográfica y documental, apoyada de instrumentos de recolección de datos como tablas de anotación de los datos recopilados. Para analizar los datos recolectados, se usaron tablas, gráficos, e histogramas, usados para analizar la información a través del método comparativo. En esta investigación, a través de sus procedimientos, de acuerdo al diseño de las conexiones dadas, para naves industriales con naves llenas y tubulares, brinda como aporte unas bases de cuál guiarse para la realización de comparaciones en cuanto a los costos de levantar las estructuras, considerando factores como el tiempo, la mano de obra, materiales, equipos, prestaciones sociales, entre otros elementos.

Un antecedente corresponde a F. Julcarima y Y. Mejía (2020), ambos realizaron un trabajo de grado titulado: **“Análisis comparativo entre estructura de concreto armado y estructura de acero para diseño de vivienda multifamiliar, Villa el Salvador, 2020”** presentado en la Universidad Cesar Vallejo en la ciudad de Lima, Perú. Para optar por el título de ingeniero Civil. Esta tesis tuvo como objetivo realizar un análisis comparativo entre dos estructuras de distintos materiales una de concreto armado y otra de acero estructural con el fin de determinar cuál sería más conveniente para una vivienda multifamiliar de cinco niveles en Villa el Salvador, para ello ambas fueron diseñadas mediante los reglamentos y métodos pertinentes, así como el posterior análisis sísmo resistente.

En cuanto a la metodología empleada, el estudio fue de tipo aplicada y de enfoque cuantitativo no experimental de nivel transversal descriptivo. Entre las técnicas usadas en esta investigación están la Observación de campo, Revisión de informe de microzonificación del Distrito y Recopilación de información del RNE, y como instrumentos de recolección de datos, se utilizaron las Fichas técnicas y un estudio de suelos (ya elaborado). Como resultados, se destacó que en la estructura de concreto se producen fuerzas laterales mayores que en la estructura de acero la cual incluso resulta un 30% más ligera que la de concreto y un 5% más económica. Pudiendo concluir que la estructura de acero es más conveniente para el diseño de una vivienda multifamiliar de cinco niveles en Villa el Salvador.

De esta manera, el mencionado trabajo fue de mucho aporte para el desarrollo de la presente investigación, ya que proporciono valiosa información a la hora de realizar el modelado de una estructura de concreto armado y una estructura de acero en ETABS, el cual

permitió saber el tipo de respuesta que estas estructuras tienen ante las cargas sísmicas. Por otra parte, también proporciono una idea más clara en cuanto a la comparación de costos de ambos tipos de estructuras, ya que, si bien la estructura de acero resultó más económica en este estudio, esto depende de los costos de mercado que experimente el país, así como de los perfiles disponibles en ese momento.

Adicionalmente tenemos de antecedente que S. Estrada y J. Verde (2020), presentaron el trabajo de grado titulado: **“Análisis comparativo del diseño estructural con la aplicación del software Etabs respecto al método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima.”** el cual fue presentado en la Universidad San Martín de Porres, en la ciudad de Lima, Perú. Para optar por el título de ingeniero Civil. La presente investigación tuvo por objetivo realizar un análisis comparativo en cuanto a dos métodos para la elaboración de un edificio de cinco pisos con semisótano, esto partiendo del diseño estructural en Etabs y con el método tradicional, Para llevarla a cabo se utilizaron ambos métodos para realizar dicho análisis con el fin de encontrar las diferencias entre estos dos y así proporcionar mejoras en el diseño estructural de estas edificaciones.

En vista de esto, el mencionado estudio se enmarca en una metodología de tipo cuantitativa y diseño transversal, como muestra se tuvo al edificio multifamiliar de cinco pisos con semisótano. En el desarrollo de esta investigación se utilizó la técnica de Gabinete empleada para recopilar información de distintas fuentes en este caso los planos arquitectónicos de un Proyecto Multifamiliar, así como los distintos instrumentos de recolección de datos entre los cuales están, Material bibliográfico, Cuestionario para las encuestas, Fichas Comparativas, ETABS, la Observación y el conocido Diagrama de Ishikawa. Dicha investigación obtuvo como resultado que el método tradicional posee una mayor exactitud para el diseño de las cuantías de acero a través del uso de ETABS.

Con base en lo expuesto anteriormente, este permitió obtener una mayor información sobre el análisis y diseño estructural usando el software ETABS, ya que este ayuda notablemente al ingeniero estructuralista a reconocer y analizar los resultados de una manera más rápida y eficiente. Este también permitió obtener una mayor claridad en cuanto al grado de confiabilidad que se pueden presentar en estas estructuras mediante los distintos tipos de análisis aplicados, ya que por ejemplo se evidencia la diferencia en el peso que posee, la estructura al realizarla en ETABS y en el Método Tradicional, así como las diferencias en las dimensiones de las secciones de los elementos y en las cargas que actúan en esta.

En consecuencia, se estudió el trabajo de grado presentado por I. Baute (2019), el cual fue titulado: **“Estudio de la factibilidad técnica del uso de vigas mixtas en la estructura del**

estacionamiento de la catedral de ciudad Guayana” presentado en la Universidad Católica Andrés Bello en la Catedral Ciudad Guayana, Edo. Bolívar. Para optar por el título de Ingeniero Civil. Dicho trabajo tuvo como objetivo el estudiar la viabilidad en el uso de vigas mixtas en la estructura de un estacionamiento, partiendo desde los fundamentos teóricos y prácticos más representativos del estudio. Para ello se pretende insertar perfiles V800 e IPE en vigas y unirlos a la losa de acero por medio de conectores de corte para que así trabaje como una estructura mixta, obteniendo una mayor capacidad de carga lo que la beneficiaria pudiendo eliminar las columnas y reducir el material de construcción.

Ahora bien, esta investigación tuvo un enfoque metodológico cuantitativo, con un diseño de campo con un nivel de profundización descriptivo, y de acuerdo al propósito es una investigación aplicada ya que ella depende de los descubrimientos y avances de la investigación básica. Se emplearon como técnicas para la recolección de los datos la revisión documental, a través del uso de planos y normas que rigen el diseño estructural, Fichas técnicas, ETABS y la observación libre. Una vez obtenida la información pertinente se pudieron generar nuevas alternativas para el desarrollo de dicho estudio, como la reducción en los materiales de construcción y el aumento de las luces de las vigas del estacionamiento, también teniendo como alternativa viable el usar vigas mixtas con conectores.

En función de lo presentado anteriormente, el presente estudio aportó conocimientos valiosos sobre el uso de estructuras Mixtas en lugar de las de concreto armado, ya que estas tienden a ser más eficientes, debido a que la combinación de materiales hace que se aprovechen las mejores cualidades de cada uno, lo que resulta en una ventaja a la hora de la ejecución de la obra, no siendo necesario el uso de mano de obra altamente calificada y reduciendo los desperdicios.

2.2 Teoría central de la investigación

La teoría central de una investigación, según Mendoza (2012) Es un aspecto fundamental en el desarrollo del conocimiento científico, es decir, la ciencia requiere del desarrollo de teoría. Para tal efecto, en el proceso de la investigación científica, la teoría se convierte en el marco teórico de dicho proceso, que sirve de base para establecer las relaciones causa-efecto, por medio de modelos, en los que se plantean enunciados conceptuales o hipótesis a verificar. En este contexto, se presentan tres teorías clave que contribuyen al enfoque y desarrollo de la investigación.

2.2.1 Teoría de Sistemas

La Teoría General de Sistemas (TGS) se presenta como un enfoque sistemático y científico para abordar la realidad, así como una guía para prácticas multidisciplinarias desde

biología hasta gestión empresarial, con el fin de afrontar problemas complejos. Esta teoría se utiliza como herramienta de análisis y síntesis en la investigación, permitiendo valga la redundancia analizar y sintetizar fenómenos de la realidad.

2.2.2 Teoría de Restricción

Por otro lado, la teoría de restricciones, conocida como TOC, se enfoca en identificar y gestionar las limitaciones que impactan un proceso o sistema, su premisa fundamental radica en que un sistema es tan fuerte como su componente más débil, lo que motiva la identificación y eliminación de restricciones que limitan el rendimiento y la eficiencia. Estos se emplean principalmente en la gestión de operaciones y la mejora de procesos con el objetivo de aumentar la productividad y la eficacia.

2.2.3 Teoría Estructural

En cuanto a la teoría estructural, se refiere a un enfoque de investigación centrado en el análisis de la organización de un sistema o fenómeno, su principal objetivo es comprender cómo las diversas partes o componentes de un sistema están organizados y cómo interactúan entre sí. Esta teoría se aplica en múltiples campos, como la sociología, la psicología y la ciencia política, para examinar aspectos estructurales que influyen en el comportamiento y el funcionamiento de sistemas sociales o humanos.

2.3 Bases Teóricas

Primeramente, cabe mencionar que las bases teóricas según Arias (2006), "Constituyen enfoques y posiciones de distintos autores que permiten sustentar la investigación". De acuerdo a esto las bases teóricas son todos los conjuntos de teorías y conceptos propuestos por otros autores que tienen relación con el tema de estudio y que proveen de credibilidad a una investigación.

2.3.1 Sistemas estructurales

Un sistema estructural se crea al unir elementos individuales de manera que aprovechen las características únicas de cada elemento para lograr una estructura global eficiente. Esto debe hacerse cumpliendo las restricciones necesarias para el funcionamiento de la construcción. Sistema estructural es una configuración de elementos al interior de la estructura que, individualmente, pueden soportar un determinado tipo de carga, y en conjunto garantizan la resistencia y el comportamiento que se desea en la estructura. Estos sistemas pueden ser clasificados según su ámbito de aplicación (como informática o molecular), su método de trabajo (ya sea de vector activo, compresión o tracción), y el material utilizado (como fibra natural, piedra o cerámica).

2.3.2 Estructuras de hormigón

Las estructuras de hormigón son una combinación de hormigón y acero de refuerzo esto con el fin de crear elementos estructurales como vigas, columnas, muros, fundaciones, losas entre otros. Debido a la gran adherencia entre ambos proporciona una gran ventaja ya que se pueden utilizar como un solo elemento en todo tipo de edificaciones desde caminos, puentes, presas, túneles y obras industriales. Para asegurar la adherencia, la mezcla de hormigón, también denominado concreto, recubre en su interior las barras o mallas de acero de refuerzo, denominadas armaduras.

2.3.3 Estructuras de Acero

Una estructura de acero es una construcción en la que la mayoría de sus elementos simples o compuestos que constituyen la parte estructural son de acero. En caso de que se combinen elementos de acero y concreto uno estará destinado a soportar las cargas de tracción mientras que el otro soportara las de compresión respectivamente, generando así el elemento de construcción llamado concreto armado o hormigón armado.

2.3.3 Estructuras Mixtas

Una estructura mixta son las que se construyen una parte de perfiles metálicos y otra de hormigón armado, tiene un uso muy versátil ya que en estos se pueden realizar distintas actividades sin ninguna limitación. Este tipo de estructuras son construcciones resistentes que poseen como ya se mencionó secciones mixtas, es decir secciones resistentes en las cuales el acero estructural o estructuras metálicas trabajan en conjunto con el hormigón o estructuras de hormigón armado a los que se les agregan elementos básicos, armaduras pasivas, armaduras de pretensar, entre otros. Según el Ingeniero González, J. (2024) las estructuras mixtas de acero y concreto son estructuras donde el sistema resistente no está limitado a miembros un material como el concreto armado, sino que se utiliza ambos (Acero y concreto armado).

2.3.4 Concreto

Según Fratelli (1993) “El concreto es un material pétreo artificial, que se obtiene al mezclar en determinadas proporciones cemento, agregados gruesos y finos, con agua. El concreto y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, dando por resultado un material de gran durabilidad que fragua y endurece, incrementando su resistencia con el paso del tiempo. El concreto simple es resistente a la compresión, pero es débil en tracción, por lo cual se lo debe armar convenientemente con barras de acero que absorben los esfuerzos de tracción y evitan la formación de grietas en la mezcla del concreto” (p.205).

2.3.5 Concreto Armado

El concreto armado es una mezcla de dos materiales, concreto y acero, que se utiliza en estructuras que requieren alta resistencia a la tracción. Por definición, es un material al que se

le han añadido armaduras metálicas para obtener este tipo de hormigón. El hormigón armado adquiere las principales características de ambos elementos, ya que el concreto es un material resistente a la compresión, pero no soporta muy bien la tracción, en cambio el acero resiste la tracción y la compresión. Por tanto, la combinación de estos dos materiales hace que el hormigón armado sea resistente a ambos estados, volviéndolo así un material idóneo para la construcción.

2.3.6 Ventajas del concreto armado

La sinergia entre el acero de refuerzo y el concreto, le proporciona al concreto armado una serie de propiedades que hacen que sea uno de los materiales más usados en el sector de la construcción. Algunas de las ventajas que nos ofrece son:

- **Resistencia:** Al trabajar con este material, se evidencia su capacidad para soportar fuerzas de tracción y compresión, además de resistir la torsión y la flexión.
- **Durabilidad:** Estas estructuras se caracterizan por su solidez, casi como si fueran roca, y tienen una vida útil prolongada cuando se mantienen en ambientes secos y moderados durante largo tiempo.
- **Moldeable:** El concreto armado tiene la capacidad de adaptarse a diferentes formas arquitectónicas.
- **Disponibilidad:** Este material es altamente aprovechable en todo el mundo, ya que sus componentes se encuentran fácilmente en diversos lugares de los países.
- **Resistencia térmica:** Posee una excelente capacidad para almacenar calor y ofrece una resistencia al fuego que puede mantenerse durante una duración de entre una y tres horas, lo que lo convierte en uno de los materiales más resilientes al fuego, aunque no es completamente incombustible.
- **Propiedades adherentes:** El concreto y el acero se unen de manera sólida, ya que tienen un coeficiente de expansión similar, lo que les permite mantener una fuerte conexión entre sí.

2.3.7 Desventajas del concreto armado

Por otra parte, existen algunas desventajas y/o puntos en contra del uso de este material que serán mencionadas a continuación:

- **Porosidad:** El concreto armado puede sufrir daños significativos cuando se encuentra en contacto con suelos con alto contenido de humedad, como terrenos acuíferos. En estos casos, es esencial aplicar un sistema de impermeabilización en las partes expuestas al agua.

- **Requisitos de Diseño:** Dado que este material incorpora una estructura interna específica para soportar cargas, se hace necesario contar con un profesional experto en ingeniería estructural para realizar el cálculo de diseño de manera adecuada.
- **Costos:** El concreto armado puede volverse costoso debido a las dimensiones adicionales que debe adquirir para soportar cargas considerables. Por lo tanto, el aumento en las dimensiones de los elementos de concreto también se traduce en un incremento en los costos asociados.

2.3.8 Acero Estructural

El acero estructural es una aleación de hierro, carbono y otros elementos que se utilizan en la construcción de edificios, puentes y otras estructuras. Se pueden clasificar según su forma, resistencia, grado y composición química. "El acero estructural es uno de los materiales más importantes para la construcción de edificios, puentes, barcos, etc. Es muy versátil ya que posee poco peso y gran resistencia" (Baute, 2019).

El acero estructural se clasifica según la norma ASTM de la siguiente forma:

- Aceros de propósitos generales (A36)
- Acero recomendado para armaduras de edificaciones o puentes (A992)
- Aceros estructurales de carbono (A529).
- Aceros de alta resistencia y baja aleación (A572).
- Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 y A588).
- Aceros templados y revenidos (A514 y A588).

2.3.9 Ventajas del Acero Estructural

El acero estructural posee un gran número de ventajas, según McCormac (2016) algunas de estas son:

- **Alta Resistencia:** El acero estructural es notable por su resistencia, lo que resulta en estructuras más livianas y adecuadas para puentes y edificios.
- **Uniformidad:** Las propiedades del acero se mantienen constantes con el tiempo, similar al concreto reforzado.
- **Elasticidad:** Sigue la ley de Hook incluso bajo esfuerzos extremos, permitiendo cálculos precisos de las estructuras.
- **Durabilidad:** Con el tratamiento adecuado, como el galvanizado, el acero estructural puede durar indefinidamente al prevenir la corrosión.

- **Ductilidad:** La capacidad de deformarse antes de la fractura es una ventaja, especialmente en sobrecargas, ya que las deformaciones son evidencia de problemas.
- **Tenacidad:** Combina resistencia y ductilidad, lo que permite resistir grandes fuerzas incluso con grandes deformaciones.
- **Ampliaciones Sencillas:** Las estructuras existentes pueden ampliarse utilizando acero estructural, como puentes y edificios.
- **Propiedades Diversas:** El acero estructural es versátil y se puede trabajar fácilmente mediante soldadura, tornillos y más, además de ser reciclable.

2.3.10 Desventajas del Acero Estructural

Entre las desventajas del acero estructura que señala McCormac (2016), se encuentran:

- **Corrosión:** Los aceros estructurales son vulnerables a la corrosión debido a la exposición al aire y la humedad. El mantenimiento, como la pintura o el galvanizado en caliente, es necesario para prevenir la pérdida de resistencia.
- **Costo de Protección contra el Fuego:** Aunque no se incendian fácilmente, los aceros estructurales son excelentes conductores de calor. Esto puede reducir su resistencia en incendios y aumentar la necesidad de medidas de protección contra el fuego.
- **Susceptibilidad al Pandeo:** Miembros estructurales largos y esbeltos pueden pandearse, lo que requiere el uso de refuerzos adicionales, como cartabones, para aumentar la rigidez.
- **Fatiga:** Grandes cargas de peso pueden provocar fatiga en el acero estructural, especialmente cuando se somete a tensiones repetidas.
- **Fractura Frágil:** Bajo ciertas condiciones, el acero estructural puede perder su ductilidad y experimentar fractura frágil, especialmente en lugares donde se experimentan tensiones extremas o temperaturas muy bajas.

2.4 Bases Legales

La investigación se respaldará y acatará las normas y leyes que serán mencionadas a continuación, con el propósito de permitir realizar los diseños de ambos tipos de estructuras ya mencionados anteriormente, para lograr diseños apropiados a las especificaciones dadas por estas legislaciones.

Las normas venezolanas son aquellas de relevancia a la investigación, que son aplicadas nacionalmente, y por lo tanto tendrá mayor relevancia, sin embargo, uno se puede apoyar de leyes y normas internacionales siempre que no vayan en contra de lo indicado en las leyes y normas nacionales. Estas normas vienen siendo diseñadas por la Comisión Venezolana de normas industriales (COVENIN) y el Fondo para la Normalización y certificación de calidad (FONDONORMA).

2.4.1 Norma COVENIN 2002-88. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.

Esta norma establece los criterios y requisitos mínimos de las acciones que deben tomarse en cuenta para la fabricación, montaje y construcción de un proyecto de una edificación en todo el territorio venezolano.

2.4.2 Norma COVENIN 2003-86. Acciones del Viento sobre las Construcciones.

Esta norma establece las especificaciones mínimas a cumplir para las acciones del viento determinadas sobre construcciones que se proyecten en territorio venezolano.

2.4.3 Norma COVENIN 1756-2019. Construcciones Sismo resistentes.

La siguiente norma dada por la COVENIN, Establece los criterios y procedimientos mínimos para el análisis, diseño y evaluación de edificaciones tipificadas sujetas a la acción de movimientos sísmicos; y especifica las acciones sísmicas para aplicación a todo tipo de construcciones según su desempeño esperado.

2.4.4 Norma FONDONORMA 1618:1-2016. Edificaciones. Estructuras metálicas. Parte 1: Especificaciones generales para el diseño.

Creada por la FONDONORMA, define para el diseño de sistemas estructurales en acero o en sistemas donde el acero estructural y el concreto actúen de manera conjunta como sección mixta. Establece criterios para el diseño, fabricación y el montaje de estructuras de acero.

2.4.5 Norma FONDONORMA 1753:2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.

Diseñada por la FONDONORMA, establece los requisitos para el proyecto y ejecución de edificaciones construidas con hormigón estructural que se proyecten en territorio venezolano.

Las Normas americanas son aquellas de relevancia a la investigación, desarrolladas y aplicadas en los Estados Unidos. A pesar de no ser leyes aplicadas nacionalmente, siempre que no vayan en contra de la legislación venezolana, se puede usar para realiza diseño estructural.

2.4.6 Norma AISC 360-22. Specification for Structural Steel Buildings.

Esta norma formulada por la American Institute of Steel Construction (AISC) provee especificaciones que deberá cumplir las construcciones estructurales de acero, indicando como diseñar en base a resistencias admisibles (ASD) y en base a factores de Carga y resistencia (LRFD), esta norma

2.4.7 Norma AISC 341-22. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

Esta norma creada por la AISC indica las previsiones a tener en cuenta en el diseño, fabricación, erección y calidad de miembros estructurales y conexiones de acero, para los sistemas de resistencia ante las fuerzas sísmicas (SFRS), y empalmes y bases de columnas en sistemas de estructuras por gravedad de edificaciones y otras estructuras con pórticos de momentos, marcos reforzados y muros de corte.

2.4.8 Norma AISC358-22. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic applications.

Esta norma desarrollada por la AISC especifica criterios de diseño, detallado, fabricación y calidad para conexiones que están precalificadas concorde a la AISC 341-22 para el uso de pórticos momento especiales (SMF) y pórticos de momentos intermedios (IMF).

2.4.9 Norma ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete.

Esta norma fue establecida por la American Concrete Institute, indica los requisitos de Reglamento para concreto estructural que contiene los requisitos mínimos para materiales, diseño y detallado de edificaciones a base de hormigón estructural. Esto incluye concreto construido en obra, prefabricado, concreto simple, construcciones no preeforzadas, entre otras.

2.5 Definiciones de Términos

Acciones Mínimas: Fenómenos que traen como consecuencia cambios en los estados de tensiones y deformaciones en elementos de una edificación, como cargas, asentamientos, efectos de temperatura, entre otros.

Acciones Permanentes: actúan de manera continua en la edificación y se considera de valor invariables en función del tiempo, como las cargas de peso propio de los elementos de construcción.

Acciones Variables: Actúan sobre la edificación con un valor variable en el tiempo, que se deben por su ocupación y uso de la edificación como la carga de las personas, objetos, vehículos, entre otros.

Barlovento: Lado desde donde sopla el viento

Diseño a base de factores de carga y resistencia (Load and resistance factor design LRFD): Método de dimensionamiento de componentes estructurales siendo la resistencia de diseño iguale o exceda las resistencias requeridas provenientes de las combinaciones LRFD para cargas.

Diseño a base de resistencias admisibles (Allowable strength design, ASD): Es un método para dimensionar componentes estructurales, donde la resistencia requerida calculada con solicitaciones de carga ASD no sobrepasen las cargas admisibles.

Pandeo flexional: Pandeo en el que un miembro a compresión flecta o pandea lateralmente.

Pandeo Flexo torsional: Modo de pandeo en el que el miembro a compresión se flecta y tuerce sin cambiar la sección transversal.

Pandeo Torsional: Modo de pandeo en el que miembro a compresión gira alrededor del eje de centro de corte.

Pandeo Local: Estado límite de elemento a compresión de la sección transversal.

Periodo de retorno: Tiempo promedio que debe transcurrir para que se exceda la velocidad básica del viento

Sistemas de Resistencia ante fuerza sísmica (Seismic force resisting system, SFRS): parte del sistema estructural que han sido considerados en el diseño para proveer la resistencia requerida para las fuerzas sísmicas.

Sotavento: Lado opuesto a donde sopla el viento.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLOGICO

El marco metodológico es el conjunto de procedimientos que están presentes en todo el proceso de investigación y que tienen el objetivo de exponerla en forma estructurada, para encontrar la información necesaria con un cierto grado de validez y precisión (Balestrini, 2000, p.113). Dicho esto, el presente capítulo tiene como objeto dar a conocer los procedimientos y herramientas metodológicas que permitirán desarrollar este estudio.

En primer lugar, Palella y Martins (2012), establecen que “la concepción de ciencia asumida en el uso de lo que se ha dado en llamar enfoque cuantitativo, no es otra cosa que la forma como se lleva a la práctica el método hipotético- deductivo” (p.46). Este estudio posee un enfoque cuantitativo, ya que es necesario para analizar la información relevante mediante las revisiones documental y bibliográfica, con el propósito de obtener datos estadísticos sobre la muestra que permitan el posterior diseño de las dos edificaciones a estudiar con la aplicación del marco normativo vigente. Para ello se empleará como instrumentos el uso de fichas técnicas, así como el análisis de datos el cual ayudara en elaboración de los indicadores que comparen las ventajas que poseen ambas al momento de ser elegidas.

3.1 Tipo de Investigación

Como punto principal se debe destacar que, al realizar cualquier tipo de investigación científica, es esencial que tanto los hechos estudiados, las relaciones entre sí, los resultados obtenidos y las evidencias cumplan con los estándares de fiabilidad, objetividad y validez. Esto se logra mediante procedimientos metodológicos delimitados que buscan dar respuesta a las preguntas que son objeto de la investigación (Balestrini, 2000, p.115).

Mencionado esto, la presente investigación fue catalogada con un proyecto factible ya que la misma busca encontrar soluciones a problemas prácticos mediante el diseño de dos sistemas estructurales utilizado un software de modelado y calculo que permitirá agilizar el desarrollo de la investigación y brindar resultados precisos y satisfactorios para su posterior culminación. Asimismo, este estudio posee un enfoque cuantitativo, ya que es necesario para analizar los resultados numéricos en ambos diseños estructurales.

Según el Manual para la Elaboración y Presentación de los Anteproyectos, Proyectos de Trabajos de Grados, Trabajos de Grado, tesis Doctoral e Informe de Pasantía y Extramuros de la Universidad José Antonio Páez (2020) los proyectos factibles “Son trabajos que conllevan a propuestas viables para atender necesidades demostradas a través de una investigación de campo o documental ya sea de una organización, grupo social o institución, a ser usados como solución al problema delimitado” (p.14).

Por otra parte, se debe resaltar que el presente estudio se enmarca también como una investigación comparativa ya que esta busca realizar un análisis de costos asociados a una estructura de hormigón armado y una estructura mixta partiendo de su diseño en ETABS, lo que permitirá proponer una serie de indicadores que destaquen las diferencias entre ambos métodos constructivos. La investigación comparativa es una técnica que se utiliza para comparar dos o más casos con el fin de identificar similitudes y diferencias entre ambos. Este tipo de investigación es útil para evaluar políticas y programas, así como identificar mejores prácticas y comprender las diferencias entre los casos.

3.2 Diseño de la Investigación

En cuanto al diseño de la investigación Sampieri (2014) expone que el “término diseño se refiere al plan o estrategia concebida para obtener la información que se desea con el fin de responder al planteamiento del problema”. De acuerdo con el texto anterior, se define al diseño de la investigación como una estrategia que ayuda al investigador a resolver el problema una vez determinado el tipo de investigación, esta puede ser clasificada en distintos niveles documental, de campo y experimental.

Habiendo señalado lo anterior, el presente estudio se enmarca en la categoría de investigación documental, ya que por medio de la misma se pretende revisar y examinar la literatura y otros materiales pertinentes que contribuyan a responder la problemática investigación o para obtener una comprensión más profunda de la misma. Por ende, cabe mencionar que el autor Arias (2006) define a la investigación documental como “Un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e investigación de los datos secundarios, es decir, los datos obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales: Impresa, audiovisuales o electrónicas” (p.27).

3.3 Nivel de la Investigación

El Nivel de Investigación se refiere a la profundidad del conocimiento con que se abordara el objeto de estudio. Como lo expone Valderrama (2013):

Según su naturaleza o profundidad, el nivel de una investigación se refiere al grado de conocimiento que posee el investigador en relación con el problema, hecho o fenómeno a estudiar. De igual modo cada nivel de investigación emplea estrategias adecuadas para llevar a cabo el desarrollo de la investigación (p. 42).

En el marco de la presente investigación, se aborda una evaluación descriptiva de los costos asociados con la construcción una estructura hormigón armado y estructura mixta proyectos de obras civiles y otras características de estas estructuras. A través de este enfoque se pretende que dicho análisis comparativo ayude a determinar la rentabilidad y el uso adecuado de ambos sistemas estructurales.

Por consiguiente, la Investigación Descriptiva, es vista por Tamayo y Tamayo (2006) de la siguiente forma:

La investigación descriptiva, comprende la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual y la composición o procesos de los fenómenos; el enfoque se hace sobre conclusiones dominantes o sobre cómo una persona, grupo o cosa que funcionan en el presente; la investigación descriptiva trabaja sobre realidades de hecho, caracterizándose fundamentalmente por presentarnos una interpretación correcta (p. 46).

3.4 Población y Muestra

Una investigación puede tener como propósito el estudio de un conjunto numeroso de objetos, individuos y documentos con el propósito de conseguir datos que serán de aporte para el desarrollo de la misma. Según Arias (2016), la población “Es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Ésta queda delimitada por el problema y por los objetivos del estudio” (p.81).

La población finita es aquella en la que se conoce la cantidad de unidades que la integran y en la cual existe un registro documental de dichas unidades. Por otra parte, la población infinita es aquella en la que se desconoce el total de elementos que la conforman y por ende no existe un registro documental (Arias, 2016, p.82). De acuerdo a lo mencionado anteriormente para esta investigación se tiene una población finita que está conformada por las dos estructuras a comparar una de hormigón armado y una mixta, que para efectos prácticos de este estudio estarán ubicadas en la ciudad de Valencia.

En cuanto a la muestra Sampieri (2014) establece que “la muestra es un subgrupo de la población de interés sobre el cual se recolectarán datos, y que tiene que definirse y delimitarse de antemano con precisión, además de que debe ser representativo de la población” (p.173). Para este estudio, debido a que se cuenta con una población finita conformada por las estructuras de hormigón armado y la estructura mixta de edificaciones multifamiliares y se tomará como muestra un edificio “Multifamiliar” de seis (6) pisos, que para este estudio ambas estarán ubicadas en la ciudad de Valencia.

3.5 Técnicas e Instrumentos de recolección de datos

3.5.1 Técnicas

Primeramente, se puede decir que las técnicas son particulares de una investigación estas son definidas por el investigador en función del tipo de investigación que se tenga, esto con el fin de complementar el desarrollo y la aplicabilidad del método científico, es así como, según Arias (2016), “Se entenderá por técnica de investigación, el procedimiento o forma particular de obtener datos o información” (p.67). A continuación, se muestran las técnicas a usar en esta investigación:

- **Revisión Documental**

Según Hurtado (2008) expone que una revisión documental es una técnica en donde se recolecta información escrita sobre un determinado tema, teniendo como fin proporcionar variables que se relacionan indirectamente o directamente con el tema establecido, vinculando esta relaciones, posturas o etapas, en donde se observe el estado actual de conocimiento sobre ese fenómeno o problemática existente (p.427).

- **Revisión Bibliográfica**

En cuanto a la revisión bibliográfica Hart (1998), la define como la selección de los documentos disponibles sobre el tema, que contienen información, ideas, datos y evidencias por escrito sobre un punto de vista en particular para cumplir ciertos objetivos o expresar determinadas opiniones sobre la naturaleza del tema y la forma en que se va a investigar, así como la evaluación eficaz de estos documentos en relación con la investigación que se propone.

3.5.2 Instrumentos de Recolección de datos

En cuanto a los instrumentos de recolección de datos cabe mencionar que estos son el soporte de las técnicas a utilizar para la obtención de información pertinente. Esto es afirmado por Arias (2016), el cual establece que “Un instrumento de recolección de datos es cualquier recurso, dispositivo o formato (en papel o digital), que se utiliza para obtener, registrar y almacenar información” (p.68).

- **Fichas**

En vista de las técnicas a utilizar y los datos requeridos, el presente trabajo de investigación requiere del uso de las fichas también llamadas fichas de trabajo las cuales se usarán para la redacción de la información y son una parte importante para poder aplicar la posterior revisión documental y bibliográfica. Según Castellero (2019):

Se entiende por ficha de trabajo un documento muy organizado y de extensión corta en el que se resumen las informaciones más relevantes de un proyecto o investigación, de cara a mantener un registro de los elementos clave para la comprensión de dicho estudio o de los documentos generados. (párr.3)

3.6 Técnicas de Análisis de Recolección de Datos

Las técnicas de análisis de recolección de datos se utilizan para describir las distintas operaciones a los que se someterán los datos que se obtengan ya sea: clasificación, registro, tabulación y codificación si fuera necesario. (Arias, 2016, p.111). En cuanto al análisis Arias (2016), expone que “Según el enfoque del estudio, se definirán las técnicas: cuantitativas (estadísticos) o cualitativos que serán empleados para descifrar lo que revelan los datos recolectados” (p.111).

Entre algunas de las técnicas de análisis de datos que se pretenden utilizar para el desarrollo de esta investigación tenemos, las tablas para la presentación de datos, gráficos para la representación numérica de los datos, histogramas para la representación mediante barras, programas computacionales como ETABS para el análisis estructural y dimensionamiento de las estructuras y Maprex/Revit para determinar los costos constructivos referentes a los dos sistemas estructurales. A continuación, se definen dichas técnicas:

- **Gráficos:** Son representaciones visuales de los datos numéricos que utilizan líneas o símbolos para facilitar la interpretación de la información, su propósito principal es presentar los datos de manera más comprensible y efectiva. El tipo de gráfico adecuado depende de la naturaleza de los datos y la información que se quiere comunicar.
- **Histograma:** Es una representación gráfica de datos en la que una variable se muestra mediante barras, y la información se organiza en intervalos numéricos. Esto permite obtener una representación más precisa de la distribución de los datos, mostrando cómo se agrupan en diferentes rangos o categorías.
- **Tablas:** son representaciones visuales de datos organizados en filas y columnas, se utilizan para mostrar información de manera estructurada y ordenada, lo que hace que sea más fácil de entender.
- **Programas Computacionales:** son conjuntos de instrucciones diseñadas para guiar y dirigir una computadora en la realización de tareas específicas, pueden abarcar desde tareas sencillas, como procesar texto o realizar cálculos matemáticos, hasta tareas altamente complejas.

3.7 Fases metodológicas

Las fases metodológicas son aquellas que se desarrollan para llevar a cabo una investigación, tomando en consideración los objetivos específicos ya mencionados en el capítulo I, estas fases permitirán obtener los resultados deseados de la investigación. Las fases de este proyecto de investigación seguirán un orden lógico y serán cuatro fases descritas a continuación:

Fase I: Análisis de criterios de diseño sísmico y estructural para edificaciones multifamiliares de seis (6) pisos, con los códigos y normativas estructurales pertinentes.

Se analizarán y tomarán en cuenta los criterios dados por las leyes y normalizaciones mencionadas anteriormente en las bases legales del capítulo II, además de utilizar material bibliográfico, todo con el propósito de comprender las maneras más óptimas aceptadas en la normalización, de cómo diseñar ambas estructuras (hormigón armado y estructura mixta). Se podrá definir los cálculos a realizar para el diseño en función a lo mencionado.

Fase II: Diseño de una estructura de hormigón armado y una estructura mixta acorde a los criterios de diseño normativos.

Se realizará el cálculo estructural de ambos modelos estructurales considerando el tipo de estructura a diseñar, las cargas de servicio y las solicitaciones de la estructura, y cálculo de elementos estructurales como vigas y columnas. Utilizando el programa de software para realizar análisis estructurales, de nombre ETABS, se podrá hacer más sencilla la selección de materiales de diseño como tipo de acero, además permite simplificar y apoyar los cálculos a efectuar para el diseño estructural.

Fase III: Realización de un análisis de costos directos relacionados con la construcción de cada tipo de estructura, incluyendo materiales, equipos, mano de obra y otros factores.

Se obtendrán los valores de costos para la edificación de cada estructura, donde se tomará en cuenta los costos como el de los materiales, de las maquinarias, de los equipos, de la mano de obra y demás factores que sumen al costo total de edificar la estructura. Alguno de estos valores viene dado de manera indirecta como el costo de los materiales, que puede venir dado en unidad monetaria entre metros cúbicos, por lo que se deberá proceder a calcular el costo. Los costos serán calculados con los valores a los que se encuentren en el mercado al momento de hacer el cálculo.

Fase IV: Elaboración de un análisis comparativo de las diferencias de construir la estructura de hormigón armado con la mixta a través de la definición de indicadores de gestión.

Tras realizar el diseño estructural con sus cálculos, y definir los costos de cada estructura, se podrá proceder a definir indicadores que serán aplicados en ambas estructuras, con el propósito de poder realizar comparaciones entre ambas. Estos indicadores deberán ser claros y concisos, que permitan dar un resumen cuantitativo de los datos que se obtengan en la investigación. Esto permitirá hacer comparaciones de manera adecuada, donde se pueda escoger en ciertas situaciones, cual tipo de estructura podría beneficiarse más de ejecutarse a la hora de necesitar ser levantadas, en este caso, la investigación llegará a esta conclusión para una estructura particular, para una edificación multifamiliar de seis (6) pisos.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

El siguiente capítulo se desarrollarán las fases del trabajo que se deben cumplir para conseguir los objetivos.

4.1 Fase I: Análisis de criterios de diseño sísmico y estructural para edificaciones multifamiliares de seis (6) pisos, con los códigos y normativas estructurales pertinentes.

4.1.1: Norma Venezolana COVENIN 1753-2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.

Esta norma se divide en 19 capítulos, de los cuales se indican diferentes aspectos a cumplir al llevar a cabo un proyecto de una edificación compuesta de concreto estructural. Particularmente para llevar a cabo el estudio de diseño y análisis estructural de una edificación de concreto armado y/o mixta, se deben comprender los capítulos de la norma relacionados a estos aspectos, es decir, los siguientes capítulos:

Capítulo 8: Análisis y Diseño, Consideraciones Generales. En este capítulo se indican las consideraciones para diseño de. El apartado 8.7 menciona que se diseñara para resistir todas las acciones a las que se pueda someter en su vida útil, el apartado 8.7.1 menciona que las acciones de servicio serán directamente obtenidas de la Norma Venezolana 2002 y el apartado 8.7.2 indica que las acciones por sismo o viento, se proyectaran la estructura para resistir las cargas laterales, las acciones sísmicas se calcularan de acuerdo a la norma 1756 y las acciones del viento según la norma 2003.

Capítulo 9: Requisitos para los estados límites. En el capítulo se estipula los estados límites a cumplir por los elementos estructurales de hormigón armado, la estructura y sus componentes se proyectarán para que tengan la rigidez adecuada para limitar flechas, deformaciones, vibraciones y fisuración que puedan afectar la resistencia, el comportamiento y durabilidad de la construcción. En la figura 1 está la tabla 9.3 en la que se dan las combinaciones de cargas donde se escogerá el caso más desfavorable para cumplir con el estado límite de agotamiento resistente.

TABLA 9-3 COMBINACIONES DE SOLICITACIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO RESISTENTE

$U = 1.4 (CP + CF)$	(9-1)
$U = 1.2 (CP +CF + CT) + 1.6 (CV + CE) + 0.5 CV_t$	(9-2)
$U = 1.2 CP + 1.6 CV_t + (\gamma CV \text{ ó } \pm 0.8 W)$	(9-3)
$U = 1.2 CP \pm 1.6 W + \gamma CV + 0.5 CV_t$	(9-4)
$U = 1.2 CP + \gamma CV \pm S$	(9-5)
$U = 0.9 CP \pm 1.6 W$	(9-6)
$U = 0.9 CP \pm S$	(9-7)
$U = 0.9 CP \pm 1.6 CE$	(9-8)

Figura 1: Tabla 9-3 combinaciones de solicitaciones para el estado límite de agotamiento resistente.

Fuente: Norma COVENIN 1753-2006.

En la figura 2 se muestra la tabla 9.6.1: Altura mínima de Vigas o espesor mínimo de para las Losas, a menos que se calculen las flechas. En el caso de estudio solo importaran las alturas para losas con nervios en una sola dirección.

TABLA 9.6.1 ALTURA MÍNIMA DE VIGAS O ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS, A MENOS QUE SE CALCULEN LAS FLECHAS

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Figura 2: tabla 9.6.1: Altura mínima de Vigas o espesor mínimo de para las Losas, a menos que se calculen las flechas.









Fuente: Norma COVENIN 1753-2006.

4.1.2: Norma FONDONORMA 1618:1-2016. Edificaciones. Estructuras metálicas. Parte 1: Especificaciones generales para el diseño.

Esta norma se divide en 14 capítulos, de los cuales se indican diferentes aspectos a cumplir al llevar a cabo un proyecto de una estructura metálica. Particularmente para llevar a cabo el estudio de diseño y análisis estructural de una edificación mixta, se deben comprender los capítulos de la norma relacionados a estos aspectos, es decir, los siguientes capítulos:

Capítulo E - Diseño de miembros a compresión. Indica los criterios a utilizar para llevar a cabo el cálculo de la resistencia de diseño del miembro estructural sometido a la compresión.

En la figura 3, se muestra la tabla E1.1 de la norma, que indica los diferentes estados límites que aplican para cada tipo de sección.

TABLA NOTA E.1.1				
Tabla de selección para la aplicación de las secciones del capítulo E				
Sección transversal	Sin elementos esbeltos		Con elementos esbeltos	
	apartado capítulo E	Estados límites	apartado capítulo E	Estados límites
	E.3 E.4	FB TB	E.7	LB FB TB
	E.3 E.4	FB FTB	E.7	LB FB FTB
	E.3	FB	E.7	LB FB
	E.3	FB	E.7	LB FB
	E.3 E.4	FB FTB	E.7	LB FB FTB
	E.6 E.3 E.4	FB FTB	E.6 E.7	LB FB FTB
	E.5		E.5	
	E.3	FB	N/A	N/A
Secciones asimétricas, distintas de ángulos simples	E.4	FTB	E.7	LB FTB

FB: pandeo por flexión - TB: pandeo torsional - FTB: pandeo flexotorsional - LB: pandeo local

Figura 3: Tabla Nota E.1.1 Tablas de selección para la aplicación de las secciones del capítulo E

Fuente: Norma FONDONORMA 1618:1-2016.

Para determinar la esbeltez de los elementos, se procede a evaluar la longitud efectiva, dada en el apartado E2, en nuestro caso como se trabajarán con elementos rectangulares que puede que sean no esbeltos o esbeltos, por lo que se evaluara un caso de estado limite, dado en el apartado E3 en caso no esbelto y en caso esbelto, se evaluara 2 estados limites dados en el apartado E7. En la figura 4 se muestra el apartado E3 que es en caso no esbelto, se da el cálculo de la resistencia nominal para este estado limite (pandeo flexional), conjunto a que en la figura x se muestra el cálculo de la Tensión Critica para llevar a cabo este cálculo.

La resistencia nominal a compresión, P_n , debe ser determinada con base al estado limite de pandeo por flexión

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E.3-1})$$

La tensión crítica, F_{cr} , se calcula como sigue:

$$\begin{aligned} \text{a) Cuando: } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } \left(\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \right) \\ F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_e}{F_y} \right] F_y \end{aligned} \quad (\text{E.3-2})$$

$$\begin{aligned} \text{b) Cuando: } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } \left(\frac{F_y}{F_e} > 2,25 \right) \\ F_{cr} = 0,877 F_e \end{aligned} \quad (\text{E.3-3})$$

Donde:

F_e : tensión de pandeo elástico determinada según la ecuación E.3-4, según lo especificado en el Anexo 7, apartado 7.2.3 (b), o mediante un análisis de pandeo elástico, cuando sea aplicable, kgf/cm^2 .

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (\text{E.3-4})$$

Nota E.3b Las dos desigualdades para calcular los límites y aplicabilidad de los apartados E.3(a) y E.3(b), una basada en KL/r y la otra basada en F_y/F_e , proporcionan el mismo resultado.

Figura 4: Apartado E3

Fuente: Norma FONDONORMA 1618:1-2016.

En la figura 5 se da el apartado E7 donde se muestra el cálculo de la resistencia nominal para los estados límites en caso esbelto, en este caso se deberá trabajar como un elemento rígido rectangular HSS, por lo que Q_s será igual a 1 y Q_a se calculará como en la figura 6, donde se deberá calcular un área efectiva.

La resistencia nominal a compresión, P_n , será el menor valor determinado en base a los estados límites de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E.7-1})$$

$$\text{a) Cuando: } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}} \quad \left(\text{ó } \frac{Q F_y}{F_e} \leq 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = Q \left[0,658 \frac{Q F_e}{F_y} \right] F_y \quad (\text{E.7-2})$$

$$\text{b) Cuando: } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}} \quad \left(\text{ó } \frac{Q F_y}{F_e} > 2,25 \right)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E.7-3})$$

Donde:

F_e : tensión de pandeo elástico, determinada según las ecuaciones E.3-4 y E.4-4 para miembros con simetría doble, ecuaciones E.3-4 y E.4-5 para miembros con simetría simple, y ecuación E.4-6 para miembros asimétricos, excepto para ángulos simples con $b/t \leq 20$, donde F_e se calcula usando la ecuación E.3-4, kgf/cm^2

Q : factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos esbeltos en compresión, Q debe ser tomado como 1,0 para miembros sin elementos esbeltos, como se define en apartado B.4.1, para elementos en compresión uniforme. Para miembros con secciones de elementos esbeltos debe ser tomado como $Q_s Q_a$, como se define en apartado B.4.1, para elementos en compresión uniforme.

Nota E.7: Para secciones formadas solamente por elementos esbeltos no rigidizados, $Q = Q_s$ ($Q_a = 1,0$). Para secciones formadas solamente por elementos esbeltos rigidizados, $Q = Q_s$ ($Q_a = 1,0$). Para secciones formadas tanto por ambos elementos esbeltos no rigidizados y rigidizados, $Q = Q_s Q_a$. Para secciones transversales formadas de múltiples elementos esbeltos no rigidizados, es conservador usar el menor valor de Q_s del elemento más esbelto para determinar la resistencia del miembro a compresión pura.

Figura 5: Apartado E7-1

Fuente: Norma FONDONORMA 1618:1-2016.

El factor de reducción, Q_c , para elementos esbeltos rigidizados se define a continuación:

$$Q_c = \frac{A_c}{A_g} \quad (\text{E.7-16})$$

Donde,

A_g : área neta o total de la sección transversal del miembro, cm^2 .

A_c : sumatoria de las áreas efectivas de los elementos de la sección transversal, calculadas con base en los anchos efectivos reducidos, b_e , cm^2 .

El ancho efectivo reducido, b_e , se determina de la siguiente manera:

(a) Para elementos esbeltos a compresión uniforme, con $\frac{b}{t} \geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f}}$, excepto para paredes esbeltas de perfiles tubulares rectangulares y cuadrados HSS y perfiles tipo cajón de espesor uniforme:

$$b_e = 1,92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0,34}{\left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{E}{f}}} \right] \leq b \quad (\text{E.7-17})$$

Donde

f se toma como F_x , con F_x calculada con $Q = 1,0$

(b) Paredes esbeltas de perfiles tubulares rectangulares y cuadrados HSS y perfiles tipo cajón de espesor uniforme, con relación ancho espesor $\frac{b}{t} \geq 1,40 \sqrt{\frac{E}{f}}$

$$b_e = 1,92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0,38}{\left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{E}{f}}} \right] \leq b \quad (\text{E.7-18})$$

Donde: $f = \frac{P_n}{A_g}$

Nota E.7.2: En vez de calcular $f = P_n/A_g$, que requiere iteración, f puede ser tomada igual a F_y . Esto resulta en una estimación ligeramente más conservadora en la resistencia de la columna.

(c) Para perfiles tubulares circulares cargados axialmente, cuando $0,11 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0,45 \frac{E}{F_y}$

$$Q_c = Q_s = \frac{0,038E}{F_y \left(\frac{D}{t}\right)^{2/3}} \quad (\text{E.7-19})$$

Figura 6: Apartado E7-16

Fuente: Norma FONDONORMA 1618:1-2016.

Una vez se tiene la resistencia nominal, se multiplica por un factor de seguridad dado por la norma, para obtener la resistencia de diseño, este factor es igual a 0.90.

Capítulo F - Diseño de miembros a flexión. Indica los criterios a utilizar para llevar a cabo el cálculo de la resistencia de diseño del miembro estructural sometido a la flexión. Al igual que en el diseño a compresión, se debe considerar un valor para el diseño, sin embargo, este valor es un momento, dado por factor de seguridad igual a 0.90 multiplicado por el momento flexional nominal, los estados límites dependerán del caso mostrado en la tabla F1.1 mostrada en la figura 7, en este caso particular se tiene una sección rectangular HSS, puede ser compacta, no compacta, o esbelta en las alas, y puede presentar un alma compacta o no compacta, los estados límites que aplican son cedencia, pandeo local del ala, y pandeo local del alma. El apartado dado para esta sección es el F.7

TABLA Nota F.1.1 Tabla de selección de los apartados del capítulo F				
Apartado	Sección Transversal	Esbeltez del Ala	Esbeltez del Alma	Estados Límite
F.2		C	C	Y, LTB
F.3		NC, S	C	LTB, FLB
F.4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F.5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F.6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F.7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F.8		N/A	N/A	Y, LB
F.9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F.10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F.11		N/A	N/A	Y, LTB
F.12	Perfiles asimétricos diferentes de ángulos simples	N/A	N/A	Todos los estados límite

Y : Cedencia, LTB : Pandeo lateral-torsional, FLB : Pandeo local del ala, WLB : Pandeo local del alma, TFY : Cedencia del ala en tracción, LLB : Pandeo local del ala de un perfil angular, LB : Pandeo local, C : Compacto, NC : No compacto, S : Esbelto

Figura 7: Tabla Nota F1.1

Fuente: Norma FONDONORMA 1618:1-2016.

4.1.3: Norma AISC 360-22. Specification for Structural Steel Buildings.

Esta norma indica condiciones para el diseño estructural con acero que son similares a los de la norma FONDONORMA 1618:1-2016, sin embargo, difieren en ciertos aspectos en algunos capítulos, la AISC tiene el mismo formato dado en capítulos, particularmente difieren en los capítulos:

Capítulo E-Design for members in compression. Siendo este distinto en el apartado E7, donde el cálculo de resistencia nominal se realiza calculado de la manera mostrada en la figura 8. Al igual que la FONDONORMA, se debe calcular un área efectiva, pero se calcula de manera diferente que dependerá de los valores c_1 y c_2 mostrados en la tabla E7.1 de la figura 9. estos valores para un caso rectangular HSS serían $c_1 = 0.20$ y $c_2 = 1.38$

The nominal compressive strength, P_n , shall be the lowest value based on the applicable limit states of flexural buckling, torsional buckling, and flexural-torsional buckling in interaction with local buckling.

$$P_n = F_n A_e \quad (E7-1)$$

where

A_e = summation of the effective areas of the cross section based on reduced effective widths, b_e , d_e , or h_e , or the area as given by Equation E7-6 or E7-7, in.² (mm²)

F_n = nominal stress determined in accordance with Section E3 or E4, ksi (MPa).
For single angles, determine F_n in accordance with Section E3 only.

User Note: The effective area, A_e , may be determined by deducting from the gross area, A_g , the reduction in area of each slender element determined as $(b - b_e)t$.

1. Slender Element Members Excluding Round HSS

The effective width, b_e (for tees, this is d_e ; for webs, this is h_e), for slender elements is determined as follows:

(a) When $\lambda \leq \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_n}}$

$$b_e = b \quad (E7-2)$$

(b) When $\lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_n}}$

$$b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_n}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_n}} \quad (E7-3)$$

where

b = width of the element (for tees this is d ; for webs this is h), in. (mm)

c_1 = effective width imperfection adjustment factor determined from Table E7.1

$$c_2 = \frac{1 - \sqrt{1 - 4c_1}}{2c_1} \quad (E7-4)$$

Figura 8: Apartado E7-1

Fuente: Norma AISC 360-22.

Case	Slender Element	c ₁	c ₂
(a)	Stiffened elements except walls of square and rectangular HSS	0.18	1.31
(b)	Walls of square and rectangular HSS	0.20	1.38
(c)	All other elements	0.22	1.49

λ = width-to-thickness ratio for the element as defined in Section B4.1

λ_r = limiting width-to-thickness ratio as defined in Table B4.1a

$$F_{el} = \left(c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y \quad (E7-5)$$

= elastic local buckling stress determined according to Equation E7-5 or an elastic local buckling analysis, ksi (MPa)

Figura 9: Tabla E7.1

Fuente: Norma AISC 360-22.

4.1.4 Normas COVENIN–MINDUR 2002-83 "CRITERIOS Y ACCIONES MINIMAS PARA EL PROYECTO DE EDIFICACIONES".

Estas normas son las responsables de establecer los criterios y las acciones mínimas a las que puede estar sujeta una edificación que se construya en Venezuela, esto va desde la fase de proyecto, fabricación, montaje hasta la construcción de las mismas, estas también consideran edificaciones nuevas, remodelaciones entre otras construcciones que deben cumplir con lo establecido allí.

El procedimiento a emplear para establecer dichas acciones consiste en un estudio probabilístico de las acciones gravitacionales, accidentales y extraordinarias que afectan los elementos estructurales de una edificación, para este trabajo de grado se consideraran las acciones gravitacionales las cuales se dividen en cargas variables y permanentes. Las cargas permanentes son aquellas que no varían magnitud a lo largo del tiempo, como pueden ser los pesos de los diferentes elementos estructurales y no estructurales entre los cuales están los pavimentos, rellenos, paredes, tabiques, revestimientos, recubrimientos, frisos, etc.

Cuando no se tiene información precisa sobre las cargas permanentes estas pueden ser determinadas usando los pesos de los materiales y elementos constructivos establecidos en las tablas 4.1 (figura 10), 4.2 (figura 11), 4.3 (figura 12) las cuales contienen los pesos más probables de los materiales de construcción, materiales almacenables y elementos constructivos

TABLA 4.1 PESOS UNITARIOS PROBABLES DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN		(Tabla 4.1 Pesos unitarios probables de materiales de construcción, continuación)	
1. PIEDRAS NATURALES		6. MADERAS TROPICALES PARA CONSTRUCCIÓN	
Arenisca.....	2600	6.1 Para uso estructural, con 30 % de contenido de humedad:	kgf/m³
Basalto.....	2800	A) Maderas de mayor resistencia, como Algarrobo, Mora, Perhuétano, Zapatero, etc.....	1100
Caliza compacta.....	2500	B) Maderas de mediana resistencia, como Aceite cabimo, Apamate, Charo amarillo, Chupón rosado, Guayabón, Pardillo amarillo, etc.....	1000
Caliza porosa.....	2000	C) Maderas de menor resistencia, como Carne asada, Mureillo, Samán, Saqui saqui, etc.....	900
Granito.....	2800	6.2 Para uso no estructural, con 15 % de contenido de humedad:	
Mármol.....	2800	- Maderas duras o pesadas destinadas a pisos, parquetaria, machihembrado, balustradas, barandas y pasamanos, como el Carreto.....	800-1120
Piedra pómez.....	1400	- Maderas semiduras destinadas a marcos de puertas y ventanas, forros de paredes, cielos rasos, zócalos, etc., como la Caoba.....	720-880
Pizarra.....	2800	- Maderas blandas destinadas a usos decorativos, contrachapados, etc., como el Cedro.....	400-720
Travertino.....	2400	7. METALES PROCESADOS	kgf/m³
2. PIEDRAS ARTIFICIALES	kgf/m³	Acero: barras, planchas y perfiles.....	7850
Adobe.....	1800	Aluminio.....	2700
Baldosas cerámicas de gres.....	2000	Bronce.....	8500
Bloques buccos de concreto ordinario.....	1400-2000	Cobre laminado.....	8900
Bloques buccos de concreto liviano.....	1400	Hierro colado.....	7250
Bloques multicelulares de arcilla.....	1250	Latón.....	8500
Ladrillos macizos de arcilla.....	1800	Plomo.....	11400
Ladrillos refractarios.....	1900	Zinc laminado.....	7200
Ladrillos de escoria.....	1400	8. MATERIALES DIVERSOS	kgf/m³
3. COMPONENTES DE MORTEROS Y CONCRETOS	kgf/m³	Asfalto.....	1300
Agua.....	1000	Corcho en láminas.....	240
Arena.....	1600	Cristal.....	3000
Cal en pasta.....	1300	Linóleo.....	1200
Cal en sacos.....	1000	Porcelana.....	2400
Cemento en sacos.....	1600	Vidrio en láminas.....	2600
Escoria en altos hornos.....	1600		
Gravilla.....	1800		
Piedra picada.....	1800		
Polvo de mármol.....	1350		
Yeso.....	1250		
4. MORTEROS	kgf/m³		
Mortero de cal.....	1700		
Mortero de cal y cemento.....	1900		
Mortero de cemento.....	2150		
Mortero de yeso.....	1200		
5. CONCRETOS	kgf/m³		
Concreto de agregados livianos.....	variable*		
Concreto de agregados ordinarios.....	2400		
Concreto armado de agregados livianos.....	variable*		
Concreto armado de agregados ordinarios.....	2500		

* Véase el Comentario C-4.3.

NOTAS

Figura 10: Tabla 4.1 de los pesos unitarios probables de materiales de construcción.

Fuente: Normas COVENIN-MINDUR 2002-83.

	Peso kgf/m ³	Ángulo ° *
1. MATERIALES DIVERSOS		
Archiveros con papeles y documentos.....	600	30
Agua.....	1000	
Basura.....	660	
Bebidas envasadas.....	600	
Cerveza.....	1030	
Escombros.....	1400	
Estanterías con libros.....	600	
Frutas.....	350	
Harina en sacos.....	500	
Leche.....	1030	
Libros y papeles.....	850	
Papel apilado.....	1100	
Pieles y cueros.....	900	
Ron en barricas.....	550	
Vino.....	1000	
2. TIERRAS		
Arcilla y greda.....	2100	
	para h ó 4 m	25*
	entre 4 y 6 m	20*
	para h > 6 m	17*
Arena y grava húmedas.....	1800	30
Arena y grava saturadas.....	2000	27
Piedras con predominio de cantos rodados.....	1900	30
Tierra vegetal húmeda, humus.....	1700	20
* Véase la Figura C-4.2.		
3. MATERIALES A GRANEL		
Arena.....	1600	30
Cal en polvo.....	1000	25
Cal viva.....	1000	45
Cemento.....	1200	25
Grava.....	1700	40
Yeso y escayola.....	1250	25
4. COMBUSTIBLES SÓLIDOS		
Aserrín suelto.....	150	45
Aserrín compacto.....	250	45
Leña en trozos.....	400	45
Madera en pedazos.....	400	45
5. PRODUCTOS AGRICOLAS		
Arzúcar.....	750	35
Cacao en sacos.....	550	
Café.....	700	45
Cereales, legumbres y semillas.....	750	30

Maíz.....	750	25
Papas.....	750	30
Salvado y harina.....	500	45
6. COMBUSTIBLES LÍQUIDOS		
Alcohol.....	800	
Fuel- oil.....	970	
Gas - oil.....	845	
Gasolina.....	740	
Petróleo crudo.....	880	
Petróleo refinado.....	800	
Keroseno.....	800	
7. CARACTERÍSTICAS DE ALGUNOS MATERIALES		
7.1 Índice de vacíos		
Terrenos naturales:		n %
Grava y arena compacta.....		20
Grava y arena suelta.....		40
Tierra vegetal.....		40
Terraplén.....		40
Pedraplén.....		35
7.2 Cohesión		
Clase de terreno:		c kgf/m ²
Arcilla muy blanda.....		970
Arcilla blanda.....		2400
Arcilla semidura.....		4900
Arcilla dura.....		9800
Arcilla muy dura.....		12400
Arcilla compacta.....		14600
Arena con 20 % arcilla.....		300
Arena y grava (húmeda).....		2400
Arena y grava (seca).....		4900
Limo húmedo.....		200
Limo seco.....		300
7.3 Coeficiente de fricción, μ:		
Material	Contra Concreto	Contra Acero
Arena	0.40 – 0.60	0.35 – 0.50
Arcilla	0.20 – 0.50	0.36 – 0.70
Arzúcar granular	0.13	
Cal en terrones	0.50 – 0.60	0.30
Cal en polvo	0.50	0.30
Cemento Portland	0.35 – 0.45	0.30
Granos pequeños (arroz, maíz, frijol, etc.)	0.25	0.20
Grava	0.40 – 0.45	
Harina	0.30	0.30

NOTAS:

Figura 11: Tabla 4.2 de los pesos unitarios probables de materiales almacenables.

Fuente: Normas COVENIN-MINDUR 2002-83.

Si el peso de los tabiques excede los 900 kgf/m, se puede estimar mediante una carga uniformemente distribuida que se obtiene de sumar el peso total de los tabiques y dividirlo entre el área de la losa o de la placa. Si el peso de los tabiques resulta mayor a 900 kgf/m se determina de una manera más precisa usando los valores más comunes para tabiques de la tabla 4.3.

1. TABIQUES Y PAREDES DE MAMPOSTERIA	Espesor cm	Sin frisar	Frisados por ambas caras
		kgf/m ²	kgf/m ²
1.1 Bloques de arcilla	10	120	180
	15	170	230
	20	220	280
1.2 Bloques de concreto	10	150	210
	15	210	270
	20	270	330
1.3 Ladrillos macizos	12	220	280
	25	460	520
1.4 Bloques de concreto para ventilación, de varias celdas y tipo persiana Bloques de ornamentales de arcilla de concreto		150	
		125	
		150	
1.5 Ladrillos de arcilla obra limpia	macizos	200	
	perforados	150	

Figura 12: Tabla 4.3 de los pesos unitarios probables de elementos constructivos.

Fuente: Normas COVENIN-MINDUR 2002-83.

Dado que en el presente proyecto se emplearán entrepisos con losas nervadas cuyas losetas tienen 5 cm de espesor, nervios de 10 cm de ancho con una separación de 50 cm de eje a eje, estos pueden estar rellenos de bloques de arcilla o de concreto de agregados livianos siempre que cumplan con las normas COVENIN, para ello se tienen los siguientes pesos en la figura 13:

Tabla 4.3 Pesos Unitarios probables de Elementos Constructivos, continuación).			Tabla 4.3 Pesos Unitarios probables de Elementos Constructivos, continuación).		
Losas Nervadas			Otros revestimientos		
	Espesor total cm	Peso kgf/m²			Peso kgf/m²
3.3.1	Armadas en una dirección	20	270	Machihembrados sobre correas de madera.....	50
		25	315	Cielos rasos colgantes de paneles livianos.....	20
		30	360		
		35	415		
3.3.2	Armadas en dos direcciones	20	315	5. IMPERMEABILIZACIONES	Peso kgf/m²
		25	375	Acabado de gravilla.....	60
		30	470	Acabado de panelas.....	80
		35	510	Filtros de emulsión asfáltica:	
				por cada capa de fieltro.....	5
3.4	Losas de tableros			Manto asfáltico en una sola capa,	
	Los entrepisos constituidos por tableros de arcilla o de concreto de agregados livianos perfiles metálicos, malla electrosoldada y un recubrimiento de concreto de 4 cm de espesor por encima de la viga, tienen los siguientes pesos:			reforzada interiormente y con acabado exterior:	
	Tablón	Perfil	Peso de losa kgf/m²	2 mm de espesor.....	3
	6 x 20 x 60	IPN 8	165	3 mm de espesor.....	4
		IPN 10	170	4 mm de espesor.....	5
		IPN 12	175	5 mm de espesor.....	6
	6 x 20 x 80	IPN 10	185		
		IPN 12	190	6. PAVIMENTOS	Peso kgf/m²
		IPN 14	195	Baldosas vinílicas o asfálticas sobre capa de mortero de 2 cm.....	50
	8 x 20 x 60	IPN 10	180	Baldosas de gres o cerámica sobre mortero de 3 cm de espesor.....	80
		IPN 12	185	Granito artificial con un espesor total de 5 cm.....	100
		IPN 14	190	Mármol de 2 cm sobre mortero de 3 cm.....	120
	8 x 20 x 80	IPN 12	195	Baldosas de parquet sobre mortero de 3 cm.....	70
		IPN 14	200		
4.	REVESTIMIENTOS DE TECHOS		Peso kgf/m²	7. FRISOS Y REVESTIMIENTOS DE PAREDES	Peso kgf/m² por cm de espesor
4.1	Tejas:			7.1 Frisos	
	Tejas curvas de arcilla (2 kgf/pza; 30 pza/m ²).....		50	Cal y cemento.....	19
	- sin mortero de asiento.....		100	Cal y yeso.....	17
	- con mortero de asiento.....		60	Cemento.....	22
	Tejas de cemento.....		8	Cemento y yeso.....	19
	Tejas asfálticas.....			Yeso.....	12
4.2	Láminas corrugadas:			7.2 Revestimientos	Peso kgf/m², con base de 1.5 cm
	Acero galvanizado (según dimensiones y espesores entre 0.20 y 0.60 mm).....		2-6	Porcelana.....	40
	Acero recubierto con asfalto y aluminio en ambas caras.....		7	Gres.....	45
	Aluminio (según dimensiones y espesores entre 0.3 y 0.7 mm).....		1.15-2.65		
	Asbesto - cemento.....		15		
	Plástico.....		2		

NOTAS:

Figura 13: Continuación tabla 4.3 pesos unitarios probables de elementos constructivos.

Fuente: Normas COVENIN-MINDUR 2002-83.

Las cargas variables son aquellas que varían en magnitud a lo largo del tiempo y estas se definen en función a su uso habitual y a la ocupación de la edificación, algunas de las más conocidas son las personas, objetos, grúas, ascensores, vehículos, cambios de temperatura y reológicas, etc. Estas cargas se determinan en base a un procedimiento probabilístico, de no tener información ni estudios más precisos, se usarán valores no menores a los expuestos en la Tabla 5.1 la cual está planteada en función a los usos de la edificación y sus ambientes (mostrado en la figura 14).

TABLA 5.1 MÍNIMAS CARGAS DISTRIBUIDAS VARIABLES SOBRE ENTREPISOS kgf/m²

USOS DE LA EDIFICACION	AMBIENTES														TECHOS	CP ≤ 90 kgf/m ² CP > 90 kgf/m ²
	A. AREAS PUBLICAS pasillos interiores, vestuarios, sala de estar	B. AREAS PRIVADAS oficinas, aulas, quirófanos, cocinas, laboratorios, servicios y mantenimiento (1)	C. AREAS CON ASIENTOS FIJOS	D. AREAS CON ASIENTOS MOVILES, SALONES DE FERIA	E. AZOTEAS O TERRAZAS (2) y (3)	F. BALCONES con L > 1.20 (3) y (4)	G. BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y SIMILARES	H. ESCALERAS Y ESCALERAS DE ESCAPE (5)	I. ESCENARIOS PLATAFORMAS Y ZONAS DE EXPOSICIONES	J. ESTACIONAMIENTOS	K. HABITACIONES: PASILLO INTERNO, CAMERINOS, VESTIBULOS, ESTUDIOS DE RADIO Y TV, CELDAS	L. AREAS CON CARGAS LIVIANAS DE MAQUINAS	M. AREAS CON CARGAS MEDIANAS DE MAQUINAS	N. DEPOSITOS EN GENERAL		
1. VIVIENDAS UNIFAMILIARES Y MULTIFAMILIARES	300			500	100	300		300		(6)	175					
HOTELES, MOTEL, CLUBES	300	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)		
2. EDIFICACIONES EDUCACIONALES ESCUELAS, LICEOS, UNIVERSIDADES, INSTITUTOS TECNICOS Y SIMILARES	400	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8)		
3. LUGARES DE CONCENTRACION PUBLICA: TEATROS, CINES, RESTAURANTES, LUGARES DE CULTO, MUSEOS, BIBLIOTECAS, ESTUDIOS, TRIBUNAS, GIMNASIO, ETC	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600		(8y9)		
4. EDIFICACIONES INSTITUCIONALES: MEDICO ASISTENCIALES, CUARTELES CARCELES, CONVENTOS Y MONASTERIOS, MINISTERIOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)		
5. EDIFICACIONES COMERCIALES: ALMACENES COMERCIALES, TIENDAS, SUPERMERCADOS, LOCALES, OFICINAS Y BANCOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8y9)		
6. EDIFICACIONES PARA TRANSPORTE Y DEPOSITOS ESTACIONAMIENTOS, DEPOSITOS DE MERCANCIA LIVIANA, FRIGORIFICOS, MORQUE	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8y9)		
7. EDIFICACIONES INDUSTRIALES: TALLERES, IMPRENTAS ESTUDIOS DE RADIO, CINE Y TV	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600	1200	(8)		
8. CONSTRUCCIONES VARIAS: HELIPUERTOS (1), PUENTES PEATONALES, TERMINALES DE PASAJEROS	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8)		

NOTAS:

GENERAL: Aquellos renglones que no tengan valores establecidos, podrán asimilarse a casos semejantes.

- Oficinas: 250 kgf/m². Aulas, Quirófanos y Laboratorios: 300 kgf/m². Cocinas, Servicios, etc.: 400 kgf/m².
- La que corresponda a su uso, pero no menor de 100 kgf/m².
- Para barandas, pasamanos y antepechos, véase la sección 5.3.4.
- Para balcones con L ≤ 1.20 m. se aplica la nota (2). Independientemente del valor de L, se aplicará en el extremo del volado una carga lineal de 150 kgf/m.
- Salas de lectura: 300 kgf/m². Salas de archivo: Según ocupación y equipos, pero no menor de 500 kgf/m². Zona de estanterías con libros: 250 kgf/m² por cada m. de altura, pero no menor de 700 kgf/m². Depósitos de libros, véase nota 8.
- Para vehículos de pasajeros: 250 kgf/m² y además se verificará para una carga concentrada de 900 kgf distribuida sobre un cuadrado de 15 cm de lado y colocada en el punto más desfavorable. Para autobuses y camiones: 1000 kgf/m² y además se verificará para una carga concentrada igual a la carga máxima por rueda distribuida en un cuadrado de 15 cm de lado. Véase la Sección 5.2.5.
- Según especificaciones particulares. Para piso de sala de máquinas de ascensores: 2000 kgf/m², incluyendo el impacto.
- Según especificaciones particulares, pero no menor de 250 kgf/m² por metro de altura del depósito; véase Tabla 4.2. Depósito de libros apilados y estanterías sobre rieles: 1100 kgf/m² por cada m de altura.
- Frigoríficos: según especificaciones particulares, pero no menor de 1500 kgf/m². Morgue: 600 kgf/m².
- Las correas deberán verificarse también para una carga concentrada de 80 kgf/m² ubicada en la posición más desfavorable.
- Según las características de los equipos.

Figura 14: Tabla 5.1 Mínimas cargas distribuidas variables sobre entrepisos.

Fuente: Normas COVENIN-MINDUR 2002-83.

En cuanto a las cargas variables verticales sobre azoteas y techos se consideran por metro cuadrado de proyección horizontal y dependen del tipo de techo o cubierta y de sus pendientes, estos valores se deben sumar a los elementos apoyados o suspendidos del techo, y son independientes de las acciones sísmicas o eólicas (figura 15).

5.2.4.2 Techos inaccesibles salvo con fines de mantenimiento

Techos metálicos livianos con peso propio menor de 50 kgf/m ²	40 kgf/m ²
---	-----------------------

Los elementos de techos livianos, como las correas, deben verificarse para una carga concentrada de 80 kgf ubicada en la posición más desfavorable. Esta carga no debe considerarse actuando simultáneamente con la carga uniforme indicada.

Otros tipos de techos con peso propio igual o mayor de 50 kgf/m ² :	
Pendiente igual o menor del 15 %	100 kgf/m ²
Pendiente mayor del 15 %	50 kgf/m ²

Figura 15: techos inaccesibles salvo fine de mantenimiento.

Fuente: Normas COVENIN–MINDUR 2002-83.

4.1.5 Norma COVENIN 1756-2019. Construcciones Sismorresistentes.

Mediante la presente norma se establecen los criterios y procedimientos mínimos para el análisis, diseño y evaluación de aquellas edificaciones tipificadas o no sujetas a movimientos sísmicos. También permite identificar las acciones sísmicas que se aplican a las construcciones según su desempeño.

En primer lugar, se debe tener definido el sitio en el que se realizara la edificación, así como su uso, perfil geotécnico, condición topográfica, profundidad y ubicación. Posteriormente se procede al capítulo 3 donde se clasificará según su Grupo de Importancia, Nivel de Diseño, Tipo Estructural y Regularidad Estructural. Los grupos de importancia se definen en:

Grupo A1 Construcciones Críticas de Alto Impacto: son aquellas que pueden causar una gran cantidad de pérdidas humanas y económicas, entre las cuales podemos encontrar:

- Construcciones para la producción o el almacenamiento de sustancias tóxicas o explosivas.
- Líneas y subestaciones eléctricas de alta tensión.
- Puentes y viaductos críticos para las comunicaciones en emergencias.
- Construcciones de distribución masiva de agua y combustible.
- Hospitales Tipo IV (ver MSAS)

Grupo A2: Construcciones Esenciales:

- Hospitales Tipo III y Tipo II (ver MSAS) y centros de salud, públicos y privados de capacidad similar, excepto los incluidos en el Grupo B1.
- Estaciones de bomberos, protección civil y atención de desastres.
- Edificaciones para refugios en situaciones de emergencia.
- Aeropuertos, centros de control de tráfico aéreo y torres de control.
- Estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transporte.
- Puentes y viaductos esenciales.
- Centrales de telecomunicaciones.

- h) Escuelas, colegios, universidades y centros educativos, públicos y privados, excepto los incluidos en el Grupo B1.
- i) Edificaciones policiales, militares y de orden público.
- j) Construcciones patrimoniales o que contengan objetos o documentos de valor excepcional.
- k) Edificaciones de asiento de las autoridades locales, regionales y nacionales.
- l) Templos.
- m) Centros penitenciarios.
- n) Instalaciones industriales tales como puentes de tuberías, recipientes, tanques, entre otras, clasificadas con Grado de Riesgo B en la norma COVENIN 3621 o en la Especificación PDVSA JA-221.
- o) Toda construcción de los Grupos B1, B2 o C que pueda causar daño a alguna de este grupo.

Grupo B1: Construcciones Especiales:

- a) Construcciones de alta ocupación para viviendas, oficinas, comercios, hoteles, bancos, teatros, restaurantes, almacenes o depósitos, instalaciones deportivas e industriales (excepto las que clasifican en los Grupos A1 o A2) y que cumplen con alguna de las condiciones siguientes: 1) El número de personas expuestas es mayor que 500; 2) El número de pisos es mayor que 20 o la altura es mayor que 60 metros; 3) El área techada es mayor que 20.000 m.
- b) Ambulatorios y otros centros de salud públicos y privados no incluidos en los Grupos A1 y A2.
- c) Centros educativos públicos y privados de un solo piso para menos de 500 alumnos.
- d) Puentes ordinarios de poca importancia.
- e) Toda construcción de los Grupos C o B2 que pueda causar daño a alguna de este grupo.

Grupo B2: Construcciones Comunes:

- a) Las edificaciones indicadas en el punto a del Grupo B1 que no cumplen con las condiciones dadas de alta ocupación.
- b) Instalaciones industriales, tales como puentes de tuberías, recipientes, tanques, entre otras, clasificadas con Grado de Riesgo A en la norma COVENIN 3621 o en la Especificación PDVSA JA-221.
- c) Toda construcción del Grupo C que pueda poner en peligro a alguna de este grupo.

Grupo C: Otras Construcciones:

- a) Construcciones provisionales con un servicio menor de tres años.
- b) Construcciones de uso agropecuario, sin ocupación humana permanente.

Construcciones de Uso Mixto: Son aquellas que contengan áreas que pertenezcan a más de un grupo.

Una vez determinado el grupo al que pertenece la edificación se puede definir en la tabla 4 el factor de importancia y el periodo medio de retorno según el tipo de sismo que se tenga, este factor será el aplicado en la construcción de los espectros de respuesta (figura 16).

TABLA 4. Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo de Diseño

Grupo de Importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	α
A1	2,5% en 50 años	1.975	2,0
A2	5% en 50 años	975	1,5
B1	7% en 50 años	689	1,2
B2	10% en 50 años	475	1,0
C	20% en 50 años	225	0,7

Figura 16: Tabla 4. Factor de importancia y periodos medios de retorno para el sismo de diseño.

Fuente: Normas COVENIN 1756-2019.

Clasificación según el nivel de diseño:

El siguiente apartado que se tratara es la clasificación según el nivel de diseño, en total existen 3 niveles de diseño ND1, ND2, ND3 los cuales se definen a continuación:

- **El Nivel de Diseño ND3:** es aquel que le permite a la estructura incursionar de manera estable en el rango inelástico disipando energía sin pérdida de su capacidad portante. También requiere del cumplimiento de requisitos especiales de diseño sísmico.
- **El Nivel de Diseño ND2:** es aquel que le permite a la estructura incursionar moderadamente de manera estable en el rango inelástico, disipando la energía sin pérdida de la capacidad portante. Requiere la aplicación de requisitos adicionales de diseño sísmico.
- **El Nivel de Diseño ND1:** es aquel que le permite a la estructura una baja capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico.

Clasificación según el tipo estructural:

Por consiguiente, se debe clasificar la edificación según el tipo estructural, para cada dirección el análisis sismorresistente se debe ubicar dentro de los siguientes tipos I, II, III, IV según sus características, estos tipos estructurales se dividen en sub tipos en los cuales se ubicarán los distintos niveles de diseño.

- **Tipo I:** Subtipo I-a, Subtipo I-b, Subtipo I-c, Subtipo I-d.
- **Tipo II:** Subtipo II-a, Subtipo II-b.
- **Tipo III:** Subtipo III-a, Subtipo III-b, Subtipo III-c.
- **Tipo IV.**
- **Pórticos con Paredes de Relleno.**

Parámetros Sísmicos Básicos:

Los parámetros sísmicos son los que se utilizan para determinar el nivel de peligro en una zona. Algunos de los parámetros que se suelen usar en los estudios de peligrosidad sísmica son los de localización y tamaño:

- A0 = Coeficiente de la aceleración horizontal del terreno en la clase de sitio referencial para un periodo medio de retorno de 475 años.
- A1 = coeficiente de aceleración espectral horizontal para periodo estructural de 1 segundo en la clase de sitio referencial, para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años.
- TL = período de transición entre periodos intermedios y periodos largos del espectro elástico de respuesta horizontal, en la clase de sitio referencial para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años.

Caracterización del sitio:

Es uno de los aspectos que nos permite conocer las propiedades geotécnicas y geológicas del terreno en un lugar específico. Como lo detalla la tabla 7 para la clase de sitio de los perfiles geotécnicos:

TABLA 7. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos

CLASE	DESCRIPCIÓN CUALITATIVA	Vs30 (m/s)
A	Roca cristalina sana muy dura, sin fracturación ni meteorización notable.	> 1500
AB*	Propiedades intermedias entre las clases A y B.	1300 a 1500
B	Roca dura o formación similar (e.g. conglomerados), con eventual fracturación y un máximo de 5 metros de espesor de meteorización con Vs ≥ 350 m/s.	850 a 1300
BC*	Propiedades intermedias entre las clases B y C.	650 a 850
C	1) Roca dura con espesor meteorizado superior a 5 metros. 2) Roca blanda (e.g. margas). 3) Arenas o gravas muy densas. 4) Arcillas muy duras.	400 a 650
CD*	Propiedades intermedias entre las clases C y D.	300 a 400
D	1) Arenas o gravas densas a medio-densas. 2) Arcillas duras. 3) Arcillas firmes de menos de 30 metros de espesor.	200 a 300
DE*	Propiedades intermedias entre las clases D y E.	170 a 200
E	1) Arenas sueltas o arenas limosas, con suficiente proporción de finos, no susceptibles de licuación, de acuerdo con 5.5. 2) Arcillas blandas, plásticas (IP > 20) u orgánicas, no incluidas en la Clase F.	120 a 170
F**	Arenas o arenas limosas susceptibles de licuación***, arcillas sensibles, arcillas expansivas, suelos cementados colapsables, turbas o arcillas orgánicas de más de 3 metros de espesor, arcillas con índice de plasticidad IP > 75 y más de 7 metros de espesor, arcillas firmes o blandas con más de 30 metros de espesor, rellenos artificiales con o sin pendiente y sitios con Vs30 < 120 m/s.	variable; incluye el caso de Vs30 < 120

* Empleéese también en caso de incertidumbre entre las clases adyacentes.

** Debe efectuarse el estudio de sitio indicado en 5.11 y tomarse medidas especiales de fundación (ver 13.2.f).

*** Debe determinarse el potencial de licuación según 5.6 y 13.3.6.

Figura 17: Tabla 7. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos

Fuente: Normas COVENIN 1756-2019.

Los factores de sitio o de condición topográfica permiten evaluar la respuesta sísmica del terreno de estudio en función de sus características, estas se dividen en los factores de condición topográfica y los factores de profundidad del basamento rocoso.

TABLA 11. Factores de condición topográfica

Condición topográfica (Ver 5.2.2)	F_A^T	F_V^T	F_D^T
Leve	1,00	1,00	1,00
Moderada	1,20	1,10	1,05
Severa	1,40	1,20	1,10

Figura 18: Tabla 11. Factores de condición topográfica.

Fuente: Normas COVENIN 1756-2019.

TABLA 8. Factor de clase de sitio para periodos cortos, F_A^C

$\alpha_{A_0}^*$	CLASE DE SITIO								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
$\leq 0,01$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,30	1,60	1,90	2,40	2,70
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,30	1,50	1,75	2,05	2,20
0,1	0,80	0,85	0,90	1,00	1,25	1,45	1,60	1,75	1,85
0,2	0,80	0,85	0,90	1,00	1,25	1,35	1,40	1,35	1,35
0,3	0,80	0,85	0,90	1,00	1,20	1,25	1,25	1,10	1,00
0,4	0,80	0,85	0,90	1,00	1,20	1,20	1,15	0,95	0,85
$\geq 0,5$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,15	1,15	1,00	0,80	0,70

* Para sismo extremo o sismo frecuente, α se sustituirá por α_E o α_f , respectivamente.

TABLA 9. Factor de clase de sitio para periodos intermedios, F_V^C

$\alpha_{A_1}^*$	CLASE DE SITIO								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
$\leq 0,01$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,80	2,30	3,30	4,00
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,20	3,00	3,30
0,1	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,10	2,70	3,00
0,2	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	2,00	2,50	2,70
0,3	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	1,95	2,30	2,45
0,4	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,90	2,15	2,30
$\geq 0,5$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,85	2,00	2,15

* Para sismo extremo o sismo frecuente, α se sustituirá por α_E o α_f , respectivamente.

TABLA 10. Factor de clase de sitio para periodos largos, F_D^C

CLASE DE SITIO								
A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
0,85	0,90	0,95	1,00	1,20	1,40	1,70	2,25	2,65

TABLA 12. Factores de profundidad del basamento rocoso

H (m)	F_A^H	F_V^H	F_D^H
0	1,00	0,98	0,93
10	1,00	1,00	0,96
30	1,00	1,00	1,00
60	1,00	1,02	1,05
100	1,01	1,05	1,10
200	1,02	1,08	1,20
300	1,03	1,10	1,30
500	1,05	1,20	1,60
750	1,07	1,30	2,10
≥ 1.000	1,10	1,40	2,80

Figura 19: Tabla 12. Factores de profundidad del basamento rocoso.

Fuente: Normas COVENIN 1756-2019.

ESPECTROS DE RESPUESTA:

El espectro de Respuesta se determina a partir el análisis de estructuras usando los métodos indicados en el Capítulo 9, una vez ya obtenidos los factores de condición topográfica:

- El espectro de respuesta elástica especificado a continuación está definido para toda construcción y cualquier periodo medio de retorno especificado. Si se dispone de un estudio de amenaza o de sitio que cumpla con 4.6, los parámetros básicos dados en 4.2 y los factores de sitio dados en 5.4 pueden sustituirse por sus resultados, sujetos a la acotación de 4.6.3.e. En caso que exista una microzonificación sísmica avalada (ver 1.3.2.c), se usarán los espectros elásticos definidos en esta o mayores.
- El Factor de Importancia α que aparece en las fórmulas 7.6 y 7.7 corresponde al Sismo de Diseño (ver 4.3). Para el Sismo Extremo, α se sustituye por α_e (ver 4.4). Para el Sismo Frecuente, α se sustituye por α_e (ver 4.5).
- El espectro de respuesta elástica para cualquier coeficiente de amortiguamiento asociado a una componente horizontal del movimiento sísmico se define por:

$$A(T) = A_A \quad T \leq T_A \quad (7.1)$$

$$A(T) = A_A \left[1 + \left(\frac{T - T_A}{T_B - T_A} \right) (\beta^* - 1) \right] \quad T_A \leq T \leq T_B \quad (7.2)$$

$$A(T) = \beta^* A_A \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (7.3)$$

$$A(T) = \beta^* A_A \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (7.4)$$

$$A(T) = \beta^* A_A \left(\frac{T_C}{T_n} \right) \left(\frac{T_D}{T} \right)^q \quad T_D \leq T \quad (7.5)$$

Figura 20: Espectro de respuesta elástica

Fuente: Normas COVENIN 1756-2019.

Donde:

$A(T)$: Es la ordenada adimensional del espectro de respuesta elástica de la componente horizontal del sismo para el periodo de vibración T (segundos). $A(T)$ es igual a la pseudo-aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad (g).

T : Es el período de vibración.

$$A_A = F_A \alpha A_0 \quad (7.6)$$

$$A_V = F_V \alpha A_1 \quad (7.7)$$

$$F_A = F_A^C F_A^H F_A^T \quad (7.8)$$

$$F_V = F_V^C F_V^H F_V^T \quad (7.9)$$

$$F_D = F_D^C F_D^H F_D^T \quad (7.10)$$

$$\beta = 2,4 \text{ en caso de coeficiente de amortiguamiento igual a } 5\%. \quad (7.11)$$

Para valores del coeficiente de amortiguamiento diferente a 5%, el factor de

amplificación espectral β se obtendrá según se indica en 7.6.

$$\beta^* = \max\left(\beta; \frac{A_V}{A_A}\right) \quad (7.12)$$

$$T_A = 0,20 T_B \quad (7.13)$$

T_A está acotado según la fórmula (7.14):

$$0,02 \text{ s} \leq T_A \leq 0,05 \text{ s} \quad (7.14)$$

$$T_B = 0,25 T_C \quad (7.15)$$

$$T_C = \frac{1}{2,4} \left(\frac{A_V}{A_A}\right) \quad (7.16)$$

$$T_D = T_L \frac{F_D}{F_V} \quad (7.17)$$

A_0 y A_1 : Coeficientes adimensionales de la aceleración del terreno y de la pseudo-aceleración espectral para el periodo de 1 s con coeficiente de amortiguamiento de 5%, respectivamente, para la componente sísmica horizontal dados en 4.2, salvo la sustitución indicada arriba. Corresponden a periodo medio de retorno de 475 años para la Clase de Sitio BC con profundidad $H \leq 30$ m y condición topográfica leve (ver 5.2).

T_L : Período de transición entre periodos intermedios y periodos largos dado en 4.2, salvo la sustitución indicada abajo.

F_A^C, F_V^C, F_D^C : Factores de clase de sitio, para periodos cortos, intermedios y largos, respectivamente (tablas 8, 9 y 10).

F_A^H, F_V^H, F_D^H : Factores de profundidad del basamento rocoso, para periodos cortos, intermedios y largos, respectivamente (tabla 12).

F_A^T, F_V^T, F_D^T : Factores de condición topográfica, para periodos cortos, intermedios y largos, respectivamente (tabla 11).

α : Factor de Importancia dado en 4.3 para el Sismo de Diseño. Para los casos de las verificaciones con el Sismo Extremo y el Sismo Frecuente, α se sustituye por α_E (ver 4.4) y por α_F (ver 4.5), respectivamente.

Figura 21: Factores de espectro sísmico elástico.

Fuente: Normas COVENIN 1756-2019.

TABLA 18. Valores del periodo característico T^+ en segundos

R	T^+
$R < 5$	$0,1 (R-1)$
$R \geq 5$	0,4

El valor de T^+ está acotado según la fórmula (7.23):

$$0,25 T_C \leq T^+ \leq T_C \quad (7.23)$$

Figura 22: Tabla 18. Valores del periodo característico T en segundos.

Fuente: Normas COVENIN 1756-2019.

TABLA 19. Parámetros del espectro de la componente sísmica vertical

Clase De Sitio	γ_0	γ_{max}	γ_{min}	T_{CV} (s)	η_0	η_c
A, AB, B, BC	0,7	1	0,42	0,2	$0,85 + 0,5 \alpha A_0$	$1,45 - 1,5 \alpha A_0$
C, CD	0,8	1,3	0,36	0,3	$0,7 + \alpha A_0$	$1,36 - 1,2 \alpha A_0$
D, DE, E	0,9	1,6	0,3	0,4	$0,55 + 1,5 \alpha A_0$	$1,3 - \alpha A_0$

Figura 22: Tabla 19. Parámetros del espectro de la componente sísmica vertical.

Fuente: Normas COVENIN 1756-2019.

El Componente Sísmica Vertical:

Los efectos de la componente vertical del sismo se determinan según se indica a continuación:

a) Los efectos (S_v) de la componente vertical del sismo están dados por:

$$S_v = C_{SV} CP \quad (8.4)$$

Donde:

C_{SV} : Coeficiente sísmico en dirección vertical dado por:

$$C_{SV} = \beta \cdot A_A \cdot \gamma_{max} \cdot \eta_o \quad (8.5)$$

β : Factor de amplificación espectral (ver 7.2).
 A_A : Coeficiente adimensional de la aceleración horizontal del terreno (fórmula 7.6).
 γ_{max} , η_o : Parámetros del espectro vertical (tabla 19).
CP: Carga permanente sobre el elemento estructural (ver 8.2.2.1).

b) En aquellos casos en que se efectúe un análisis dinámico de la estructura considerando la acción simultánea de la componente sísmica vertical y de las dos componentes sísmicas horizontales, estando definida cada una mediante su correspondiente espectro de pseudo-aceleración (capítulo 7), la respuesta máxima probable a la acción conjunta se puede calcular como se indica en 8.3.2.1.d.

Figura 23: Componente sísmica vertical

Fuente: Normas COVENIN 1756-2019.

4.1.6 Norma COVENIN 2003-86. Acciones del Viento sobre las Construcciones.

La presente norma establece los criterios que permiten calcular los efectos que causan las acciones del viento sobre los diferentes sistemas estructurales, los componentes estructurales individuales y los materiales que conforma los cerramientos de las construcciones. Lo primero es definir el uso que tendrá la edificación, así como ubicación de la misma para posteriormente clasificarla en uno de los grupos que indica la norma.

Clasificación según el uso:

Se divide en los grupos A, B, C y Usos Mixtos, el grupo A son aquellas construcciones cuya falla puede ocasionar cuantiosas pérdidas humana/económica o aquellas que sus instalaciones son esenciales en situaciones de emergencia (como los hospitales). El grupo B son aquellas construcciones de uso público o privado como viviendas u oficinas. El grupo C son construcciones no clasificables en los grupos anteriores, no destinadas a usos de habitación/público. Por ultimo están los usos mixtos que combinan uno de los grupos anteriores con otro, se trabajara en estos casos como el caso más desfavorable. En función a la clasificación se le asignara un factor de importancia eólica α que ajusta la velocidad básica del tiempo a periodos de retorno distintos de 50 años.

Clasificación según Características de respuesta:

Se divide en cuatro, los tipo I son las Construcciones cerradas con esbeltez menor o igual a 5, los tipo II son aquellas Construcciones cerradas con esbeltez menor o igual a 5, los tipo III que son las construcciones con una esbeltez mayor que 5, y por último los tipo IV son aquellos con problemas aerodinámicos particulares.

4.2 Fase II: Diseño de una estructura de hormigón armado y una estructura mixta acorde a los criterios de diseño normativos.

4.2.1 Diseño en Concreto Armado

La primera estructura a diseñar y analizar para la investigación se compone de concreto armado principalmente, es una edificación multifamiliar compuesta por 6 niveles planta tipo, además de una terraza y un techo para la sala de máquinas. En la memoria descriptiva dada en el apéndice A, se detalla las diferentes características de la estructura a diseñar, considerando la descripción de los apartamentos, características y elección de materiales, y los reglamentos y normas que definen el diseño, conjunto a las combinaciones de carga a considerar.

En el mismo apéndice se realizó el análisis de carga por plantas, el predimensionado de losas, predimensionado de vigas y columnas (superestructura), el espectro de respuesta sísmica elástica e inelástica, peso sísmico, Cálculo de las fuerzas horizontales por piso, chequeos de masas participativas, la verificación de derivas, y por último los diseños con los armados de los diferentes elementos estructurales ya predimensionados (Losas, vigas, y columnas) claro que este diseño fue apoyándose del uso del programa ETABS, por lo que se tuvo que modelar la estructura en el programa. Por consiguiente, ya diseñadas la superestructura se puede proceder al diseño de la infraestructura (fundaciones), Aquí dándose el diseño de las zapatas, vigas de riostra, y pedestales.

A continuación, se muestran los diferentes elementos estructurales que se dimensionaron para el proyecto, considerando la configuración de aceros longitudinales y transversales que requiere para las fuerzas a las que se sometieron en el análisis obtenido por ETABS

Cuadro 1: Columnas de Concreto Armado, estructura de concreto armado

Columna 30x40 cm	Acero	Cabilla
	Longitudinal	12 Φ 5/8"
	Estribo (confinado)	1 Φ 1/2" c 10cm
	Estribo (sin confinar)	1 Φ 1/2" c 15cm
Columna 30x35 cm	Acero	Cabilla
	Longitudinal	12 Φ 5/8"
	Estribo (confinado)	1 Φ 1/2" c 10cm
	Estribo (sin confinar)	1 Φ 1/2" c 15cm

Fuente: Álvarez, Tebet (2024).

Cuadro 2: Vigas de Concreto Armado, estructura de concreto armado

Viga Secundaria P1-P4 30x40cm	Acero	Cabilla
	Superior	3Φ1/2"
	Inferior	3Φ1/2"
	Estribo (confinado)	1 Φ3/8" c 8cm
Estribo (sin confinar)	1 Φ3/8" c 15cm	
Viga Principal P1-P4 30x40cm	Acero	Cabilla
	Superior	2Φ5/8" 1Φ1/2 (Solo en caras)
	Inferior	3Φ1/2"
	Estribo (confinado)	1 Φ3/8" c 8cm
Estribo (sin confinar)	1 Φ3/8" c 15cm	
Viga Secundaria P5-P6 30x35cm	Acero	Cabilla
	Superior	3Φ1/2"
	Inferior	3Φ1/2"
	Estribo (confinado)	1 Φ3/8" c 8cm
Estribo (sin confinar)	1 Φ3/8" c 15cm	
Viga Principal P5-P6 30x35cm	Acero	Cabilla
	Superior	2Φ5/8" 1Φ1/2 (Solo en caras)
	Inferior	2Φ1/2"
	Estribo (confinado)	1 Φ3/8" c 8cm
Estribo (sin confinar)	1 Φ3/8" c 15cm	
Viga Secundaria Terraza 30x35 cm	Acero	Cabilla
	Superior	3Φ1/2"
	Inferior	3Φ1/2"
	Estribo (confinado)	1 Φ3/8" c 8cm
Estribo (sin confinar)	1 Φ3/8" c 15cm	
Viga Principal Terraza 30x35 cm	Acero	Cabilla
	Superior	2Φ5/8" 1Φ1/2 (Solo en caras)
	Inferior	2Φ1/2"
	Estribo (confinado)	1 Φ3/8" c 8cm
Estribo (sin confinar)	1 Φ3/8" c 15cm	
Viga Secundaria TSM 30x35 cm	Acero	Cabilla
	Superior	2Φ1/2"
	Inferior	2Φ1/2"
	Estribo (confinado)	1 Φ3/8" c 8cm
Estribo (sin confinar)	1 Φ3/8" c 15cm	
Viga Principal TSM 30x35 cm	Acero	Cabilla
	Superior	2Φ1/2"
	Inferior	2Φ1/2"
	Estribo (confinado)	1 Φ3/8" c 8cm
Estribo (sin confinar)	1 Φ3/8" c 15cm	

Fuente: Álvarez, Tebet (2024).

Cuadro 3: Losas de Concreto Armado, estructura de concreto armado.

Losa Nervada 25cm TSM	Acero	Cabilla
	Superior cara	1 Φ 5/8"
	Superior medio	1 Φ 3/8"
	Inferior	1 Φ 3/8"
	Estribo (confinado)	1 Φ 1/2" c 10cm
Losa Nervada 25cm L-1 L-7 (P1-P2-P3-P4-P5-P6-Terr)	Acero	Cabilla
	Superior cara	1 Φ 5/8"
	Superior medio	1 Φ 3/8"
	Inferior	1 Φ 3/8"
Losa Nervada 25cm L-2 L-8 (P1-P2-P3-P4-P5-P6-Terr)	Acero	Cabilla
	Superior cara	1 Φ 5/8"
	Inferior	1 3/4"
Losa Nervada 25cm L-4 (P1-P2-P3-P4-P5-P6-Terr)	Acero	Cabilla
	Superior cara	1 Φ 5/8"
	Inferior	1 Φ 3/8"
Losa Nervada 25cm L-3-L5 (P1-P2-P3-P4-P5-P6-Terr)	Acero	Cabilla
	Superior cara	1 Φ 5/8"
	Inferior	1 Φ 3/8"

Fuente: Álvarez, Tebet (2024).

Cuadro 4: Fundaciones de Concreto Armado, estructura de concreto armado.

Fundación F1	Zapata aislada 2.15x2.15m	21 Φ 5/8"
Fundación F2	Zapata aislada 2.40x2.40m	24 Φ 5/8"
Fundación F3	Zapata aislada 1.85x1.85m	18 Φ 1/2"

Fuente: Álvarez, Tebet (2024).

4.2.2 Diseño Mixto.

La segunda estructura a diseñar y analizar para la investigación se compone de elementos concreto armado y acero principalmente, tiene las mismas condiciones, por lo que es una edificación multifamiliar compuesta por 6 niveles planta tipo, además de una terraza y un techo para la sala de máquinas. En la memoria descriptiva dada en el apéndice B, se detalla las diferentes características de la estructura a diseñar, considerando la descripción de los apartamentos, características y elección de materiales, y los reglamentos y normas que definen el diseño, conjunto a las combinaciones de carga a considerar.

En el mismo apéndice se realizó el análisis de carga por plantas, el predimensionado de losas, predimensionado de vigas y columnas de concreto armado, además de correas, vigas, columnas y arriostres de Acero estructural (superestructura), el espectro de respuesta sísmica elástica e inelástica, peso sísmico, Calculo de las fuerzas horizontales por piso, chequeos de masas participativas, la verificación de derivas, y por último los diseños con los armados de los diferentes elementos estructurales ya predimensionados (Losas, vigas, y columnas) claro que este diseño fue apoyándose del uso del programa ETABS, por lo que se tuvo que modelar la estructura en el programa. Por consiguiente, ya diseñadas la superestructura se puede proceder al diseño de la infraestructura (fundaciones), Aquí dándose el diseño de las zapatas, vigas de riostra, y pedestales

La parte de la superestructura de concreto armado, será igual en sus elementos estructurales, los nuevos elementos incorporados de acero estructural para reemplazar los elementos de concreto en los pisos P5, P6, Terraza, y Techo de sala de máquinas, fueron seleccionados/dimensionados de acuerdo a los cálculos, a continuación, se muestran los perfiles de la vigas y columnas de acero, además de las losas losaceros. Se diseñaron las conexiones para conectar los perfiles diagonales, y conectar los perfiles de acero a la estructura de concreto usando el programa IDEA StatiCa, sin embargo, por limitaciones del trabajo, no se consideró en cálculos de cómputos, presupuestos, y APU, las conexiones se evidencian en el Apéndice I.

Cuadro 5: Elementos estructurales de acero, estructura mixta.

Elemento estructural de Acero	
Losacero P5-P6-Terraza-TSM	Sigaldeck 3" 15cm altura
Vigas principales y secundarias P5	Perfil IPE 220
Vigas principales y secundarias P6-Terraza	Perfil IPE 200
Vigas principales y secundarias TSM	Perfil IPE 180
Correas P5, P6, Terraza	Perfil IPE 180
Correas TSM	Perfil IPE 160
Columnas P5	Perfil HEA 220
Columnas P6, Terraza	Perfil HEA 200
Columnas TSM	Perfil HEA 180
Diagonales/Arrostramiento	Perfil Conduven cuadrada 135x135mm

Fuente: Álvarez, Tebet (2024).

Cuadro 6: Fundaciones de concreto armado, estructura mixta.

Fundación F1	Zapata aislada 2.15x2.15m	21 Φ 5/8"
Fundación F2	Zapata aislada 2.40x2.40m	24 Φ 5/8"
Fundación F3	Zapata aislada 1.85x1.85m	18 Φ 1/2"

Fuente: Álvarez, Tebet (2024).

4.3 Fase III: Análisis de costos directos relacionados con la construcción de cada tipo de estructura, incluyendo materiales, equipos, mano de obra y otros factores.

Una vez ya diseñadas tanto los elementos estructurales de la estructura de concreto armado y la estructura mixta, se puede proceder a determinar los costos de las estructuras, esto se podrá lograr a través de los cómputos métricos considerados de las partidas asociadas a cada obra estructural, la realización de análisis de precios unitarios (en dólares) para cada partida a considerar en cada obra, y la realización del presupuesto de cada obra estructural, considerando por separado el presupuesto de obra de infraestructuras (fundaciones, pedestales y vigas de riostra) y de superestructuras (Columnas, vigas de carga/corona, losas y correas), además se realizaran en esta fase el diagrama de Gantt para determinar costo mensual de las obras y la duración de estas. Para estos cálculos se usó el programa Excel y Datalaing Maprex.

Para llevar acabo los cálculos, primero se debe establecer que la base de datos de costos que fue aportada para este estudio es de febrero del 2023, además para los cálculos se

determinó un factor de costo asociado al salario de 650% para 200 días efectivamente trabajados y 1500 días efectivamente pagados.

4.3.1 Costos de estructura en concreto armado.

4.3.1.1 Infraestructura.

Presupuesto

Los valores arrojados para las dimensiones dadas del proyecto de concreto armado en los cálculos métricos permiten asociar una medida (unidad) con los análisis de precio unitario (A.P.U.) para determinar el costo relacionado a la partida dada. A continuación, se muestra el presupuesto de la infraestructura, una vez ya asociadas los A.P.U, los cálculos métricos obtenidos para la infraestructura de esta construcción, asociadas a su número de partida y código de partida según la norma COVENIN 2000-92, y cada A.P.U. se ven evidenciados en los apéndices C y D.

Part No.	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total \$
1	E311110300	EXCAVACION EN TIERRA A MANO PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS, HASTA PROFUNDIDADES COMPRENDIDAS ENTRE 1.50 Y 3.00 M	m3	357.93	36.44	13,042.97
2	E319100000	CONSTRUCCION DE BASE DE PIEDRA PICADA CORRESPONDIENTE A OBRAS PREPARATIVAS. INCLUYE EL SUMINISTRO Y TRANSPORTE DEL MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 km.	m3	23.96	48.06	1,151.52
3	E351120210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLA NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8"), PARA INFRAESTRUCTURA	kgf	2,137.45	3.47	7,416.95
4	E341010110	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN CABEZALES DE PILOTES, BASES Y ESCALONES, PEDESTALES, VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES, FUNDACIONES DE PARED, VIGAS DE FUNDACION Y BASES DE PAVIMENTO	m2	30.60	13.44	411.26
5	E323000121	CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE BASES Y ESCALONES.	m3	46.25	177.28	8,199.20
6	E324000120	CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE PEDESTALES.	m3	12.24	190.50	2,331.72
7	E325000120	CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES Y FUNDACIONES DE PARED.	m3	34.20	225.40	7,708.68
8	E317000000	COMPACTACION DE RELLENOS CON APISONADORES DE PERCUSION, CORRESPONDIENTE A LOS ASIENOS DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS.	m3	240.77	6.39	1,538.52
9	E313110000	CARGA A MANO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS.	m3	117.16	11.63	1,362.57
					Subtotal (\$):	43,163.39
					IVA 12% (\$):	5,179.61
					Total Presupuesto (\$):	48,343.00

Tabla 1: Presupuesto de infraestructura, Obra de Concreto Armado.

Fuente: Datalaing MapreX (2024).

A continuación, se muestra el presupuesto para los materiales necesarios de la obra, los equipos a utilizar en ella, y la mano de obra necesaria, tanto el presupuesto total como el presupuesto por materiales, equipos y mano de obra serán necesarias para poder utilizar los indicadores de gestión para comparar ambas obras civiles.

Referencia	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
COM003	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	6.0726	1.60	9.72
ACE631	ALAMBRE USO GALVANIZADO CALIBRE Nº 18	kgf	44.8865	4.88	219.05
ACE026	CABILLA ESTRIADA N60 fy=4200k/cm2 #	kgf	2,244.3225	1.63	3,658.25
ACE041	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	4.8195	3.51	16.92
ACE643	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	4.8195	4.77	22.99
CON128	CONCRETO PREMEZCLADO F'c 200 kg/cm2 AS. NORMAL #	m3	47.3688	79.45	3,763.45
CON040	CONCRETO PREMEZCLADO F'c 210 kg/cm2 AS=3" #	m3	47.1750	78.09	3,683.90
VAL011	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE &k	kgf	2,244.3225	0.25	561.08
VAL052	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE (VOLUMEN) &m3	m3	0.3825	0.65	0.25
VAL060	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	80.4500	4.77	383.75
ENC006	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	0.0842	198.59	16.72
ENC007	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	0.6732	165.29	111.27
VAL191	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y CALETEO INTERNO &k1	kgf	2,244.3225	0.20	448.86
AGR015	PIEDRA PICADA PARA CONCRETO #	m3	25.1580	26.24	660.15
VAL019	TRANSPORTE DE AGREGADOS MAX 50KM 3&m3	m3	23.9600	4.22	101.11
VAL018	TRANSPORTE DE CONCRETO D> 15 M D< 50KM &m3	m3	12.2400	4.77	58.38
Total Materiales:					13,715.85

Tabla 2: Materiales de infraestructura, Obra de Concreto Armado.

Fuente: Datalaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Precio	COP/Dep.	Cantidad	Total
ALB048	BARRA METALICA DE 1.47 MTS	32.99	0.030000	59.6550	59.04
COP075	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	37,270.49	0.003479	2.2133	286.98
COP074	CAMIONETA FORD F-150	25,061.19	0.003956	0.1711	16.97
ALB002	CARRETILLA CAP= 55 LT CAUCHOS DE GOMA	109.91	0.025000	13.7583	37.80
ALB001	CARRETON	268.19	1.000000	15.8067	4,239.19
ALB075	CEPILLO ALBAÑILERIA TIPO PALUSTRAS, MANGO PLASTICO	11.02	0.090000	8.6200	8.55
CPT004	COMPACTADORA BAILARINA DE PISON (AIRE)	357.07	0.015000	6.8791	36.85
COP022	COMPACTADORA DE RODILLO CAT 214 C	54,395.63	0.002042	0.3423	38.02
COPA01	COMPRESOR ATLAS COPCO XA-160	21,441.98	0.003567	3.4396	263.07
HER064	CORTADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA D=1 3/8"	2,920.99	0.003000	4.7499	41.62
ALB120	DOBLADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA 1 3/8"	1,831.83	0.002000	4.7499	17.40
CON037	EQUIPO MENOR DE VACIADO DE CONCRETO	8.07	1.000000	3.8000	30.67
HER015	EQUIPO MENOR PARA CABILLA Y MALLA SOLDADA	1.47	1.000000	4.7499	6.98
CAR003	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	1.29	1.000000	1.0200	1.32
SUB069	ESCALERA METALICA DE 24 TRAMOS	219.83	0.009000	59.6550	118.03
ESP012	HERRAMIENTAS MENORES	1.47	1.000000	3.0833	4.53
ALB013	JUEGO DE PALA, PICO Y CARRETILLA	7.33	1.000000	138.8367	1,017.67
ALB133	MANGUERA PLASTICA D=1/2" L=100 MTS (TIPO CULEBRA)	69.61	0.008000	6.8791	3.83
COP038	MINICARGADOR MINISHOVEL BOBCAT 763 (0.38 M3)	21,848.22	0.003778	0.3423	28.25
ALB081	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	21.99	0.034000	27.5166	20.57
ALB079	PALA PUNTA RECTANGULAR CON CABO #	20.52	0.034000	5.1000	3.56
ALB150	VIBRADOR A GASOLINA 5 HP L=5 M MANGUERA/CABEZAL	1,130.79	0.009000	8.6200	87.73
CON021	VIBRADOR A GASOLINA PARA CONCRETO	12.83	1.000000	3.0833	39.56
				Total Equipos:	6,408.19

Tabla 3: Equipos de infraestructura, Obra de Concreto Armado.

Fuente: DataIaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Jornal	Bono	Cantidad	Total
19-2.2	ALBAÑIL DE 1RA -N5	3.69		7.6000	211.70
11-2.1	ALBAÑIL DE 2DA -N3	3.12		1.0200	24.05
1-1.2	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	3.00		35.2006	798.35
19-2.9	CABILLERO DE 1RA -N5	3.69		9.4998	264.62
11-2.8	CABILLERO DE 2DA -N3	3.12		4.7499	112.00
24-516	CAPORAL DE EQUIPO -N7	3.91		0.3423	10.10
11-1.3	CAPORAL -N3	3.12		63.5603	1,498.76
19-2.5	CARPINTERO DE 1RA -N5	3.69		1.0200	28.41
11-2.4	CARPINTERO DE 2DA -N3	3.12		1.0200	24.05
8-3.5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	3.36		2.2133	56.17
7-3.4	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	3.12		0.1711	4.04
24-210	MAESTRO CABILLERO -N7	3.91		1.1875	35.04
24-2.7	MAESTRO CARPINTERO DE 1RA -N7	3.91		0.2550	7.52
25-227	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	4.43		6.1744	206.26
24-226	MAESTRO DE OBRA DE 2DA -N7	3.91		16.1517	476.56
1-1.1	OBRERO DE 1RA -N1	2.77		476.7120	9,989.50
11-5.2	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO -N3	3.12		11.0033	259.46
				Total Mano de Obra:	14,006.59

Tabla 4: Mano de obra de infraestructura, Obra de Concreto Armado.

Fuente: DataIaing MapreX (2024)

Tiempo de ejecución y Diagrama de Gantt

Considerando los rendimientos teóricos, ya dado por el programa DataIaing MapreX, y los cálculos métricos obtenidos de cada partida se procede a calcular la duración de cada partida, además se procede a determinar las secuencias de tiempo de la obra en un diagrama de Gantt, considerando al menos un mes de inicio entre cada partida, el cálculo de los rendimientos se ve reflejado en el apéndice E. Como se ve muestra, la obra será de 3 meses.

Part No.	Descripción	Und.	Cantidad	Mes 1				Mes 2				Mes 3			
				1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	E311110300 EXCAVACION EN TIERRA A MANO PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS, HASTA PROFUNDIDADES COMPRENDIDAS ENTRE 1.50 Y 3.00 M	m3	357.93	█				█				█			
2	E319100000 CONSTRUCCION DE BASE DE PIEDRA PICADA CORRESPONDIENTE A OBRAS PREPARATIVAS. INCLUYE EL SUMINISTRO Y TRANSPORTE DEL MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 km.	m3	23.96					█							
3	E351120210 SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO Fy 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLA NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8"), PARA INFRAESTRUCTURA	kgf	2137.45					█							
4	E341010110 ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN CABEZALES DE PILOTES, BASES Y ESCALONES, PEDESTALES, VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES, FUNDACIONES DE PARED, VIGAS DE FUNDACION Y BASES DE PAVIMENTO	m2	30.60					█							
5	E323000121 CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE BASES Y ESCALONES.	m3	46.25									█			
6	E324000120 CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE PEDESTALES.	m3	12.24									█			
7	E325000120 CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES Y FUNDACIONES DE PARED.	m3	34.20									█			
8	E317000000 COMPACTACION DE RELLENOS CON APISONADORES DE PERCUSION, CORRESPONDIENTE A LOS ASIENOS DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS.	m3	240.77									█			
9	E313110000 CARGA A MANO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS.	m3	117.16									█			

Grafico 1: Diagrama de Gantt de infraestructura, Obra de concreto armado.

Fuente: Datalaing MapreX (2024)

4.3.1.2 Superestructura.

Presupuesto, Tiempo de ejecución y Diagrama de Gantt

Se repite el proceso anterior, pero ahora para la superestructura de la obra de concreto armado, a continuación, se muestra los presupuestos de la superestructura, conjunto a los costos de materiales, equipos, y mano de obra, al igual que los cálculos anteriores, los cálculos métricos relacionados a este presupuesto y sus A.P.U vienen dada en los apéndices C y D. Además, se muestra el diagrama de Gantt y el cálculo evidenciado de los rendimientos se da en el apéndice E. Como se ve evidenciado, la obra será de 4 meses.

Part No.	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total \$
1	E352110210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO Fy 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS IGUAL O MENOR AL NO.3 (3/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf	12,756.72	3.31	42,224.74
2	E352120210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO Fy 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf	29,228.85	2.92	85,348.24
3	E342010111	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN COLUMNAS.	m2	942.90	13.93	13,134.60
4	E342010112	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN VIGAS DE CARGA	m2	1,516.36	16.28	24,686.34
5	E342010113	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN LOSAS, INCLUYENDO MACIZADOS.	m2	1,779.20	20.41	36,313.47
6	E331100121	CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE COLUMNAS RECTANGULARES.	m3	78.85	154.35	12,170.50
7	E332000220	CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO OBRA LIMPIA, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE CARGA Y MACIZADOS.	m3	159.12	224.25	35,682.66
8	E333125125	LOSA NERVADA EN UNA DIRECCION, E=25 cm CON CONCRETO F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS.	m2	1,814.47	31.36	56,901.78
Subtotal (\$):						306,462.33
IVA 12% (\$):						36,775.48
Total Presupuesto (\$):						343,237.81

Tabla 5: Presupuesto de Superestructura, Obra de Concreto Armado.

Fuente: Datalaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
COM003	ACEITE PARA FORMAleta DE ENCOFRADOS	lt	594.4911	1.60	951.19
ACE631	ALAMBRE USO GALVANIZADO CALIBRE Nº 18	kgf	881.6970	4.88	4,302.68
MT23	BLOQUE ARCILLA PLATABANDA 20X20X40 8/M2 P=7.8KG #	pza	19,051.9350	0.32	6,096.62
ACE026	CABILLA ESTRIADA N60 fy=4200k/cm2 #	kgf	44,084.8485	1.63	71,858.30
ACE041	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	983.8899	3.51	3,453.45
ACE643	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	745.0632	4.77	3,553.95
CON128	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 200 kg/cm2 AS. NORMAL #	m3	162.3024	79.45	12,894.93
CON008	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 210 kg/cm2 AS=5" #	m3	80.4270	86.27	6,938.44
CON004	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 250 kg/cm2 AS=5" #	m3	166.5683	88.96	14,817.92
VAL011	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE &k	kgf	13,394.5560	0.25	3,348.64
VAL255	COSTO POR TRANSPORTE AL SITIO &m3	m3	10.3719	9.54	98.95
VAL209	FLETE / TRANSPORTE AL SITIO &G	sg	3,295.5600	2.50	8,238.90
VAL060	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	401.2723	4.77	1,914.07
C-0010	JUEGO DE LUJAS (MATERIALES)	jgo	167.0760	4.99	833.71
ENCO06	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	50.5373	198.59	10,036.20
ENCO07	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	17.2057	165.29	2,843.93
VAL191	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y CALETEO INTERNO &k1	kgf	44,084.8485	0.20	8,816.97
ENCO11	PUNTALES DE MADERA PARA ENCOFRADO	m3	13.9222	120.73	1,680.83
Total Materiales:					162,679.68

Tabla 6: Materiales de Superestructura, Obra de Concreto Armado.

Fuente: DataIaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Precio	COP/Dep.	Cantidad	Total
SUB023	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO	2.20	1.000000	457.7162	1,006.97
SUB003	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO H= 2 MT	234.47	0.009000	32.8734	69.37
COPO75	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	37,270.49	0.003479	50.3134	6,523.82
ALB001	CARRETON	268.19	1.000000	98.8541	26,511.69
HER083	CORTADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA D=1"	2,158.98	0.004000	40.8259	352.57
ALB120	DOBLADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA 1 3/8"	1,831.83	0.002000	40.8259	149.57
ALB173	EQUIPO DE ALBAÑILERIA	7.33	1.000000	30.9607	226.94
HER015	EQUIPO MENOR PARA CABILLA Y MALLA SOLDADA	1.47	1.000000	40.8259	60.02
CAR003	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	1.29	1.000000	194.1023	250.39
ALB081	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	21.99	0.034000	100.7669	75.35
SUB024	TABLA PARA PLATAFORMA DE ANDAMIO	0.74	1.000000	3.9425	2.92
ALB146	TOBO PLASTICO CAP= 10 LT DE ALBAÑILERIA	8.80	0.070000	57.8618	35.64
ALB026	TOBO PLASTICO DE ALBAÑIL	9.09	0.067000	23.6550	14.41
ALB150	VIBRADOR A GASOLINA 5 HP L=5 M MANGUERA/CABEZAL	1,130.79	0.009000	3.9425	40.12
ALB163	VIBRADOR CABEZAL D= 48 MM, ELECTRICO, L=4M	659.46	0.015800	61.9213	645.18
SUB017	WINCHE CABREANTE CON MOTOR ELECTRICO	65.95	1.000000	30.9607	2,041.86
Total Equipos:					38,006.82

Tabla 7: Equipos de Superestructura, Obra de Concreto Armado.

Fuente: DataIaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Jornal	Bono	Cantidad	Total
19-2.2	ALBAÑIL DE 1RA -N5	3.69	0.18	69.8063	1,944.46
1-1.2	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	3.00	0.18	510.9518	11,588.38
19-2.9	CABILLERO DE 1RA -N5	3.69	0.18	104.8458	2,920.48
11-2.8	CABILLERO DE 2DA -N3	3.12	0.18	81.6517	1,925.35
19-2.5	CARPINTERO DE 1RA -N5	3.69	0.18	194.1023	5,406.72
11-2.4	CARPINTERO DE 2DA -N3	3.12	0.18	126.7523	2,988.82
8-3.5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	3.36	0.18	50.3134	1,276.95
11-228	GÚINCHERO -N3	3.12	0.18	30.9607	730.05
24-210	MAESTRO CABILLERO -N7	3.91	0.18	40.8259	1,204.57
25-227	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	4.43	0.18	76.1960	2,545.33
1-1.1	OBRA DE OBRA DE 1RA -N1	2.77	0.18	425.3408	8,913.02
Total Mano de Obra:					41,444.13

Tabla 8: Mano de obra de Superestructura, Obra de Concreto Armado.

Fuente: DataIaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
COM003	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	6.0726	1.60	9.72
ACE631	ALAMBRE LISO GALVANIZADO CALIBRE Nº 18	kgf	48.5371	4.88	236.86
ACE026	CABILLA ESTRIADA N60 fy=4200k/cm2 #	kgf	2,426.8545	1.63	3,955.77
ACE041	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	4.8195	3.51	16.92
ACE643	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	4.8195	4.77	22.99
CON128	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 200 kg/cm2 AS. NORMAL #	m3	47.3688	79.45	3,763.45
CON040	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 210 kg/cm2 AS=3" #	m3	52.6728	78.09	4,113.22
VAL011	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE &k	kgf	2,426.8545	0.25	606.71
VAL052	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE (VOLUMEN) &m3	m3	0.3825	0.65	0.25
VAL060	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	85.8400	4.77	409.46
ENC006	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	0.0842	198.59	16.72
ENC007	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	0.6732	165.29	111.27
VAL191	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y CALETEO INTERNO &k1	kgf	2,426.8545	0.20	485.37
AGR015	PIEDRA PICADA PARA CONCRETO #	m3	27.0480	26.24	709.74
VAL019	TRANSPORTE DE AGRÉGADOS MAX 50KM 3&m3	m3	25.7600	4.22	108.71
VAL018	TRANSPORTE DE CONCRETO D> 15 M D< 50KM &m3	m3	12.2400	4.77	58.38
Total Materiales:					14,625.54

Tabla 10: Materiales de infraestructura, Obra Mixta

Fuente: DataIaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Precio	COP/Dep.	Cantidad	Total
ALB048	BARRA METALICA DE 1.47 MTS	32.99	0.030000	65.9433	65.26
COP075	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	37,270.49	0.003479	2.3998	311.16
COP074	CAMIONETA FORD F-150	25,061.19	0.003956	0.1840	18.24
ALB002	CARRETLA CAP= 55 LT CAUCHOS DE GOMA	109.91	0.025000	15.6063	42.88
ALB001	CARRETON	268.19	1.000000	16.5253	4,431.93
ALB075	CEPILLO ALBAÑILERIA TIPO PALUSTRA, MANGO PLASTICO	11.02	0.090000	8.6200	8.55
CPT004	COMPACTADORA BAILARINA DE PISON (AIRE)	357.07	0.015000	7.8031	41.79
COP022	COMPACTADORA DE RODILLO CAT 214 C	54,395.63	0.002042	0.3680	40.88
COPA01	COMPRESOR ATLAS COPCO XA-160	21,441.98	0.003567	3.9016	298.41
HER064	CORTADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA D=1 3/8"	2,920.99	0.003000	5.1362	45.01
ALB120	DOBLADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA 1 3/8"	1,831.83	0.002000	5.1362	18.82
CON037	EQUIPO MENOR DE VACIADO DE CONCRETO	8.07	1.000000	3.8000	30.67
HER015	EQUIPO MENOR PARA CABILLA Y MALLA SOLDADA	1.47	1.000000	5.1362	7.55
CAR003	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	1.29	1.000000	1.0200	1.32
SUB069	ESCALERA METALICA DE 24 TRAMOS	219.83	0.009000	65.9433	130.47
ESP012	HERRAMIENTAS MENORES	1.47	1.000000	3.4427	5.06
ALB013	JUEGO DE PALA, PICO Y CARRETLA	7.33	1.000000	152.3117	1,116.45
ALB133	MANGUERA PLASTICA D=1/2" L=100 MTS (TIPO CULEBRA)	69.61	0.008000	7.8031	4.35
COP038	MINICARGADOR MINISHOVEL BOBCAT 763 (0,38 M3)	21,848.22	0.003778	0.3680	30.38
ALB081	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	21.99	0.034000	31.2126	23.34
ALB079	PALA PUNTA RECTANGULAR CON CABO #	20.52	0.034000	5.1000	3.56
ALB150	VIBRADOR A GASOLINA 5 HP L=5 M MANGUERA/CABEZAL	1,130.79	0.009000	8.6200	87.73
CON021	VIBRADOR A GASOLINA PARA CONCRETO	12.83	1.000000	3.4427	44.17
Total Equipos:					6,807.98

Tabla 11: Equipos de infraestructura, Obra Mixta.

Fuente: DataIaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Jornal	Bono	Cantidad	Total
19-2.2	ALBAÑIL DE 1RA -N5	3.69	0.18	7.6000	211.70
11-2.1	ALBAÑIL DE 2DA -N3	3.12	0.18	1.0200	24.05
1-1.2	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	3.00	0.18	37.5915	852.58
19-2.9	CABILLERO DE 1RA -N5	3.69	0.18	10.2724	286.14
11-2.8	CABILLERO DE 2DA -N3	3.12	0.18	5.1362	121.11
24-516	CAPORAL DE EQUIPO -N7	3.91	0.18	0.3680	10.86
11-1.3	CAPORAL -N3	3.12	0.18	70.0283	1,651.26
19-2.5	CARPINTERO DE 1RA -N5	3.69	0.18	1.0200	28.41
11-2.4	CARPINTERO DE 2DA -N3	3.12	0.18	1.0200	24.05
8-3.5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	3.36	0.18	2.3998	60.90
7-3.4	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	3.12	0.18	0.1840	4.34
24-210	MAESTRO CABILLERO -N7	3.91	0.18	1.2841	37.89
24-2.7	MAESTRO CARPINTERO DE 1RA -N7	3.91	0.18	0.2550	7.52
25-227	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	4.43	0.18	6.5467	218.69
24-226	MAESTRO DE OBRA DE 2DA -N7	3.91	0.18	17.9073	528.36
1-1.1	OBRERO DE 1RA -N1	2.77	0.18	521.9367	10,937.18
11-5.2	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO -N3	3.12	0.18	12.4407	293.35
Total Mano de Obra:					15,298.39

Tabla 12: Mano de obra de infraestructura, Obra Mixta

Fuente: DataIaing MapreX (2024).

Part No.	Descripción	Und.	Cantidad	Mes 1					Mes 2					Mes 3					Mes 4				
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	E311110300 EXCAVACION EN TIERRA A MANO PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS, HASTA PROFUNDIDADES COMPRENDIDAS ENTRE 1.50 Y 3.00 M	m3	395.66	█					█					█					█				
2	E319100000 CONSTRUCCION DE BASE DE PIEDRA PICADA CORRESPONDIENTE A OBRAS PREPARATIVAS. INCLUYE EL SUMINISTRO Y TRANSPORTE DEL MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 km.	m3	25.76						█														
3	E351120210 SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLA NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8"), PARA INFRAESTRUCTURA	kgf	2311.29						█														
4	E341010110 ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN CABEZALES DE PILOTES, BASES Y ESCALONES, PEDESTALES, VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES, FUNDACIONES DE PARED, VIGAS DE FUNDACION Y BASES DE PAVIMENTO	m2	30.60											█									
5	E323000121 CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE BASES Y ESCALONES.	m3	51.64											█									
6	E324000120 CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE PEDESTALES.	m3	12.24											█									
7	E325000120 CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES Y FUNDACIONES DE PARED.	m3	34.20											█									
8	E317000000 COMPACTACION DE RELLENOS CON APISONADORES DE PERCUSION, CORRESPONDIENTE A LOS ASIENOS DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS.	m3	273.11																█				
9	E313110000 CARGA A MANO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS.	m3	122.55																█				

Grafico 3: Diagrama de Gantt de infraestructura, Obra Mixta.

Fuente: Datalaing MapreX (2024).

4.3.2.2 Superestructura

Presupuesto, Tiempo de Ejecución, y Diagrama de Gantt.

Al igual que se hizo para la obra de infraestructura, se procedió a determinar los cómputos métricos, A.P.U; tiempo de obra y diagrama de Gantt respectivo a la superestructura de la obra estructural mixta, en los apéndices F, G y H se evidencia los cálculos realizados relacionados a los rendimientos y los A.P.U. Se necesitará de 3 meses para ejecutar la obra.

Part No.	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total \$
1	E352120210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf	16,173.01	2.92	47,225.19
2	E352110210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO Fy 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS IGUAL O MENORAL NO.3 (3/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf	11,699.31	3.31	38,724.72
3	E342010111	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN COLUMNAS.	m2	544.32	13.93	7,582.38
4	E342010112	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN VIGAS DE CARGA	m2	854.88	16.28	13,917.45
5	E342010113	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN LOSAS, INCLUYENDO MACIZADOS.	m2	1,003.20	20.41	20,475.31
6	E331100121	CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE COLUMNAS RECTANGULARES.	m3	46.66	154.35	7,201.97
7	E332000220	CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO OBRA LIMPIA, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE CARGA Y MACIZADOS.	m3	89.76	224.25	20,128.68
8	E333125125	LOSA NERVADA EN UNA DIRECCION, E=25 cm CON CONCRETO F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS.	m2	1,023.36	31.36	32,092.57
9	E361 S/C	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 220, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	4,908.60	6.77	33,231.22
10	E361 S/C	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 200, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	8,223.12	6.77	55,670.52
11	E361 S/C	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 180, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	532.50	6.59	3,509.18
12	E361 S/C	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 220, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	5,599.46	5.28	29,565.15
13	E361 S/C	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 200, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	9,574.66	5.75	55,054.30
14	E361 S/C	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 180, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	12,403.68	5.83	72,313.45
15	E361 S/C	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 160, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	311.26	5.81	1,808.42
16	E361 S/C	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL CONDUVEN 135 X 135	kgf	3,232.43	4.37	14,125.72
17	E33 S/C	LOSA DE CONCRETO F'c 250 kg/cm2, ENCOFRADO COLABORANTE LOSACERO O SIMILAR, PESO= 8.00 KG/M2, SECCION 36/30, H= 76.2 mm, CALIBRE 22, CONCRETO E= 8 cm SOBRE LA CRESTA, PERALTE TOTAL DE LA LOSA 15.62 cm. NO INCLUYE MALLA PARA RETRACCION NI TAPAS LATERALES	m2	788.71	97.35	76,780.92
Subtotal (\$):						529,407.15
IVA 12% (\$):						63,528.86
Total Presupuesto (\$):						592,936.01

Tabla 13: Presupuesto de Superestructura, Obra Mixta.

Fuente: Datalaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Total
COM003	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	336.5208	1.60	538.43
ACE631	ALAMBRE LISO GALVANIZADO CALIBRE Nº 18	kgf	585.3187	4.88	2,856.36
MT23	BLOQUE ARCILLA PLATABANDA 20X20X40 8/M2 P=7.8KG #	pza	10,745.2800	0.32	3,438.49
HER001	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	113.8885	190.64	21,711.70
HER008	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	205.2512	30.99	6,360.73
ACE026	CABILLA ESTRIADA N60 fy=4200k/cm2 #	kgf	29,265.9360	1.63	47,703.48
ACE041	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	556.3303	3.51	1,952.72
ACE643	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	421.6867	4.77	2,011.45
CON128	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 200 kg/cm2 AS. NORMAL #	m3	91.5552	79.45	7,274.06
CON008	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 210 kg/cm2 AS=5" #	m3	47.5932	86.27	4,105.87
CON005	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 250 kg/cm2 AS=3" #	m3	94.1247	87.16	8,203.91
CON004	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 250 kg/cm2 AS=5" #	m3	93.9444	88.96	8,357.29
ACE764	CONECTOR DE CORTE PARA LOSACERO	pza	3,312.5820	0.63	2,086.93
VAL011	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE &k	kgf	12,284.2755	0.25	3,071.07
VAL081	COSTO DE TRANSPORTE AL SITIO D<= 50 KM &k	kgf	6,309.6800	0.14	883.36
VAL062	COSTO DEL TRANSPORTE HASTA 50 KM &m3	m3	92.2791	0.39	35.99
VAL255	COSTO POR TRANSPORTE AL SITIO &m3	m3	5.9875	9.54	57.12
ACA075	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	249.4726	6.37	1,589.14
HER014	ELECTRODO E7018 RUTILICO PENETRACION ESTRUCTURAS #	kgf	579.1339	9.15	5,299.08
HER003	ELECTRODO R10 E6013 X 350 MM RUTILICO #	kgf	382.0697	4.81	1,837.76
VAL209	FLETE / TRANSPORTE AL SITIO &G	sg	1,858.0800	2.50	4,645.20
VAL060	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	228.5224	4.77	1,090.05
C-0010	JUEGO DE LIJAS (MATERIALES)	jgo	94.2480	4.99	470.30
ACE324	LAMINA LOSACERO / SOFITO METALICO	kgf	6,562.0672	2.03	13,321.00
ENCO06	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	28.6334	198.59	5,686.31
ENCO07	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	9.7147	165.29	1,605.74
VAL191	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y CALETEO INTERNO &k1	kgf	29,265.9360	0.20	5,853.19
ACES59	PERFIL ACERO HEA 180 (35,5 KG/M)	kgf	548.4750	3.34	1,831.91
ACES70	PERFIL ACERO HEA 200 (42,3 KG/M)	kgf	8,469.8136	3.34	28,289.18
ACES71	PERFIL ACERO HEA 220 (50,5 KG/M)	kgf	5,055.8580	3.34	16,886.57
ACE383	PERFIL CONDUVEN ECO 135 X 135 X4.3 MM 17.15 K/M	kgf	3,329.4029	1.76	5,859.75
ACE869	PERFIL DE ACERO IPE 160 MM 15,8 kg/m	kgf	326.8230	2.59	846.47
ACE870	PERFIL DE ACERO IPE 180 MM 18,8 kg/m	kgf	13,023.8640	2.59	33,731.81
ACE871	PERFIL DE ACERO IPE 200 MM 22,4 kg/m	kgf	10,053.3930	2.59	26,038.29
ACE024	PERFIL DE ACERO IPE 220 - 26,2 kg/m	kgf	5,879.4330	2.31	13,581.49
PIN081	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	140.0299	39.28	5,500.37
ENCO11	PUNTALES DE MADERA PARA ENCOFRADO	m3	7.8492	120.73	947.63
Total Materiales:					295,560.20

Tabla 14: Materiales de Superestructura, Obra Mixta

Fuente: Datalaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Precio	COP/Dep.	Cantidad	Total
SUB023	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO	2.20	1.000000	258.9785	569.75
SUB003	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO H= 2 MT	234.47	0.009000	271.0402	571.96
COP075	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	37,270.49	0.003479	130.4853	16,919.24
ALB003	CARRETELLA CAP= 110 LT RUEDAS DE GOMA	217.63	0.020000	220.8388	961.22
ALB001	CARRETON	268.19	1.000000	55.8661	14,982.73
LIM007	CEPILLO DE ALAMBRE	2.63	0.010000	145.1740	3.82
HER083	CORTADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA D=1"	2,158.98	0.004000	26.8087	231.52
ALB120	DOBLADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA 1 3/8"	1,831.83	0.002000	26.8087	98.22
ALB173	EQUIPO DE ALBAÑILERIA	7.33	1.000000	17.4633	128.00
HER038	EQUIPO DE OXIACETILENO /ACCESORIOS /BOMBONAS	7.53	1.000000	31.5484	237.56
ALB164	EQUIPO DE OXIACETILENO CON ACCESORIOS	3.77	1.000000	69.5085	262.05
HER015	EQUIPO MENOR PARA CABILLA Y MALLA SOLDADA	1.47	1.000000	26.8087	39.40
PIN007	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	0.74	1.000000	69.5085	51.44
CON001	EQUIPO Y HERRAM. P/PUESTA OBRA CONCRETO	2.20	1.000000	31.5484	69.41
CAR003	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	1.29	1.000000	110.3446	142.35
ALB101	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	256.47	0.035000	132.6053	1,190.33
SUB015	GRUA AUTOPROPULSADA HASTA 12 TON	143.62	1.000000	41.5214	5,963.30
SUB067	GRUA HIDRAULICA 20 TON GROVE RT 420	48,396.42	0.003000	3.0785	446.97
SUB051	GRUA HIDRAULICA 4 TON	3,298.98	0.002000	24.9086	164.34
ALB081	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	21.99	0.034000	57.0558	42.66
HER034	PLANTA P/ SOLDAR LINCOLN SA-200 GASOIL	139.24	1.000000	31.5484	4,392.80
HER090	SOLDADORA 500 AMPERIOS GASOIL	12,822.68	0.002700	6.1570	213.16
HER113	SOLDADORA A GASOLINA MILLER	6,884.78	0.004000	51.0800	1,406.69
HER048	SOLDADORA LINCOLN ELECTRICA 220 V - 225 AMP	573.75	0.050000	44.6988	1,282.30
SUB024	TABLA PARA PLATAFORMA DE ANDAMIO	0.74	1.000000	2.3330	1.73
HER105	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	186.12	0.030000	69.5085	388.10
ALB146	TOBO PLASTICO CAP= 10 LT DE ALBAÑILERIA	8.80	0.070000	32.6400	20.11
ALB026	TOBO PLASTICO DE ALBAÑIL	9.09	0.067000	13.9980	8.53
ALB150	VIBRADOR A GASOLINA 5 HP L=5 M MANGUERA/CABEZAL	1,130.79	0.009000	2.3330	23.74
ALB163	VIBRADOR CABEZAL D= 48 MM, ELECTRICO, L=4M	659.46	0.015800	34.9265	363.92
SUB017	WINCHE CABRESTANTE CON MOTOR ELECTRICO	65.95	1.000000	80.5601	5,312.93
Total Equipos:					56,490.28

Tabla 15: Equipos de Superestructura, Obra Mixta.

Fuente: Datalaing MapreX (2024).

Referencia	Descripción	Jornal	Bono	Cantidad	Total
19-2.2	ALBAÑIL DE 1RA -N5	3.69	0.18	39.5925	1,102.85
1-1.2	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	3.00	0.18	552.1813	12,523.49
19-2.9	CABILLERO DE 1RA -N5	3.69	0.18	74.8889	2,086.03
11-2.8	CABILLERO DE 2DA -N3	3.12	0.18	53.6175	1,264.30
19-2.5	CARPINTERO DE 1RA -N5	3.69	0.18	110.3446	3,073.64
11-2.4	CARPINTERO DE 2DA -N3	3.12	0.18	71.4646	1,685.14
8-3.5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	3.36	0.18	60.9768	1,547.59
7-3.4	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	3.12	0.18	69.5085	1,639.01
11-228	GUINCHERO -N3	3.12	0.18	80.5601	1,899.60
24-210	MAESTRO CABILLERO -N7	3.91	0.18	26.8087	790.99
25-227	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	4.43	0.18	144.3594	4,822.32
19-7.5	MONTADOR -N5	3.69	0.18	176.7224	4,922.61
1-1.1	OBRA DE 1RA -N1	2.77	0.18	898.4869	18,827.80
22-515	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1RA -N8	4.31	0.18	69.5085	2,259.37
19-221	PINTOR DE 1RA -N5	3.69	0.18	72.5870	2,021.91
19-7.3	SOLDADOR DE 1RA -N5	3.69	0.18	208.2708	5,801.39
Total Mano de Obra:					66,268.04

Tabla 16: Mano de obra de Superestructura, Obra Mixta.

Fuente: Datalaing MapreX (2024).

Part No.	Descripción	Und.	Cantidad	Mes 1					Mes 2					Mes 3									
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5					
1	E352120210 SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf	16173.01	■	■	■	■																
2	E352110210 SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO Fy 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS IGUAL O MENOR AL NO.3 (3/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf	11699.31		■	■	■																
3	E342010111 ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN COLUMNAS.	m2	544.32			■	■	■															
4	E342010112 ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN VIGAS DE CARGA	m2	854.88			■	■	■	■	■													
5	E342010113 ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN LOSAS, INCLUYENDO MACIZADOS.	m2	1003.20			■	■	■	■	■	■	■	■	■									
6	E331100121 CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE COLUMNAS RECTANGULARES.	m3	46.66					■															
7	E332000220 CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO OBRA LIMPIA, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE CARGA Y MACIZADOS.	m3	89.76						■	■													
8	E333125125 LOSA NERVADA EN UNA DIRECCION, E=25 cm CON CONCRETO F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS.	m2	1023.36							■	■	■											
9	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 220, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	4908.60							■	■												
10	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 200, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	8223.12								■	■	■										
11	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 180, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	532.50								■	■											
12	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 220, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	5599.46									■	■										
13	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 200, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	9574.66										■	■	■								
14	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 180, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	12403.68											■	■	■	■						
15	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 160, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	311.26																		■	■	
16	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL CONDUVEN 135 X 135	kgf	3232.43																			■	■
17	E33 S/C LOSA DE CONCRETO F'c 250 kg/cm2, ENCOFRADO COLABORANTE LOSACERO O SIMILAR, PESO= 8.00 KG/M2, SECCION 36/30, H= 76.2 mm, CALIBRE 22, CONCRETO E= 8 cm SOBRE LA CRESTA, PERALTE TOTAL DE LA LOSA 15.62 cm. NO INCLUYE MALLA PARA RETRACCION NI TAPAS LATERA	m2	788.71																			■	■

Grafico 4: Diagrama de Gantt de superestructura, Obra Mixta.

Fuente: Datalaing MapreX (2024).

4.3.3 Costos de Construcción y duración total.

A continuación, se muestra el cálculo de construcción considerando tanto el costo total como el costo por materiales de mano de obra y equipos, además del tiempo de cada obra.

Estructura	Concreto Armado	Mixta
Costo Constructivo (\$)	Infraestructura	
	48,343.00	52,027.24
	Superestructura	
	343,237.81	592,936.01
	Total	
	391,580.81	644,963.25
Costo Materiales (\$)	Infraestructura	
	13,715.85	14,625.54
	Superestructura	
	162,679.68	295,560.20
	Total	
	176,395.53	310,185.74
Costo Equipos (\$)	Infraestructura	
	6,408.19	6,807.98
	Superestructura	
	38,006.82	56,490.28
	Total	
	44,415.01	63,298.26
Costo Mano de obra (\$)	Infraestructura	
	14,006.59	15,298.39
	Superestructura	
	41,444.13	66,268.04
	Total	
	55,450.72	81,566.43
Duración (meses)	Infraestructura	
	3	3.2
	Superestructura	
	4	3
	Total	
	7.00	6.20

Tabla 17: Costo constructivos y duración total de obra.

Fuente: Datalaing MapreX (2024).

4.4 Fase IV: Elaboración de un análisis comparativo de las diferencias de construir la estructura de hormigón armado con la mixta a través de la definición de indicadores de gestión.

Las empresas de construcciones civiles, deben llevar un funcionamiento correcto, utilizando distintos sistemas para el manejo de recursos, medio ambiente, de calidad, de seguridad, entre otros. Por ello, se establecieron indicadores de gestión que conceden medir de manera cuantitativa los dos planes estructurales ya diseñados anteriormente, dichos indicadores vendrán dados por un cuadro de mando integral, un enfoque de gestión desarrollado por Kaplan y Norton (1996).

4.4.1 Cuadro Mando Integral (CMI) e Indicadores de Gestión (KPI)

Los indicadores de gestión para evaluar ambos planes de obras vendrán siendo propuestos a partir de los enfoques de un Cuadro de Mando Integral (CMI) de manera que se puedan evaluar estos 2 planes de manera cuantitativa, estos 4 enfoques son: Financieros, Clientela, Procesos Internos, y Formación y Crecimiento. Estos indicadores estarán siendo dados en los Cuadros de Mando Integral respectivos a cada enfoque, donde se considerará las características y los cálculos métricos de cada estructura.

4.4.1.1 Indicadores con Enfoque Financiero

El enfoque financiero según Malgioglio, J (2002) “Los indicadores financieros resumen las consecuencias económicas”, es decir son los indicadores que permiten relacionar los diseños planteados con rendimientos económicos o costos constructivos. En el caso de estudio, se planteó como objetivos determinar los costos para el área de trabajo planteado, considerando el costo total y el costo para la mano de obra, los materiales, y los equipos.

Cuadro 7: Cuadro de Mando Integral, Enfoque Financiero.

Objetivo	Indicador	Ecuación	Unidad
Estipular el costo de Mano de obra por área de construcción.	Costo de Mano de Obra	$\frac{\text{Costo de Mano de Obra}}{\text{Area de construccion}}$	\$/m2
Estipular el costo de Materiales de obra por área de construcción.	Costo de Materiales	$\frac{\text{Costo de Materiales}}{\text{Area de construccion}}$	\$/m2
Estipular el costo de Equipos de obra por área de construcción.	Costo de equipos	$\frac{\text{Costo de Equipos}}{\text{Area de construccion}}$	\$/m2
Estipular el costo de construcción por área de construcción.	Costo Total de la Construcción	$\frac{\text{Costo Total Construccion}}{\text{Area de construccion}}$	\$/m2

Fuente: Álvarez, Tebet. (2024)

4.4.1.2 Indicadores con Enfoque del Cliente

Cualquier construcción de una edificación se dará sus características en función a lo que requiera el cliente, es por ello que se debe considerar factores de cada procedimiento constructivo para que los clientes puedan beneficiarse del procedimiento más cercano a sus necesidades. Claro que los costos constructivos es uno de estos factores a considerar (ya mencionados en el enfoque Financiero), pero además de este factor, están otros factores que influyen en esta decisión, como la duración de la obra considerando el área de la construcción, o la inversión dada en el tiempo.

Cuadro 8: Cuadro de Mando Integral, Enfoque del Cliente.

Objetivo	Indicador	Ecuación	Unidad
Determinar la inversión mensual de la obra.	Inversión Mensual	$\frac{\textit{Costo Total Construcción}}{\textit{Duracion de la obra}}$	\$/Meses
Determinar duración de la obra por Área de Construcción.	Duración de Obra	$\frac{\textit{Duracion de la obra}}{\textit{Area de construccion}}$	Meses/m2

Fuente: Álvarez, Tebet. (2024)

4.4.1.3 Indicadores con Enfoque de Procesos Internos.

Un proyecto constructivo llevará a cabo múltiples procesos internos en la obra, donde se deberá comprender diferentes factores relacionados a cada proceso, unos de los factores principales son los materiales, en el caso de estudio se considerará los materiales necesarios para llevar a cabo alguna de las dos obras, es decir, se considerará como indicadores cuanto concreto, acero, y cuanta área de encofrado se necesita dentro del área de la obra planteada.

Cuadro 9: Cuadro de Mando Integral, Enfoque de Procesos Internos.

Objetivo	Indicador	Ecuación	Unidad
Determinar material de concreto para área de construcción.	Cantidad de Concreto	$\frac{\textit{Concreto Total}}{\textit{Area de Construccion}}$	m3/m2
Determinar material de acero para área de construcción.	Cantidad de Acero	$\frac{\textit{Acero Total}}{\textit{Area de Construccion}}$	Kg/m2
Determinar material de encofrado para área de construcción.	Encofrado	$\frac{\textit{Encofrado Total}}{\textit{Area de Construccion}}$	m2/m2

Fuente: Álvarez, Tebet. (2024)

4.4.1.4 Indicadores con Enfoque de Formación y Crecimiento.

Como último enfoque queda el de Formación y Crecimiento, que según Malgioglio (2002) se refiere a la identificación de la estructura de la organización para crear un mejoramiento y crecimiento en ella a largo plazo. En el caso de estudio se deberá considerar a los trabajadores a emplear en los dos casos planteados, debido a que dependerá de ellos la capacitación necesaria y la satisfacción para que puedan desarrollar sus capacidades de manera adecuada en las obras.

Cuadro 10: Cuadro de Mando Integral, Enfoque de Procesos Internos.

Objetivo	Indicador	Ecuación	Unidad
Determinar mano de obra necesaria para el área de construcción.	Empleados	$\frac{\textit{Total de Empleados}}{\textit{Area de Construccion}}$	Personas/m2

Fuente: Álvarez, Tebet. (2024)

4.4.2. Cuadro de Mando Integral con todos los Enfoques.

Una vez ya definidos nuestros indicadores para cada enfoque, se puede proceder a realizar el Cuadro de Mando Integral completo, que nos indicaran las variables relacionadas a los indicadores, considerando los valores obtenidos anteriormente en la fase III, particularmente del tiempo de obras, costos constructivos, Materiales a usar, y mano de obra. Además, se determinó el área de construcción, que será 325.705 m² en ambas obras. Es a través de estos valores de indicadores que se puede comparar la diferencia entre ambas estructuras dependiendo de cada indicador.

Cuadro 11: Cuadro de Mando Integral, para ambas obras estructurales.

	Objetivo	Indicador	Ecuación	Unidad	Resultados		% Diferencia
					Concreto Armado	Mixta	
Finanzas	Estipular el costo de Mano de obra por área de construcción.	Costo de Mano de Obra	$\frac{\text{Costo de Mano de Obra}}{\text{Area de construccion}}$	\$/m ²	170.248	250.430	47.10
	Estipular el costo de Materiales de obra por área de construcción.	Costo de Materiales	$\frac{\text{Costo de Materiales}}{\text{Area de construccion}}$	\$/m ²	541.581	952.352	75.85
	Estipular el costo de Equipos de obra por área de construcción.	Costo de equipos	$\frac{\text{Costo de Equipos}}{\text{Area de construccion}}$	\$/m ²	136.366	194.342	42.52
	Estipular el costo de construcción por área de construcción.	Costo Total de la Construcción	$\frac{\text{Costo Total Construcion}}{\text{Area de construccion}}$	\$/m ²	1202.256	1980.207	64.71
Clientes	Determinar la inversión mensual de la obra.	Inversión Mensual	$\frac{\text{Costo Total Construcion}}{\text{Duracion de la obra}}$	\$/Meses	55940.116	104026.331	85.96
	Determinar duración de la obra por Área de Construcción.	Duración de Obra	$\frac{\text{Duracion de la obra}}{\text{Area de construccion}}$	Meses/m ²	0.021	0.019	-11.43
Procesos Internos	Determinar material de concreto para área de construcción.	Cantidad de Concreto	$\frac{\text{Concreto Total}}{\text{Area de Construccion}}$	m ³ /m ²	1.547	1.312	-15.20
	Determinar material de acero para área de construcción.	Cantidad de Acero	$\frac{\text{Acero Total}}{\text{Area de Construccion}}$	Kg/m ²	142.243	240.647	69.18
	Determinar material de encofrado para área de construcción.	Encofrado	$\frac{\text{Encofrado Total}}{\text{Area de Construccion}}$	m ² /m ²	13.107	7.470	-43.01
Formación Y Crecimiento	Determinar mano de obra necesaria para el área de construcción.	Empleados	$\frac{\text{Total de Empleados}}{\text{Area de Construccion}}$	Personas/m ²	7.393	10.457	41.45

Fuente: Álvarez, Tebet. (2024)

CONCLUSIONES

Se logró llevar a cabo la investigación, logrando obtener la información de las normas para poder diseñar una estructura de concreto armado y una mixta, con lo que se procedió a diseñar y analizar dichos proyectos estructurales, a través de los cálculos obtenidos, se pre dimensiono y se verifico los elementos estructurales, considerando un nivel de diseño 3 y considerando fuerzas de sismos, además de las cargas actuantes para su uso dado. Durante el diseño estructural se determinó que los perfiles de acero CONDUVEN ECO, por sus propiedades, no era los más adecuados para la realización de una estructura mixta sometida a diseño sismo resistente, por lo que decidí optar por perfiles HEA y IPE.

Con las estructuras ya diseñadas y adecuadas para dichos estados limites, se procedió a realizar cálculo de cómputos métricos que serán asociados a las diferentes partidas de obras, con sus A.P.U. Una vez determinado los A.P.U. se puede proceder a determinar los presupuestos tanto para la realización de la obra de infraestructura como la de superestructura para la obra de estructura mixta y la de concreto armado.

Según los indicadores financieros, el costo de mano de obra por área indica que la estructura mixta costo alrededor de un 47.10% más que el de la estructura de concreto armado, el costo de materiales por área nos indicó un aumento de 75.85% para la mixta, los costos de equipos si aumentaron a una cantidad considerable, siendo la de estructura mixta siendo un 42.52% mayor que la de concreto, por último el costo total para el área de construcción indica alrededor de un 64.71 % mayor costo para la estructura mixta comparada a la de concreto.

Luego los indicadores de cliente, indican que la estructura acero/concreto durará menos tiempo (alrededor de 11.43 % menos de tiempo por área de construcción.) y la inversión mensual promedio será alrededor de 86% mayor en la de acero. En cuanto a los indicadores de procesos, el consumo de concreto prácticamente se redujo muy poco para la estructura mixta (15.20%), pero el acero aumento en un 70%, a pesar de ello, el encofrado se redujo en un --43.01% (y al analizar los diagramas de Gantt se visualiza que es la actividad que más consume tiempo de las estructuras). Por último, el indicador de crecimiento indico que se requiere de alrededor de 11 empleados por m2 comparado a los 8 empleados por m2 necesarios en la mixta y en la de concreto respectivamente.

Considerando todos estos factores, la estructura mixta será menos beneficiosa económicamente, sin embargo, permite reducir el tiempo de construcción, además que generará una mayor tasa de empleos, y permite reducir el consumo de encofrados y concreto a cambio de un mayor uso de aceros, además de múltiples ventajas que podría tener las características del acero comparado a las características de concreto, como poder trabajar con menores dimensiones de secciones, o poder trabajar con mayores luces de losas, o aportar mayor ductilidad.

RECOMENDACIONES

Esta investigación dio a conocer resultados dados en cada una de las fases de la investigación y se lograron desarrollar las conclusiones relacionadas a estos resultados, considerando esto, a continuación, se especifican las recomendaciones que servirán de apoyo en investigaciones futuras, estudiantes e ingenieros que solo quieran fortalecer su conocimiento, y seguir desarrollando un ecosistema de conocimiento al rededor del diseño estructural, análisis de costos, e indicadores de gestión.

- Para futuras investigaciones, se recomienda realizar diseños con perfiles de aceros distintos a los usados (HEA e IPE), como aquellos perfiles de acero Conduven ECO para diseñar una estructura que no esté sometida a fuerzas sísmicas.
- Se recomienda para futuras investigaciones realizar un estudio similar de una edificación de uso diferente, que plantee mayores luces en las losas, pero menores niveles, considerando una estructura metálica que sustituya a la mixta, realizando todos los niveles de la superestructura con aceros, y limitar el concreto para las fundaciones.
- Se plantea también utilizar otros materiales como el concreto celular, que es un material de construcción ligero con propiedades especiales donde el agregado grueso es sustituido por burbujas de aire, con el fin de optimizar el diseño realizado buscando reducir costos.
- Considerar en estudios con indicadores, distintos enfoques a los utilizados en esta investigación para desarrollar los indicadores (Norton y Kaplan), como el enfoque de Annie Brooking.
- Se invita a utilizar a estudiantes e ingenieros aquellos softwares relacionados al área para el diseño estructural en general, como los utilizados en esta investigación (ETABS, Revit) y también programas para el manejo de presupuestos y planeación (MaPreX y Excel).
- Se debería incentivar desarrollar el conocimiento relacionado a conexiones en estructuras de acero/mixtas a los estudiantes de ingeniería civil de la Universidad.
- Se promueve evaluar otros materiales alternativos como elementos constructivos, como la madera o el bambú para evaluar que tan efectivos serian de usar.

REFERENCIAS

- Aguirre, Christian (2008). **Análisis técnico-económico entre proyectos de construcción de estructura metálica y hormigón armado para edificios**. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- American Concrete Institute (2019). **ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete**. Estados Unidos.
- American Institute of Steel Construction (2022). **AISC 341-22: Seismic Provision for Structural Steel Building**. Estados Unidos.
- American Institute of Steel Construction (2022). **AISC 358-22: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications**. Estados Unidos.
- American Institute of Steel Construction (2022). **AISC 360-22: Specification for Structural Steel Buildings**. Estados Unidos.
- Arias, F. (2016). **El Proyecto de Investigación, Introducción a la Metodología Científica**. (7ta ed.). Caracas, Venezuela: Editorial Episteme.
- Arias, F. (2006). **El Proyecto de Investigación, Introducción a la Metodología Científica**. (5ta ed.). Caracas, Venezuela: Editorial Episteme.
- Baldo, P. (2022, marzo 28). **Viviendas con estructura de acero en tres escalas**. [Artículo en línea]. https://www.clarin.com/arq/viviendas-estructura-acero-escalas_0_cXGmTVpCx0.html
- Balestrini, M. (2000). **Como se Elabora el Proyecto de Investigación** (4ta Edición). Caracas, Venezuela: Editorial Consultores y Asociados.
- Baute, José (2019). **Estudio de la factibilidad técnica del uso de vigas mixtas en la estructura del estacionamiento de la catedral de ciudad Guayana**. Puerto Ordaz, Venezuela: Universidad Católica Andrés Bello extensión Puerto Ordaz.
- Castellano, Beatriz y Marrero, Alexandra (2023). **Estudio Comparativo de Costos Constructivos entre una Estructura Mixta y una de Concreto Armado partiendo del Diseño Estructural**. San Diego, Carabobo: Universidad José Antonio Páez.
- Castillero, 9. (2019, julio 5). **Fichas de trabajo: qué son, para qué sirven, partes, y tipos**. [Artículo en línea]. <https://psicologiaymente.com/miscelanea/fichas-de-trabajo>
- Ceballos, A. (2019, junio 24). **Introducción a los sistemas estructurales**. [Artículo en línea]. <https://andresceballos2019.wixsite.com/inicio/post/sistemas-estructurales>

- Collell, G. (2017, octubre 30). **El puente Juan Bravo en Madrid**. [Artículo en línea]. <http://www.dobooku.com/2017/10/el-puente-juan-bravo-en-madrid/>
- Correo del Caroni (2022, 29 diciembre). Cámara de la Construcción de Bolívar reporta parálisis del sector de 98% durante 2022. Bolívar, Venezuela. Disponible en: <https://correodelcaroni.com/laboral-economia/camara-de-la-construccion-de-bolivar-reporta-paralisis-del-sector-de-98-durante-2022/>
- COVENIN (1986). **Norma COVENIN 2003-86. Acciones del Viento sobre las Construcciones**. Venezuela. Venezuela.
- COVENIN (1988). **Norma COVENIN 2002-88. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones**. Venezuela.
- COVENIN (2019). **Norma COVENIN 1756-2019. Construcciones Sismo resistentes**. Venezuela.
- Estrada, Sofía y Verde, Jhosep (2020). **Análisis comparativo del diseño estructural con la aplicación del software Etabs respecto al método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de San Martín de Porres – Lima**. Lima, Perú: Universidad San Martín de Porres.
- EUROINNOVA (2013). **¿Qué es la teoría estructuralista?**. [Artículo en línea]. Consultado el 25 de septiembre de 2023. Disponible en: <https://www.euroinnovaformacion.com.ve/blog/que-es-la-teoria-estructuralista>
- Fratelli Díaz, M. G. (1993). **Suelos, fundaciones y muros**. Distrito Capital, Venezuela: Editores Individuales 3.
- Figueredo, Omar; Gonzalez, Yole; Matinez, Elizabeth; Moreno, Jannexis; Jiménez, Esmar&Weffer, Ery. (2020). **Manual para la Elaboración y Presentación de los Anteproyectos, Proyectos de Trabajo de Grado, Trabajo de Grado, Tesis Doctoral e Informe de Pasantías y Extramuros de la Universidad José Antonio Páez**. San Diego, Venezuela: Universidad José Antonio Páez
- FONDONORMA 1618:1-2016. **Edificaciones. Estructuras metálicas. Parte 1: Especificaciones generales para el diseño**. Venezuela.
- FONDONORMA (2006). **Norma FONDONORMA 1753:2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural**. Venezuela.
- García, Valentina; Linares, Wilder (2022). **Análisis comparativo de la estimación de costos para la fabricación de conexiones soldadas en naves industriales**. San Diego, Venezuela: Universidad José Antonio Páez.
- Hart, C. (1998). **Doing a literature review**. London: Sage Publications.

- Hurtado, J. (2008). **Guía para la comprensión Holística de la ciencia, Unidad III, Capítulo 3, PP. 45 a 65** [Recuperado de <http://virtual.urbe.edu/tesispub/0092769/cap03.pdf>]
- Julcarima, Félix y Mejía, Yefferson (2020). **Análisis comparativo entre estructura de concreto armado y estructura de acero para diseño de vivienda multifamiliar, Villa el Salvador, 2020.** Lima, Perú: Universidad Cesar Vallejo.
- López, S. (2022, julio 22). **¿Cuál es la importancia de las estructuras en la construcción?** [Artículo en línea]. <https://www.certicalia.com/blog/importancia-estructuras-construccion>
- Malgioglio, Jose. Carazay, Cristina. Suardi, Diana. (noviembre 2002). **DISTINTOS ENFOQUES DEL CAPITAL INTELECTUAL.** Santa Fe, Argentina: Universidad Nacional de Rosario.
- McCormac, Jack; Csernak, Stephen (2012). **Diseño de Estructuras en Acero.** (5ta. ed). México: Alfaomega Grupo Editor, S.A de C.V.
- McCormac, Jack; Brown, Russell (2017). **Diseño de concreto reforzado.** (8va. ed). Alpha Editorial.
- Mendoza-Gómez, José. (2012). **La teoría en la investigación científica: marco teórico, modelos y medición.** [Artículo en línea]. México: Autonomous University of Nuevo León, Consultado el 25 de septiembre de 2023. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/320911292_La_teoria_en_la_investigacion_cientifica_marco_teorico_modelos_y_medicion
- Rojas, Beatriz (2022). Cámara de la Construcción del Estado Carabobo se tuvo que reinventar en este 2022. Carabobo, Venezuela: El Carabobeño. Disponible en: <https://www.el-carabobeno.com/camara-de-la-construccion-del-estado-carabobo-se-tuvo-que-reinventar-en-este-2022/>
- Romea, Carlos (2016) **Estructuras Mixtas: Acero-Hormigón.** [Artículo en línea] Barcelona, España. Zigurat, Global Institute of Technology. Consultado el 20 de septiembre de 2023. Disponible en: <https://www.e-zigurat.com/blog/es/estructuras-mixtas-acero-hormigon/>
- Sampieri, Roberto; Fernández, Carlos; Baptista, María; Méndez, Sergio; Mendoza, Christian. (2014). **Metodología de la investigación.** (6ta. ed.) Distrito Federal, México: Editorial McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- SPECTRA INGENIERIA (2019). **Estructuras Metálicas vs Estructuras de Hormigón.** [En línea]. Consultado el 20 de septiembre de 2023. Disponible en: <https://www.spectrainge.com/blog/estructuras-metalicas-vs-estructuras-de-hormigon/>

- Tamayo, Mario; Tamayo. (2004). **El proceso de la investigación científica**. (4ta. Ed.) Distrito Federal, México: Editorial Limusa, S. A de C. V.
- Tamayo, M. (2006). **El Proyecto de Investigación**. Bogotá, Colombia: ICFES. Obtenido de https://www.academia.edu/7012157/MARIO_TAMAYO_Y_TAMAYO
- Universidad Nacional de asunción (2018). **Análisis comparativo entre tipologías de Estructuras Mixtas y Hormigón Armado Convencional en edificios en altura**. [Artículo en línea]. Paraguay: Universidad Nacional de asunción, Facultad de Ingeniería. Consultado el 20 de septiembre de 2023. Disponible en: <http://www.ing.una.py/?p=33595>
- Valderrama, S. (2013). **Pasos para elaborar proyectos y tesis de investigación (2aa Edición) científica**. San Marcos, Perú: editorial San Marcos.
- Yepes, Víctor (2017). **Los orígenes del hormigón armado**. [Artículo en línea]. España: Canales sectoriales Inter empresas, Consultado el 15 de septiembre de 2023. Disponible en: <https://victoryepes.blogs.upv.es/2017/01/04/los-origenes-del-hormigon/>
- Yepes, Víctor (2018). **El acero como material estructural**. [Artículo en línea]. España: Universidad Politécnica de Valencia, Consultado el 20 de septiembre de 2023. Disponible en <https://victoryepes.blogs.upv.es/2018/11/13/el-acero-como-material-estructural/>
- Yepes, Víctor (2018). **Características de la construcción mixta de hormigón y acero**. [Artículo en línea]. España: Universidad Politécnica de Valencia, Consultado el 20 de septiembre de 2023. Disponible en <https://victoryepes.blogs.upv.es/tag/estructura-mixta/>

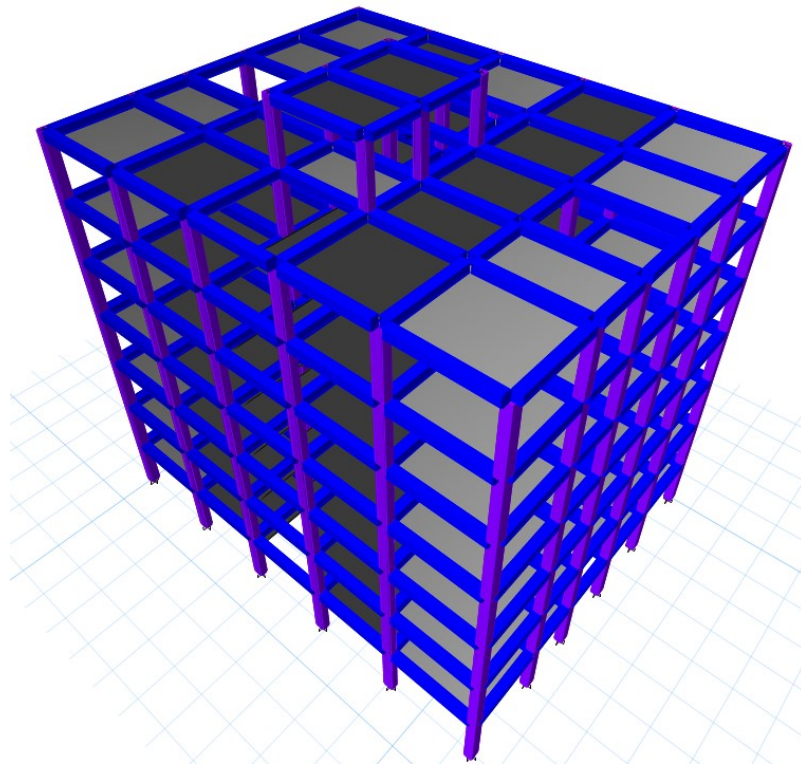
Apéndice A: Memoria de cálculo, Obra de Concreto Armado



Republica Bolivariana de Venezuela
Universidad Jose Antonio Paez
Facultad de Ingenieria
Escuela de Ingenieria Civil



ANALISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO Y ESTRUCTURAS MIXTAS PARA VIVIENDAS MULTIFAMILIARES DE 6 PISOS



AUTORES:

Jhonaiker E. Alvarez A.
Ricardo J. Tebet S.

TUTOR:

Ing. Alejandro F. Pocatererra B.

San Diego, Abril de 2024

Tabla de Contenido

Memoria Descriptiva y de Calculo (Estructura en Concreto Armado)

1.Características del Proyecto.....	p.3
1.1.Configuración Estructural.....	p.3
1.2.Descripción de los Apartamentos.....	p.3
1.3.Características de los Materiales.....	p.3
1.4.Elección de los Materiales.....	p.4
1.5.Reglamentos y Normas.....	p.5
1.6.Combinaciones de Carga.....	p.6
2.Análisis de Carga.....	p.6
2.1.Planta Tipo.....	p.6
2.2.Terraza.....	p.7
2.3.Losa Sala de Maquinas.....	p.8
2.4.Techo Sala de Maquinas/Escaleras.....	p.9
2.5. Losa Escaleras.....	p.10
3.Predimensionado de Losas.....	p.11
3.1.Planta Tipo.....	p.11
3.2.Terraza.....	p.12
3.3.Techo de Sala de Maquinas/Escaleras.....	p.14
4.Predimensionado Vigas.....	p.17
4.1.Predimensionado Vigas principales Planta tipo.....	p.17

4.2.Predimensionado Vigas principales Terraza/Techo.....	p.20
5.Predimensionado Columnas.....	p.21
5.1.Columna Central.....	p.22
5.2.Columna Esquinera.....	p.22
5.3. Columna Lateral.....	p.22
5.4. Acero de Columnas Propuestas.....	p.24
6.Incidencia Sismica.....	p.25
6.1.Espectro de Respuesta Elastica.....	p.26
6.2.Espectro de Respuesta Inelastica.....	p.33
6.3. Peso Sismico.....	p.37
6.4. Calculos de las Fuerzas Horizontales por piso.....	p.44
6.5.Chequeo de las Masas Participativas.....	p.45
6.6.Verificación de las Derivas de Piso.....	p.46
6.3. Peso Sismico.....	p.47
7.Diseño de losas Nervadas.....	p.48
8. Diseño de Columnas(D/C):(Norma ACI 318-19).....	p.95
8.1.Chequeo deNodos.....	p.105
9.Diseño de Vigas con ND3.....	p.107
10.Diseño de Fundaciones.....	p.129
11.Diseño de Vigas de Riostra.....	p.142

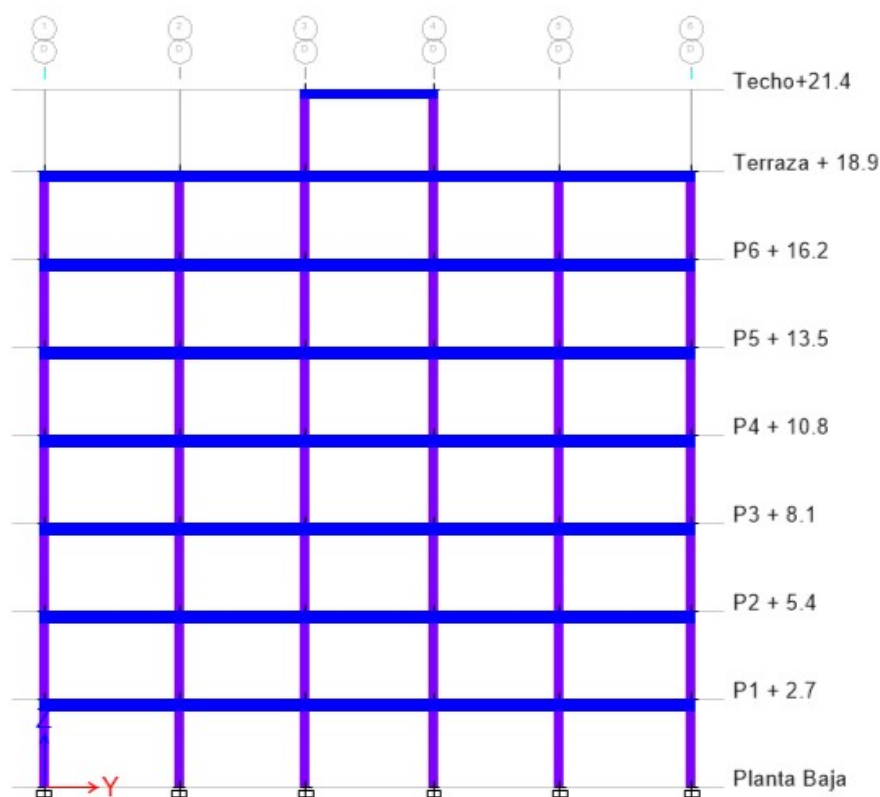
Memoria Descriptiva y de Calculo Estructura en Concreto Armado

1. Características del proyecto:

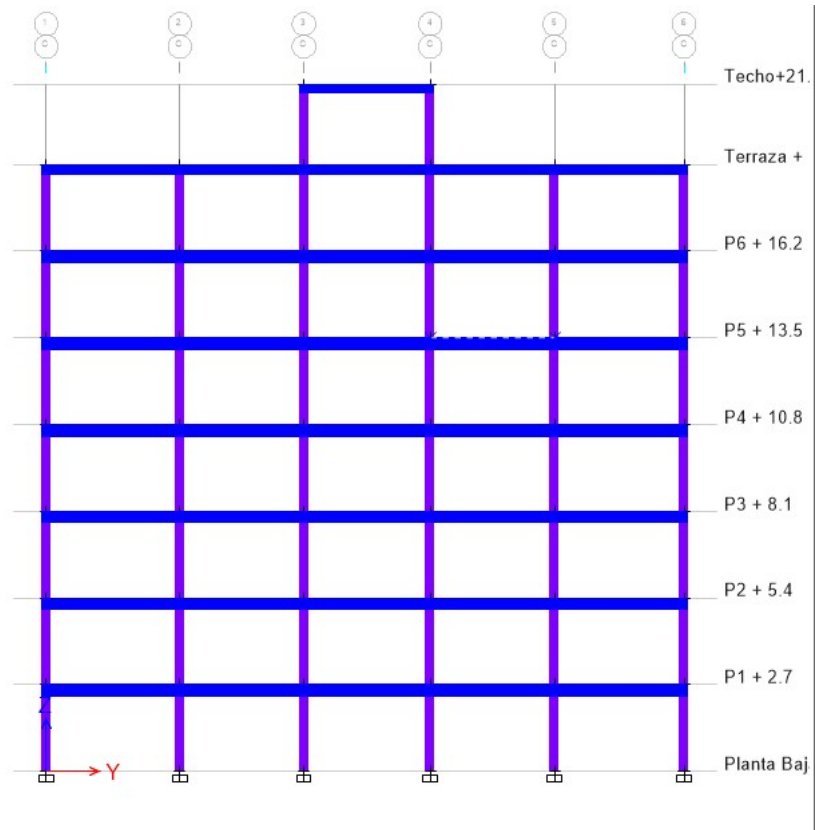
La presente edificación es una vivienda multifamiliar de 6 pisos la cual sera desarrollada en Concreto armado, cuenta con un sistema aporticado el cual esta constituido por Cinco porticos en la dirección X con una longitud total de 19.78metros y Cinco porticos en la dirección Y con una longirud total de de 15.75metros, en Z se tienen 6 niveles de piso mas la sala de maquinas, en la terraza para una altura total de 21.45metros.

Tenemos que la edificación contara con los siguientes espacios: (Planta Baja, 6 Plantas Tipo las cuales cuentan con dos apartamentos por piso, por ultimo la Terraza y el cuarto de Maquinas). Para efectos teoricos del estudio, la edificación se ubica en Valencia, estado carabobo. Dicha zona posee una actividad sismica leve pero con zonas aledañas de alto riesgo, las cuales se deberán considerar al momento de diseñar la edificación utilizando los softwares de calculo y analisis estructural.

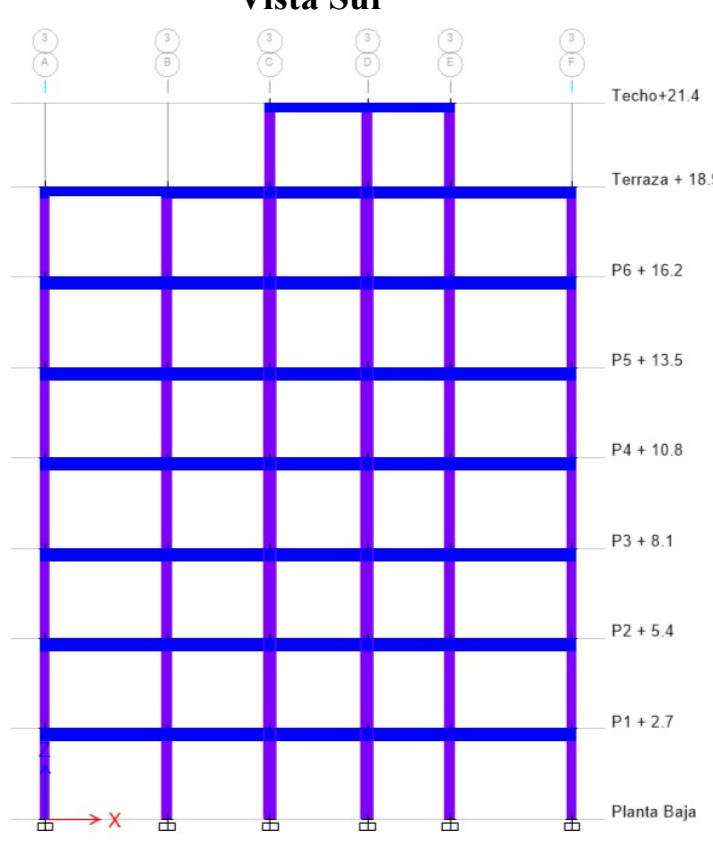
1.1. Configuración Estructural:



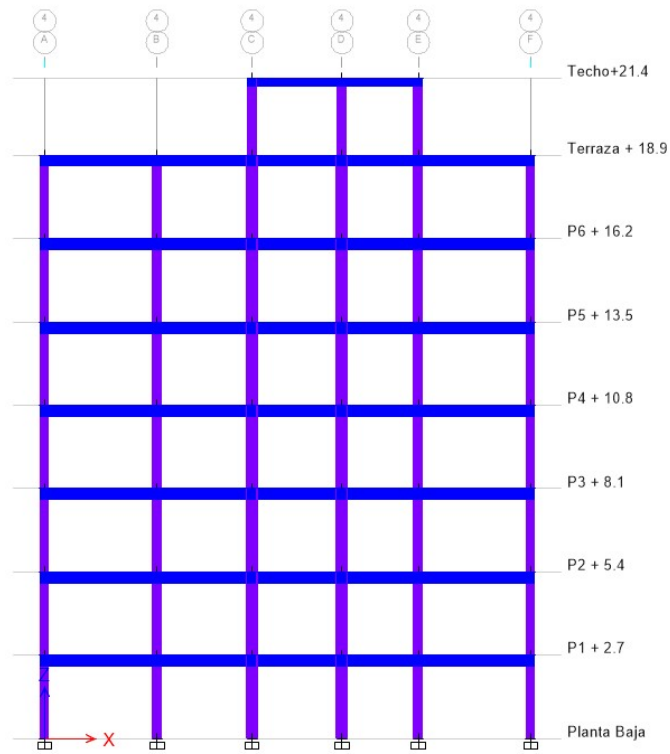
Vista Norte



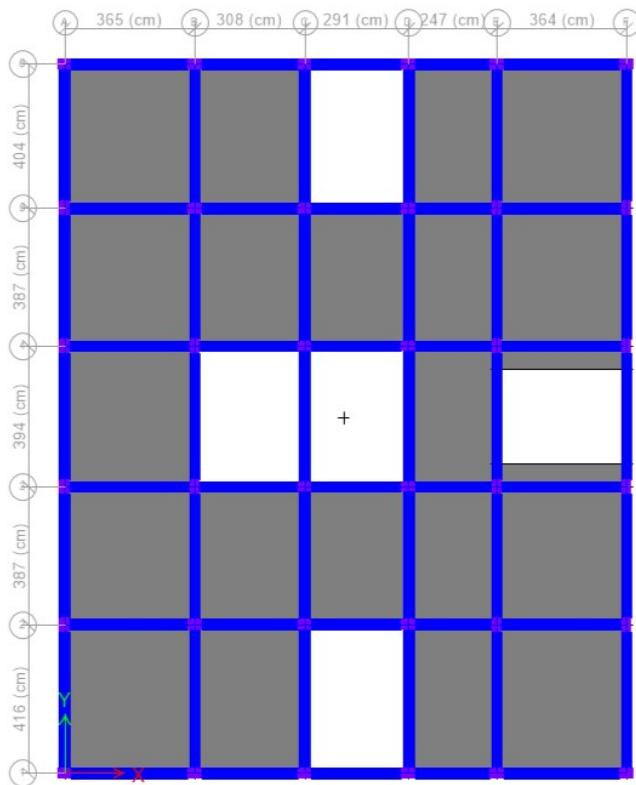
Vista Sur



Vista Oeste



Vista Este



Vista de Planta p6

1.2. Descripción de los apartamentos:

La presente edificación multifamiliar compuesta por una estructura realizada en concreto armado se divide en dos apartamentos por nivel, pasillo principal que conduce a la escalera principal, un ascensor además de tener tres pozos de luz que se proyectan en toda su altura:

- **Planta baja:** cuenta con un área total de 263.481mts². Esta se divide en dos viviendas multifamiliares que comparten los servicios de grada y ascensor. Ambos apartamentos son similares en cuanto a su distribución constan de tres dormitorios, tres baños, así como un estudio, sala, comedor, cocina y lavandería.
- **Planta tipo (1-6):** la planta tipo posee la misma distribución de espacio que la planta baja, área total de 263.481mts². Esta se divide en dos viviendas multifamiliares que comparten los servicios de grada y ascensor. Ambos apartamentos son similares en cuanto a su distribución constan de tres dormitorios, tres baños, así como un estudio, sala, comedor, cocina y lavandería
- **Terraza-Techo Sala de Maquinas:** la terraza tiene un área total de 263.481mts², esta conecta a la sala de maquinas del ascensor, además de tener cuatro zonas de áreas verdes para los residentes.

1.3. Características de los Materiales:

Tensión Cendente del Acero: $f_Y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Módulo de Elasticidad del Acero: $E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Resistencia a la Compresión Cilíndrica del Concreto: $f_{C'} := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Módulo de Elasticidad del Concreto: : $E := 15100 \cdot \sqrt{f_{C'} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$

Peso Unitario del Concreto: $E = 218819.789 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Peso Unitario del Concreto: $\gamma_c := 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Resistencia a la Compresión Cilíndrica del Concreto "Fundaciones y Vigas de Riostra": $f_{C1} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

1.4. Elección de los materiales:

Cielo Raso:

Para los techos interiores se coloca el falso techo debajo del techo, en este caso se usara un cielo raso para complementar la estética general del proyecto y que ofrezca beneficios funcionales. Las opciones de cielo raso pueden incluir paneles de yeso, sistemas de suspensión o paneles decorativos, aportando, Estética versátil, aislamiento acústico y térmico y acceso a instalaciones.

Bloques de arcilla:

Para la distribución de la tabiquería se utilizarán bloques hechos de arcilla cocida frizados por ambas caras. Son comúnmente utilizados en la construcción de paredes, muros, y edificios, debido a su durabilidad, resistencia al fuego, y capacidad de aislamiento térmico. Además, los bloques de arcilla son respetuosos con el medio ambiente ya que están hechos de materiales naturales y no contienen productos químicos tóxicos. Los bloques de arcilla también son económicos y fáciles de instalar.

Granito Artificial:

Es un elemento compuesto con alta durabilidad y resistencia, además de una gran apariencia estética, generalmente se utiliza para encimeras, baños y otros espacios como en este caso.

Baldosas Vinílicas o asfálticas:

Las losas de las áreas comunes, baños y cocinas estarán revestidas con baldosas vinílicas o asfálticas, ya que son resistentes al agua, cómodas para caminar, proporcionando una superficie resistente y fácil de mantener. Este material ofrece beneficios sustanciales, como su durabilidad, fácil mantenimiento, variedad estética y relación calida-precio.

1.5. Reglamentos y Normas:

- Norma COVENIN 2002-88. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.
- Norma COVENIN 2003-86. Acciones del Viento sobre las Construcciones.
- Norma COVENIN 2003-86. Acciones del Viento sobre las Construcciones (Comentarios).
- Norma FONDONORMA 1618:1-2016. Edificaciones. Estructuras metálicas. Parte 1: Especificaciones generales para el diseño.
- Norma FONDONORMA 1753:2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.
- Norma AISC 360-22. Specification for Structural Steel Building.
- Norma AISC 341-22. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- Norma AISC 348-20. Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts.
- Norma AISC358-22. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic applications.
- Norma ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
- Norma ASCE 7-22 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
- Norma ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete

1.6. Combinaciones de Carga:(Norma ACI 318-19)

1.4 CP
 1.2 CP + 1.6 CV
 1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CVt
 1.2 CP + 1.6 CVT + 1.0 CV
 1.2 CP + 1.0 CV + 1.0 CVt + 1.0 S
 0.9 CP + 1.0 S

Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ o } S \text{ o } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Definiciones:

CP: Carga Permanente

CV: Carga Variable

CVt: Carga Variable de Techo

S: Efectos de la Componente Sísmica

2. Analisis de Carga: (Norma COVENIN 2002-88).

2.1. Planta Tipo (1-6)

Losas Nervadas (Armadas en una dirección):

$$E_{LN_PT} := 25 \text{ cm} \quad (\text{Tabla 4.3 Pesos Unitarios Probables de los elementos Constructivos})$$

$$P_{P_PT} := 315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{recubrimiento_PT}} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (6. \text{ Granito artificial con un espesor total de 5 cm})$$

$$P_{\text{revestimiento_PT}} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (4.3. \text{ Cielos rasos colgantes de paneles livianos})$$

Bloques de arcilla 10mm (Frisados por ambas caras):

$$P_{\text{Bloques_PT}} := 230 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Tabla 4.3 Pesos Unitarios Probables de los elementos Constructivos})$$

$$L_{\text{Tabiques_PT}} := 85 \text{ m} \quad (\text{Longitud de paredes fuera de las vigas})$$

$$H_{\text{Tabiques_PT}} := 2.7 \text{ m} \quad (\text{Altura de las paredes})$$

$$\text{Area} := (20 \text{ m} \cdot 16 \text{ m}) - ((2.40 \text{ m} \cdot 3.64 \text{ m}) + (3.94 \text{ m} \cdot 2.91 \text{ m}) + (3.94 \text{ m} \cdot 3.08 \text{ m}) + (4.16 \text{ m} \cdot 2.91 \text{ m}) + (4.15 \text{ m} \cdot 2.91 \text{ m})) = 263.481 \text{ m}^2$$

(Area en planta)

$$P_{\text{Tabiques_PT}} := \frac{P_{\text{Bloques_PT}} \cdot L_{\text{Tabiques_PT}} \cdot H_{\text{Tabiques_PT}}}{\text{Area}} = 200.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$S_{CP_PT} := P_{\text{recubrimiento_PT}} + P_{\text{revestimiento_PT}} + P_{\text{Tabiques_PT}} = 320.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CP_PT} := S_{CP_PT} + P_{P_PT} = 635.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas Variables:

$$Q_{CV_PT} := 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Uso: 1.K, Vivienda Multifamiliar})$$

Carga de Servicio:

$$Q_{\text{serv_PT}} := Q_{CP_PT} + Q_{CV_PT} = 810.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{serv_PT}} := Q_{\text{serv_PT}} \cdot 0.5 \text{ m} = 405.168 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga de Mayorada:

$$P_{U_PT} := (1.2 \cdot Q_{CP_PT} + 1.6 \cdot Q_{CV_PT}) \cdot 0.5 \text{ m} = 521.202 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

2.2. Terraza:

Losas Nervadas (Armadas en una dirección):

$$E_{LN_TZ} := 25 \text{ cm} \quad (\text{Tabla 4.3 Pesos Unitarios Probables de los elementos Constructivos})$$

$$P_{P_TZ} := 315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{recubrimiento_TZ}} := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (6. Baldosas vinílicas o asfálticas sobre capa de mortero de 2 cm)$$

$$P_{\text{revestimiento_TZ}} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (4.3. Cielos rasos colgantes de paneles livianos)$$

$$P_{\text{Impermeabilizados_TZ}} := 3 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior: 2 mm de espesor})$$

$$S_{CP_TZ} := P_{\text{recubrimiento_TZ}} + P_{\text{revestimiento_TZ}} + P_{\text{Impermeabilizados_TZ}} = 73 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CP_TZ} := S_{CP_TZ} + P_{P_TZ} = 388 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas Variables:

$$Q_{CVT_TZ} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Uso: 1.E, Azotea o Terraza})$$

Carga de Servicio:

$$Q_{\text{serv_TZ}} := Q_{CP_TZ} + Q_{CVT_TZ} = 488 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{serv_TZ}} := Q_{\text{serv_TZ}} \cdot 0.5 \text{ m} = 244 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga de Mayorada:

$$P_{U_TZ} := (1.2 \cdot Q_{CP_TZ} + 1.6 \cdot Q_{CVT_TZ}) \cdot 0.5 \text{ m} = 312.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

2.3. Losa-Sala de Maquinas:

Losa Maciza:

$$E_{LM_SM} := 15 \text{ cm} \quad \gamma_c = 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{P_SM} := E_{LM_SM} \cdot \gamma_c = 375 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$E_{rec_SM} := 0.5 \text{ cm} \quad \gamma_{MCC_SM} := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{recubrimiento_SM} := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (6. Baldosas vinílicas o asfálticas sobre capa de mortero de 2 cm)$$

$$P_{revestimiento_SM} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (4.3. Cielos rasos colgantes de paneles livianos)$$

$$P_{Impermeabilizados_SM} := 3 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior: 2 mm de espesor})$$

$$S_{CP_SM} := P_{recubrimiento_SM} + P_{revestimiento_SM} + P_{Impermeabilizados_SM} = 73 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CP_SM} := S_{CP_SM} + P_{P_SM} = 448 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas Variables:

$$Q_{CVT_SM} := 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Uso: 1.L, Areas con cargas Livianas de Maquinas})$$

Carga de Servicio:

$$Q_{serv_SM} := Q_{CP_SM} + Q_{CVT_SM} = 1048 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{serv_SM} := Q_{serv_SM} \cdot 1 \text{ m} = 1048 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

2.4. Techo Sala de Maquinas -Escaleras:

Losas Nervadas (Armadas en una dirección):

$$E_{LN_TSM} := 25 \text{ cm} \quad (\text{Tabla 4.3 Pesos Unitarios Probables de los elementos Constructivos})$$

$$P_{P_TSM} := 315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{recubrimiento_TSM}} := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (6. Baldosas vinílicas o asfálticas sobre capa de mortero de 2 cm)$$

$$P_{\text{revestimiento_TSM}} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (4.3. Cielos rasos colgantes de paneles livianos)$$

$$P_{\text{Impermeabilizados_TSM}} := 3 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior: 2 mm de espesor})$$

$$S_{CP_TSM} := P_{\text{recubrimiento_TSM}} + P_{\text{revestimiento_TSM}} + P_{\text{Impermeabilizados_TSM}} = 73 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CP_TSM} := S_{CP_TSM} + P_{P_TSM} = 388 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas Variables:

$$Q_{CVT_TSM} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Uso: 1.O, Techos con pendiente -15\%})$$

Carga de Servicio:

$$Q_{\text{serv_TSM}} := Q_{CP_TSM} + Q_{CVT_TSM} = 488 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{serv_TSM}} := Q_{\text{serv_TSM}} \cdot 0.5 \text{ m} = 244 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga de Mayorada:

$$P_{U_TSM} := (1.2 \cdot Q_{CP_TSM} + 1.6 \cdot Q_{CVT_TSM}) \cdot 0.5 \text{ m} = 312.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

2.5. Losa -Escaleras:

Losa Maciza:

$$E_{LM_ESC} := 15 \text{ cm} \quad \gamma_c = 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{P_ESC} := E_{LM_ESC} \cdot \gamma_c = 375 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$L_{Contrahuella} := 0.18 \text{ m} \quad (\text{Longitud Contrahuella})$$

$$L_{Huella} := 0.25 \text{ m} \quad (\text{Longitud Huella})$$

$$L_{ESCP} := 1.8 \text{ m} \quad (\text{Longitud Escalera en Planta})$$

$$N_{ESCP} := 8 \quad (\text{Numero de Escalones en un tramo})$$

$$P_{ESC} := \frac{(L_{Contrahuella} \cdot L_{Huella} \cdot N_{ESCP} \cdot \gamma_c)}{(2 \cdot L_{ESCP})} = 250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{peso escalon})$$

$$E_{rec_ESC} := 0.5 \text{ cm} \quad \gamma_{MCC_ESC} := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{rec_ESC} := E_{rec_ESC} \cdot \gamma_{MCC_ESC} = 9.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Recubrimiento: Mortero de Cal y Cemento})$$

$$P_{rev_ESC} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Revesctimiento: Granito artificial 5cm})$$

$$S_{CP_ESC} := P_{rec_ESC} + P_{rev_ESC} = 109.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CP_ESC} := S_{CP_ESC} + P_{P_ESC} + P_{ESC} = 734.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas Variables:

$$Q_{CV_ESC} := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Uso: 1.H, Escaleras})$$

Carga de Servicio:

$$Q_{serv_ESC} := Q_{CP_ESC} + Q_{CV_ESC} = 1034.5 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{serv_ESC} := Q_{serv_ESC} \cdot 1 \text{ m} = 1034.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga de Mayorada:

$$P_{U_ESC} := (1.2 \cdot Q_{CP_ESC} + 1.6 \cdot Q_{CV_ESC}) 1 \text{ m} = 1361.4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

3. Predimensionado de losas: (FONDONORMA 1753:2006)

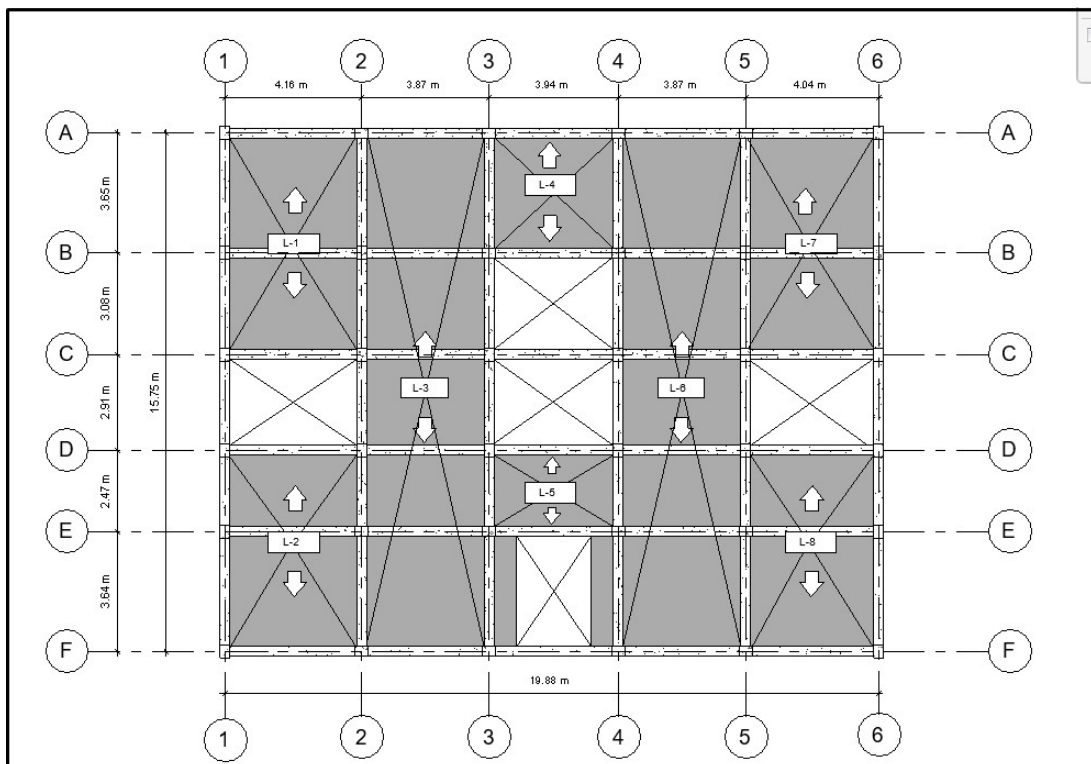
TABLA 9.6.1 ALTURA MÍNIMA DE VIGAS O ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS, A MENOS QUE SE CALCULEN LAS FLECHAS

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

$H := 25 \text{ cm}$

Para el predimensionado de las losas se debe utilizar la tabla 9.6.1 para conocer la altura mínima o el espesor mínimo que requiere cada losa, se debe tener en cuenta que el armado se realizara en el eje de menor longitud.

3.1. Planta Tipo 1-6 (Losa Nervada)



$$Longitud_{X_{P1}} := 4.16 \text{ m} + 3.87 \text{ m} + 1.97 \text{ m} + 1.97 \text{ m} + 3.87 \text{ m} + 4.04 \text{ m}$$

$$Longitud_{X_{P1}} = 19.88 \text{ m}$$

$$Longitud_{Y_{P1}} := 3.64 \text{ m} + 2.47 \text{ m} + 2.91 \text{ m} + 3.08 \text{ m} + 3.65 \text{ m}$$

$$Longitud_{Y_{P1}} = 15.75 \text{ m}$$

$$Armado_{P1} := \min (Longitud_{X_{P1}}, Longitud_{Y_{P1}}) = 15.75 \text{ m} \quad (\text{Armado en Y})$$

$$Vigas_de_apoyo_{P1} := \max (Longitud_{X_{P1}}, Longitud_{Y_{P1}}) = 19.88 \text{ m}$$

Losa 1:

(Vigas de apoyo en X)

$$L1_{PT_A_B} := \frac{365 \text{ cm}}{18.5} = 19.73 \text{ cm}$$

$$L1_{PT_B_C} := \frac{308 \text{ cm}}{18.5} = 16.649 \text{ cm}$$

Losa 2:

$$L2_{PT_D_E} := \frac{247 \text{ cm}}{18.5} = 13.351 \text{ cm}$$

$$L2_{PT_E_F} := \frac{364 \text{ cm}}{18.5} = 19.676 \text{ cm}$$

Losa 3:

$$L3_{PT_A_B} := \frac{365 \text{ cm}}{18.5} = 19.73 \text{ cm}$$

$$L3_{PT_B_C} := \frac{308 \text{ cm}}{21} = 14.667 \text{ cm}$$

$$L3_{PT_C_D} := \frac{291 \text{ cm}}{21} = 13.857 \text{ cm}$$

$$L3_{PT_D_E} := \frac{247 \text{ cm}}{21} = 11.762 \text{ cm}$$

$$L3_{PT_E_F} := \frac{364 \text{ cm}}{18.5} = 19.676 \text{ cm}$$

Losa 4

$$L4_{PT_AB} := \frac{365 \text{ cm}}{16} = 22.813 \text{ cm}$$

Losa 5

$$L5_{PT_D_E} := \frac{247 \text{ cm}}{16} = 15.438 \text{ cm}$$

Losa 6 = Losa 3

Losa 7 = Losa 1

Losa 8 = Losa 2

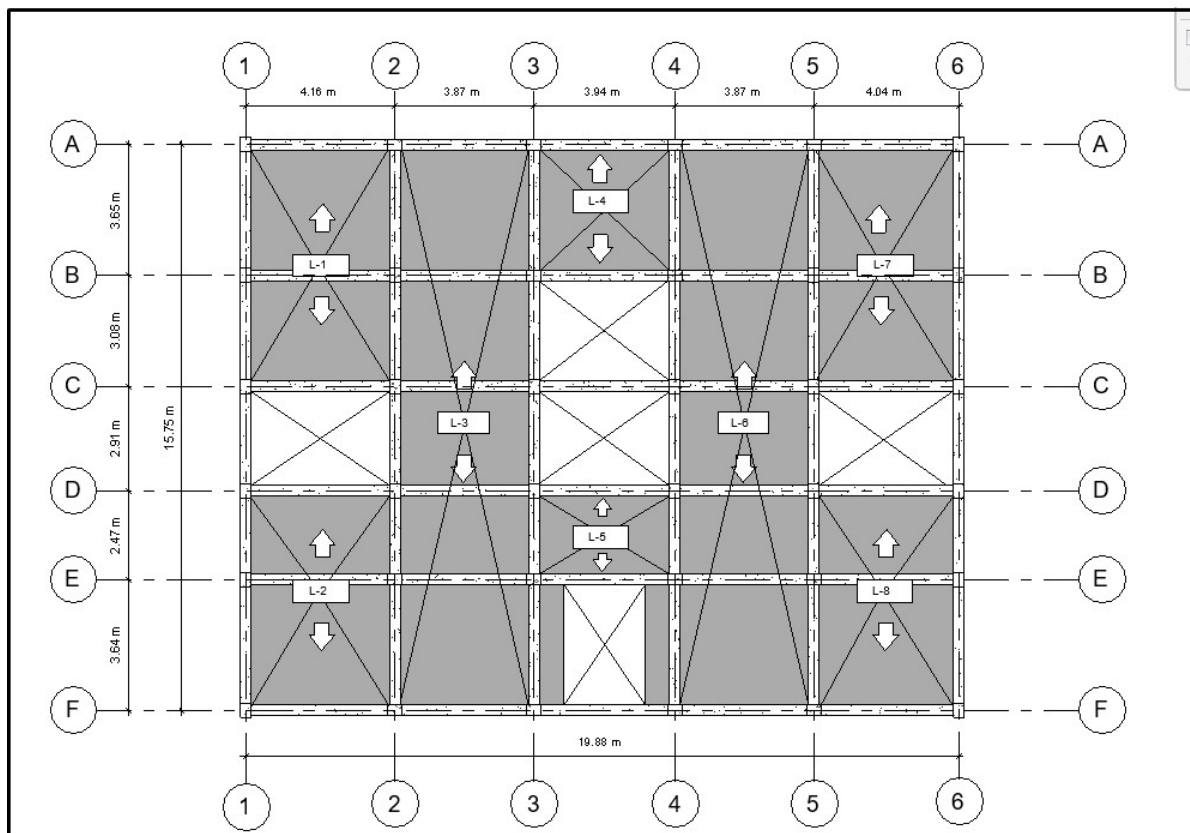
$$Hmin_{PT} := \max (L1_{PT_A_B}, L1_{PT_B_C}, L2_{PT_D_E}, L2_{PT_E_F}, L3_{PT_A_B}, L3_{PT_B_C}, L3_{PT_C_D}, L4_{PT_AB}, L3_{PT_E_F}, L5_{PT_D_E}, L5_{PT_D_E})$$

$$Hmin_{PT} = 22.813 \text{ cm}$$

$$\text{if} (H \geq Hmin_{PT}, \text{"OK"}, \text{"Se_Chequea_Deflexión"}) = \text{"OK"}$$

(Se usaran losas nervadas de 25cm para las planta tipo)

3.2. Terraza (Losa Nervada)



Losa 1:

$$L1_{TZ_{A_B}} := \frac{365 \text{ cm}}{18.5} = 19.73 \text{ cm}$$

$$L1_{TZ_{B_C}} := \frac{308 \text{ cm}}{18.5} = 16.649 \text{ cm}$$

Losa 2:

$$L2_{TZ_{D_E}} := \frac{247 \text{ cm}}{18.5} = 13.351 \text{ cm}$$

$$L2_{TZ_{E_F}} := \frac{364 \text{ cm}}{18.5} = 19.676 \text{ cm}$$

Losa 3:

$$L3_{TZ_{A_B}} := \frac{365 \text{ cm}}{18.5} = 19.73 \text{ cm}$$

$$L3_{TZ_{B_C}} := \frac{308 \text{ cm}}{21} = 14.667 \text{ cm}$$

$$L3_{TZ_{C_D}} := \frac{291 \text{ cm}}{21} = 13.857 \text{ cm}$$

$$L3_{TZ_{D_E}} := \frac{247 \text{ cm}}{21} = 11.762 \text{ cm}$$

$$L3_{TZ_{E_F}} := \frac{364 \text{ cm}}{18.5} = 19.676 \text{ cm}$$

Losa 4

$$L4_{TZ_{A_B}} := \frac{35 \text{ cm}}{16} = 2.188 \text{ cm}$$

Losa 5

$$L5_{TZ_{D_E}} := \frac{247 \text{ cm}}{16} = 15.438 \text{ cm}$$

Losa 6 = Losa 3

Losa 7 = Losa 1

Losa 8 = Losa 2

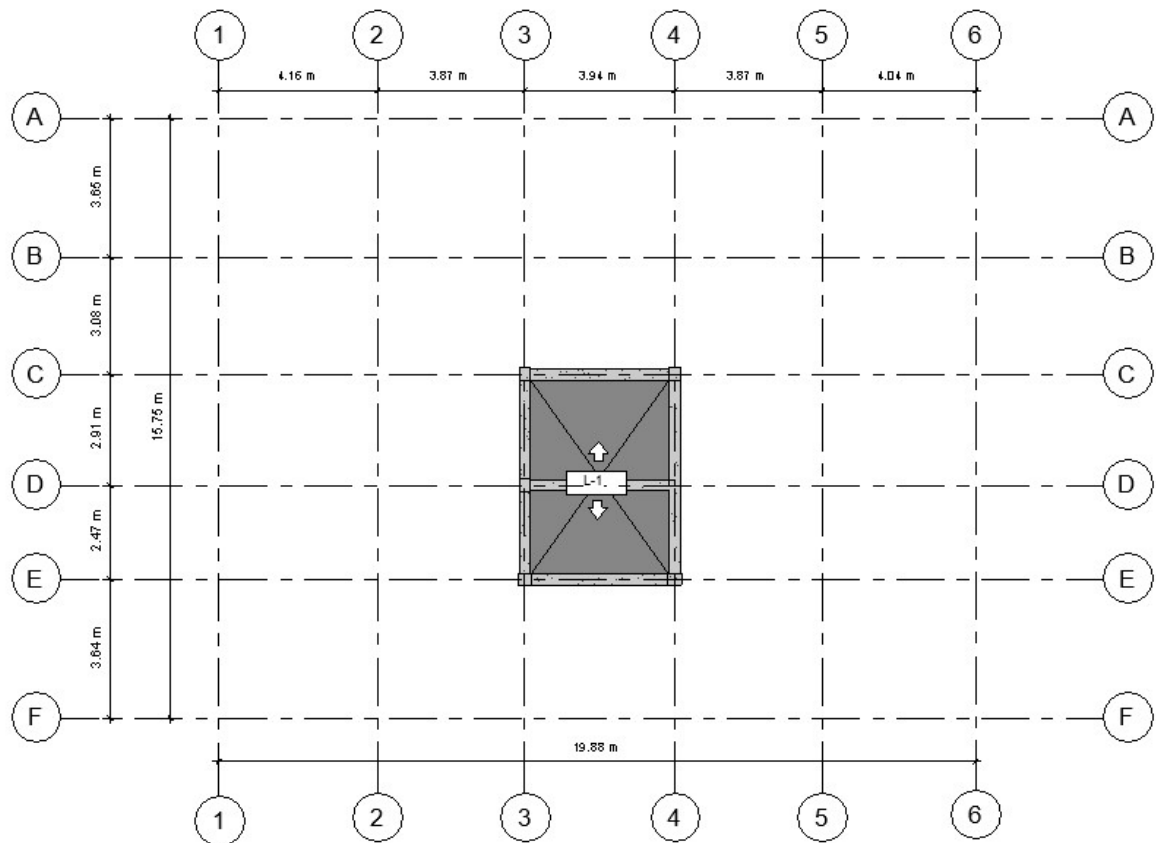
$$Hmin_{TZ} := \max (L1_{TZ_{A_B}}, L1_{TZ_{B_C}}, L2_{TZ_{D_E}}, L2_{TZ_{E_F}}, L3_{TZ_{A_B}}, L3_{TZ_{B_C}}, L3_{TZ_{C_D}}, L3_{TZ_{D_E}}, L3_{TZ_{E_F}}, L4_{TZ_{A_B}}, L5_{TZ_{D_E}})$$

$$Hmin_{TZ} = 19.73 \text{ cm}$$

if ($H \geq Hmin_{TZ}$, "OK", "Se_Chequea_Deflexión") = "OK"

(Se usaran losas nervadas de 25cm para la Terraza)

3.3. Techo Sala de Maquinas -Escaleras (Losa Nervada)



Losa 1:

$$L1_{TSE_C_D} := \frac{291 \text{ cm}}{18.5} = 15.73 \text{ cm}$$

$$L1_{TSE_D_E} := \frac{247 \text{ cm}}{18.5} = 13.351 \text{ cm}$$

$$Hmin_{TSE} := \max(L1_{TSE_C_D}, L1_{TSE_D_E})$$

$$Hmin_{TSE} = 15.73 \text{ cm}$$

$$\text{if}(H \geq Hmin_{TSE}, \text{"OK"}, \text{"Se_Chequea_Deflexión"}) = \text{"OK"}$$

(Se usaran losas nervadas de 25cm para el techo)

4. Predimensionado de Vigas:

4.1. Predimensionado de Vigas Principales Planta Tipo:

Primer criterio:

$$L_{VP_PT} := 4.16 \text{ m} \quad B_{VP_PT} := 30 \text{ cm}$$

$$H_{viga_PT} := \frac{L_{VP_PT}}{12} = 34.667 \text{ cm} \quad (\text{Sección de } 30 \times 35 \text{ cm})$$

Segundo criterio:

(se toma la viga tanto con mayor longitud y el caso mas desfavorable para el predimensionado)

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_Y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{P_Viga} := 150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Peso propio de la viga "asumido"})$$

$$A_{T_VP_PT} := \left(\frac{3.65 \text{ m}}{2} \right) + \left(\frac{3.08 \text{ m}}{2} \right) = 3.365 \text{ m} \quad (\text{Ancho tributario de la viga})$$

$$L_{VP_PT} = 4.16 \text{ m} \quad (\text{Longitud de la viga})$$

$$r := 5 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento para viga})$$

$$B_{VP_PT} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Asumiendo el ancho de viga "segun la norma"})$$

$$P_{P_PT} = 315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Peso Propio de la losa nervada})$$

$$S_{CP_PT} = 320.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Sobrecarga permanente})$$

$$Q_{CPPT} := P_{P_Viga} + P_{P_PT} + S_{CP_PT} = 785.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Carga permanente})$$

$$Q_{CVPT} := 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Carga variable})$$

$$Q_{Serv1} := P_{P_Viga} + P_{P_PT} + S_{CP_PT} = 785.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Carga de servicio})$$

$$Q_{U1} := \begin{cases} 1.4 \cdot Q_{CPPT} \geq 1.2 \cdot Q_{CPPT} + 1.6 \cdot Q_{CVPT} \\ \parallel 1.4 \cdot Q_{CPPT} \\ \text{else if } 1.4 \cdot Q_{CPPT} \leq 1.2 \cdot Q_{CPPT} + 1.6 \cdot Q_{CVPT} \\ \parallel 1.2 \cdot Q_{CPPT} + 1.6 \cdot Q_{CVPT} \end{cases} = 1222.404 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Carga ultima})$$

(Carga ultima * Area tributaria)

$$q_{U1} := Q_{U1} \cdot A_{T_VP_PT} = 4113.39 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$FM_1 := \frac{1.2 \cdot Q_{CPPT} + 1.6 \cdot Q_{CVPT}}{Q_{Serv1}} = 1.557 \quad (\text{Factor de mayoración})$$

$$M_{U1} := \frac{q_{U1} \cdot L_{VP_PT}^2}{12} = 5932.057 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo})$$

$$M_{UF1} := FM_1 \cdot M_{U1} = 9233.454 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo mayorado})$$

$$\omega := 0.18 \quad (\text{Cuantia mecanica})$$

$$\rho := \frac{\omega \cdot f_c}{f_Y} = 0.009 \quad (\text{Cuantia geometrica})$$

$$\varphi := 0.90$$

$$d1 := \sqrt{\frac{M_{UF1}}{\varphi \cdot \rho \cdot B_{VP_PT} \cdot f_Y \cdot \left(1 - \frac{0.59 \cdot \rho \cdot f_Y}{f_c}\right)}} = 31.815 \text{ cm} \quad d1 \geq 31.281 \text{ cm}$$

$$d_{Real1} := 35 \text{ cm} \quad (\text{Altura util})$$

$$H_{vp1} := d_{Real1} + r = 40 \text{ cm}$$

Se usara una sección de 30x40cm para las vigas principales y una sección de 30x40cm para las vigas secundarias de las planta tipo "Criterio Escogido".

4.2. Predimensionado de Vigas Principales Terraza:

Primer criterio:

$$L_{VP_TZ} := 4.16 \text{ m}$$

$$B_{VP_TZ} := 30 \text{ cm}$$

$$H_{viga_TZ} := \frac{L_{VP_TZ}}{12} = 34.667 \text{ cm} \quad (\text{Sección de } 30 \times 35 \text{ cm})$$

Segundo criterio:

(se toma la viga tanto con mayor longitud y el caso mas desfavorable para el predimensionado)

$$f'_C = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_Y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

(Peso propio de la viga "asumido")

$$P_{P_Viga} = 150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$A_{T_VP_TZ} := \left(\frac{3.65 \text{ m}}{2} \right) + \left(\frac{3.08 \text{ m}}{2} \right) = 3.365 \text{ m} \quad (\text{Ancho tributario de la viga})$$

$$L_{VP_TZ} = 4.16 \text{ m}$$

(Longitud de la viga)

$$r = 5 \text{ cm}$$

(Recubrimiento para viga)

$$B_{VP_TZ} = 30 \text{ cm}$$

(Asumiendo el ancho de viga "segun la norma")

$$P_{P_TZ} = 315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso Propio de la losa nervada)

$$S_{CP_TZ} = 73 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Sobrecarga permanente)

$$Q_{CPTZ} := P_{P_Viga} + P_{P_TZ} + S_{CP_TZ} = 538 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Carga permanente)

$$Q_{CVTZ} := 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Carga variable)

$$Q_{Serv2} := P_{P_Viga} + P_{P_TZ} + S_{CP_TZ} = 538 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Carga de servicio)

$$Q_{U2} := \begin{cases} \text{if } 1.4 \cdot Q_{CPTZ} \geq 1.2 \cdot Q_{CPTZ} + 1.6 \cdot Q_{CVTZ} \\ \quad \parallel 1.4 \cdot Q_{CPTZ} \\ \text{else if } 1.4 \cdot Q_{CPTZ} \leq 1.2 \cdot Q_{CPTZ} + 1.6 \cdot Q_{CVTZ} \\ \quad \parallel 1.2 \cdot Q_{CPTZ} + 1.6 \cdot Q_{CVTZ} \end{cases} = 925.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \text{ (Carga ultima)}$$

$$q_{U2} := Q_{U2} \cdot A_{T_VP_TZ} = 3114.644 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad (\text{Carga ultima * Area tributaria})$$

$$FM_2 := \frac{1.2 \cdot Q_{CPTZ} + 1.6 \cdot Q_{CVTZ}}{Q_{Serv1}} = 1.179 \quad (\text{Factor de mayoración})$$

$$M_{U2} := \frac{q_{U2} \cdot L_{VP_TZ}^2}{12} = 4491.732 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo})$$

$$M_{UF2} := FM_2 \cdot M_{U2} = 5293.967 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo mayorado})$$

$$\omega = 0.18 \quad (\text{Cuantia mecanica})$$

$$\rho = 0.009 \quad (\text{Cuantia geometrica})$$

$$\varphi = 0.9$$

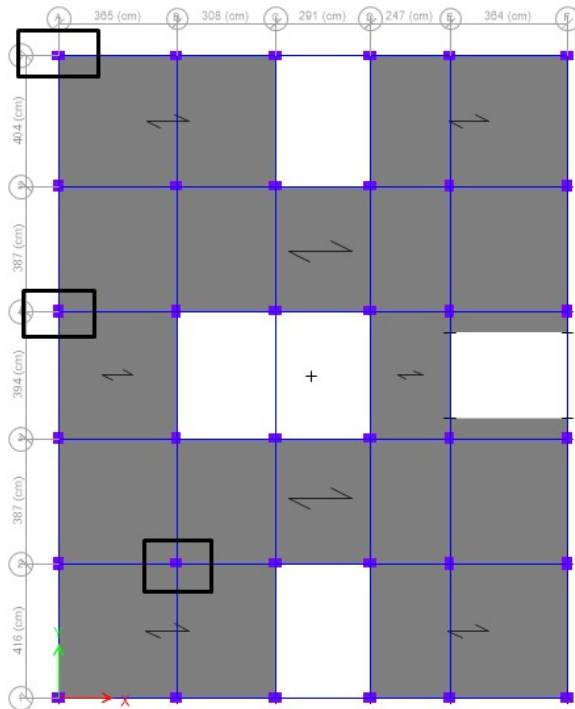
$$d2 := \sqrt{\frac{M_{UF2}}{\varphi \cdot \rho \cdot B_{VP_TZ} \cdot f_Y \cdot \left(1 - \frac{0.59 \cdot \rho \cdot f_Y}{f_C}\right)}} = 24.09 \text{ cm} \quad d2 \geq 24.09 \text{ cm}$$

$$d_{Real2} := 30 \text{ cm} \quad (\text{Altura util})$$

$$H_{vp2} := d_{Real2} + r = 35 \text{ cm}$$

Se usara una sección de 30x35cm para vigas principales y una sección de 30x35cm para las vigas secundarias de la terraza y el techo "Criterio Escogido".

5. Predimensionado de Columnas:



$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$N := 6$ (Nro. de Niveles)

$$\alpha_{Esq} := 0.30$$

$$\alpha_{Lat} := 0.40$$

$$\alpha_{Cent} := 0.55$$

Ubicación	α
Esquinera	0.30
Lateral	0.40
central	0.55

(Factor que reduce la capacidad a carga axial por presencia de la Flexión)

$$P_{P_columna} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso propio de la Columna)

$$Q_{CP_PT} = 635.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CV_PT} = 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Cargas en losa del Piso 1)

$$Q_{CP_TZ} = 388 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CVT_TZ} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Cargas en losa de la Azotea)

$$Q_{CP_TSM} = 388 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CVT_TSM} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Cargas en losa del Techo de la sala de Maquinas/Escaleras)

$$Q_{C_LOSA_PT} := 1.2 \cdot Q_{CP_PT} + 1.6 \cdot Q_{CV_PT} = 1042.404 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_LOSA_TZ} := 1.2 \cdot Q_{CP_TZ} + 1.6 \cdot Q_{CVT_TZ} = 625.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_LOSA_TSM} := 1.2 \cdot Q_{CP_TSM} + 1.6 \cdot Q_{CVT_TSM} = 625.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_VIGA} := 1.2 \cdot P_{P_Viga} = 180 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_COLUMNA} := 1.2 \cdot P_{P_columna} = 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{U_PT} := Q_{C_LOSA_PT} + Q_{C_VIGA} + Q_{C_COLUMNA} = 1342.404 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{U_TZ} := Q_{C_LOSA_TZ} + Q_{C_VIGA} + Q_{C_COLUMNA} = 925.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{U_TSM} := Q_{C_LOSA_TSM} + Q_{C_VIGA} + Q_{C_COLUMNA} = 925.6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

5.1. Columna Central:

$$B_{Col1_PT} := 30 \text{ cm} \quad (\text{Asumiendo la base para Predimensionar una columna rectangular})$$

$$A_{T_Col1_PT} := \left(\frac{3.65 \text{ m}}{2} + \frac{3.08 \text{ m}}{2} \right) \cdot \left(\frac{4.16 \text{ m}}{2} + \frac{3.87 \text{ m}}{2} \right) = 13.51 \text{ m}^2$$

$$P_{U_Col1_PT} := Q_{U_PT} \cdot A_{T_Col1_PT} \cdot N + Q_{U_TZ} \cdot A_{T_Col1_PT} = 121324.403 \text{ kgf}$$

$$A_{C_Col1_PT} := \frac{P_{U_Col1_PT}}{\alpha_{Cent} \cdot f_c} = 1050.428 \text{ cm}^2$$

$$H_{Col1_PT} := \frac{A_{C_Col1_PT}}{B_{Col1_PT}} = 35.014 \text{ cm} \quad (\text{Se usara una sección Rectangular de 30x40cm})$$

5.2. Columna Esquinera:

$$B_{Col2_PT} := 30 \text{ cm} \quad (\text{Asumiendo la base para Predimensionar una columna rectangular})$$

$$A_{T_Col2_PT} := \left(\frac{3.65 \text{ m}}{2} \right) \cdot \left(\frac{4.16 \text{ m}}{2} \right) = 3.796 \text{ m}^2$$

$$P_{U_Col2_PT} := Q_{U_PT} \cdot A_{T_Col2_PT} \cdot N + Q_{U_TZ} \cdot A_{T_Col2_PT} = 34088.175 \text{ kgf}$$

$$A_{C_Col2_PT} := \frac{P_{U_Col2_PT}}{\alpha_{Esq} \cdot f_c} = 541.082 \text{ cm}^2$$

$$H_{Col2_PT} := \frac{A_{C_Col2_PT}}{B_{Col2_PT}} = 18.036 \text{ cm} \quad (\text{Se usara una sección Rectangular de 30x40cm})$$

5.3. Columna Lateral:

$$B_{Col3_PT} := 30 \text{ cm} \quad (\text{Asumiendo la base para Predimensionar una columna rectangular})$$

$$A_{T_Col3_PT} := \left(\frac{3.65 \text{ m}}{2} \right) \cdot \left(\frac{4.16 \text{ m}}{2} + \frac{3.87 \text{ m}}{2} \right) = 7.327 \text{ m}^2$$

$$P_{U_Col3_PT} := Q_{U_PT} \cdot A_{T_Col3_PT} \cdot N + Q_{U_TZ} \cdot A_{T_Col3_PT} = 65800.01 \text{ kgf}$$

$$A_{C_Col3_PT} := \frac{P_{U_Col3_PT}}{\alpha_{Lat} \cdot f_C} = 783.333 \text{ cm}^2$$

$$H_{Col3_PT} := \frac{A_{C_Col3_PT}}{B_{Col3_PT}} = 26.111 \text{ cm}$$

(Se usara una sección Rectangular de 30x40cm desde PT1 A PT4)

(Se usara una sección Rectangular de 30x35cm en PT5 a PT6, terraza y en la sala de maquinas)

Predimensionado Columnas			Ubicación	Esquinera	Lateral	Central	Nro(Pisos)	6		
f _c	210	(kg/cm ²)	a	0.30	0.40	0.55	4	Asumiendo: →	b=30cm	
Nivel	Tipo	Grilla	QUI(PT)	QUI(TZ)	QUI(TSM)	Area tributaria(m ²)	PU(kgf)	AC(cm ²)	H(cm)	Sección
Planta Tipo 1-4	Esquinera	A-1				3.80	23896.64	379.31	12.64	30x40
	Lateral	A-2				7.33	46127.41	549.14	18.30	30x40
	Lateral	A-3				7.13	44863.64	534.09	17.80	30x40
	Lateral	A-4				7.13	44863.64	534.09	17.80	30x40
	Lateral	A-5				7.44	46816.73	557.34	18.58	30x40
	Esquinera	A-6				3.69	23207.31	368.37	12.28	30x40
	Lateral	B-1				7.00	44061.48	524.54	17.48	30x40
	Central	B-2				13.51	85051.36	736.38	24.55	30x40
	Central	B-3				10.11	63622.76	550.85	18.36	30x40
	Central	B-4				10.11	63622.76	550.85	18.36	30x40
	Central	B-5				13.31	83780.35	725.37	24.18	30x40
	Lateral	B-6				6.80	42790.47	509.41	16.98	30x40
	Lateral	C-1				3.20	20164.84	240.06	8.00	30x40
	Central	C-2				9.00	56647.66	430.46	16.35	30x40
	Central	C-3				5.80	41846.98	362.31	12.08	30x40
	Central	C-4				5.80	41846.98	362.31	12.08	30x40
	Central	C-5				8.91	56065.98	485.42	16.18	30x40
	Lateral	C-6				3.11	19583.16	233.13	7.77	30x40
	Lateral	D-1				2.57	16171.15	192.51	6.42	30x40
	Central	D-2				8.23	51819.39	616.90	20.56	30x40
	Central	D-3				5.80	41846.98	498.18	16.61	30x40
	Central	D-4				5.21	37585.43	447.45	14.91	30x40
	Central	D-5				8.32	52350.70	623.22	20.77	30x40
	Lateral	D-6				3.11	19583.16	233.13	7.77	30x40
	Lateral	E-1				6.35	40002.32	476.22	15.87	30x40
	Central	E-2				12.27	77216.02	668.54	22.26	30x40
	Central	E-3				7.10	51251.01	610.13	20.34	30x40
	Central	E-4				7.10	51251.01	610.13	20.34	30x40
	Central	E-5				12.08	76062.10	658.55	21.95	30x40
	Lateral	E-6				6.17	38848.41	462.48	15.42	30x40
	Esquinera	F-1				3.79	23631.17	378.27	12.61	30x40
	Lateral	F-2				7.31	46001.03	547.63	18.25	30x40
	Lateral	F-3				4.70	29617.10	352.58	11.75	30x40
	Lateral	F-4				4.70	29617.10	352.58	11.75	30x40
	Lateral	F-5				7.42	46688.47	555.82	18.53	30x40
	Esquinera	F-6				3.68	23143.73	367.36	12.25	30x40
Planta Tipo 5-6: Terraza	Esquinera	A-1	1342,404	925,6	925,6	3.80	13705.11	379.31	12.64	30x35
	Lateral	A-2				7.33	26454.81	549.14	18.30	30x35
	Lateral	A-3				7.13	25730.02	534.09	17.80	30x35
	Lateral	A-4				7.13	44863.64	534.09	17.80	30x35
	Lateral	A-5				7.44	26850.15	557.34	18.58	30x35
	Esquinera	A-6				3.69	13309.77	211.27	7.04	30x35
	Lateral	B-1				7.00	25269.97	300.83	10.03	30x35
	Central	B-2				13.51	48778.33	422.32	14.08	30x35
	Central	B-3				10.11	36488.68	315.92	10.53	30x35
	Central	B-4				10.11	36488.68	315.92	10.53	30x35
	Central	B-5				13.31	48049.39	416.01	13.87	30x35
	Lateral	B-6				6.80	24541.03	292.16	9.74	30x35
	Lateral	C-1				3.20	11564.86	137.68	4.59	30x35
	Central	C-2				9.00	32488.35	281.28	9.38	30x35
	Central	C-3				5.80	20923.49	181.16	6.04	30x35
	Central	C-4				5.80	20923.49	181.16	6.04	30x35
	Central	C-5				8.91	32154.74	278.40	9.28	30x35
	Lateral	C-6				3.11	11231.26	133.71	4.46	30x35
	Lateral	D-1				2.57	9274.42	110.41	3.68	30x35
	Central	D-2				8.23	29719.25	353.80	11.79	30x35
	Central	D-3				5.80	20923.49	249.09	8.30	30x35
	Central	D-4				5.21	18792.72	223.72	7.46	30x35
	Central	D-5				8.32	30023.97	357.43	11.91	30x35
	Lateral	D-6				3.11	11231.26	133.71	4.46	30x35
	Lateral	E-1				6.35	22941.98	273.12	9.10	30x35
	Central	E-2				12.27	44284.63	28.43	0.95	30x35
	Central	E-3				7.10	25625.50	305.07	10.17	30x35
	Central	E-4				7.10	25625.50	305.07	10.17	30x35
	Central	E-5				12.08	43622.84	28.01	0.93	30x35
	Lateral	E-6				6.17	22280.19	265.24	8.84	30x35
	Esquinera	F-1				3.79	13667.56	216.95	7.23	30x35
	Lateral	F-2				7.31	26382.33	0.14	0.00	30x35
	Lateral	F-3				4.70	16985.89	202.21	6.74	30x35
	Lateral	F-4				4.70	16985.89	202.21	6.74	30x35
	Lateral	F-5				7.42	26776.59	555.82	18.53	30x35
	Esquinera	F-6				3.68	13273.30	367.36	12.25	30x35
Techo	Esquinera	C-3	1.43	1326.55	21.06	0.70	30x35			
	Esquinera	C-4	1.43	1326.55	21.06	0.70	30x35			
	Lateral	D-3	2.65	2452.52	23.20	0.97	30x35			
	Lateral	D-4	2.65	2452.52	23.20	0.97	30x35			
	Esquinera	E-3	1.22	1125.97	17.87	0.60	30x35			
	Esquinera	E-4	1.22	1125.97	17.87	0.60	30x35			

(Tabla: Predimensionado de Columnas)

5.4. Acero de Columnas Propuestas:

Propuesta de Acero Columna 30 x40:

$$A_{C_Col_PT} := 30 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{b_nro5} := 1.98 \text{ cm}^2 \quad 12\emptyset 5/8''$$

$$A_{S_Col_PT} := 12 \cdot A_{b_nro5} = 23.76 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{Col_PT} := \frac{A_{S_Col_PT}}{A_{C_Col_PT}} \cdot 100\% = 0.0198$$

$$\rho_{min} := 1\% \quad \rho_{max} := 6\%$$

Verificación de la cuantía:

$$\begin{array}{l} \text{if } \rho_{min} \leq \rho_{Col_PT} \leq \rho_{max} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} = \text{ "Cumple" }$$

Propuesta de Acero Columna 30x35:

$$A_{C_Col_TSM} := 30 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm} = 1050 \text{ cm}^2$$

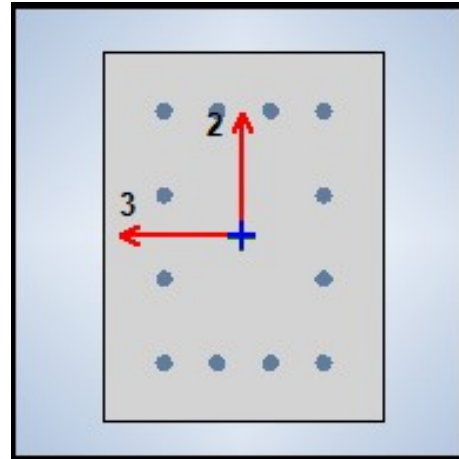
$$A_{b_nro5} = 1.98 \text{ cm}^2 \quad 12\emptyset 5/8''$$

$$A_{S_Col_TSM} := 12 \cdot A_{b_nro5} = 23.76 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{Col_TSM} := \frac{A_{S_Col_TSM}}{A_{C_Col_TSM}} \cdot 100\% = 0.02263$$

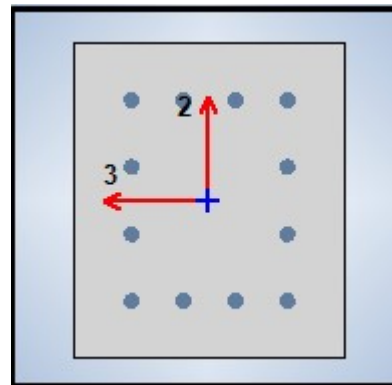
Verificación de la cuantía:

$$\begin{array}{l} \text{if } \rho_{min} \leq \rho_{Col_TSM} \leq \rho_{max} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} = \text{ "Cumple" }$$



(Sección Transversal Columna 30x40)

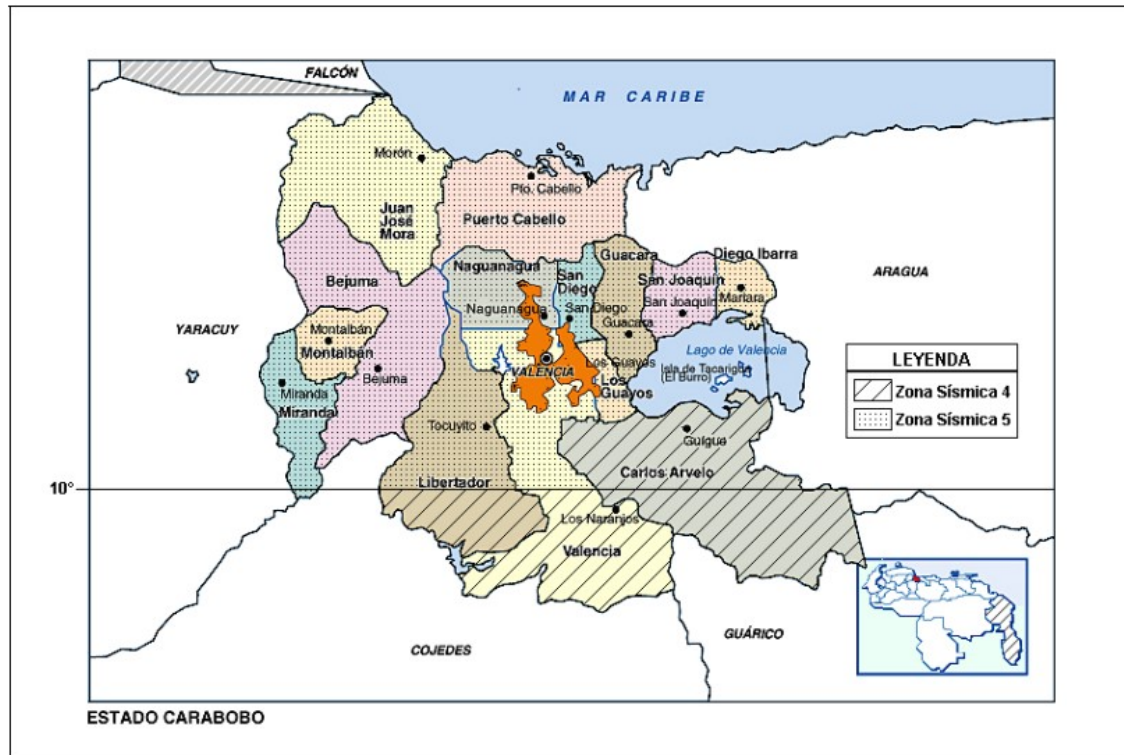
Estribos (3 \emptyset 3/8"C/15cm)



(Sección Transversal Columna 30x35)

Estribos (3 \emptyset 3/8"C/15cm)

6. Incidencia sísmica:



Para el presente proyecto al ser en su mayoría teórico se consideraran datos obtenidos de un estudio de suelo para evaluar las condiciones de la edificación, teniendo en cuenta que es de tipo residencial, el terreno se encuentra ubicado en un Zona Sísmica inferior a la zona 4 y 5 pero con zonas aledañas situadas a su alrededor con el nivel de diseño mas alto por lo cual se tendra en cuenta a la hora de diseñar algunos de sus elementos estructurales con el fin de buscar no solo economía sino tambien seguridad.

Ubicación: Municipio de Valencia - Edo. Carabobo

$$V_{s30} := 358 \frac{m}{s}$$

(Velocidad de onda de corte)

$$H_B := 15 \text{ m}$$

(Profundidad del basamento rocoso)

6.1. Espectro de Respuesta Elástica:

Clase de Sitio: De la tabla 7 se obtiene que la clase de sitio es **clase CD*** posee propiedades intermedias entre las clases C y D.

TABLA 7. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos

CLASE	DESCRIPCIÓN CUALITATIVA	Vs30 (m/s)
A	Roca cristalina sana muy dura, sin fracturación ni meteorización notable.	> 1500
AB*	Propiedades intermedias entre las clases A y B.	1300 a 1500
B	Roca dura o formación similar (e.g. conglomerados), con eventual fracturación y un máximo de 5 metros de espesor de meteorización con $V_s \geq 350$ m/s.	850 a 1300
BC*	Propiedades intermedias entre las clases B y C.	650 a 850
C	1) Roca dura con espesor meteorizado superior a 5 metros. 2) Roca blanda (e.g. margas). 3) Arenas o gravas muy densas. 4) Arcillas muy duras.	400 a 650
CD*	Propiedades intermedias entre las clases C y D.	300 a 400
D	1) Arenas o gravas densas a medio-densas. 2) Arcillas duras. 3) Arcillas firmes de menos de 30 metros de espesor.	200 a 300
DE*	Propiedades intermedias entre las clases D y E.	170 a 200
E	1) Arenas sueltas o arenas limosas, con suficiente proporción de finos, no susceptibles de licuación, de acuerdo con 5.5. 2) Arcillas blandas, plásticas (IP > 20) u orgánicas, no incluidas en la Clase F.	120 a 170
F**	Arenas o arenas limosas susceptibles de licuación***, arcillas sensibles, arcillas expansivas, suelos cementados colapsables, turbas o arcillas orgánicas de más de 3 metros de espesor, arcillas con índice de plasticidad IP > 75 y más de 7 metros de espesor, arcillas firmes o blandas con más de 30 metros de espesor, rellenos artificiales con o sin pendiente y sitios con $V_s30 < 120$ m/s.	variable; incluye el caso de $V_s30 < 120$

* Empleése también en caso de incertidumbre entre las clases adyacentes.

** Debe efectuarse el estudio de sitio indicado en 5.11 y tomarse medidas especiales de fundación (ver 13.2.f).

*** Debe determinarse el potencial de licuación según 5.6 y 13.3.6.

Condición Topográfica: La presente edificación se encuentra en una zona plana, por ello se supondrá una pendiente 40%, por lo tanto, la condición topográfica será de tipo leve.

5.2.2. Condición Topográfica

Para la condición topográfica se distingue entre sitios de poca pendiente y situaciones de ladera o cima. Las pendientes promedios topográficas se medirán en una malla rectangular seleccionada dentro de la ladera, con celdas de proyección horizontal máxima de 30 metros. Para cada sitio se determinará su condición topográfica entre las siguientes para la selección de los factores de la tabla 11:

a) Condición topográfica leve: pendiente promedio menor de 40% o situado en la parte media inferior de una ladera con pendiente mayor a 40%.

b) Condición topográfica moderada: pendiente promedio entre 40% y 75%; situado en la parte media superior de una ladera o bien en la cima dentro de una distancia al borde de la pendiente del orden de la altura de la ladera.

Como la estructura se encuentra ubicada en Valencia - Edo. Carabobo se obtienen los siguientes valores de los mapas de la norma 1756-2019 para:

A_0 = Coeficiente de la aceleración horizontal del terreno.

$A_0 := 0.15$

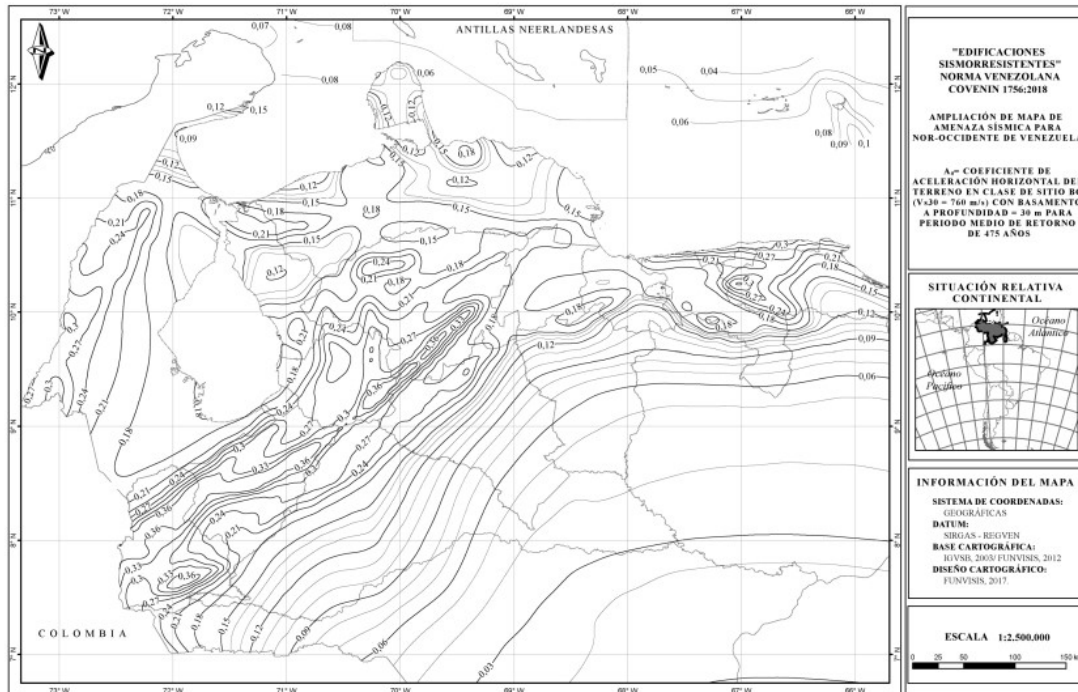


FIGURA 4.1.este. A_0 , ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

A_1 = coeficiente de aceleración espectral horizontal para periodo estructural de 1 segundo.

$A_1 := 0.12$

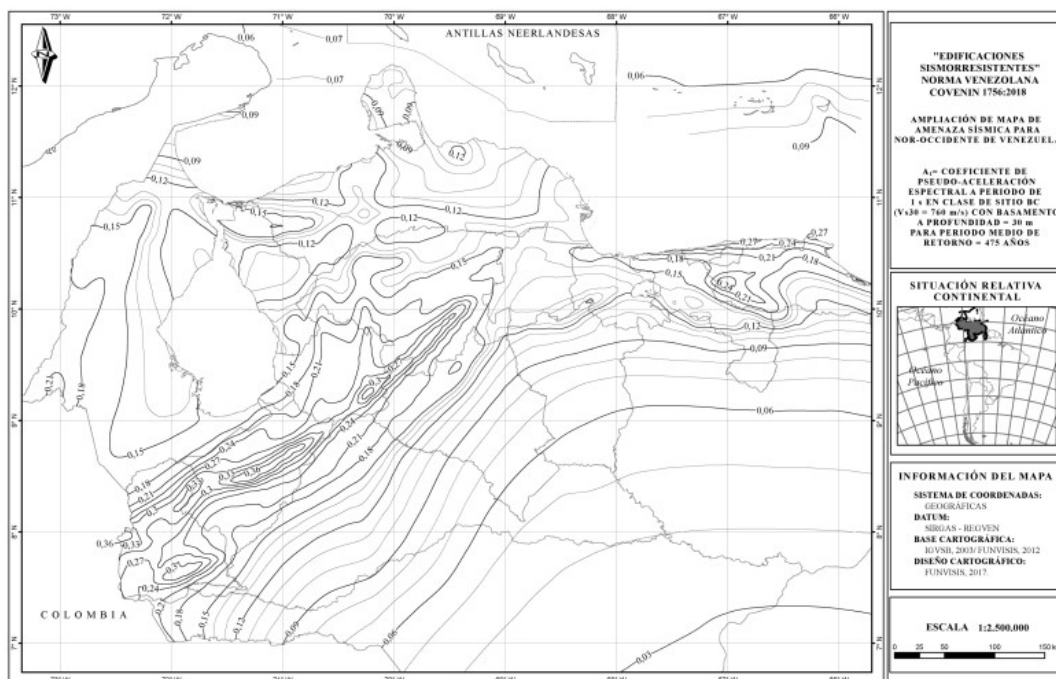


FIGURA 4.2.este. A_1 , ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

TL = período de transición entre periodos intermedios y periodos largos del espectro elástico de respuesta horizontal.

$$T_L := 3.9$$

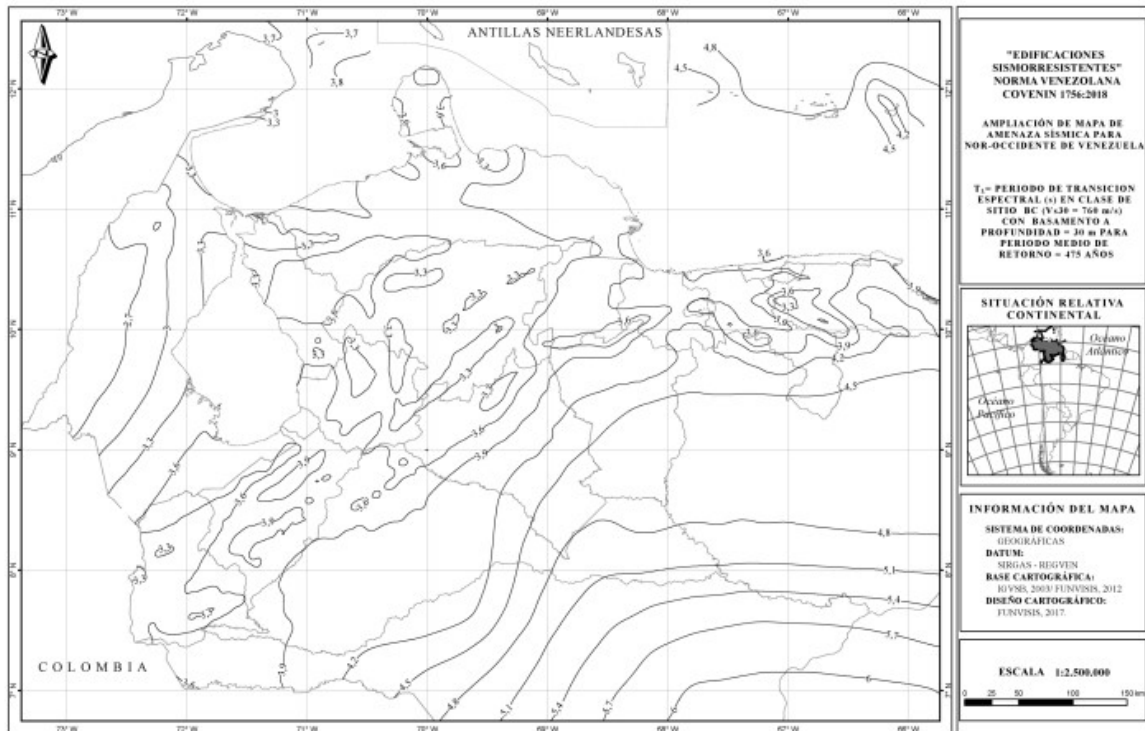


FIGURA 4.3.este. T_L , ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

Clasificación según el uso, ocupación y riesgo:

Grupo de Importancia: El grupo de la edificación será B2, debido a que no cumple con las condiciones de vivienda suficientes para ser considerada del Grupo B1.

3.2.1.4. Grupo B2: Construcciones Comunes

- Las edificaciones indicados en el punto a del Grupo B1 que no cumplen con las condiciones dadas de alta ocupación.
- Instalaciones industriales, tales como puentes de tuberías, recipientes, tanques, entre otras, clasificadas con Grado de Riesgo A en la norma COVENIN 3621 o en la Especificación PDVSA JA-221.
- Toda construcción del Grupo C que pueda poner en peligro a alguna de este grupo.

Teniendo el grupo de la edificación, obtenemos de la tabla 4 el factor de importancia:

$$\alpha := 1.0$$

TABLA 4. Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo de Diseño

Grupo de Importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	α
A1	2,5% en 50 años	1.975	2,0
A2	5% en 50 años	975	1,5
B1	7% en 50 años	689	1,2
B2	10% en 50 años	475	1,0
C	20% en 50 años	225	0,7

Clasificación según el tipo estructural: La presente edificación se cataloga dentro de las tipo I por estar conformado por pórticos de concreto armado (vigas y columnas).

3.5.1. Tipo I

Estructuras de vigas y columnas que ante las acciones sísmicas se deforman principalmente por la flexión de sus elementos, y que cumplan con las relaciones dimensionales establecidas en las normas de diseño para cada Nivel de Diseño. Los miembros están conectados por juntas con la rigidez y resistencia necesarias para garantizar la transferencia de tensiones y deformaciones entre ellos. El Tipo I se divide en los siguientes cuatro subtipos:

3.5.1.1. Subtipo I-a

Estructuras constituidas por pórticos, con vigas y columnas conectadas por juntas, de concreto armado, de acero estructural, mixtos acero-concreto o de madera, que satisfacen los siguientes requerimientos:

- En el caso de pórticos de concreto armado, no se consideran como vigas o columnas aquellos elementos que no posean refuerzo transversal adecuadamente detallado, en especial en lo referido al confinamiento, tales como nervios de losas o muros en su dirección transversal.
- En el caso de pórticos de acero deben utilizarse las secciones y conexiones precalificadas, correspondientes al Nivel de Diseño, de acuerdo con las normas NTF 1618-1 y AISC 358, citadas en 1.9, o bien verificarse su idoneidad mediante experimentos adecuados cumpliendo con la norma NTF 1618-2 o AISC 341.
- Las conexiones parcialmente restringidas no se consideran parte del sistema resistente a sismos para las estructuras en los Niveles de Diseño ND2 y ND3, a menos que se justifique mediante resultados de ensayos el cumplimiento de los requisitos establecidos en la norma NTF 1618-2.
- Si en una dirección dada se tiene más de un Nivel de Diseño, véase 6.8.2.

De la tabla 8 se obtiene que el factor de clase de sitio para periodos cortos, interpolando.

$$\alpha \cdot A_0 = 0.15$$

$$F_{AC} := 1.37$$

TABLA 8. Factor de clase de sitio para periodos cortos, F_A^C

αA_0^*	CLASE DE SITIO								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
≤ 0.01	0.80	0.85	0.90	1.00	1.30	1.60	1.90	2.40	2.70
0.05	0.80	0.85	0.90	1.00	1.30	1.50	1.75	2.05	2.20
0.1	0.80	0.85	0.90	1.00	1.25	1.45	1.60	1.75	1.85
0.2	0.80	0.85	0.90	1.00	1.25	1.35	1.40	1.35	1.35
0.3	0.80	0.85	0.90	1.00	1.20	1.25	1.25	1.10	1.00
0.4	0.80	0.85	0.90	1.00	1.20	1.20	1.15	0.95	0.85
≥ 0.5	0.80	0.85	0.90	1.00	1.15	1.15	1.00	0.80	0.70

* Para sismo extremo o sismo frecuente, α se sustituirá por α_E o α_F , respectivamente.

De la tabla 9 se obtiene el factor de clase de sitio para periodos intermedios, interpolando.

$$\alpha \cdot A_1 = 0.12$$

$$F_{Vc} := 1.74$$

TABLA 9. Factor de clase de sitio para periodos intermedios, F_V^C

αA_1^*	CLASE DE SITIO								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
$\leq 0,01$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,80	2,30	3,30	4,00
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,20	3,00	3,30
0,1	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,10	2,70	3,00
0,2	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	2,00	2,50	2,70
0,3	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	1,95	2,30	2,45
0,4	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,90	2,15	2,30
$\geq 0,5$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,85	2,00	2,15

* Para sismo extremo o sismo frecuente, α se sustituirá por α_E o α_F , respectivamente.

De la tabla 10 se obtiene el factor de clase de sitio para periodos largos.

$$F_{Dc} := 1.40$$

TABLA 10. Factor de clase de sitio para periodos largos, F_D^C

CLASE DE SITIO								
A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
0,85	0,90	0,95	1,00	1,20	1,40	1,70	2,25	2,65

De la tabla 11, sabiendo que la condición topográfica es leve, tenemos que:

$$F_{At} := 1.00$$

$$F_{Vt} := 1.00$$

$$F_{Dt} := 1.00$$

TABLA 11. Factores de condición topográfica

Condición topográfica (Ver 5.2.2)	F_A^T	F_V^T	F_D^T
Leve	1,00	1,00	1,00
Moderada	1,20	1,10	1,05
Severa	1,40	1,20	1,10

De la tabla 12, sabiendo que nuestra profundidad del basamento rocoso es de 15m, se obtiene interpolando:

$$F_A h := 1.0$$

$$F_V h := 1.0$$

$$F_D h := 0.97$$

TABLA 12. Factores de profundidad del basamento rocoso

H (m)	F_A^H	F_V^H	F_D^H
0	1,00	0,98	0,93
10	1,00	1,00	0,96
30	1,00	1,00	1,00
60	1,00	1,02	1,05
100	1,01	1,05	1,10
200	1,02	1,08	1,20
300	1,03	1,10	1,30
500	1,05	1,20	1,60
750	1,07	1,30	2,10
≥ 1.000	1,10	1,40	2,80

$$F_A := F_{Ac} \cdot F_{At} \cdot F_A h = 1.37$$

$$F_V := F_{Vc} \cdot F_{Vt} \cdot F_V h = 1.74$$

$$F_D := F_{Dc} \cdot F_{Dt} \cdot F_D h = 1.358$$

$$A_A := F_A \cdot \alpha \cdot A_0 = 0.206$$

$$A_V := F_V \cdot \alpha \cdot A_1 = 0.209$$

$$\beta := 2.4$$

$$\beta_1 := \max\left(\beta, \frac{A_A}{A_V}\right) = 2.4$$

Con estos valores obtenidos, venimos a la Tabla 2, sabiendo que el grupo de importancia es B2 y que $A_A > 0.2$ Entonces se tiene que el nivel de diseño puede ser ND2 O ND3, para nuestro caso se seleccionará ND3.

TABLA 2. Niveles de Diseño permitidos

Grupo de Importancia	Intensidad sísmica de diseño en el sitio, A_A		
	$A_A \leq 0,10$	$0,10 < A_A \leq 0,20$	$A_A > 0,20$
A1	ND3	ND3	ND3
A2	ND2, ND3	ND3	ND3
B1	ND2, ND3	ND2, ND3	ND3
B2	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3	ND2, ND3
C	ND1, ND2, ND3	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3

$$T_C := \frac{1}{2.4} \cdot \frac{A_V}{A_A} = 0.423$$

$$T_D := T_L \cdot \frac{F_D}{F_V} = 3.044$$

$$T_B := 0.25 \cdot T_C = 0.106$$

$$T_A := 0.2 \cdot T_B = 0.021$$

if $0.02 \leq T_A$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else if $T_A \leq 0.05$

|| "Cumple"

else

|| "No Cumple"

TA esta acotado entre
 $0.02 \leq TA \leq 0.05$

Tramo 1:

$$A1(T) := A_A = 0.206$$

Tramo 2:

$$A2(T) := A_A \cdot \left(1 + \left(\frac{T - T_A}{T_B - T_A} \right) \cdot (\beta_1 - 1) \right) \xrightarrow{\text{float}, 2} 3.4 \cdot T + 0.13$$

Tramo 3:

$$A3(T) := \beta_1 \cdot A_A = 0.49$$

Tramo 4:

$$A4(T) := \beta_1 \cdot A_A \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \xrightarrow{\text{float}, 2} \frac{0.21}{T}$$

Tramo 5:

Tabla 17 "Clase CD"**

TABLA 17. Valores del coeficiente q

$$q := 1.9$$

Clase de Sitio	q
A, AB, B	1.5
BC, C	1.7
CD, D	1.9
DE, E	2.0

$$A5(T) := \beta_1 \cdot A_A \cdot \left(\frac{T_C}{T_D} \right) \cdot \left(\frac{T_D}{T} \right)^q \xrightarrow{\text{float}, 2} 0.069 \cdot \left(\frac{3.0}{T} \right)^{1.9}$$

6.2 Espectro de Respuesta Inelástica:

Factor de Irregularidad: Se toma un factor de irregularidad de 1 por que de acuerdo a la norma, si la construcción no tiene ninguna de las irregularidades indicadas en la tabla 14, el valor de FI es igual a uno.

6.4. Factor de Irregularidad

El Factor de Irregularidad (F_I) asociado a cada tipo de irregularidad estructural se determina así:

- F_I está dado en la tabla 14. Las irregularidades se describen en 3.6.3. Una construcción puede tener factores de irregularidad diferentes en sus dos direcciones horizontales de análisis.
- Si la construcción tiene más de una de las irregularidades indicadas en la tabla 14, F_I será el producto de los factores asociados a cada irregularidad, pero no mayor que 1,4.
- Si la construcción no tiene ninguna de las irregularidades indicadas en la tabla 14, el valor de F_I es igual a uno.

TABLA 14. Factor de Irregularidad

		Irregularidad (ver 3.6.3)	F_I
Vertical	Crítica	a) Entrepiso blando	1,3
	Crítica	b) Entrepiso débil	1,3
	Global	c) Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos	1,1
	Global	d) Aumento de las masas con la elevación	1,1
	Global	e) Esbeltez excesiva	1,1
	Local	f) Variaciones en las dimensiones del sistema estructural	1,1
	Local	g) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales	1,3
	Local	h) Falta de conexión entre planos resistentes	1,2
En planta	Crítica	a) Gran excentricidad	1,3
	Crítica	b) Riesgo torsional elevado	1,3
	Global	c) Sistema no ortogonal	1,1
	Global	d) Diafragma flexible	1,1

$$F_I := 1$$

Factor de redundancia: Este será igual a 1.0 debido a que en ambas direcciones la estructura tiene mas de 3 vanos.

$$\rho_1 := 1.0$$

TABLA 13. Factor de Redundancia ρ

Sistema Estructural*	ρ
Posee al menos tres planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos.	1,0
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos dos vanos.	1,2
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, con un sólo vano.	1,5
Posee un sólo plano sismorresistente en la dirección de análisis.	2,0

* No se permite interpolar entre casos intermedios.

Para obtener el factor de reducción R, venimos a la tabla 15, en donde sabiendo que nuestra estructura son pórticos de concreto armado y nuestro nivel de diseño es ND3, tenemos que R será:

$$R := 6$$

TABLA 15. Norma de Diseño, Factor de Reducción (R), Factor de Sobrerresistencia (Ω_s) y Factor de Amplificación del Desplazamiento (C_d) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño. (na=no aplica).

Tipo Subtipo	Sistema Sismorresistente	Material / Norma (ver 6.2.1)	R			Ω_s	C_d		
			ND3	ND2	ND1		ND3	ND2	ND1
I-a	Pórticos de concreto armado (vigas y columnas).	Concreto / C1	6	4	2	3	4/4	3/4	1/4
	Pórticos de acero estructural (vigas y columnas).	Acero / A	6	3 1/2	2 1/2	3	4/4	3/4	2/4
	Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas).	Ac. - conc. / A	6	4	2 1/4	3	4/4	3/4	2
	Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas).	Ac. - conc. / A	na	4 1/2	na	3	na	4/4	na
	Pórticos de madera con espigas y pernos (vigas y columnas).	Madera / MD	4	2 1/2	na	3	4	2 1/2	na
	Pórticos prefabricados de concreto armado.	Concreto / C2	4 1/2	3	1 1/2	3	4 1/2	3	1 1/2
I-b	Pórticos de acero con vigas de celosía conectadas a momento.	Acero / A	5	na	2	3	4	na	1 1/4
I-c	Pórticos de acero con columnas articuladas en la base.	Acero / A	4 1/2	3 1/2	2	3	3 1/4	3	1 1/4
I-d	Losas macizas o reticulares sobre columnas, sin vigas.	Concreto / C3	na	3	1 1/2	3	na	3	1 1/2
	Losas macizas sobre muros, sin vigas ni muros en una dirección. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	na	na	1 1/2	3	na	na	1 1/2
	Losas nervadas sobre vigas y columnas, sin vigas en la dirección de los nervios. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	na	na	1 1/2	3	na	na	1 1/2
II-a	Sistema dual de pórticos y muros con dinteles dúctiles, pórticos arriostrados excéntricamente o de pandeo restringido, combinación de I-a y III-a.	Concreto / C1	5 1/2	4 1/2	na	2 1/2	4 1/2	3 1/2	na
		Acero / A	6	5	na	2 1/2	4 1/4	3 1/4	na
		Ac. - conc. / A	6	5	na	2 1/2	4 1/4	3 1/4	na
II-b	Sistema dual de pórticos y muros, pórticos arriostrados concéntricamente o paneles, combinación de I-a y III-b.	Concreto / C1	5	4 1/2	2 1/2	2 1/2	4	3 1/2	2 1/2
		Acero / A	5	4	3	2 1/2	4	3 1/2	3
		Ac. - conc. / A	5	4	2 1/2	2 1/2	4 1/4	3 1/4	2 1/4
		Concreto / C2	na	2 1/2	1 1/2	2 1/2	na	2 1/2	1 1/2
III-a	Muros de conc. Arm. Acoplados con dinteles dúctiles.	Concreto / C1	5	na	na	2 1/2	4 1/4	na	na
	Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles.	Acero / A	6	na	na	2	4 1/4	na	na
	Pórticos con arriostramientos de pandeo restringido.	Acero / A	6	na	na	2 1/2	4 1/4	na	na
	Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles de acero.	Ac. - conc. / A	6	na	na	2 1/2	4 1/4	na	na

A_A 0.206 > 0.2 Pórticos de concreto armado (vigas y columnas) ; ND3

Número máximo de pisos; (SL = sin límite)

TABLA 16. Limitación en el número de pisos para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material, Intensidad Sísmica (A_A) y Nivel de Diseño (ND1, ND2, ND3)

Tipo Subtipo	Sistema Sismorresistente	Material / Norma (ver 6.2.1)	Número máximo de pisos: (SL = sin límite; np= no permitido); (ND2 ^o y ND1 ^o : sólo para Grupos de Importancia B2 y C)								
			$A_A > 0.2$			$0.1 < A_A \leq 0.2$			$A_A \leq 0.1$		
			ND3	ND2'	ND3	ND2'	ND1'	ND3	ND2	ND1'	
I-a	Pórticos de concreto armado (vigas y columnas).	Concreto / C1	SL	2	SL	10	np	SL	SL	10	
	Pórticos de acero estructural (vigas y columnas).	Acero / A	SL	2	SL	16	10	SL	SL	16	
	Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas).	Ac. - Conc. / A	SL	2	SL	10	np	SL	SL	10	
	Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas).	Ac. - Conc. / A	np	2	np	10	np	np	16	np	
	Pórticos de madera con espigas y pernos (vigas y columnas).	Madera / MD	5	2	7	5	np	10	7	np	
	Pórticos prefabricados de concreto armado.	Concreto / C2	5	2	7	5	np	10	7	5	
I-b	Pórticos de acero con vigas de celosía conectadas a momento.	Acero / A	16	np	SL	np	np	SL	np	5	
I-c	Pórticos de acero con columnas articuladas en la base.	Acero / A	5	2	7	5	2	7	5	5	
I-d	Losas macizas o reticulares sobre columnas, sin vigas.	Concreto / C3	np	2	np	5	np	np	5	3	
	Losas macizas sobre muros, sin vigas ni muros en una dirección. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	np	np	np	np	np	np	np	3	
	Losas nervadas sobre vigas y columnas, sin vigas en la dirección de los nervios. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	np	np	np	np	np	np	np	3	
II-a	Sistema dual de pórticos y muros con dinteles dúctiles, pórticos arriostrados excéntricamente o de pandeo restringido, combinación de I-a y III-a.	Concreto / C1	SL	2	SL	16	np	SL	SL	np	
		Acero / A	SL	2	SL	20	np	SL	SL	np	
		Ac. - Conc. / A	SL	2	SL	16	np	SL	SL	np	
		Concreto / C1	SL	2	SL	16	np	SL	SL	13	
II-b	Sistema dual de pórticos y muros, pórticos arriostrados concéntricamente o paneles, combinación de I-a y III-b.	Acero / A	SL	2	SL	20	10	SL	SL	16	
		Ac. - Conc. / A	SL	2	SL	16	np	SL	SL	13	
		Concreto / C2	np	2	np	5	2	np	7	5	
III-a	Muros de concreto armado. Acoplados con dinteles dúctiles.	Concreto / C1	16	np	SL	np	np	SL	np	np	
	Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles.	Acero / A	16	np	SL	np	np	SL	np	np	
	Pórticos con arriostramientos de pandeo restringido.	Acero / A	16	np	SL	np	np	SL	np	np	
	Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles de acero.	Ac. - Conc. / A	16	np	SL	np	np	SL	np	np	

$$T_1 := \begin{cases} \text{if } R \leq 5 & = 0.4 \\ \quad \parallel & 0.1 \cdot (R - 1) \\ \text{else if } R \geq 5 & \\ \quad \parallel & 0.4 \end{cases}$$

TABLA 18. Valores del periodo característico T^+ en segundos

R	T^+
$R < 5$	$0,1 (R-1)$
$R \geq 5$	0,4

El valor T_1 está acotado entre $0.25 T_C \leq T_1 \leq T_C$

$$\begin{cases} \text{if } 0.25 \cdot T_C \leq T_1 & = \text{"Cumple"} \\ \quad \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else if } T_1 \leq T_C & \\ \quad \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{"No Cumple"} \end{cases}$$

Tramo 1:

$$Ad1(T) := \frac{\rho_1 \cdot F_I \cdot A_A}{1.5} = 0.137$$

Tramo 2:

$$Ad2(T) := \rho_1 \cdot F_I \cdot A_A \cdot \left(\frac{1}{1.5} + \left(\frac{\beta_1}{R} - \frac{1}{1.5} \right) \left(\frac{T - T_A}{T_1 - T_A} \right) \right) \xrightarrow{\text{float}, 2} -0.14 \cdot T + 0.14$$

Tramo 3:

$$Ad3(T) := \rho_1 \cdot F_I \cdot \frac{\beta_1 \cdot A_A}{R} = 0.082$$

Tramo 4:

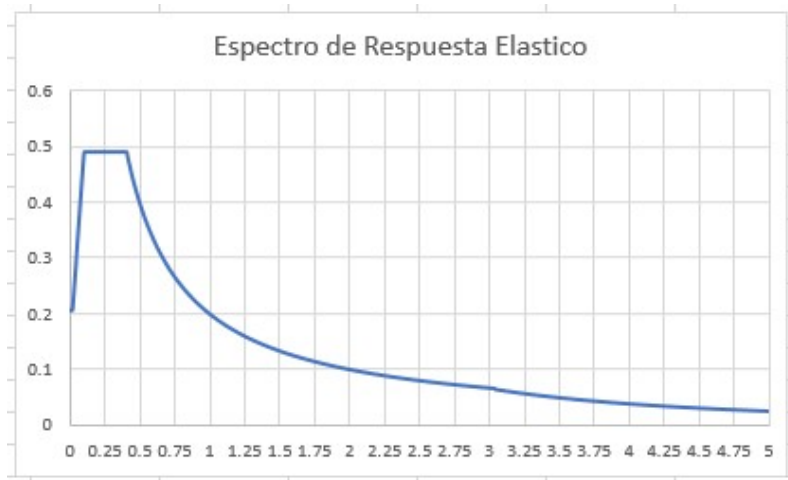
$$Ad4(T) := \rho_1 \cdot F_I \cdot \frac{\beta_1 \cdot A_A}{R} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \xrightarrow{\text{float}, 2} \frac{0.035}{T}$$

Tramo 5:

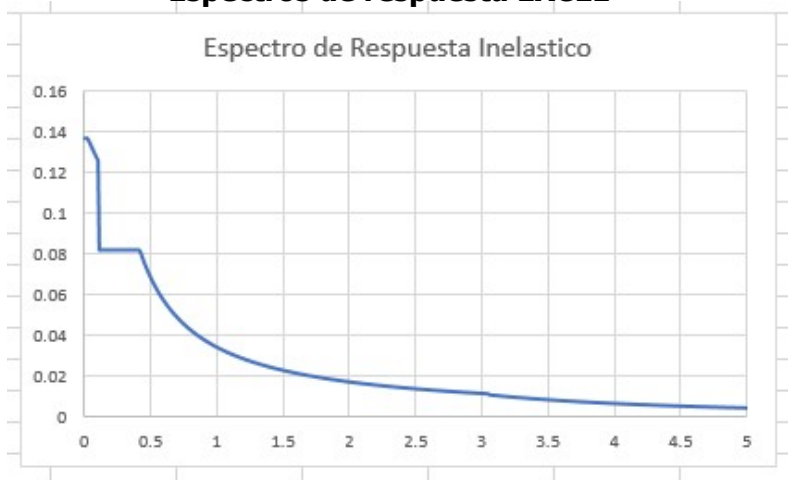
$$q = 1.9$$

Tabla 17 "Clase CD"**

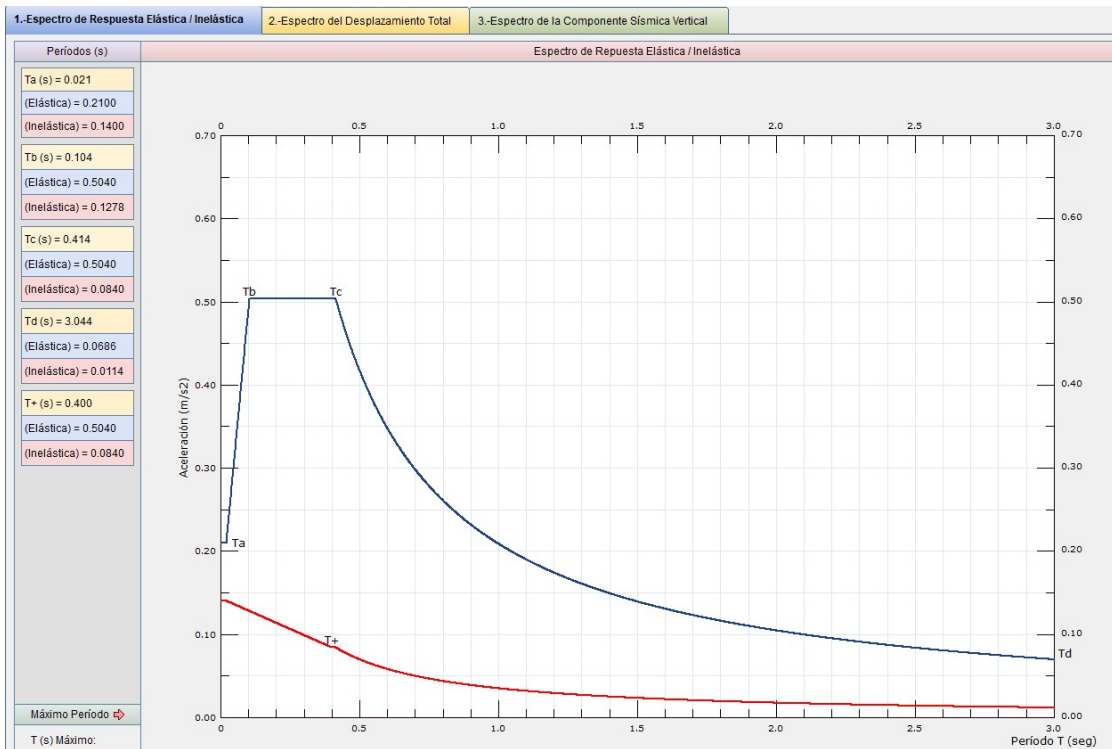
$$Ad5(T) := \rho_1 \cdot F_I \cdot \frac{\beta_1 \cdot A_A}{R} \cdot \left(\frac{T_C}{T_D} \right) \cdot \left(\frac{T_D}{T} \right)^q \xrightarrow{\text{float}, 2} 0.011 \cdot \left(\frac{3.0}{T} \right)^{1.9}$$



Espectros de respuesta EXCEL



0



Espectros de respuesta IP3

6.3. Peso Sísmico:

TABLA 20. Fracción de las cargas variables para calcular W

Recipientes de líquidos, a su máxima capacidad.	100%
Almacenes y depósitos donde las cargas tengan carácter cuasi-permanente, tales como bibliotecas y archivos.	80%
Ascensores (en su posición más alta)	100%
Estacionamientos públicos, considerados a máxima capacidad.	50%
Ambientes donde pueda haber una concentración de más de 200 personas, tales como cines, teatros, centros comerciales, industrias y otros.	50%
Oficinas y comercios, no incluidos en los casos previos.	25%
Viviendas, no incluidas en los casos previos	15%
Instalaciones industriales.	30%
Techos y terrazas no accesibles.	0%

Teniendo en cuenta que la edificación es una vivienda multifamiliar se considera el 15% para la fracción de su carga variable, se considero en la misma categoria a la terraza por ser accesible y no cumplir con las demas categorias 15% para su carga variable y 0% para la carga variable del techo de la sala de maquinas. (Las cargas permanentes de cada area si se consideran al 100%)

$$Q_{CP_PT} = 635.337 \frac{kgf}{m^2} \quad Q_{CV_PT} = 175 \frac{kgf}{m^2} \quad N = 6$$

$$Q_{CP_TZ} = 388 \frac{kgf}{m^2} \quad Q_{CV_TZ} = 100 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Q_{CP_TSM} = 388 \frac{kgf}{m^2} \quad Q_{CV_TSM} = 100 \frac{kgf}{m^2}$$

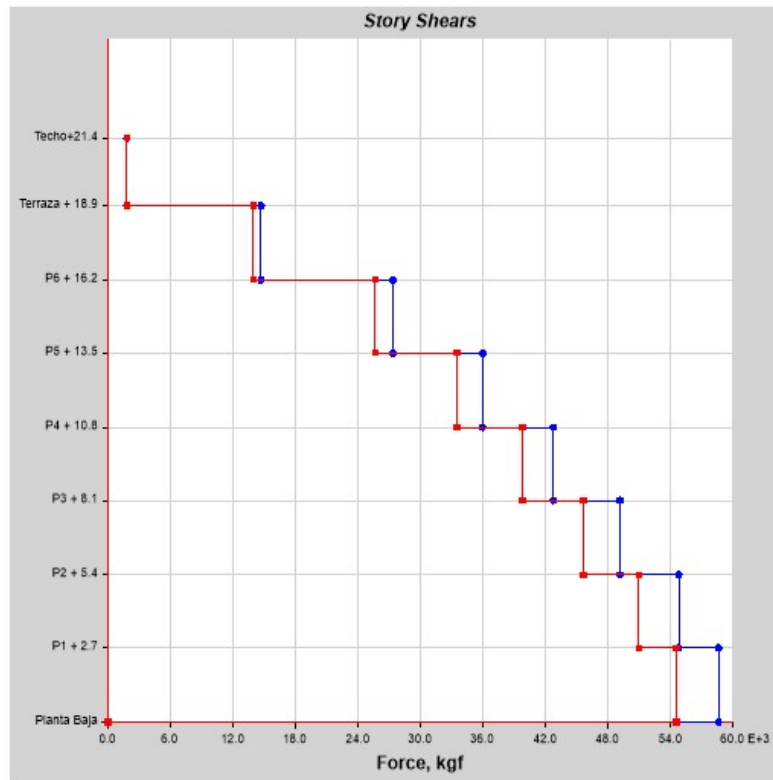
$$Cv_1 := (0\% \cdot Q_{CV_TSM}) + (15\% \cdot Q_{CV_TZ}) + N \cdot (15\% \cdot Q_{CV_PT}) = 172.5 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Cp_1 := Q_{CP_TSM} + Q_{CP_TZ} + N \cdot Q_{CP_PT} = 4588.02 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Area = 263.481 \text{ m}^2$$

$$W_S := (Cp_1 + Cv_1) \cdot Area = 1254308.21 \text{ kgf}$$

Cortantes Basales Dinamicos:



$$Vd_x := 58609.01 \text{ kgf} = 58.609 \text{ tonnef} \quad Vd_y := 54597.51 \text{ kgf} = 54.598 \text{ tonnef}$$

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
			kgf	kgf
Techo+21.4	21.4	Top	1771.71	1812.47
		Bottom	1771.71	1812.47
Terraza + 18.9	18.9	Top	14713	13905.13
		Bottom	14713	13905.13
P6 + 16.2	16.2	Top	27302.27	25592.61
		Bottom	27302.27	25592.61
P5 + 13.5	13.5	Top	35973.23	33522.58
		Bottom	35973.23	33522.58
P4 + 10.8	10.8	Top	42790.57	39806.8
		Bottom	42790.57	39806.8
P3 + 8.1	8.1	Top	49151.69	45661.77
		Bottom	49151.69	45661.77
P2 + 5.4	5.4	Top	54764.82	50904.72
		Bottom	54764.82	50904.72
P1 + 2.7	2.7	Top	58609.01	54597.51
		Bottom	58609.01	54597.51
Planta Baja	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Coeficientes Sismicos Dinamicos:

$$Csd_x := \frac{Vd_x}{W_S} = 0.047$$

$$Csd_y := \frac{Vd_y}{W_S} = 0.044$$

Coeficientes Sismico Minimo:

$$Cmax := \max\left(\frac{A_A}{R}, 0.01\right) = 0.034$$

Coeficientes sismico para chequeo:

$$C_t := 0.07 \quad H_{Altura_edif} := 21.4 \text{ m}$$

$$T_a := C_t \cdot \left(\frac{H_{Altura_edif}}{1 \text{ m}}\right)^{0.75} = 0.696$$

9.4.3.3. Periodo Fundamental Aproximado

Como alternativa al método descrito en 9.4.3.2, en cada dirección horizontal de análisis el período fundamental T podrá tomarse igual al valor T_a obtenido a partir de la fórmula 9.8:

$$T_a = C_t \cdot h_e^{0.75} \quad (9.8)$$

Donde:

T_a es el período fundamental aproximado (segundos), h_e es la altura (metros) de la edificación definida en 9.4.1 y el coeficiente C_t se da en la tabla 24.

TABLA 24. Valores de C_t para determinar T_a

Tipo estructural	C_t
Pórticos de concreto armado (Subtipo I-a)	0,07
Pórticos de acero (Subtipo I-a)	0,08
Pórticos de acero con arriostamiento excéntrico (Subtipos III-a y II-a)	0,075
Pórticos de acero con arriostamiento de pandeo restringido (Subtipos III-a y II-a)	0,075
Otros	0,05

$$\sigma := \begin{cases} \text{if } A_A \leq 0.10 & \\ \quad \sigma \leftarrow 1.7 & \\ \text{else if } 0.10 \leq A_A \leq 0.20 & \\ \quad \sigma \leftarrow 1.55 & \\ \text{else if } A_A \geq 0.20 & \\ \quad \sigma \leftarrow 1.4 & \end{cases} = 1.4$$

$$T_{cheq} := \sigma \cdot T_a = 0.975$$

TABLA 23. Valores de σ

Coficiente de Aceleración A_A	σ
$A_A \leq 0.10$	1.7
$0.10 < A_A \leq 0.20$	1.55
$A_A > 0.20$	1.4

Aceleracion espectral:

Como T_a se encuentra en el tramo 4 $T_C \leq T_a \leq T_D$ sustituyo en la ecuación 4

$$Ad := \rho_1 \cdot F_I \cdot \frac{\beta_1 \cdot A_A}{R} \cdot \left(\frac{T_C}{T_a}\right) = 0.05$$

Como T_{cheq} se encuentra en el tramo 4 $T_C \leq T_{cheq} \leq T_D$ sustituyo en la ecuación 4 y encuentro la aceleración de ese periodo

$$Ad_{cheq} := \rho_1 \cdot F_I \cdot \frac{\beta_1 \cdot A_A}{R} \cdot \left(\frac{T_C}{T_{cheq}} \right) = 0.036$$

$$\mu := \max \left(1.4 \cdot \left(\frac{N+9}{2 \cdot N+12} \right), 0.8 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{T_{cheq}}{T_C} - 1 \right) \right) = 0.875$$

Cortante Basal Sismico Estatico:

$$V_o := \mu \cdot Ad_{cheq} \cdot W_S = 39.17 \text{ tonnef}$$

$$Cmin_{cal} := 0.85 \frac{V_o}{W_S} = 0.027$$

$$C_{min} := \max(Cmax, Cmin_{cal}) = 0.034$$

if $Csd_x \geq C_{min}$	= "No se Corrige"
"No se Corrige"	
else	
"Se Corrige"	

if $Csd_y \geq C_{min}$	= "No se Corrige"
"No se Corrige"	
else	
"Se Corrige"	

Corrección del Cortante Basal Sismico:

$$\frac{C_{min}}{Csd_x} = 0.733$$

$$FC_y := \frac{C_{min}}{Csd_y} = 0.787$$

6.4. Calculo de las Fuerzas Horizontales por Piso:

$$\phi1 := 0\% \qquad \text{Area} = 263.481 \text{ m}^2$$

$$\phi2 := 15\% \qquad \text{Area1} := (2.91 \text{ m} + 2.47 \text{ m}) \cdot (3.94 \text{ m}) = 21.197 \text{ m}^2$$

$$W_{spptipo} := (Q_{CP_PT} + \phi2 \cdot Q_{CV_PT}) \cdot \text{Area} = 174.316 \text{ tonnef}$$

$$W_{stecho} := (Q_{CP_TSM} + \phi1 \cdot Q_{CVT_TSM}) \cdot \text{Area1} = 8.225 \text{ tonnef}$$

$$W_{terraza} := (Q_{CP_TZ} + \phi2 \cdot Q_{CVT_TZ}) \cdot \text{Area} = 106.183 \text{ tonnef}$$

Distribución Vertical de las fuerzas diseño:

$$F_{T1} := \left(0.06 \cdot \frac{T_a}{T_C} - 0.02 \right) \cdot V_o = 3.083 \text{ tonnef}$$

$$F_T := \begin{cases} \text{if } F_{T1} < 4\% \cdot V_o & \\ \quad \parallel 4\% \cdot V_o & \\ \text{else if } F_{T1} > 1\% \cdot V_o & \\ \quad \parallel 10\% \cdot V_o & \end{cases} = 3.917 \text{ tonnef}$$

$$V_o - F_T = 35.253 \text{ tonnef}$$

	Peso del Nivel	Altura del Nivel			Fuerzas por piso	Cortantes por Piso
Nivel	Wi	hi(m)	Wi*hi	ΣWi*hi	Fi	Vi
Techo-SM	8.23	21.4	176.02	12066.59	0.51	4.43
Terraza	106.18	18.9	2006.86		5.86	10.29
P6	174.32	16.2	2823.92		8.25	18.54
P5	174.32	13.5	2353.27		6.88	25.42
P4	174.32	10.8	1882.61		5.50	30.92
P3	174.32	8.1	1411.96		4.13	35.05
P2	174.32	5.4	941.31		2.75	37.80
P1	174.32	2.7	470.65		1.38	39.17
Vo	Ft					
39.17	3.917					

6.5. Chequeo de Masas participativas:

Para el chequeo de masas participativas se considero segun la norma Covenin 1756-2019 el numero de modos de vibración para estructuras con mas de tres pisos o menos el Numero de modos de vibración a tomar debe ser igual a tres veces el numero de pisos.

Modal Load Participation Ratios					
File Edit Format-Filter-Sort Select Options					
Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None	
Filter: None					
	Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
▶	Modal	Acceleration	UX	99.97	97.83
	Modal	Acceleration	UY	99.97	97.92
	Modal	Acceleration	UZ	0	0

En este caso se puede observar que con los 12 modos de vibración tomados para el chequeo se alcanza a superar mas del 90% de masas participativas que nos pide la norma.

Modal Participating Mass Ratios								
File Edit Format-Filter-Sort Select Options								
Units: As Noted			Hidden Columns: No			Sort: None		
Filter: None								
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
▶	Modal	1	0.939	1.043E-06	0.8121	0	1.043E-06	0.8121
	Modal	2	0.872	0.8131	2.614E-06	0	0.8131	0.8121
	Modal	3	0.788	0.0001	0.0025	0	0.8132	0.8147
	Modal	4	0.332	0	0.1058	0	0.8132	0.9205
	Modal	5	0.31	0.1082	0	0	0.9214	0.9205
	Modal	6	0.281	1.569E-05	0.0003	0	0.9214	0.9208
	Modal	7	0.19	0	0.0389	0	0.9214	0.9596
	Modal	8	0.177	0.0386	0	0	0.96	0.9596
	Modal	9	0.16	4.253E-06	1.849E-05	0	0.96	0.9596
	Modal	10	0.138	0	0.0176	0	0.96	0.9772
	Modal	11	0.129	0.0183	0	0	0.9783	0.9772
	Modal	12	0.116	5.656E-07	0.002	0	0.9783	0.9792

6.6. Verificación de las Derivas:

TABLA 15. Norma de Diseño, Factor de Reducción (R), Factor de Sobrerresistencia (Ω_0) y Factor de Amplificación del Desplazamiento (C_d) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño. (na=no aplica).

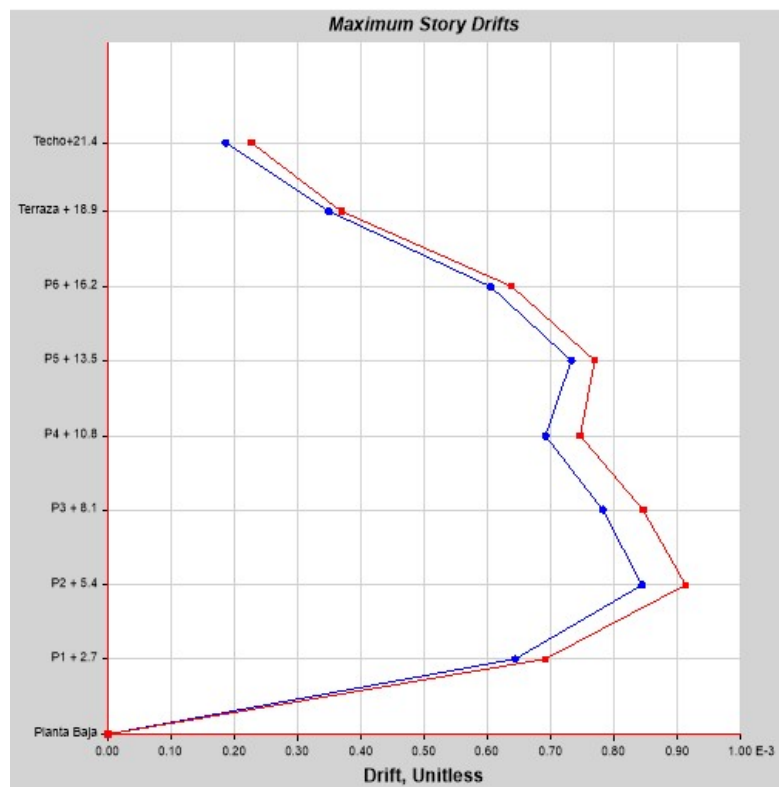
Tipo Subtipo	Sistema Sismorresistente	Material / Norma (ver 6.2.1)	R			Ω_0	C_d		
			ND3	ND2	ND1		ND3	ND2	ND1
	Pórticos de concreto armado (vigas y columnas).	Concreto / C1	6	4	2	3	4¼	3¼	1¼
I-a	Pórticos de acero estructural (vigas y columnas).	Acero / A	6	3½	2½	3	4¼	3¼	2¼
	Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas).	Ac. - conc. / A	6	4	2¼	3	4¼	3¼	2
	Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas).	Ac. - conc. / A	na	4½	na	3	na	4¼	na
	Pórticos de madera con espigas y pernos (vigas y columnas).	Madera / MD	4	2½	na	3	4	2½	na
	Pórticos prefabricados de concreto armado.	Concreto / C2	4½	3	1½	3	4½	3	1½
I-b	Pórticos de acero con vigas de celosía conectadas a momento.	Acero / A	5	na	2	3	4	na	1¼
I-c	Pórticos de acero con columnas articuladas en la base.	Acero / A	4½	3½	2	3	3½	3	1¼
I-d	Losas macizas o reticulares sobre columnas, sin vigas.	Concreto / C3	na	3	1½	3	na	3	1½
	Losas macizas sobre muros, sin vigas ni muros en una dirección. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	na	na	1½	3	na	na	1½
	Losas nervadas sobre vigas y columnas, sin vigas en la dirección de los nervios. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	na	na	1½	3	na	na	1½
II-a	Sistema dual de pórticos y muros con dinteles dúctiles, pórticos arriostrados excéntricamente o de pandeo restringido, combinación de I-a y III-a.	Concreto / C1	5½	4½	na	2½	4½	3½	na
		Acero / A	6	5	na	2½	4½	3¼	na
		Ac- - conc. / A	6	5	na	2½	4¼	3½	na
II-b	Sistema dual de pórticos y muros, pórticos arriostrados concéntricamente o paneles, combinación de I-a y III-b.	Concreto / C1	5	4¼	2½	2½	4	3½	2½
		Acero / A	5	4	3	2½	4	3½	3
		Ac- - conc. / A	5	4	2¼	2½	4¼	3¼	2¼
	Sistema dual, prefabricado, de pórticos y muros, combinación de I-a y III-b.	Concreto / C2	na	2½	1½	2½	na	2½	1½
III-a	Muros de conc. Arm. Acoplados con dinteles dúctiles.	Concreto / C1	5	na	na	2½	4¼	na	na
	Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles.	Acero / A	6	na	na	2	4¼	na	na
	Pórticos con arriostramientos de pandeo restringido.	Acero / A	6	na	na	2½	4¼	na	na
	Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles de acero.	Ac- - conc. / A	6	na	na	2½	4¼	na	na

$$C_d := 4.25$$

(Factor de amplificación del desplazamiento elástico y de la deriva elástica)

(ND3)

$$\Omega_0 := 3$$



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Techo+21.4	21.4	Top	0.000185	0.000227
Terraza + 18.9	18.9	Top	0.000349	0.000369
P6 + 16.2	16.2	Top	0.000604	0.000639
P5 + 13.5	13.5	Top	0.000732	0.00077
P4 + 10.8	10.8	Top	0.000692	0.000747
P3 + 8.1	8.1	Top	0.000783	0.000846
P2 + 5.4	5.4	Top	0.000844	0.000914
P1 + 2.7	2.7	Top	0.000644	0.000691
Planta Baja	0	Top	0	0

$$\Delta_{max_deriva_elastica_x} := 0.000844$$

$$C_d = 4.25$$

$$\Delta_{max_deriva_elastica_y} := 0.000914$$

$$\Delta_{max_deriva_inelastica_x} := C_d \cdot \Delta_{max_deriva_elastica_x} = 0.004$$

$$\Delta_{max_deriva_inelastica_y} := C_d \cdot \Delta_{max_deriva_elastica_y} = 0.004$$

TABLA 25. Valores límites de la relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ para el Sismo de Diseño

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Grupo de Importancia		
	A1, A2	B1	B2, C
Componentes frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,008	0,010	0,012
Componentes dúctiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,016	0,018
Componentes no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,022

$$\Delta_{max_deriva} := 0.022$$

```

if  $\Delta_{max\_deriva\_inelastica\_x} < \Delta_{max\_deriva}$  = "Cumple"
  || "Cumple"
else
  || "No Cumple"
if  $\Delta_{max\_deriva\_inelastica\_y} < \Delta_{max\_deriva}$  = "Cumple"
  || "Cumple"
else
  || "No Cumple"

```

7. Diseño de Losas Nervadas:

$$h_f := 5 \text{ cm} \quad (\text{Altura del ala del nervio})$$

$$b_f := 50 \text{ cm} \quad (\text{Ancho del ala del nervio})$$

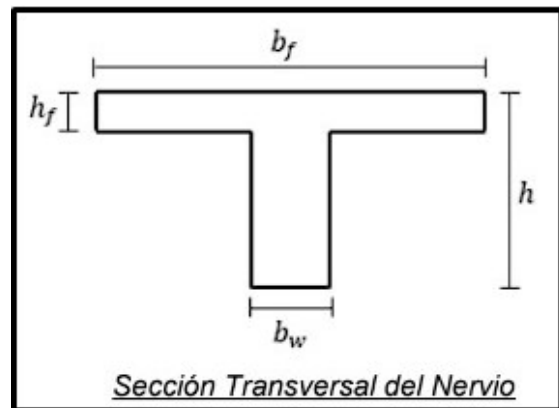
$$b_w := 10 \text{ cm} \quad (\text{Ancho del alma del nervio})$$

$$h := 25 \text{ cm} \quad (\text{Altura total del nervio})$$

$$r_l := 3 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento de la losa})$$

$$d := h - r_l = 22 \text{ cm} \quad (\text{Altura util de la losa})$$

$$P_{P_PT} = 315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Peso propio de la losa})$$



Planta Tipo (1-2-3-4-5-6):

$$Q_{CP_PT} = 635.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CV_PT} = 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{CP_PT} := Q_{CP_PT} \cdot b_f = 317.668 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad q_{CV_PT} := Q_{CV_PT} \cdot b_f = 87.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{ser_PT} := q_{CP_PT} + q_{CV_PT} = 405.168 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{U_PT} := \begin{cases} 1.4 \cdot q_{CP_PT} > 1.2 \cdot q_{CP_PT} + 1.6 \cdot q_{CV_PT} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 1.4 \cdot q_{CP_PT} \\ \text{else if } 1.4 \cdot q_{CP_PT} < 1.2 \cdot q_{CP_PT} + 1.6 \cdot q_{CV_PT} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 1.2 \cdot q_{CP_PT} + 1.6 \cdot q_{CV_PT} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases} = 521.202 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad (\text{Carga Ultima})$$

$$B_{VP_TZ} = 0.3 \text{ m}$$

(Ancho de Viga)

$$L_{N_AB} := 3.65 \text{ m} - B_{VP_TZ} = 3.35 \text{ m}$$

(Longitud Libre entre Apoyos)

$$L_{N_BC} := 3.08 \text{ m} - B_{VP_TZ} = 2.78 \text{ m}$$

$$f'_C = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$L_{N_CD} := 2.91 \text{ m} - B_{VP_TZ} = 2.61 \text{ m}$$

$$f_Y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$L_{N_DE} := 2.47 \text{ m} - B_{VP_TZ} = 2.17 \text{ m}$$

$$L_{N_EF} := 3.64 \text{ m} - B_{VP_TZ} = 3.34 \text{ m}$$

Losa 1 = Losa 7

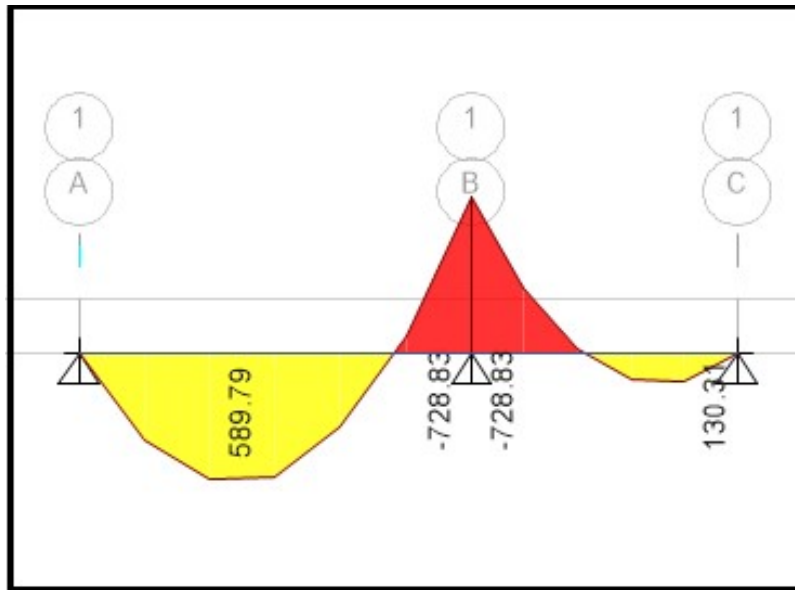


Diagrama de Momento L1 (Software ETABS)

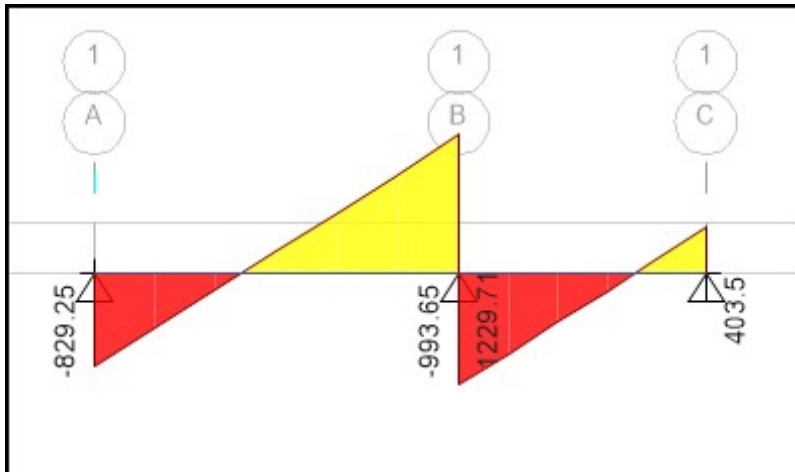


Diagrama de Cortante L1 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_U := 1229.71 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_C := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 14913.219 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \text{kg} \text{ (Cortante nominal resistente del concreto minorado)}$$

if $V_U \leq V_C$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else if $V_U \geq V_C$
 || "No Cumple"

Diseño por flexión: (Apoyo A-C)

$$M_{n1} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 243.716 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_1 := \frac{M_{n1}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.024$$

$$\omega_1 := 0.027 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$j u_1 := (1 - 0.59 \cdot \omega_1) = 0.984$$

$$A_{S1_AC} := \frac{M_{n1}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_1 \cdot d} = 0.298 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero de Refuerzo})$$

$$A_{Smin1} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } A_{S1_AC} < A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Smin1} \\ \text{else if } A_{S1_AC} > A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{S1_AC} \end{array} \right| = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero Minimo 1 } \emptyset \text{ 5/8"})$$

Diseño por flexión: (Apoyo B)

$$M_{UB} := 728.83 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo negativo en B})$$

$$k_2 := \frac{M_{UB}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0717$$

$$\omega_2 := 0.084 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$j u_2 := (1 - 0.59 \cdot \omega_2) = 0.95$$

$$A_{S2_B} := \frac{M_{UB}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_2 \cdot d} = 0.922 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero de refuerzo 1 } \emptyset \text{ 1/2"})$$

Diseño por flexión: (Tramo A-B; B-C)

$$M_{UAB} := 589.79 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Se toma el Momento ultimo positivo en A-B por ser el mayor para diseñar el acero corrido de losa})$$

$$k_3 := \frac{M_{UAB}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.058$$

$$\omega_3 := 0.067 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$j u_3 := (1 - 0.59 \cdot \omega_3) = 0.96$$

$$A_{S3_AB} := \frac{M_{UAB}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_3 \cdot d} = 0.738 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero de Refuerzo})$$

$$A_{Smin2} := \frac{14}{f_Y} \cdot (b w \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S3_AB} < A_{Smin2} \\ \quad \parallel A_{Smin2} \\ \text{else if } A_{S2_B} > A_{Smin2} \\ \quad \parallel A_{S3_AB} \end{array} \left| = 0.738 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara el Acero calculado } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'')$$

Acero Transversal (por temperatura):

$$b := 100 \text{ cm} \quad h_L := 5 \text{ cm}$$

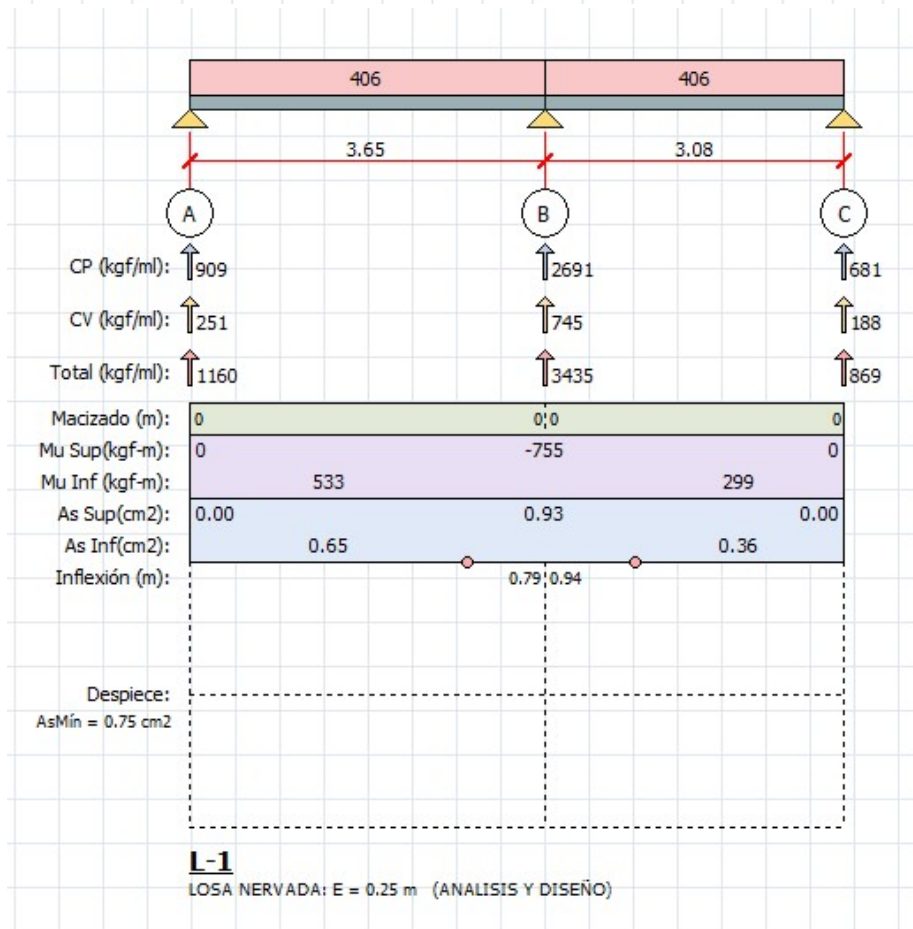
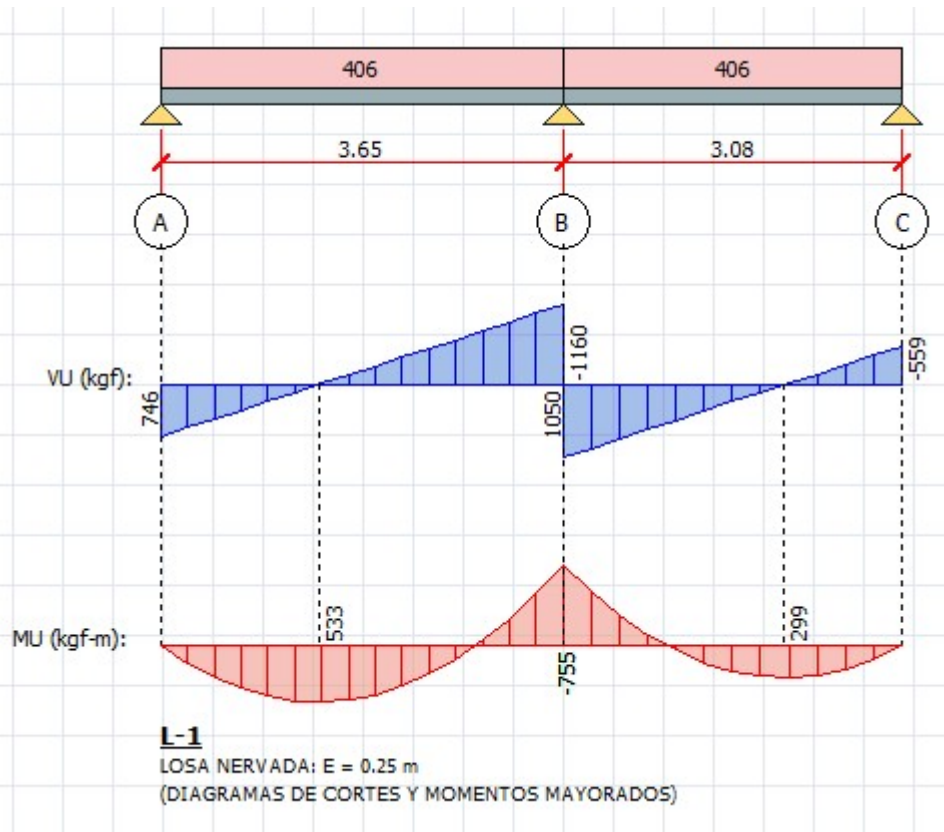
$$A_{ST} := 0.0018 \cdot b \cdot h_L = 0.9 \text{ cm}^2$$

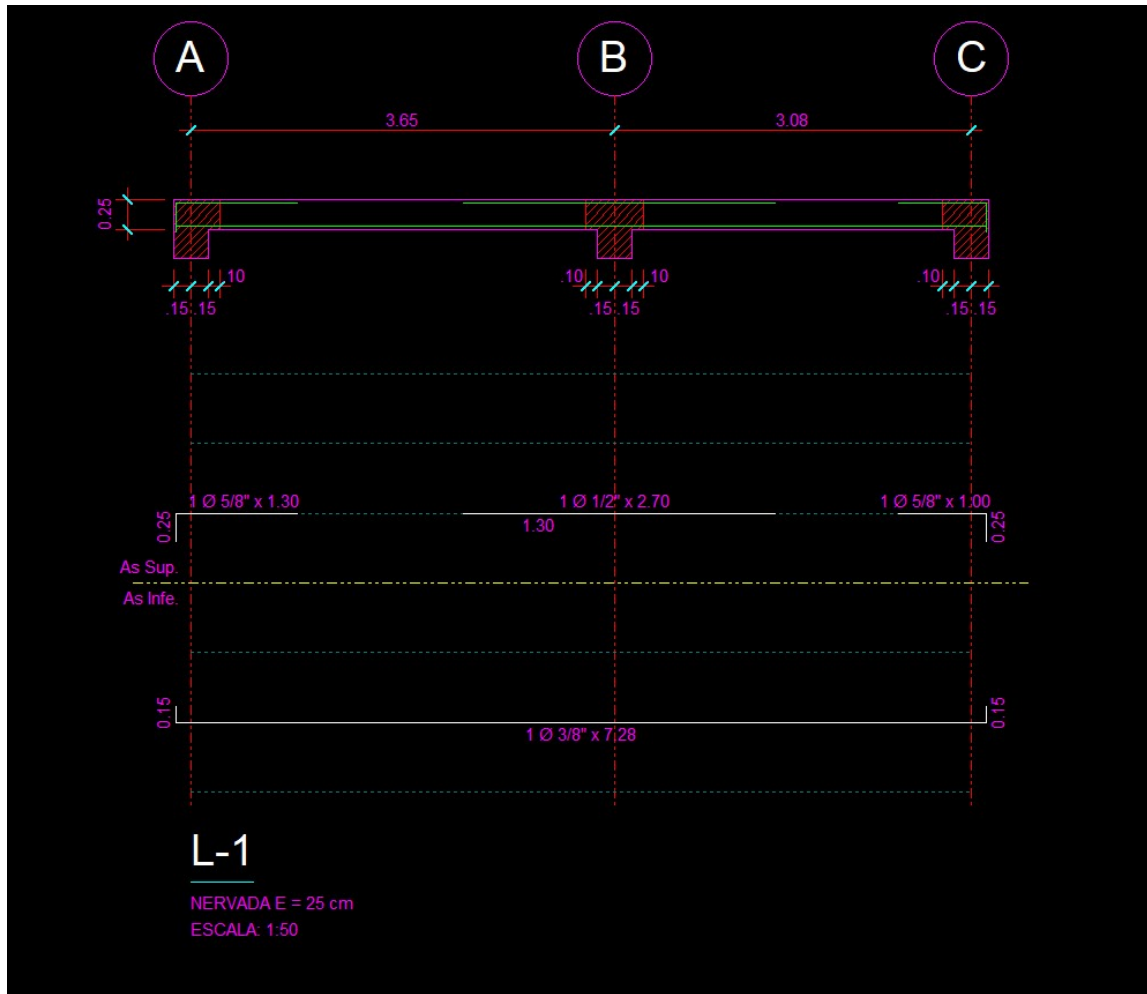
$$A_{ST} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$S_{max} := 5 \cdot h_L = 25 \text{ cm}$$

(Se usara para el acero transversal de todas las losas 1 Ø 1/2" @ 25cm)

Comparación con el software IP3Losas (Losa 1 = Losa 7)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_1 = 1.557 \quad kc := 0.1448 \quad r_{losa} := 3 \text{ cm} \quad M_{max1} := 755 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_c := \sqrt{\frac{M_{max1} \cdot FM_1}{kc \cdot f_c \cdot bw}} = 19.659 \text{ cm} \quad h_{res} := d_c + r_{losa} = 23 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos:

$$M_{nc1} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 243.716 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{1c} := \frac{M_{nc1}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.024 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$j_{u_{c1}} := 0.9840$$

$$A_{Sc_AC} := \frac{M_{max1} \cdot FM_1}{0.9 \cdot f_Y \cdot j_{u_{c1}} \cdot d} = 1.436 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{Sc_AC} < A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Smin1} \\ \text{else if } A_{Sc_AC} > A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Sc_AC} \end{array} \quad = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara el Acero Minimo } 1 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8'')$$

Losa 2 = Losa 8

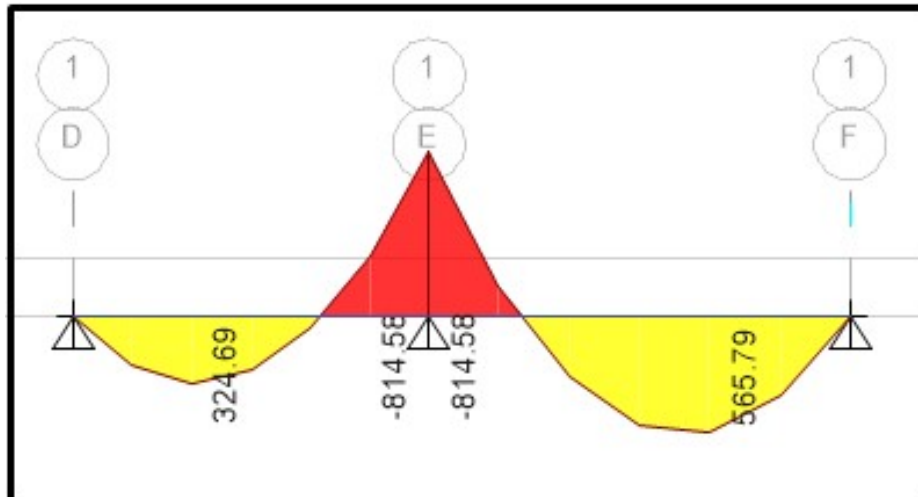


Diagrama de Momento L2 (Software ETABS)

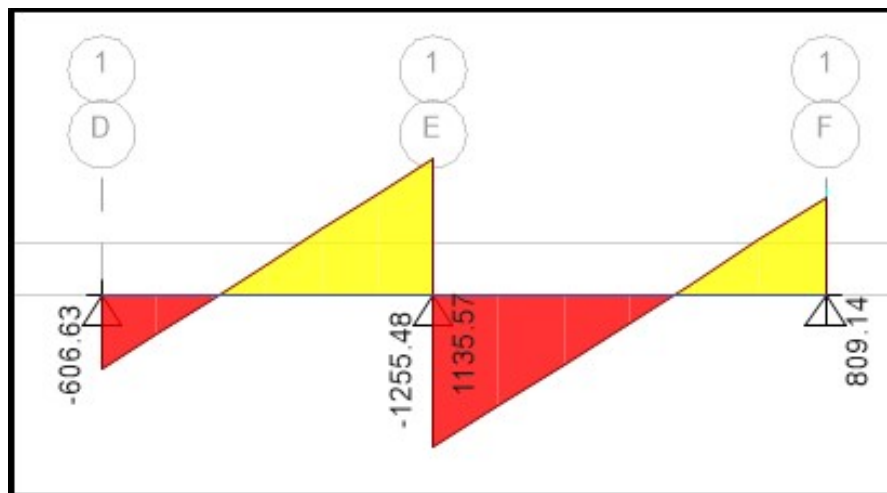


Diagrama de Cortante L2 (Software ETABS)

Diseño por corte:

(Cortante último mayorado)

$$V_{U2} := 1255.48 \text{ kgf}$$

(Cortante nominal resistente del concreto minorado)

$$V_{C2} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{U2} \leq V_{C2} \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else if } V_{U2} \geq V_{C2} \\ \quad \parallel \text{"No Cumple"} \end{array} \quad = \text{"Cumple"}$$

Diseño por flexión: (Apoyo D-F)

$$M_{n1.1} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_EF}^2}{24} = 242.263 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{1.1} := \frac{M_{n1.1}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0238$$

$$\omega_{1.1} := 0.02686 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$j u_{1.1} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.1}) = 0.984$$

$$A_{S1.1_DF} := \frac{M_{n1.1}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.1} \cdot d} = 0.296 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero de Refuerzo})$$

$$A_{Smin1.1_DF} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } A_{S1.1_DF} < A_{Smin1.1_DF} \\ \quad \left\| A_{Smin1.1_DF} \right. \\ \text{else if } A_{S1.1_DF} > A_{Smin1.1_DF} \\ \quad \left\| A_{S1.1_DF} \right. \end{array} \right\} = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero Minimo 1 } \emptyset \text{ 5/8" })$$

Diseño por flexión: (Apoyo E)

$$M_{UE} := 814.58 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo negativo en E})$$

$$k_{2.1} := \frac{M_{UE}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0801$$

$$\omega_{2.1} := 0.094 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$j u_{2.1} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{2.1}) = 0.945$$

$$A_{S2.1_E} := \frac{M_{UE}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{2.1} \cdot d} = 1.037 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero Minimo 1 } \emptyset \text{ 1/2" })$$

Diseño por flexión: (Tramo D-E; E-F)

$$M_{UEF} := 569.75 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Se toma el Momento ultimo positivo en E-F por ser el mayor para diseñar el acero corrido de losa})$$

$$k_{3.1} := \frac{M_{UEF}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0561$$

$$\omega_{3.1} := 0.065 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$j u_{3,1} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3,1}) = 0.962$$

$$A_{S3.1_EF} := \frac{M_{UEF}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3,1} \cdot d} = 0.712 \text{ cm}^2$$

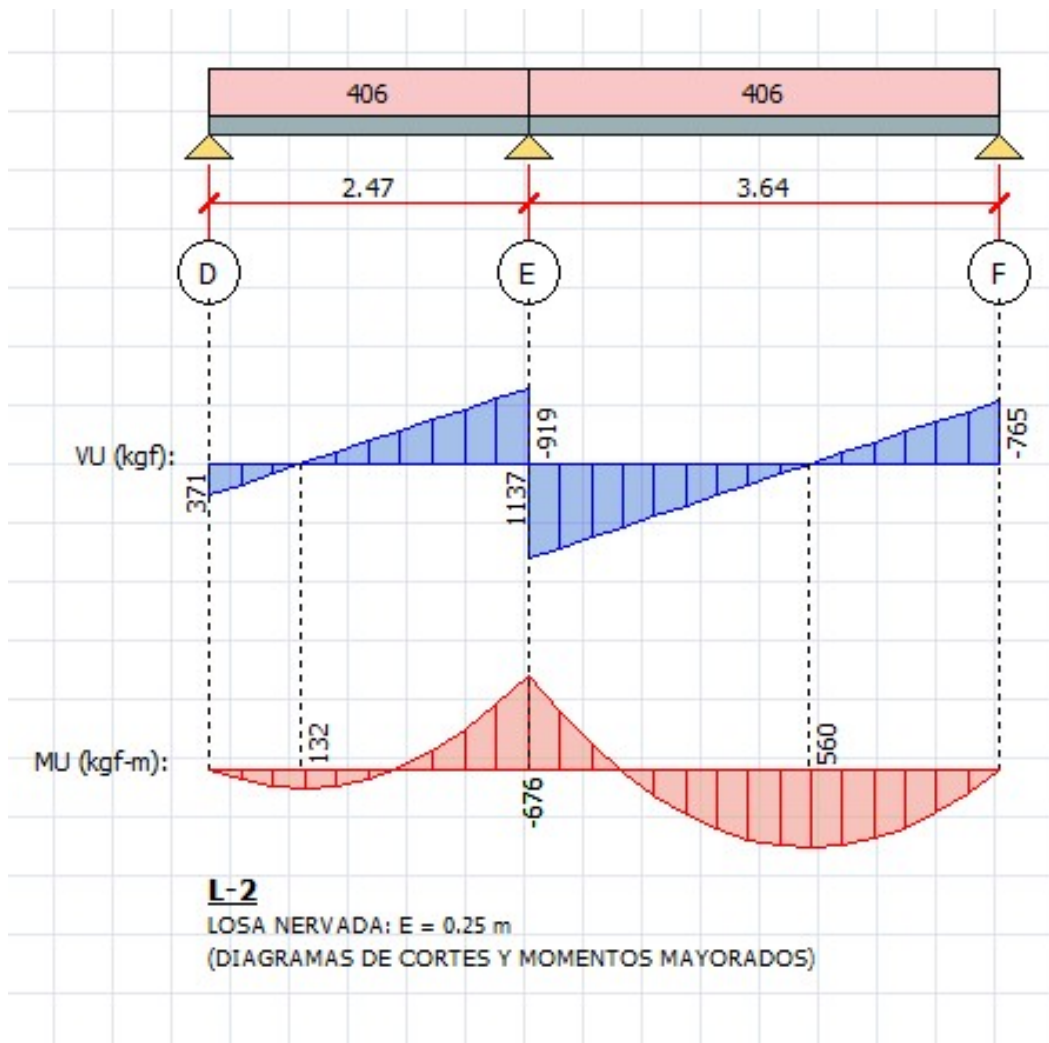
(Acero de Refuerzo)

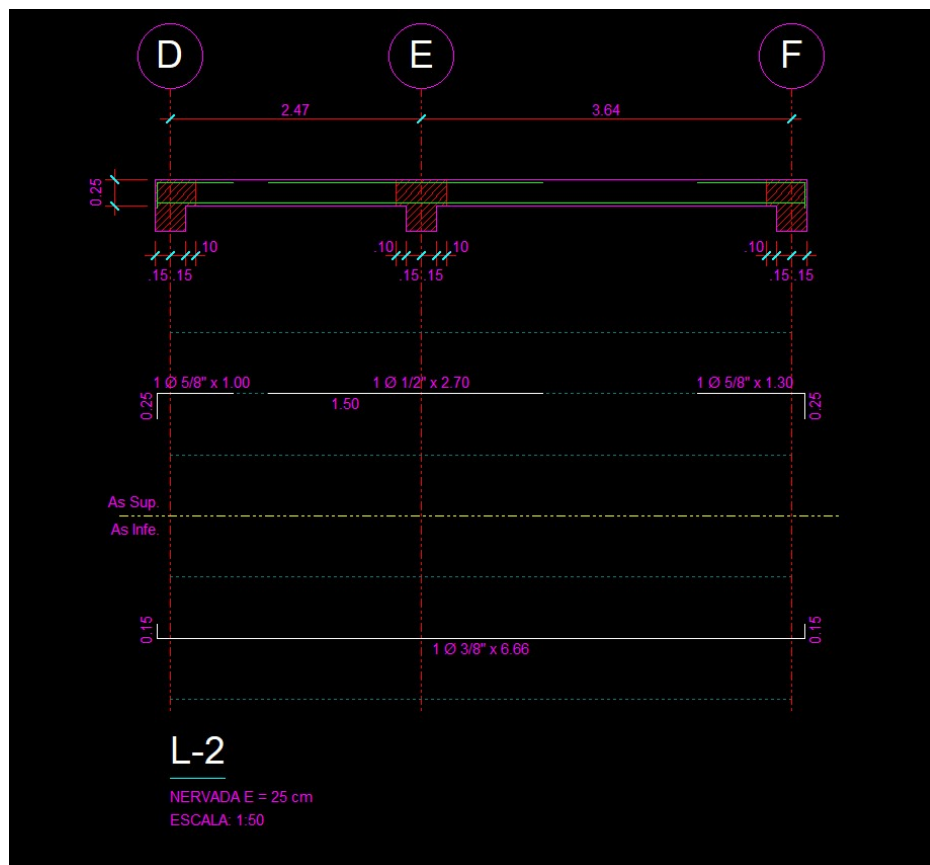
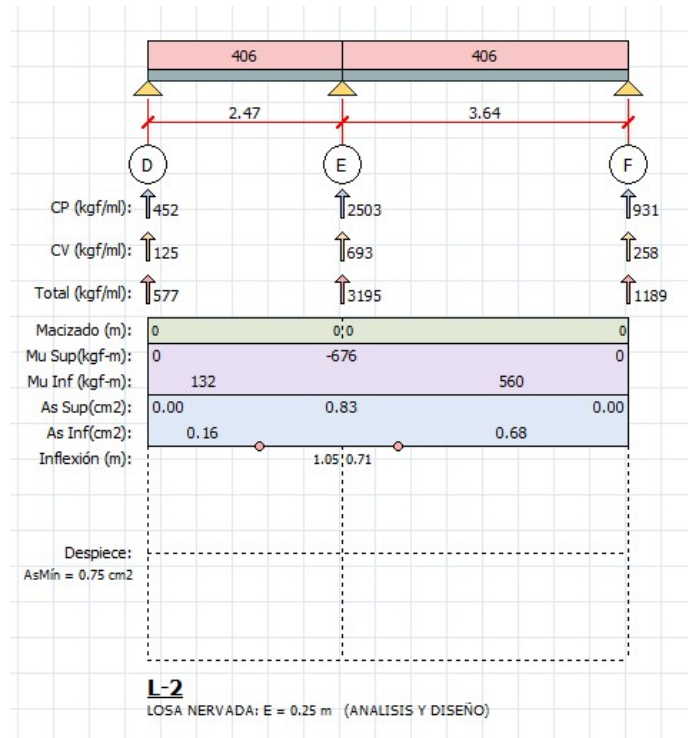
$$A_{Smin3.1_EF} := \frac{14}{f_Y} \cdot (b w \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

if $A_{S3.1_EF} < A_{Smin3.1_EF}$ $= 0.733 \text{ cm}^2$ (Se usara el Acero minimo 1 Ø 3/8")
 $\parallel A_{Smin3.1_EF}$
 else if $A_{S3.1_EF} > A_{Smin3.1_EF}$
 $\parallel A_{S3.1_EF}$

Comparación con el software IP3Losas (Losa 2 = Losa 8)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_1 = 1.557$$

$$kc = 0.1448$$

$$M_{max2} := 676 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{c2} := \sqrt{\frac{M_{max2} \cdot FM_1}{k_c \cdot f_c \cdot bw}} = 18.602 \text{ cm}$$

$$h_{res2} := d_{c2} + r_{losa} = 22 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos :

$$M_{nc2} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_EF}^2}{24} = 242.263 \text{ kgf} \cdot m$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{2c} := \frac{M_{nc2}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0238$$

$$j_{u_{c2}} := 0.9842$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$A_{Sc_DF} := \frac{M_{max2} \cdot FM_1}{0.9 \cdot f_y \cdot j_{u_{c2}} \cdot d} = 1.286 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

if $A_{Sc_DF} < A_{Smin1}$ A_{Smin1} else if $A_{Sc_DF} > A_{Smin1}$ A_{Sc_DF}	$= 1.467 \text{ cm}^2$	(Se usara el Acero Minimo 1 Ø 5/8")
--	------------------------	-------------------------------------

Losa 3 = Losa 5

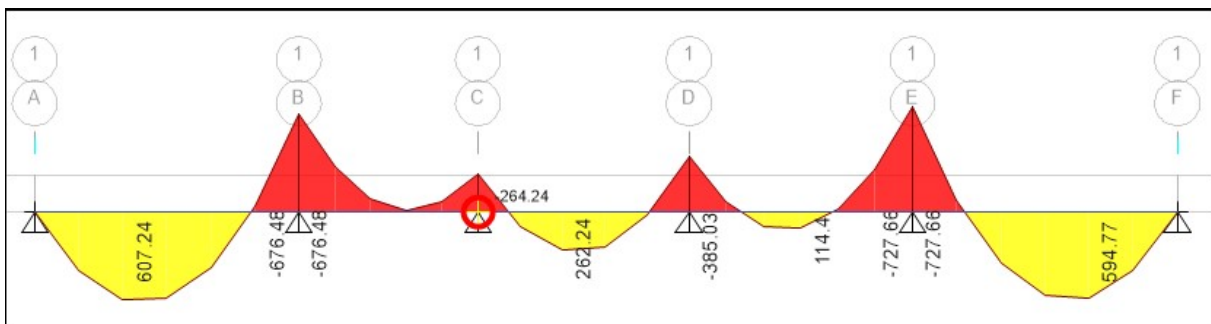


Diagrama de Momento L3 (Software ETABS)

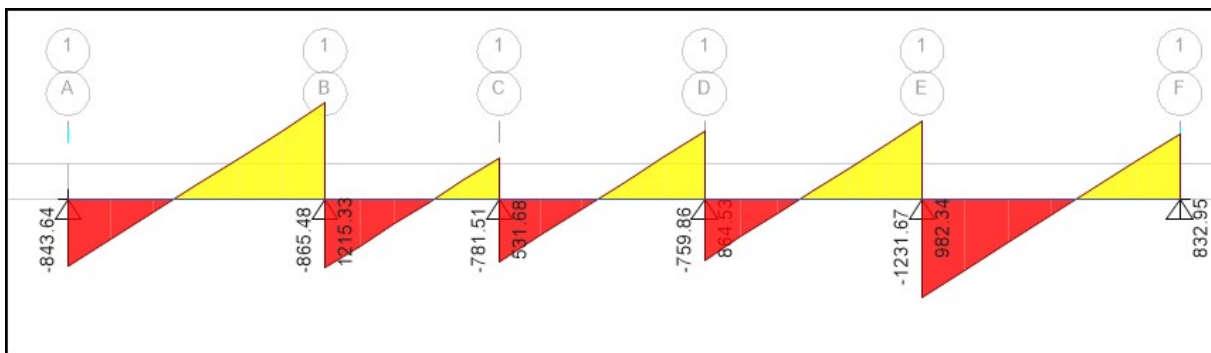


Diagrama de Cortante L3 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{U3} := 1231.6 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_{C3} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_C \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

(Cortante nominal resistente del concreto minorado)

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{U3} \leq V_{C3} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } V_{U3} \geq V_{C3} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right. = \text{"Cumple"}$$

Diseño por flexión: (Apoyo A-F)

$$M_{n1.2} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 243.716 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{1.2} := \frac{M_{n1.2}}{f'_C \cdot bw \cdot d^2} = 0.024$$

$$\omega_{1.2} := 0.027$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$j u_{1.2} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.2}) = 0.984$$

$$A_{S1.2_AF} := \frac{M_{n1.2}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.2} \cdot d} = 0.298 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero de Refuerzo})$$

$$A_{Smin1.2_AF} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.2_AF} < A_{Smin1.2_AF} \\ \quad \parallel A_{Smin1.2_AF} \\ \text{else if } A_{S1.2_AF} > A_{Smin1.2_AF} \\ \quad \parallel A_{S1.2_AF} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right. = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero Minimo } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'')$$

Diseño por flexión: (Apoyos B-C-D-E)

$$M_{UE1} := 727.86 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento ultimo negativo en E)

$$k_{2.2} := \frac{M_{UE1}}{f'_C \cdot bw \cdot d^2} = 0.0716$$

$$\omega_{2.2} := 0.095$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$j u_{2.2} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{2.2}) = 0.944$$

$$A_{S2.2_E} := \frac{M_{UE1}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{2.2} \cdot d} = 0.927 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero de refuerzo } 1 \text{ } \varnothing 1/2'')$$

Diseño por flexión: (Tramo A-B; B-C; C-D; D-E; E-F)

$$M_{UAB1} := 607.24 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Se toma el Momento ultimo positivo en A-B por ser el mayor para diseñar el acero corrido de losa})$$

$$k_{3.2} := \frac{M_{UAB1}}{f'_C \cdot b w \cdot d^2} = 0.0597$$

$$\omega_{3.2} := 0.069 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

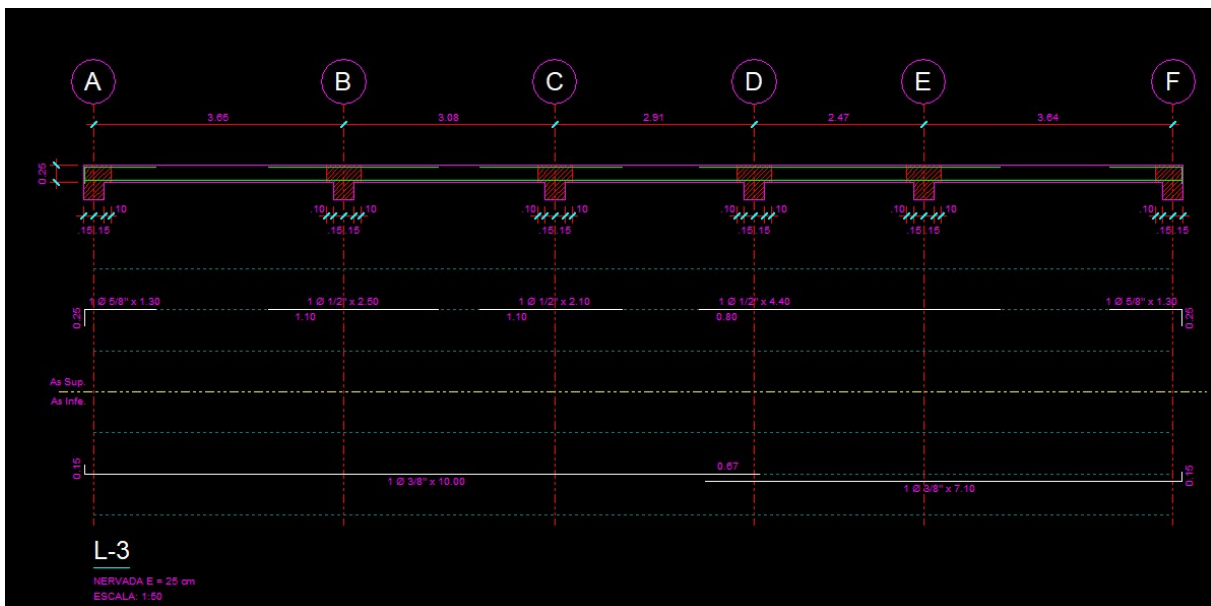
$$j u_{3.2} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3.2}) = 0.959$$

$$A_{S3.2_AB} := \frac{M_{UAB1}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3.2} \cdot d} = 0.761 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero de Refuerzo})$$

$$A_{Smin3.2_AB} := \frac{14}{f_Y} \cdot (b w \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S3.2_AB} < A_{Smin3.2_AB} \\ \quad \parallel A_{Smin3.2_AB} \\ \text{else if } A_{S3.2_AB} > A_{Smin3.2_AB} \\ \quad \parallel A_{S3.2_AB} \end{array} \quad \left| \right. = 0.761 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara el Acero de refuerzo } 1 \text{ } \varnothing 3/8'')$$

Comparación con el software IP3Losas (Losa 3 = Losa 5)



Armado de acero (Software IP3CAD)

Losa 4:

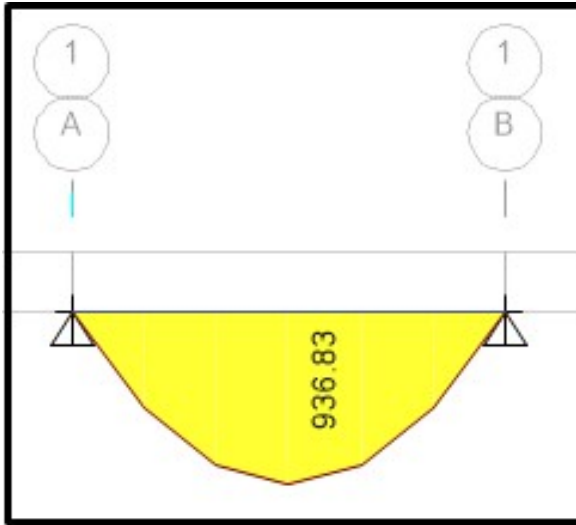


Diagrama de Momento L4 (Software ETABS)

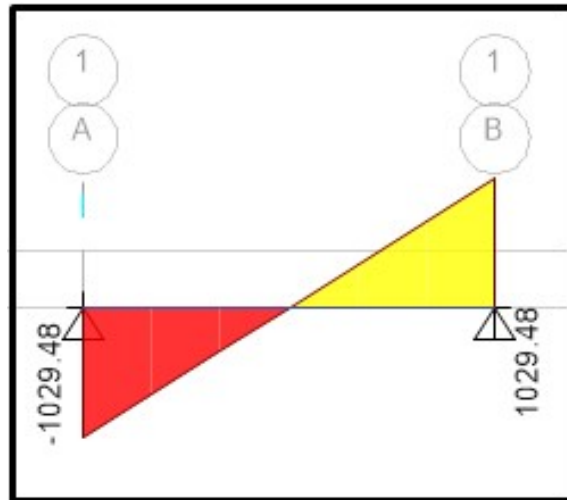


Diagrama de Cortante L4 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{U4} := 1029.48 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)
(Cortante nominal resistente del
concreto minorado)

$$V_{C4} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_C} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{U4} \leq V_{C4} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } V_{U4} \geq V_{C4} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \quad = \text{ "Cumple" }$$

Diseño por flexión: (Apoyo A-B)

$$M_{n1.3} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 243.716 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{1.3} := \frac{M_{n1.3}}{f'_C \cdot bw \cdot d^2} = 0.024$$

$$\omega_{1.3} := 0.027$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{1.3} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.3}) = 0.984$$

$$A_{S1.3_AB} := \frac{M_{n1.3}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.3} \cdot d} = 0.298 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero de Refuerzo})$$

$$A_{Smin1.3_AB} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.3_AB} < A_{Smin1.3_AB} \\ \quad \parallel A_{Smin1.3_AB} \\ \text{else if } A_{S1.3_AB} > A_{Smin1.3_AB} \\ \quad \parallel A_{S1.3_AB} \end{array} \quad = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero Minimo } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'')$$

Diseño por flexión: (Tramo A-B)

$$M_{UAB2} := 936.83 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Se toma el Momento ultimo positivo A-B})$$

$$k_{3.3} := \frac{M_{UAB2}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0922$$

$$\omega_{3.3} := 0.0195$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{3.3} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3.3}) = 0.988$$

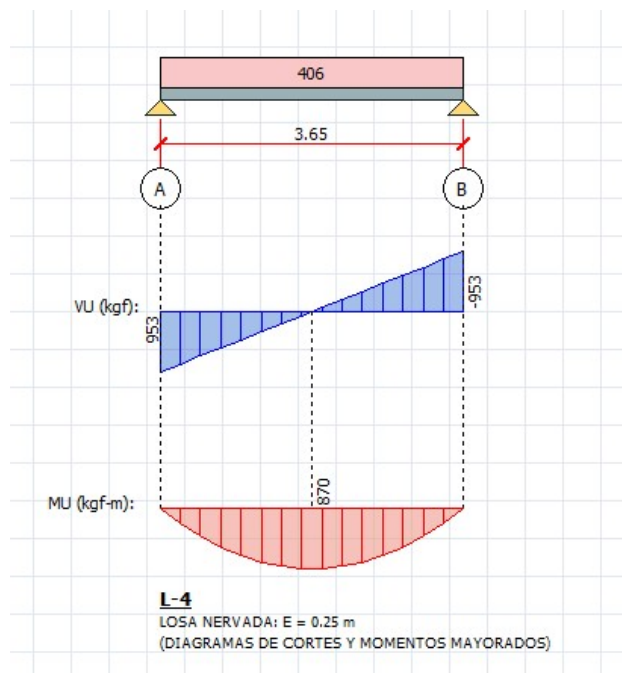
(Acero de Refuerzo)

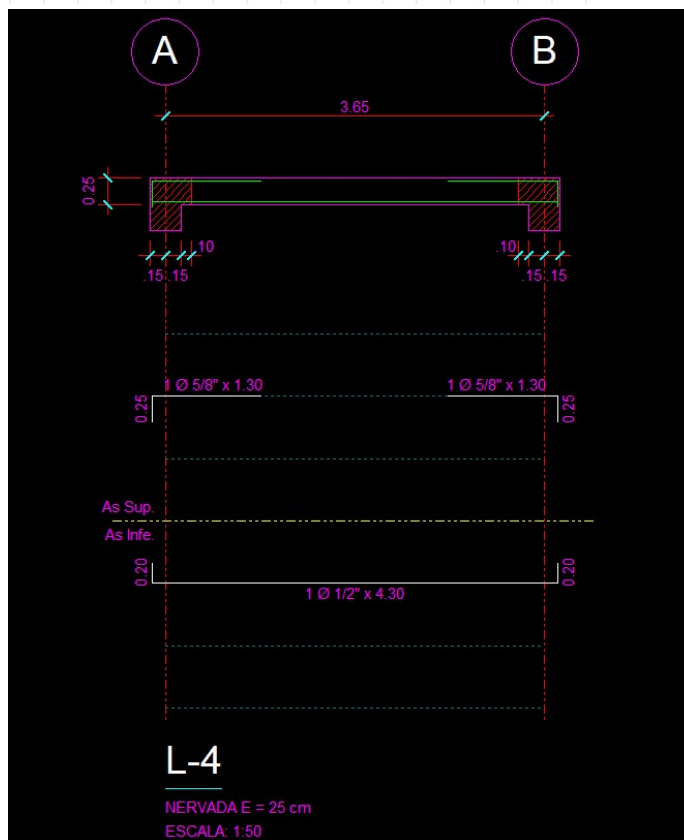
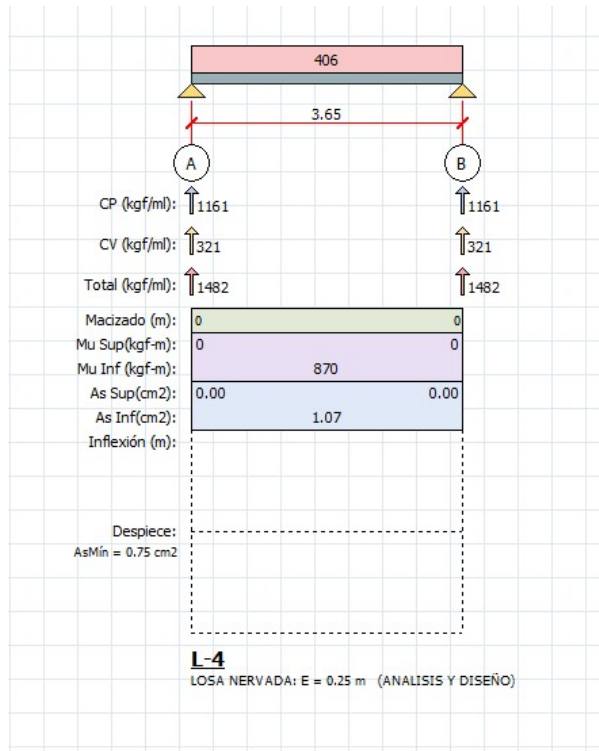
$$A_{S3.3_AB} := \frac{M_{UAB2}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3.3} \cdot d} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin3.3_AB} := \frac{14}{f_Y} \cdot (bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S3.3_AB} < A_{Smin3.3_AB} \\ \quad \parallel A_{Smin3.3_AB} \\ \text{else if } A_{S3.3_AB} > A_{Smin3.3_AB} \\ \quad \parallel A_{S3.3_AB} \end{array} \quad = 1.14 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara el Acero refuerzo } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2'')$$

Comparación con el software IP3Losas (Losa 4)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_1 = 1.557$$

$$kc = 0.1448$$

$$M_{max4} := 870 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{c4} := \sqrt{\frac{M_{max4} \cdot FM_1}{kc \cdot f'_C \cdot bw}} = 21.103 \text{ cm}$$

$$h_{res4} := d_{c4} + r_{losa} = 24 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos :

$$M_{nc4} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 243.716 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento m\u00ednimo normativo})$$

$$k_{4c} := \frac{M_{nc4}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.024$$

$$j u_{c4} := 0.98421 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$A_{Sc_AB1} := \frac{M_{max4} \cdot FM_1}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{c4} \cdot d} = 1.655 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero M\u00ednimo})$$

if $A_{Sc_AB1} < A_{Smin1}$	$= 1.655 \text{ cm}^2$	(Se usara el Acero de refuerzo 1 Ø 5/8")
A_{Smin1}		
else if $A_{Sc_AB1} > A_{Smin1}$	$= A_{Sc_AB1}$	

Losa 5:

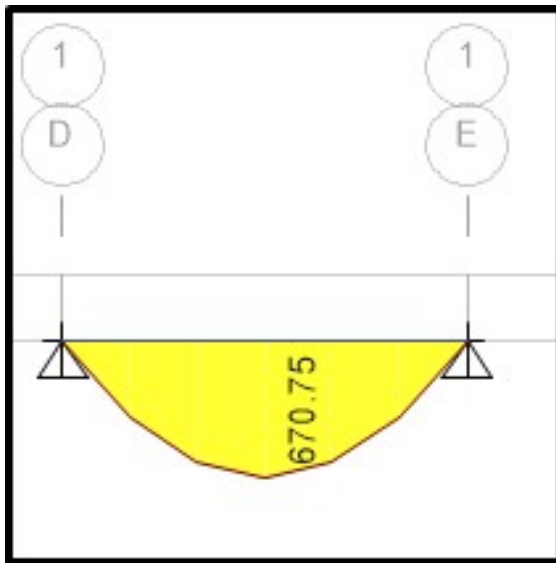


Diagrama de Momento L5 (Software ETABS)

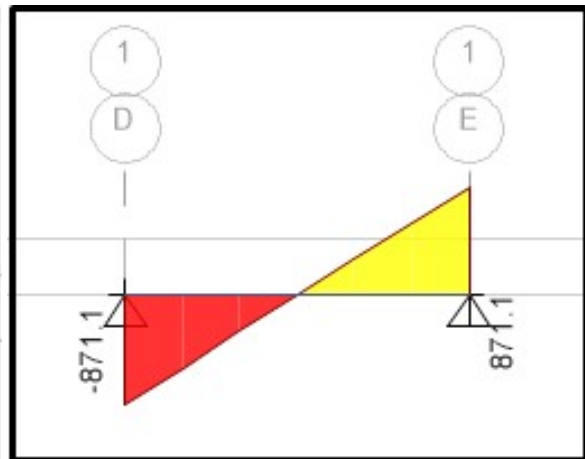


Diagrama de Cortante L5 (Software ETABS)

Dise\u00f1o por corte:

$$V_{U5} := 871.1 \text{ kgf} \quad (\text{Cortante \u00faltimo mayorado})$$

$$V_{C5} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf} \quad (\text{Cortante nominal resistente del concreto minorado})$$

if $V_{U5} \leq V_{C5}$	$= \text{"Cumple"}$
"Cumple"	
else if $V_{U5} \geq V_{C5}$	$= \text{"No Cumple"}$
"No Cumple"	

Diseño por flexión: (Apoyo D-E)

$$M_{n1.4} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_DE}^2}{24} = 102.262 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{1.4} := \frac{M_{n1.4}}{f_C \cdot bw \cdot d^2} = 0.0101$$

$$\omega_{1.4} := 0.011$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{1.4} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.4}) = 0.994$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{S1.4_DE} := \frac{M_{n1.4}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.4} \cdot d} = 0.124 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin1.4_DE} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.4_DE} < A_{Smin1.4_DE} \\ \quad \parallel A_{Smin1.4_DE} \\ \text{else if } A_{S1.4_DE} > A_{Smin1.4_DE} \\ \quad \parallel A_{S1.4_DE} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} = 1.467 \text{ cm}^2 \\ \\ \\ \end{array} \right. \quad (\text{Se usara Acero Minimo 1 } \emptyset \text{ 5/8"})$$

Diseño por flexión: (Tramo D-E)

$$M_{UDE3} := 670.75 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Se toma el Momento ultimo positivo D-E})$$

$$k_{3.4} := \frac{M_{UDE3}}{f_C \cdot bw \cdot d^2} = 0.066$$

$$\omega_{3.4} := 0.077$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{3.4} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3.4}) = 0.955$$

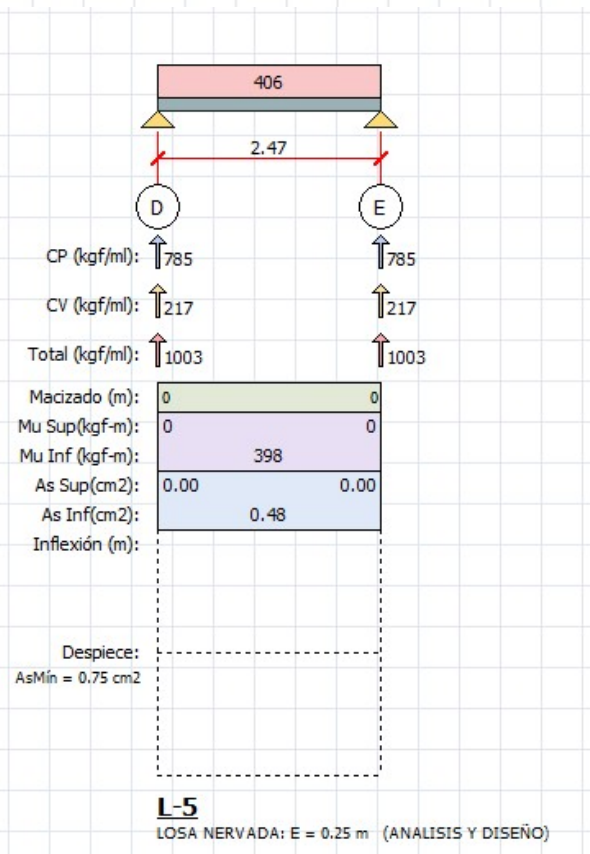
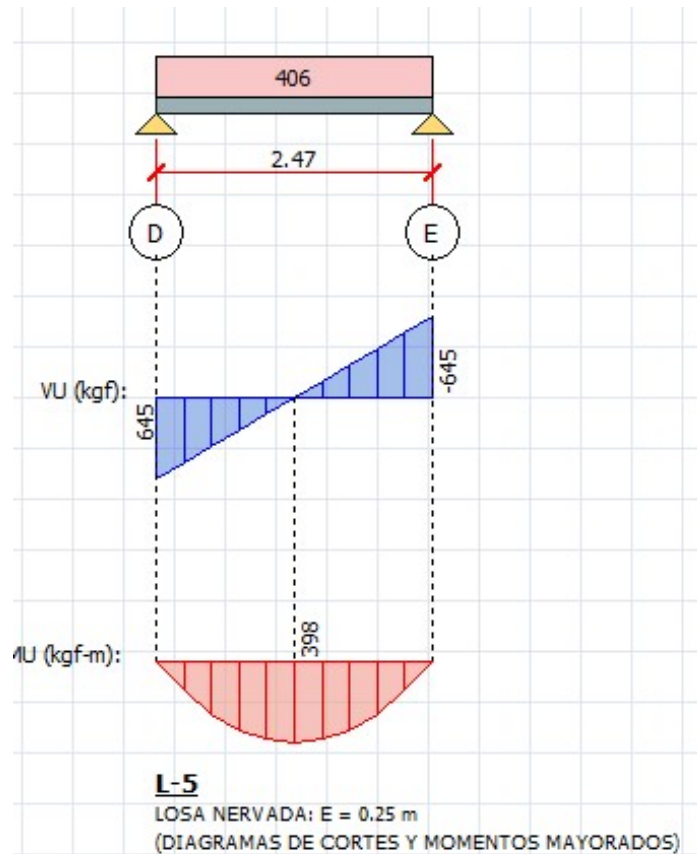
(Acero de Refuerzo)

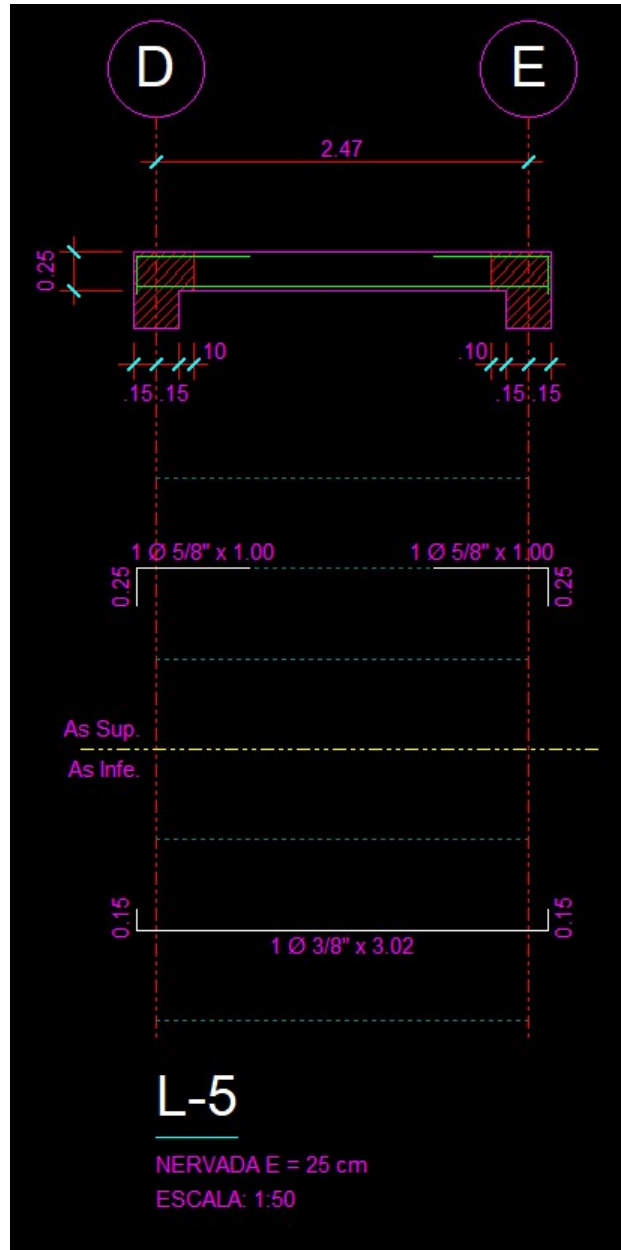
$$A_{S3.4_DE} := \frac{M_{UDE3}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3.4} \cdot d} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin3.4_DE} := \frac{14}{f_Y} \cdot (bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S3.4_DE} < A_{Smin3.4_DE} \\ \quad \parallel A_{Smin3.4_DE} \\ \text{else if } A_{S3.4_DE} > A_{Smin3.4_DE} \\ \quad \parallel A_{S3.4_DE} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} = 0.845 \text{ cm}^2 \\ \\ \\ \end{array} \right. \quad (\text{Se usara el Acero refuerzo 1 } \emptyset \text{ 1/2"})$$

Comparación con el software IP3Losas (Losa 5)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_1 = 1.557$$

$$kc = 0.1448$$

$$M_{max5} := 398 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{c5} := \sqrt{\frac{M_{max5} \cdot FM_1}{kc \cdot f_c \cdot bw}} = 14.273 \text{ cm}$$

$$h_{res5} := d_{c5} + r_{losa} = 17 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos :

$$M_{nc5} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_DE}^2}{24} = 102.262 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{5c} := \frac{M_{nc5}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0101$$

$$j_{u_{c5}} := 0.99$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$A_{Sc_DE1} := \frac{M_{max5} \cdot FM_1}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{c5} \cdot d} = 0.752 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{Sc_DE1} < A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Smin1} \\ \text{else if } A_{Sc_DE1} > A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Sc_DE1} \end{array} = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara el Acero de refuerzo } 1 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8'')$$

Terraza:

$$Q_{CP_TZ} = 388 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CVT_TZ} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{CP_TZ} := Q_{CP_TZ} \cdot bf = 194 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{CVT_TZ} := Q_{CVT_TZ} \cdot bf = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{ser_TZ} := q_{CP_TZ} + q_{CVT_TZ} = 244 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\begin{array}{l} q_{U_TZ} := \text{if } 1.4 \cdot q_{CP_TZ} > 1.2 \cdot q_{CP_TZ} + 1.6 \cdot q_{CVT_TZ} \\ \quad \parallel 1.4 \cdot q_{CP_TZ} \\ \quad \text{else if } 1.4 \cdot q_{CP_TZ} < 1.2 \cdot q_{CP_TZ} + 1.6 \cdot q_{CVT_TZ} \\ \quad \parallel 1.2 \cdot q_{CP_TZ} + 1.6 \cdot q_{CVT_TZ} \end{array} = 312.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad (\text{Carga Ultima})$$

Losa 1 = Losa 7

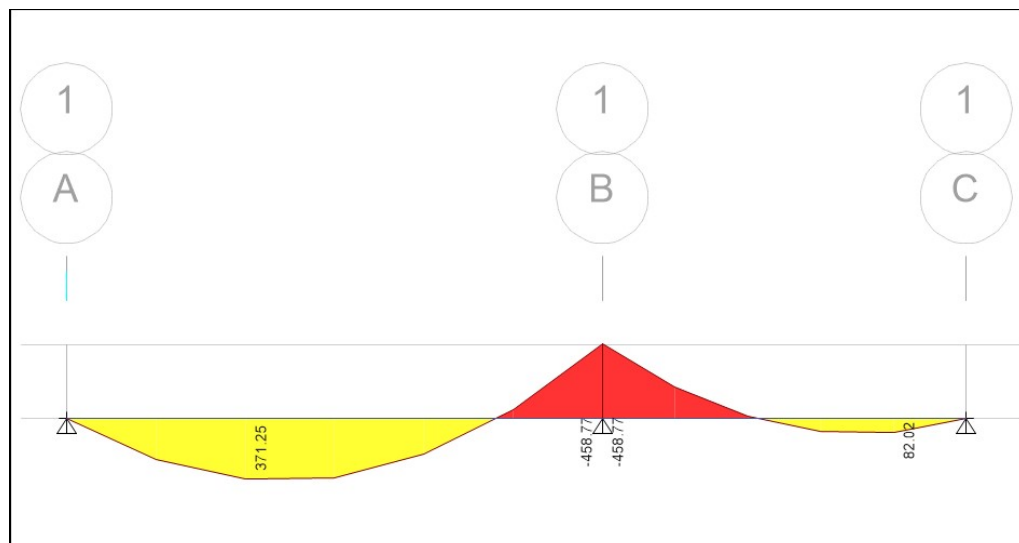


Diagrama de Momento L1 (Software ETABS)

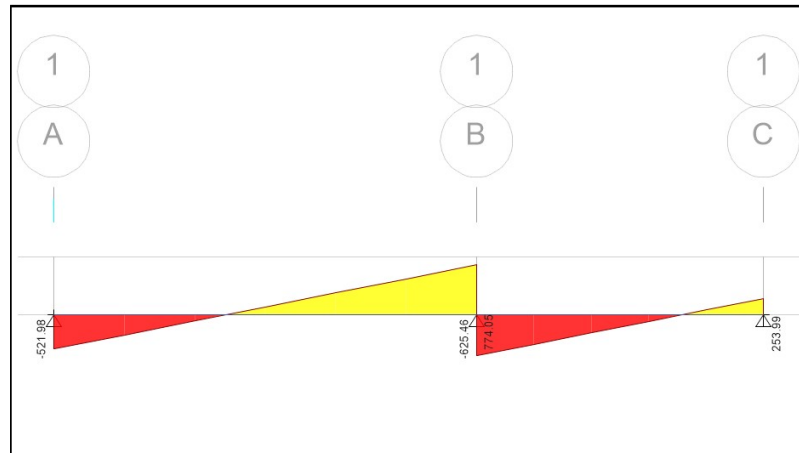


Diagrama de Cortante L1 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{UT} := 774.05 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_{CT} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf} \quad \text{(Cortante nominal resistente del concreto minorado)}$$

if $V_{UT} \leq V_{CT}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else if $V_{UT} \geq V_{CT}$ |
 || "No Cumple"

Diseño por flexión: (Apoyo A-C)

$$M_{n1T} := \frac{q_{U_{TZ}} \cdot L_{N_{AB}}^2}{24} = 146.267 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{(Momento mínimo normativo)}$$

$$k_{1T} := \frac{M_{n1T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0144$$

$$\omega_{1T} := 0.016$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{1T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1T}) = 0.991$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{S1_{ACT}} := \frac{M_{n1T}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1T} \cdot d} = 0.178 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin1T} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

if $A_{S1_{ACT}} < A_{Smin1T}$ | = 1.467 cm^2 (Se usara Acero Minimo 1 Ø 5/8")
 || A_{Smin1T}
 else if $A_{S1_{ACT}} > A_{Smin1T}$ |
 || $A_{S1_{ACT}}$

Diseño por flexión: (Apoyo B)

$$M_{UBT} := 458.77 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento ultimo negativo en B)

$$k_{2T} := \frac{M_{UBT}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0451$$

$$\omega_{2T} := 0.052$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{2T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{2T}) = 0.969$$

$$A_{S2_BT} := \frac{M_{UBT}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{2T} \cdot d} = 0.569 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero de refuerzo } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8")$$

Diseño por flexión: (Tramo A-B; B-C)

$$M_{UABT} := 371.25 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Se toma el Momento ultimo positivo en A-B por ser el mayor para diseñar el acero corrido de losa)

$$k_{3T} := \frac{M_{UABT}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0365$$

$$\omega_{3T} := 0.042$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{3T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3T}) = 0.975$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{S3_ABT} := \frac{M_{UABT}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3T} \cdot d} = 0.458 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin2T} := \frac{14}{f_Y} \cdot (bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\text{if } A_{S3_ABT} < A_{Smin2T} \quad \left| \quad = 0.733 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara el Acero calculado } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8")\right.$$
$$\left. \begin{array}{l} \parallel A_{Smin2T} \\ \text{else if } A_{S2_BT} > A_{Smin2T} \\ \parallel A_{S3_ABT} \end{array} \right|$$

Acero Transversal (por temperatura):

$$b_{loseta} := 100 \text{ cm} \quad h_{Loseta} := 5 \text{ cm}$$

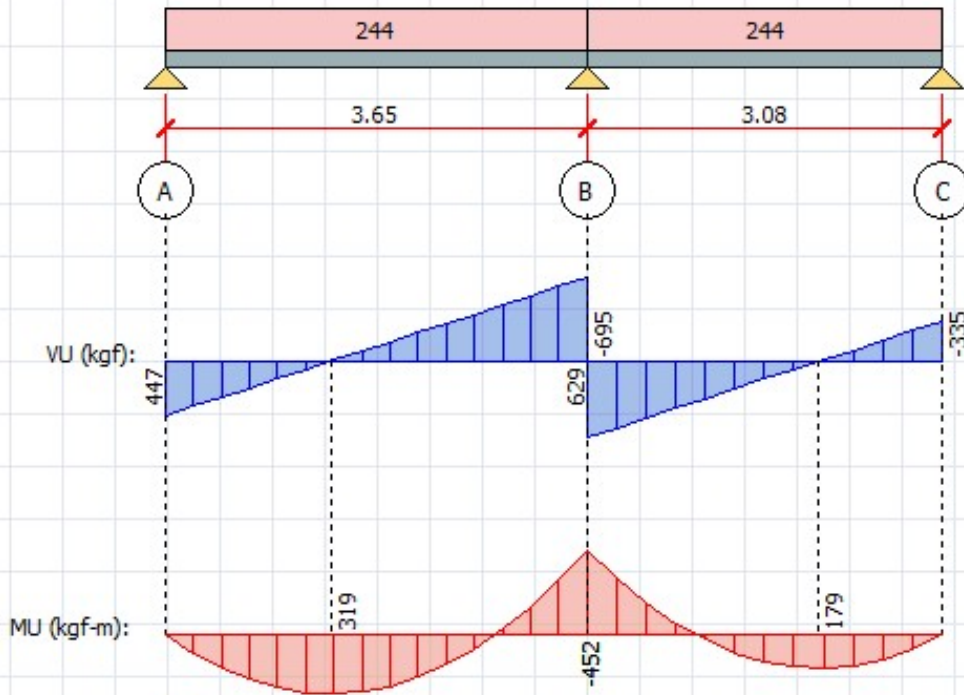
$$A_{STemp} := 0.0018 \cdot b_{loseta} \cdot h_{Loseta} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{STemp} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$S_{max_temp} := 5 \cdot h_{Loseta} = 25 \text{ cm}$$

(Se usara para el acero transversal de todas las losas 1 \emptyset 1/2" @ 25cm)

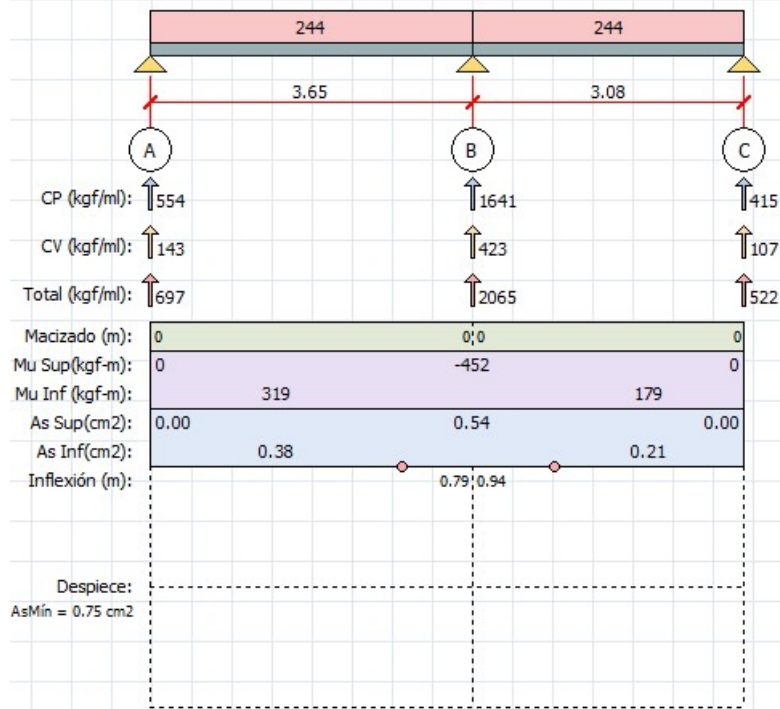
Comparación con el software IP3Losas (Losa 1 = Losa 7)



L-1 T

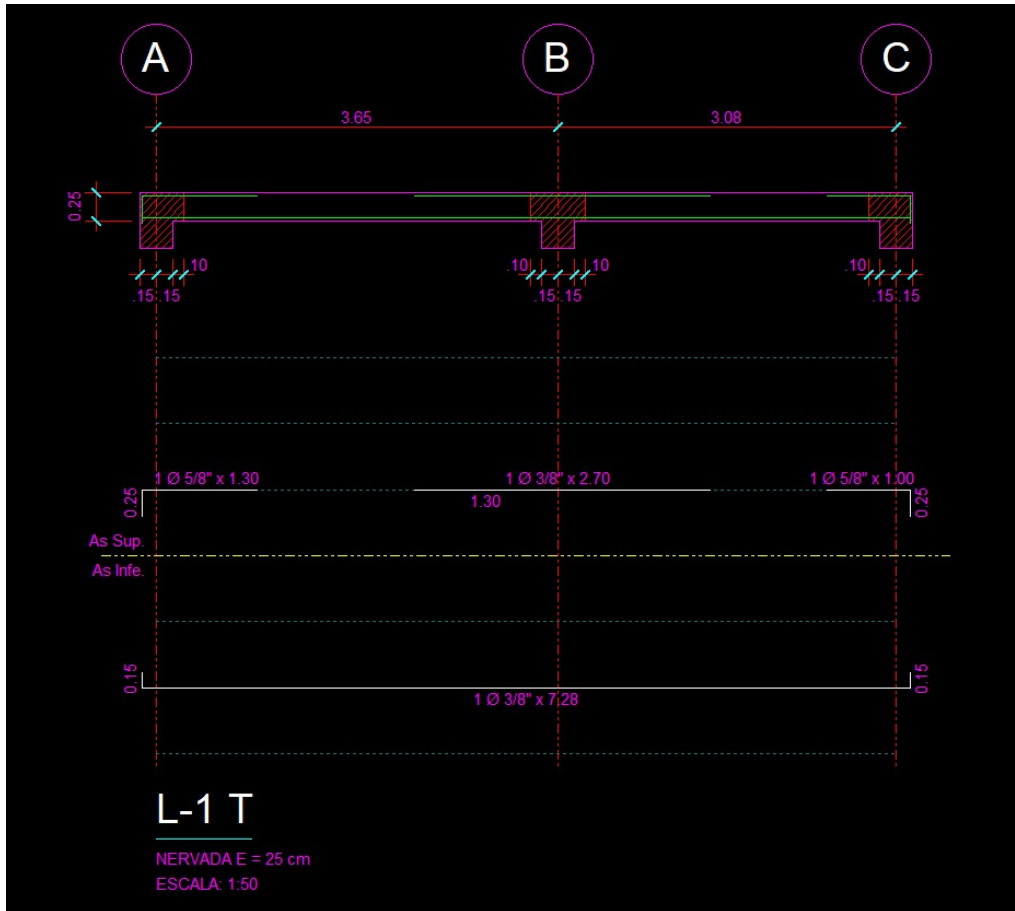
LOSA NERVADA: E = 0.25 m

(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)



L-1 T

LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANÁLISIS Y DISEÑO)



Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_2 = 1.179$$

$$k_{cT} := 0.1448$$

$$M_{max1T} := 452 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{cT} := \sqrt{\frac{M_{max1T} \cdot FM_2}{k_c \cdot f_c \cdot bw}} = 13.236 \text{ cm}$$

$$h_{resT} := d_{cT} + r_{losa} = 16 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos:

$$M_{nc1T} := \frac{q_{U_{TZ}} \cdot L_{N_{AB}}^2}{24} = 146.267 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{1cT} := \frac{M_{nc1T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0144$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$j u_{c1T} := 0.99$$

$$A_{Sc_{ACT}} := \frac{M_{max1T} \cdot FM_2}{0.9 \cdot f_y \cdot j u_{c1T} \cdot d} = 0.647 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{Sc_ACT} < A_{Smin1T} \\ \quad \parallel A_{Smin1T} \\ \text{else if } A_{Sc_ACT} > A_{Smin1T} \\ \quad \parallel A_{Sc_ACT} \end{array} \quad = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara el Acero Minimo } 1 \text{ } \varnothing 5/8'')$$

Losa 2 = Losa 8

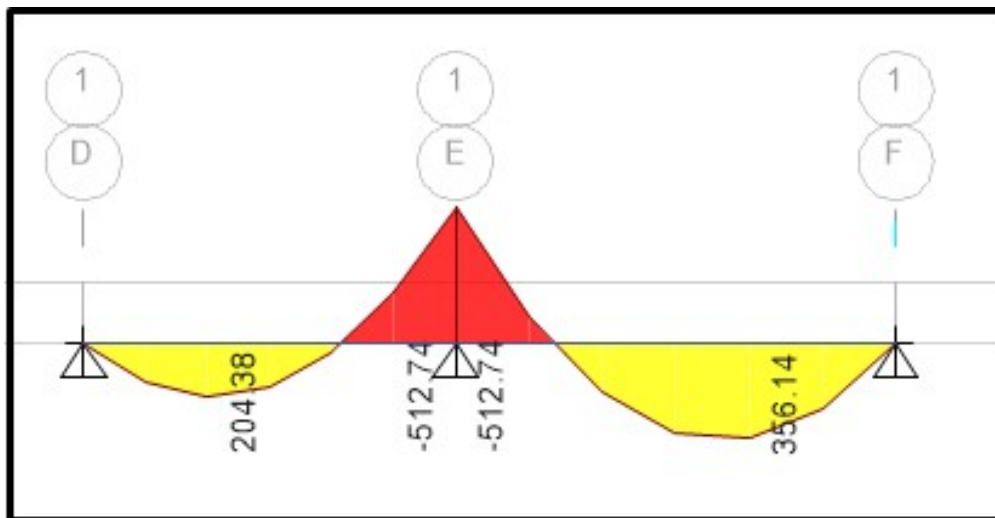


Diagrama de Momento L2 (Software ETABS)

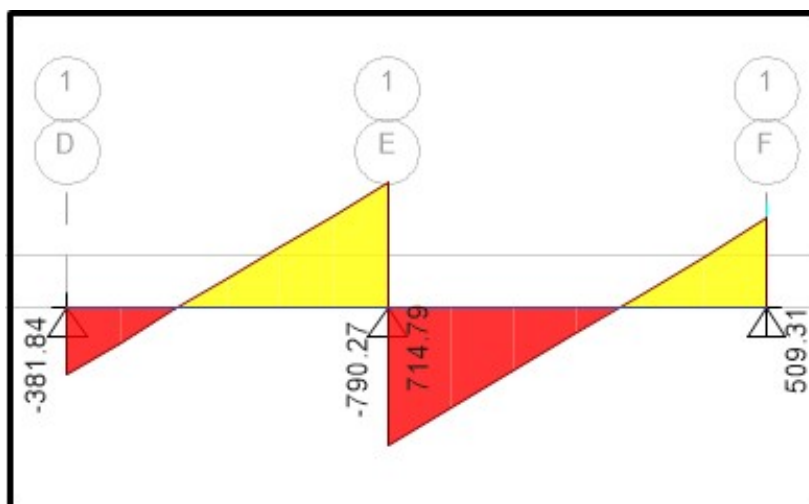


Diagrama de Cortante L2 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{U2T} := 790.27 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_{C2T} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

(Cortante nominal resistente del concreto minorado)

if $V_{U2T} \leq V_{C2T}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else if $V_{U2T} \geq V_{C2T}$
 || "No Cumple"

Diseño por flexión: (Apoyo D-F)

$$M_{n1.1T} := \frac{q_{U,TZ} \cdot L_{N,EF}^2}{24} = 145.395 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{1.1T} := \frac{M_{n1.1T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0143$$

$$\omega_{1.1T} := 0.019 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura})$$

$$j u_{1.1T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.1T}) = 0.989$$

$$A_{S1.1_DFT} := \frac{M_{n1.1T}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.1T} \cdot d} = 0.177 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero de Refuerzo})$$

$$A_{Smin1.1_DFT} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

if $A_{S1.1_DFT} < A_{Smin1.1_DFT}$ | = 1.467 cm² (Se usara Acero Minimo 1 Ø 5/8")
 || $A_{Smin1.1_DFT}$
 else if $A_{S1.1_DFT} > A_{Smin1.1_DFT}$
 || $A_{S1.1_DFT}$

Diseño por flexión: (Apoyo E)

$$M_{UET} := 512.74 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo negativo en E})$$

$$k_{2.1T} := \frac{M_{UET}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0504$$

$$\omega_{2.1T} := 0.058 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura})$$

$$j u_{2.1T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{2.1T}) = 0.966$$

$$A_{S2.1_ET} := \frac{M_{UET}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{2.1T} \cdot d} = 0.638 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero Minimo 1 Ø 3/8"})$$

Diseño por flexión: (Tramo D-E; E-F)

$$M_{UEFT} := 356.14 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Se toma el Momento ultimo positivo en E-F por ser el mayor para diseñar el acero corrido de losa})$$

$$k_{3.1T} := \frac{M_{UEFT}}{f'_C \cdot bw \cdot d^2} = 0.035$$

$$\omega_{3.1T} := 0.039$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{3.1T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3.1T}) = 0.977$$

$$A_{S3.1_EFT} := \frac{M_{UEFT}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3.1T} \cdot d} = 0.438 \text{ cm}^2$$

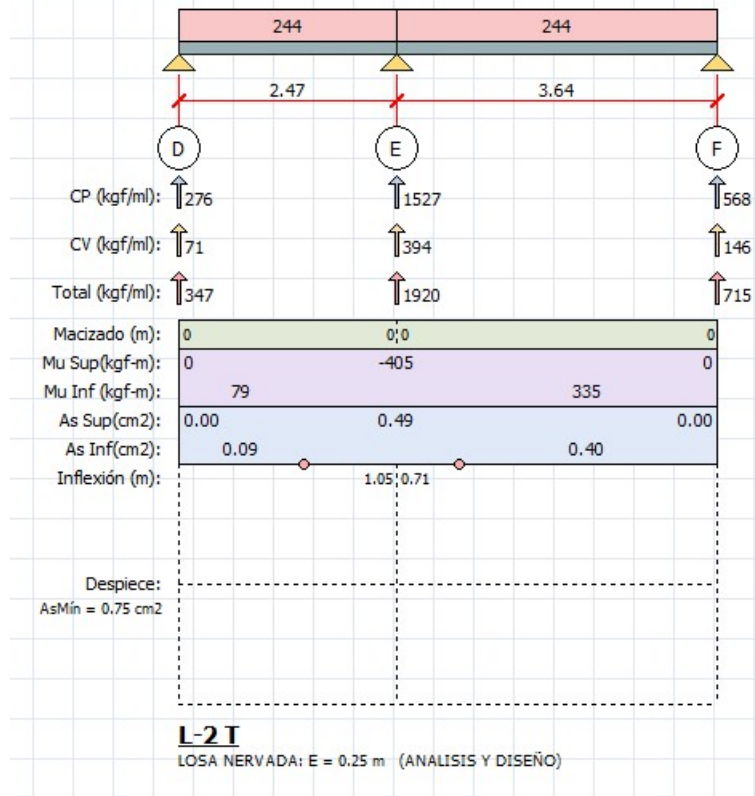
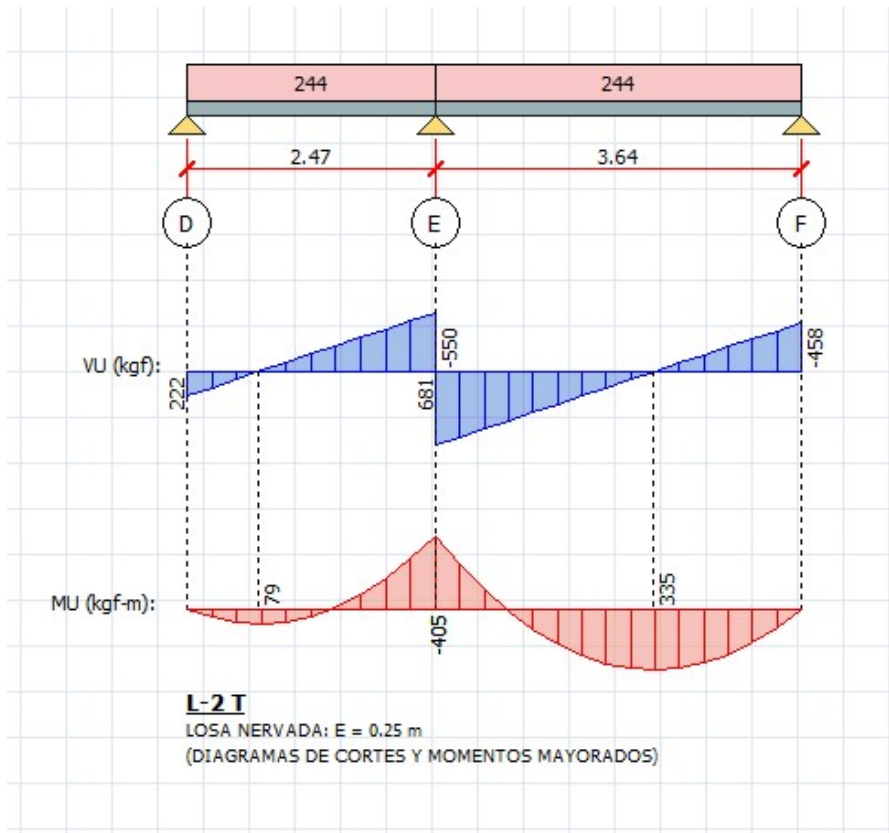
(Acero de Refuerzo)

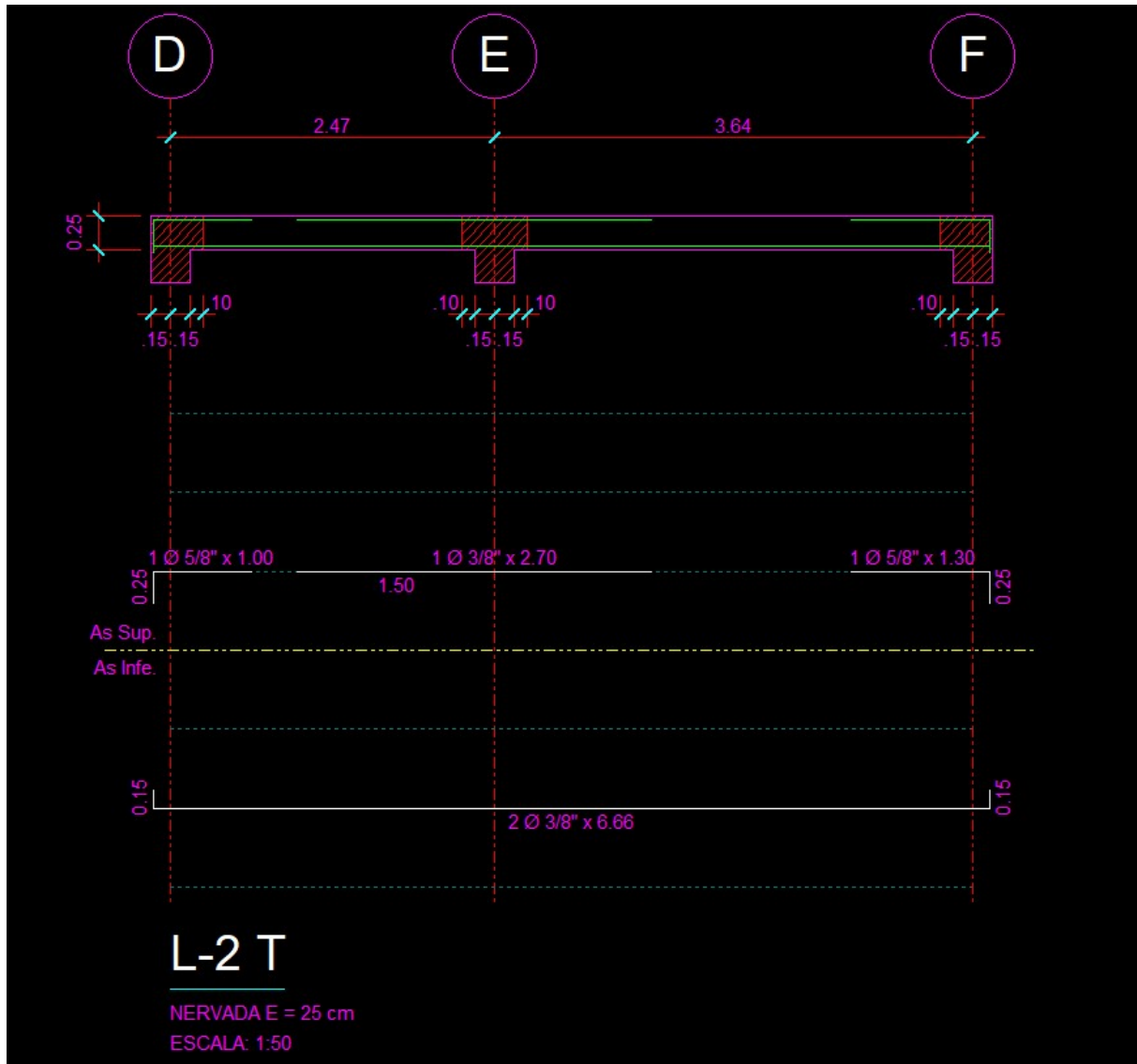
$$A_{Smin3.1_EFT} := \frac{14}{f_Y} \cdot (bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S3.1_EFT} < A_{Smin3.1_EFT} \\ \quad \parallel A_{Smin3.1_EFT} \\ \text{else if } A_{S3.1_EFT} > A_{Smin3.1_EFT} \\ \quad \parallel A_{S3.1_EFT} \end{array} \quad = 0.733 \text{ cm}^2 (\text{Se usara el Acero minimo } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'')$$

Comparación con el software IP3Losas (Losa 2 = Losa 8)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_2 = 1.179$$

$$k_c = 0.1448$$

$$M_{max2T} := 405 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{c2T} := \sqrt{\frac{M_{max2T} \cdot FM_2}{k_c \cdot f_c \cdot bw}} = 12.529 \text{ cm}$$

$$h_{res2T} := d_{c2T} + r_{losa} = 16 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos :

$$M_{nc2T} := \frac{q_{U_{TZ}} \cdot L_{N_{EF}}^2}{24} = 145.395 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{2cT} := \frac{M_{nc2T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0143$$

$$j u_{c2T} := 0.99$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$A_{Sc_DFT} := \frac{M_{max2T} \cdot FM_2}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{c2T} \cdot d} = 0.58 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{Sc_DFT} < A_{Smin1T} \\ \quad \parallel A_{Smin1T} \\ \text{else if } A_{Sc_DFT} > A_{Smin1T} \\ \quad \parallel A_{Sc_DFT} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right| = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara el Acero Minimo } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'')$$

Losa 3 = Losa 5

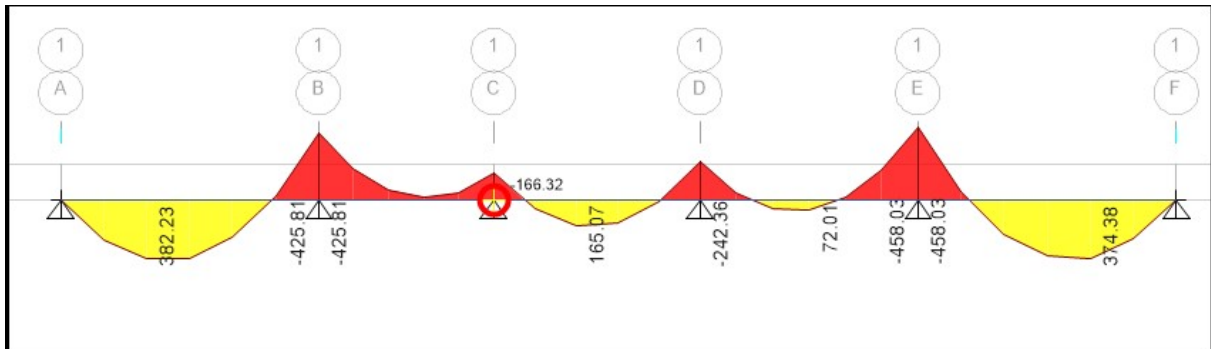


Diagrama de Momento L3 (Software ETABS)

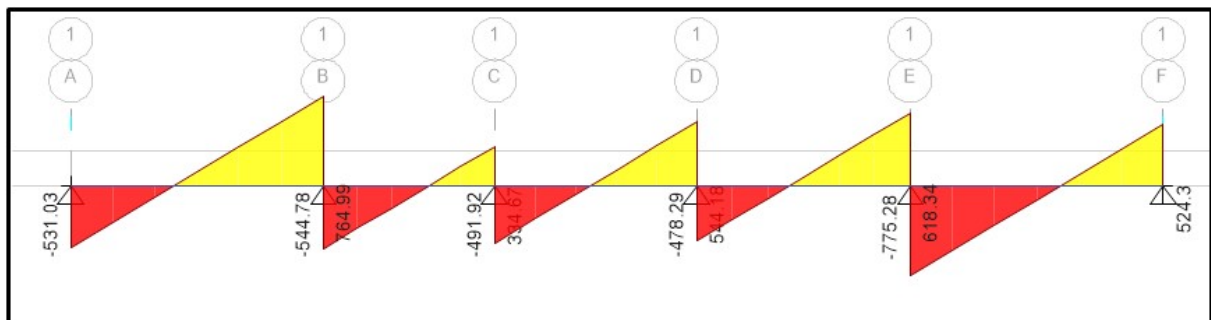


Diagrama de Cortante L3 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{U3T} := 775.28 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_{C3T} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

(Cortante nominal resistente del concreto minorado)

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{U3T} \leq V_{C3T} \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else if } V_{U3T} \geq V_{C3T} \\ \quad \parallel \text{"No Cumple"} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

Diseño por flexión: (Apoyo A-F)

$$M_{n1.2T} := \frac{q_{U.TZ} \cdot L_{N.AB}^2}{24} = 146.267 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{1.2T} := \frac{M_{n1.2T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0144$$

$$\omega_{1.2T} := 0.019 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$j u_{1.2T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.2T}) = 0.989$$

$$A_{S1.2_AFT} := \frac{M_{n1.2T}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.2T} \cdot d} = 0.178 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero de Refuerzo})$$

$$A_{Smin1.2_AFT} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.2_AFT} < A_{Smin1.2_AFT} \\ \quad \parallel A_{Smin1.2_AFT} \\ \text{else if } A_{S1.2_AFT} > A_{Smin1.2_AFT} \\ \quad \parallel A_{S1.2_AFT} \end{array} \quad = 1.467 \text{ cm}^2 (\text{Se usara Acero de refuerzo } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'')$$

Diseño por flexión: (Apoyos B-C-D-E)

$$M_{UE1T} := 458.03 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo negativo en E})$$

$$k_{2.2T} := \frac{M_{UE1T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0451$$

$$\omega_{2.2T} := 0.052 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$j u_{2.2T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{2.2T}) = 0.969$$

$$A_{S2.2_ET} := \frac{M_{UE1T}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{2.2T} \cdot d} = 0.568 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero de refuerzo } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'')$$

Diseño por flexión: (Tramo A-B; B-C; C-D; D-E; E-F)

$$M_{UAB1T} := 382.23 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Se toma el Momento ultimo positivo en A-B por ser el mayor para diseñar el acero corrido de losa})$$

$$k_{3.2T} := \frac{M_{UAB1T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0376 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$\omega_{3,2T} := 0.043$$

$$j u_{3,2T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3,2T}) = 0.975 \quad (\text{Acero de Refuerzo})$$

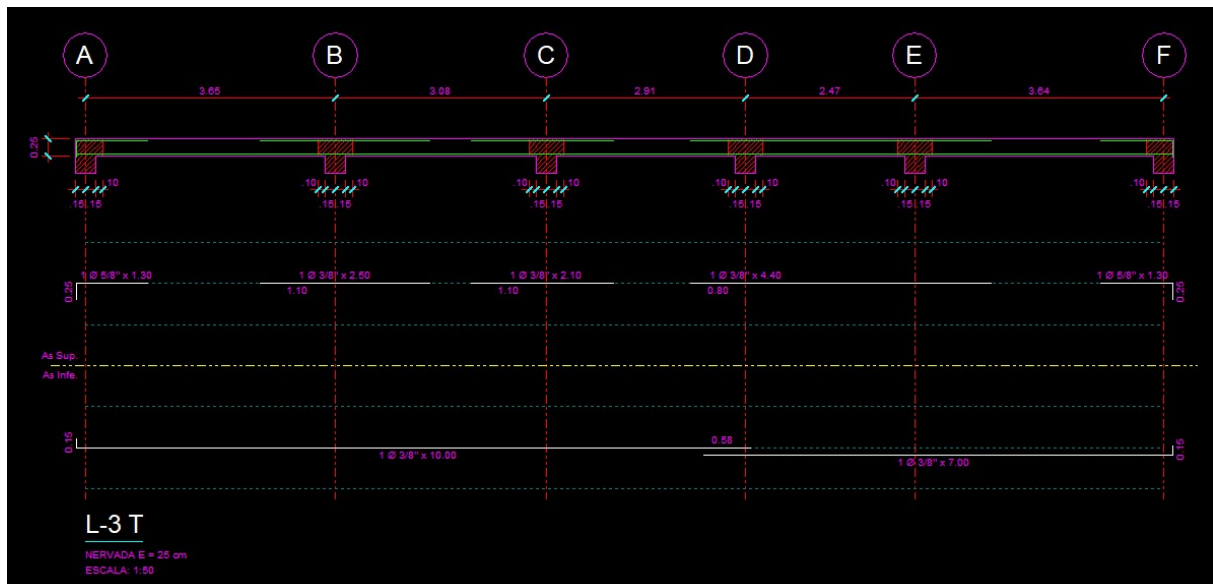
$$A_{S3,2_ABT} := \frac{M_{UAB1T}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3,2T} \cdot d} = 0.472 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$A_{Smin3,2_ABT} := \frac{14}{f_Y} \cdot (b w \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

if $A_{S3,2_ABT} < A_{Smin3,2_ABT}$ | = 0.733 cm² (Se usara el Acero de refuerzo 1 Ø 3/8")

|| $A_{Smin3,2_ABT}$
 else if $A_{S3,2_ABT} > A_{Smin3,2_ABT}$
 || $A_{S3,2_ABT}$

Comparación con el software IP3Losas (Losa 3 = Losa 5)



Armado de acero (Software IP3CAD)

Losa 4:

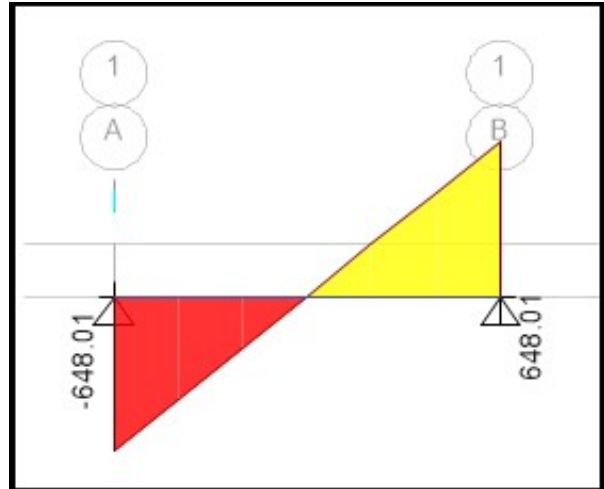
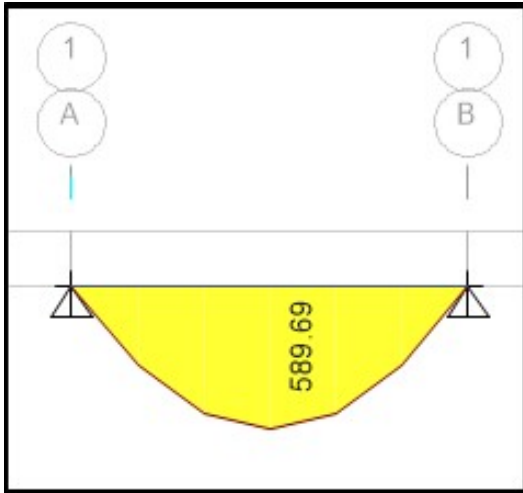


Diagrama de Momento L4 (Software ETABS) Diagrama de Cortante L4 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{U4T} := 648.01 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_{C4T} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

(Cortante nominal resistente del concreto minorado)

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{U4T} \leq V_{C4T} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else if } V_{U4T} \geq V_{C4T} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"No Cumple"} \end{array} = \text{"Cumple"}$$

Diseño por flexión: (Apoyo A-B)

$$M_{n1.3T} := \frac{q_{U_{TZ}} \cdot L_{N_{AB}}^2}{24} = 146.267 \text{ kgf} \cdot m$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{1.3T} := \frac{M_{n1.3T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0144$$

$$\omega_{1.3T} := 0.019$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$j u_{1.3T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.3T}) = 0.989$$

$$A_{S1.3_{ABT}} := \frac{M_{n1.3T}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.3T} \cdot d} = 0.178 \text{ cm}^2$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{Smin1.3_{ABT}} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.3_ABT} < A_{Smin1.3_ABT} \\ \quad \parallel A_{Smin1.3_ABT} \\ \text{else if } A_{S1.3_ABT} > A_{Smin1.3_ABT} \\ \quad \parallel A_{S1.3_ABT} \end{array} \quad \left| \right. = 1.467 \text{ cm}^2 \text{ (Se usara Acero Minimo 1 } \emptyset \text{ 5/8")}$$

Diseño por flexión: (Tramo A-B)

$$M_{UAB2T} := 589.69 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Se toma el Momento ultimo positivo A-B})$$

$$k_{3.3T} := \frac{M_{UAB2T}}{f'_C \cdot bw \cdot d^2} = 0.058$$

$$\omega_{3.3T} := 0.067 \quad (\text{Tabla "Teoria de la rotura"})$$

$$j u_{3.3T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3.3T}) = 0.96$$

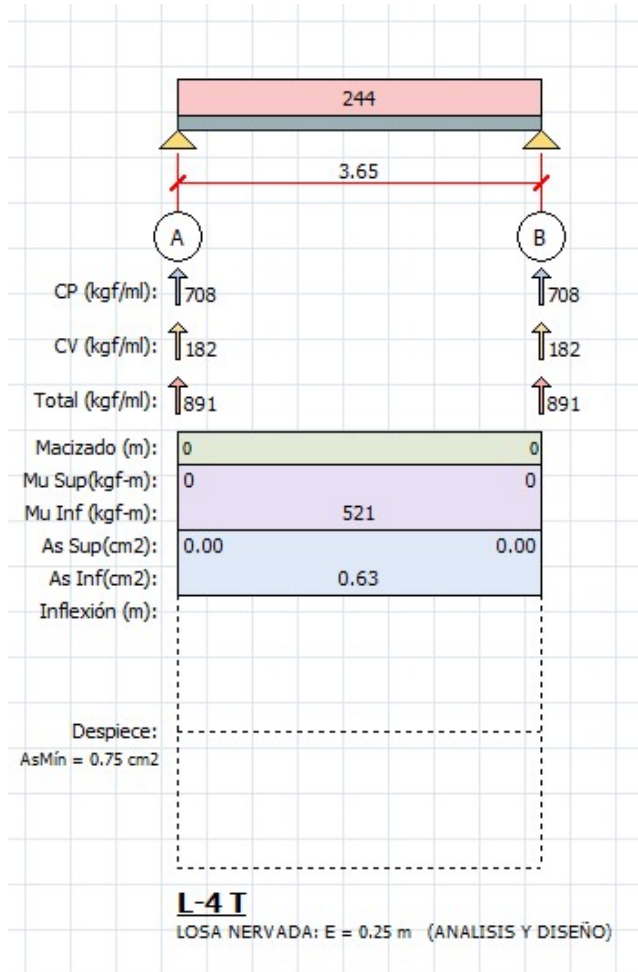
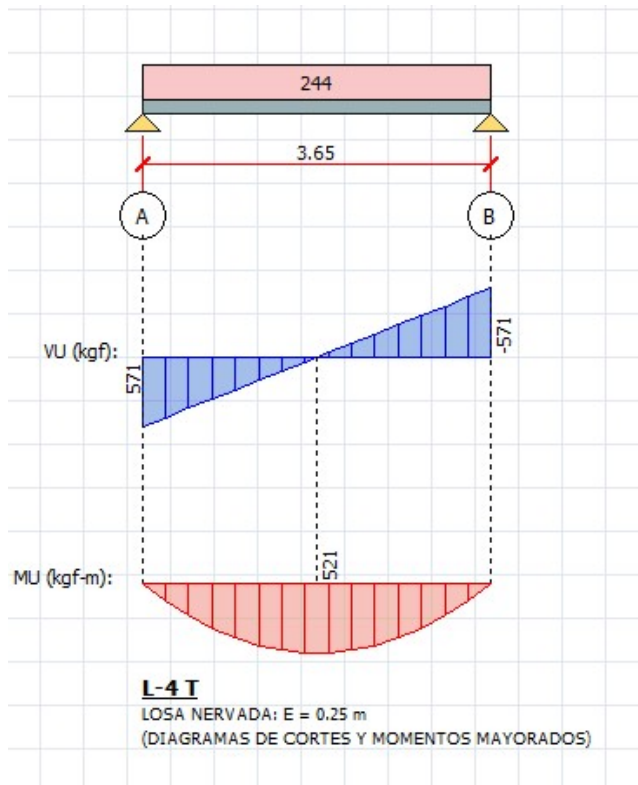
(Acero de Refuerzo)

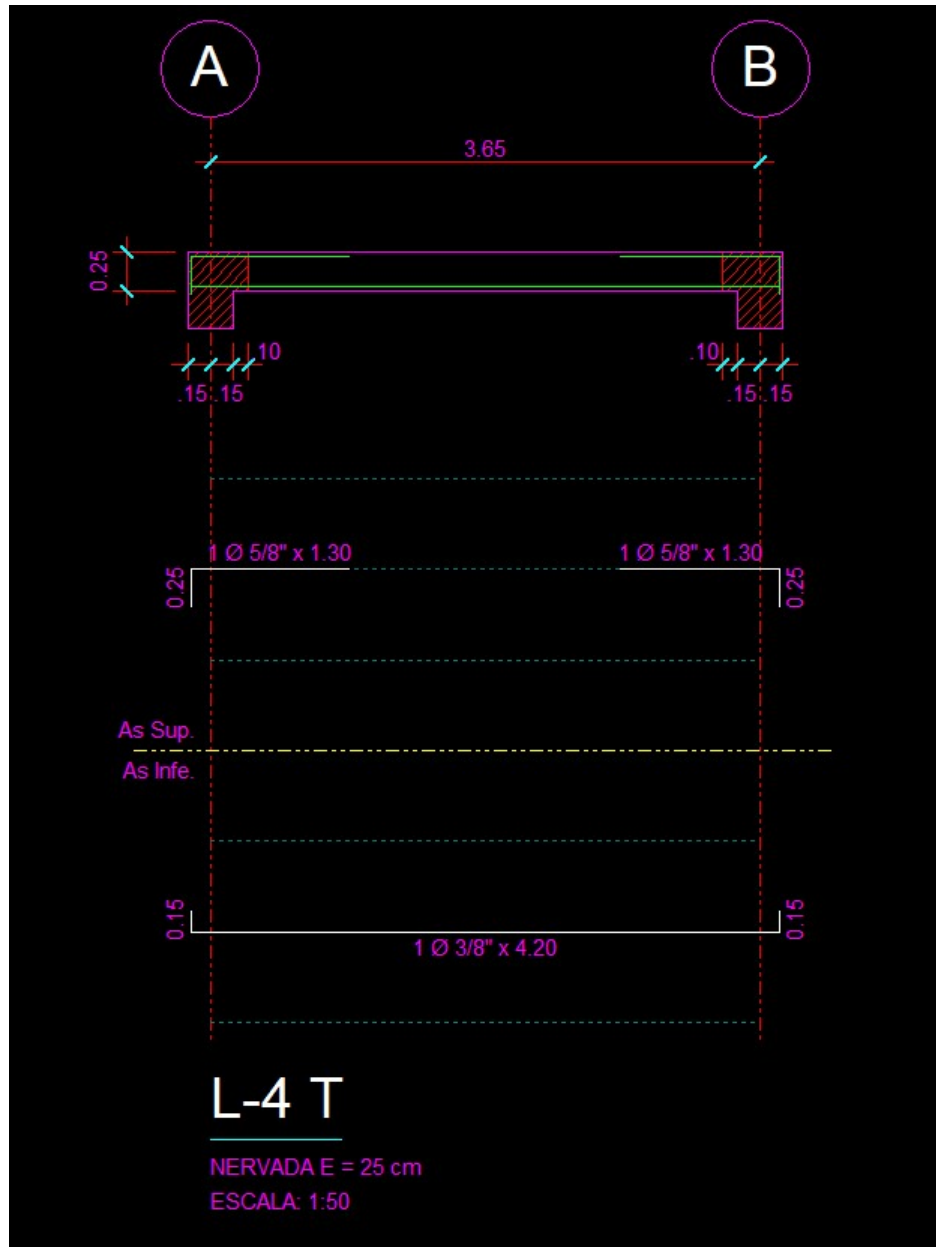
$$A_{S3.3_ABT} := \frac{M_{UAB2T}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3.3T} \cdot d} = 0.738 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin3.3_ABT} := \frac{14}{f_Y} \cdot (bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S3.3_ABT} < A_{Smin3.3_ABT} \\ \quad \parallel A_{Smin3.3_ABT} \\ \text{else if } A_{S3.3_ABT} > A_{Smin3.3_ABT} \\ \quad \parallel A_{S3.3_ABT} \end{array} \quad \left| \right. = 0.738 \text{ cm}^2 \text{ (Se usara el Acero refuerzo 1 } \emptyset \text{ 3/8")}$$

Comparación con el software IP3Losas (Losa 4)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_2 = 1.179$$

$$kc = 0.1448$$

$$M_{max4T} := 521 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{c4T} := \sqrt{\frac{M_{max4T} \cdot FM_2}{kc \cdot f_c \cdot bw}} = 14.21 \text{ cm}$$

$$h_{res4T} := d_{c4T} + r_{losa} = 17 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos :

$$M_{nc4T} := \frac{q_{U_TZ} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 146.267 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{4cT} := \frac{M_{nc4T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0144$$

$$j u_{c4T} := 0.99$$

$$A_{Sc_AB1T} := \frac{M_{max4T} \cdot FM_2}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{c4T} \cdot d} = 0.746 \text{ cm}^2$$

(Tabla "Teoria de la rotura")
(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{Sc_AB1T} < A_{Smin1T} \\ \quad \parallel A_{Smin1T} \\ \text{else if } A_{Sc_AB1T} > A_{Smin1T} \\ \quad \parallel A_{Sc_AB1T} \end{array} = 1.467 \text{ cm}^2 \text{ (Se usara el Acero de refuerzo 1 } \varnothing 5/8 \text{")}$$

Losa 5:

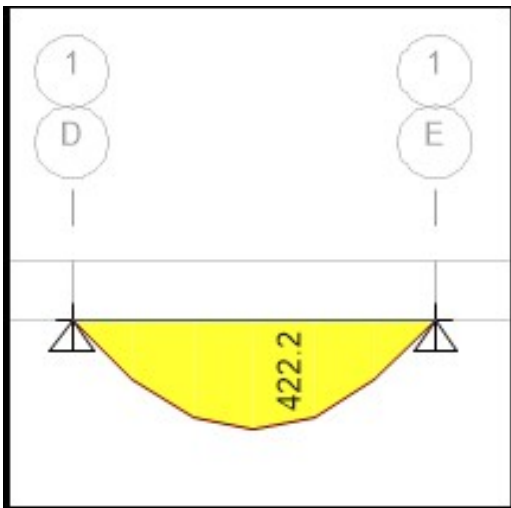


Diagrama de Momento L5 (Software ETABS)

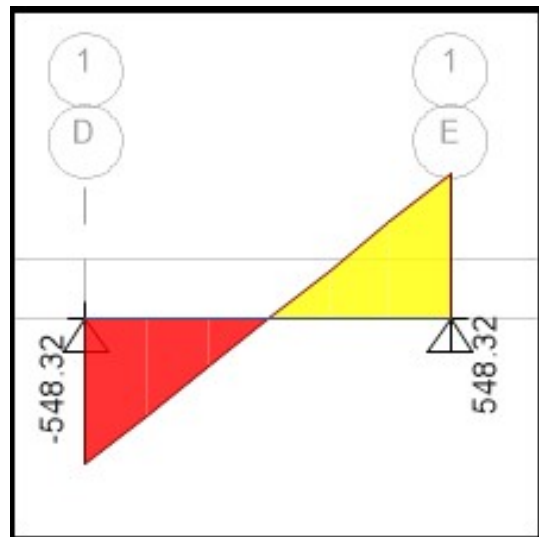


Diagrama de Cortante L5 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{U5T} := 548.32 \text{ kgf}$$

$$V_{C5T} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_C} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)
(Cortante nominal resistente del
concreto minorado)

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{U5T} \leq V_{C5T} \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else if } V_{U5T} \geq V_{C5T} \\ \quad \parallel \text{"No Cumple"} \end{array} = \text{"Cumple"}$$

Diseño por flexión: (Apoyo D-E)

$$M_{n1.4T} := \frac{q_{U_TZ} \cdot L_{N_DE}^2}{24} = 61.373 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{1.4T} := \frac{M_{n1.4T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.006$$

$$\omega_{1.4T} := 0.010$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$ju_{1.4T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.4T}) = 0.994$$

$$A_{S1.4_DET} := \frac{M_{n1.4T}}{0.9 \cdot f_Y \cdot ju_{1.4T} \cdot d} = 0.074 \text{ cm}^2$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{Smin1.4_DET} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.4_DET} < A_{Smin1.4_DET} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{Smin1.4_DET} \\ A_{S1.4_DET} \end{array} \right. \\ \text{else if } A_{S1.4_DET} > A_{Smin1.4_DET} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{S1.4_DET} \\ A_{Smin1.4_DET} \end{array} \right. \end{array} \quad = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero Minimo } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'')$$

Diseño por flexión: (Tramo D-E)

$$M_{UDE3T} := 422.22 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Se toma el Momento ultimo positivo D-E})$$

$$k_{3.4T} := \frac{M_{UDE3T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0415$$

$$\omega_{3.4T} := 0.048$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$ju_{3.4T} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3.4T}) = 0.972$$

$$A_{S3.4_DET} := \frac{M_{UDE3T}}{0.9 \cdot f_Y \cdot ju_{3.4T} \cdot d} = 0.523 \text{ cm}^2$$

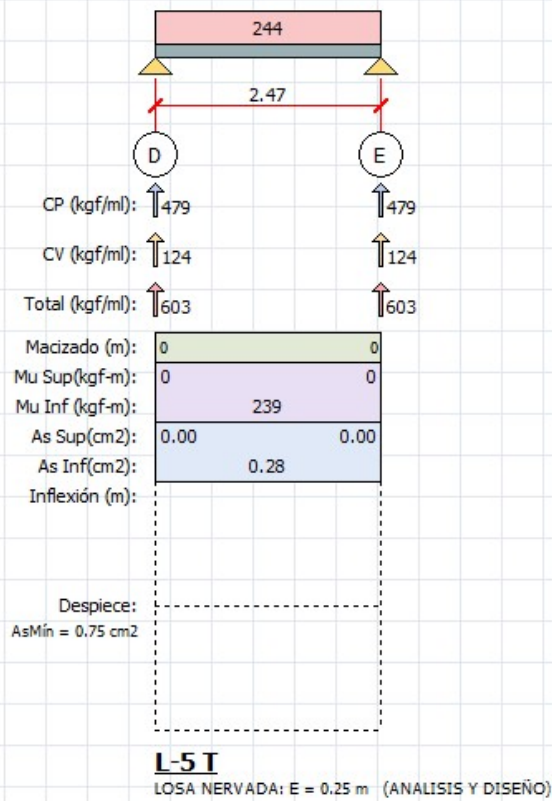
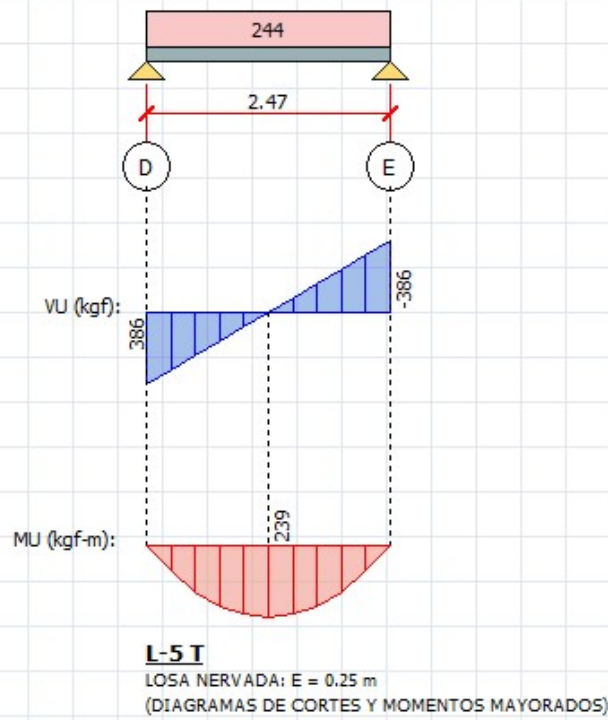
(Acero de Refuerzo)

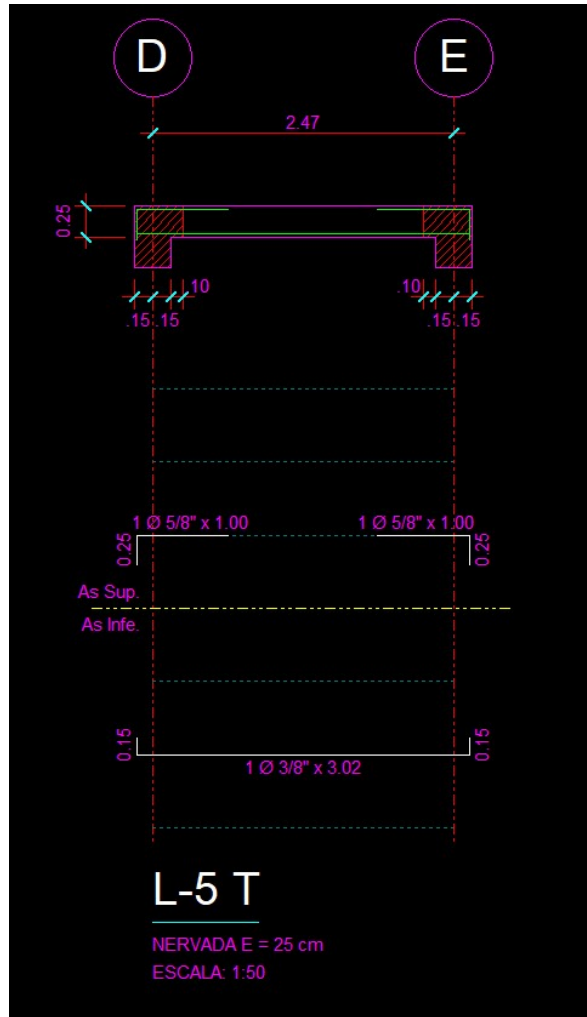
$$A_{Smin3.4_DET} := \frac{14}{f_Y} \cdot (bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S3.4_DET} < A_{Smin3.4_DET} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{Smin3.4_DET} \\ A_{S3.4_DET} \end{array} \right. \\ \text{else if } A_{S3.4_DET} > A_{Smin3.4_DET} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{S3.4_DET} \\ A_{Smin3.4_DET} \end{array} \right. \end{array} \quad = 0.733 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara el Acero refuerzo } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'')$$

Comparación con el software IP3Losas (Losa 5)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_2 = 1.179$$

$$k_c = 0.1448$$

$$M_{max5T} := 239 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{c5T} := \sqrt{\frac{M_{max5T} \cdot FM_2}{k_c \cdot f_c \cdot bw}} = 9.625 \text{ cm}$$

$$h_{res5T} := d_{c5T} + r_{losa} = 13 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos :

$$M_{nc5T} := \frac{q_{U_{TZ}} \cdot L_{N_{DE}}^2}{24} = 61.373 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{5cT} := \frac{M_{nc5T}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.006$$

$$j_{u_{c5T}} := 0.99$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$A_{Sc_{DE1T}} := \frac{M_{max5T} \cdot FM_2}{0.9 \cdot f_y \cdot j_{u_{c5T}} \cdot d} = 0.342 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{Sc_DE1T} < A_{Smin1T} \\ \quad \parallel A_{Smin1T} \\ \text{else if } A_{Sc_DE1T} > A_{Smin1T} \\ \quad \parallel A_{Sc_DE1T} \end{array} = 1.467 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara el Acero de refuerzo } 1 \text{ } \varnothing \text{ 5/8" })$$

Techo sala de Maquinas-Escalera

$$Q_{CP_TSM} = 388 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CVT_TSM} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{CP_TSM} := Q_{CP_TSM} \cdot bf = 194 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{CV_TSM} := Q_{CVT_TSM} \cdot bf = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{ser_TSM} := q_{CP_TSM} + q_{CV_TSM} = 244 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

(Carga Ultima)

$$\begin{array}{l} q_{U_TSM} := \text{if } 1.4 \cdot q_{CP_TSM} > 1.2 \cdot q_{CP_TSM} + 1.6 \cdot q_{CV_TSM} \\ \quad \parallel 1.4 \cdot q_{CP_TSM} \\ \text{else if } 1.4 \cdot q_{CP_TSM} < 1.2 \cdot q_{CP_TSM} + 1.6 \cdot q_{CV_TSM} \\ \quad \parallel 1.2 \cdot q_{CP_TSM} + 1.6 \cdot q_{CV_TSM} \end{array} = 312.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Losa Techo:

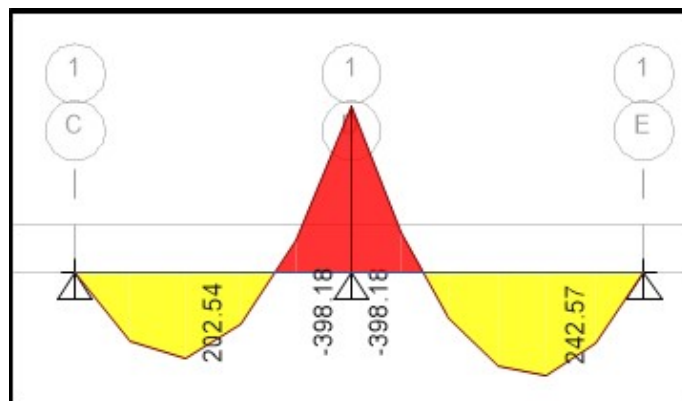


Diagrama de Momento L1 (Software ETABS)

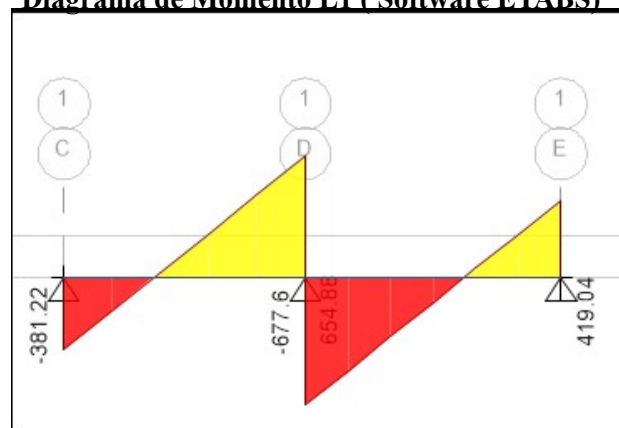


Diagrama de Cortante L1 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{UTSM} := 677.6 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_{CTSM} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_C \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

(Cortante nominal resistente del concreto minorado)

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{UTSM} \leq V_{CTSM} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } V_{UTSM} \geq V_{CTSM} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} = \text{ "Cumple" } \end{array} \right.$$

Diseño por flexión: (Apoyo C-E)

$$M_{n2TSM} := \frac{q_{U_TSM} \cdot L_{N_CD}^2}{24} = 88.784 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{1TSM} := \frac{M_{n2TSM}}{f'_C \cdot bw \cdot d^2} = 0.0087$$

$$\omega_{2TSM} := 0.010$$

(Tabla "Teoría de la rotura")

$$j u_{2TSM} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{2TSM}) = 0.994$$

$$A_{S2_CDTSM} := \frac{M_{n2TSM}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{2TSM} \cdot d} = 0.107 \text{ cm}^2$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{Smin2_CDTSM} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Acero Mínimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S2_CDTSM} < A_{Smin2_CDTSM} \\ \quad \parallel A_{Smin2_CDTSM} \\ \text{else if } A_{S2_CDTSM} > A_{Smin2_CDTSM} \\ \quad \parallel A_{S2_CDTSM} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} = 1.467 \text{ cm}^2 \\ \text{(Se usara Acero Mínimo 1 } \emptyset \text{ 5/8") } \end{array} \right.$$

Diseño por flexión: (Tramo C-D;D-E)

$$M_{UDE_TSM} := 242.57 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Se toma el Momento ultimo positivo D-E por ser el mas desfavorable)

$$k_{TSM} := \frac{M_{UDE_TSM}}{f'_C \cdot bw \cdot d^2} = 0.0239$$

$$\omega_{TSM} := 0.034$$

(Tabla "Teoría de la rotura")

$$j u_{TSM} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{TSM}) = 0.98$$

$$A_{S_DE_TSM} := \frac{M_{UDE_TSM}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{TSM} \cdot d} = 0.298 \text{ cm}^2$$

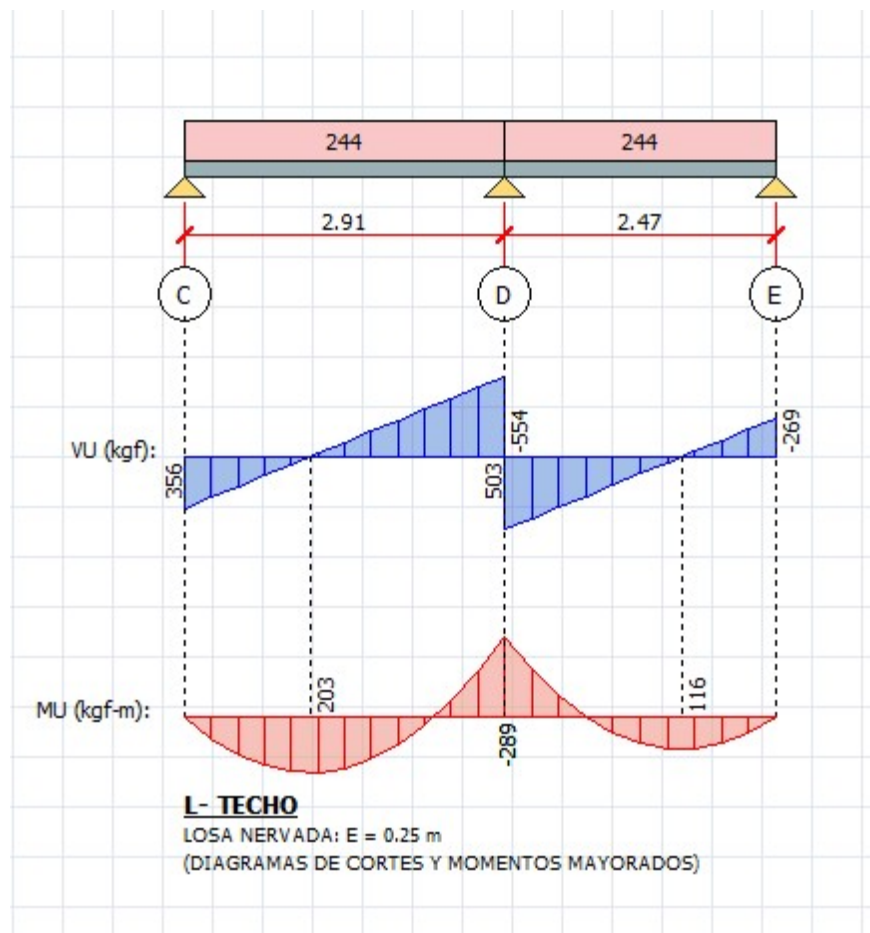
(Acero de Refuerzo)

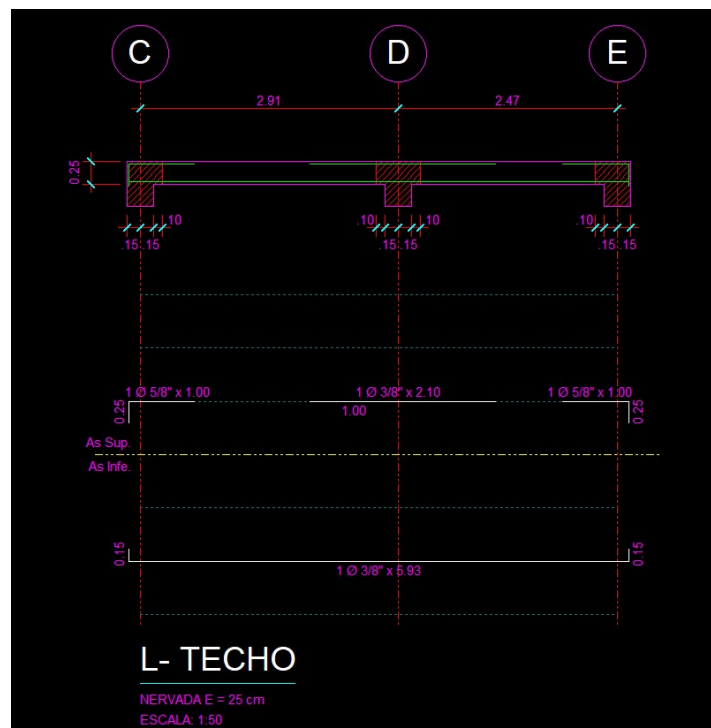
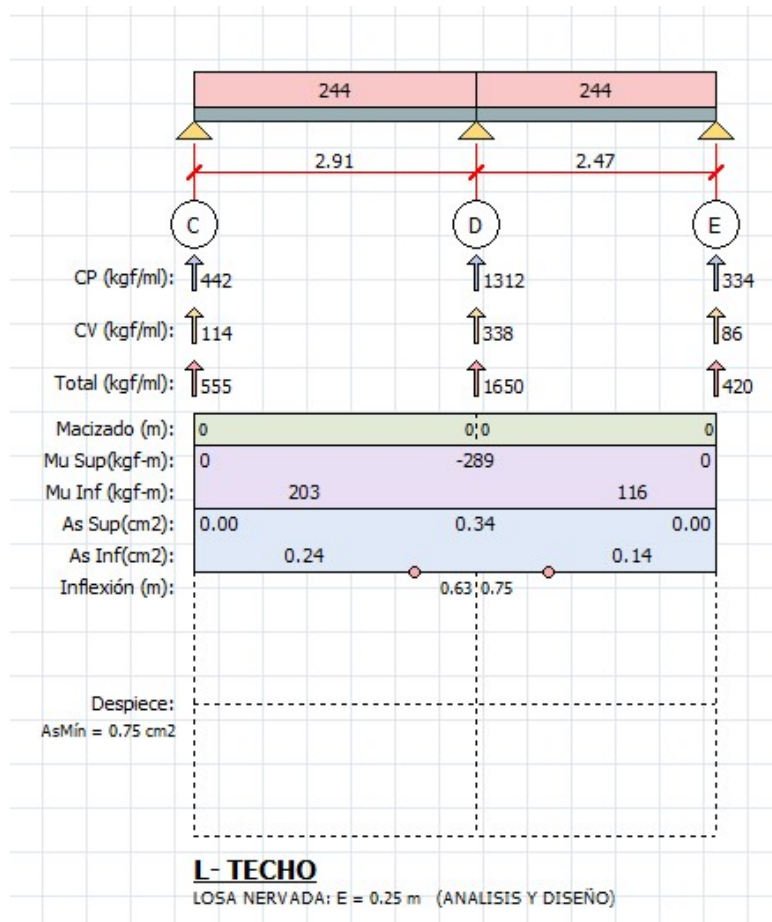
$$A_{Smin_DE_TSM} := \frac{14}{f_Y} \cdot (b w \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

(Acero Mínimo)

if $A_{S_DE_TSM} < A_{Smin_DE_TSM}$	= 0.733 cm ²	(Se usara el Acero refuerzo 1 Ø 3/8")
$A_{Smin_DE_TSM}$		
else if $A_{S_DE_TSM} > A_{Smin_DE_TSM}$		
$A_{S_DE_TSM}$		

Comparación con el software IP3Losas (Losa Techo)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_2 = 1.179$$

$$kc = 0.1448$$

$$M_{max_TSM} := 289 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{TSM} := \sqrt{\frac{M_{max_TSM} \cdot FM_2}{kc \cdot f_c \cdot bw}} = 10.584 \text{ cm} \quad h_{res_TSM} := d_{TSM} + r_{losa} = 14 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos :

$$M_{n_TSM} := \frac{q_{U_TSM} \cdot L_{N_DE}^2}{24} = 61.373 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento mínimo normativo})$$

$$k_{TSM} := \frac{M_{n_TSM}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.006$$

$$j u_{TSM} := 0.99$$

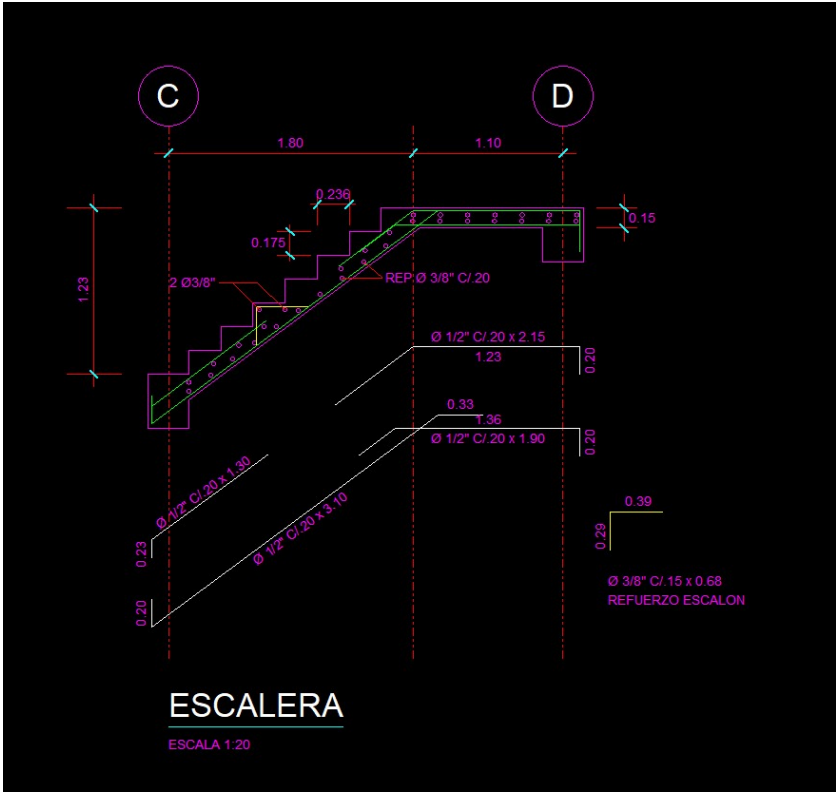
(Tabla "Teoria de la rotura")

$$A_{Sc_DE_TSM} := \frac{M_{max_TSM} \cdot FM_2}{0.9 \cdot f_y \cdot j u_{TSM} \cdot d} = 0.414 \text{ cm}^2 \quad (\text{Acero Minimo})$$

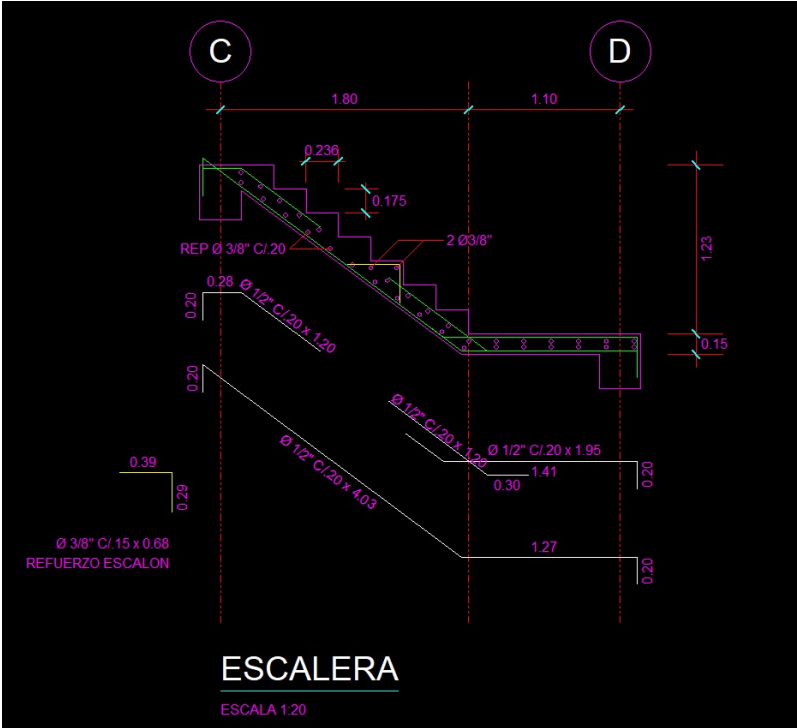
$$\begin{array}{l} \text{if } A_{Sc_DE_TSM} < A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Smin1} \\ \text{else if } A_{Sc_DE_TSM} > A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Sc_DE_TSM} \end{array} \quad \left| \quad = 1.467 \text{ cm}^2 \text{ (Se usara el Acero de refuerzo 1 } \emptyset 5/8\text{")}$$

Diseño de la Escalera:

Tramo 1:



Tramo 2:



8. Diseño de Columnas(D/C):(Norma ACI 318-19)

PT1-4(Columna 30 x40cm):

$$f_C = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad 12\phi \ 5/8'' \quad B_{Col_PT} := 30 \text{ cm}$$

$$f_Y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad D_{Col_PT} := 35 \text{ cm}$$

$$A_{C_Col_PT} = 1200 \text{ cm}^2 \quad V_S := 1.6 \text{ tonnef}$$

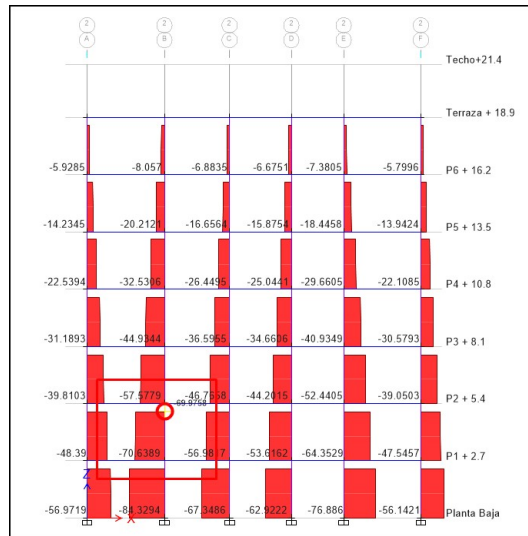
$$L_{n30x40} := 2.7 \text{ m} - 2 \cdot 40 \text{ cm} = 1.9 \text{ m}$$

$$f_{s_30_40} := 0.4 \cdot f_Y = 1680 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{Act_col_30x40} := 69.9762 \text{ tonnef} = 69976.2 \text{ kgf}$$

$$\rho_{Col_PT} = 0.02 \quad \Phi_1 := 0.85 \quad sep := 15 \text{ cm} \quad \text{Diagrama (Cargas Axiales)}$$

$$P_{U_col_30x40} := 0.85 \cdot A_{C_Col_PT} \cdot (0.25 \cdot f_C + f_{s_30_40} \cdot \rho_{Col_PT}) = 87.479 \text{ tonnef}$$



if $P_{Act_col_30x40} \leq P_{U_col_30x40}$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else if $P_{Act_col_30x40} \geq P_{U_col_30x40}$
 || "No Cumple"

Estribos Columna 30x40:

$$A_{b_nro5} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Longitud de Confinamiento:

a) Lo debe ser mayor o igual que la mayor dimensión de la sección transversal del miembro:

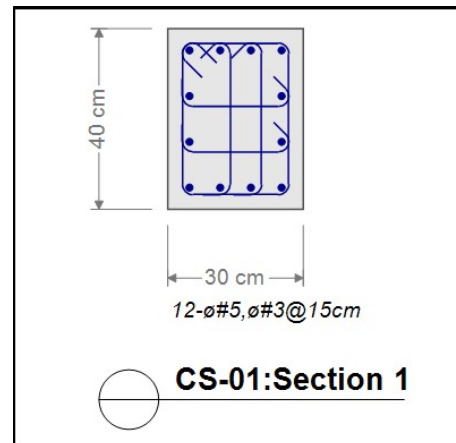
$$H_{c30x40} := 40 \text{ cm}$$

b) Lo debe ser mayor o igual que 1/6 de la altura libre de la columna:

$$\frac{1}{6} \cdot L_{n30x40} = 31.667 \text{ cm}$$

c) Lo debe ser mayor o igual que 45cm

$$45 \text{ cm}$$



Sección Transversal C30x40:

$$L_{o30x40_cf} := 45 \text{ cm}$$

Zona Confinada

$$L_{o30x40_scf} := L_{n30x40} - 45 \text{ cm} \cdot 2 = 100 \text{ cm}$$

Zona Sin Confinar

Separación "Zona de Confinamiento":

a) So no debe exceder 1/4 de la menor dimensión de la columna:

$$S_1 := \frac{1}{4} \cdot B_{Col_PT} = 7.5 \text{ cm}$$

b) So no debe exceder 6 veces el diametro de la menor barra del refuerzo longitudinal:

$$S_2 := 6 \cdot 1.59 \text{ cm} = 9.54 \text{ cm}$$

c) So no debe exceder 6 veces el diametro de la menor barra del refuerzo longitudinal:

$$H_X := 10 \text{ cm} \quad \phi_e := \frac{3}{8} \text{ in} \quad rec := 5 \text{ cm}$$

$$S_3 := \left(10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - H_X}{3} \right) \right) = 18.333 \text{ cm}$$

$$S_{Conf} := \max(S_1, S_2, S_3) = 18.333 \text{ cm} \quad 10 \text{ cm} \leq S_o \leq 15 \text{ cm}$$

(En este caso se toma 15 cm)

Separación "Zona Sin Confinar":

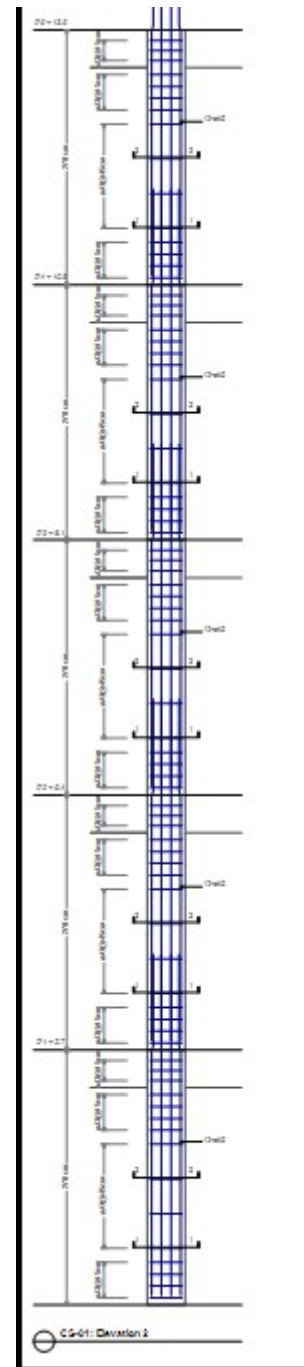
a) So debe ser mayor o igual 6 veces el diámetro de la menor barra del refuerzo longitudinal:

$$S_{1.1} := 6 \cdot 1.59 \text{ cm} = 9.54 \text{ cm}$$

b) So debe ser mayor o igual a 15cm:

$$S_{2.1} := 15 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{SCConf} := \max(S_{1.1}, S_{2.1}) = 15 \text{ cm}$$



Estribos de 3/8":

$$h_{cx} := H_{Col_PT} - 2 \cdot rec - \phi_e = 29.048 \text{ cm}$$

$$h_{cy} := B_{Col_PT} - 2 \cdot rec - \phi_e = 19.048 \text{ cm}$$

$$A_{ch} := h_{cx} \cdot h_{cy} = 553.282 \text{ cm}^2 \quad A_e := 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx1} := 0.30 \cdot sep \cdot h_{cx} \cdot \left(\frac{A_{C_Col_PT}}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 7.639 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx2} := 0.09 \cdot sep \cdot h_{cx} \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 1.961 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx3} := \frac{V_S \cdot sep}{f_Y \cdot (H_{Col_PT} - rec)} = 0.163 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy1} := 0.30 \cdot sep \cdot h_{cy} \cdot \left(\frac{A_{C_Col_PT}}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 5.009 \text{ cm}^2$$

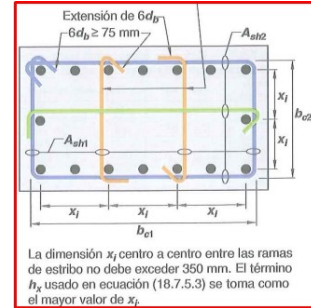
$$A_{shy2} := 0.09 \cdot sep \cdot h_{cy} \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 1.286 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy3} := \frac{V_S \cdot sep}{f_Y \cdot (B_{Col_PT} - rec)} = 0.229 \text{ cm}^2$$

$$Nro_{ramasx} := \frac{A_{shx1}}{A_e} = 10.76$$

$$Nro_{ramasy} := \frac{A_{shy1}}{A_e} = 7.056$$

Para buscar un menor numero de ramas se procede a aumentar el diametro de los estribos y se aumenta la separación a 10cm



Refuerzo Transversal "ACI 318-19"

Estribos de 1/2":

$$\phi_{e1} := \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$sep1 := 10 \text{ cm}$$

$$h_{cx1} := H_{Col_PT} - 2 \cdot rec - \phi_{e1} = 28.73 \text{ cm}$$

$$h_{cy1} := B_{Col_PT} - 2 \cdot rec - \phi_{e1} = 18.73 \text{ cm}$$

$$A_{ch1} := h_{cx1} \cdot h_{cy1} = 538.113 \text{ cm}^2 \quad A_{e1} := 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx1.1} := 0.30 \cdot sep1 \cdot h_{cx1} \cdot \left(\frac{A_{C_Col_PT}}{A_{ch1}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_C}{f_Y} = 5.301 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx2.1} := 0.09 \cdot sep1 \cdot h_{cx1} \cdot \frac{f'_C}{f_Y} = 1.293 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx3.1} := \frac{V_S \cdot sep1}{f_Y \cdot (H_{Col_PT} - rec)} = 0.109 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy1.1} := 0.30 \cdot sep1 \cdot h_{cy1} \cdot \left(\frac{A_{C_Col_PT}}{A_{ch1}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_C}{f_Y} = 3.456 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy2.1} := 0.09 \cdot sep1 \cdot h_{cy1} \cdot \frac{f'_C}{f_Y} = 0.843 \text{ cm}^2$$

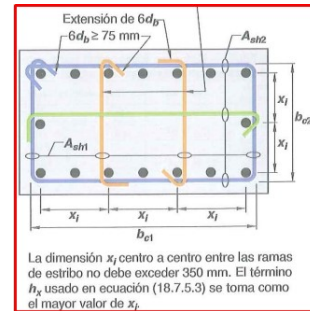
$$A_{shy3.1} := \frac{V_S \cdot sep1}{f_Y \cdot (B_{Col_PT} - rec)} = 0.152 \text{ cm}^2$$

$$Nro_{ramasx1} := \frac{A_{shx1}}{A_{e1}} = 6.015$$

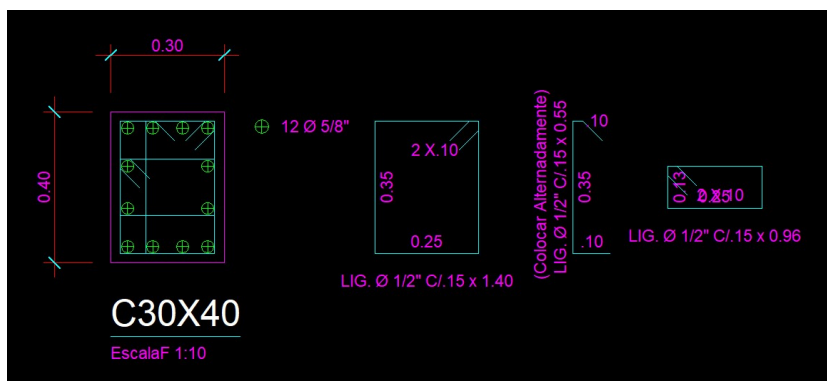
$$Nro_{ramasy1} := \frac{A_{shy1}}{A_{e1}} = 3.944$$

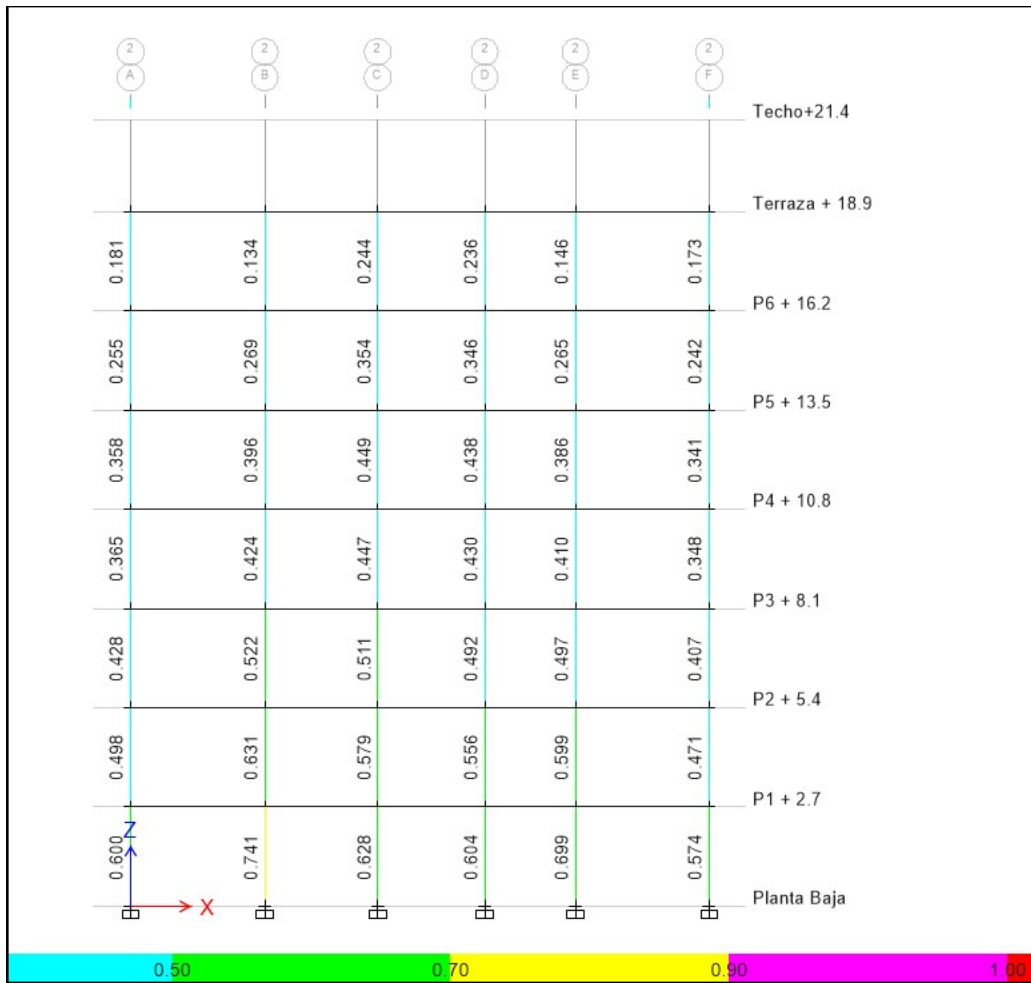
En este caso se usaron estribos de $\phi 1/2''$ c/u 10cm:

- 4 ramas de estribos en x
- 3 ramas de estribos en y

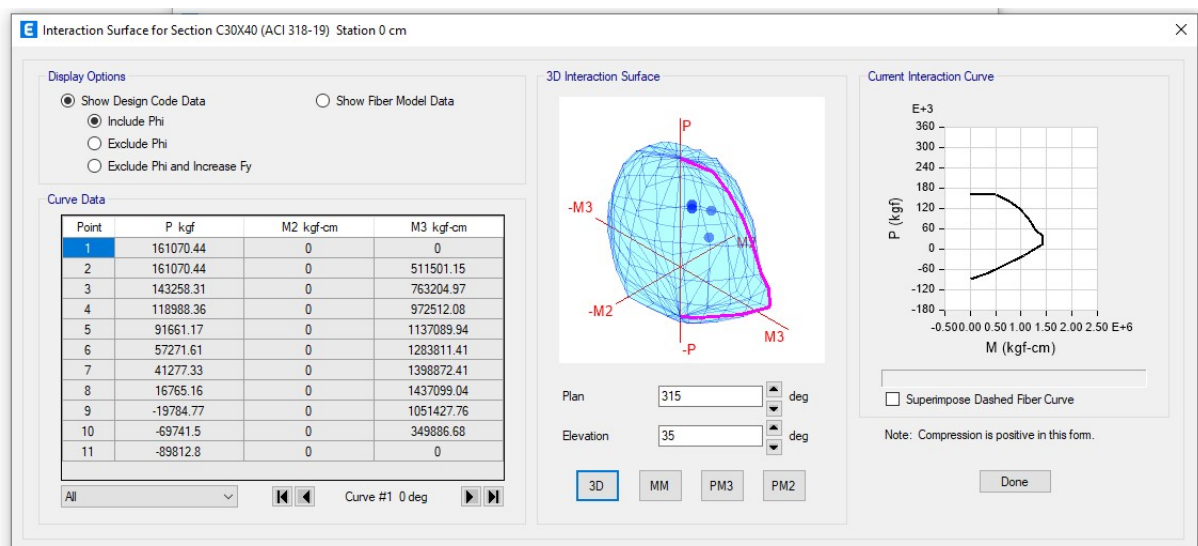


Refuerzo Transversal "ACI 318-19"





(Demanda Capacidad de Columnas)



(Diagrama de Interacción de Columna 30x40)

PT5-TSM-TZ(Columna 30 x 35cm):

$$f'_C = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad B_{Col_TSM} := 30 \text{ cm}$$

$$f_Y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad D_{Col_TSM} := 30 \text{ cm}$$

$$A_{C_Col_TSM} = 1050 \text{ cm}^2 \quad V_{S1} := 1.11 \text{ tonnef}$$

$$L_{n30x35} := 2.7 \text{ m} - 40 \text{ cm} - 35 \text{ cm} = 195 \text{ cm}$$

$$f_{s_30_35} := 0.4 \cdot f_Y = 1680 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{Act_col_30x35} := 32.5306 \text{ tonnef} = 32530.6 \text{ kgf}$$

$$\rho_{Col_PT} = 0.02 \quad \Phi_1 = 0.85 \quad sep = 15 \text{ cm} \quad \text{Diagrama (Cargas Axiales)}$$

$$P_{U_col_30x35} := 0.85 \cdot A_{C_Col_TSM} \cdot (0.25 \cdot f'_C + f_{s_30_35} \cdot \rho_{Col_PT}) = 76.544 \text{ tonnef}$$

if $P_{Act_col_30x35} \leq P_{U_col_30x35}$		= "Cumple"
"Cumple"		
else if $P_{Act_col_30x35} \geq P_{U_col_30x35}$		
"No Cumple"		

Estribos Columna 30x35:

$$A_{b_nro5} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Longitud de Confinamiento:

a) Lo debe ser mayor o igual que la mayor dimensión de la sección transversal del miembro:

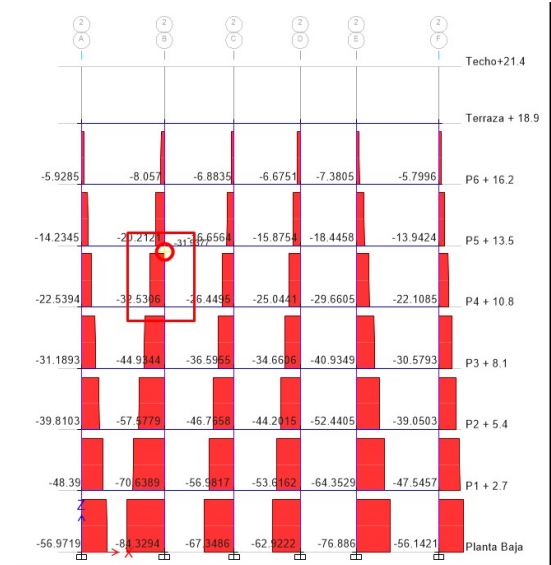
$$H_{c30x35} := 40 \text{ cm}$$

b) Lo debe ser mayor o igual que 1/6 de la altura libre de la columna:

$$\frac{1}{6} \cdot L_{n30x35} = 32.5 \text{ cm}$$

c) Lo debe ser mayor o igual que 45cm

$$45 \text{ cm}$$



$$L_{o30x35_cf} := 45 \text{ cm}$$

Zona Confinada

$$L_{o30x35_scf} := L_{n30x35} - 45 \text{ cm} \cdot 2 = 105 \text{ cm}$$

Zona Sin Confinar

Separación "Zona de Confinamiento":

a) So no debe exceder 1/4 de la menor dimensión de la columna:

$$S_{2_1} := \frac{1}{4} \cdot B_{Col_TSM} = 7.5 \text{ cm}$$

b) So no debe exceder 6 veces el diámetro de la menor barra del refuerzo longitudinal:

$$S_{2_2} := 6 \cdot 1.59 \text{ cm} = 9.54 \text{ cm}$$

c) So no debe exceder 6 veces el diametro de la menor barra del refuerzo longitudinal:

$$H_{X1} := 8 \text{ cm} \quad \phi_e = 0.953 \text{ cm} \quad rec = 5 \text{ cm}$$

$$S_{2_3} := \left(10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - H_{X1}}{3} \right) \right) = 19 \text{ cm}$$

$$S_{Conf1} := \max(S_{2_1}, S_{2_2}, S_{2_3}) = 19 \text{ cm} \quad 10 \text{ cm} \leq S_o \leq 15 \text{ cm}$$

(En este caso se toma 15 cm)

Separación "Zona Sin Confinar":

a) So debe ser mayor o igual 6 veces el diametro de la menor barra del refuerzo longitudinal:

$$S_{2_4} := 6 \cdot 1.59 \text{ cm} = 9.54 \text{ cm}$$

b) So debe ser mayor o igual a 15cm:

$$S_{2_5} := 15 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{SConf1} := \max(S_{2_4}, S_{2_5}) = 15 \text{ cm}$$

(En este caso se toma 15 cm)

Estribos de 3/8":

$$h_{cx2} := H_{Col_TSM} - 2 \cdot rec - \phi_e = 24.048 \text{ cm}$$

$$h_{cy2} := B_{Col_TSM} - 2 \cdot rec - \phi_e = 19.048 \text{ cm}$$

$$A_{ch2} := h_{cx2} \cdot h_{cy2} = 458.045 \text{ cm}^2 \quad A_e = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx2.2} := 0.30 \cdot sep \cdot h_{cx2} \cdot \left(\frac{A_{C_Col_TSM}}{A_{ch2}} - 1 \right) \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 6.993 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx2.3} := 0.09 \cdot sep \cdot h_{cx2} \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 1.623 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx2.4} := \frac{V_{S1} \cdot sep}{f_Y \cdot (H_{Col_TSM} - rec)} = 0.132 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy3.2} := 0.30 \cdot sep \cdot h_{cy2} \cdot \left(\frac{A_{C_Col_TSM}}{A_{ch2}} - 1 \right) \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 5.539 \text{ cm}^2$$

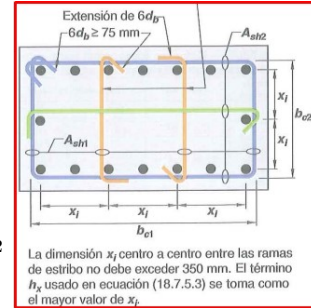
$$A_{shy3.3} := 0.09 \cdot sep \cdot h_{cy2} \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 1.286 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy3.4} := \frac{V_{S1} \cdot sep}{f_Y \cdot (B_{Col_TSM} - rec)} = 0.159 \text{ cm}^2$$

$$Nro_{ramasx1.1} := \frac{A_{shx2.2}}{A_e} = 9.849$$

$$Nro_{ramasy1.1} := \frac{A_{shy3.2}}{A_e} = 7.801$$

Para buscar un menor numero de ramas se procede a aumentar el diametro de los estribos y se disminuye la separación a 10cm



Refuerzo Transversal "ACI 318-19"

Estribos de 1/2":

$$\phi_{e1} = 1.27 \text{ cm}$$

$$sep1 = 10 \text{ cm}$$

$$h_{cx3} := H_{Col_TSM} - 2 \cdot rec - \phi_{e1} = 23.73 \text{ cm}$$

$$h_{cy3} := B_{Col_TSM} - 2 \cdot rec - \phi_{e1} = 18.73 \text{ cm}$$

$$A_{ch4} := h_{cx3} \cdot h_{cy3} = 444.463 \text{ cm}^2 \quad A_{e1} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx4.1} := 0.30 \cdot sep1 \cdot h_{cx3} \cdot \left(\frac{A_{C_Col_TSM}}{A_{ch4}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_C}{f_Y} = 4.849 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx4.2} := 0.09 \cdot sep1 \cdot h_{cx3} \cdot \frac{f'_C}{f_Y} = 1.068 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx4.3} := \frac{V_{S1} \cdot sep1}{f_Y \cdot (H_{Col_TSM} - rec)} = 0.088 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy5.1} := 0.30 \cdot sep1 \cdot h_{cy3} \cdot \left(\frac{A_{C_Col_TSM}}{A_{ch4}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_C}{f_Y} = 3.828 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy5.2} := 0.09 \cdot sep1 \cdot h_{cy3} \cdot \frac{f'_C}{f_Y} = 0.843 \text{ cm}^2$$

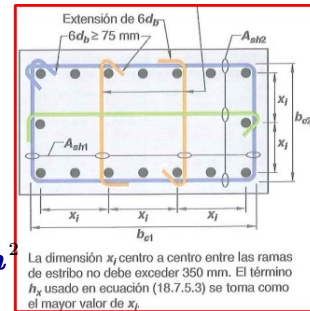
$$A_{shx5.3} := \frac{V_S \cdot sep1}{f_Y \cdot (B_{Col_TSM} - rec)} = 0.152 \text{ cm}^2$$

$$Nro_{ramasx2} := \frac{A_{shx4.1}}{A_{e1}} = 3.818$$

$$Nro_{ramasy2} := \frac{A_{shy5.1}}{A_{e1}} = 3.014$$

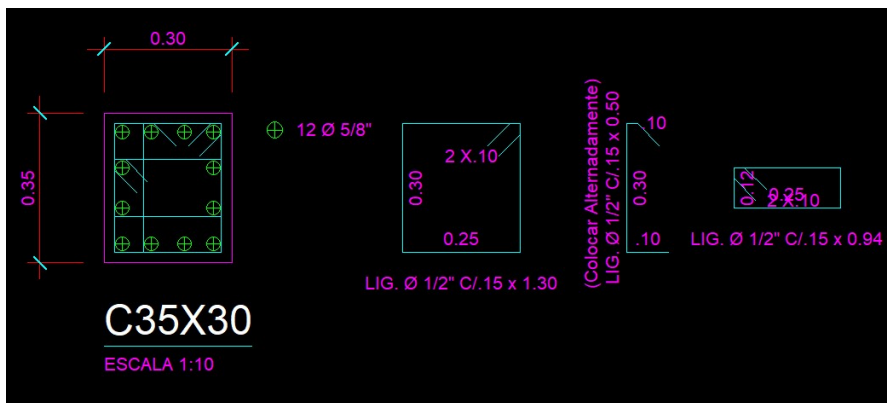
En este caso se usaran estribos de ϕ 1/2" c/u 10cm:

- 4 ramas de estribos en x
- 3 ramas de estribos en y

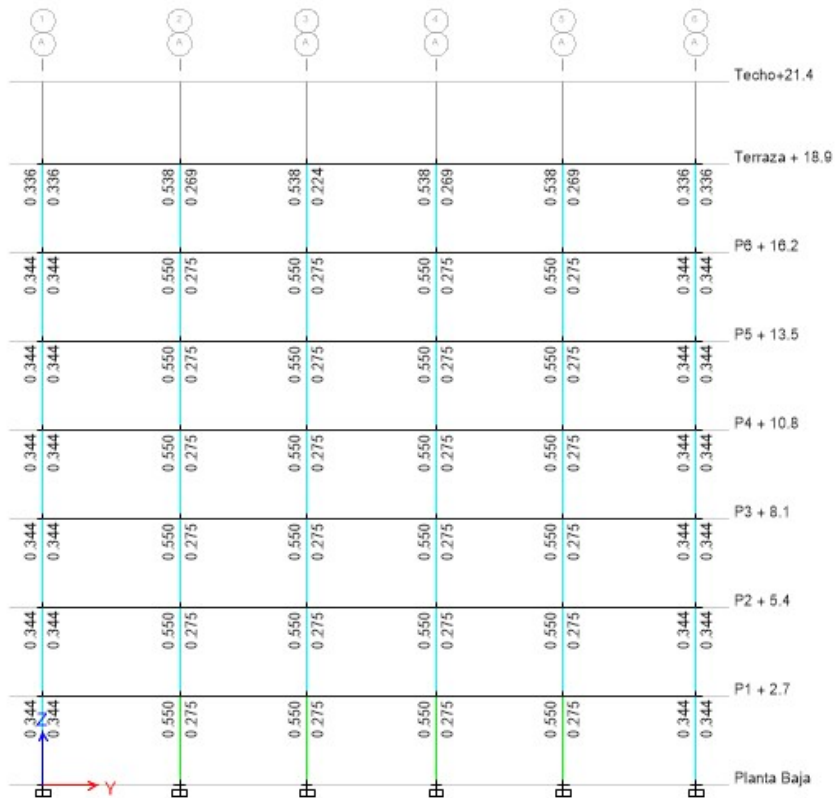
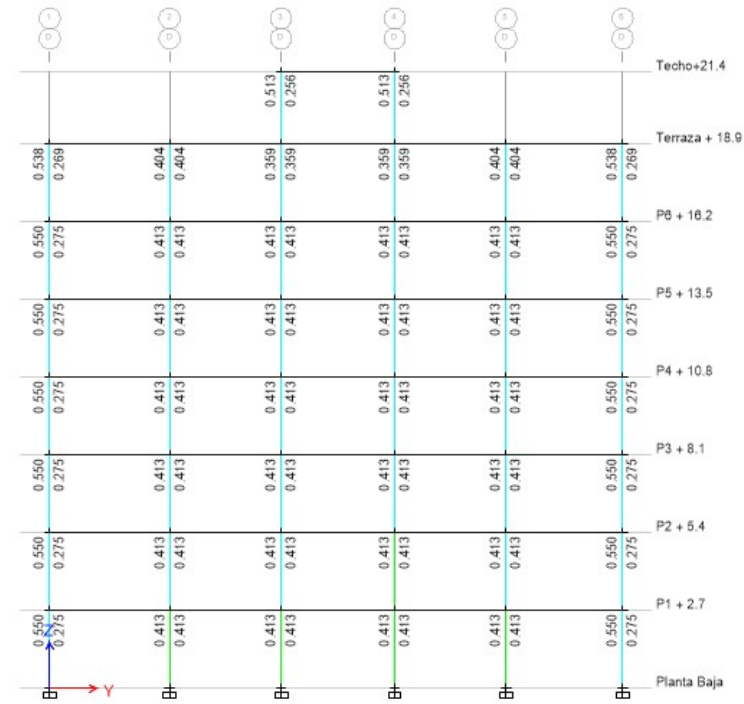


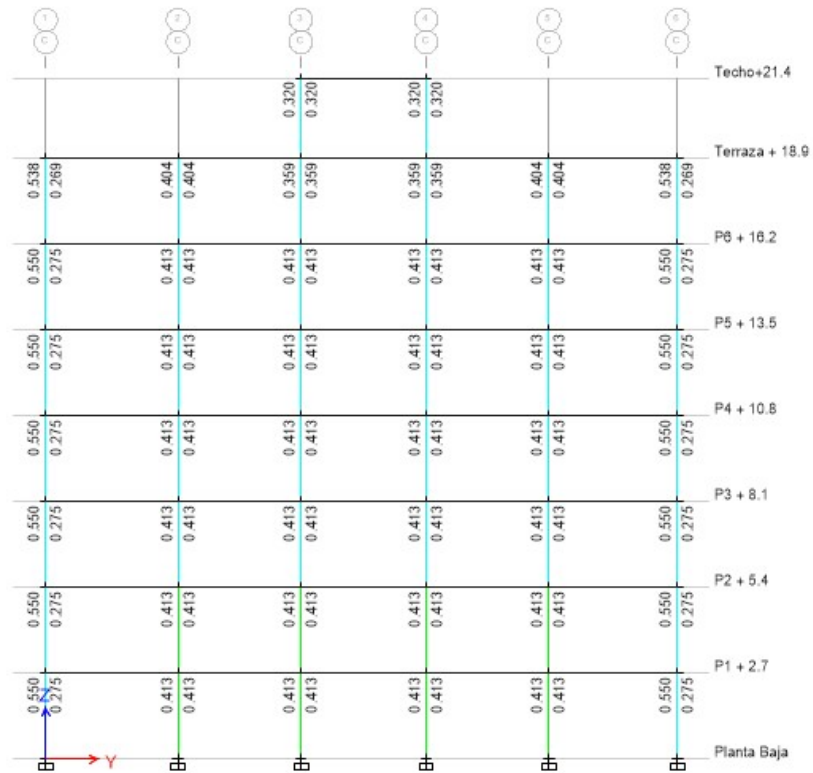
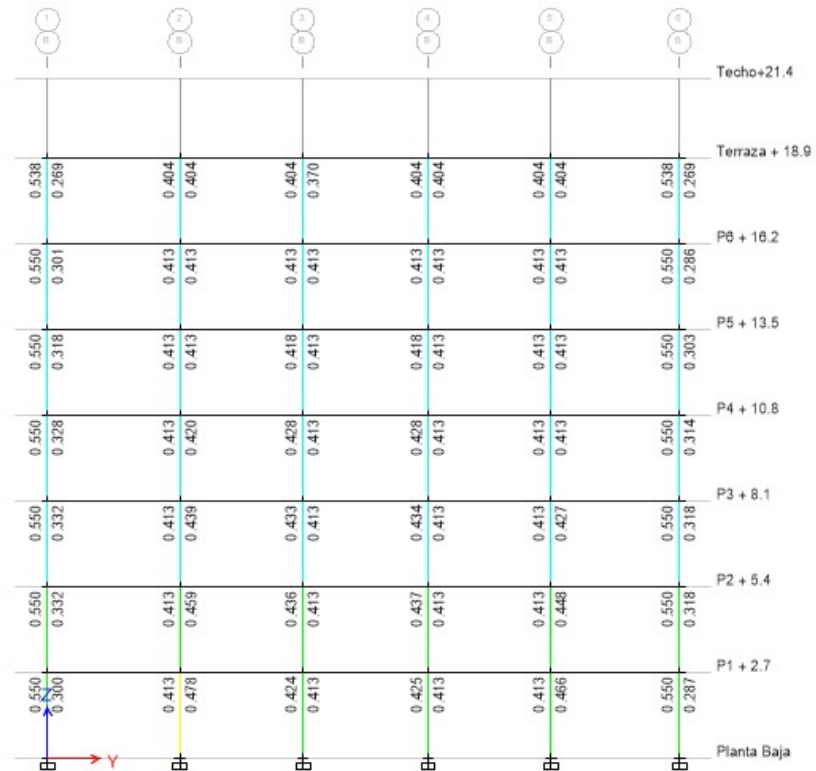
Refuerzo Transversal "ACI 318-19"

La dimensión x_i centro a centro entre las ramas de estribo no debe exceder 350 mm. El término h_e , usado en ecuación (18.7.5.3) se toma como el mayor valor de x_i .

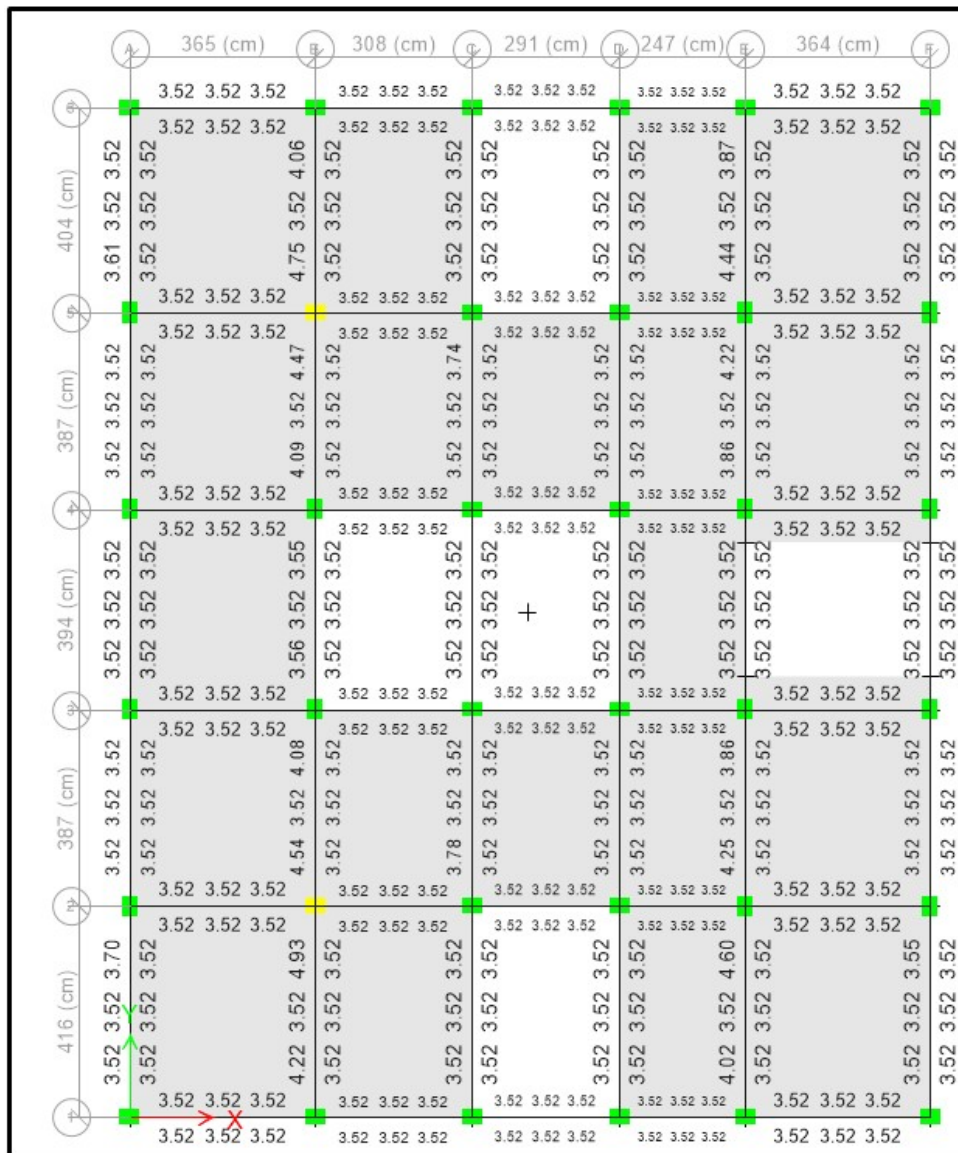


8.1. Chequeo de nodos en ETABS





9. Diseño de Vigas con ND3 (Norma Covenin 1753-2006):



Acero longitudinal Requerido en planta tipo 1 (Vista de Planta ETABS)

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$B_{V_{PT}} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Base de la viga})$$

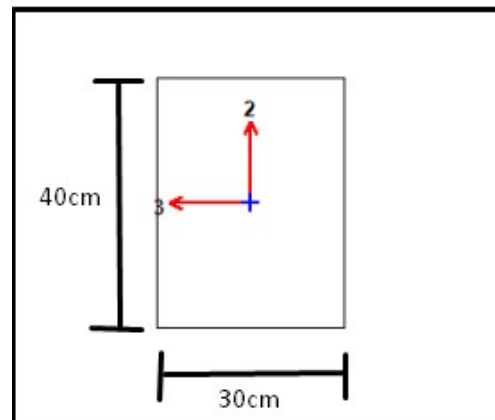
$$H_{V_{PT}} = 40 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de la viga})$$

$$rec_v = 5 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento de la viga})$$

$$d_v = H_{V_{PT}} - rec_v = 35 \text{ cm} \quad (\text{Altura util de la viga})$$

$$B_{C_{PT}} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Base de la columna})$$

$$H_{C_{PT}} = 40 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de la columna})$$



(Sección transversal)

Consideraciones Normativas:

a) La luz libre L_n , sera mayor a al menos 4 veces su altura útil:

$$\begin{array}{l}
 \text{if } L_{N_A_B} \geq 4 \cdot d_V \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } L_{N_A_B} < 4 \cdot d_V \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"} \\
 \\
 \text{if } L_{N_B_C} \geq 4 \cdot d_V \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } L_{N_B_C} < 4 \cdot d_V \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"} \\
 \\
 \text{if } L_{N_C_D} \geq 4 \cdot d_V \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } L_{N_C_D} < 4 \cdot d_V \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"} \\
 \\
 \text{if } L_{N_D_E} \geq 4 \cdot d_V \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } L_{N_D_E} < 4 \cdot d_V \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"} \\
 \\
 \text{if } L_{N_E_F} \geq 4 \cdot d_V \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } L_{N_E_F} < 4 \cdot d_V \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}$$

b) La relación ancho/alto de su sección transversal sera $b \geq 0.3h$:

$$\begin{array}{l}
 \text{if } B_{V_PT} \geq 0.3 \cdot H_{V_PT} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } B_{V_PT} < 0.3 \cdot H_{V_PT} \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}
 \quad D_{b_nro5} := \sqrt{\left(\frac{4 \cdot A_{b_nro5}}{\pi}\right)} = 0.016 \text{ m}$$

c) El ancho de la viga debe ser $b \geq 15\phi$ el diametro de la menor barra de la columna.

$$\begin{array}{l}
 \text{if } B_{V_PT} \geq 15 \cdot D_{b_nro5} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } B_{V_PT} < 15 \cdot D_{b_nro5} \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}$$

d) El ancho minimo es de $b \geq 25 \text{ cm}$

$$\begin{array}{l}
 \text{if } B_{V_PT} \geq 25 \text{ cm} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } B_{V_PT} < 25 \text{ cm} \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}$$

e) El ancho b de la viga no debe exceder el lado de la columna donde apoya.

$$\begin{array}{l}
 \text{if } B_{V_PT} \leq B_{C_PT} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } B_{V_PT} > B_{C_PT} \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}$$

f) El Acero seleccionado debe ser mayor al minimo, mayor a 1/2 del acero negativo escogido y mayor a 1/4 del acero negativo mayor.

$$A_{Smin_VS} := \left(\frac{14}{F_Y} \right) \cdot B_{V_PT} \cdot d_V \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 3.5 \text{ cm}^2$$

if $A_{SUP_VS_PT1} \geq A_{Smin_VS}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{SUP_VS_PT1} < A_{Smin_VS}$	
"No Cumple"	

if $A_{SUP_VS_PT1} \geq \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VS_PT1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{SUP_VS_PT1} < \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VS_PT1}$	
"No Cumple"	

if $A_{INF_VS_PT1} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VS_PT1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{INF_VS_PT1} < \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VS_PT1}$	
"No Cumple"	

g) En las esquinas superiores e inferiores se colocaran por lo menos 2 de ø3/8" para sostener los estribos.

$$A_{sinf} := 2$$

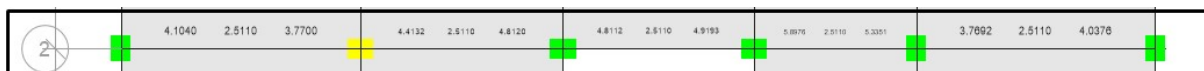
(Numero de varillas)

$$A_{sup} := 2$$

if $A_{sinf} \geq 2$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{sinf} < 2$	
"No Cumple"	

if $A_{sup} \geq 2$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{sup} < 2$	
"No Cumple"	

Acero Transversal requerido (ETABS)



(Tomando el tramo mas desfavorable D-E)

$$Es_{Zona_conf1} := \frac{A_{b_nro3}}{5.8976 \frac{cm^2}{m}} = 12.039 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_conf2} := \frac{A_{b_nro3}}{5.3351 \frac{cm^2}{m}} = 13.308 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_sinconf} := \frac{A_{b_nro3}}{2.5111 \frac{cm^2}{m}} = 28.274 \text{ cm}$$

(En este caso se usaran estribos de $\varnothing 3/8"$ C/15cm en las zonas confinadas y $\varnothing 3/8"$ C/30cm en la zona sin confinar.)

(Se requiere de 2 ramas para sostener las barras laterales)

(Comparación con la norma)

$$Sep1 := 15 \text{ cm}$$

$$Sep2 := 30 \text{ cm}$$

L_n/h	L_{cf}
≤ 4	h
$4 < L_n/h \leq 10$	$\frac{h}{6} \left(\frac{L_n}{h} + 2 \right)$
> 10	$2h$

$$L_{CF1} := \text{if} \left(\frac{L_{N_D_E}}{H_{V_PT}} \leq 4 \right) \quad \left\| \quad H_{V_PT} \right. \quad = 0.487 \text{ m}$$

$$\text{else if } 4 < \left(\frac{L_{N_D_E}}{H_{V_PT}} \right) \leq 10$$

$$\left\| \left(\frac{H_{V_PT}}{6} \right) \cdot \left(\frac{L_{N_D_E}}{H_{V_PT}} + 2 \right) \right.$$

$$\text{else if } \left(\frac{L_{N_D_E}}{H_{V_PT}} \right) > 10$$

$$\left\| 2 \cdot H_{V_PT}$$

(Longitud de Confinamiento)

Zona de confinamiento:

- a) Peralte de la viga $\frac{d_V}{4} = 8.75 \text{ cm}$
- b) Diámetro de la barilla longitudinal $8 \cdot 1.27 \text{ cm} = 10.16 \text{ cm}$
- c) Diámetro del estribo $\phi_e = 0.953 \text{ cm} \quad 24 \cdot \phi_e = 22.86 \text{ cm}$
- d) Constante 30 cm

$$\begin{aligned}
 Sep1 &= 15 \text{ cm} \\
 S_{P0_p1} &:= \text{if } Sep1 \leq \min\left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 1.27 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm}\right) \quad \Bigg| = 8.75 \text{ cm} \\
 &\quad \Bigg\| Sep1 \\
 &\quad \text{else if } Sep1 > \min\left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm}\right) \\
 &\quad \Bigg\| \min\left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm}\right)
 \end{aligned}$$

En este caso se toma 8 cm para la zona de confinamiento

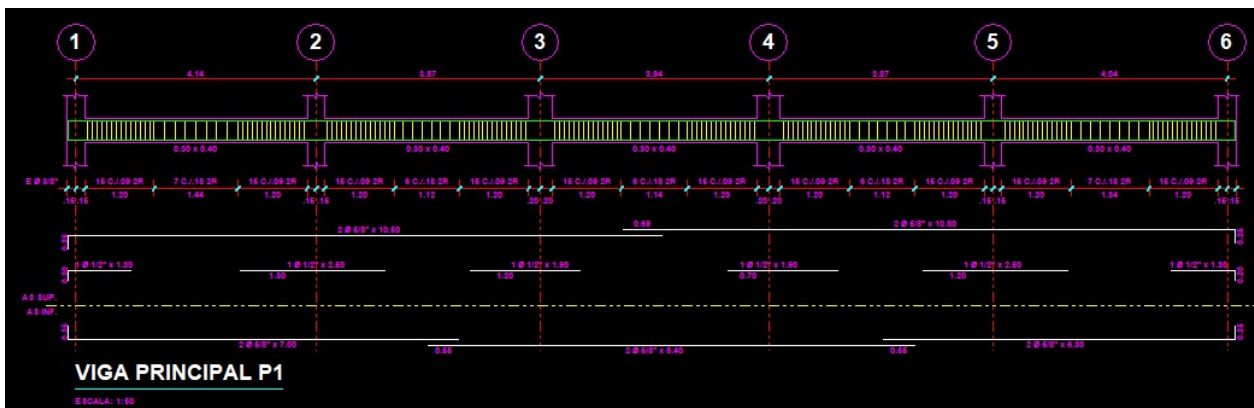
Zona sin confinar:

Separación máxima de estribos fuera de la zona de confinamiento:

$$\begin{aligned}
 S_{max_p1.1} &:= \text{if } Sep2 \leq \frac{d_V}{2} \quad \Bigg| = 17.5 \text{ cm} \\
 &\quad \Bigg\| Sep2 \\
 &\quad \text{else if } Sep2 > \frac{d_V}{2} \\
 &\quad \Bigg\| \frac{d_V}{2}
 \end{aligned}
 \quad \frac{d_V}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

En este caso se toma 15cm para la zona sin confinar

Viga Principal P1 (Propuesta de acero):



Acero propuesto (IP3 CAD)

$$A_{b_nro4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{b_nro5} = 1.98 \text{ cm}^2$$

(Por Tramo)

$$A_{SUP_VP_PT1} := A_{b_nro4} + 2 \cdot A_{b_nro5} = 5.23 \text{ cm}^2 \quad 1\phi 1/2" + 2\phi 5/8"$$

$$A_{INF_VP_PT1} := 2 \cdot A_{b_nro5} = 3.96 \text{ cm}^2 \quad 3\phi 1/2"$$

$$A_{b_nro3} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8"$$

$$L_{N_1_2} := 4.16 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_PT}}{2} \right) - \left(\frac{B_{C_PT}}{2} \right) = 3.86 \text{ m}$$

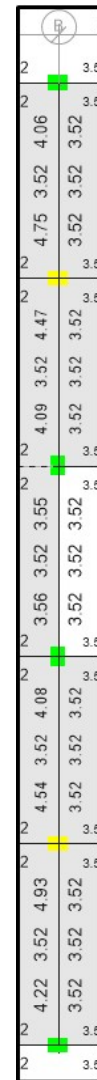
$$L_{N_2_3} := 3.87 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_PT}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_PT}}{2} \right) = 3.52 \text{ m}$$

$$L_{N_3_4} := 3.94 \text{ m} - \left(\frac{H_{C_PT}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_PT}}{2} \right) = 3.54 \text{ m}$$

$$L_{N_4_5} := 3.87 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_PT}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_PT}}{2} \right) = 3.52 \text{ m}$$

$$L_{N_5_6} := 4.04 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_PT}}{2} \right) - \left(\frac{B_{C_PT}}{2} \right) = 3.74 \text{ m}$$

Acero longitudinal requerido(ETABS)



Consideraciones Normativas:

a) La luz libre L_n , será mayor a al menos 4 veces su altura útil:

$\begin{array}{l} \text{if } L_{N_1_2} \geq 4 \cdot d_V \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } L_{N_1_2} < 4 \cdot d_V \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg = \text{ "Cumple" }$	$\begin{array}{l} \text{if } L_{N_2_3} \geq 4 \cdot d_V \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } L_{N_2_3} < 4 \cdot d_V \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg = \text{ "Cumple" }$
---	---

$\begin{array}{l} \text{if } L_{N_3_4} \geq 4 \cdot d_V \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } L_{N_3_4} < 4 \cdot d_V \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg = \text{ "Cumple" }$	$\begin{array}{l} \text{if } L_{N_4_5} \geq 4 \cdot d_V \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } L_{N_4_5} < 4 \cdot d_V \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg = \text{ "Cumple" }$
---	---

$$\begin{array}{l} \text{if } L_{N_5_6} \geq 4 \cdot d_V \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } L_{N_5_6} < 4 \cdot d_V \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

b) La relación ancho/alto de su sección transversal será $b \geq 0.3h$:

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } B_{V_PT} \geq 0.3 \cdot H_{V_PT} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } B_{V_PT} < 0.3 \cdot H_{V_PT} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

$$D_{b_nro4} := 1.27 \text{ cm}$$

c) El ancho de la viga debe ser $b \geq 15\phi$ el diámetro de la menor barra de la columna.

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } B_{V_PT} \geq 15 \cdot D_{b_nro4} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } B_{V_PT} < 15 \cdot D_{b_nro4} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

d) El ancho mínimo es de $b \geq 25 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } B_{V_PT} \geq 25 \text{ cm} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } B_{V_PT} < 25 \text{ cm} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

e) El ancho b de la viga no debe exceder el lado de la columna donde apoya.

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } B_{V_PT} \leq B_{C_PT} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } B_{V_PT} > B_{C_PT} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

f) El Acero seleccionado debe ser mayor al mínimo, mayor a 1/2 del acero negativo escogido y mayor a 1/4 del acero negativo mayor.

$$A_{Smin_VP} := \left(\frac{14}{F_Y} \right) \cdot B_{V_PT} \cdot d_V \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } A_{SUP_VP_PT1} \geq A_{Smin_VP} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } A_{SUP_VP_PT1} < A_{Smin_VP} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } A_{SUP_VP_PT1} \geq \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VP_PT1} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } A_{SUP_VP_PT1} < \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VP_PT1} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{if } A_{INF_VP_PT1} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VP_PT1} \\
 \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\
 \text{else if } A_{INF_VP_PT1} < \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VP_PT1} \\
 \quad \parallel \text{ "No Cumple"}
 \end{array}
 \quad \Bigg| \quad = \text{"Cumple"}$$

g) El las esquinas superiores e inferiores se colocaran por lo menos 2 de ø3/8" para sostener los estribos.

$$A_{sinf1} := 2$$

(Numero de varillas)

$$\begin{array}{l}
 A_{sup1} := 2 \\
 \text{if } A_{sinf1} \geq 2 \\
 \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\
 \text{else if } A_{sinf1} < 2 \\
 \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \\
 \text{if } A_{sup1} \geq 2 \\
 \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\
 \text{else if } A_{sup1} < 2 \\
 \quad \parallel \text{ "No Cumple"}
 \end{array}
 \quad \Bigg| \quad = \text{"Cumple"}$$

$$Es_{Zona_conf1.1} := \frac{A_{b_nro3}}{6.9092 \frac{cm^2}{m}} = 10.276 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_conf2.1} := \frac{A_{b_nro3}}{6.6081 \frac{cm^2}{m}} = 10.744 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_sinconf1} := \frac{A_{b_nro3}}{2.5111 \frac{cm^2}{m}} = 28.274 \text{ cm}$$

(En este caso se usaran estribos de ø 3/8" C/15cm en las zonas confinadas y ø 3/8" C/30cm en la zona sin confinar.)

(Comparación con la norma) (Se requiere de 2 ramas para sostener las barras laterales)

$$Sep1.1 := 15 \text{ cm} \quad Sep2.1 := 30 \text{ cm}$$

TABLA 18.3.4 LONGITUD DE CONFINAMIENTO, L_{cf}	
L_n/h	L_{cf}
≤ 4	h
$4 < L_n/h \leq 10$	$\frac{h}{6} \left(\frac{L_n}{h} + 2 \right)$
> 10	$2h$

$$L_{CF1.1} := \begin{cases} \text{if } \left(\frac{7 \text{ m}}{60 \text{ cm}} \right) \leq 4 & = 1.2 \text{ m} \\ \parallel 60 \text{ cm} \\ \text{else if } 4 < \left(\frac{7 \text{ m}}{60 \text{ cm}} \right) \leq 10 & \\ \parallel \left(\frac{60 \text{ cm}}{6} \right) \cdot \left(\frac{7 \text{ m}}{60 \text{ cm}} + 2 \right) & \text{(Longitud de Confinamiento)} \\ \text{else if } \left(\frac{7 \text{ m}}{60 \text{ cm}} \right) > 10 & \\ \parallel 2 \cdot 60 \text{ cm} & \end{cases}$$

(Tomando el tramo mas desfavorable 5-6)

(Acero Transversal requerido)

Zona de confinamiento:

a) Peralte de la viga

$$\frac{d_V}{4} = 8.75 \text{ cm}$$

b) Diámetro de la barilla longitudinal

$$8 \cdot 1.27 \text{ cm} = 10.16 \text{ cm}$$

c) Diámetro del estribo

$$\phi_e = 0.953 \text{ cm} \quad 24 \cdot \phi_e = 22.86 \text{ cm}$$

d) Constante

$$30 \text{ cm}$$

$$Sep1.1 = 15 \text{ cm}$$

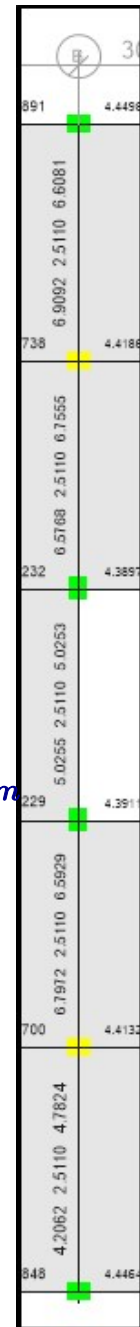
$$S_{P0_p1.1} := \begin{cases} \text{if } Sep1.1 \leq \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 1.27 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) & = 8.75 \text{ cm} \\ \parallel Sep1.1 \\ \text{else if } Sep1.1 > \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) & \\ \parallel \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) & \end{cases}$$

En este caso se toma 9 cm para la zona de confinamiento

Zona sin confinar:

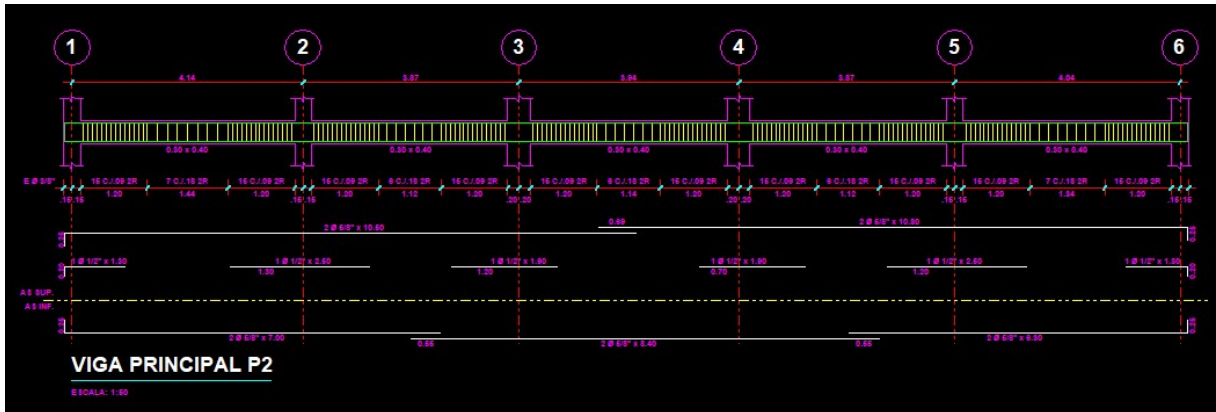
Separación máxima de estribos fuera de la zona de confinamiento:

$$S_{max_p1.2} := \begin{cases} \text{if } Sep2.1 \leq \frac{d_V}{2} & = 17.5 \text{ cm} \\ \parallel Sep2.1 \\ \text{else if } Sep2.1 > \frac{d_V}{2} & \\ \parallel \frac{d_V}{2} & \end{cases} \quad \frac{d_V}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

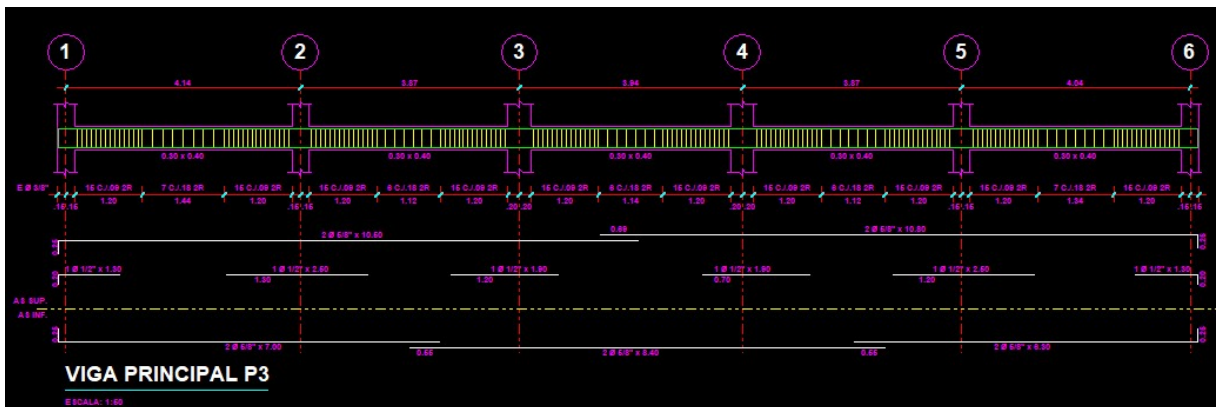


En este caso se toma 15cm para la zona sin confinar

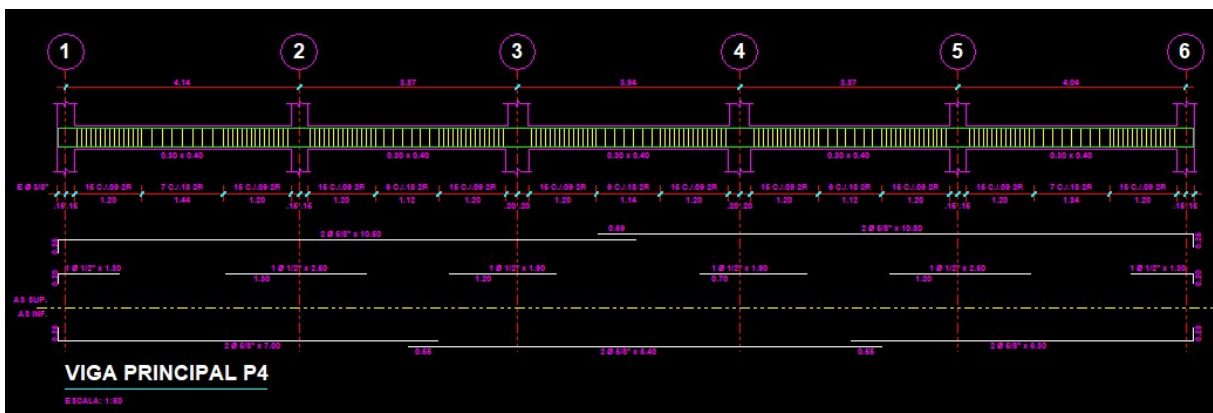
En este caso se revisaron los requerimientos de acero de piso 1 al 4 los cuales no presentan una gran variación en su requerimientos por ende se propuso el mismo diseño de acero para vigas principales y secundarias así como sus respectivos estribos.



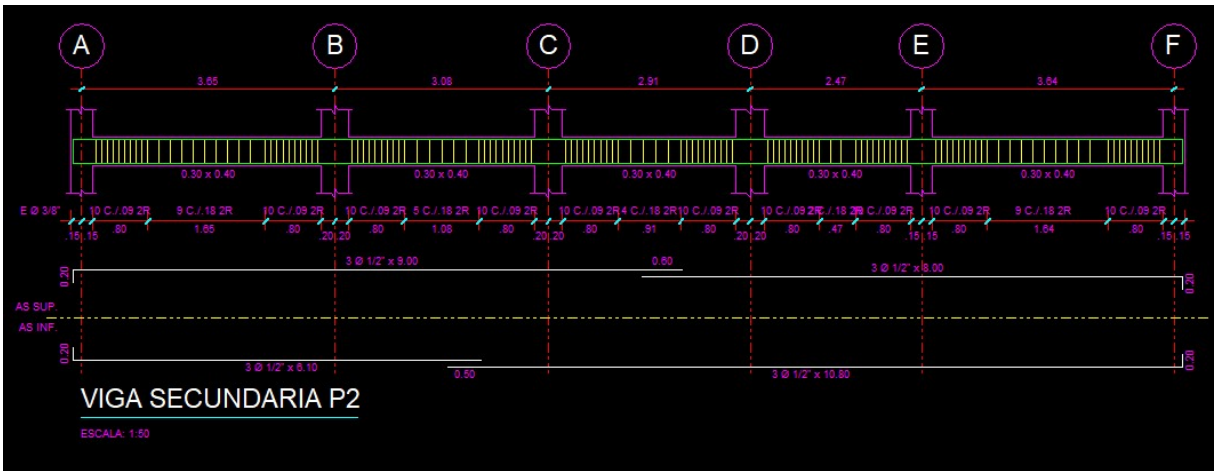
(Planta P2 "Viga Principal")



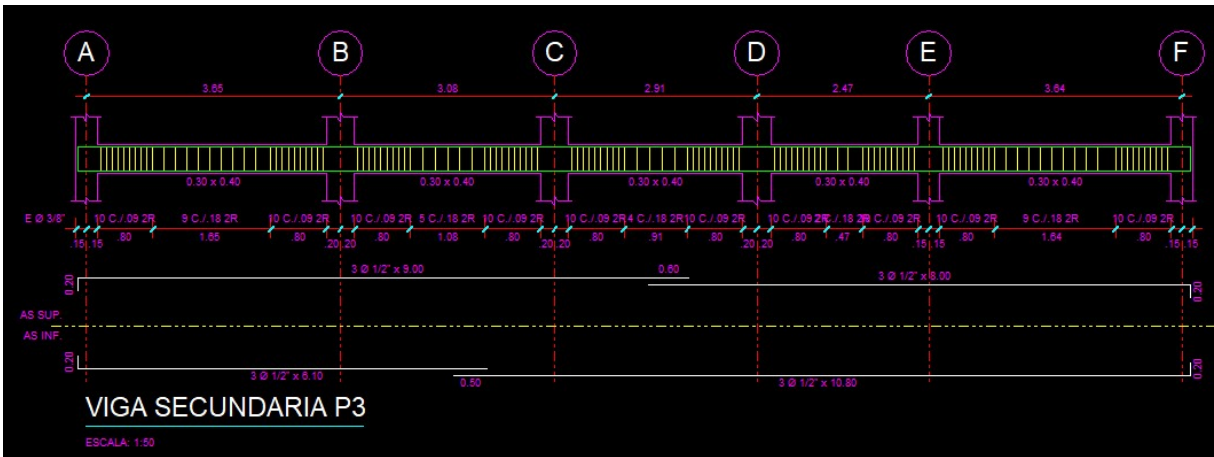
(Planta P3 "Viga Principal")



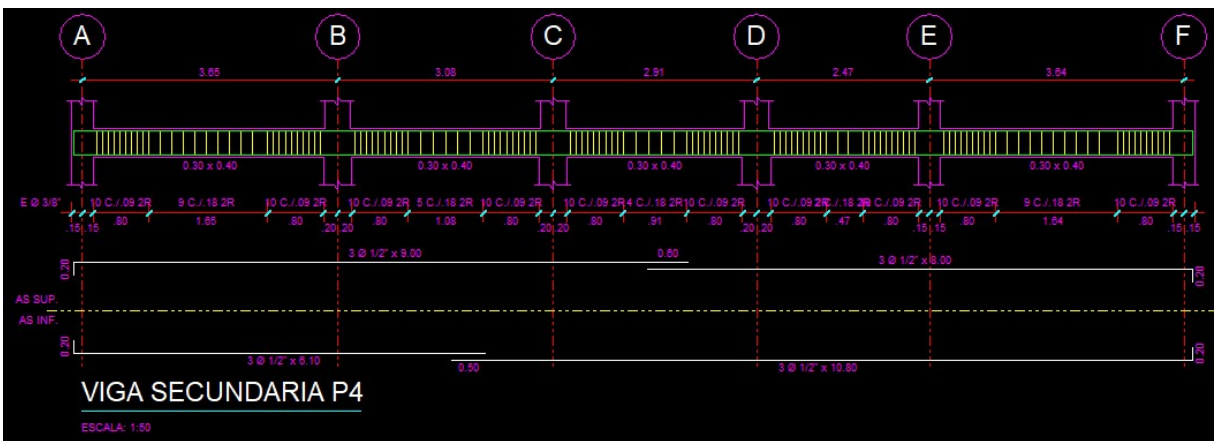
(Planta P4 "Viga Principal")



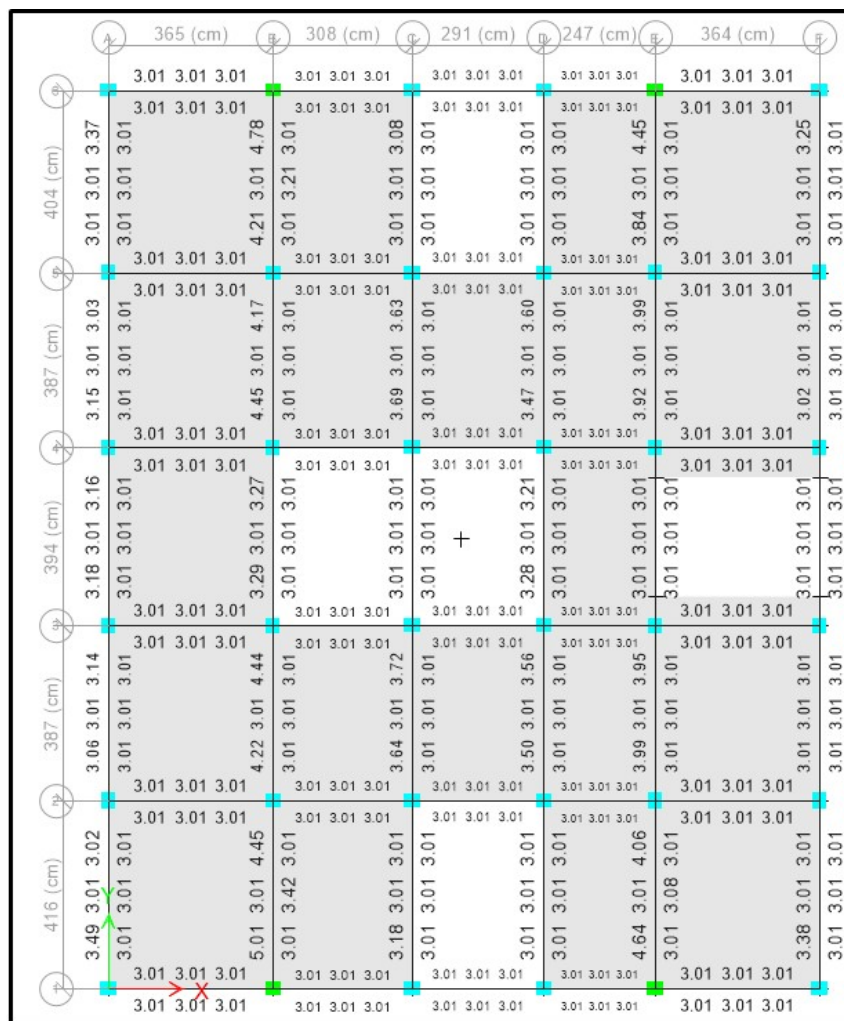
(Planta P2 "Viga Secundaria")



(Planta P3 "Viga Secundaria")



(Planta P4 "Viga Secundaria")



Acero longitudinal Requerido en planta tipo 5 (Vista de Planta ETABS)

$$f'_C = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad F_Y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$B_{V_TSM} := 30 \text{ cm} \quad (\text{Base de la viga})$$

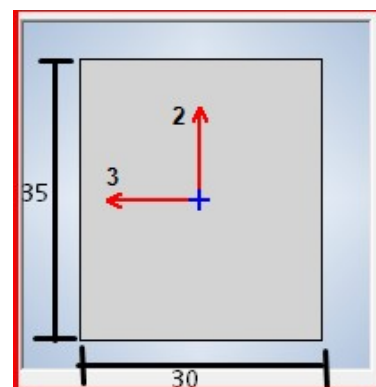
$$H_{V_TSM} := 35 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de la viga})$$

$$rec_V = 5 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento de la viga})$$

$$d_{V1} := H_{V_TSM} - rec_V = 30 \text{ cm} \quad (\text{Altura util de la viga})$$

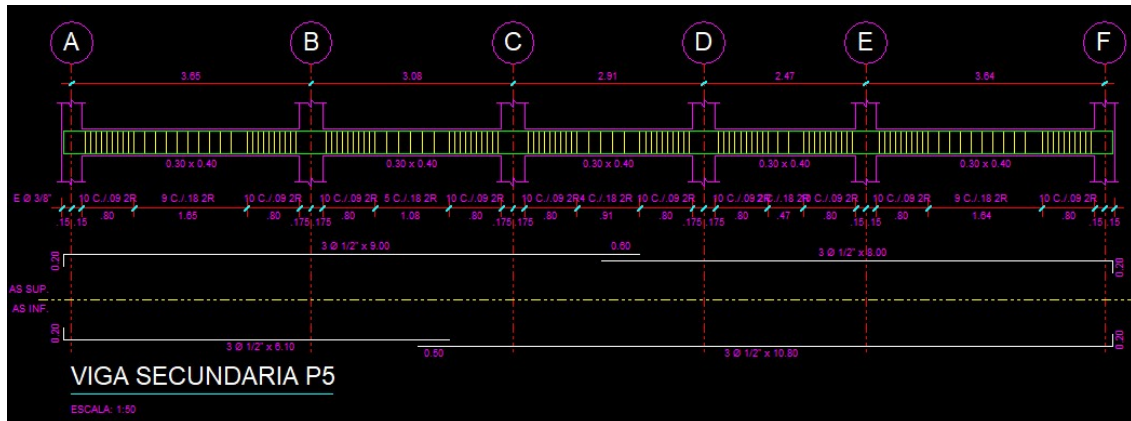
$$B_{C_TSM} := 30 \text{ cm} \quad (\text{Base de la columna})$$

$$H_{C_TSM} := 35 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de la columna})$$



(Sección transversal)

Viga Secundaria P5 (Propuesta de acero):



Acero propuesto (IP3 CAD) Acero Longitudinal requerido (ETABS)

	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01
	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01

$$A_{b_nro4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{SUP_VS_TSM1} := 3 \cdot A_{b_nro4} = 3.81 \text{ cm}^2 \quad 3\phi 1/2"$$

$$A_{INF_VS_TSM1} := 3 \cdot A_{b_nro4} = 3.81 \text{ cm}^2 \quad 3\phi 1/2"$$

$$A_{b_nro3} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8" \text{ (Estribos)}$$

$$L_{N_A_B1} := 3.65 \text{ m} - \left(\frac{H_{C_TSM}}{2} \right) - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) = 3.325 \text{ m}$$

$$L_{N_B_C1} := 3.08 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_TSM}}{2} \right) = 2.755 \text{ m}$$

$$L_{N_C_D1} := 2.91 \text{ m} - \left(\frac{H_{C_TSM}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_TSM}}{2} \right) = 2.56 \text{ m}$$

$$L_{N_D_E1} := 2.47 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_TSM}}{2} \right) = 2.145 \text{ m}$$

$$L_{N_E_F1} := 3.64 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) = 3.34 \text{ m}$$

Consideraciones Normativas:

a) La luz libre L_n , sera mayor a al menos 4 veces su altura útil:

$$\begin{array}{l} \text{if } L_{N_A_B1} \geq 4 \cdot d_{V1} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } L_{N_A_B1} < 4 \cdot d_{V1} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$
$$\begin{array}{l} \text{if } L_{N_D_E1} \geq 4 \cdot d_{V1} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } L_{N_D_E1} < 4 \cdot d_{V1} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$
$$\begin{array}{l} \text{if } L_{N_B_C1} \geq 4 \cdot d_{V1} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } L_{N_B_C1} < 4 \cdot d_{V1} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$
$$\begin{array}{l} \text{if } L_{N_E_F1} \geq 4 \cdot d_{V1} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } L_{N_E_F1} < 4 \cdot d_{V1} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$
$$\begin{array}{l} \text{if } L_{N_C_D1} \geq 4 \cdot d_{V1} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } L_{N_C_D1} < 4 \cdot d_{V1} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

b) La relación ancho/alto de su sección transversal sera $b \geq 0.3h$:

$$\begin{array}{l} \text{if } B_{V_TSM} \geq 0.3 \cdot H_{V_TSM} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } B_{V_TSM} < 0.3 \cdot H_{V_TSM} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$
$$D_{b_nro5} = 1.588 \text{ cm}$$

c) El ancho de la viga debe ser $b \geq 15\phi$ el diametro de la menor barra de la columna.

$$\begin{array}{l} \text{if } B_{V_TSM} \geq 15 \cdot D_{b_nro5} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } B_{V_TSM} < 15 \cdot D_{b_nro5} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

d) El ancho minimo es de $b \geq 25 \text{ cm}$

$$\begin{array}{l} \text{if } B_{V_TSM} \geq 25 \text{ cm} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } B_{V_TSM} < 25 \text{ cm} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

e) El ancho b de la viga no debe exceder el lado de la columna donde apoya.

$$\begin{array}{l} \text{if } B_{V_TSM} \leq B_{C_TSM} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } B_{V_TSM} > B_{C_TSM} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

f) El Acero seleccionado debe ser mayor al mínimo, mayor a 1/2 del acero negativo escogido y mayor a 1/4 del acero negativo mayor.

$$A_{Smin_VS1} := \left(\frac{14}{F_Y} \right) \cdot B_{V_TSM} \cdot d_{V1} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 3 \text{ cm}^2$$

if $A_{SUP_VS_TSM1} \geq A_{Smin_VS1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{SUP_VS_TSM1} < A_{Smin_VS1}$	= "No Cumple"
"No Cumple"	

if $A_{SUP_VS_TSM1} \geq \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VS_TSM1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{SUP_VS_TSM1} < \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VS_TSM1}$	= "No Cumple"
"No Cumple"	

if $A_{INF_VS_TSM1} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VS_TSM1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{INF_VS_TSM1} < \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VS_TSM1}$	= "No Cumple"
"No Cumple"	

g) En las esquinas superiores e inferiores se colocaran por lo menos 2 de $\phi 3/8$ " para sostener los estribos.

$$A_{sinf} = 2$$

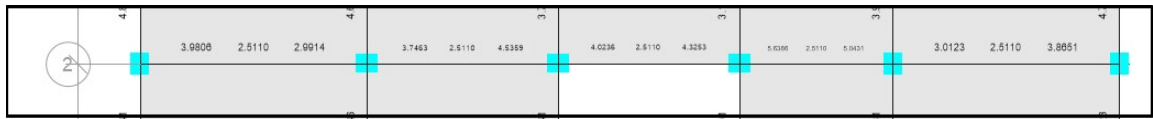
(Numero de varillas)

$$A_{sup} = 2$$

if $A_{sinf} \geq 2$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{sinf} < 2$	= "No Cumple"
"No Cumple"	

if $A_{sup} \geq 2$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{sup} < 2$	= "No Cumple"
"No Cumple"	

Acero Transversal requerido (ETABS)



(Tomando el tramo mas desfavorable D-E)

$$Es_{Zona_conf1.2} := \frac{A_{b_nro3}}{5.6386 \frac{cm^2}{m}} = 12.592 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_conf2.2} := \frac{A_{b_nro3}}{5.3351 \frac{cm^2}{m}} = 13.308 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_sinconf1.1} := \frac{A_{b_nro3}}{2.5111 \frac{cm^2}{m}} = 28.274 \text{ cm}$$

(En este caso se usaran estribos de ϕ 3/8" C/15cm en las zonas confinadas y ϕ 3/8" C/30cm en la zona sin confinar.)

(Se requiere de 2 ramas para sostener las barras laterales)

(Comparación con la norma)

$$Sep1 = 15 \text{ cm}$$

$$Sep2 = 30 \text{ cm}$$

$$L_{CF1.2} := \text{if} \left(\frac{L_{N_D_E1}}{H_{V_TSM}} \leq 4 \right) = 0.474 \text{ m}$$

$$\left\| H_{V_TSM} \right.$$

$$\text{else if } 4 < \left(\frac{L_{N_D_E1}}{H_{V_TSM}} \right) \leq 10$$

$$\left\| \left(\frac{H_{V_TSM}}{6} \right) \cdot \left(\frac{L_{N_D_E1}}{H_{V_TSM}} + 2 \right) \right.$$

$$\text{else if } \left(\frac{L_{N_D_E1}}{H_{V_TSM}} \right) > 10$$

$$\left\| 2 \cdot H_{V_TSM} \right.$$

(Longitud de Confinamiento)

Zona de confinamiento:

a) Peralte de la viga

$$\frac{d_V}{4} = 8.75 \text{ cm}$$

b) Diametro de la barilla longitudinal

$$8 \cdot 1.27 \text{ cm} = 10.16 \text{ cm}$$

c) Diametro del estribo

$$\phi_e = 0.953 \text{ cm} \quad 24 \cdot \phi_e = 22.86 \text{ cm}$$

d) Constante

$$30 \text{ cm}$$

$$Sep2 = 30 \text{ cm}$$

$$S_{P0_p1.2} := \text{if } Sep2 \leq \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 1.27 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) = 8.75 \text{ cm}$$

$$\left\| Sep2 \right.$$

$$\text{else if } Sep2 > \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right)$$

$$\left\| \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) \right.$$

En este caso se toma 9 cm para la zona de confinamiento
Zona sin confinar:

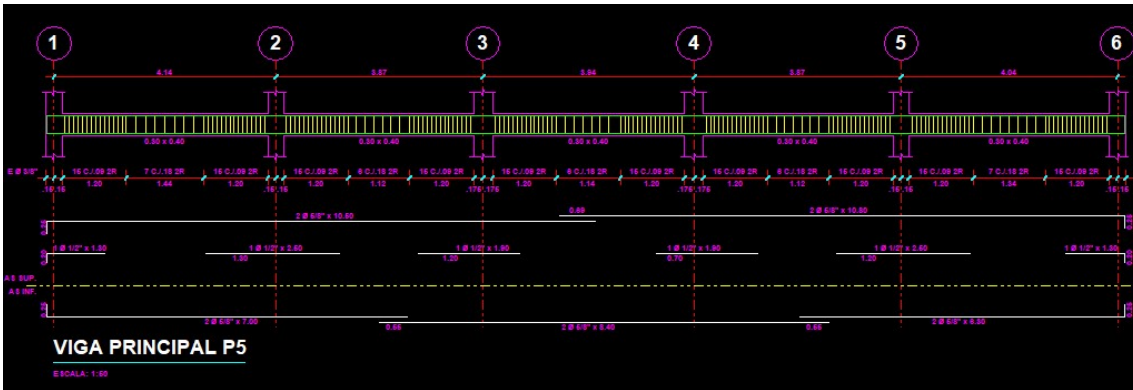
Separación máxima de estribos fuera de la zona de confinamiento:

$$S_{max_p2.2} := \text{if } Sep2 \leq \frac{d_V}{2} \quad = 17.5 \text{ cm} \quad \frac{d_V}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\left\| \begin{array}{l} Sep2 \\ \text{else if } Sep2 > \frac{d_V}{2} \\ \left\| \frac{d_V}{2} \end{array} \right.$$

En este caso se toma 15cm para la zona sin confinar

Viga Principal P5 (Propuesta de acero):



Acero propuesto (IP3 CAD)

$$A_{b_nro4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{SUP_VP_TSM1} := 3 \cdot A_{b_nro4} = 3.81 \text{ cm}^2 \quad 3\phi 1/2''$$

$$A_{INF_VP_TSM1} := 3 \cdot A_{b_nro4} = 3.81 \text{ cm}^2 \quad 3\phi 1/2''$$

$$A_{b_nro3} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8''$$

$$L_{N_1_2.1} := 4.16 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) = 3.86 \text{ m}$$

$$L_{N_2_3.1} := 3.87 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_TSM}}{2} \right) = 3.545 \text{ m}$$

$$L_{N_3_4.1} := 3.94 \text{ m} - \left(\frac{H_{C_TSM}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_TSM}}{2} \right) = 3.59 \text{ m}$$

$$L_{N_4_5.1} := 3.87 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_TSM}}{2} \right) = 3.545 \text{ m}$$

$$L_{N_5_6.1} := 4.04 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) - \left(\frac{B_{C_TSM}}{2} \right) = 3.74 \text{ m}$$

Acero longitudinal requerido(ETABS)

h)	308
3.01	3.01 3.
3.01	3.01 3.
4.21	3.01 4.78
3.01	3.01 3.21 3.01
3.01	3.01 3.
3.01	3.01 3.
4.45	3.01 4.17
3.01	3.01 3.01 3.01
3.01	3.01 3.
3.01	3.01 3.27
3.01	3.01 3.01 3.01
3.01	3.01 3.
4.44	3.01 4.44
3.01	3.01 3.01 3.01
3.01	3.01 3.01 3.01
4.22	3.01 4.44
3.01	3.01 3.01 3.01
3.01	3.01 3.01 3.01
4.45	3.01 4.45
3.01	3.01 3.42 3.01
3.01	3.01 3.
3.01	3.01 3.

Consideraciones Normativas:

a) La luz libre L_n , sera mayor a al menos 4 veces su altura útil:

if $L_{N-1-2.1} \geq 4 \cdot d_{V1}$ = "Cumple" "Cumple" else if $L_{N-1-2.1} < 4 \cdot d_{V1}$ "No Cumple"	if $L_{N-2-3.1} \geq 4 \cdot d_{V1}$ = "Cumple" "Cumple" else if $L_{N-2-3.1} < 4 \cdot d_{V1}$ "No Cumple"
if $L_{N-3-4.1} \geq 4 \cdot d_{V1}$ = "Cumple" "Cumple" else if $L_{N-3-4.1} < 4 \cdot d_{V1}$ "No Cumple"	if $L_{N-4-5.1} \geq 4 \cdot d_{V1}$ = "Cumple" "Cumple" else if $L_{N-4-5.1} < 4 \cdot d_{V1}$ "No Cumple"
if $L_{N-5-6.1} \geq 4 \cdot d_{V1}$ = "Cumple" "Cumple" else if $L_{N-5-6.1} < 4 \cdot d_{V1}$ "No Cumple"	

b) La relación ancho/alto de su sección transversal sera $b \geq 0.3h$:

if $B_{V_TSM} \geq 0.3 \cdot H_{V_TSM}$ = "Cumple" "Cumple" else if $B_{V_TSM} < 0.3 \cdot H_{V_TSM}$ "No Cumple"	$D_{b_nro4} = 1.27 \text{ cm}$
--	---------------------------------

c) El ancho de la viga debe ser $b \geq 15\phi$ el diametro de la menor barra de la columna.

if $B_{V_TSM} \geq 15 \cdot D_{b_nro4}$ = "Cumple" "Cumple" else if $B_{V_TSM} < 15 \cdot D_{b_nro4}$ "No Cumple"	
--	--

d) El ancho minimo es de $b \geq 25 \text{ cm}$

if $B_{V_TSM} \geq 25 \text{ cm}$ = "Cumple" "Cumple" else if $B_{V_TSM} < 25 \text{ cm}$ "No Cumple"	
--	--

e) El ancho b de la viga no debe exceder el lado de la columna donde apoya.

if $B_{V_TSM} \leq B_{C_TSM}$ = "Cumple" "Cumple" else if $B_{V_TSM} > B_{C_TSM}$ "No Cumple"	
--	--

f) El Acero seleccionado debe ser mayor al mínimo, mayor a 1/2 del acero negativo escogido y mayor a 1/4 del acero negativo mayor.

$$A_{Smin_VP1} := \left(\frac{14}{F_Y} \right) \cdot B_{V_TSM} \cdot d_{V1} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 3 \text{ cm}^2$$

if $A_{SUP_VP_TSM1} \geq A_{Smin_VP1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{SUP_VP_TSM1} < A_{Smin_VP1}$	= "Cumple"
"No Cumple"	
if $A_{SUP_VP_TSM1} \geq \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VP_TSM1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{SUP_VP_TSM1} < \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VP_TSM1}$	= "Cumple"
"No Cumple"	
if $A_{INF_VP_TSM1} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VP_TSM1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{INF_VP_TSM1} < \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VP_TSM1}$	= "Cumple"
"No Cumple"	

g) El las esquinas superiores e inferiores se colocaran por lo menos 2 de $\phi 3/8"$ para sostener los estribos.

$$A_{sinf1} = 2$$

(Numero de varillas)

$$A_{sup1} = 2$$

if $A_{sinf1} \geq 2$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{sinf1} < 2$	= "Cumple"
"No Cumple"	
if $A_{sup1} \geq 2$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{sup1} < 2$	= "Cumple"
"No Cumple"	

$$Es_{Zona_conf1.3} := \frac{A_{b_nro3}}{5.3891 \frac{cm^2}{m}} = 13.175 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_conf2.3} := \frac{A_{b_nro3}}{5.1846 \frac{cm^2}{m}} = 13.694 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_sinconf1.2} := \frac{A_{b_nro3}}{2.5111 \frac{cm^2}{m}} = 28.274 \text{ cm}$$

(En este caso se usaran estribos de ϕ 3/8" C/15cm en las zonas confinadas y ϕ 3/8" C/30cm en la zona sin confinar.)

(Comparación con la norma) (Se requiere de 2 ramas para sostener las barras laterales)

$$Sep1.1 = 15 \text{ cm} \quad Sep2.1 = 30 \text{ cm}$$

$$L_{CF1.3} := \begin{cases} \text{if } \left(\frac{L_{N_2_3.1}}{H_{V_TSM}} \right) \leq 4 \\ \left\| H_{V_TSM} \right. \\ \text{else if } 4 < \left(\frac{L_{N_2_3.1}}{H_{V_TSM}} \right) \leq 10 \\ \left\| \left(\frac{H_{V_TSM}}{6} \right) \cdot \left(\frac{L_{N_2_3.1}}{H_{V_TSM}} + 2 \right) \right. \\ \text{else if } \left(\frac{L_{N_2_3.1}}{H_{V_TSM}} \right) > 10 \\ \left\| 2 \cdot H_{V_TSM} \right. \end{cases} = 0.7 \text{ m}$$

(Longitud de Confinamiento)

(Tomando el tramo mas desfavorable 1-2)

Zona de confinamiento: (Acero Transversal requerido)

a) Peralte de la viga

$$\frac{d_V}{4} = 8.75 \text{ cm}$$

b) Diametro de la barilla longitudinal

$$8 \cdot 1.27 \text{ cm} = 10.16 \text{ cm}$$

c) Diametro del estribo

$$\phi_e = 0.953 \text{ cm} \quad 24 \cdot \phi_e = 22.86 \text{ cm}$$

d) Constante

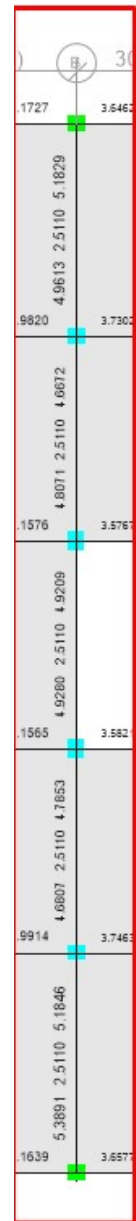
$$30 \text{ cm}$$

$$Sep1.1 = 15 \text{ cm}$$

$$S_{P0_p1.3} := \text{if } Sep1.1 \leq \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 1.27 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) \left\| Sep1.1 \right. = 8.75 \text{ cm}$$

$$\text{else if } Sep1.1 > \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) \left\| \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) \right.$$

$$\left\| \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) \right.$$



En este caso se toma 9 cm para la zona de confinamiento

Zona sin confinar:

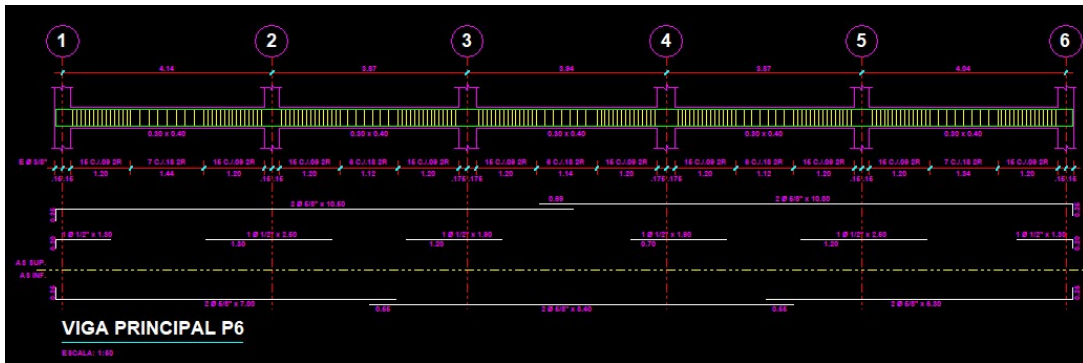
Separación máxima de estribos fuera de la zona de confinamiento:

$$S_{max_p1.3} := \begin{cases} \text{if } Sep2.1 \leq \frac{d_V}{2} \\ \quad \parallel Sep2.1 \\ \text{else if } Sep2.1 > \frac{d_V}{2} \\ \quad \parallel \frac{d_V}{2} \end{cases} = 17.5 \text{ cm}$$

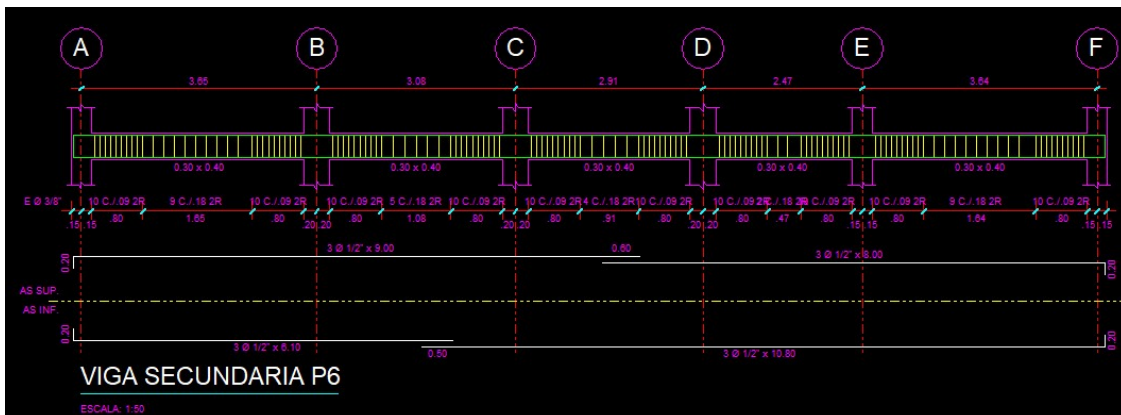
$$\frac{d_V}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

En este caso se toma 15cm para la zona sin confinar

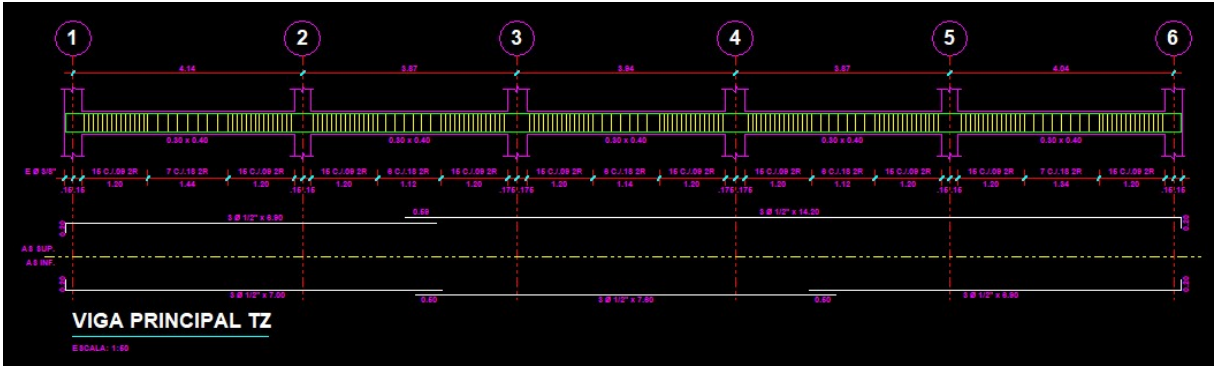
En este caso se revisaron los requerimientos de acero de piso 5 al 6 los cuales no presentan una gran variación en su requerimientos por ende se propuso el mismo diseño de acero para vigas principales y secundarias así como sus respectivos estribos, también se muestran las propuestas de acero para las vigas de la terraza y el techo.



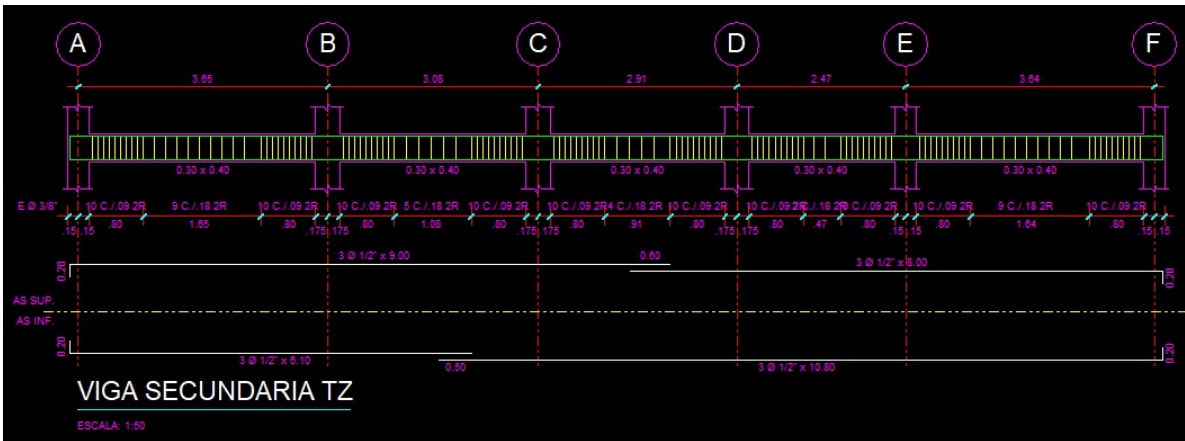
(Planta P6 "Viga Principal")



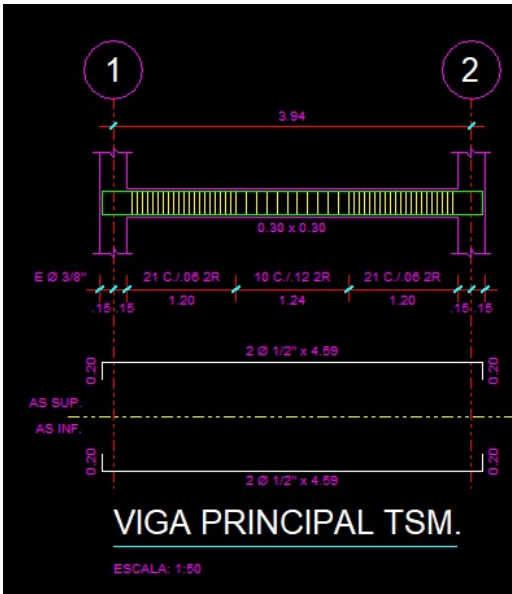
(Planta P6 "Viga Secundaria")



(Planta TZ "Viga Principal")



(Planta TZ "Viga Secundaria")



(Planta TSM "Viga Principal y Secundaria")

10. Diseño de Fundaciones:

Para determinar las dimensiones necesarias para las Zapatas se utilizarán los resultados de las solicitaciones obtenidas con ETABS y se realizara un calculo que posteriormente se comparara con el programa IP3-fundaciones, cabe mencionar que se busco estandarizar las zapatas en tres tipos y se considerara una capacidad admisible del suelo de 1.5kgf/cm² obtenida del estudio de suelo de referencia.

Nivel	Columna	Fz (tonf)	Mx (tonf*m)	My (tonf*m)
A	276	33.1019	0.375	0.0807
	288	47.0977	0.592	-0.0247
	300	32.576	0.3216	-0.0408
	312	30.4411	0.2817	0.0252
	324	42.3654	0.5371	0.047
	336	32.7435	0.3695	-0.0748
B	351	56.1381	-0.0546	0.0895
	286	83.1188	-0.0567	-0.0133
	298	66.7056	0.1521	-0.0494
	310	62.5072	0.1456	0.026
	256	75.9687	-0.0547	0.0301
	322	55.3303	-0.0504	-0.0827
C	342	54.7022	0.0067	0.0715
	348	68.8193	-0.2248	-0.0211
	296	56.355	-0.3564	0.0052
	308	70.6738	-0.0743	0.0243
	253	68.9883	-0.2141	-0.0132
	316	42.836	-0.2313	-0.0868
D	332	54.7027	-0.0105	0.0717
	345	68.7506	0.2185	-0.0215
	294	55.409	0.3531	-0.0084
	306	64.5928	0.113	0.027
	251	67.7533	0.2079	0.0003
	262	42.845	0.2245	-0.0864
E	354	56.9719	0.0763	0.0909
	280	84.3294	0.0853	-0.0127
	292	67.3486	-0.1369	-0.0503
	304	62.9222	-0.132	0.0282
	249	76.886	0.0867	0.0323
	259	56.1421	0.0684	-0.0825
F	266	33.8258	-0.4009	0.0831
	278	48.1536	-0.6332	-0.023
	290	33.2293	-0.3454	-0.0398
	302	31.0652	-0.3028	0.0282
	314	43.2954	-0.5746	0.0497
	326	33.4496	-0.3968	-0.0736

(Tabla con con cargas axiales y momentos máximos en (tonf-tonf*m) usados para el Diseño)

visto que se tienen columnas de 30x40cm se usaran pedestales de 40x50cm.

Fundación Tipo 1 (F-T1):

$P := 68.9883 \text{ tonnef} = 68988.3 \text{ kgf}$ (Carga Axial debido a la combinación envolvente Sismo+Carga variable+carga permanente)

$FM_Z := 1.55$ (Factor de Mayoración para carga axial "asumido")

$P_{U_F_T1} := FM_Z \cdot P = 106.932 \text{ tonnef}$ (Carga Axial ultima)

$q_{adm} := 1.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Capacidad admisible del suelo referencia "estudio de suelo")

$B_{PED} := 40 \text{ cm}$ (Base del pedestal)

$H_{PED} := 50 \text{ cm}$ (Ancho del pedestal)

$\sigma_{adm} := 1.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Capacidad admisible del suelo)

$f'_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Resistencia a la compresión cilíndrica del concreto "fundaciones y vigas de arriostre")

$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Resistencia del acero de refuerzo)

$H_{df} := 2 \text{ m}$ (Altura de desplante)

$db_{\text{nro5}} := 1.98 \text{ cm}$ (Diámetro de la barra de la columna)

$rec_{zap} := 7.5 \text{ cm}$ (Recubrimiento para Zapatas)

Predimensionamiento:

$Area_{F_T1} := \frac{P_{U_F_T1}}{q_{adm}} = 71287.91 \text{ cm}^2$

$B1 := \sqrt{Area_{F_T1}} = 2.67 \text{ m}$ (Se aproxima a 2.7m para tener una zapata cuadrada)

$B_{F_T1} := 2.7 \text{ m}$

$Area_{F_T1_1} := B_{F_T1}^2 = 72900 \text{ cm}^2$

$\sigma_{U_F_T1} := \frac{P_{U_F_T1}}{Area_{F_T1_1}} = 1.467 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Esfuerzo ultimo)

$n_{1X} := \frac{B_{F_T1} - B_{PED}}{2} = 115 \text{ cm}$ (Se toma el mayor)

$n_{1Y} := \frac{B_{F_T1} - H_{PED}}{2} = 110 \text{ cm}$

$$M_{U1_F_T1X} := \sigma_{U_F_T1} \cdot B_{F_T1} \cdot \frac{n_{1X}^2}{2} = 26.188 \text{ tonnef} \cdot m \text{ (Momento ultimo)}$$

$$M_{U1_F_T1Y} := \sigma_{U_F_T1} \cdot B_{F_T1} \cdot \frac{n_{1Y}^2}{2} = 23.961 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{U1_F_T1} := \max(M_{U1_F_T1X}, M_{U1_F_T1Y}) = 26.188 \text{ tonnef} \cdot m$$

Altura util de la zapata:

$$d_{F_T1} := \sqrt{\frac{M_{U1_F_T1}}{f'_c \cdot B_{F_T1} \cdot \mu_1}} = 16.369 \text{ cm} \quad \mu_1 := 0.1448$$

$$H_{F_T1} := 30 \text{ cm}$$

<p>15.5 ZAPATAS Y CABEZALES</p> <p>15.5.1 Dimensiones</p> <p>Las dimensiones de las zapatas y cabezales cumplirán con los requisitos de las Secciones 15.4.2 a 15.4.5. La altura útil es función de la rigidez a flexión requerida. Para las zapatas que se apoyan directamente sobre el suelo no será menor de 30 cm y para los cabezales de pilotes no será menor de 1.25 veces el diámetro del pilote.</p>

(En este caso se asumira una altura de 30cm para cumplir la normativa)

$$C := n_{1X} - H_{F_T1} = 85 \text{ cm}$$

(Peralte efectivo)

(Distancia a la cara del pedestal)

Calculo del esfuerzo cortante actuante:

$$V_{U_F_T1} := \sigma_{U_F_T1} \cdot C \cdot B_{F_T1} = 33.664 \text{ tonnef}$$

Calculo del esfuerzo cortante admisible: $\Phi_{1.1} := 0.75$

$$V_{UC_F_T1} := \Phi_{1.1} \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot B_{F_T1} \cdot H_{F_T1} = 50.909 \text{ tonnef}$$

if $V_{U_F_T1} < V_{UC_F_T1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Se debe aumentar la altura"	

Perímetro de punzonado:

$$b_{O_F_T1} := 2 \cdot (H_{PED} + B_{PED} + 2 \cdot H_{F_T1}) = 300 \text{ cm}$$

Calculo del esfuerzo actuante por punzonado:

$$\Phi_2 := 0.85$$

$$V_{UP_F_T1} := P_{U_F_T1} - \sigma_{U_F_T1} \cdot (B_{PED} + H_{F_T1}) \cdot (H_{PED} + H_{F_T1}) = 98.718 \text{ tonnef}$$

$$V_{UP_F_T1_R} := \frac{V_{UP_F_T1}}{\Phi_2 \cdot b_{O_F_T1} \cdot H_{F_T1}} = 12.904 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del esfuerzo admisible por punzonado:

$$V_{UCP_F_T1} := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 16.76 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $V_{UP_F_T1_R} < V_{UCP_F_T1}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

$$B_C := \frac{H_{PED}}{B_{PED}} = 1.25$$

if $B_C \geq 1$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Uso 1"

$$V_{UCP_F_T1R} := \frac{1.06}{B_C} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 13.408 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $V_{UP_F_T1_R} < V_{UCP_F_T1R}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

Verificación por aplastamiento:

$$\Phi_3 := 0.7$$

$$P_{UCOL_F_T1} := \Phi_3 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot H_{PED} \cdot B_{PED} = 297.5 \text{ tonnef}$$

if $P_{UCOL_F_T1} > P_{U_F_T1}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

$$P_{UBAS_F_T1} := P_{UCOL_F_T1} \cdot \sqrt{Area_{F_T1_1}} \cdot \frac{1}{m} = 803.25 \text{ tonnef}$$

if $P_{UBAS_F_T1} > P_{U_F_T1}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

Diseño del acero de la Zapata Tipo 1:

$$j u_z := 0.9$$

$$\phi_z := 0.65$$

$$A_{SX_F_T1} := \frac{M_{U1_F_T1}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot H_{F_T1}} = 35.529 \text{ cm}^2$$

$$db_5 := 1.98 \text{ cm}$$

$$A_{SY_F_T1} := \frac{M_{U1_F_T1Y}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot (H_{F_T1} - db_5)} = 34.804 \text{ cm}^2$$

$$H_{F_T1} - db_5 = 28.02 \text{ cm}$$

$$A_{SX_acero} := \frac{A_{SX_F_T1}}{2.7 \text{ m}} = 13.159 \frac{1}{m} \cdot \text{cm}^2 \text{ Se usara Asmin } 8\phi 5/8'' \text{ en X @ } 35\text{cm}$$

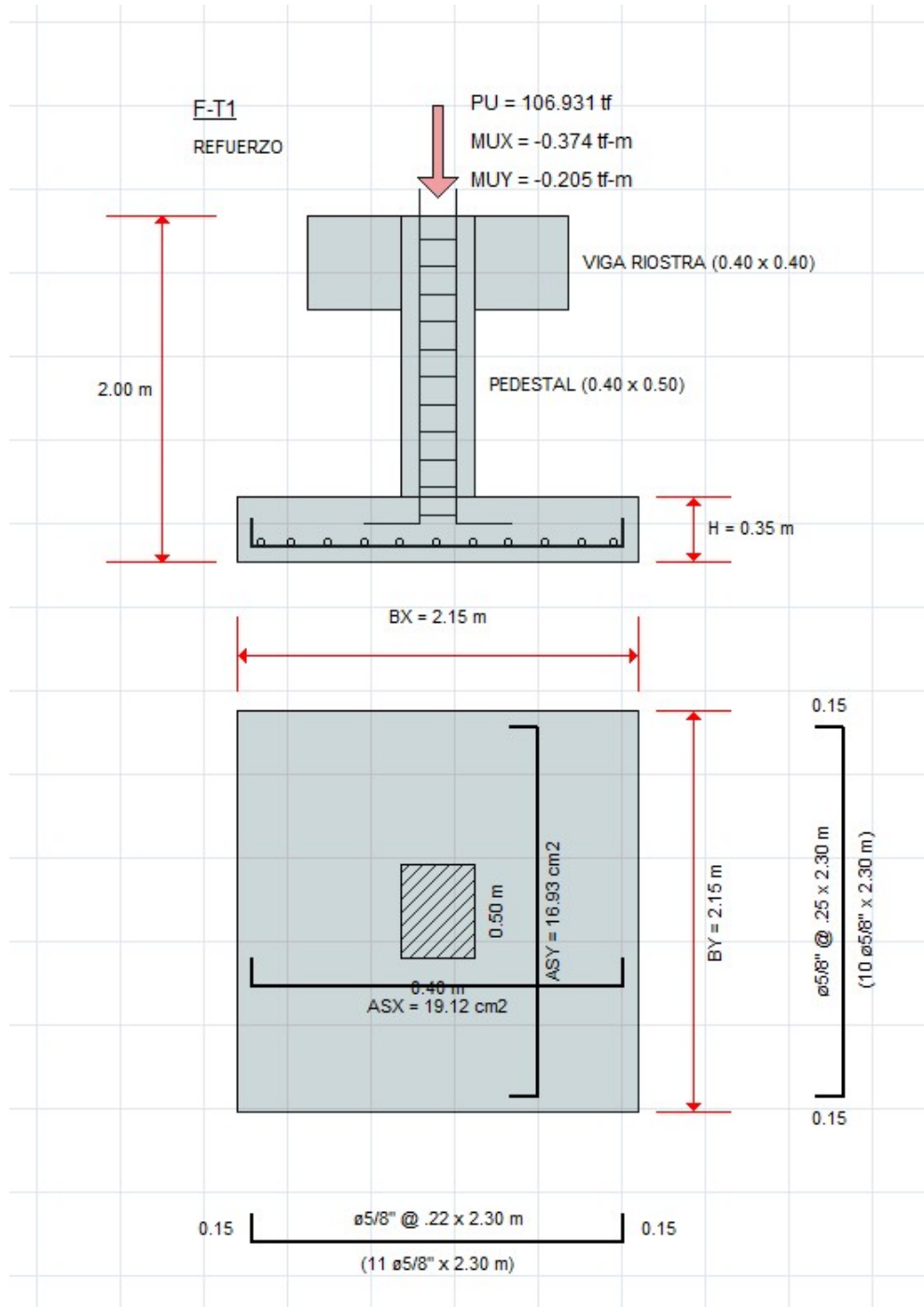
$$A_{SY_acero} := \frac{A_{SY_F_T1}}{2.7 \text{ m}} = 12.89 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Se usara Asmin } 8 \phi 5/8'' \text{ en Y @ } 35\text{cm}$$

$$A_{Smin_F_T1} := 0.0018 \cdot H_{F_T1} \cdot B_{F_T1} = 14.58 \text{ cm}^2$$

(Acero mínimo por retracción y temperatura según norma)

$$A_{SX_acero} \geq A_{Smin_F_T1} \text{ y } A_{SY_acero} \geq A_{Smin_F_T1} \quad \text{No Cumple}$$

Comparación con el software IP3-Fundaciones:F-TP1



Fundación Tipo 2 (F-T2):

$P1 := 84.3294 \text{ tonnef} = 84329.4 \text{ kgf}$ (Carga Axial debido a la combinación envolvente Sismo+Carga variable+carga permanente)

$FM_Z = 1.55$ (Factor de Mayoración para carga axial "asumido")

$P_{U_F_T2} := FM_Z \cdot P1 = 130.711 \text{ tonnef}$ (Carga Axial ultima)

$q_{adm} = 1.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Capacidad admisible del suelo referencia "estudio de suelo")

$B_{PED} = 40 \text{ cm}$ (Base del pedestal)

$H_{PED} = 50 \text{ cm}$ (Ancho del pedestal)

$f'_c = 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Resistencia a la compresión cilíndrica del concreto "fundaciones y vigas da arriostre")

$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Resistencia del acero de refuerzo)

$H_{df} = 2 \text{ m}$ (Altura de desplante)

$db_{nro5} = 1.98 \text{ cm}$ (Diámetro de la barra de la columna)

$rec_{zap} = 7.5 \text{ cm}$ (Recubrimiento para Zapatas)

Redimensionamiento:

$Area_{F_T2} := \frac{P_{U_F_T2}}{q_{adm}} = 87140.38 \text{ cm}^2$

$B2 := \sqrt{Area_{F_T2}} = 2.952 \text{ m}$ (Se aproxima a 3 m para tener una zapata cuadrada)

$B_{F_T2} := 3 \text{ m}$

$Area_{F_T2_1} := B_{F_T2}^2 = 90000 \text{ cm}^2$ (Esfuerzo ultimo)

$\sigma_{U_F_T2} := \frac{P_{U_F_T2}}{Area_{F_T2_1}} = 1.452 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$n_{1X1} := \frac{B_{F_T2} - B_{PED}}{2} = 130 \text{ cm}$ (Se toma el mayor)

$n_{1Y1} := \frac{B_{F_T2} - H_{PED}}{2} = 125 \text{ cm}$

$M_{U1_F_T2X} := \sigma_{U_F_T2} \cdot B_{F_T2} \cdot \frac{n_{1X1}^2}{2} = 36.817 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ (Momento ultimo)

$$M_{U1_F_T2Y} := \sigma_{U_F_T2} \cdot B_{F_T2} \cdot \frac{n_{1Y1}^2}{2} = 34.039 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{U1_F_T2} := \max(M_{U1_F_T2X}, M_{U1_F_T2Y}) = 36.817 \text{ tonnef} \cdot m$$

Altura útil de la zapata:

$$d_{F_T2} := \sqrt{\frac{M_{U1_F_T2}}{f'_c \cdot B_{F_T2} \cdot \mu_1}} = 18.412 \text{ cm} \quad \mu_1 = 0.1448$$

$$H_{F_T2} := 35 \text{ cm}$$

<p>15.5 ZAPATAS Y CABEZALES</p> <p>15.5.1 Dimensiones</p> <p>Las dimensiones de las zapatas y cabezales cumplirán con los requisitos de las Secciones 15.4.2 a 15.4.5. La altura útil es función de la rigidez a flexión requerida. Para las zapatas que se apoyan directamente sobre el suelo no será menor de 30 cm y para los cabezales de pilotes no será menor de 1.25 veces el diámetro del pilote.</p>

(En este caso se asumirá una altura de 35cm para cumplir la normativa)

$$C1 := n_{1X1} - H_{F_T2} = 95 \text{ cm} \quad \text{(Peralte efectivo)}$$

(Distancia a la cara del pedestal)

Calculo del esfuerzo cortante actuante:

$$V_{U_F_T2} := \sigma_{U_F_T2} \cdot C1 \cdot B_{F_T2} = 41.392 \text{ tonnef}$$

Calculo del esfuerzo cortante admisible: $\Phi_{1.1} = 0.75$

$$V_{UC_F_T2} := \Phi_{1.1} \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot B_{F_T2} \cdot H_{F_T2} = 65.993 \text{ tonnef}$$

if $V_{U_F_T2} < V_{UC_F_T2}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Se debe aumentar la altura"	

Perímetro de punzonado:

$$b_{O_F_T2} := 2 \cdot (H_{PED} + B_{PED} + 2 \cdot H_{F_T2}) = 320 \text{ cm}$$

Calculo del esfuerzo actuante por punzonado: $\Phi_2 = 0.85$

$$V_{UP_F_T2} := P_{U_F_T2} - \sigma_{U_F_T2} \cdot (B_{PED} + H_{F_T2}) \cdot (H_{PED} + H_{F_T2}) = 121.452 \text{ tonnef}$$

$$V_{UP_F_T2_R} := \frac{V_{UP_F_T2}}{\Phi_2 \cdot b_{O_F_T2} \cdot H_{F_T2}} = 12.758 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del esfuerzo admisible por punzonado:

$$V_{UCP_F_T2} := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 16.76 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$B_C = 1.25$$

if $V_{UP_F_T2_R} < V_{UCP_F_T2}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Se debe aumentar la altura"	

if $B_C \geq 1$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Uso 1"	

$$V_{UCP_F_T2R} := \frac{1.06}{B_C} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 13.408 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $V_{UP_F_T2_R} < V_{UCP_F_T2R}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Se debe aumentar la altura"	

Verificación por aplastamiento:

$$\Phi_3 = 0.7$$

$$P_{UCOL_F_T2} := \Phi_3 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot H_{PED} \cdot B_{PED} = 297.5 \text{ tonnef}$$

if $P_{UCOL_F_T2} > P_{U_F_T2}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Se debe aumentar la altura"	

$$P_{UBAS_F_T2} := P_{UCOL_F_T2} \cdot \sqrt{Area_{F_T2.1}} \cdot \frac{1}{m} = 892.5 \text{ tonnef}$$

if $P_{UBAS_F_T2} > P_{U_F_T2}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Se debe aumentar la altura"	

Diseño del acero de la Zapata Tipo 2:

$$j u_z = 0.9$$

$$\phi_z = 0.65$$

$$A_{SX_F_T2} := \frac{M_{U1_F_T2}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot H_{F_T2}} = 42.813 \text{ cm}^2$$

$$A_{SY_F_T2} := \frac{M_{U1_F_T2Y}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot (H_{F_T2} - db_5)} = 41.956 \text{ cm}^2$$

$$A_{SX_acero2} := \frac{A_{SX_F_T2}}{3 \text{ m}} = 14.271 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Se usara Asmin } 10 \phi 5/8'' \text{ en X @ } 30\text{cm}$$

$$A_{SY_acero2} := \frac{A_{SY_F_T2}}{3 \text{ m}} = 13.985 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Se usara Asmin } 10 \phi 5/8'' \text{ en X @ } 30\text{cm}$$

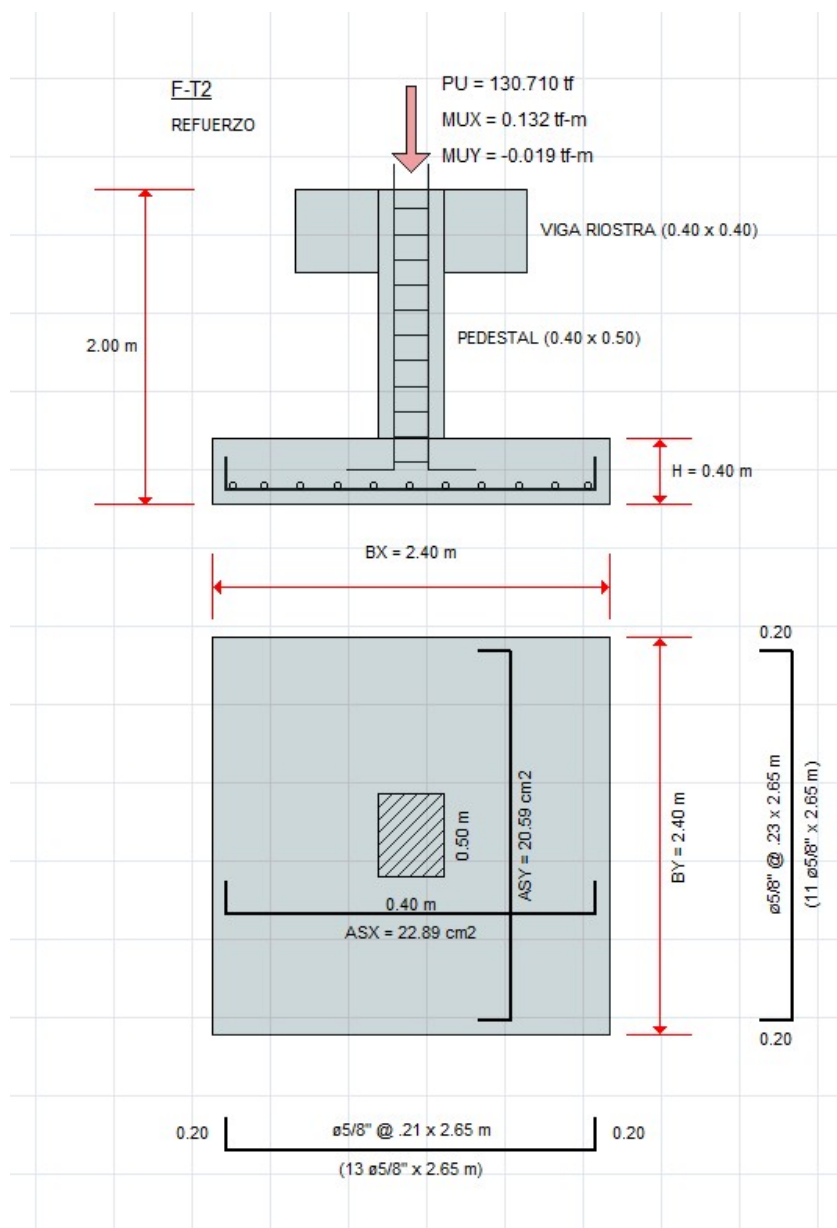
$$A_{Smin_F_T2} := 0.0018 \cdot H_{F_T2} \cdot B_{F_T2} = 18.9 \text{ cm}^2 \quad H_{F_T2} - db_5 = 33.02 \text{ cm}$$

(Altura del Acero en Y)

(Acero mínimo por retracción y temperatura según norma)

$$A_{SX_F_T2} \geq A_{Smin_F_T2} \text{ y } A_{SY_F_T2} \geq A_{Smin_F_T2} \quad \text{No Cumple}$$

Comparación con el software IP3-Fundaciones: F-T2



Fundación Tipo 3 (F-T3):

$P2 := 48.1536 \text{ tonnef} = 48153.6 \text{ kgf}$ (Carga Axial debido a la combinación envolvente Sismo+Carga variable+carga permanente)

$FM_Z = 1.55$ (Factor de Mayoración para carga axial "asumido")

$P_{U_F_T3} := FM_Z \cdot P2 = 74.638 \text{ tonnef}$ (Carga Axial ultima)

$q_{adm} = 1.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Capacidad admisible del suelo referencia "estudio de suelo")

$B_{PED} = 40 \text{ cm}$ (Base del pedestal)

$H_{PED} = 50 \text{ cm}$ (Ancho del pedestal)

$f'_c = 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Resistencia a la compresión cilíndrica del concreto "fundaciones y vigas da arriostre")

$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Resistencia del acero de refuerzo)

$H_{df} = 2 \text{ m}$ (Altura de desplante)

$db_{nro5} = 1.98 \text{ cm}$ (Diámetro de la barra de la columna)

$rec_{zap} = 7.5 \text{ cm}$ (Recubrimiento para Zapatas)

Predimensionamiento:

$Area_{F_T3} := \frac{P_{U_F_T3}}{q_{adm}} = 49758.72 \text{ cm}^2$

$B3 := \sqrt{Area_{F_T3}} = 2.231 \text{ m}$ (Se aproxima a 2.3m para tener una zapata cuadrada)

$B_{F_T3} := 2.4 \text{ m}$

$Area_{F_T3_1} := B_{F_T3}^2 = 57600 \text{ cm}^2$ (Esfuerzo ultimo)

$\sigma_{U_F_T3} := \frac{P_{U_F_T3}}{Area_{F_T3_1}} = 1.296 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$n_{1X2} := \frac{B_{F_T3} - B_{PED}}{2} = 100 \text{ cm}$ (Se toma el mayor)

$n_{1Y2} := \frac{B_{F_T3} - H_{PED}}{2} = 95 \text{ cm}$

$M_{U1_F_T3X} := \sigma_{U_F_T3} \cdot B_{F_T3} \cdot \frac{n_{1X2}^2}{2} = 15.55 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ (Momento ultimo)

$M_{U1_F_T3Y} := \sigma_{U_F_T3} \cdot B_{F_T3} \cdot \frac{n_{1Y2}^2}{2} = 14.034 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

$M_{U1_F_T3} := \max(M_{U1_F_T3X}, M_{U1_F_T3Y}) = 15.55 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Altura util de la zapata:

$$d_{F_T3} := \sqrt{\frac{M_{U1_F_T3}}{f'_c \cdot B_{F_T3} \cdot \mu_1}} = 13.378 \text{ cm} \quad \mu_1 = 0.1448$$

15.5 ZAPATAS Y CABEZALES
 15.5.1 Dimensiones
 Las dimensiones de las zapatas y cabezales cumplirán con los requisitos de las Secciones 15.4.2 a 15.4.5. La altura útil es función de la rigidez a flexión requerida. Para las zapatas que se apoyan directamente sobre el suelo no será menor de 30 cm y para los cabezales de pilotes no será menor de 1.25 veces el diámetro del pilote.

$$H_{F_T3} := 30 \text{ cm} \quad (\text{Peralte efectivo})$$

(En este caso se asumirá una altura de 30cm para cumplir la normativa)

$$C2 := n_{1X2} - H_{F_T3} = 70 \text{ cm} \quad (\text{Distancia a la cara del pedestal})$$

Calculo del esfuerzo cortante actuante:

$$V_{U_F_T3} := \sigma_{U_F_T3} \cdot C2 \cdot B_{F_T3} = 21.769 \text{ tonnef}$$

Calculo del esfuerzo cortante admisible: $\Phi_{1.1} = 0.75$

$$V_{UC_F_T3} := \Phi_{1.1} \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot B_{F_T3} \cdot H_{F_T3} = 45.252 \text{ tonnef}$$

if $V_{U_F_T3} < V_{UC_F_T3}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Se debe aumentar la altura"	

Perímetro de punzonado:

$$b_{O_F_T3} := 2 \cdot (H_{PED} + B_{PED} + 2 \cdot H_{F_T3}) = 300 \text{ cm}$$

Calculo del esfuerzo actuante por punzonado:

$$\Phi_2 = 0.85$$

$$V_{UP_F_T3} := P_{U_F_T3} - \sigma_{U_F_T3} \cdot (B_{PED} + H_{F_T3}) \cdot (H_{PED} + H_{F_T3}) = 67.382 \text{ tonnef}$$

$$V_{UP_F_T3_R} := \frac{V_{UP_F_T3}}{\Phi_2 \cdot b_{O_F_T3} \cdot H_{F_T3}} = 8.808 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del esfuerzo admisible por punzonado:

$$V_{UCP_F_T3} := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 16.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad B_C = 1.25$$

if $V_{UP_F_T3_R} < V_{UCP_F_T3}$	= "Cumple"	if $B_C \geq 1$	= "Cumple"
"Cumple"		"Cumple"	
else		else	
"Se debe aumentar la altura"		"Uso 1"	

$$V_{UCP_F_T3R} := \frac{1.06}{B_C} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 13.408 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if $V_{UP_F_T3_R} < V_{UCP_F_T3R}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

Verificación por aplastamiento:

$$\Phi_3 = 0.7$$

$$P_{UCOL_F_T} := \Phi_3 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot H_{PED} \cdot B_{PED} = 297.5 \text{ tonnef}$$

if $P_{UCOL_F_T} > P_{U_F_T3}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

$$P_{UBAS_F_T} := P_{UCOL_F_T} \cdot \sqrt{\text{Area}_{F_T3_1}} \cdot \frac{1}{m} = 714 \text{ tonnef}$$

if $P_{UBAS_F_T} > P_{U_F_T3}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

Diseño del acero de la Zapata Tipo 3:

$$j u_z = 0.9$$

$$\phi_z = 0.65$$

$$A_{SX_F_T3} := \frac{M_{U1_F_T3}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot H_{F_T3}} = 21.096 \text{ cm}^2$$

$$db_5 = 1.98 \text{ cm}$$

$$A_{SY_F_T3} := \frac{M_{U1_F_T3Y}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot (H_{F_T3} - db_5)} = 20.384 \text{ cm}^2$$

$$A_{SX_acero3} := \frac{A_{SX_F_T3}}{2.4 \text{ m}} = 8.79 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Se usara Asmin } 7 \phi 5/8'' \text{ en X @ } 35\text{cm}$$

$$A_{SY_acero3} := \frac{A_{SY_F_T3}}{2.4 \text{ m}} = 8.493 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Se usara Asmin } 7 \phi 5/8'' \text{ en Y @ } 35\text{cm}$$

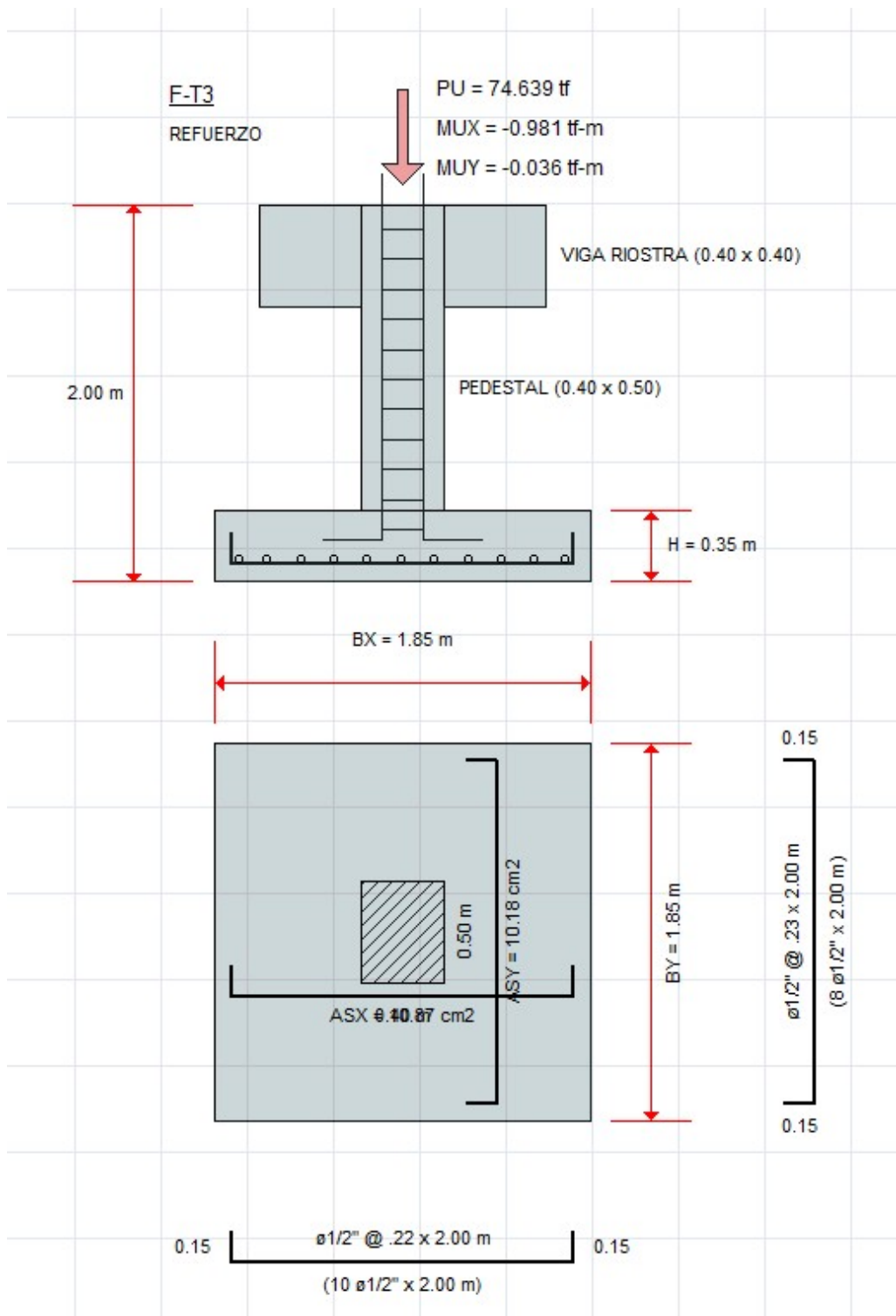
(Altura del Acero en Y)

$$A_{Smin_F_T3} := 0.0018 \cdot H_{F_T3} \cdot B_{F_T3} = 12.96 \text{ cm}^2 \quad H_{F_T3} - db_5 = 28.02 \text{ cm}$$

(Acero mínimo por retracción y temperatura según norma)

$$A_{SX_acero3} \geq A_{Smin_F_T3} \text{ y } A_{SY_acero3} \geq A_{Smin_F_T3} \quad \text{No Cumple}$$

Comparación con el software IP3-Fundaciones: F-T3



11. Diseño de Vigas de Riostra:

Para el Predimensionado y diseño de las vigas de riostra se considerara una sección cuadrada, para el calculo se tomaran en cuenta las mayores longitudes entre tramo para el predimensionado de las mismas.

$$P_{U_F_T1} = 106.932 \text{ tonnef} \quad P_{U_F_T2} = 130.711 \text{ tonnef} \quad P_{U_F_T3} = 74.638 \text{ tonnef}$$

$$P_{Umax} := \max(P_{U_F_T1}, P_{U_F_T2}, P_{U_F_T3}) = 130.711 \text{ tonnef}$$

Eje Y

$$L_{1_2} := 4.16 \text{ m}$$

$$L_{5_6} := 4.04 \text{ m}$$

Eje X

$$L_{A_B} := 3.65 \text{ m}$$

$$L_{E_F} := 3.64 \text{ m}$$

E:economia ; S:seguridad (Altura)

$$H_{1_2_S} := \frac{L_{1_2}}{10} = 41.6 \text{ cm}$$

$$H_{A_B_S} := \frac{L_{A_B}}{10} = 36.5 \text{ cm}$$

$$H_{1_2_E} := \frac{L_{1_2}}{12} = 34.667 \text{ cm}$$

$$H_{A_B_E} := \frac{L_{A_B}}{12} = 30.417 \text{ cm}$$

$$H_{5_6_S} := \frac{L_{5_6}}{10} = 40.4 \text{ cm}$$

$$H_{E_F_S} := \frac{L_{E_F}}{10} = 36.4 \text{ cm}$$

$$H_{5_6_E} := \frac{L_{5_6}}{12} = 33.667 \text{ cm}$$

$$H_{E_F_E} := \frac{L_{E_F}}{12} = 30.333 \text{ cm}$$

$$H_{1_2} := \left(\frac{H_{1_2_S} + H_{1_2_E}}{2} \right) = 38.133 \text{ cm}$$

$$H_{A_B} := \left(\frac{H_{A_B_S} + H_{A_B_E}}{2} \right) = 33.458 \text{ cm}$$

$$H_{5_6} := \left(\frac{H_{5_6_S} + H_{5_6_E}}{2} \right) = 37.033 \text{ cm}$$

$$H_{E_F} := \left(\frac{H_{E_F_S} + H_{E_F_E}}{2} \right) = 33.367 \text{ cm}$$

"En base al predimensionado se escoge una altura para la vigas de 40cm"

E:economia ; S:seguridad (Base)

$$B_{1_2_S} := \frac{L_{1_2}}{20} = 20.8 \text{ cm}$$

$$B_{A_B_S} := \frac{L_{A_B}}{20} = 18.25 \text{ cm}$$

$$B_{1_2_E} := \frac{L_{1_2}}{24} = 17.333 \text{ cm}$$

$$B_{A_B_E} := \frac{L_{A_B}}{24} = 15.208 \text{ cm}$$

$$B_{5_6_S} := \frac{L_{5_6}}{20} = 20.2 \text{ cm}$$

$$B_{E_F_S} := \frac{L_{E_F}}{20} = 18.2 \text{ cm}$$

$$B_{5_6_E} := \frac{L_{5_6}}{24} = 16.833 \text{ cm}$$

$$B_{E_F_E} := \frac{L_{E_F}}{24} = 15.167 \text{ cm}$$

$$B_{1_2} := \left(\frac{B_{1_2_S} + B_{1_2_E}}{2} \right) = 19.067 \text{ cm} \quad B_{A_B} := \left(\frac{B_{A_B_S} + B_{A_B_E}}{2} \right) = 16.729 \text{ cm}$$

$$B_{5_6} := \left(\frac{B_{5_6_S} + B_{5_6_E}}{2} \right) = 18.517 \text{ cm} \quad B_{E_F} := \left(\frac{B_{E_F_S} + B_{E_F_E}}{2} \right) = 16.683 \text{ cm}$$

"En base al predimensionado se escoge una base para la vigas de 30cm"
(Obteniendo una sección final de 30x40cm)

Acero de Refuerzo: (Para Viga con Pumax F-T2) $\phi_{1.1} := 0.9$

$$P_{Umax} = 130710.57 \text{ kgf} \quad rec_1 := 7.5 \text{ cm}$$

$$B_{V1} := 30 \text{ cm} \quad H_{V1} := 40 \text{ cm} \quad D_{V1} := H_{V1} - rec_1 = 32.5 \text{ cm}$$

$$A_{Con1} := B_{V1} \cdot H_{V1} = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{SV1} := \frac{0.15 \cdot P_{Umax}}{\phi_{1.1} \cdot f_y} = 5.187 \text{ cm}^2 \quad db_{Nro4} := 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min_{V1}}} := \frac{14}{f_y} \cdot B_{V1} \cdot D_{V1} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Se usaran 5 ϕ 1/2" en las caras superiores e inferiores

$$A_{SV1_{real}} := 5 \cdot db_{Nro4} = 6.35 \text{ cm}^2$$

Se usaran estribos de ϕ 3/8" c/15cm

$$S_{estr1_{real}} := 15 \text{ cm} \quad db_{nro3} := 1.9 \text{ cm}$$

Consideraciones Normativas:

a) La separación de estribos no debe exceder la mitad de la menor dimensión de la sección.

$$\begin{array}{l} \text{if } S_{estr1_{real}} \leq \frac{B_{V1}}{2} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } S_{estr1_{real}} \geq \frac{B_{V1}}{2} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

b) Que no exceda 12 veces el diámetro de la menor varilla

$$\begin{array}{l} \text{if } S_{estr1_{real}} \leq 12 \cdot db_{nro3} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } S_{estr1_{real}} \geq 12 \cdot db_{nro3} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

c) Que no exceda 30cm

$$\begin{array}{l|l} \text{if } S_{estr1_real} \leq 30 \text{ cm} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else if } S_{estr1_real} \geq 30 \text{ cm} & \\ \parallel & \\ \text{"No Cumple"} & \end{array}$$

Acero de Refuerzo: (Para Viga con F-T1)

$$P_{U_F_T1} = 106931.865 \text{ kgf}$$

$$B_{V2} := 30 \text{ cm}$$

$$H_{V2} := 40 \text{ cm}$$

$$D_{V2} := H_{V2} - rec_1 = 32.5 \text{ cm}$$

$$A_{Con2} := B_{V2} \cdot H_{V2} = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{SV2} := \frac{0.15 \cdot P_{U_F_T1}}{\phi_{1.1} \cdot f_y} = 4.243 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{min_V2}} := \frac{14}{f_y} \cdot B_{V2} \cdot D_{V2} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.25 \text{ cm}^2 \quad db_{Nro4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Se usaran 4 ϕ 1/2" en las caras superiores e inferiores

$$A_{SV2_real} := 4 \cdot db_{Nro4} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Se usaran estribos de ϕ 3/8" c/15cm

$$S_{estr2_real} := 15 \text{ cm}$$

$$db_{nro3} = 1.9 \text{ cm}$$

Consideraciones Normativas:

a) La separación de estribos no debe exceder la mitad de la menor dimensión de la sección.

$$\begin{array}{l|l} \text{if } S_{estr2_real} \leq \frac{B_{V2}}{2} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else if } S_{estr2_real} \geq \frac{B_{V2}}{2} & \\ \parallel & \\ \text{"No Cumple"} & \end{array}$$

b) Que no exceda 12 veces el diámetro de la menor varilla

$$\begin{array}{l|l} \text{if } S_{estr2_real} \leq 12 \cdot db_{nro3} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else if } S_{estr2_real} \geq 12 \cdot db_{nro3} & \\ \parallel & \\ \text{"No Cumple"} & \end{array}$$

c) Que no exceda 30cm

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } S_{estr2_real} \leq 30 \text{ cm} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } S_{estr2_real} \geq 30 \text{ cm} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

Acero de Refuerzo: (Para Viga con F-T3)

$$P_{U_F_T3} = 74638.08 \text{ kgf}$$

$$B_{V3} := 30 \text{ cm}$$

$$H_{V3} := 40 \text{ cm}$$

$$D_{V3} := H_{V3} - rec_1 = 32.5 \text{ cm}$$

$$A_{Con3} := B_{V3} \cdot H_{V3} = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{SV3} := \frac{0.15 \cdot P_{U_F_T3}}{\phi_{1.1} \cdot f_y} = 2.962 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{min_V3}} := \frac{14}{f_y} \cdot B_{V3} \cdot D_{V3} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.25 \text{ cm}^2 \quad db_{Nro4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Se usaran 4 ϕ 1/2" en las caras superiores e inferiores

$$A_{SV3_real} := 4 \cdot db_{Nro4} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Se usaran estribos de ϕ 3/8" c/15cm

$$S_{estr3_real} := 15 \text{ cm}$$

$$db_{nro3} = 1.9 \text{ cm}$$

Consideraciones Normativas:

a) La separación de estribos no debe exceder la mitad de la menor dimensión de la sección.

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } S_{estr3_real} \leq \frac{B_{V3}}{2} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } S_{estr3_real} \geq \frac{B_{V3}}{2} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

b) Que no exceda 12 veces el diámetro de la menor varilla

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } S_{estr3_real} \leq 12 \cdot db_{nro3} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } S_{estr3_real} \geq 12 \cdot db_{nro3} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

c) Que no exceda 30cm

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } S_{estr3_real} \leq 30 \text{ cm} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } S_{estr3_real} \geq 30 \text{ cm} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

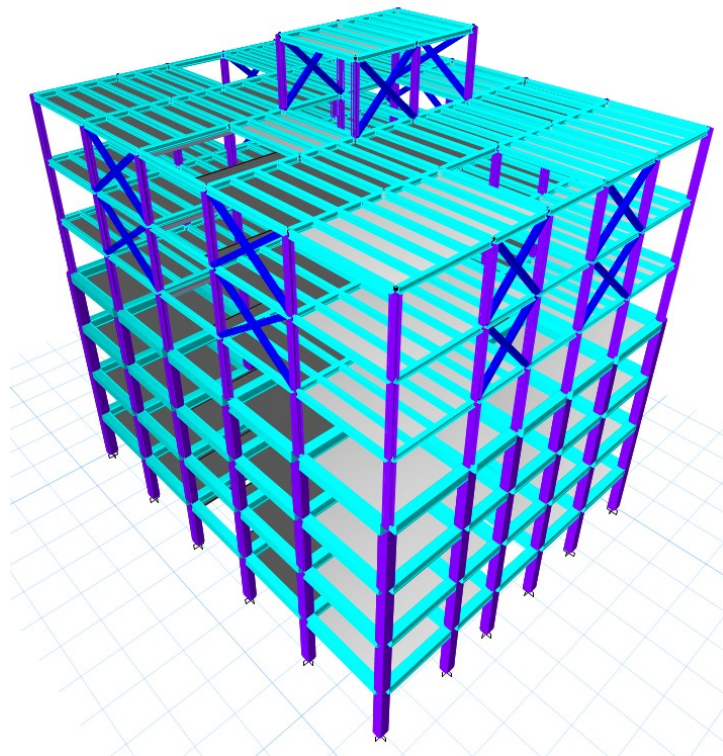
Apéndice B: Memoria de cálculo, Obra Mixta



Republica Bolivariana de Venezuela
Universidad Jose Antonio Paez
Facultad de Ingenieria
Escuela de Ingenieria Civil



ANALISIS COMPARATIVO ENTRE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO Y ESTRUCTURAS MIXTAS PARA VIVIENDAS MULTIFAMILIARES DE 6 PISOS



AUTORES:

Jhonaiker E. Alvarez A.

Ricardo J. Tebet S.

TUTOR:

Ing. Alejandro F. Pocatererra B.

San Diego, Abril de 2024

Tabla de Contenido

Memoria Descriptiva y de Calculo (Estructura en Mixta)

1.Características del Proyecto.....	p.5
1.1.Configuración Estructural.....	p.5
1.2.Descripción de los Apartamentos.....	p.5
1.3.Características de los Materiales.....	p.5
1.4.Elección de los Materiales.....	p.6
1.5.Reglamentos y Normas.....	p.7
1.6.Combinaciones de Carga.....	p.8
2.Análisis de Carga.....	p.9
2.1.Planta Tipo.....	p.10
2.2.Terraza.....	p.11
2.3.Losa Sala de Maquinas.....	p.12
2.4.Techo Sala de Maquinas/Escaleras.....	p.13
2.5. Losa Escaleras.....	p.14
3.Predimensionado de Losas.....	p.11
3.1.Planta Tipo.....	p.11
4.Predimensionado Vigas en Concreto Armado.....	p.17
4.1.Predimensionado de Vigas principales Planta Tipo piso 1-4.....	p.17
5.Predimensionado de Correas en Acero.....	p.19
5.1.Predimensionado de Correas Planta Tipo piso 5-6.....	p.20

5.2.Predimensionado de Correas Terraza.....	p.21
5.3.Predimensionado de Correas Techo.....	p.22
6.Predimensionado de Vigas de Acero.....	p.23
6.1.Predimensionado de Vigas principales Planta Tipo piso 5-6.....	p.24
6.2.Predimensionado Vigas principales Terraza.....	p.25
6.3.Predimensionado Vigas principales Techo.....	p.26
7.Predimensionado Columnas.....	p.27
7.1.Columna Central.....	p.28
7.2.Columna Esquinera.....	p.28
7.3. Columna Lateral.....	p.28
7.4. Acero de Columnas Propuestas.....	p.29
8. Predimensionado de Columnas de Acero.....	p.30
9. Predimensionado de Arriostres/Diagonales.....	p.31
10. Incidencia Sismica.....	p.32
10.1.Espectro de Respuesta Elastica.....	p.34
10.2.Espectro de Respuesta Inelastica.....	p.41
11. Acciones del Viento(Norma Covenin 2003-86).....	p.45
12. Peso Sismico.....	p.50
12.1. Calculos de las Fuerzas Horizontales por piso.....	p.54
12.2.Chequeo de las Masas Participativas.....	p.55
12.3.Verificación de las Derivas de Piso.....	p.56
13.Diseño de losas Nervadas.....	p.58

14.Relación Demanda Capacidad Columnas de Acero.....	p.78
15.Relación Demanda Capacidad Vigas de Acero.....	p.85
16.Diseño de Columnas de Concreto.....	p.90
17.Diseño de Vigas con ND3.....	p.95
18.Diseño de Fundaciones.....	p.107
19.Diseño de Vigas de Riostra.....	p.120

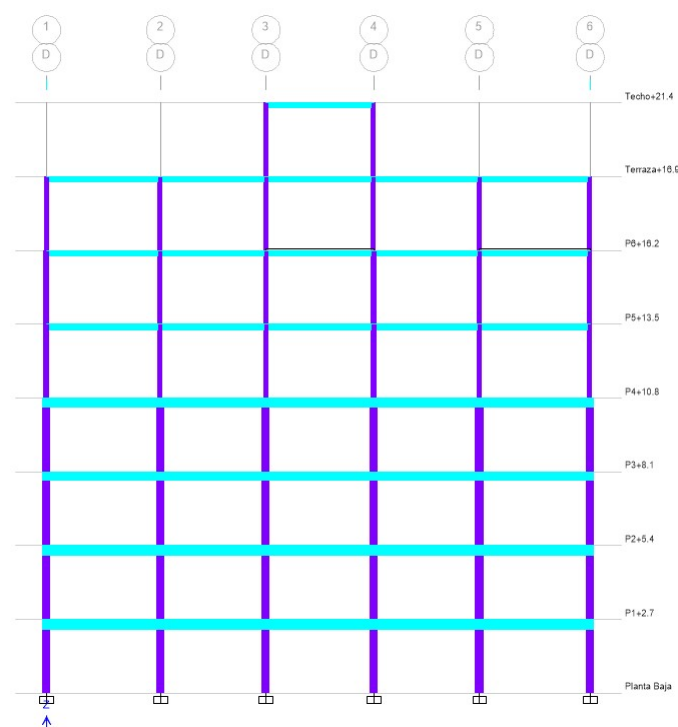
Memoria Descriptiva y de Calculo: Estructura Mixta en (Concreto Armado-Acero)

1. Características del proyecto:

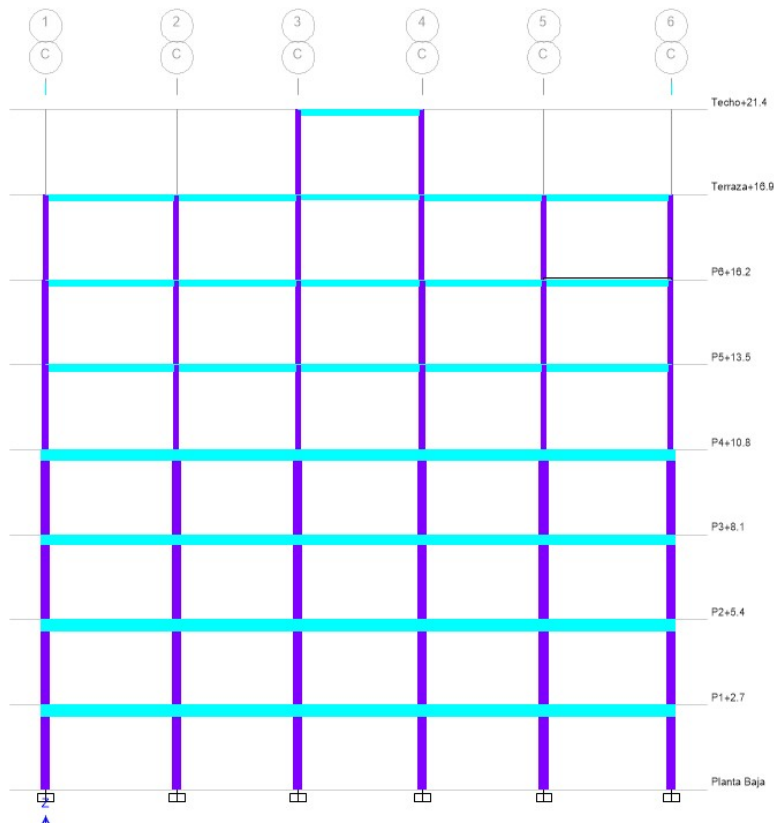
La presente edificación es una vivienda de tipo la cual cuenta con 6 pisos, los elementos estructurales se dividen en losas nervadas, vigas, columnas y zapatas en concreto armado desde el piso 1 al 4 y el resto de la estructura esta conformada por losas de encofrado colaborante, así como vigas, correas, diagonales y columnas en perfiles estructurales de Acero, dicha estructura contara con un sistema aporricado el cual esta constituido por Cinco porticos en la dirección X con una longitud total de 19.78metros y Cinco porticos en la dirección Y con una longitud total de de 15.75metros, en Z se tienen 6 niveles de piso mas la sala de maquinas, en la terraza para una altura total de 21.45metros.

La distribución de espacios de la edificación se divide de la siguiente manera: (Planta Baja, 6 Plantas Tipo de las cuales 3 estaran hechas en concreto armado y el resto en acero estructural, cada planta tipo cuenta con dos apartamentos por piso, por ultimo tenemos la Terraza y el cuarto de Maquinas). Para efectos teoricos del estudio, la edificación se ubica en Valencia, estado carabobo. Dicha zona posee una actividad sismica leve pero con zonas aledañas de alto riesgo, las cuales se deberán considerar al momento de diseñar la edificación utilizando los softwares de calculo y analisis estructural.

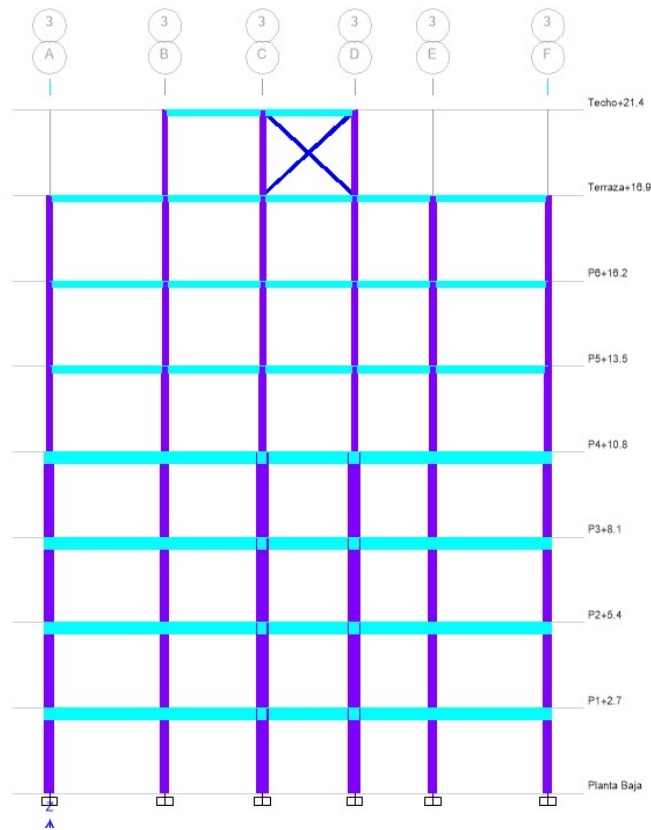
1.1. Configuración Estructural:



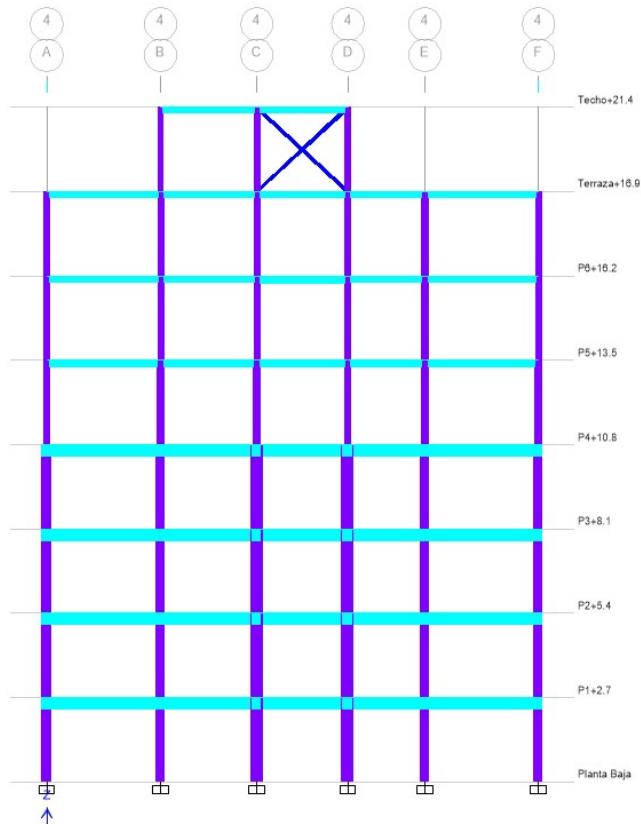
Vista Norte



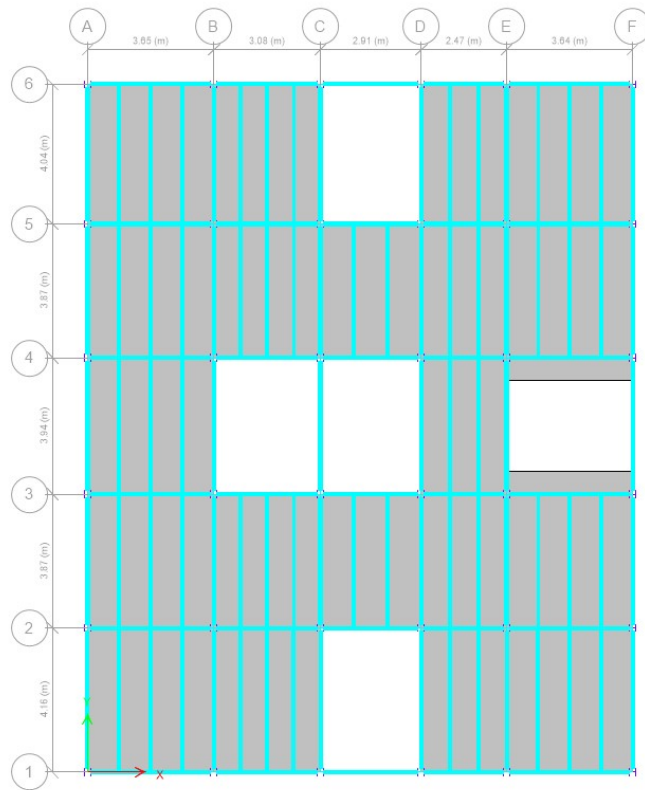
Vista Sur



Vista Oeste



Vista Este



Vista de Planta p6

1.2. Descripción de los apartamentos:

La presente edificación multifamiliar compuesta por una estructura realizada en concreto armado y acero se divide en dos apartamentos por nivel, pasillo principal que conduce a la escalera principal, un ascensor además de tener tres pozos de luz que se proyectan en toda su altura:

- **Planta baja:** cuenta con un área total de 263.481mts² . Esta se divide en dos viviendas multifamiliares que comparten los servicios de grada y ascensor. Ambos apartamentos son similares en cuanto a su distribución constan de tres dormitorios, tres baños, así como un estudio, sala, comedor, cocina y lavandería.
- **Planta tipo (1-4):** la planta tipo del piso 1 al 4 esta hecha en concreto armado y posee la misma distribución de espacio que la planta baja, área total de 263.481mts² . Esta se divide en dos viviendas multifamiliares que comparten los servicios de grada y ascensor. Ambos apartamentos son similares en cuanto a su distribución y constan de tres dormitorios, tres baños, así como un estudio, sala, comedor, cocina y lavandería.
- **Planta tipo (4-6):** la planta tipo del piso 4 al 6 esta hecha concreto armado y acero estructural, posee la misma distribución de espacio que la planta baja, área total de 263.481mts² .sta se divide en dos viviendas multifamiliares que comparten los servicios de grada y ascensor. Ambos apartamentos son similares en cuanto a su distribución y constan de tres dormitorios, tres baños, así como un estudio, sala, comedor, cocina y lavandería
- **Terraza-Techo Sala de Maquinas:** la terraza estará hecha de igual forma en acero estructural y losaCero, esta tiene un área total de 263.481mts², la misma se conecta a la sala de maquinas del ascensor, además cuenta con cuatro zonas de áreas verdes para los residentes.

1.3. Características de los Materiales:

Tensión Cendente del Acero:

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Elasticidad del Acero:

$$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la Compresión Cilindrica del Concreto:

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Elasticidad del Concreto: :

$$E := 15100 \cdot \sqrt{f_{c'} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

Peso Unitario del Concreto:

$$E = 218819.789 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la Compresión Cilíndrica del Concreto "Fundaciones y Vigas de Riostra":

$$\gamma_c := 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$
$$f_{c'} := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Perfiles IPE y HEA (Acero ASTM A36)

Módulo de Elasticidad:

$$E_{1.1} := 29000 \text{ ksi} = 2038901.781 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Cortante:

$$G := 11200 \text{ ksi} = 787437.929 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión cedente:

$$F_y := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión última:

$$F_u := 58 \text{ ksi} = 4077.804 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Perfiles Tubulares huecos (Acero ASTM A500)

Módulo de Elasticidad:

$$E_1 := 2038901.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de Cortante:

$$G_1 := 784193.04 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión cedente:

$$F_{y1} := 3215 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Tensión última:

$$F_{u1} := 4077.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

1.4. Elección de los materiales:

Cielo Raso:

Para los techos interiores se coloca el falso techo debajo del techo, en este caso se usara un cielo raso para complementar la estética general del proyecto y que ofrezca beneficios funcionales. Las opciones de cielo raso pueden incluir paneles de yeso, sistemas de suspensión o paneles decorativos, aportando, Estética versátil, aislamiento acústico y térmico y acceso a instalaciones.

Bloques de arcilla:

Para la distribución de la tabiquería se utilizarán bloques hechos de arcilla cocida frizados por ambas caras. Son comúnmente utilizados en la construcción de paredes, muros, y edificios, debido a su durabilidad, resistencia al fuego, y capacidad de aislamiento térmico. Además, los bloques de arcilla son respetuosos con el medio ambiente ya que están hechos de materiales naturales y no contienen productos químicos tóxicos. Los bloques de arcilla también son económicos y fáciles de instalar.

Granito Artificial:

Es un elemento compuesto con alta durabilidad y resistencia, además de una gran apariencia estética, generalmente se utiliza para encimeras, baños y otros espacios como en este caso.

Baldosas Vinílicas o asfálticas:

Las losas de las áreas comunes, baños y cocinas estarán revestidas con baldosas vinílicas o asfálticas, ya que son resistentes al agua, cómodas para caminar, proporcionando una superficie resistente y fácil de mantener. Este material ofrece beneficios sustanciales, como su durabilidad, fácil mantenimiento, variedad estética y relación calida-precio.

Drywall:

El Drywall o pared en seco es un sistema de construcción que no utiliza agua, este se compone de una estructura de acero galvanizado revestido con placas una de yeso al interior y fibrocemento en su exterior. La construcción es menos costosa que la construcción tradicional de ladrillo y mortero. Debido a que la instalación es simple y rápida, se caracteriza por ser resistente al fuego, ruido y al impacto.

1.5. Reglamentos y Normas:

- Norma COVENIN 2002-88. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.
- Norma COVENIN 2003-86. Acciones del Viento sobre las Construcciones.
- Norma COVENIN 2003-86. Acciones del Viento sobre las Construcciones (Comentarios).
- Norma FONDONORMA 1618:1-2016. Edificaciones. Estructuras metálicas. Parte 1: Especificaciones generales para el diseño.

- Norma FONDONORMA 1753:2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.
- Norma 360-22 specification for Structural Steel Building.
- Norma AISC 341-22. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- Norma AISC 348-20. Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts.
- Norma AISC358-22. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic applications.
- Norma ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
- Norma ASCE 7-22 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
- Norma ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete

1.6. Combinaciones de Carga:(Norma ACI 318-19)

1.4 CP

1.2 CP + 1.6 CV

1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CVt

1.2 CP + 1.6 CVT + 1.0 CV

1.2 CP + 1.0 CV + 1.0 CVt + 1.0 S

0.9 CP + 1.0 S

1.2 CP + 1.6 CVT + 0.5 W_x

1.2 CP + 1.6 CVT + 0.5 W_y

1.2 CP + 1.0 W_x + 1.0 CV + 0.5 CVt

1.2 CP + 1.0 W_y + 1.0 CV + 0.5 CVt

0.9 CP + 1.0 W_x

0.9 CP + 1.0 W_y

Definiciones:

CP: Carga Permanente

CV: Carga Variable

CVt: Carga Variable de Techo

S: Efectos de la Componente Sismica

W_x: Viento Perpendicular al eje x

W_y: Viento Paralelo al eje y

Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	<i>D</i>
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1b)	<i>L</i>
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$	(5.3.1c)	<i>L_r o S o R</i>
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1d)	<i>W</i>
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	<i>E</i>
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	<i>W</i>
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	<i>E</i>

2. Analisis de Carga: (Norma COVENIN 2002-88).

2.1. Planta Tipo (1-4)

Losas Nervadas (Armadas en una dirección):

$$E_{LN_PT_1_4} := 25 \text{ cm} \quad (\text{Tabla 4.3 Pesos Unitarios Probables de los elementos Constructivos})$$

$$P_{P_PT_1_4} := 315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{recubrimiento_PT_1_4}} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (6. \text{ Granito artificial con un espesor total de 5 cm})$$

$$P_{\text{revestimiento_PT_1_4}} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (4.3. \text{ Cielos rasos colgantes de paneles livianos})$$

Bloques de arcilla 10mm (Frisados por ambas caras):

$$P_{\text{Bloques_PT_1_4}} := 230 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Tabla 4.3 Pesos Unitarios Probables de los elementos Constructivos})$$

$$L_{\text{Tabiques_PT_1_4}} := 85 \text{ m} \quad (\text{Longitud de paredes fuera de las vigas})$$

$$H_{\text{Tabiques_PT_1_4}} := 2.7 \text{ m} \quad (\text{Altura de las paredes})$$

$$\text{Area} := (20 \text{ m} \cdot 16 \text{ m}) - ((2.40 \text{ m} \cdot 3.64 \text{ m}) + (3.94 \text{ m} \cdot 2.91 \text{ m}) + (3.94 \text{ m} \cdot 3.08 \text{ m}) + (4.16 \text{ m} \cdot 2.91 \text{ m}) + (4.15 \text{ m} \cdot 2.91 \text{ m})) = 263.481 \text{ m}^2$$

(Area en planta)

$$P_{\text{Tabiques_PT_1_4}} := \frac{P_{\text{Bloques_PT_1_4}} \cdot L_{\text{Tabiques_PT_1_4}} \cdot H_{\text{Tabiques_PT_1_4}}}{\text{Area}} = 200.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$S_{CP_PT_1_4} := P_{\text{recubrimiento_PT_1_4}} + P_{\text{revestimiento_PT_1_4}} + P_{\text{Tabiques_PT_1_4}} = 320.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CP_PT_1_4} := S_{CP_PT_1_4} + P_{P_PT_1_4} = 635.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas Variables:

$$Q_{CV_PT_1_4} := 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Uso: 1.K, Vivienda Multifamiliar})$$

Carga de Servicio:

$$Q_{\text{serv_PT_1_4}} := Q_{CP_PT_1_4} + Q_{CV_PT_1_4} = 810.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{serv_PT_1_4}} := Q_{\text{serv_PT_1_4}} \cdot 0.5 \text{ m} = 405.168 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga de Mayorada:

$$P_{U_PT_1_4} := (1.2 \cdot Q_{CP_PT_1_4} + 1.6 \cdot Q_{CV_PT_1_4}) \cdot 0.5 \text{ m} = 521.202 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

2.2. Planta Tipo (5-6)

Losa de encofrado colaborante (Losa Cero):

$$E_{LC_PT_5_6} := 15 \text{ cm}$$

(Espesor de losa de encofrado colaborante)

$$P_{P_PT_5_6} := 239 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso de losa de encofrado colaborante)

$$P_{\text{recubrimiento_PT_5_6}} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(6. Granito artificial con un espesor total de 5 cm)

$$P_{\text{revestimiento_PT_5_6}} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(4.3. Cielos rasos colgantes de paneles livianos)

$$P_{P_Malla} := 1.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso malla electrosoldada)

$$P_{T_Drywall_PT_5_6} := 60 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso estimado de Drywall en venezuela entre 30-90kg/m²)

$$L_{Drywal_PT_5_6} := 85 \text{ m}$$

(Longitud de paredes fuera de las vigas)

$$H_{Drywal_PT_5_6} := 2.7 \text{ m} \quad (\text{Altura de las paredes})$$

$$\text{Area1} := (20 \text{ m} \cdot 16 \text{ m}) - ((2.40 \text{ m} \cdot 3.64 \text{ m}) + (3.94 \text{ m} \cdot 2.91 \text{ m}) + (3.94 \text{ m} \cdot 3.08 \text{ m}) + (4.16 \text{ m} \cdot 2.91 \text{ m}) + (4.15 \text{ m} \cdot 2.91 \text{ m})) = 263.481 \text{ m}^2$$

(Area en planta)

$$P_{Drywall_PT_5_6} := \frac{P_{T_Drywall_PT_5_6} \cdot L_{Drywal_PT_5_6} \cdot H_{Drywal_PT_5_6}}{\text{Area1}} = 52.262 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$S_{CP_PT_5_6} := P_{Drywall_PT_5_6} + P_{\text{revestimiento_PT_5_6}} + P_{\text{recubrimiento_PT_5_6}} = 172.262 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

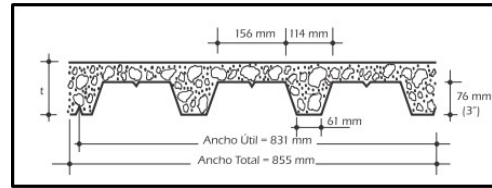
$$Q_{CP_PT_5_6} := S_{CP_PT_5_6} + P_{P_PT_5_6} + P_{P_Malla} = 412.592 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas Variables:

$$Q_{CV_PT_5_6} := 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Uso: 1.K, Vivienda Multifamiliar})$$

Carga de Servicio:

$$Q_{serv_PT_5_6} := Q_{CP_PT_5_6} + Q_{CV_PT_5_6} = 587.592 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$



VOLUMEN Y PESO DE CONCRETO SOBRE EL ENCOFRADO COLABORANTE SIGALDECK		
Altura t, cm	Volumen, m ³ / m ²	Peso, kgf / m ²
13	0.0798	191
14	0.0898	215
15	0.0998	239
16	0.1098	263
17	0.1198	287
18	0.1298	311
19	0.1398	335
20	0.1498	359
21	0.1598	383
22	0.1698	407
23	0.1798	431
24	0.1898	455
25	0.1998	479

(Losacero: Fuente Maploca)

CARACTERÍSTICAS								
Rollo Tipo	Diámetro Alambres	Separación de Alambres		Área de Acero	Largo x Ancho	Cantidad de Alambres		Peso/pieza
	mm	Long.	Transv.	cm ² /m	m x m	Long.	Transv.	kg / pieza
10x10x120	4,00	100	100	1,257	45,0 x 2,65	27	450	238,00
15x15x120	4,00	150	150	0,838	45,0 x 2,65	18	300	160,00
10x10x100	4,00	100	100	1,260	37,70 x 2,65	27	378	198,00
15x15x60	4,00	150	150	0,838	22,5 x 2,65	18	150	80,00
12,7x12,7x120	4,00	127	127	1,260	45,0 x 2,65	21	354	118,87
12,7x12,7x100	4,00	127	127	1,260	37,72 x 2,65	21	297	98,89
15x15x100	3,43	150	150	0,616	40,0 x 2,50	17	266	97,52
15x15x50	3,43	150	150	0,616	20,0 x 2,50	17	133	48,76

(Malla electrosoldada: Fuente Maploca)

$$Q_{serv_PT_5_6} := Q_{serv_PT_5_6} \cdot 1 \text{ m} = 587.592 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga de Mayorada:

$$P_{U_PT_5_6} := (1.2 \cdot Q_{CP_PT_5_6} + 1.6 \cdot Q_{CV_PT_5_6}) 1 \text{ m} = 775.11 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

2.3. Terraza:

Losa de encofrado colaborante (Losa Cero):

$$E_{LC_PTZ} := 15 \text{ cm}$$

(Espesor de losa de encofrado colaborante)

$$P_{P_PTZ} := 239 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso de losa de encofrado colaborante)

$$P_{recubrimiento_TZ} := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(6. Baldosas vinílicas o asfálticas sobre capa de mortero de 2 cm)

$$P_{revestimiento_TZ} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(4.3. Cielos rasos colgantes de paneles livianos)

$$P_{Impermeabilizados_TZ} := 3 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior: 2 mm de espesor)

$$P_{P_Malla} = 1.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso malla electrosoldada)

$$S_{CP_TZ} := P_{recubrimiento_TZ} + P_{revestimiento_TZ} + P_{Impermeabilizados_TZ} + P_{P_Malla} = 74.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CP_TZ} := S_{CP_TZ} + P_{P_PTZ} = 313.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

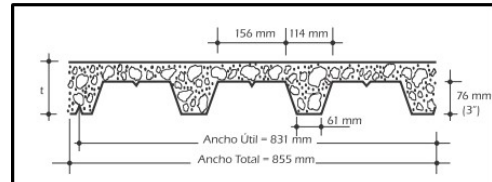
Cargas Variables:

$$Q_{CVT_TZ} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Uso: I.E, Azotea o Terraza)

Carga de Servicio:

$$Q_{serv_TZ} := Q_{CP_TZ} + Q_{CVT_TZ} = 413.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$



VOLUMEN Y PESO DE CONCRETO SOBRE EL ENCOFRADO COLABORANTE SIGALDECK			
Sigaldeck 3"	Altura t, cm	Volumen, m ³ / m ²	Peso, kgf / m ²
	13	0.0798	191
	14	0.0898	215
	15	0.0998	239
	16	0.1098	263
	17	0.1198	287
	18	0.1298	311
	19	0.1398	335
	20	0.1498	359
	21	0.1598	383
	22	0.1698	407
23	0.1798	431	
24	0.1898	455	
25	0.1998	479	

(Losacero: Fuente Maploca)

Rollo Tipo	CARACTERÍSTICAS								
	Diámetro Alambres		Separación de Alambres		Área de Acero	Largo x Ancho	Cantidad de Alambres		Peso/pieza
	mm	mm	Long.	Transv.	Long/Transv	cm ² /m	m x m	Long.	Transv.
10x10x120	4.00	100	100	1.257	45.0 x2.65	27	450	238.00	
15x15x120	4.00	150	150	0.838	45.0 x2.65	18	300	160.00	
10x10x100	4.00	100	100	1.260	37.0 x2.65	27	378	198.00	
15x15x60	4.00	150	150	0.838	22.5 x2.65	18	150	80.00	
12.7x12.7x120	4.00	127	127	1.260	45.0 x2.65	21	354	118.87	
12.7x12.7x100	4.00	127	127	1.260	37.72 x2.65	21	297	98.89	
15x15x100	3.43	150	150	0.616	40.0 x2.50	17	266	97.52	
15x15x50	3.43	150	150	0.616	20.0 x2.50	17	133	48.76	

(Malla electrosoldada: Fuente Maploca)

$$q_{serv_TZ} := Q_{serv_TZ} \cdot 1 \text{ m} = 413.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga de Mayorada:

$$P_{U_TZ} := (1.2 \cdot Q_{CP_TZ} + 1.6 \cdot Q_{CVT_TZ}) \cdot 1 \text{ m} = 535.996 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

2.4. Losa-Sala de Maquinas:

Losa Maciza:

$$E_{LM_SM} := 15 \text{ cm} \quad \gamma_c = 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{P_SM} := E_{LM_SM} \cdot \gamma_c = 375 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$E_{rec_SM} := 0.5 \text{ cm} \quad \gamma_{MCC_SM} := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{recubrimiento_SM} := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (6. Baldosas vinílicas o asfálticas sobre capa de mortero de 2 cm)$$

$$P_{revestimiento_SM} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (4.3. Cielos rasos colgantes de paneles livianos)$$

$$P_{Impermeabilizados_SM} := 3 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior: 2 mm de espesor})$$

$$S_{CP_SM} := P_{recubrimiento_SM} + P_{revestimiento_SM} + P_{Impermeabilizados_SM} = 73 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CP_SM} := S_{CP_SM} + P_{P_SM} = 448 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas Variables:

$$Q_{CVT_SM} := 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Uso: 1.L, Areas con cargas Livianas de Maquinas})$$

Carga de Servicio:

$$Q_{serv_SM} := Q_{CP_SM} + Q_{CVT_SM} = 1048 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{serv_SM} := Q_{serv_SM} \cdot 1 \text{ m} = 1048 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

2.5. Techo Sala de Maquinas -Escaleras:

Losa de encofrado colaborante calibre 22 (Losa Cero):

$$E_{LC_PTSM} := 15 \text{ cm}$$

(Espesor de losa de encofrado colaborante)

$$P_{P_PTSM} := 239 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso de losa de encofrado colaborante)

$$P_{recubrimiento_TSM} := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(6. Baldosas vinílicas o asfálticas sobre capa de mortero de 2 cm)

$$P_{revestimiento_TSM} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

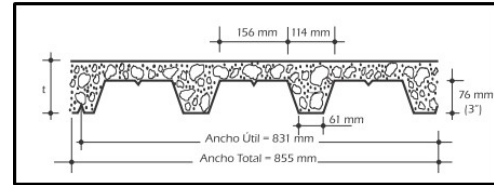
(4.3. Cielos rasos colgantes de paneles livianos)

$$P_{P_Malla} = 1.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso malla electrosoldada)

$$P_{Impermeabilizados_TSM} := 3 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior: 2 mm de espesor)



VOLUMEN Y PESO DE CONCRETO SOBRE EL ENCOFRADO COLABORANTE SIGALDECK			
Sigaldeck 3"	Altura t, cm	Volumen, m ³ / m ²	Peso, kgf / m ²
	13	0.0798	191
	14	0.0898	215
	15	0.0998	239
	16	0.1098	263
	17	0.1198	287
	18	0.1298	311
	19	0.1398	335
	20	0.1498	359
	21	0.1598	383
	22	0.1698	407
	23	0.1798	431
	24	0.1898	455
25	0.1998	479	

(Losacero: Fuente Maploca)

Rollo Tipo	CARACTERÍSTICAS							
	Diámetro Alambres	Separación de Alambres		Área de Acero	Largo x Ancho	Cantidad de Alambres		Peso/pieza
		Long.	Transv.			Long.	Transv.	
10x10x120	4.00	100	100	1.257	45.0 x 2.65	27	450	238.00
15x15x120	4.00	150	150	0.838	45.0 x 2.65	18	300	160.00
10x10x100	4.00	100	100	1.260	37.0 x 2.65	27	378	198.00
15x15x60	4.00	150	150	0.838	22.5 x 2.65	18	150	80.00
12.7x12.7x120	4.00	127	127	1.260	45.0 x 2.65	21	354	118.87
12.7x12.7x100	4.00	127	127	1.260	37.72 x 2.65	21	297	98.89
15x15x100	3.43	150	150	0.616	40.0 x 2.50	17	266	97.52
15x15x50	3.43	150	150	0.616	20.0 x 2.50	17	133	48.76

(Malla electrosoldada: Fuente Maploca)

$$S_{CP_TSM} := P_{recubrimiento_TSM} + P_{revestimiento_TSM} + P_{Impermeabilizados_TSM} + P_{P_Malla} = 74.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CP_TSM} := S_{CP_TSM} + P_{P_PTSM} = 313.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas Variables:

$$Q_{CVT_TSM} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Uso: 1.O, Techos con pendiente -15%)

Carga de Servicio:

$$Q_{serv_TSM} := Q_{CP_TSM} + Q_{CVT_TSM} = 413.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{serv_TSM} := Q_{serv_TSM} \cdot 1 \text{ m} = 413.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga de Mayorada:

$$P_{U_TSM} := (1.2 \cdot Q_{CP_TSM} + 1.6 \cdot Q_{CVT_TSM}) \cdot 1 \text{ m} = 535.996 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

2.6. Losa -Escaleras:

Losa Maciza:

$$\gamma_c = 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$E_{LM_ESC} := 15 \text{ cm}$$

$$P_{P_ESC} := E_{LM_ESC} \cdot \gamma_c = 375 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$L_{Contrahuella} := 0.18 \text{ m} \quad (\text{Longitud Contrahuella})$$

$$L_{Huella} := 0.25 \text{ m} \quad (\text{Longitud Huella})$$

$$L_{ESCP} := 1.8 \text{ m} \quad (\text{Longitud Escalera en Planta})$$

$$N_{ESCP} := 8 \quad (\text{Numero de Escalones en un tramo})$$

$$P_{ESC} := \frac{(L_{Contrahuella} \cdot L_{Huella} \cdot N_{ESCP} \cdot \gamma_c)}{(2 \cdot L_{ESCP})} = 250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{peso escalon})$$

$$E_{rec_ESC} := 0.5 \text{ cm} \quad \gamma_{MCC_ESC} := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{rec_ESC} := E_{rec_ESC} \cdot \gamma_{MCC_ESC} = 9.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Recubrimiento: Mortero de Cal y Cemento})$$

$$P_{rev_ESC} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Revesctimiento: Granito artificial 5cm})$$

$$S_{CP_ESC} := P_{rec_ESC} + P_{rev_ESC} = 109.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CP_ESC} := S_{CP_ESC} + P_{P_ESC} + P_{ESC} = 734.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Cargas Variables:

$$Q_{CV_ESC} := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Uso: 1.H, Escaleras})$$

Carga de Servicio:

$$Q_{serv_ESC} := Q_{CP_ESC} + Q_{CV_ESC} = 1034.5 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{serv_ESC} := Q_{serv_ESC} \cdot 1 \text{ m} = 1034.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga de Mayorada:

$$P_{U_ESC} := (1.2 \cdot Q_{CP_ESC} + 1.6 \cdot Q_{CV_ESC}) 1 \text{ m} = 1361.4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

3. Predimensionado de losas: (FONDONORMA 1753:2006)

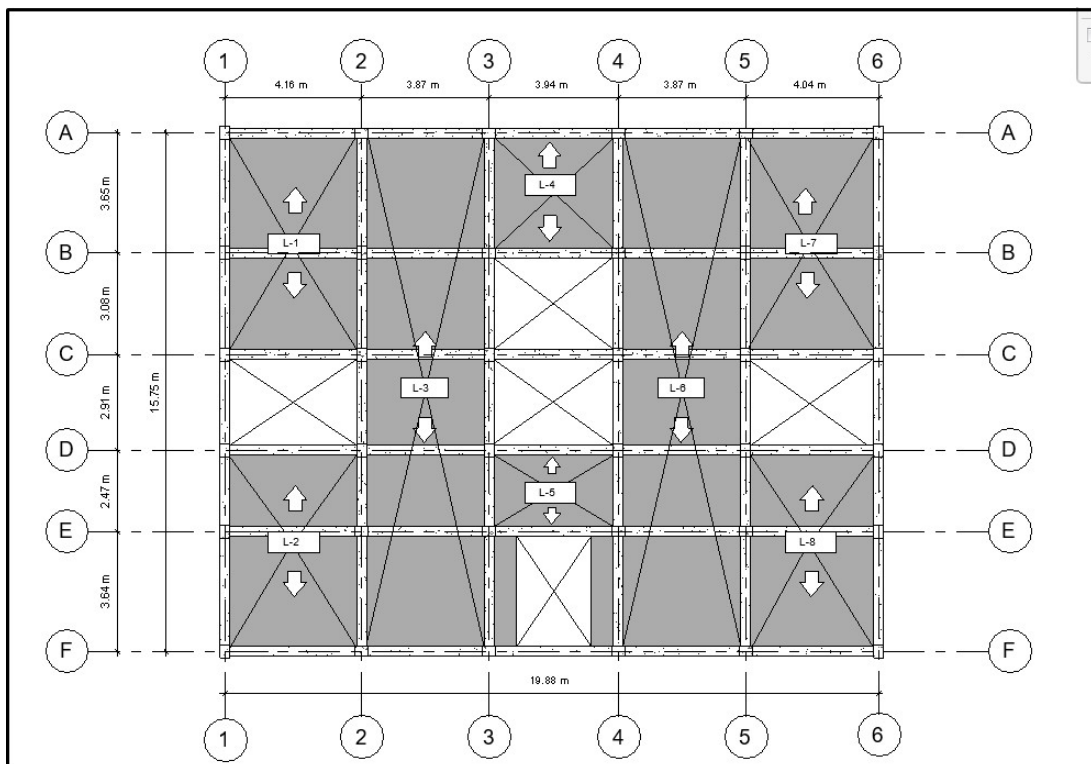
TABLA 9.6.1 ALTURA MÍNIMA DE VIGAS O ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS, A MENOS QUE SE CALCULEN LAS FLECHAS

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

$H := 25 \text{ cm}$

Para el predimensionado de las losas se debe utilizar la tabla 9.6.1 para conocer la altura mínima o el espesor mínimo que requiere cada losa, se debe tener en cuenta que el armado se realizara en el eje de menor longitud.

3.1. Planta Tipo 1-4 (Losa Nervada)



$$Longitud_{X_{P1}} := 4.16 \text{ m} + 3.87 \text{ m} + 1.97 \text{ m} + 1.97 \text{ m} + 3.87 \text{ m} + 4.04 \text{ m}$$

$$Longitud_{X_{P1}} = 19.88 \text{ m}$$

$$Longitud_{Y_{P1}} := 3.64 \text{ m} + 2.47 \text{ m} + 2.91 \text{ m} + 3.08 \text{ m} + 3.65 \text{ m}$$

$$Longitud_{Y_{P1}} = 15.75 \text{ m}$$

$$Armado_{P1} := \min (Longitud_{X_{P1}}, Longitud_{Y_{P1}}) = 15.75 \text{ m}$$

(Armado en Y)

$$Vigas_de_apoyo_{P1} := \max (Longitud_{X_{P1}}, Longitud_{Y_{P1}}) = 19.88 \text{ m}$$

(Vigas de apoyo en X)

Losa 1:

$$L1_{PT_A_B} := \frac{365 \text{ cm}}{18.5} = 19.73 \text{ cm}$$

$$L1_{PT_B_C} := \frac{308 \text{ cm}}{18.5} = 16.649 \text{ cm}$$

Losa 2:

$$L2_{PT_D_E} := \frac{247 \text{ cm}}{18.5} = 13.351 \text{ cm}$$

$$L2_{PT_E_F} := \frac{364 \text{ cm}}{18.5} = 19.676 \text{ cm}$$

Losa 3:

$$L3_{PT_A_B} := \frac{365 \text{ cm}}{18.5} = 19.73 \text{ cm}$$

$$L3_{PT_B_C} := \frac{308 \text{ cm}}{21} = 14.667 \text{ cm}$$

$$L3_{PT_C_D} := \frac{291 \text{ cm}}{21} = 13.857 \text{ cm}$$

$$L3_{PT_D_E} := \frac{247 \text{ cm}}{21} = 11.762 \text{ cm}$$

$$L3_{PT_E_F} := \frac{364 \text{ cm}}{18.5} = 19.676 \text{ cm}$$

Losa 4

$$L4_{PT_AB} := \frac{365 \text{ cm}}{16} = 22.813 \text{ cm}$$

Losa 5

$$L5_{PT_D_E} := \frac{247 \text{ cm}}{16} = 15.438 \text{ cm}$$

Losa 6 = Losa 3

Losa 7 = Losa 1

Losa 8 = Losa 2

$$Hmin_{PT} := \max(L1_{PT_A_B}, L1_{PT_B_C}, L2_{PT_D_E}, L2_{PT_E_F}, L3_{PT_A_B}, L3_{PT_B_C}, L3_{PT_C_D}, L4_{PT_AB}, L3_{PT_E_F}, L5_{PT_D_E}, L5_{PT_D_E})$$

$$Hmin_{PT} = 22.813 \text{ cm}$$

$$\text{if}(H \geq Hmin_{PT}, \text{"OK"}, \text{"Se_Chequea_Deflexión"}) = \text{"OK"}$$

(Se usaran losas nervadas de 25cm para las planta tipo 1-4)

4. Predimensionado de Vigas de Concreto armado:

4.1. Predimensionado de Vigas Principales Planta Tipo 1-4:

Primer criterio:

$$L_{VP_PT_1.4} := 4.16 \text{ m}$$

$$B_{VP_PT_1.4} := 30 \text{ cm}$$

$$H_{viga_PT_1.4} := \frac{L_{VP_PT_1.4}}{12} = 34.667 \text{ cm} \quad (\text{Sección de } 30 \times 35 \text{ cm})$$

Segundo criterio:

(se toma la viga tanto con mayor longitud y el caso mas desfavorable para el predimensionado)

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{P_Viga} := 150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Peso propio de la viga "asumido"})$$

$$A_{T_VP_PT_1.4} := \left(\frac{3.65 \text{ m}}{2} \right) + \left(\frac{3.08 \text{ m}}{2} \right) = 3.365 \text{ m} \quad (\text{Ancho tributario de la viga})$$

$$L_{VP_PT_1.4} = 4.16 \text{ m} \quad (\text{Longitud de la viga})$$

$$r := 5 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento para viga})$$

$$B_{VP_PT_1.4} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Asumiendo el ancho de viga "segun la norma" })$$

$$P_{P_PT_1.4} = 315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Peso Propio de la losa nervada})$$

$$S_{CP_PT_1.4} = 320.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Sobrecarga permanente})$$

$$Q_{CP_PT_1.4} := P_{P_Viga} + P_{P_PT_1.4} + S_{CP_PT_1.4} = 785.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Carga permanente})$$

$$Q_{CVPT_1.4} := 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Carga variable})$$

$$Q_{Serv1_1.4} := P_{P_Viga} + P_{P_PT_1.4} + S_{CP_PT_1.4} = 785.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Carga de servicio})$$

$$Q_{U1_1.4} := \begin{cases} 1.4 \cdot Q_{CP_PT_1.4} \geq 1.2 \cdot Q_{CP_PT_1.4} + 1.6 \cdot Q_{CVPT_1.4} \\ \parallel 1.4 \cdot Q_{CP_PT_1.4} \\ \text{else if } 1.4 \cdot Q_{CP_PT_1.4} \leq 1.2 \cdot Q_{CP_PT_1.4} + 1.6 \cdot Q_{CVPT_1.4} \\ \parallel 1.2 \cdot Q_{CP_PT_1.4} + 1.6 \cdot Q_{CVPT_1.4} \end{cases} = 1222.404 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Carga ultima})$$

(Carga ultima * Area tributaria)

$$q_{U1_1.4} := Q_{U1_1.4} \cdot A_{T_VP_PT_1.4} = 4113.39 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$FM_1 := \frac{1.2 \cdot Q_{CP_PT_1.4} + 1.6 \cdot Q_{CVPT_1.4}}{Q_{Serv1_1.4}} = 1.557 \quad (\text{Factor de mayoración})$$

$$M_{U1} := \frac{q_{U1-1,4} \cdot L_{VP_PT-1,4}^2}{12} = 5932.057 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo})$$

$$M_{UF1} := FM_1 \cdot M_{U1} = 9233.454 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo mayorado})$$

$$\omega := 0.18 \quad (\text{Cuantia mecanica})$$

$$\rho := \frac{\omega \cdot f_C}{f_Y} = 0.009 \quad (\text{Cuantia geometrica})$$

$$\varphi := 0.90$$

$$d1 := \sqrt{\frac{M_{UF1}}{\varphi \cdot \rho \cdot B_{VP_PT-1,4} \cdot f_Y \cdot \left(1 - \frac{0.59 \cdot \rho \cdot f_Y}{f_C}\right)}} = 31.815 \text{ cm} \quad d1 \geq 31.815 \text{ cm}$$

$$d_{Real1} := 35 \text{ cm} \quad (\text{Altura util})$$

$$H_{vp1-1,4} := d_{Real1} + r = 40 \text{ cm}$$

Se usara una sección de 30x40cm para las vigas principales desde el piso 1 al 2 y se tanteara con una sección de 30x35cm para las vigas del piso 3 y 4 .

5. Predimensionado de Correas:

5.1. Predimensionado de Correas de Planta Tipo 5-6:

$$L_{Correa_PT_5_6} := 3.64 \text{ m} \quad (\text{Distancia de la correa mas desfavorable})$$

$$F_y = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tipo de Acero: (ASTM A-36)}$$

$$\sigma_{adm} := 0.6 \cdot F_y = 1518.63 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Esfuerzo Admisible requerido})$$

$$B_{Tributario_Correas} := 1 \text{ m} \quad (\text{Ancho tributario asumido})$$

$$Q_{CP_PT_5_6} = 412.592 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad Q_{CV_PT_5_6} = 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{cp_Correas_PT_5_6} := Q_{CP_PT_5_6} \cdot B_{Tributario_Correas} = 412.592 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{cv_Correas_PT_5_6} := Q_{CV_PT_5_6} \cdot B_{Tributario_Correas} = 1716.164 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2} \cdot 1 \quad (\text{Cargas de Servicio})$$

$$q_{Serv_Correas_PT_5_6} := q_{cp_Correas_PT_5_6} + q_{cv_Correas_PT_5_6} = 587.592 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad (\text{Momento Maximo})$$

$$M_{max_Correas_PT_5_6} := \frac{q_{Serv_Correas_PT_5_6} \cdot L_{Correa_PT_5_6}^2}{8} = 973.169 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$S_{req_Correas} := \frac{M_{max_Correas_PT_5_6}}{\sigma_{adm}} = 64.082 \text{ cm}^3 \quad (\text{Modulo de Sección})$$

Obtenido el modulo de sección en este caso se selecciono un perfil IPE 140 con un Modulo de Sección de 77.3cm³.

IPE (I)	Dimensiones (mm)					Area cm ²	Peso Kg/m	Momento respecto a los ejes					
	h	b	s	t	r			EJE-X-X			EJE-Y-Y		
								Ix cm ⁴	Sx cm ³	Rx cm	Iy cm ⁴	Sy cm ³	Ry cm
80	80	46	3.8	5.2	5	7.64	6.0	80.1	20.0	3.24	8.48	3.69	1.05
100	100	55	4.1	5.7	7	10.30	8.1	171	34.2	4.07	15.90	5.78	1.24
120	120	64	4.4	6.3	7	13.20	10.4	318	53.0	4.90	27.60	8.64	1.45
140	140	73	4.7	6.9	7	16.40	12.9	541	77.3	5.74	44.90	12.30	1.65
160	160	82	5.0	7.4	9	20.10	15.8	869	109.0	6.58	68.20	16.60	1.84
180	180	91	5.3	8.0	9	23.90	18.8	1320	146.0	7.42	101.00	22.10	2.05
200	200	100	5.6	8.5	12	28.50	22.4	1940	194.0	8.26	142.00	28.40	2.23
220	220	110	5.9	9.2	12	33.40	26.2	2770	252.0	9.11	205.00	37.20	2.48
240	240	120	6.2	9.8	15	39.10	30.7	3890	324.0	9.97	283.00	47.20	2.69
270	270	135	6.6	10.2	15	45.90	36.1	5790	429.0	11.20	419.00	62.10	3.02
300	300	150	7.1	10.7	15	53.80	42.2	8360	557.0	12.50	603.00	80.40	3.35
330	330	160	7.5	11.5	18	62.60	49.1	11800	713.0	13.70	787.00	98.40	3.55
360	360	170	8.0	12.7	18	72.70	57.1	16300	904.0	15.00	1040.00	123.00	3.79
400	400	180	8.6	13.5	21	84.50	66.3	23100	1160.0	16.50	1320.00	146.00	3.95
450	450	190	9.4	14.6	21	98.80	77.6	33700	1500.0	18.50	1670.00	176.00	4.12
500	500	200	10.2	16.0	21	116.00	90.7	48200	1930.0	20.40	2140.00	214.00	4.30
550	550	210	11.1	17.2	24	134.00	106.0	67100	2440.0	22.30	2660.00	254.00	4.45
600	600	220	12.0	19.0	24	156.00	122.0	92100	3070.0	24.30	3380.00	308.00	4.66

5.2. Predimensionado de Correas de la Terraza:

$$L_{Correa_PT_TZ} := 3.64 \text{ m} \quad (\text{Distancia de la correa mas desfavorable})$$

$$F_y = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tipo de Acero: (ASTM A-36)}$$

$$\sigma_{adm} = 1518.63 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Esfuerzo Admisible requerido})$$

$$B_{Tributario_Correas} = 1 \text{ m} \quad (\text{Ancho tributario asumido})$$

$$Q_{CP_TZ} = 313.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad Q_{CVT_TZ} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{cp_Correas_PT_TZ} := Q_{CP_TZ} \cdot B_{Tributario_Correas} = 313.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{cv_Correas_PT_TZ} := Q_{CVT_TZ} \cdot B_{Tributario_Correas} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad (\text{Cargas de Servicio})$$

$$q_{Serv_Correas_PT_TZ} := q_{cp_Correas_PT_TZ} + q_{cv_Correas_PT_TZ} = 413.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$M_{max_Correas_PT_TZ} := \frac{q_{Serv_Correas_PT_TZ} \cdot L_{Correa_PT_TZ}^2}{8} = 684.557 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento Maximo})$$

$$S_{req_Correas_1} := \frac{M_{max_Correas_PT_TZ}}{\sigma_{adm}} = 45.077 \text{ cm}^3 \quad (\text{Modulo de Sección})$$

Obtenido el modulo de sección en este caso se selecciono un perfil IPE 120 con un Modulo de Sección de 53cm³.

IPE (I)	Dimensiones (mm)					Area cm ²	Peso Kg/m	Momento respecto a los ejes					
								EJE-X-X			EJE-Y-Y		
	h	b	s	t	r			I _x cm ⁴	S _x cm ³	R _x cm	I _y cm ⁴	S _y cm ³	R _y cm
80	80	46	3.8	5.2	5	7.64	6.0	80.1	20.0	3.24	8.48	3.69	1.05
100	100	55	4.1	5.7	7	10.30	8.1	171	34.2	4.07	15.90	5.78	1.24
120	120	64	4.4	6.3	7	13.20	10.4	318	53.0	4.90	27.60	8.64	1.45
140	140	73	4.7	6.9	7	16.40	12.9	541	77.3	5.74	44.90	12.30	1.65
160	160	82	5.0	7.4	9	20.10	15.8	869	109.0	6.58	68.20	16.60	1.84
180	180	91	5.3	8.0	9	23.90	18.8	1320	146.0	7.42	101.00	22.10	2.05
200	200	100	5.6	8.5	12	28.50	22.4	1940	194.0	8.26	142.00	28.40	2.23
220	220	110	5.9	9.2	12	33.40	26.2	2770	252.0	9.11	205.00	37.20	2.48
240	240	120	6.2	9.8	15	39.10	30.7	3890	324.0	9.97	283.00	47.20	2.69
270	270	135	6.6	10.2	15	45.90	36.1	5790	429.0	11.20	419.00	62.10	3.02
300	300	150	7.1	10.7	15	53.80	42.2	8360	557.0	12.50	603.00	80.40	3.35
330	330	160	7.5	11.5	18	62.60	49.1	11800	713.0	13.70	787.00	98.40	3.55
360	360	170	8.0	12.7	18	72.70	57.1	16300	904.0	15.00	1040.00	123.00	3.79
400	400	180	8.6	13.5	21	84.50	66.3	23100	1160.0	16.50	1320.00	146.00	3.95
450	450	190	9.4	14.6	21	98.80	77.6	33700	1500.0	18.50	1670.00	176.00	4.12
500	500	200	10.2	16.0	21	116.00	90.7	48200	1930.0	20.40	2140.00	214.00	4.30
550	550	210	11.1	17.2	24	134.00	106.0	67100	2440.0	22.30	2660.00	254.00	4.45
600	600	220	12.0	19.0	24	156.00	122.0	92100	3070.0	24.30	3380.00	308.00	4.66

5.3. Predimensionado de Correas del Techo:

$$L_{Correa_PT_TSM} := 2.91 \text{ m} \quad (\text{Distancia de la correa mas desfavorable})$$

$$F_y = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tipo de Acero: (ASTM A-36)}$$

$$\sigma_{adm} = 1518.63 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Esfuerzo Admisible requerido})$$

$$B_{Tributario_Correas} = 1 \text{ m} \quad (\text{Ancho tributario asumido})$$

$$Q_{CP_TSM} = 313.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad Q_{CVT_TSM} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{cp_Correas_PT_TSM} := Q_{CP_TSM} \cdot B_{Tributario_Correas} = 313.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{cv_Correas_PT_TSM} := Q_{CVT_TSM} \cdot B_{Tributario_Correas} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad (\text{Cargas de Servicio})$$

$$q_{Serv_Correas_PT_TSM} := q_{cp_Correas_PT_TSM} + q_{cv_Correas_PT_TSM} = 413.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$M_{max_Correas_PT_TSM} := \frac{q_{Serv_Correas_PT_TSM} \cdot L_{Correa_PT_TSM}^2}{8} = 437.515 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento Maximo})$$

$$S_{req_Correas_2} := \frac{M_{max_Correas_PT_TSM}}{\sigma_{adm}} = 28.81 \text{ cm}^3 \quad (\text{Modulo de Sección})$$

Obtenido el modulo de sección en este caso se selecciono un perfil IPE 100 con un Modulo de Sección de 34.2cm³.

IPE (l)	Dimensiones (mm)					Area cm ²	Peso Kg/m	Momento respecto a los ejes					
	h	b	s	t	r			EJE-X-X			EJE-Y-Y		
								Ix cm ⁴	Sx cm ³	Rx cm	Iy cm ⁴	Sy cm ³	Ry cm
80	80	46	3.8	5.2	5	7.64	6.0	80.1	20.0	3.24	8.48	3.69	1.05
100	100	55	4.1	5.7	7	10.30	8.1	171	34.2	4.07	15.90	5.78	1.24
120	120	64	4.4	6.3	7	13.20	10.4	318	53.0	4.90	27.60	8.64	1.45
140	140	73	4.7	6.9	7	16.40	12.9	541	77.3	5.74	44.90	12.30	1.65
160	160	82	5.0	7.4	9	20.10	15.8	869	109.0	6.58	68.20	16.60	1.84
180	180	91	5.3	8.0	9	23.90	18.8	1320	146.0	7.42	101.00	22.10	2.05
200	200	100	5.6	8.5	12	28.50	22.4	1940	194.0	8.26	142.00	28.40	2.23
220	220	110	5.9	9.2	12	33.40	26.2	2770	252.0	9.11	205.00	37.20	2.48
240	240	120	6.2	9.8	15	39.10	30.7	3890	324.0	9.97	283.00	47.20	2.69
270	270	135	6.6	10.2	15	45.90	36.1	5790	429.0	11.20	419.00	62.10	3.02
300	300	150	7.1	10.7	15	53.80	42.2	8360	557.0	12.50	603.00	80.40	3.35
330	330	160	7.5	11.5	18	62.60	49.1	11800	713.0	13.70	787.00	98.40	3.55
360	360	170	8.0	12.7	18	72.70	57.1	16300	904.0	15.00	1040.00	123.00	3.79
400	400	180	8.6	13.5	21	84.50	66.3	23100	1160.0	16.50	1320.00	146.00	3.95
450	450	190	9.4	14.6	21	98.80	77.6	33700	1500.0	18.50	1670.00	176.00	4.12
500	500	200	10.2	16.0	21	116.00	90.7	48200	1930.0	20.40	2140.00	214.00	4.30
550	550	210	11.1	17.2	24	134.00	106.0	67100	2440.0	22.30	2660.00	254.00	4.45
600	600	220	12.0	19.0	24	156.00	122.0	92100	3070.0	24.30	3380.00	308.00	4.66

6. Predimensionado de Vigas en Acero:

6.1. Predimensionado de Vigas de Planta Tipo 5-6:

$$L_{VIGA_PT_5_6} := 3.65 \text{ m} \quad (\text{Distancia de la correa mas desfavorable})$$

$$B_{Tributario_vigasPT_5_6} := \left(\frac{4.16 \text{ m}}{2}\right) + \left(\frac{3.87 \text{ m}}{2}\right)$$

$$Q_{CP_PT_5_6} = 412.592 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad Q_{CV_PT_5_6} = 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

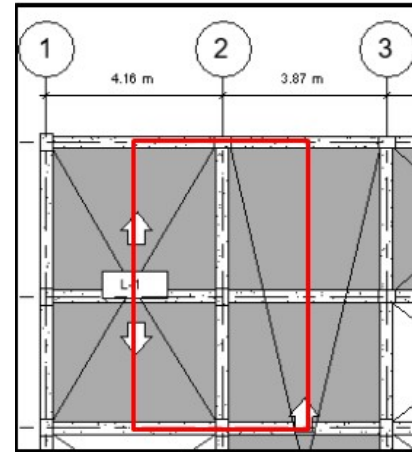
$$q_{cp_VigasPT_5_6} := Q_{CP_PT_5_6} \cdot B_{Tributario_vigasPT_5_6} = 1656.556 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{cv_VigasPT_5_6} := Q_{CV_PT_5_6} \cdot B_{Tributario_vigasPT_5_6} = 702.625 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{Serv_VigasPT_5_6} := q_{cp_VigasPT_5_6} + q_{cv_VigasPT_5_6} = 2359.181 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$M_{max_Vigas_PT_5_6} := \frac{q_{Serv_VigasPT_5_6} \cdot L_{VIGA_PT_5_6}^2}{12} = 2619.182 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$S_{req_VigasPT_5_6} := \frac{M_{max_Vigas_PT_5_6}}{\sigma_{adm}} = 172.47 \text{ cm}^3$$



(Ancho tributario de la viga mas desfavorable)

(Carga de Servicio)

(Momento Maximo)

(Modulo de Sección)

Determinado el modulo de Sección de las Vigas, se busca en la Tabla de Perfiles Comerciales el mas adecuado, seleccionando en este caso un perfil **IPE 200** con un Modulo de Sección de sección de 194cm³.

IPE (I)	Dimensiones (mm)					Area cm ²	Peso Kg/m	Momento respecto a los ejes					
								EJE-X-X			EJE-Y-Y		
	h	b	s	t	r			Ix cm ⁴	Sx cm ³	Rx cm	Iy cm ⁴	Sy cm ³	Ry cm
80	80	46	3.8	5.2	5	7.64	6.0	80.1	20.0	3.24	8.48	3.69	1.05
100	100	55	4.1	5.7	7	10.30	8.1	171	34.2	4.07	15.90	5.78	1.24
120	120	64	4.4	6.3	7	13.20	10.4	318	53.0	4.90	27.60	8.64	1.45
140	140	73	4.7	6.9	7	16.40	12.9	541	77.3	5.74	44.90	12.30	1.65
160	160	82	5.0	7.4	9	20.10	15.8	869	109.0	6.58	68.20	16.60	1.84
180	180	91	5.3	8.0	9	23.90	18.8	1320	146.0	7.42	101.00	22.10	2.05
200	200	100	5.6	8.5	12	28.50	22.4	1940	194.0	8.26	142.00	28.40	2.23
220	220	110	5.9	9.2	12	33.40	26.2	2770	252.0	9.11	205.00	37.20	2.48
240	240	120	6.2	9.8	15	39.10	30.7	3890	324.0	9.97	283.00	47.20	2.69
270	270	135	6.6	10.2	15	45.90	36.1	5790	429.0	11.20	419.00	62.10	3.02
300	300	150	7.1	10.7	15	53.80	42.2	8360	557.0	12.50	603.00	80.40	3.35
330	330	160	7.5	11.5	18	62.60	49.1	11800	713.0	13.70	787.00	98.40	3.55
360	360	170	8.0	12.7	18	72.70	57.1	16300	904.0	15.00	1040.00	123.00	3.79
400	400	180	8.6	13.5	21	84.50	66.3	23100	1160.0	16.50	1320.00	146.00	3.95
450	450	190	9.4	14.6	21	98.80	77.6	33700	1500.0	18.50	1670.00	176.00	4.12
500	500	200	10.2	16.0	21	116.00	90.7	48200	1930.0	20.40	2140.00	214.00	4.30
550	550	210	11.1	17.2	24	134.00	106.0	67100	2440.0	22.30	2660.00	254.00	4.45
600	600	220	12.0	19.0	24	156.00	122.0	92100	3070.0	24.30	3380.00	308.00	4.66

6.2. Predimensionado de Vigas de Terraza:

$$L_{VIGA_PT_TZ} := 3.65 \text{ m}$$

(Distancia de la correa mas desfavorable)

$$B_{Tributario_vigasPT_TZ} := \left(\frac{4.16 \text{ m}}{2} \right) + \left(\frac{3.87 \text{ m}}{2} \right)$$

$$Q_{CP_TZ} = 313.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad Q_{CVT_TZ} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

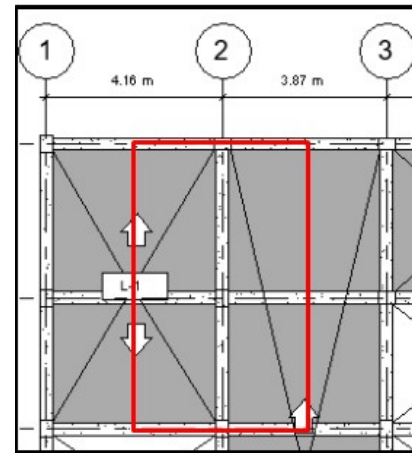
$$q_{cp_VigasPT_TZ} := Q_{CP_TZ} \cdot B_{Tributario_vigasPT_TZ} = 1258.02 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{cv_VigasPT_TZ} := Q_{CVT_TZ} \cdot B_{Tributario_vigasPT_TZ} = 401.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{Serv_VigasPT_TZ} := q_{cp_VigasPT_TZ} + q_{cv_VigasPT_TZ} = 1659.52 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$M_{max_Vigas_PT_TZ} := \frac{q_{Serv_VigasPT_TZ} \cdot L_{VIGA_PT_TZ}^2}{12} = 1842.413 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$S_{req_VigasPT_TZ} := \frac{M_{max_Vigas_PT_TZ}}{\sigma_{adm}} = 121.321 \text{ cm}^3$$



(Ancho tributario de la viga mas desfavorable)

(Carga de Servicio)

(Momento Maximo)

(Modulo de Sección)

Determinado el modulo de Sección de las Vigas, se busca en la Tabla de Perfiles Comerciales el mas adecuado, seleccionando en este caso un perfil **IPE 180** con modulo 146 cm³

IPE (l)	Dimensiones (mm)					Area cm ²	Peso Kg/m	Momento respecto a los ejes					
	h	b	s	t	r			EJE-X-X			EJE-Y-Y		
								Ix cm ⁴	Sx cm ³	Rx cm	Iy cm ⁴	Sy cm ³	Ry cm
80	80	46	3.8	5.2	5	7.64	6.0	80.1	20.0	3.24	8.48	3.69	1.05
100	100	55	4.1	5.7	7	10.30	8.1	171	34.2	4.07	15.90	5.78	1.24
120	120	64	4.4	6.3	7	13.20	10.4	318	53.0	4.90	27.60	8.64	1.45
140	140	73	4.7	6.9	7	16.40	12.9	541	77.3	5.74	44.90	12.30	1.65
160	160	82	5.0	7.4	9	20.10	15.8	869	109.0	6.58	68.20	16.60	1.84
180	180	91	5.3	8.0	9	23.90	18.8	1320	146.0	7.42	101.00	22.10	2.05
200	200	100	5.6	8.5	12	28.50	22.4	1940	194.0	8.26	142.00	28.40	2.23
220	220	110	5.9	9.2	12	33.40	26.2	2770	252.0	9.11	205.00	37.20	2.48
240	240	120	6.2	9.8	15	39.10	30.7	3890	324.0	9.97	283.00	47.20	2.69
270	270	135	6.6	10.2	15	45.90	36.1	5790	429.0	11.20	419.00	62.10	3.02
300	300	150	7.1	10.7	15	53.80	42.2	8360	557.0	12.50	603.00	80.40	3.35
330	330	160	7.5	11.5	18	62.60	49.1	11800	713.0	13.70	787.00	98.40	3.55
360	360	170	8.0	12.7	18	72.70	57.1	16300	904.0	15.00	1040.00	123.00	3.79
400	400	180	8.6	13.5	21	84.50	66.3	23100	1160.0	16.50	1320.00	146.00	3.95
450	450	190	9.4	14.6	21	98.80	77.6	33700	1500.0	18.50	1670.00	176.00	4.12
500	500	200	10.2	16.0	21	116.00	90.7	48200	1930.0	20.40	2140.00	214.00	4.30
550	550	210	11.1	17.2	24	134.00	106.0	67100	2440.0	22.30	2660.00	254.00	4.45
600	600	220	12.0	19.0	24	156.00	122.0	92100	3070.0	24.30	3380.00	308.00	4.66

6.3. Predimensionado de Vigas de Techo:

$$L_{VIGA_PT_TSM} := 3.65 \text{ m}$$

(Distancia de la correa mas desfavorable)

$$B_{Tributario_vigasPT_TSM} := \left(\frac{3.94 \text{ m}}{2} \right) = 1.97 \text{ m}$$

$$Q_{CP_TSM} = 313.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CVT_TSM} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

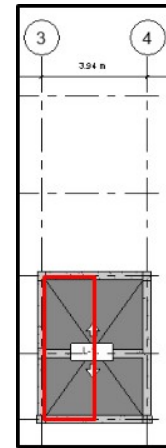
$$q_{cp_VigasPT_TSM} := Q_{CP_TSM} \cdot B_{Tributario_vigasPT_TSM} = 617.26 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{cv_VigasPT_TSM} := Q_{CVT_TSM} \cdot B_{Tributario_vigasPT_TSM} = 197 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{Serv_VigasPT_TSM} := q_{cp_VigasPT_TSM} + q_{cv_VigasPT_TSM} = 814.26 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$M_{max_Vigas_PT_TSM} := \frac{q_{Serv_VigasPT_TSM} \cdot L_{VIGA_PT_TSM}^2}{12} = 903.998 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$S_{req_VigasPT_TSM} := \frac{M_{max_Vigas_PT_TSM}}{\sigma_{adm}} = 59.527 \text{ cm}^3$$



(Ancho tributario de la viga mas desfavorable)

(Carga de Servicio)

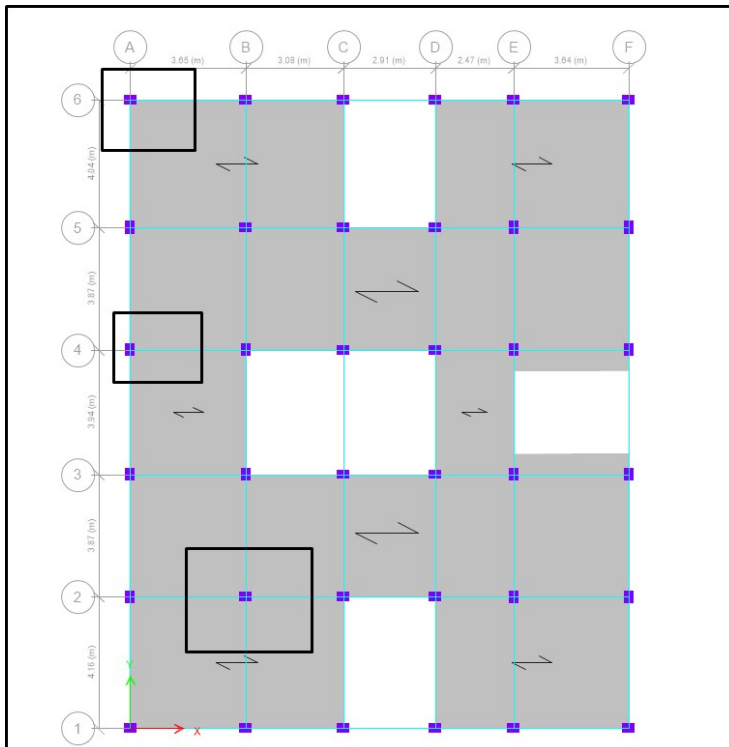
(Momento Maximo)

(Modulo de Sección)

Determinado el modulo de Sección de las Vigas, se busca en la Tabla de Perfiles Comerciales el mas adecuado, seleccionando en este caso un perfil IPE 140 con un Modulo de sección de 77.3cm³.

IPE (I)	Dimensiones (mm)					Area cm ²	Peso Kg/m	Momento respecto a los ejes					
	h	b	s	t	r			EJE-X-X			EJE-Y-Y		
								Ix cm ⁴	Sx cm ³	Rx cm	Iy cm ⁴	Sy cm ³	Ry cm
80	80	46	3.8	5.2	5	7.64	6.0	80.1	20.0	3.24	8.48	3.69	1.05
100	100	55	4.1	5.7	7	10.30	8.1	171	34.2	4.07	15.90	5.78	1.24
120	120	64	4.4	6.3	7	13.20	10.4	318	53.0	4.90	27.60	8.64	1.45
140	140	73	4.7	6.9	7	16.40	12.9	541	77.3	5.74	44.90	12.30	1.65
160	160	82	5.0	7.4	9	20.10	15.8	869	109.0	6.58	68.20	16.60	1.84
180	180	91	5.3	8.0	9	23.90	18.8	1320	146.0	7.42	101.00	22.10	2.05
200	200	100	5.6	8.5	12	28.50	22.4	1940	194.0	8.26	142.00	28.40	2.23
220	220	110	5.9	9.2	12	33.40	26.2	2770	252.0	9.11	205.00	37.20	2.48
240	240	120	6.2	9.8	15	39.10	30.7	3890	324.0	9.97	283.00	47.20	2.69
270	270	135	6.6	10.2	15	45.90	36.1	5790	429.0	11.20	419.00	62.10	3.02
300	300	150	7.1	10.7	15	53.80	42.2	8360	557.0	12.50	603.00	80.40	3.35
330	330	160	7.5	11.5	18	62.60	49.1	11800	713.0	13.70	787.00	98.40	3.55
360	360	170	8.0	12.7	18	72.70	57.1	16300	904.0	15.00	1040.00	123.00	3.79
400	400	180	8.6	13.5	21	84.50	66.3	23100	1160.0	16.50	1320.00	146.00	3.95
450	450	190	9.4	14.6	21	98.80	77.6	33700	1500.0	18.50	1670.00	176.00	4.12
500	500	200	10.2	16.0	21	116.00	90.7	48200	1930.0	20.40	2140.00	214.00	4.30
550	550	210	11.1	17.2	24	134.00	106.0	67100	2440.0	22.30	2660.00	254.00	4.45
600	600	220	12.0	19.0	24	156.00	122.0	92100	3070.0	24.30	3380.00	308.00	4.66

7. Predimensionado de Columnas:



$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

(Nro. de Niveles)

$$N1 := 4 \quad N2 := 2$$

Ubicación	α
Esquinera	0.30
Lateral	0.40
central	0.55

$$\alpha_{Esq} := 0.30$$

$$\alpha_{Lat} := 0.40$$

$$\alpha_{Cent} := 0.55$$

(Factor que reduce la capacidad a carga axial por presencia de la Flexión)

$$P_{P_columna} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{P_columna1} := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso propio de Columna en Concreto y Acero)

$$P_{P_Viga} = 150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{P_Viga1} := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Peso propio de Viga en Concreto y Acero)

$$Q_{CP_PT_1_4} = 635.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CV_PT_1_4} = 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Cargas en losa del Piso 1 al 4)

$$Q_{CP_PT_5_6} = 412.592 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CV_PT_5_6} = 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Cargas en losa del Piso 5 al 6)

$$Q_{CP_TZ} = 313.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CVT_TZ} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Cargas en losa de la Azotea)

$$Q_{CP_TSM} = 313.33 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CVT_TSM} = 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

(Cargas en losa del Techo de la sala de Maquinas/Escaleras)

$$Q_{C_LOSA_PT_1_4} := 1.2 \cdot Q_{CP_PT_1_4} + 1.6 \cdot Q_{CV_PT_1_4} = 1042.404 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_LOSA_PT_5_6} := 1.2 \cdot Q_{CP_PT_5_6} + 1.6 \cdot Q_{CV_PT_5_6} = 775.11 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_LOSA_TZ} := 1.2 \cdot Q_{CP_TZ} + 1.6 \cdot Q_{CVT_TZ} = 535.996 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_LOSA_TSM} := 1.2 \cdot Q_{CP_TSM} + 1.6 \cdot Q_{CVT_TSM} = 535.996 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_VIGA} := 1.2 \cdot P_{P_Viga} = 180 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_COLUMNNA} := 1.2 \cdot P_{P_columnna} = 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_VIGA1} := 1.2 \cdot P_{P_Viga1} = 60 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_COLUMNNA1} := 1.2 \cdot P_{P_columnna1} = 60 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{U_PT_1.4} := Q_{C_LOSA_PT_1.4} + Q_{C_VIGA} + Q_{C_COLUMNNA} = 1342.404 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{U_PT_5.6} := Q_{C_LOSA_PT_5.6} + Q_{C_VIGA1} + Q_{C_COLUMNNA1} = 895.11 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{U_TZ} := Q_{C_LOSA_TZ} + Q_{C_VIGA1} + Q_{C_COLUMNNA1} = 655.996 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{U_TSM} := Q_{C_LOSA_TSM} + Q_{C_VIGA1} + Q_{C_COLUMNNA1} = 655.996 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

7.1. Columna Central:

$$B_{Col1_PT_1.4} := 30 \text{ cm} \quad (\text{Asumiendo la base para Predimensionar una columna rectangular})$$

$$A_{T_Col1_PT_1.4} := \left(\frac{3.65 \text{ m}}{2} + \frac{3.08 \text{ m}}{2} \right) \cdot \left(\frac{4.16 \text{ m}}{2} + \frac{3.87 \text{ m}}{2} \right) = 13.51 \text{ m}^2$$

$$P_{U_Col1_PT_1.4} := Q_{U_PT_1.4} \cdot A_{T_Col1_PT_1.4} \cdot N1 + Q_{U_PT_5.6} \cdot A_{T_Col1_PT_1.4} \cdot N2 + Q_{U_TZ} \cdot A_{T_Col1_PT_1.4} + Q_{U_TSM} \cdot A_{T_Col1_PT_1.4} = 114458.432 \text{ kgf}$$

$$A_{C_Col1_PT_1.4} := \frac{P_{U_Col1_PT_1.4}}{\alpha_{Cent} \cdot f_C} = 990.982 \text{ cm}^2$$

$$H_{Col1_PT_1.4} := \frac{A_{C_Col1_PT_1.4}}{B_{Col1_PT_1.4}} = 33.033 \text{ cm} \quad (\text{Se usara una sección Rectangular de 30x40cm})$$

7.2. Columna Esquinera:

$$B_{Col2_PT_1.4} := 30 \text{ cm} \quad (\text{Asumiendo la base para Predimensionar una columna rectangular})$$

$$A_{T_Col2_PT_1.4} := \left(\frac{3.65 \text{ m}}{2} \right) \cdot \left(\frac{4.16 \text{ m}}{2} \right) = 3.796 \text{ m}^2$$

$$P_{U_Col2_PT_1.4} := Q_{U_PT_1.4} \cdot A_{T_Col2_PT_1.4} \cdot N1 + Q_{U_PT_5.6} \cdot A_{T_Col2_PT_1.4} \cdot N2 = 27178.741 \text{ kgf}$$

$$A_{C_Col2_PT_1.4} := \frac{P_{U_Col2_PT_1.4}}{\alpha_{Esq} \cdot f_C} = 431.409 \text{ cm}^2$$

$$H_{Col2_PT_1.4} := \frac{A_{C_Col2_PT_1.4}}{B_{Col2_PT_1.4}} = 14.38 \text{ cm} \quad (\text{Se usara una sección Rectangular de 30x40cm})$$

7.3. Columna Lateral:

$B_{Col3_PT_1.4} := 30 \text{ cm}$ (Asumiendo la base para Predimensionar una columna rectangular)

$$A_{T_Col3_PT_1.4} := \left(\frac{3.65 \text{ m}}{2} \right) \cdot \left(\frac{4.16 \text{ m}}{2} + \frac{3.87 \text{ m}}{2} \right) = 7.327 \text{ m}^2$$

$$P_{U_Col3_PT_1.4} := Q_{U_PT_1.4} \cdot A_{T_Col3_PT_1.4} \cdot N1 + Q_{U_PT_5.6} \cdot A_{T_Col3_PT_1.4} \cdot N2 = 52462.81 \text{ kgf}$$

$$A_{C_Col3_PT_1.4} := \frac{P_{U_Col3_PT_1.4}}{\alpha_{Lat} \cdot f'_C} = 624.557 \text{ cm}^2$$

$$H_{Col3_PT_1.4} := \frac{A_{C_Col3_PT_1.4}}{B_{Col3_PT_1.4}} = 20.819 \text{ cm} \quad (\text{Se usara una sección Rectangular de } 30 \times 40 \text{ cm desde el piso 1 al 4})$$

7.4. Acero de Columnas Propuestas:

Propuesta de Acero Columna 30 x40:

$$A_{C_Col_PT_1.4} := 30 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{b_nro5} := 1.98 \text{ cm}^2 \quad 12\emptyset 5/8''$$

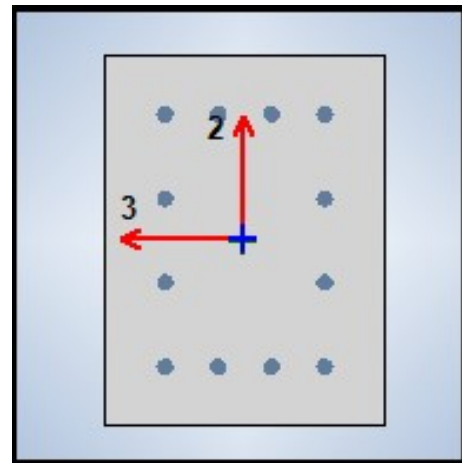
$$A_{S_Col_PT_1.4} := 12 \cdot A_{b_nro5} = 23.76 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{Col_PT_1.4} := \frac{A_{S_Col_PT_1.4}}{A_{C_Col_PT_1.4}} \cdot 100\% = 0.0198$$

$$\rho_{min} := 1\% \quad \rho_{max} := 6\%$$

Verificación de la cuantía:

$$\begin{array}{l} \text{if } \rho_{min} \leq \rho_{Col_PT_1.4} \leq \rho_{max} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} = \text{"Cumple"}$$



(Sección Transversal Columna 30x40)

Estribos ($3\emptyset 3/8''C/15\text{cm}$)

8. Predimensionado de Columnas en Acero:

Para el presente estudio se considero el area tributaria de la columna mas desfavorable y posteriormente se calculo el area requerida por la misma.

$$A_{T_Col1_PT5_6} := \left(\frac{3.65 \text{ m}}{2} + \frac{3.08 \text{ m}}{2} \right) \cdot \left(\frac{4.16 \text{ m}}{2} + \frac{3.87 \text{ m}}{2} \right) \quad N2 = 2$$

$$P_{P_Viga1} = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{P_columna1} = 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_VIGA1} = 60 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{C_COLUMNNA1} = 60 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{U_PT_5_6} = 895.11 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{U_TZ} = 655.996 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{U_TSM} = 655.996 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{U_Col1_PT5_6} := Q_{U_PT_5_6} \cdot A_{T_Col1_PT5_6} \cdot N2 + Q_{U_TZ} \cdot A_{T_Col1_PT5_6} + Q_{U_TSM} \cdot A_{T_Col1_PT5_6} = 41912.361 \text{ kgf}$$

$$A_{C_Col1_PT5_6} := \frac{P_{U_Col1_PT5_6}}{\sigma_{adm}} = 27.599 \text{ cm}^2$$

Se pretende utilizar perfiles HEA para las Columnas, habiendo calculado ya el Area requerida se procede a la Tabla de Perfiles Comerciales y se selecciona en este caso un perfil HEA140 con un area de 31.4cm²

HEA (I) IPBL	Dimensiones (mm)					Area cm ²	Peso Kg/m	Momento respecto a los ejes					
	h	b	s	t	r			EJE-X-X			EJE-Y-Y		
								Ix cm ⁴	Sx cm ³	Rx cm	Iy cm ⁴	Sy cm ³	Ry cm
100	96	100	5.0	8.0	12	21.2	16.7	349	72.7	4.05	134	26.7	2.51
120	114	120	5.0	8.0	12	25.3	19.9	606	106.0	4.89	231	38.4	3.02
140	133	140	5.5	8.5	12	31.4	27.7	1030	155.0	5.73	389	55.6	3.52
160	152	160	6.0	9.0	15	38.8	30.4	1670	220.0	6.57	615	76.9	3.98
180	171	180	6.0	9.5	15	45.3	35.5	2510	294.0	7.45	924	103.0	4.52
200	190	200	6.5	10.0	18	53.8	42.3	3690	389.0	8.28	1330	133.0	4.98
220	210	220	7.0	11.0	18	64.3	50.5	5410	515.0	9.17	1950	178.0	5.51
240	230	240	7.5	12.0	21	76.8	60.3	7760	675.0	10.1	2770	231.0	6.0
260	250	260	7.5	12.5	24	86.8	68.2	10500	836.0	11.0	3660	282.0	6.5
280	270	280	8.0	13.0	24	97.3	76.4	13700	1010.0	11.9	4760	340.0	7.0
300	290	300	8.5	14.0	27	113.0	88.3	18300	1260.0	12.7	6310	420.0	7.49
320	310	300	9.0	15.5	27	124.0	97.6	22900	1480.0	13.6	6980	465.0	7.49
340	330	300	9.5	16.5	27	133.0	105.0	27700	1680.0	14.4	7430	495.0	7.46
360	350	300	10.0	17.5	27	143.0	112.0	33100	1890.0	15.2	7880	525.0	7.43
400	390	300	11.0	19.0	27	159.0	125.0	45100	2310.0	16.8	8560	571.0	7.34
450	440	300	11.5	21.0	27	178.0	140.0	63700	2900.0	18.9	9460	631.0	7.29
500	490	300	12.0	23.0	27	198.0	155.0	87000	3550.0	21.0	10400	691.0	7.24
550	540	300	12.5	24.0	27	212.0	166.0	112000	4150.0	23.0	10800	721.0	7.15
600	590	300	13.0	25.0	27	226.0	178.0	141000	4790.0	25.0	11300	751.0	7.05
650	640	300	13.5	26.0	27	242.0	190.0	175000	5470.0	26.9	11700	781.0	6.96
700	690	300	14.5	27.0	27	260.0	204.0	215000	6240.0	28.7	12200	812.0	6.84
800	790	300	15.0	28.0	30	286.0	224.0	303000	7680.0	32.6	12600	842.0	6.65
900	890	300	16.0	30.0	30	321.0	252.0	422000	9480.0	36.3	13500	903.0	6.50
1000	990	300	16.5	31.0	30	347.0	272.0	55400	11200.0	40.0	14000	933.0	6.35

9. Predimensionado de Arriostres/Diagonales:

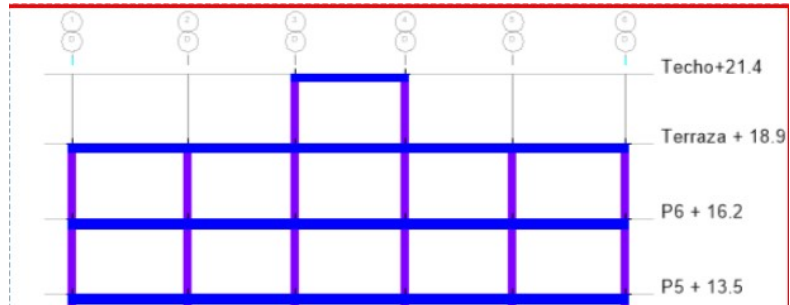
Para los arriostres se tomara tambien como limite de la relacion de esbeltez 200 y se asumira un valor de longitud efectiva de $k=2$.

$$L_{Porticos1} := 4.16 \text{ m}$$

$$L_{Porticos2} := 4.04 \text{ m}$$

$$L_{Columnas1} := 2.7 \text{ m}$$

$$L_{Columnas2} := 2.5 \text{ m}$$



$$L_{Arriostres1} := \sqrt{L_{Porticos1}^2 + L_{Columnas1}^2} = 4.959 \text{ m}$$

$$k := 2$$

$$r_{Arriostres1} := \frac{L_{Arriostres1} \cdot L_{Arriostres1}}{200} = 1229.78 \text{ cm}^2$$

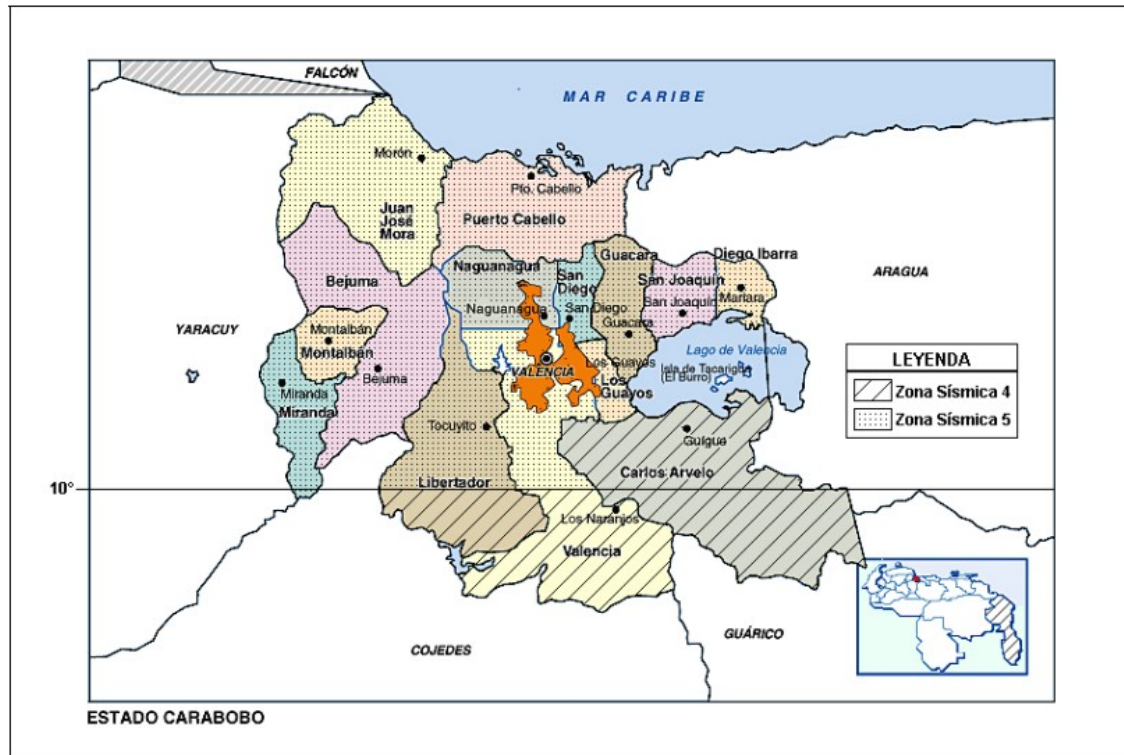
$$L_{Arriostres2} := \sqrt{L_{Porticos2}^2 + L_{Columnas2}^2} = 4.751 \text{ m}$$

$$r_{Arriostres2} := \frac{k \cdot L_{Arriostres2}}{200} = 4.751 \text{ cm}$$

Teniendo el radio de giro se procede a la Tabla de Perfiles Comerciales y se selecciona el mas adecuado, un perfil **Tubular ECO de sección Cuadrada** de 135X135mm con un radio de giro de 5.29 cm.

Designación Comercial	Espesor	Radio	Sección	Peso	Propiedades Estáticas				Grado
					ix = iy	Sx = Sy	Zx = Zy	rx = ry	
H x B DN (1)	e mm	R mm	A cm ²	P kg/m	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	
60X60	2,25	6,75	5,02	3,94	27,40	9,13	10,74	2,34	C
70X70	2,25	6,75	5,92	4,65	44,60	12,74	14,89	2,74	C
90X90	2,50	7,50	8,54	6,70	107,46	23,88	27,76	3,55	C
100X100	3,00	9,00	11,33	8,89	175,10	35,02	40,82	3,93	C
110X110	3,40	10,20	14,10	11,97	263,94	47,82	55,81	4,32	C
120X120	4,00	12,00	18,01	14,14	397,30	66,22	77,50	4,70	C
135X135	4,30	12,90	21,85	17,15	612,27	90,71	105,97	5,29	C
155X155	4,50	13,50	26,39	20,72	982,43	126,77	147,58	6,10	C
175X175	5,50	16,50	36,25	28,46	1.709,23	195,34	228,09	6,87	C
200X200	5,50	16,50	41,75	32,77	2.597,67	259,77	301,87	7,89	C
200X200	7,00	21,00	52,36	41,10	3.194,10	319,41	374,60	7,81	C
220X220	7,00	21,00	57,96	45,50	4.314,30	392,21	458,18	8,63	C
220X220	9,00	27,00	73,18	57,45	5.317,27	483,39	571,11	8,52	C
260X260	9,00	27,00	87,58	68,75	9.038,52	695,27	815,03	10,16	C

10. Incidencia sísmica:



Para el presente proyecto al ser en su mayoría teórico se consideraran datos obtenidos de un estudio de suelo para evaluar las condiciones de la edificación, teniendo en cuenta que es de tipo residencial, el terreno se encuentra ubicado en un Zona Sísmica inferior a la zona 4 y 5 pero con zonas aledañas situadas a su alrededor con el nivel de diseño mas alto por lo cual se tendra en cuenta a la hora de diseñar algunos de sus elementos estructurales con el fin de buscar no solo economía sino tambien seguridad.

Ubicación: Municipio de Valencia - Edo. Carabobo

$$V_{s30} := 358 \frac{m}{s}$$

(Velocidad de onda de corte)

$$H_B := 15 \text{ m}$$

(Profundidad del basamento rocoso)

10.1. Espectro de Respuesta Elástica:

Clase de Sitio: De la tabla 7 se obtiene que la clase de sitio es **clase CD*** posee propiedades intermedias entre las clases C y D.

TABLA 7. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos

CLASE	DESCRIPCIÓN CUALITATIVA	Vs30 (m/s)
A	Roca cristalina sana muy dura, sin fracturación ni meteorización notable.	> 1500
AB*	Propiedades intermedias entre las clases A y B.	1300 a 1500
B	Roca dura o formación similar (e.g. conglomerados), con eventual fracturación y un máximo de 5 metros de espesor de meteorización con $V_s \geq 350$ m/s.	850 a 1300
BC*	Propiedades intermedias entre las clases B y C.	650 a 850
C	1) Roca dura con espesor meteorizado superior a 5 metros. 2) Roca blanda (e.g. margas). 3) Arenas o gravas muy densas. 4) Arcillas muy duras.	400 a 650
CD*	Propiedades intermedias entre las clases C y D.	300 a 400
D	1) Arenas o gravas densas a medio-densas. 2) Arcillas duras. 3) Arcillas firmes de menos de 30 metros de espesor.	200 a 300
DE*	Propiedades intermedias entre las clases D y E.	170 a 200
E	1) Arenas sueltas o arenas limosas, con suficiente proporción de finos, no susceptibles de licuación, de acuerdo con 5.5. 2) Arcillas blandas, plásticas (IP > 20) u orgánicas, no incluidas en la Clase F.	120 a 170
F**	Arenas o arenas limosas susceptibles de licuación***, arcillas sensibles, arcillas expansivas, suelos cementados colapsables, turbas o arcillas orgánicas de más de 3 metros de espesor, arcillas con índice de plasticidad IP > 75 y más de 7 metros de espesor, arcillas firmes o blandas con más de 30 metros de espesor, rellenos artificiales con o sin pendiente y sitios con $V_s30 < 120$ m/s.	variable; incluye el caso de $V_s30 < 120$

* Empleese también en caso de incertidumbre entre las clases adyacentes.

** Debe efectuarse el estudio de sitio indicado en 5.11 y tomarse medidas especiales de fundación (ver 13.2.f).

*** Debe determinarse el potencial de licuación según 5.6 y 13.3.6.

Condición Topográfica: La presente edificación se encuentra en una zona plana, por ello se supondrá una pendiente 40%, por lo tanto, la condición topográfica será de tipo leve.

5.2.2. Condición Topográfica

Para la condición topográfica se distingue entre sitios de poca pendiente y situaciones de ladera o cima. Las pendientes promedios topográficas se medirán en una malla rectangular seleccionada dentro de la ladera, con celdas de proyección horizontal máxima de 30 metros. Para cada sitio se determinará su condición topográfica entre las siguientes para la selección de los factores de la tabla 11:

a) Condición topográfica leve: pendiente promedio menor de 40% o situado en la parte media inferior de una ladera con pendiente mayor a 40%.

b) Condición topográfica moderada: pendiente promedio entre 40% y 75%; situado en la parte media superior de una ladera o bien en la cima dentro de una distancia al borde de la pendiente del orden de la altura de la ladera.

Como la estructura se encuentra ubicada en Valencia - Edo. Carabobo se obtienen los siguientes valores de los mapas de la norma 1756-2019 para:

A_0 = Coeficiente de la aceleración horizontal del terreno.

$A_0 := 0.15$

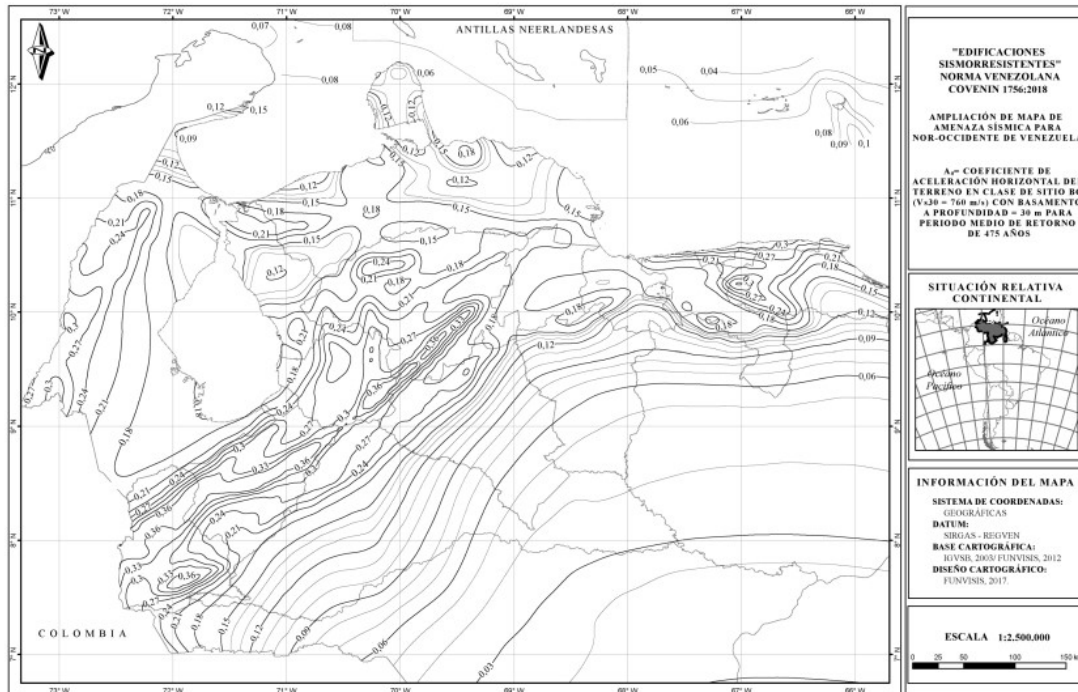


FIGURA 4.1.este. A_0 , ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

A_1 = coeficiente de aceleración espectral horizontal para periodo estructural de 1 segundo.

$A_1 := 0.12$

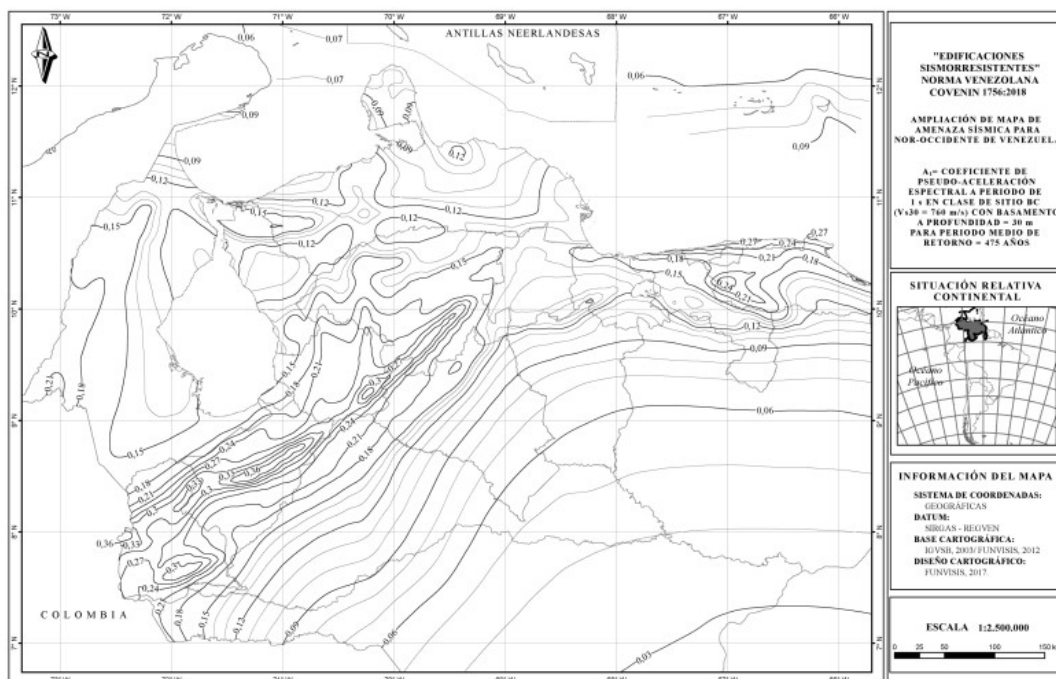


FIGURA 4.2.este. A_1 , ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

TL = período de transición entre periodos intermedios y periodos largos del espectro elástico de respuesta horizontal.

$$T_L := 3.9$$

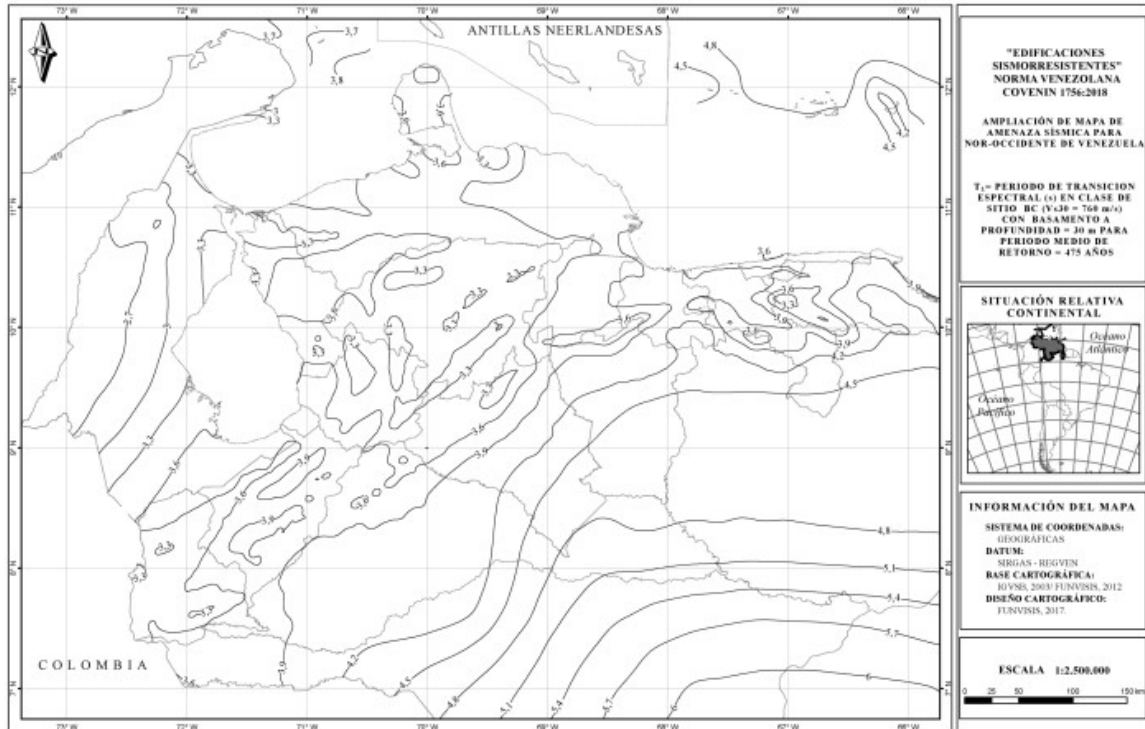


FIGURA 4.3.este. T_L , ampliación para Nor-occidente (ver definiciones en el punto 4.2)

Clasificación según el uso, ocupación y riesgo:

Grupo de Importancia: El grupo de la edificación será B2, debido a que no cumple con las condiciones de vivienda suficientes para ser considerada del Grupo B1.

3.2.1.4. Grupo B2: Construcciones Comunes

- Las edificaciones indicados en el punto a del Grupo B1 que no cumplen con las condiciones dadas de alta ocupación.
- Instalaciones industriales, tales como puentes de tuberías, recipientes, tanques, entre otras, clasificadas con Grado de Riesgo A en la norma COVENIN 3621 o en la Especificación PDVSA JA-221.
- Toda construcción del Grupo C que pueda poner en peligro a alguna de este grupo.

Teniendo el grupo de la edificación, obtenemos de la tabla 4 el factor de importancia:

$$\alpha := 1.0$$

TABLA 4. Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo de Diseño

Grupo de Importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	α
A1	2,5% en 50 años	1.975	2,0
A2	5% en 50 años	975	1,5
B1	7% en 50 años	689	1,2
B2	10% en 50 años	475	1,0
C	20% en 50 años	225	0,7

Clasificación según el tipo estructural: La presente edificación se cataloga dentro de las sub tipo I por estar conformado por porticos con vigas y columnas conectadas por juntas, de concreto armado, de acero estructural, mixtos acero-concreto.

3.5.1. Tipo I

Estructuras de vigas y columnas que ante las acciones sísmicas se deforman principalmente por la flexión de sus elementos, y que cumplan con las relaciones dimensionales establecidas en las normas de diseño para cada Nivel de Diseño. Los miembros están conectados por juntas con la rigidez y resistencia necesarias para garantizar la transferencia de tensiones y deformaciones entre ellos. El Tipo I se divide en los siguientes cuatro subtipos:

3.5.1.1. Subtipo I-a

Estructuras constituidas por pórticos, con vigas y columnas conectadas por juntas, de concreto armado, de acero estructural, mixtos acero-concreto o de madera, que satisfacen los siguientes requerimientos:

- En el caso de pórticos de concreto armado, no se consideran como vigas o columnas aquellos elementos que no posean refuerzo transversal adecuadamente detallado, en especial en lo referido al confinamiento, tales como nervios de losas o muros en su dirección transversal.
- En el caso de pórticos de acero deben utilizarse las secciones y conexiones precalificadas, correspondientes al Nivel de Diseño, de acuerdo con las normas NTF 1618-1 y AISC 358, citadas en 1.9, o bien verificarse su idoneidad mediante experimentos adecuados cumpliendo con la norma NTF 1618-2 o AISC 341.
- Las conexiones parcialmente restringidas no se consideran parte del sistema resistente a sismos para las estructuras en los Niveles de Diseño ND2 y ND3, a menos que se justifique mediante resultados de ensayos el cumplimiento de los requisitos establecidos en la norma NTF 1618-2.
- Si en una dirección dada se tiene más de un Nivel de Diseño, véase 6.8.2.

De la tabla 8 se obtiene que el factor de clase de sitio para periodos cortos, interpolando.

$$\alpha \cdot A_0 = 0.15$$

$$F_{AC} := 1.37$$

TABLA 8. Factor de clase de sitio para periodos cortos, F_A^C

αA_0^*	CLASE DE SITIO								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
≤ 0.01	0.80	0.85	0.90	1.00	1.30	1.60	1.90	2.40	2.70
0.05	0.80	0.85	0.90	1.00	1.30	1.50	1.75	2.05	2.20
0.1	0.80	0.85	0.90	1.00	1.25	1.45	1.60	1.75	1.85
0.2	0.80	0.85	0.90	1.00	1.25	1.35	1.40	1.35	1.35
0.3	0.80	0.85	0.90	1.00	1.20	1.25	1.25	1.10	1.00
0.4	0.80	0.85	0.90	1.00	1.20	1.20	1.15	0.95	0.85
≥ 0.5	0.80	0.85	0.90	1.00	1.15	1.15	1.00	0.80	0.70

* Para sismo extremo o sismo frecuente, α se sustituirá por α_E o α_F , respectivamente.

De la tabla 9 se obtiene el factor de clase de sitio para periodos intermedios, interpolando.

$$\alpha \cdot A_1 = 0.12$$

$$F_{Vc} := 1.74$$

TABLA 9. Factor de clase de sitio para periodos intermedios, F_V^C

αA_1 *	CLASE DE SITIO								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
$\leq 0,01$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,80	2,30	3,30	4,00
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,20	3,00	3,30
0,1	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,10	2,70	3,00
0,2	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	2,00	2,50	2,70
0,3	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	1,95	2,30	2,45
0,4	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,90	2,15	2,30
$\geq 0,5$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,85	2,00	2,15

* Para sismo extremo o sismo frecuente, α se sustituirá por α_E o α_F , respectivamente.

De la tabla 10 se obtiene el factor de clase de sitio para periodos largos.

$$F_{Dc} := 1.40$$

TABLA 10. Factor de clase de sitio para periodos largos, F_D^C

CLASE DE SITIO								
A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
0,85	0,90	0,95	1,00	1,20	1,40	1,70	2,25	2,65

De la tabla 11, sabiendo que la condición topográfica es leve, tenemos que:

$$F_{At} := 1.00$$

$$F_{Vt} := 1.00$$

$$F_{Dt} := 1.00$$

TABLA 11. Factores de condición topográfica

Condición topográfica (Ver 5.2.2)	F_A^T	F_V^T	F_D^T
Leve	1,00	1,00	1,00
Moderada	1,20	1,10	1,05
Severa	1,40	1,20	1,10

De la tabla 12, sabiendo que nuestra profundidad del basamento rocoso es de 15m, se obtiene interpolando:

$$F_{Ah} := 1.0$$

$$F_{Vh} := 1.0$$

$$F_{Dh} := 0.97$$

TABLA 12. Factores de profundidad del basamento rocoso

H (m)	F_A^H	F_V^H	F_D^H
0	1,00	0,98	0,93
10	1,00	1,00	0,96
30	1,00	1,00	1,00
60	1,00	1,02	1,05
100	1,01	1,05	1,10
200	1,02	1,08	1,20
300	1,03	1,10	1,30
500	1,05	1,20	1,60
750	1,07	1,30	2,10
≥ 1.000	1,10	1,40	2,80

$$F_A := F_{Ac} \cdot F_{At} \cdot F_{Ah} = 1.37$$

$$F_V := F_{Vc} \cdot F_{Vt} \cdot F_{Vh} = 1.74$$

$$F_D := F_{Dc} \cdot F_{Dt} \cdot F_{Dh} = 1.358$$

$$A_A := F_A \cdot \alpha \cdot A_0 = 0.206$$

$$A_V := F_V \cdot \alpha \cdot A_1 = 0.209$$

$$\beta := 2.4$$

$$\beta_1 := \max\left(\beta, \frac{A_A}{A_V}\right) = 2.4$$

Con estos valores obtenidos, venimos a la Tabla 2, sabiendo que el grupo de importancia es B2 y que $A_A > 0.2$ Entonces se tiene que el nivel de diseño puede ser ND2 O ND3, para nuestro caso se seleccionará ND3.

TABLA 2. Niveles de Diseño permitidos

Grupo de Importancia	Intensidad sísmica de diseño en el sitio, A_A		
	$A_A \leq 0,10$	$0,10 < A_A \leq 0,20$	$A_A > 0,20$
A1	ND3	ND3	ND3
A2	ND2, ND3	ND3	ND3
B1	ND2, ND3	ND2, ND3	ND3
B2	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3	ND2, ND3
C	ND1, ND2, ND3	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3

$$T_C := \frac{1}{2.4} \cdot \frac{A_A}{A_V} = 0.41$$

$$T_D := T_L \cdot \frac{F_D}{F_V} = 3.044$$

$$T_B := 0.25 \cdot T_C = 0.103$$

$$T_A := 0.2 \cdot T_B = 0.021$$

if $0.02 \leq T_A$ = "Cumple"

|| "Cumple"

else if $T_A \leq 0.05$

|| "Cumple"

else

|| "No Cumple"

TA esta acotado entre
 $0.02 \leq T_A \leq 0.05$

Tramo 1:

$$A1(T) := A_A = 0.206$$

Tramo 2:

$$A2(T) := A_A \cdot \left(1 + \left(\frac{T - T_A}{T_B - T_A} \right) \cdot (\beta_1 - 1) \right) \xrightarrow{\text{float}, 2} 3.5 \cdot T + 0.13$$

Tramo 3:

$$A3(T) := \beta_1 \cdot A_A = 0.49$$

Tramo 4:

$$A4(T) := \beta_1 \cdot A_A \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \xrightarrow{\text{float}, 2} \frac{0.2}{T}$$

Tramo 5:

Tabla 17 "Clase CD"**

TABLA 17. Valores del coeficiente q

Clase de Sitio	q
A, AB, B	1,5
BC, C	1,7
CD, D	1,9
DE, E	2,0

$$q := 1.9$$

$$A5(T) := \beta_1 \cdot A_A \cdot \left(\frac{T_C}{T_D} \right) \cdot \left(\frac{T_D}{T} \right)^q \xrightarrow{\text{float}, 2} 0.066 \cdot \left(\frac{3.0}{T} \right)^{1.9}$$

10.2. Espectro de Respuesta Inelástica:

Factor de Irregularidad: Se toma un factor de irregularidad de 1 por que de acuerdo a la norma, si la construcción no tiene ninguna de las irregularidades indicadas en la tabla 14, el valor de FI es igual a uno.

6.4. Factor de Irregularidad

El Factor de Irregularidad (F_I) asociado a cada tipo de irregularidad estructural se determina así:

- F_I está dado en la tabla 14. Las irregularidades se describen en 3.6.3. Una construcción puede tener factores de irregularidad diferentes en sus dos direcciones horizontales de análisis.
- Si la construcción tiene más de una de las irregularidades indicadas en la tabla 14, F_I será el producto de los factores asociados a cada irregularidad, pero no mayor que 1,4.
- Si la construcción no tiene ninguna de las irregularidades indicadas en la tabla 14, el valor de F_I es igual a uno.

TABLA 14. Factor de Irregularidad

		Irregularidad (ver 3.6.3)	F_I
Vertical	Crítica	a) Entrepiso blando	1,3
	Crítica	b) Entrepiso débil	1,3
	Global	c) Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos	1,1
	Global	d) Aumento de las masas con la elevación	1,1
	Global	e) Esbeltez excesiva	1,1
	Local	f) Variaciones en las dimensiones del sistema estructural	1,1
	Local	g) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales	1,3
	Local	h) Falta de conexión entre planos resistentes	1,2
En planta	Crítica	a) Gran excentricidad	1,3
	Crítica	b) Riesgo torsional elevado	1,3
	Global	c) Sistema no ortogonal	1,1
	Global	d) Diafragma flexible	1,1

$$F_I := 1$$

Factor de redundancia: Este será igual a 1.0 debido a que en ambas direcciones la estructura tiene mas de 3 vanos.

$$\rho_1 := 1.0$$

TABLA 13. Factor de Redundancia ρ

Sistema Estructural*	ρ
Posee al menos tres planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos.	1,0
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos dos vanos.	1,2
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, con un sólo vano.	1,5
Posee un sólo plano sismorresistente en la dirección de análisis.	2,0

* No se permite interpolar entre casos intermedios.

Para obtener el factor de reducción R, venimos a la tabla 15, en donde sabiendo que nuestra estructura son porticos mixtos restringidos (vigas y columnas) nuestro nivel de diseño es ND3, tenemos que R será:

$$R := 6$$

TABLA 15. Norma de Diseño, Factor de Reducción (R), Factor de Sobrerresistencia (Ω_s) y Factor de Amplificación del Desplazamiento (C_d) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño. (na=no aplica).

Tipo Subtipo	Sistema Sismorresistente	Material / Norma (ver 6.2.1)	R			Ω_s	C_d		
			ND3	ND2	ND1		ND3	ND2	ND1
I-a	Pórticos de concreto armado (vigas y columnas).	Concreto / C1	6	4	2	3	4/4	3/4	1/4
	Pórticos de acero estructural (vigas y columnas).	Acero / A	6	3 1/2	2 1/2	3	4/4	3/4	2/4
	Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas).	Ac. - conc. / A	6	4	2 1/4	3	4/4	3/4	2
	Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas).	Ac. - conc. / A	na	4 1/2	na	3	na	4/4	na
	Pórticos de madera con espigas y pernos (vigas y columnas).	Madera / MD	4	2 1/2	na	3	4	2 1/2	na
	Pórticos prefabricados de concreto armado.	Concreto / C2	4 1/2	3	1 1/2	3	4 1/2	3	1 1/2
I-b	Pórticos de acero con vigas de celosía conectadas a momento.	Acero / A	5	na	2	3	4	na	1 1/4
I-c	Pórticos de acero con columnas articuladas en la base.	Acero / A	4 1/2	3 1/2	2	3	3 1/4	3	1 1/4
I-d	Losas macizas o reticulares sobre columnas, sin vigas.	Concreto / C3	na	3	1 1/2	3	na	3	1 1/2
	Losas macizas sobre muros, sin vigas ni muros en una dirección. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	na	na	1 1/2	3	na	na	1 1/2
	Losas nervadas sobre vigas y columnas, sin vigas en la dirección de los nervios. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	na	na	1 1/2	3	na	na	1 1/2
II-a	Sistema dual de pórticos y muros con dinteles dúctiles, pórticos arriostrados excéntricamente o de pandeo restringido, combinación de I-a y III-a.	Concreto / C1	5 1/2	4 1/2	na	2 1/2	4 1/2	3 1/2	na
		Acero / A	6	5	na	2 1/2	4 1/4	3 1/4	na
		Ac. - conc. / A	6	5	na	2 1/2	4 1/4	3 1/4	na
II-b	Sistema dual de pórticos y muros, pórticos arriostrados concéntricamente o paneles, combinación de I-a y III-b.	Concreto / C1	5	4 1/2	2 1/2	2 1/2	4	3 1/2	2 1/2
		Acero / A	5	4	3	2 1/2	4	3 1/2	3
		Ac. - conc. / A	5	4	2 1/2	2 1/2	4 1/4	3 1/4	2 1/4
		Concreto / C2	na	2 1/2	1 1/2	2 1/2	na	2 1/2	1 1/2
III-a	Muros de conc. Arm. Acoplados con dinteles dúctiles.	Concreto / C1	5	na	na	2 1/2	4 1/4	na	na
	Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles.	Acero / A	6	na	na	2	4 1/4	na	na
	Pórticos con arriostramientos de pandeo restringido.	Acero / A	6	na	na	2 1/2	4 1/4	na	na
	Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles de acero.	Ac. - conc. / A	6	na	na	2 1/2	4 1/4	na	na

A_A 0.206 > 0.2 Pórticos de Mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas) ; ND3

Número máximo de pisos; (SL = sin límite)

$$N := 6$$

TABLA 16. Limitación en el número de pisos para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material, Intensidad Sísmica (A_A) y Nivel de Diseño (ND1, ND2, ND3)

Tipo Subtipo	Sistema Sismorresistente	Material / Norma (ver 6.2.1)	Número máximo de pisos: (SL = sin límite; np= no permitido); (ND2' y ND1': sólo para Grupos de Importancia B2 y C)								
			$A_A > 0.2$			$0.1 < A_A \leq 0.2$			$A_A \leq 0.1$		
			ND3	ND2'	ND3	ND2'	ND1'	ND3	ND2	ND1'	
I-a	Pórticos de concreto armado (vigas y columnas).	Concreto / C1	SL	2	SL	10	np	SL	SL	10	
	Pórticos de acero estructural (vigas y columnas).	Acero / A	SL	2	SL	16	10	SL	SL	16	
	Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas).	Ac. - Conc. / A	SL	2	SL	10	np	SL	SL	10	
	Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas).	Ac. - Conc. / A	np	2	np	10	np	np	16	np	
	Pórticos de madera con espigas y pernos (vigas y columnas).	Madera / MD	5	2	7	5	np	10	7	np	
	Pórticos prefabricados de concreto armado.	Concreto / C2	5	2	7	5	np	10	7	5	
I-b	Pórticos de acero con vigas de celosía conectadas a momento.	Acero / A	16	np	SL	np	np	SL	np	5	
I-c	Pórticos de acero con columnas articuladas en la base.	Acero / A	5	2	7	5	2	7	5	5	
I-d	Losas macizas o reticulares sobre columnas, sin vigas.	Concreto / C3	np	2	np	5	np	np	5	3	
	Losas macizas sobre muros, sin vigas ni muros en una dirección. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	np	np	np	np	np	np	np	3	
	Losas nervadas sobre vigas y columnas, sin vigas en la dirección de los nervios. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	np	np	np	np	np	np	np	3	
II-a	Sistema dual de pórticos y muros con dinteles dúctiles, pórticos arriostrados excéntricamente o de pandeo restringido, combinación de I-a y III-a.	Concreto / C1	SL	2	SL	16	np	SL	SL	np	
		Acero / A	SL	2	SL	20	np	SL	SL	np	
		Ac. - Conc. / A	SL	2	SL	16	np	SL	SL	np	
		Concreto / C1	SL	2	SL	16	np	SL	SL	13	
II-b	Sistema dual de pórticos y muros, pórticos arriostrados concéntricamente o paneles, combinación de I-a y III-b.	Acero / A	SL	2	SL	20	10	SL	SL	16	
		Ac. - Conc. / A	SL	2	SL	16	np	SL	SL	13	
		Concreto / C2	np	2	np	5	2	np	7	5	
III-a	Muros de concreto armado. Acoplados con dinteles dúctiles.	Concreto / C1	16	np	SL	np	np	SL	np	np	
	Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles.	Acero / A	16	np	SL	np	np	SL	np	np	
	Pórticos con arriostramientos de pandeo restringido.	Acero / A	16	np	SL	np	np	SL	np	np	
	Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles de acero.	Ac. - Conc. / A	16	np	SL	np	np	SL	np	np	

$$T_1 := \begin{cases} \text{if } R \leq 5 & \\ \quad \parallel & 0.1 \cdot (R - 1) \\ \text{else if } R \geq 5 & \\ \quad \parallel & 0.4 \end{cases} = 0.4$$

TABLA 18. Valores del periodo característico T^+ en segundos

R	T^+
$R < 5$	$0,1 (R-1)$
$R \geq 5$	0,4

El valor T_1 está acotado entre $0.25 T_C \leq T_1 \leq T_C$

$$\begin{cases} \text{if } 0.25 \cdot T_C \leq T_1 & \\ \quad \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else if } T_1 \leq T_C & \\ \quad \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{"No Cumple"} \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Tramo 1:

$$Ad1(T) := \frac{\rho_1 \cdot F_I \cdot A_A}{1.5} = 0.137$$

Tramo 2:

$$Ad2(T) := \rho_1 \cdot F_I \cdot A_A \cdot \left(\frac{1}{1.5} + \left(\frac{\beta_1}{R} - \frac{1}{1.5} \right) \left(\frac{T - T_A}{T_1 - T_A} \right) \right) \xrightarrow{\text{float}, 2} -0.14 \cdot T + 0.14$$

Tramo 3:

$$Ad3(T) := \rho_1 \cdot F_I \cdot \frac{\beta_1 \cdot A_A}{R} = 0.082$$

Tramo 4:

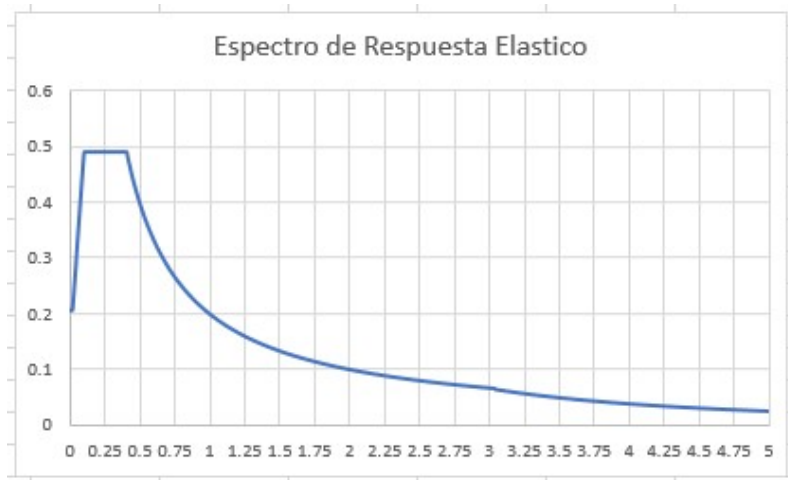
$$Ad4(T) := \rho_1 \cdot F_I \cdot \frac{\beta_1 \cdot A_A}{R} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \xrightarrow{\text{float}, 2} \frac{0.034}{T}$$

Tramo 5:

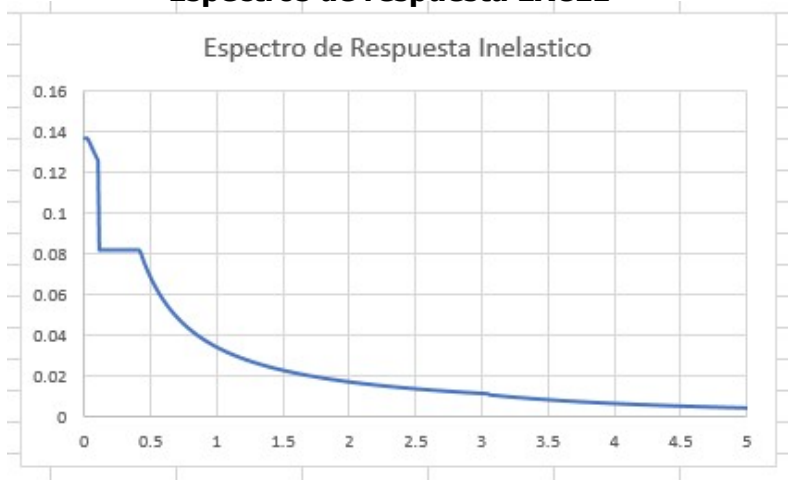
$$q = 1.9$$

Tabla 17 "Clase CD**"

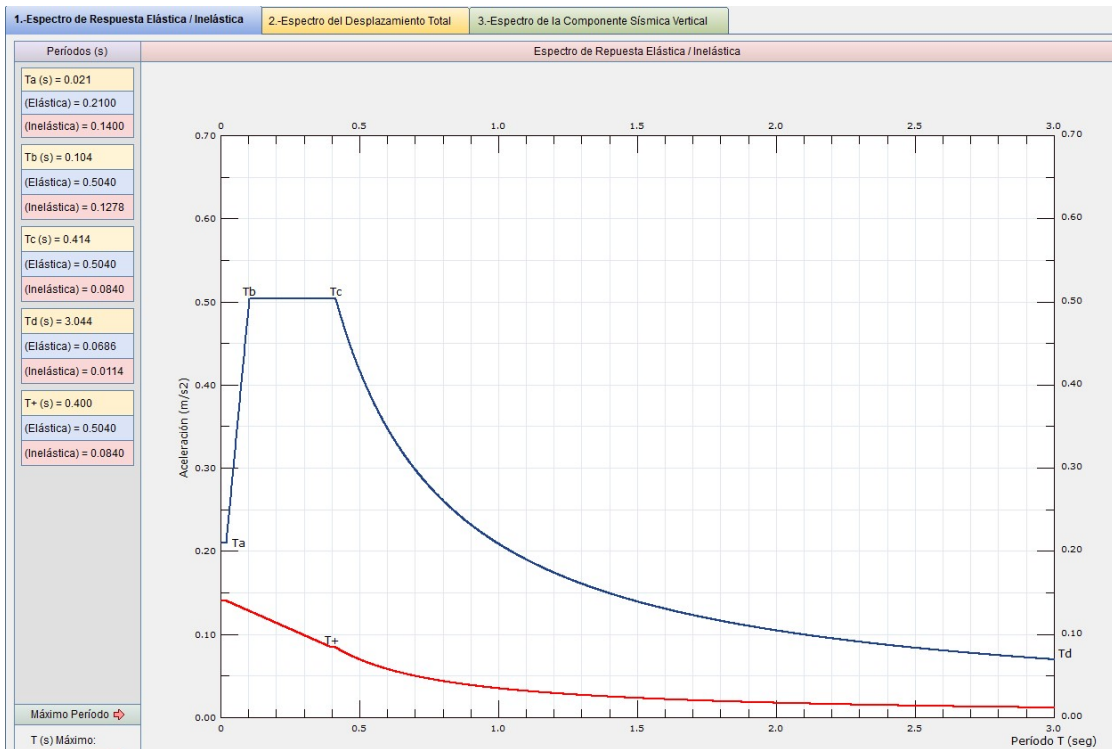
$$Ad5(T) := \rho_1 \cdot F_I \cdot \frac{\beta_1 \cdot A_A}{R} \cdot \left(\frac{T_C}{T_D} \right) \cdot \left(\frac{T_D}{T} \right)^q \xrightarrow{\text{float}, 2} 0.011 \cdot \left(\frac{3.0}{T} \right)^{1.9}$$



Espectros de respuesta EXCEL



0



Espectros de respuesta IP3

11. Acciones del Viento: (Norma Venezolana COVENIN 2003-86)

Uso: Construcción de uso público o privado destinado a edificio multifamiliar.

Ubicación: Valencia, Edo Carabobo.

Clasificación según el uso: Grupo B

2. GRUPO B

Pertencen a este Grupo las construcciones de uso público o privado tales como, aunque no limitadas a:

- Viviendas unifamiliares y bifamiliares en general.
- Edificios destinados a viviendas, oficinas, comercios y actividades similares
- Plantas e instalaciones industriales.
- Almacenes y depósitos en general.

Factor de Importancia Eólica:

$$\alpha := 1$$

TABLA 4.1.2 FACTOR DE IMPORTANCIA EOLICA.

GRUPO	α
A	1.15
B	1.00
C	0.90

Tipo de Exposición: Tipo A

1. TIPO DE EXPOSICIÓN A

Este Tipo corresponde a grandes centros urbanos donde al menos un 50% de las construcciones tiene alturas superiores a 20 metros. Se atribuye este Tipo a las áreas las cuales prevalecen esas características en la dirección desde donde sopla el viento, por lo menos en una distancia que sea el mayor valor entre 800 metros o 10 veces la altura de la construcción en estudio.

Se tomarán en cuenta los posibles efectos de canalización o incrementos en la presión dinámica cuando la construcción en estudio esté ubicada detrás de construcciones adyacentes.

Velocidad basica del viento: Valencia

$$V_V := 100$$

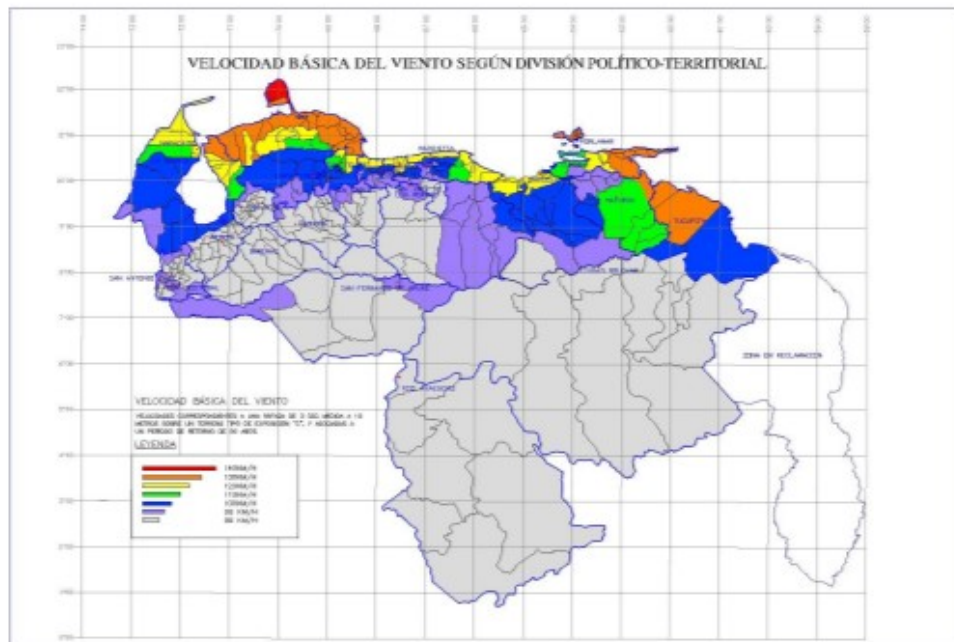


Figura N° 7.2 Velocidad básica del viento

Normas CANTVNT-001
N° 0657-1000-0300-MN-0001-0-00-RF

NT-001- 52

14/12/07

Clasificación segun respuesta:

Dimensiones(En planta):

$$H_{total} := 21.40 \text{ m}$$

$$D_{mayor} := 19.88 \text{ m}$$

$$D_{menor} := 21.4 \text{ m}$$

Relacion de Esbeltez:

$$R_{esbeltez} := \frac{H_{total}}{D_{menor}} = 1$$

if ($R_{esbeltez} \leq 5$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

Periodo de fundamental de aproximado:

$$T_e := 0.496 \text{ s}$$

if ($T_e \leq 1 \text{ s}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

La estructura cumple con ambas condiciones por ende se clasifica de Tipo I:

Atendiendo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las construcciones, éstas se clasifican según las características de la geometría expuesta a la acción del viento en los siguientes Tipos:

TIPO I

Este Tipo comprende las construcciones cerradas poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, y aquellas cerradas en general cuya esbeltez sea menor o igual a 5 o cuyo periodo natural de vibración sea menor o igual a 1 segundo. Están comprendidas en este Tipo las construcciones con cubiertas de láminas, con una o más fachadas abiertas destinadas a naves industriales, teatros, auditorios, depósitos, etc, y otras construcciones cerradas destinadas a usos similares. También se incluyen las cubiertas estructurales rígidas,

Acciones del Viento: Estructura Cerrada (Tipo I)

Tipo de Construcción		Presiones y Fuerzas
I	Cerrada	Barlovento: $P_z = q_z G_h C_p$ (6.2a)
		Sotavento: $P_h = q_h G_h C_p$ (6.2b)
		En caso de estructuras de un solo piso y similares se incluirá el efecto de las acciones internas y se verificarán las siguientes fórmulas: Barlovento: $P_z = q_z G_h C_p - q_h G C_{pi}$ (6.2c)
		Sotavento: $P_h = q_h G_h C_p - q_h G C_{pi}$ (6.2d)
II	Abierta	$F = q_z G_h C_f A_f$ (6.3)
III	Cerrada	Barlovento: $P_z = q_z G_h C_p$ (6.2a)
		Sotavento: $P_h = q_h G_h C_p$ (6.2b)
	Abierta	$F = q_z G_h C_f A_f$ (6.3)
IV	Cerrada o Abierta	Requiere estudios especiales, pero las acciones no serán menores que las correspondientes al Tipo III

Coefficiente G_{CPi}:

Como existen multiples Aperturas supondremos condiciones de permeabilidad tales que se tome los siguientes valores para los coeficientes G_{CPi}.

$$G_{CPi_pos} := 0.25$$

$$G_{CPi_neg} := 0.25$$

COEFICIENTES C_p:

Fachada a barlovento:

$$C_{p_B} := 0.8$$

Fachada a sotavento:

Con L/b

$$\frac{15.75 \text{ m}}{19.88 \text{ m}} = 0.792$$

$$C_{p_S} := -0.5$$

Fachadas laterales y techo:

$$C_{p_LT} := -0.7$$

COEFICIENTES DE EMPUJE Y SUCCION C _p PARA LAS FACHADAS		
FACHADAS	RELACION L/b	C _p
Barlovento	Todas	0.8
Sotavento	0 a 1	- 0.5
	2 y 3	- 0.3
	≥ 4	- 0.2
Laterales	Todas	- 0.7

PRESIÓN DINÁMICA q:

$$q = 0.00485 * k_z * \alpha * V_v^2$$

Coefficientes K_z y k_h:

TABLA 6.2.3.1 COEFICIENTES DE EXPOSICIÓN A LA PRESIÓN DINÁMICA K_z δ K_h

ALTURA SOBRE EL TERRENO z ó h	TIPO DE EXPOSICIÓN			
	A	B	C	D
0 a 4.50	0.118	0.363	0.800	1.207
5	0.126	0.380	0.825	1.233
6	0.142	0.413	0.869	1.279
7	0.158	0.442	0.908	1.319
8	0.173	0.469	0.943	1.355
9	0.187	0.494	0.976	1.387
10	0.200	0.518	1.006	1.417
11	0.214	0.540	1.033	1.444
12	0.226	0.562	1.059	1.469
13	0.239	0.582	1.084	1.493
14	0.251	0.601	1.107	1.515
15	0.263	0.620	1.129	1.536

Coeficientes Gz y Gh:

TABLA 6.2.4 (a)
 FACTOR DE RESPUESTA ANTE RÁFAGAS
 G_h para los sistemas resistentes al viento de las construcciones Tipo I y II
 G_z para los componentes y cerramientos de las construcciones Tipo II Y III abiertas *

ALTURA h o z SOBRE EL TERRENO	TIPO DE EXPOSICIÓN			
	A	B	C	D
0 a 4.50	2.359	1.651	1.320	1.154
5	2.299	1.627	1.309	1.148
6	2.202	1.588	1.292	1.139
7	2.124	1.557	1.278	1.131
8	2.060	1.530	1.266	1.125
9	2.006	1.507	1.256	1.119
10	1.959	1.487	1.247	1.114
11	1.918	1.470	1.239	1.110
12	1.882	1.454	1.232	1.106
13	1.849	1.440	1.225	1.102
14	1.820	1.427	1.219	1.099
15	1.793	1.415	1.213	1.096

* Para las construcciones Tipo II y III cerradas, véase las Tablas 6.2.5.2. (a), (b), (c), (d) y la Subsección 6.2.5.3

Estudio Perpendicular a la fachada													
Superficie	Nivel	z	h	Kz	Kh	q	Cp	Gz o Gh	q*Cp*G h	qh.GCpi GCpi=+/- 0.25	q.Gh.Cp + qh.Gcpi	q.Gh.Cp - qh.Gcpi	
	m	m	m	adimensional		kgf/m ²	adimensional		kgf/m ²				
Fachadas	Barlovento	P1	2.70	-	0.118	-	5.72	0.8	2.359	10.80	-5.67	5.13	16.47
		P2	5.40	-	0.132	-	6.40	0.8	2.260	11.57	-5.67	5.91	17.24
		P3	8.10	-	0.174	-	8.46	0.8	2.055	13.90	-5.67	8.23	19.57
		P4	10.80	-	0.211	-	10.23	0.8	1.926	15.77	-5.67	10.10	21.44
		P5	13.50	-	0.245	-	11.88	0.8	1.835	17.44	-5.67	11.77	23.11
		P6	16.20	-	0.277	-	13.43	0.8	1.825	19.62	-5.67	13.95	25.29
		TZ	18.90	-	0.304		14.73	0.8	1.898	22.38	-5.67	16.71	28.05
		TSM	21.40	-	0.34	-	16.48	0.8	1.966	25.92	-5.67	20.25	31.59
Techo	S	-	-	21.40	-	0.34	16.48	-0.5	1.966	-16.20	-5.67	-21.87	-10.53
	Lt	-	-	21.40	-	0.34	16.48	-0.7	1.966	-22.68	-5.67	-28.35	-17.01
	B	TSM	21.40	-	0.34	-	16.48	-0.7	1.966	-22.68	-5.67	-28.35	-17.01
	S	TSM	-	21.40	-	0.34	16.48	-0.7	1.966	-22.68	-5.67	-28.35	-17.01

Estudio Paralelo a la fachada												
Superficie	Nivel	z	h	Kz	Kh	q	Cp	Gz o Gh	q* Cp* Gh	qh. GCpi GCpi=+/-0.25	q.Gh. Cp + qh. Gcpi	
	m	m	m	adimensional		kgf/m ²	adimensional		kgf/m ²			
Fachadas	Barlovento	P1	2.70	-	0.118	-	5.72	0.8	2.359	10.80	-5.67	5.13
		P2	5.40	-	0.132	-	6.40	0.8	2.260	11.57	-5.67	5.91
		P3	8.10	-	0.174	-	8.46	0.8	2.055	13.90	-5.67	8.23
		P4	10.80	-	0.211	-	10.23	0.8	1.926	15.77	-5.67	10.10
		P5	13.50	-	0.245	-	11.88	0.8	1.835	17.44	-5.67	11.77
		P6	16.20	-	0.277	-	13.43	0.8	1.825	19.62	-5.67	13.95
		TZ	18.90	-	0.304	-	14.73	0.8	1.898	22.38	-5.67	16.71
		TSM	21.40	-	0.34	-	16.48	0.8	1.966	25.92	-5.67	20.25
Techo	S	-	-	21.40	-	0.340	16.48	-0.3	1.966	-16.20	-5.67	-21.87
	Lt	-	-	21.40	-	0.340	16.48	-0.7	1.966	-22.68	-5.67	-28.35
	B	TSM	21.40	-	0.34	-	16.48	-0.7	1.966	-22.68	-5.67	-28.35
	S	TSM	-	21.40	-	0.340	16.48	-0.7	1.966	-22.68	-5.67	-28.35

12. Peso Sísmico:

TABLA 20. Fracción de las cargas variables para calcular W

Recipientes de líquidos, a su máxima capacidad.	100%
Almacenes y depósitos donde las cargas tengan carácter cuasi-permanente, tales como bibliotecas y archivos.	80%
Ascensores (en su posición más alta)	100%
Estacionamientos públicos, considerados a máxima capacidad.	50%
Ambientes donde pueda haber una concentración de más de 200 personas, tales como cines, teatros, centros comerciales, industrias y otros.	50%
Oficinas y comercios, no incluidos en los casos previos.	25%
Viviendas, no incluidas en los casos previos	15%
Instalaciones industriales.	30%
Techos y terrazas no accesibles.	0%

Teniendo en cuenta que la edificación es una vivienda multifamiliar se considera el 15% para la fracción de su carga variable, se considero en la misma categoría a la terraza por ser accesible y no cumplir con las demás categorías 15% para su carga variable y 0% para la carga variable del techo de la sala de maquinas. (Las cargas permanentes de cada area si se consideran al 100%)

$$Q_{CP_PT_1_4} = 635.337 \frac{kgf}{m^2} \quad Q_{CV_PT_1_4} = 175 \frac{kgf}{m^2}$$

$$N1 = 4 \quad N2 = 2$$

$$Q_{CP_PT_5_6} = 412.592 \frac{kgf}{m^2} \quad Q_{CV_PT_5_6} = 175 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Q_{CP_TZ} = 313.33 \frac{kgf}{m^2} \quad Q_{CV_TZ} = 100 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Q_{CP_TSM} = 313.33 \frac{kgf}{m^2} \quad Q_{CV_TSM} = 100 \frac{kgf}{m^2}$$

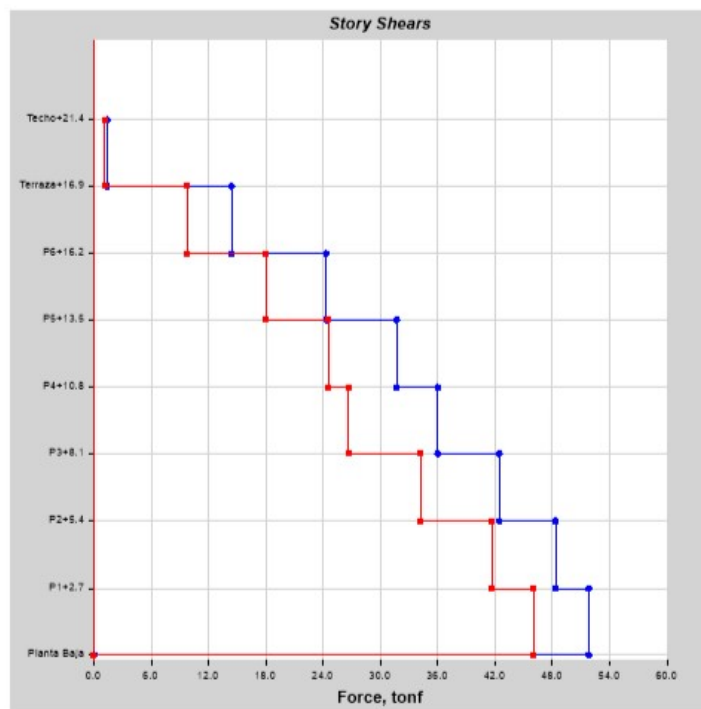
$$Cv_1 := (0\% \cdot Q_{CVT_TSM}) + (15\% \cdot Q_{CVT_TZ}) + N1 \cdot (15\% \cdot Q_{CV_PT_1_4}) + N2 \cdot (15\% \cdot Q_{CV_PT_5_6}) = 172.5 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Cp_1 := Q_{CP_TSM} + Q_{CP_TZ} + N1 \cdot Q_{CV_PT_1_4} + N2 \cdot Q_{CV_PT_5_6} = 1676.66 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Area1 = 263.481 m^2$$

$$W_s := (Cp_1 + Cv_1) \cdot Area1 = 487219.08 kgf$$

Cortantes Basales Dinamicos:



$$Vd_x := 51.8363 tonnef = 51836.3 kgf$$

$$Vd_y := 46.0357 tonnef = 46035.7 kgf$$

Story Response Values

story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Techno+21.4	24.3	Top	1.3528	1.1816
		Bottom	1.3528	1.1816
Terraza+16.9	21.6	Top	14.4142	9.7689
		Bottom	14.4142	9.7689
P6+16.2	16.9	Top	24.3527	17.9694
		Bottom	24.3527	17.9694
P5+13.5	16.2	Top	31.6684	24.5286
		Bottom	31.6684	24.5286
P4+10.8	13.5	Top	35.9578	26.6551
		Bottom	35.9578	26.6551
P3+8.1	10.8	Top	42.3963	34.1867
		Bottom	42.3963	34.1867
P2+5.4	8.1	Top	48.3535	41.6751
		Bottom	48.3535	41.6751
P1+2.7	5.4	Top	51.8363	46.0357
		Bottom	51.8363	46.0357
Planta Baja	2.7	Top	0	0
		Bottom	0	0

Coefficientes Sismicos Dinamicos:

$$Csd_x := \frac{Vd_x}{W_S} = 0.106$$

$$Csd_y := \frac{Vd_y}{W_S} = 0.094$$

Coefficientes Sismico Minimo:

$$Cmax := \max\left(\frac{A_A}{R}, 0.01\right) = 0.034$$

Coefficientes sismico para chequeo:

$$C_t := 0.05 \quad H_{Altura_edif} := 21.4 \text{ m}$$

$$T_a := C_t \cdot \left(\frac{H_{Altura_edif}}{1 \text{ m}}\right)^{0.75} = 0.497$$

9.4.3.3. Periodo Fundamental Aproximado

Como alternativa al método descrito en 9.4.3.2, en cada dirección horizontal de análisis el periodo fundamental T podrá tomarse igual al valor T_a obtenido a partir de la fórmula 9.8:

$$T_a = C_t \cdot h_e^{0.75} \quad (9.8)$$

Donde:

T_a es el periodo fundamental aproximado (segundos), h_e es la altura (metros) de la edificación definida en 9.4.1 y el coeficiente C_t se da en la tabla 24.

TABLA 24. Valores de C_t para determinar T_a

Tipo estructural	C_t
Pórticos de concreto armado (Subtipo I-a)	0.07
Pórticos de acero (Subtipo I-a)	0.08
Pórticos de acero con arriostamiento excéntrico (Subtipos III-a y II-a)	0.075
Pórticos de acero con arriostamiento de pandeo restringido (Subtipos III-a y II-a)	0.075
Otros	0.05

$$\sigma := \begin{cases} \text{if } A_A \leq 0.10 & \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \sigma \leftarrow 1.7 \\ \text{else if } 0.10 \leq A_A \leq 0.20 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \sigma \leftarrow 1.55 \\ \text{else if } A_A \geq 0.20 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \sigma \leftarrow 1.4 \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. & \\ & \end{cases} = 1.4$$

TABLA 23. Valores de σ

Coefficiente de Aceleración A_A	σ
$A_A \leq 0.10$	1.7
$0.10 < A_A \leq 0.20$	1.55
$A_A > 0.20$	1.4

$$T_{cheq} := \sigma \cdot T_a = 0.696$$

Aceleracion espectral:

Como T_a se encuentra en el tramo 4 $T_C \leq T_a \leq T_D$ sustituyo en la ecuación 4

$$Ad := \rho_1 \cdot F_I \cdot \frac{\beta_1 \cdot A_A}{R} \cdot \left(\frac{T_C}{T_a}\right) = 0.068$$

Como T_{cheq} se encuentra en el tramo 4 $T_C \leq T_{cheq} \leq T_D$ sustituyo en la ecuación 4 y encuentro la aceleración de ese periodo

$$Ad_{cheq} := \rho_1 \cdot F_I \cdot \frac{\beta_1 \cdot A_A}{R} \cdot \left(\frac{T_C}{T_{cheq}} \right) = 0.048$$

$$\mu := \max \left(1.4 \cdot \left(\frac{N+9}{2 \cdot N+12} \right), 0.8 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{T_{cheq}}{T_C} - 1 \right) \right) = 0.875$$

Cortante Basal Sismico Estatico:

$$V_o := \mu \cdot Ad_{cheq} \cdot W_S = 20.633 \text{ tonnef}$$

$$Cmin_{cal} := 0.85 \frac{V_o}{W_S} = 0.036$$

$$C_{min} := \max (Cmax, Cmin_{cal}) = 0.036$$

if $Csd_x \geq C_{min}$	= "No se Corrige"
"No se Corrige"	
else	
"Se Corrige"	

if $Csd_y \geq C_{min}$	= "No se Corrige"
"No se Corrige"	
else	
"Se Corrige"	

Corrección del Cortante Basal Sismico:

$$FC_x := \frac{C_{min}}{Csd_x} = 0.33834$$

$$FC_y := \frac{C_{min}}{Csd_y} = 0.381$$

12.1. Calculo de las Fuerzas Horizontales por Piso:

$$\phi1 := 0\%$$

$$Area = 263.481 \text{ m}^2$$

$$\phi2 := 15\%$$

$$Area_{1.1} := (2.91 \text{ m} + 2.47 \text{ m}) \cdot (3.94 \text{ m}) = 21.197 \text{ m}^2$$

$$W_{spptipo1_4} := (Q_{CP_PT_1_4} + \phi2 \cdot Q_{CV_PT_1_4}) \cdot Area = 174.316 \text{ tonnef}$$

$$W_{spptipo5_6} := (Q_{CP_PT_5_6} + \phi2 \cdot Q_{CV_PT_5_6}) \cdot Area = 115.627 \text{ tonnef}$$

$$W_{sterraza} := (Q_{CP_TZ} + \phi2 \cdot Q_{CV_TZ}) \cdot Area_1 = 86.509 \text{ tonnef}$$

$$W_{stecho} := (Q_{CP_TSM} + \phi1 \cdot Q_{CV_TSM}) \cdot Area_{1.1} = 6.642 \text{ tonnef}$$

Distribución Vertical de las fuerzas diseño:

$$F_{T1} := \left(0.06 \cdot \frac{T_a}{T_C} - 0.02 \right) \cdot V_o = 1.089 \text{ tonnef}$$

$$F_T := \begin{cases} \text{if } F_{T1} < 4\% \cdot V_o \\ \quad \parallel 4\% \cdot V_o \\ \text{else if } F_{T1} > 1\% \cdot V_o \\ \quad \parallel 10\% \cdot V_o \end{cases} = 2.063 \text{ tonnef}$$

$$V_o - F_T = 18.57 \text{ tonnef}$$

	Peso del Nivel	Altura del Nivel			Fuerzas por piso	Cortantes por Piso
Nivel	Wi	hi(m)	Wi*hi	$\Sigma Wi*hi$	Fi	Vi
Techo-SM	6.64	21.4	142.14	9917.81	0.27	2.33
Terraza	86.51	18.9	1635.02		3.06	5.39
P6	115.63	16.2	1873.16		3.51	8.90
P5	115.63	13.5	1560.96		2.92	11.82
P4	174.32	10.8	1882.61		3.52	15.35
P3	174.32	8.1	1411.96		2.64	17.99
P2	174.32	5.4	941.31		1.76	19.75
P1	174.32	2.7	470.65		0.88	20.63
Vo	Ft					
20.63	2.063					

12.2. Chequeo de Masas participativas:

Para el chequeo de masas participativas se considero segun la norma Covenin 1756-2019 el numero de modos de vibración para estructuras con mas de tres pisos o menos el Numero de modos de vibración a tomar debe ser igual a tres veces el numero de pisos.

E Modal Load Participation Ratios

File	Edit	Format-Filter-Sort	Select	Options	
Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None	
Filter: None					
	Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
▶	Modal	Acceleration	UX	99.97	97.57
	Modal	Acceleration	UY	99.97	97.29
	Modal	Acceleration	UZ	0	0

En este caso se puede observar que con los 12 modos de vibración tomados para el chequeo se alcanza a superar mas del 90% de masas participativas que nos pide la norma.

E Modal Participating Mass Ratios

File	Edit	Format-Filter-Sort	Select	Options				
Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None				
Filter: None								
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
▶	Modal	1	1.143	0	0.6395	0	0	0.6395
	Modal	2	0.89	0.7557	7.237E-07	0	0.7557	0.6395
	Modal	3	0.801	0.0004	0.0007	0	0.7561	0.6402
	Modal	4	0.447	0	0.2776	0	0.7561	0.9178
	Modal	5	0.355	0.1627	0	0	0.9189	0.9178
	Modal	6	0.319	0.0001	0.0003	0	0.9189	0.9181
	Modal	7	0.22	0	0.003	0	0.9189	0.9211
	Modal	8	0.189	0.0237	1.319E-06	0	0.9427	0.9211
	Modal	9	0.185	2.92E-06	0.0078	0	0.9427	0.9289
	Modal	10	0.166	0	0.0439	0	0.9427	0.9727
	Modal	11	0.145	0.005	0.0001	0	0.9477	0.9729
	Modal	12	0.143	0.0281	1.587E-05	0	0.9757	0.9729

12.3. Verificación de las Derivas:

TABLA 15. Norma de Diseño, Factor de Reducción (R), Factor de Sobrerresistencia (Ω_0) y Factor de Amplificación del Desplazamiento (C_d) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño. (na=no aplica).

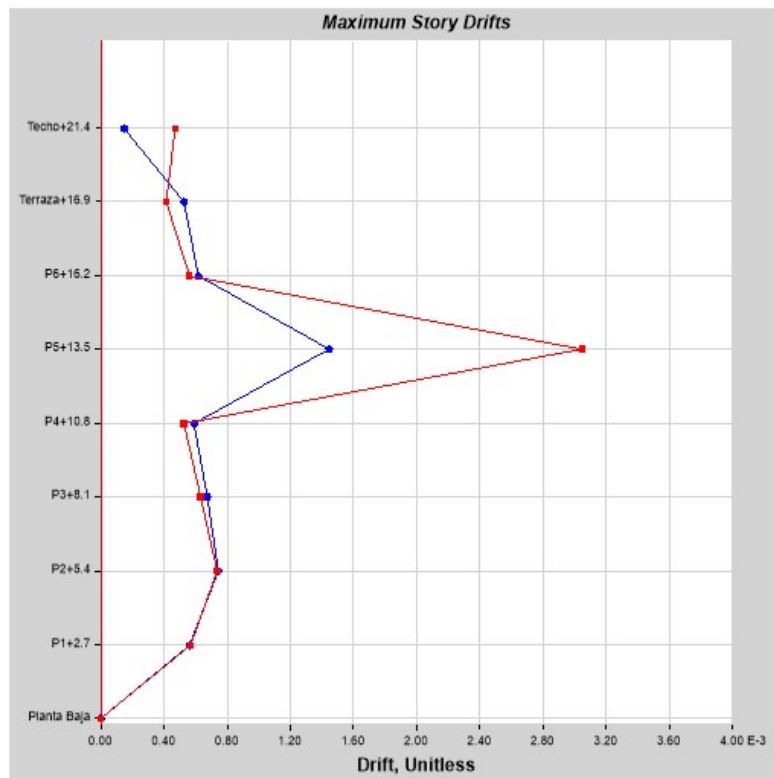
Tipo Subtipo	Sistema Sismorresistente	Material / Norma (ver 6.2.1)	R			Ω_0	C_d		
			ND3	ND2	ND1		ND3	ND2	ND1
I-a	Pórticos de concreto armado (vigas y columnas).	Concreto / C1	6	4	2	3	4%	3%	1%
	Pórticos de acero estructural (vigas y columnas).	Acero / A	6	3%	2%	3	4%	3%	2%
	Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas).	Ac. - conc. / A	6	4	2%	3	4%	3%	2
	Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas).	Ac. - conc. / A	na	4%	na	3	na	4%	na
	Pórticos de madera con espigas y pemos (vigas y columnas).	Madera / MD	4	2%	na	3	4	2%	na
I-b	Pórticos prefabricados de concreto armado.	Concreto / C2	4%	3	1%	3	4%	3	1 ^{1/2}
I-c	Pórticos de acero con vigas de celosía conectadas a momento.	Acero / A	5	na	2	3	4	na	1%
	Pórticos de acero con columnas articuladas en la base.	Acero / A	4%	3%	2	3	3%	3	1%
I-d	Losas macizas o reticulares sobre columnas, sin vigas.	Concreto / C3	na	3	1%	3	na	3	1%
	Losas macizas sobre muros, sin vigas ni muros en una dirección. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	na	na	1%	3	na	na	1%
	Losas nervadas sobre vigas y columnas, sin vigas en la dirección de los nervios. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	na	na	1%	3	na	na	1%
II-a	Sistema dual de pórticos y muros con dinteles dúctiles, pórticos arriostrados excéntricamente o de pandeo restringido, combinación de I-a y III-a.	Concreto / C1	5%	4%	na	2%	4%	3%	na
		Acero / A	6	5	na	2%	4%	3%	na
		Ac. - conc. / A	6	5	na	2%	4%	3%	na
II-b	Sistema dual de pórticos y muros, pórticos arriostrados concéntricamente o paneles, combinación de I-a y III-b.	Concreto / C1	5	4%	2%	2%	4	3%	2%
		Acero / A	5	4	3	2%	4	3%	3
	Sistema dual, prefabricado, de pórticos y muros, combinación de I-a y III-b.	Ac. - conc. / A	5	4	2%	2%	4%	3%	2%
		Concreto / C2	na	2%	1 ^{1/2}	2%	na	2%	1 ^{1/2}
III-a	Muros de conc. Arm. Acoplados con dinteles dúctiles.	Concreto / C1	5	na	na	2%	4%	na	na
	Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles.	Acero / A	6	na	na	2	4%	na	na
	Pórticos con arriostramientos de pandeo restringido.	Acero / A	6	na	na	2%	4%	na	na
	Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles de acero.	Ac. - conc. / A	6	na	na	2%	4%	na	na

$$C_d := 4.25$$

(Factor de amplificación del desplazamiento elástico y de la deriva elástica)

(ND3)

$$\Omega_0 := 3$$



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Techo+21.4	24.3	Top	0.000148	0.000457
Terraza+16.9	21.6	Top	0.000511	0.000358
P6+16.2	18.9	Top	0.000607	0.000511
P5+13.5	16.2	Top	0.001452	0.003057
P4+10.8	13.5	Top	0.000594	0.000527
P3+8.1	10.8	Top	0.000674	0.000632
P2+5.4	8.1	Top	0.000747	0.000739
P1+2.7	5.4	Top	0.000567	0.000574
Planta Baja	2.7	Top	0	0

$$\Delta_{max_deriva_elastica_x} := 0.001452$$

$$C_d = 4.25$$

$$\Delta_{max_deriva_elastica_y} := 0.003057$$

$$\Delta_{max_deriva_inelastica_x} := C_d \cdot \Delta_{max_deriva_elastica_x} = 0.006$$

$$\Delta_{max_deriva_inelastica_y} := C_d \cdot \Delta_{max_deriva_elastica_y} = 0.013$$

TABLA 25. Valores límites de la relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ para el Sismo de Diseño

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Grupo de Importancia		
	A1, A2	B1	B2, C
Componentes frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,008	0,010	0,012
Componentes dúctiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,016	0,018
Componentes no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,022

$$\Delta_{max_deriva} := 0.022$$

```

if  $\Delta_{max\_deriva\_inelastica\_x} < \Delta_{max\_deriva}$  = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No Cumple"

```

```

if  $\Delta_{max\_deriva\_inelastica\_y} < \Delta_{max\_deriva}$  = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No Cumple"

```

13. Diseño de Losas Nervadas:

$$h_f := 5 \text{ cm} \quad (\text{Altura del ala del nervio})$$

$$b_f := 50 \text{ cm} \quad (\text{Ancho del ala del nervio})$$

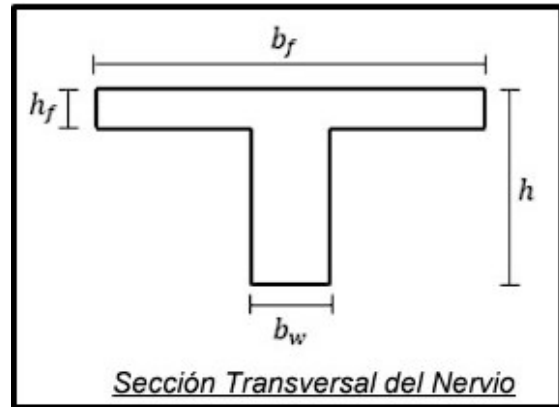
$$b_w := 10 \text{ cm} \quad (\text{Ancho del alma del nervio})$$

$$h := 25 \text{ cm} \quad (\text{Altura total del nervio})$$

$$r_l := 3 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento de la losa})$$

$$d := h - r_l = 22 \text{ cm} \quad (\text{Altura util de la losa})$$

$$P_{P_PT_1_4} = 315 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Peso propio de la losa})$$



Planta Tipo (1-2-3-4):

$$Q_{CP_PT_1_4} = 635.337 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{CV_PT_1_4} = 175 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{CP_PT} := Q_{CP_PT_1_4} \cdot b_f = 317.668 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{CV_PT} := Q_{CV_PT_1_4} \cdot b_f = 87.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{ser_PT} := q_{CP_PT} + q_{CV_PT} = 405.168 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$q_{U_PT} := \begin{cases} 1.4 \cdot q_{CP_PT} & \text{if } 1.4 \cdot q_{CP_PT} > 1.2 \cdot q_{CP_PT} + 1.6 \cdot q_{CV_PT} \\ 1.2 \cdot q_{CP_PT} + 1.6 \cdot q_{CV_PT} & \text{else if } 1.4 \cdot q_{CP_PT} < 1.2 \cdot q_{CP_PT} + 1.6 \cdot q_{CV_PT} \end{cases} = 521.202 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad (\text{Carga Ultima})$$

$$B_{VP} := 30 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de Viga})$$

$$L_{N_AB} := 3.65 \text{ m} - B_{VP} = 3.35 \text{ m}$$

(Longitud Libre entre Apoyos)

$$L_{N_BC} := 3.08 \text{ m} - B_{VP} = 2.78 \text{ m}$$

$$f_C = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$L_{N_CD} := 2.91 \text{ m} - B_{VP} = 2.61 \text{ m}$$

$$f_Y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$L_{N_DE} := 2.47 \text{ m} - B_{VP} = 2.17 \text{ m}$$

$$L_{N_EF} := 3.64 \text{ m} - B_{VP} = 3.34 \text{ m}$$

Losa 1 = Losa 7

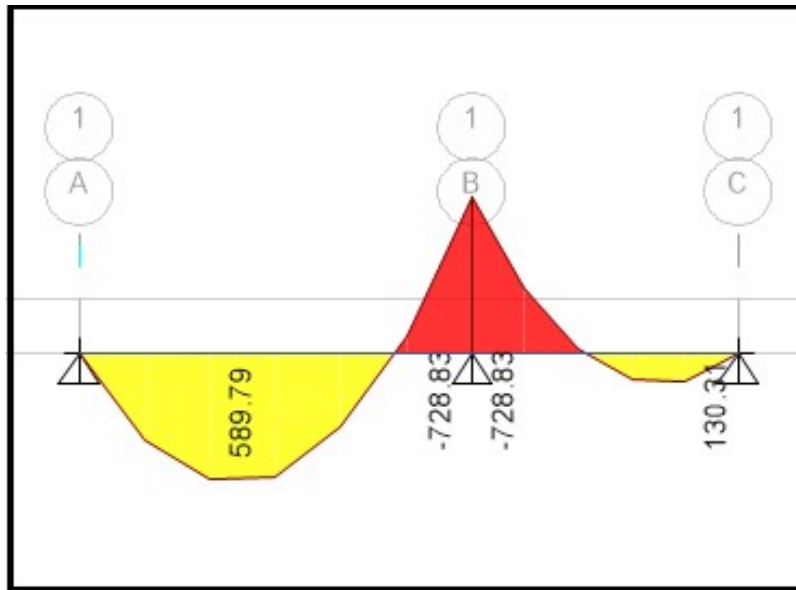


Diagrama de Momento L1 (Software ETABS)

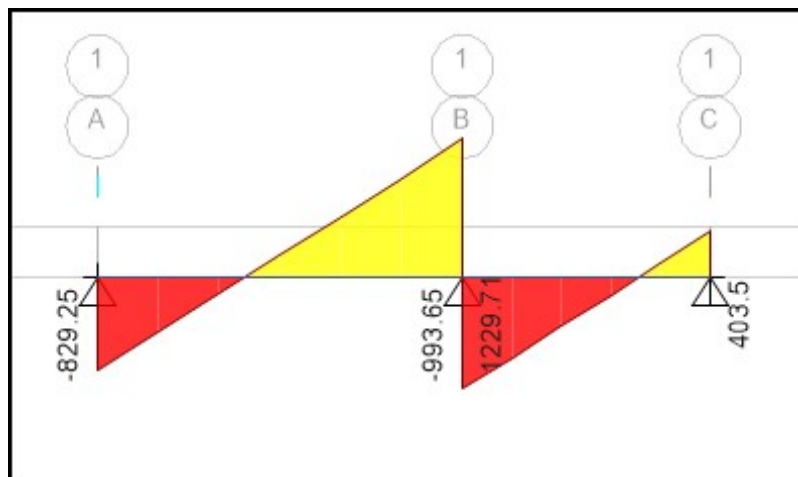


Diagrama de Cortante L1 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_U := 1229.71 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_C := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 14913.219 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot \text{kg}$$

(Cortante nominal resistente del concreto minorado)

if $V_U \leq V_C$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else if $V_U \geq V_C$
 || "No Cumple"

Diseño por flexión: (Apoyo A-C)

$$M_{n1} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 243.716 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_1 := \frac{M_{n1}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.024$$

$$\omega_1 := 0.027$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_1 := (1 - 0.59 \cdot \omega_1) = 0.984$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{S1_AC} := \frac{M_{n1}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_1 \cdot d} = 0.298 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin1} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } A_{S1_AC} < A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Smin1} \\ \text{else if } A_{S1_AC} > A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{S1_AC} \end{array} \right\} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Se usara Acero Minimo 1 Ø 5/8")

Diseño por flexión: (Apoyo B)

$$M_{UB} := 728.83 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento ultimo negativo en B)

$$k_2 := \frac{M_{UB}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0717$$

$$\omega_2 := 0.084$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_2 := (1 - 0.59 \cdot \omega_2) = 0.95$$

$$A_{S2_B} := \frac{M_{UB}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_2 \cdot d} = 0.922 \text{ cm}^2$$

(Se usara Acero de refuerzo 1 Ø 1/2")

Diseño por flexión: (Tramo A-B; B-C)

$$M_{UAB} := 589.79 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Se toma el Momento ultimo positivo en A-B por ser el mayor para diseñar el acero corrido de losa)

$$k_3 := \frac{M_{UAB}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.058$$

$$\omega_3 := 0.067$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_3 := (1 - 0.59 \cdot \omega_3) = 0.96$$

$$A_{S3_AB} := \frac{M_{UAB}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_3 \cdot d} = 0.738 \text{ cm}^2$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{Smin2} := \frac{14}{f_Y} \cdot (b w \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } A_{S3_AB} < A_{Smin2} \\ \quad \parallel A_{Smin2} \\ \text{else if } A_{S2_B} > A_{Smin2} \\ \quad \parallel A_{S3_AB} \end{array} \right| = 0.738 \text{ cm}^2 \quad \text{(Se usara el Acero calculado 1 } \emptyset \text{ 3/8")}$$

Acero Transversal (por temperatura):

$$b := 100 \text{ cm} \quad h_L := 5 \text{ cm}$$

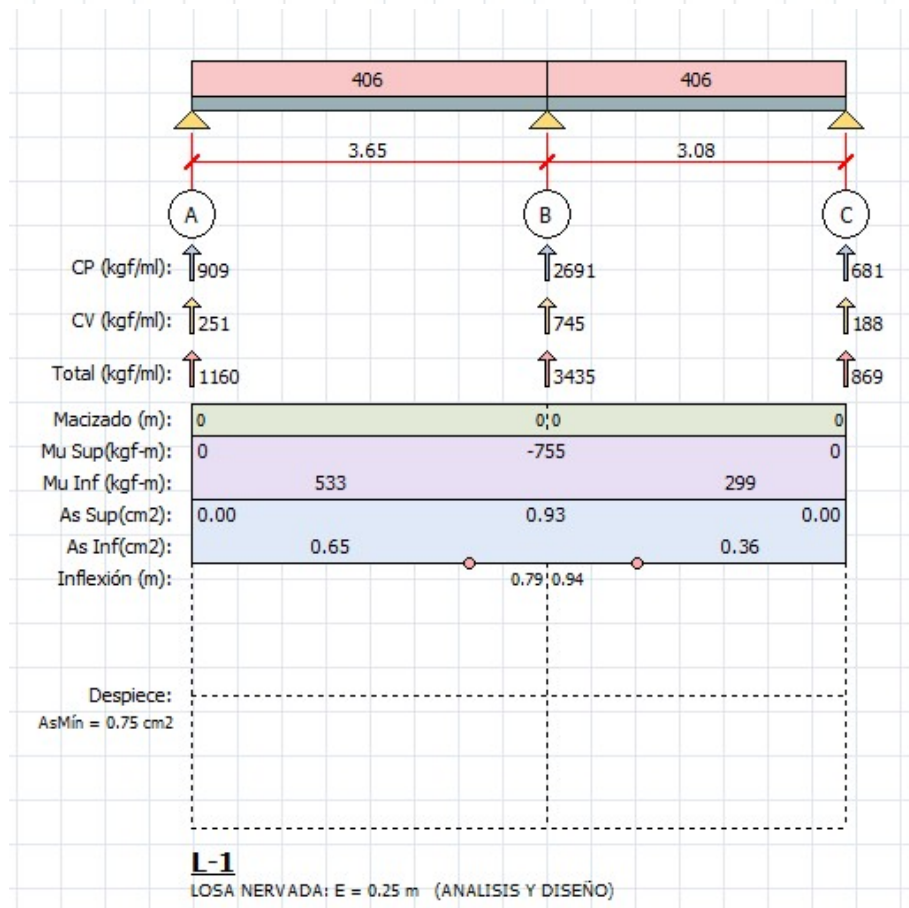
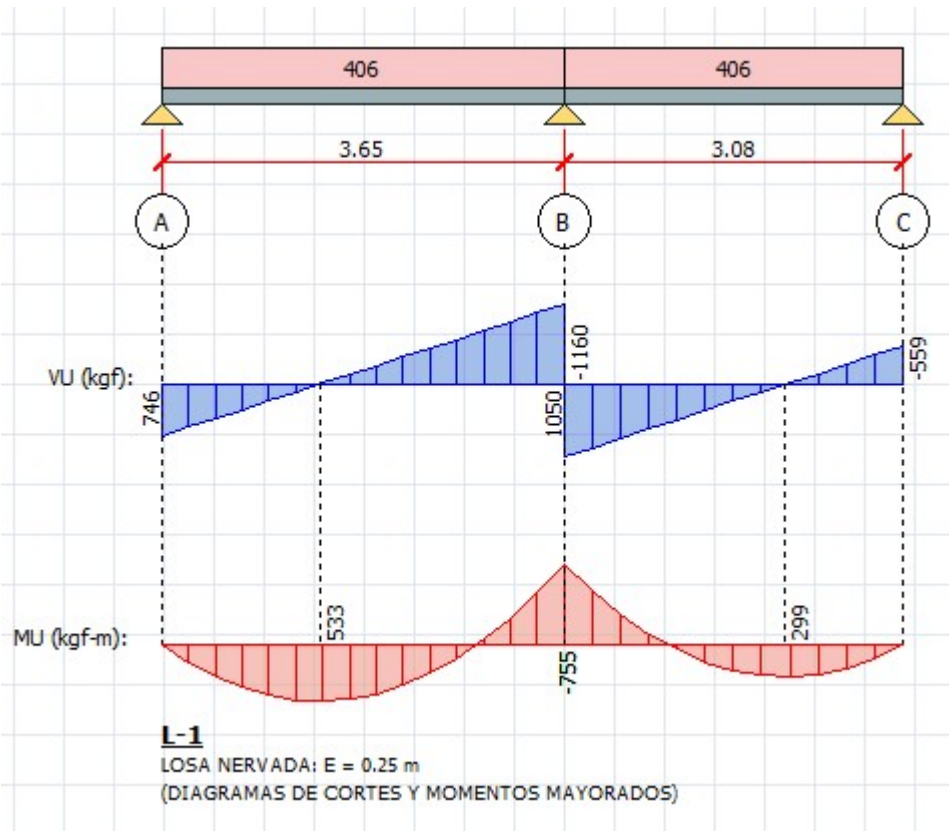
$$A_{ST} := 0.0018 \cdot b \cdot h_L = 0.9 \text{ cm}^2$$

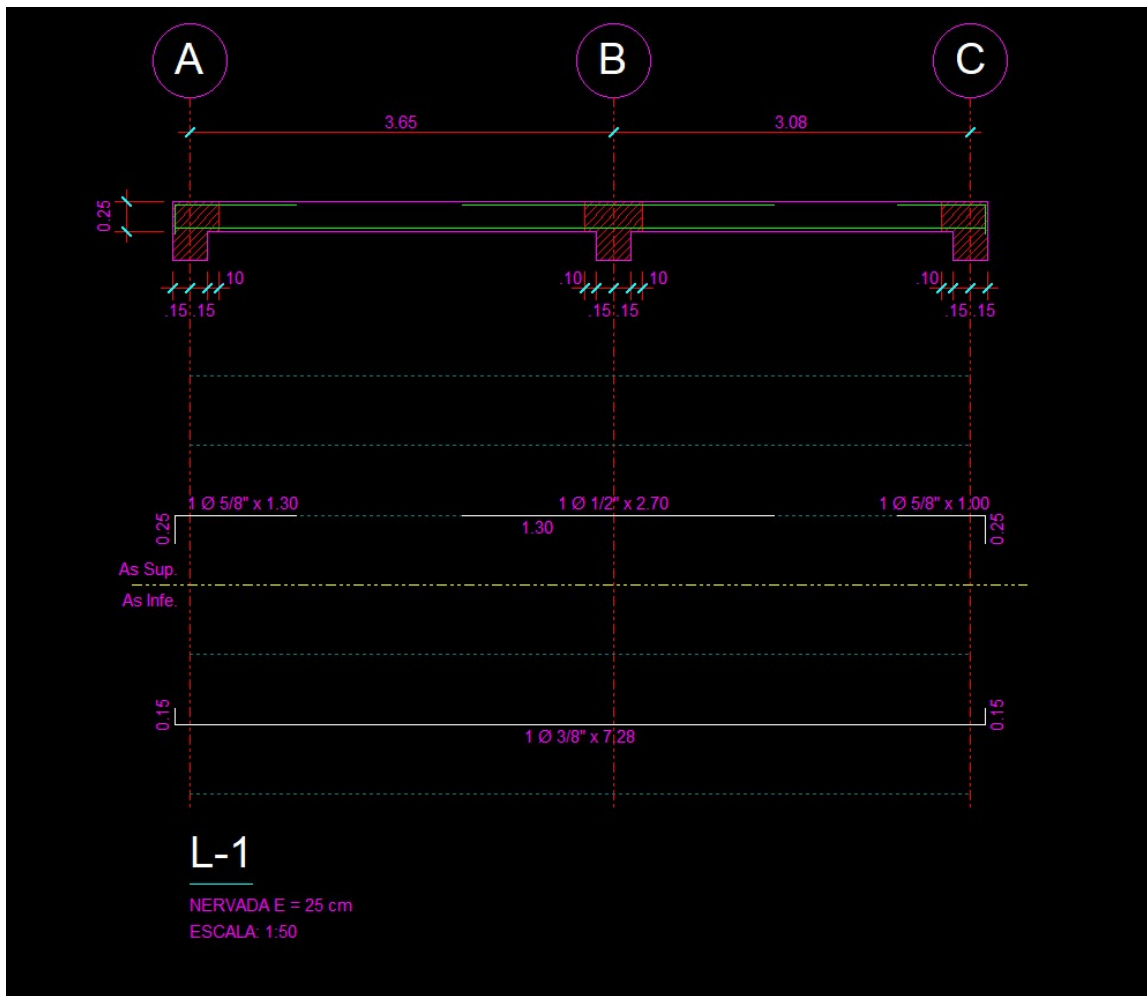
$$A_{ST} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$S_{max} := 5 \cdot h_L = 25 \text{ cm}$$

(Se usara para el acero transversal de todas las losas 1 \emptyset 1/2" @ 25cm)

Comparación con el software IP3Losas (Losa 1 = Losa 7)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$FM_1 = 1.557$ $kc := 0.1448$ $r_{losa} := 3 \text{ cm}$ $M_{max1} := 755 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$d_c := \sqrt{\frac{M_{max1} \cdot FM_1}{kc \cdot f_c \cdot bw}} = 19.659 \text{ cm}$ $h_{res} := d_c + r_{losa} = 23 \text{ cm}$

Acero en los apoyos:

$M_{nc1} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 243.716 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ (Momento mínimo normativo)

$k_{1c} := \frac{M_{nc1}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.024$ (Tabla "Teoria de la rotura")

$ju_{c1} := 0.9840$

$A_{Sc_AC} := \frac{M_{max1} \cdot FM_1}{0.9 \cdot f_y \cdot ju_{c1} \cdot d} = 1.436 \text{ cm}^2$ (Acero Minimo)

$$\begin{cases} \text{if } A_{Sc_AC} < A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Smin1} \\ \text{else if } A_{Sc_AC} > A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Sc_AC} \end{cases} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Se usara el Acero Minimo 1 Ø 5/8")

Losa 2 = Losa 8

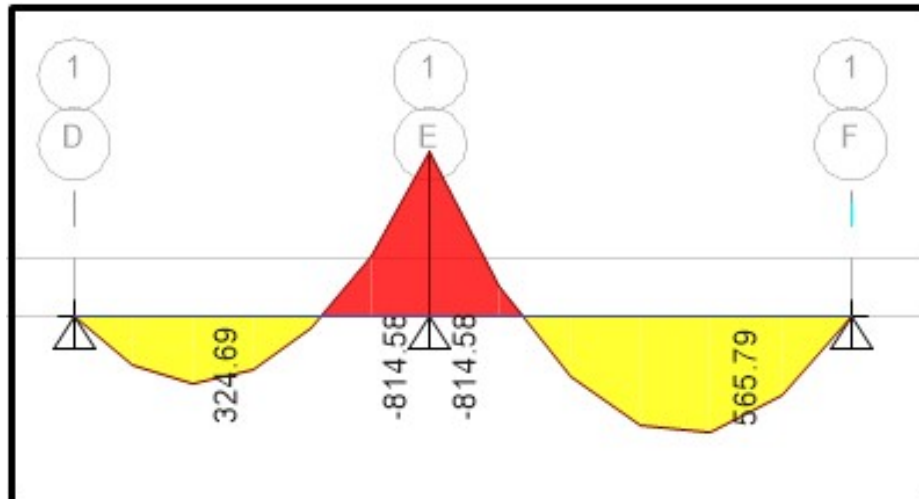


Diagrama de Momento L2 (Software ETABS)

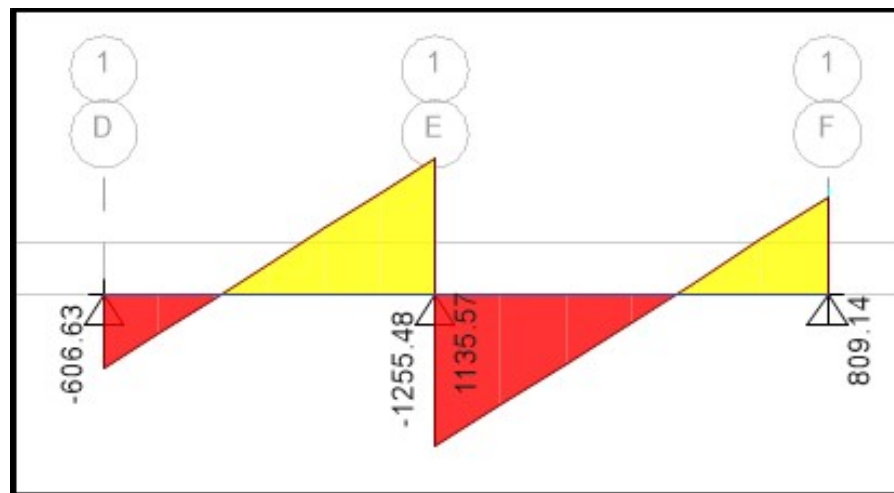


Diagrama de Cortante L2 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{U2} := 1255.48 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_{C2} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

(Cortante nominal resistente del concreto minorado)

$$\begin{cases} \text{if } V_{U2} \leq V_{C2} \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else if } V_{U2} \geq V_{C2} \\ \quad \parallel \text{"No Cumple"} \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Diseño por flexión: (Apoyo D-F)

$$M_{n1.1} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_EF}^2}{24} = 242.263 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{1.1} := \frac{M_{n1.1}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0238$$

$$\omega_{1.1} := 0.02686$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{1.1} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.1}) = 0.984$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{S1.1_DF} := \frac{M_{n1.1}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.1} \cdot d} = 0.296 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin1.1_DF} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Acero Mínimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.1_DF} < A_{Smin1.1_DF} \\ \quad \parallel A_{Smin1.1_DF} \\ \text{else if } A_{S1.1_DF} > A_{Smin1.1_DF} \\ \quad \parallel A_{S1.1_DF} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.1_DF} < A_{Smin1.1_DF} \\ \quad \parallel A_{Smin1.1_DF} \\ \text{else if } A_{S1.1_DF} > A_{Smin1.1_DF} \\ \quad \parallel A_{S1.1_DF} \end{array}} \right| = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Se usara Acero Mínimo 1 Ø 5/8")

Diseño por flexión: (Apoyo E)

$$M_{UE} := 814.58 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento ultimo negativo en E)

$$k_{2.1} := \frac{M_{UE}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0801$$

$$\omega_{2.1} := 0.094$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{2.1} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{2.1}) = 0.945$$

$$A_{S2.1_E} := \frac{M_{UE}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{2.1} \cdot d} = 1.037 \text{ cm}^2$$

(Se usara Acero Mínimo 1 Ø 1/2")

Diseño por flexión: (Tramo D-E; E-F)

$$M_{UEF} := 569.75 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Se toma el Momento ultimo positivo en E-F por ser el mayor para diseñar el acero corrido de losa)

$$k_{3.1} := \frac{M_{UEF}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0561$$

$$\omega_{3.1} := 0.0665$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$ju_{3,1} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3,1}) = 0.962$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{S3,1_EF} := \frac{M_{UEF}}{0.9 \cdot f_Y \cdot ju_{3,1} \cdot d} = 0.712 \text{ cm}^2$$

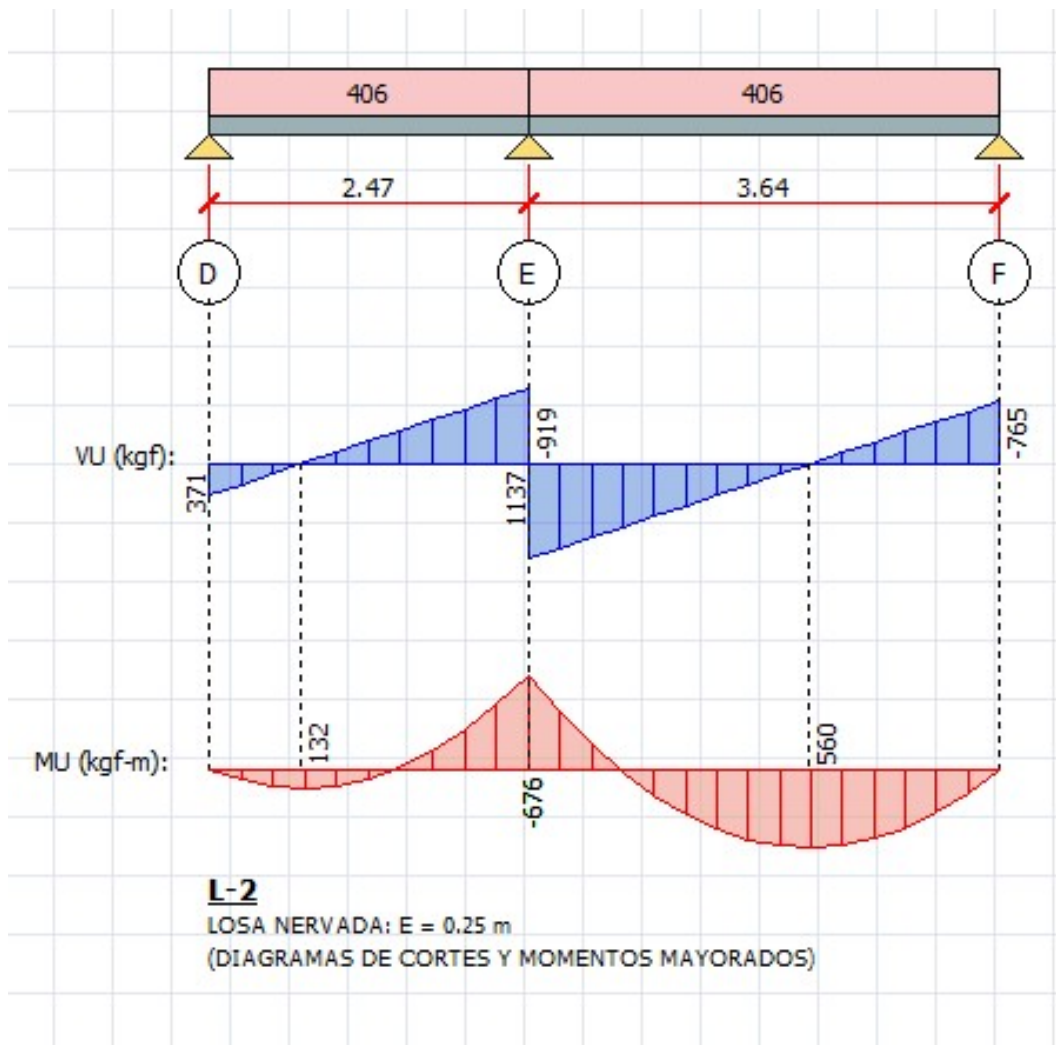
$$A_{Smin3,1_EF} := \frac{14}{f_Y} \cdot (bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

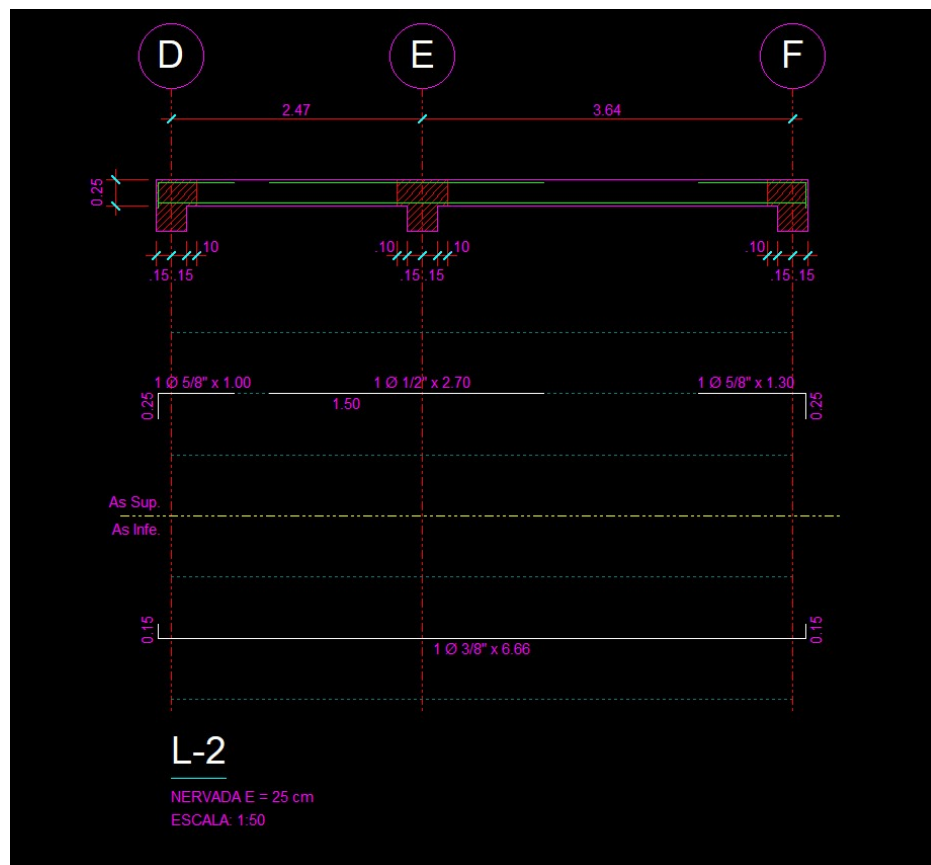
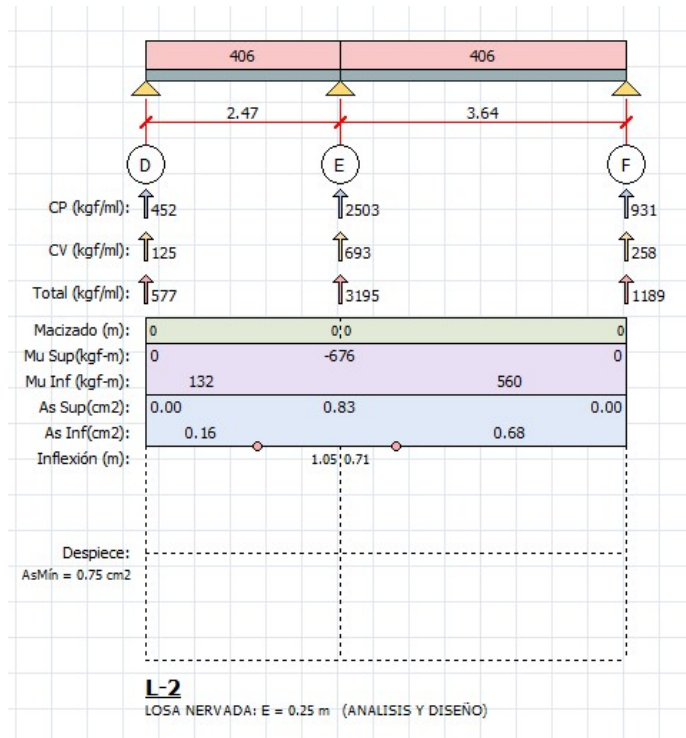
(Acero Minimo)

$$\begin{cases} \text{if } A_{S3,1_EF} < A_{Smin3,1_EF} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{Smin3,1_EF} \\ \text{else if } A_{S3,1_EF} > A_{Smin3,1_EF} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{S3,1_EF} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases} = 0.733 \text{ cm}^2$$

(Se usara el Acero minimo 1 Ø 3/8")

Comparación con el software IP3Losas (Losa 2 = Losa 8)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_1 = 1.557$$

$$kc = 0.1448$$

$$M_{max2} := 676 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{c2} := \sqrt{\frac{M_{max2} \cdot FM_1}{k_c \cdot f_c \cdot bw}} = 18.602 \text{ cm}$$

$$h_{res2} := d_{c2} + r_{losa} = 22 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos :

$$M_{nc2} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_EF}^2}{24} = 242.263 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{2c} := \frac{M_{nc2}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0238$$

$$j u_{c2} := 0.9842$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$A_{Sc_DF} := \frac{M_{max2} \cdot FM_1}{0.9 \cdot f_y \cdot j u_{c2} \cdot d} = 1.286 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{cases} \text{if } A_{Sc_DF} < A_{Smin1} & = 1.467 \text{ cm}^2 \\ \parallel A_{Smin1} \\ \text{else if } A_{Sc_DF} > A_{Smin1} \\ \parallel A_{Sc_DF} \end{cases}$$

(Se usara el Acero Minimo 1 Ø 5/8")

Losa 3 = Losa 5

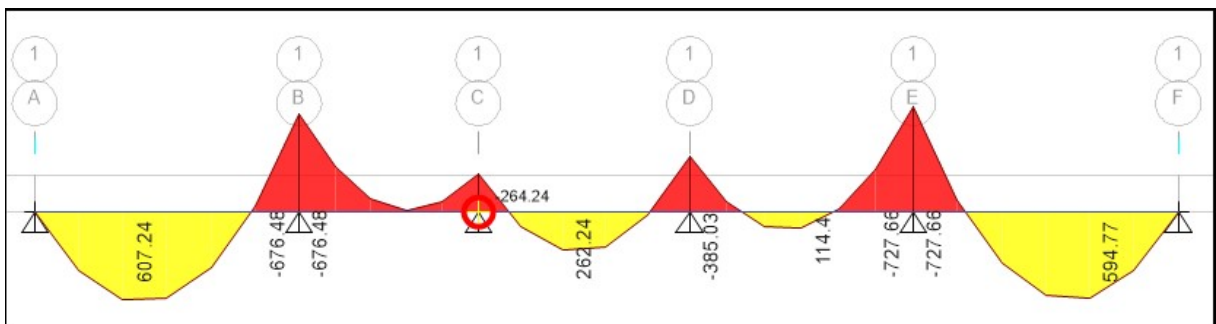


Diagrama de Momento L3 (Software ETABS)

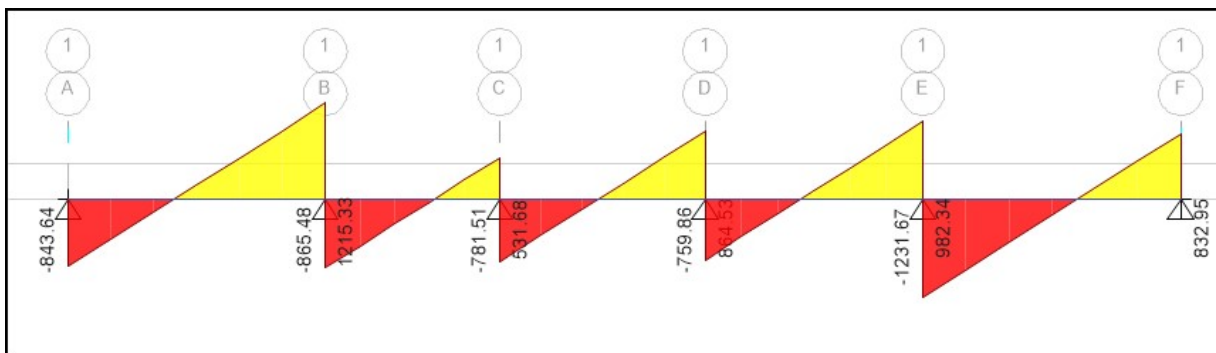


Diagrama de Cortante L3 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{U3} := 1231.6 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_{C3} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

(Cortante nominal resistente del concreto minorado)

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{U3} \leq V_{C3} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } V_{U3} \geq V_{C3} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} = \text{ "Cumple" } \\ \\ \\ \end{array} \right.$$

Diseño por flexión: (Apoyo A-F)

$$M_{n1.2} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 243.716 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{1.2} := \frac{M_{n1.2}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.024$$

$$\omega_{1.2} := 0.027$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{1.2} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.2}) = 0.984$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{S1.2_AF} := \frac{M_{n1.2}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.2} \cdot d} = 0.298 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin1.2_AF} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.2_AF} < A_{Smin1.2_AF} \\ \quad \parallel A_{Smin1.2_AF} \\ \text{else if } A_{S1.2_AF} > A_{Smin1.2_AF} \\ \quad \parallel A_{S1.2_AF} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} = 1.467 \text{ cm}^2 \\ \\ \\ \end{array} \right.$$

(Se usara Acero Minimo 1 Ø 5/8")

Diseño por flexión: (Apoyos B-C-D-E)

$$M_{UE1} := 727.86 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento ultimo negativo en E)

$$k_{2.2} := \frac{M_{UE1}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0716$$

$$\omega_{2.2} := 0.095$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{2.2} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{2.2}) = 0.944$$

$$A_{S2.2_E} := \frac{M_{UE1}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{2.2} \cdot d} = 0.927 \text{ cm}^2 \quad (\text{Se usara Acero de refuerzo } 1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'')$$

Diseño por flexión: (Tramo A-B; B-C; C-D; D-E; E-F)

$$M_{UAB1} := 607.24 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{Se toma el Momento ultimo positivo en A-B por ser el mayor para diseñar el acero corrido de losa})$$

$$k_{3.2} := \frac{M_{UAB1}}{f_C \cdot b w \cdot d^2} = 0.0597$$

$$\omega_{3.2} := 0.069$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{3.2} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3.2}) = 0.959$$

(Acero de Refuerzo)

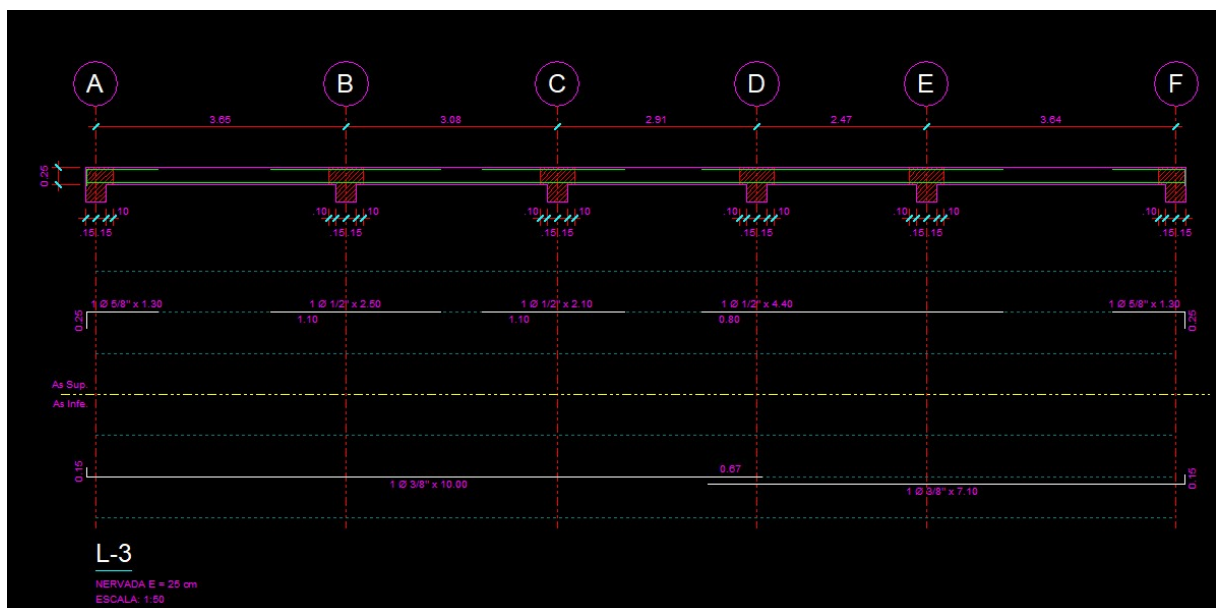
$$A_{S3.2_AB} := \frac{M_{UAB1}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3.2} \cdot d} = 0.761 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin3.2_AB} := \frac{14}{f_Y} \cdot (b w \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{cases} \text{if } A_{S3.2_AB} < A_{Smin3.2_AB} & = 0.761 \text{ cm}^2 \\ \quad \parallel A_{Smin3.2_AB} \\ \text{else if } A_{S3.2_AB} > A_{Smin3.2_AB} & \\ \quad \parallel A_{S3.2_AB} \end{cases} \quad (\text{Se usara el Acero de refuerzo } 1 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8'')$$

Comparación con el software IP3Losas (Losa 3 = Losa 5)



Armado de acero (Software IP3CAD)

Losa 4:

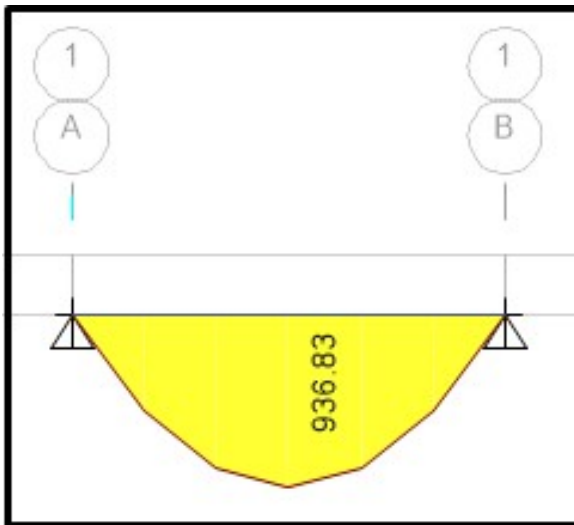


Diagrama de Momento L4 (Software ETABS)

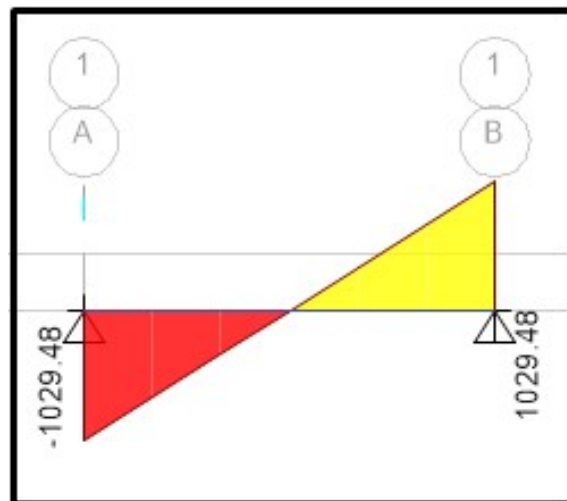


Diagrama de Cortante L4 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{U4} := 1029.48 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

(Cortante nominal resistente del
concreto minorado)

$$V_{C4} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{U4} \leq V_{C4} \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else if } V_{U4} \geq V_{C4} \\ \quad \text{"No Cumple"} \end{array} \quad = \text{"Cumple"}$$

Diseño por flexión: (Apoyo A-B)

$$M_{n1.3} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 243.716 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{1.3} := \frac{M_{n1.3}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.024$$

$$\omega_{1.3} := 0.027$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$j u_{1.3} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.3}) = 0.984$$

$$A_{S1.3_AB} := \frac{M_{n1.3}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.3} \cdot d} = 0.298 \text{ cm}^2$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{Smin1.3_AB} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Acero Mínimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.3_AB} < A_{Smin1.3_AB} \\ \quad \parallel A_{Smin1.3_AB} \\ \text{else if } A_{S1.3_AB} > A_{Smin1.3_AB} \\ \quad \parallel A_{S1.3_AB} \end{array} \left| = 1.467 \text{ cm}^2 \right. \quad \text{(Se usara Acero Minimo 1 } \varnothing \text{ 5/8")}$$

Diseño por flexión: (Tramo A-B)

$$M_{UAB2} := 936.83 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{(Se toma el Momento ultimo positivo A-B)}$$

$$k_{3.3} := \frac{M_{UAB2}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0922$$

$$\omega_{3.3} := 0.0195$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$j u_{3.3} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3.3}) = 0.988$$

(Acero de Refuerzo)

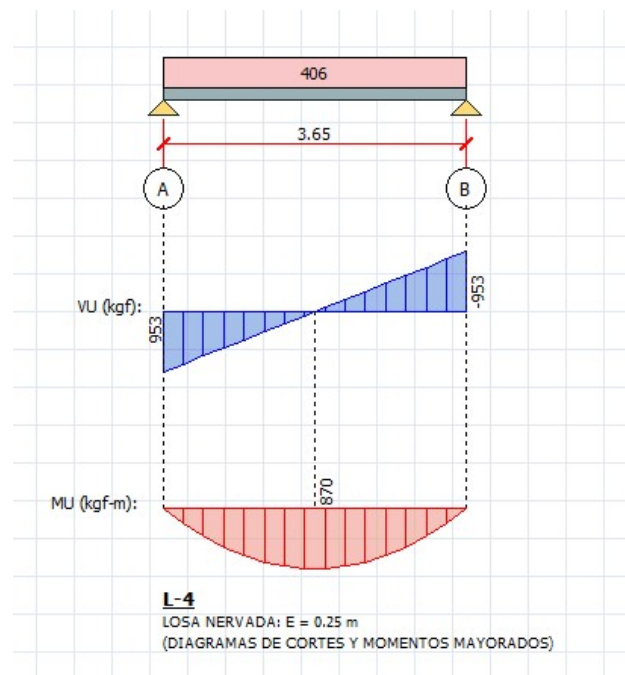
$$A_{S3.3_AB} := \frac{M_{UAB2}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3.3} \cdot d} = 1.14 \text{ cm}^2$$

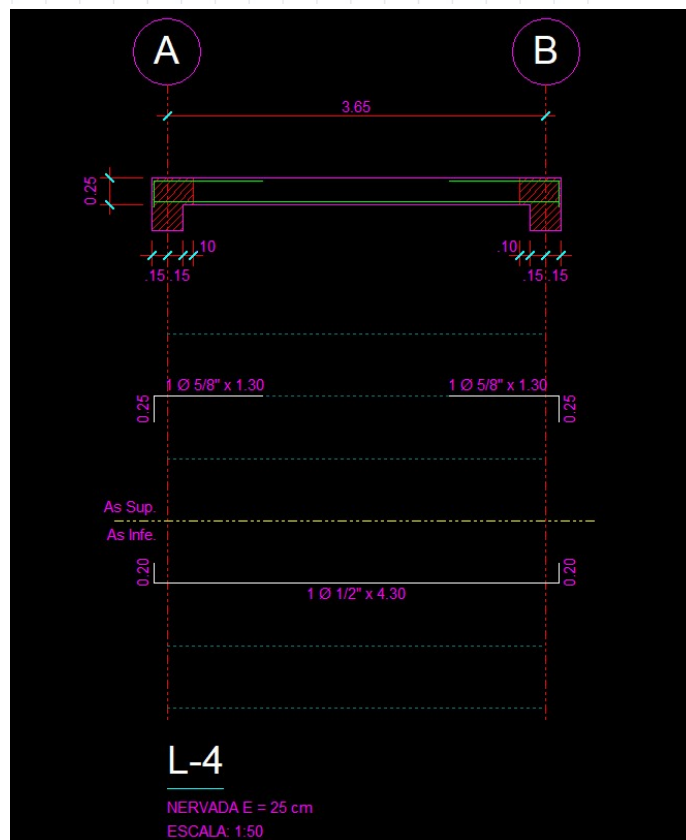
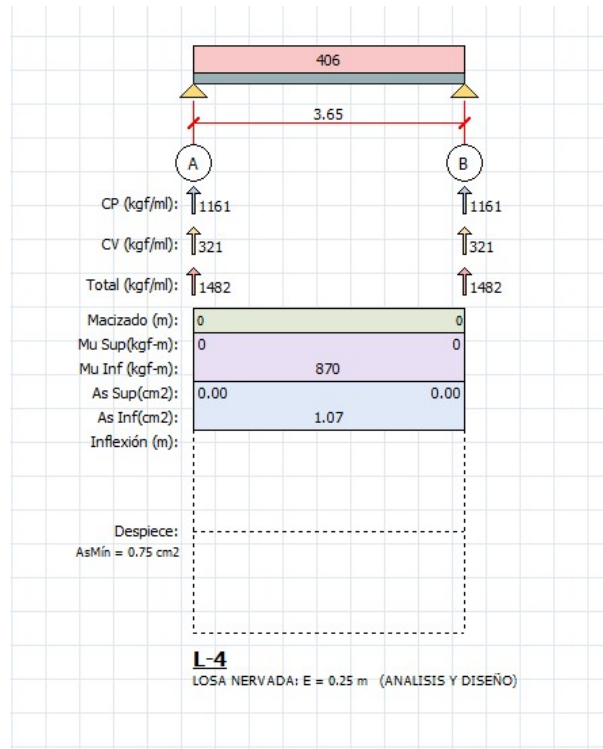
$$A_{Smin3.3_AB} := \frac{14}{f_Y} \cdot (bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S3.3_AB} < A_{Smin3.3_AB} \\ \quad \parallel A_{Smin3.3_AB} \\ \text{else if } A_{S3.3_AB} > A_{Smin3.3_AB} \\ \quad \parallel A_{S3.3_AB} \end{array} \left| = 1.14 \text{ cm}^2 \right. \quad \text{(Se usara el Acero refuerzo 1 } \varnothing \text{ 1/2")}$$

Comparación con el software IP3Losas (Losa 4)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_1 = 1.557$$

$$kc = 0.1448$$

$$M_{max4} := 870 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{c4} := \sqrt{\frac{M_{max4} \cdot FM_1}{kc \cdot f_c \cdot bw}} = 21.103 \text{ cm}$$

$$h_{res4} := d_{c4} + r_{losa} = 24 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos :

$$M_{nc4} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_AB}^2}{24} = 243.716 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{dc} := \frac{M_{nc4}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.024$$

$$j u_{c4} := 0.98421$$

(Tabla "Teoria de la rotura")

$$A_{Sc_AB1} := \frac{M_{max4} \cdot FM_1}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{c4} \cdot d} = 1.655 \text{ cm}^2$$

(Acero Mínimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{Sc_AB1} < A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Smin1} \\ \text{else if } A_{Sc_AB1} > A_{Smin1} \\ \quad \parallel A_{Sc_AB1} \end{array} = 1.655 \text{ cm}^2$$

(Se usara el Acero de refuerzo 1 Ø 5/8")

Losa 5:

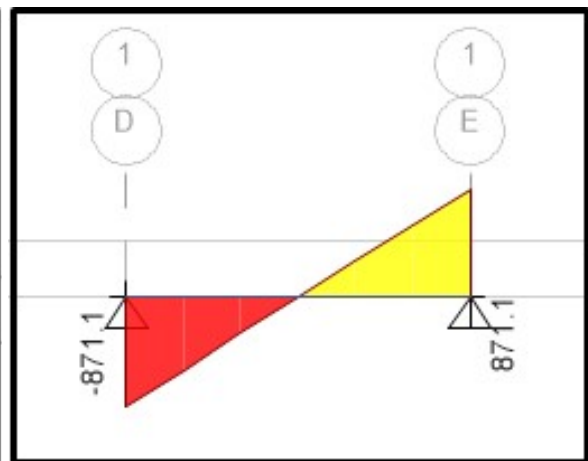
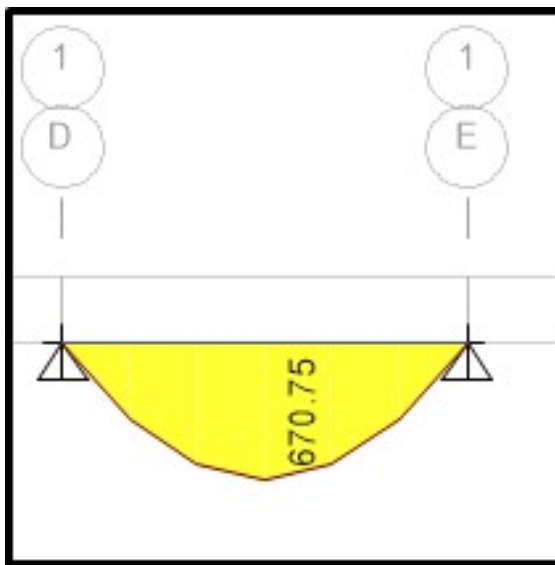


Diagrama de Cortante L5 (Software ETABS)

Diagrama de Momento L5 (Software ETABS)

Diseño por corte:

$$V_{U5} := 871.1 \text{ kgf}$$

(Cortante último mayorado)

$$V_{C5} := 0.9 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw \cdot d = 1520.725 \text{ kgf}$$

(Cortante nominal resistente del concreto minorado)

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{U5} \leq V_{C5} \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else if } V_{U5} \geq V_{C5} \\ \quad \parallel \text{"No Cumple"} \end{array} = \text{"Cumple"}$$

Diseño por flexión: (Apoyo D-E)

$$M_{n1.4} := \frac{q_{U_{PT}} \cdot L_{N_{DE}}^2}{24} = 102.262 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{1.4} := \frac{M_{n1.4}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.0101$$

$$\omega_{1.4} := 0.011$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$j u_{1.4} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{1.4}) = 0.994$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{S1.4_{DE}} := \frac{M_{n1.4}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{1.4} \cdot d} = 0.124 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin1.4_{DE}} := \frac{14}{f_Y} \cdot (2 \cdot bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S1.4_{DE}} < A_{Smin1.4_{DE}} \\ \quad \parallel A_{Smin1.4_{DE}} \\ \text{else if } A_{S1.4_{DE}} > A_{Smin1.4_{DE}} \\ \quad \parallel A_{S1.4_{DE}} \end{array} \quad \left| \right. = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Se usara Acero Minimo 1 Ø 5/8")

Diseño por flexión: (Tramo D-E)

$$M_{UDE3} := 670.75 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Se toma el Momento ultimo positivo D-E)

$$k_{3.4} := \frac{M_{UDE3}}{f_c \cdot bw \cdot d^2} = 0.066$$

$$\omega_{3.4} := 0.077$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$j u_{3.4} := (1 - 0.59 \cdot \omega_{3.4}) = 0.955$$

(Acero de Refuerzo)

$$A_{S3.4_{DE}} := \frac{M_{UDE3}}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{3.4} \cdot d} = 0.845 \text{ cm}^2$$

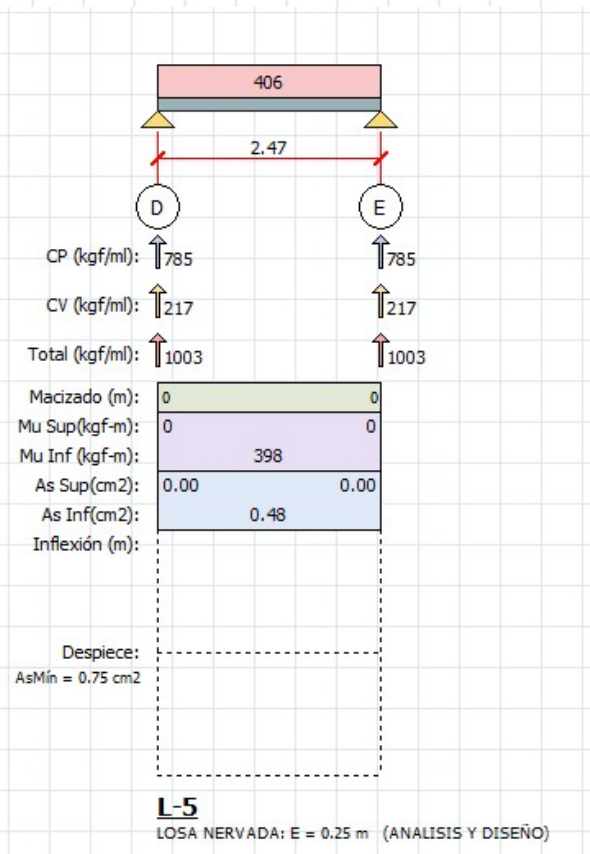
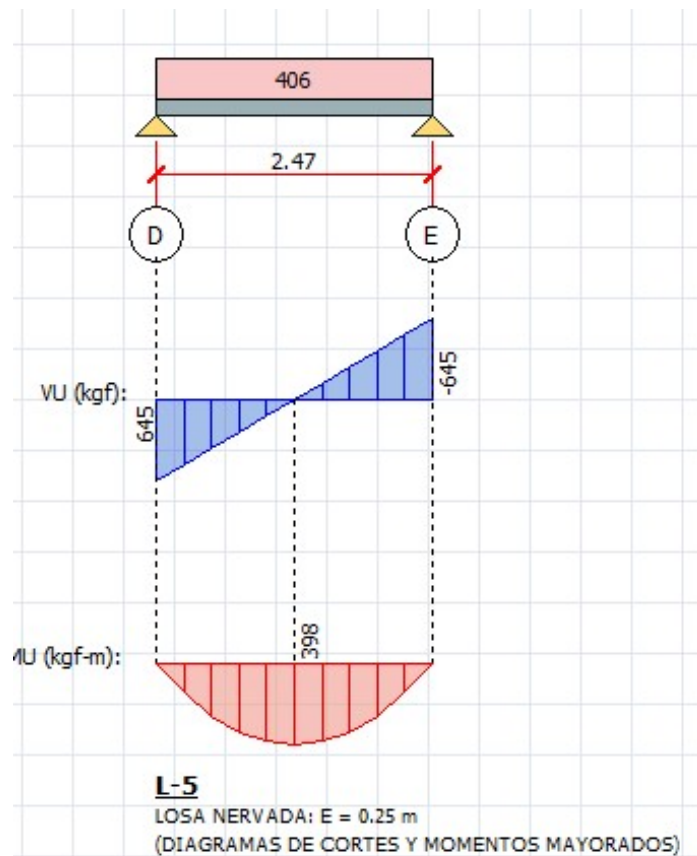
$$A_{Smin3.4_{DE}} := \frac{14}{f_Y} \cdot (bw \cdot d) \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0.733 \text{ cm}^2$$

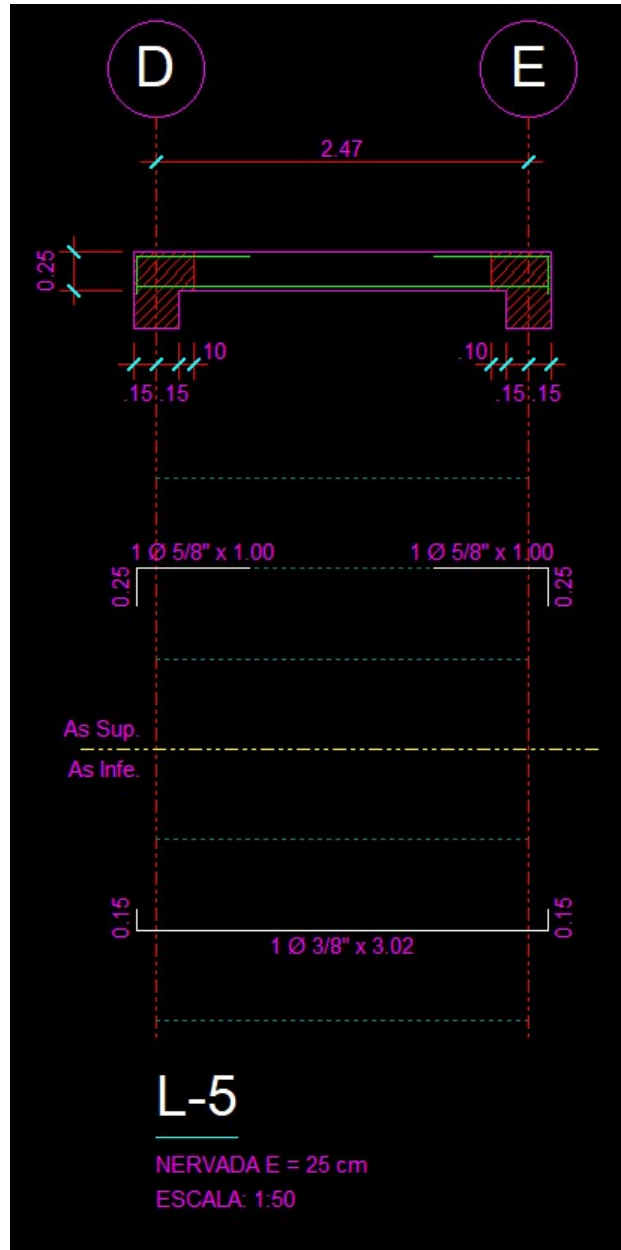
(Acero Minimo)

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{S3.4_{DE}} < A_{Smin3.4_{DE}} \\ \quad \parallel A_{Smin3.4_{DE}} \\ \text{else if } A_{S3.4_{DE}} > A_{Smin3.4_{DE}} \\ \quad \parallel A_{S3.4_{DE}} \end{array} \quad \left| \right. = 0.845 \text{ cm}^2$$

(Se usara el Acero refuerzo 1 Ø 1/2")

Comparación con el software IP3Losas (Losa 5)





Armado de acero (Software IP3CAD)

Verificación con el criterio de resistencia:

$$FM_1 = 1.557$$

$$kc = 0.1448$$

$$M_{max5} := 398 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$d_{c5} := \sqrt{\frac{M_{max5} \cdot FM_1}{kc \cdot f_C \cdot bw}} = 14.273 \text{ cm}$$

$$h_{res5} := d_{c5} + r_{losa} = 17 \text{ cm}$$

Acero en los apoyos :

$$M_{nc5} := \frac{q_{U_PT} \cdot L_{N_DE}^2}{24} = 102.262 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

(Momento mínimo normativo)

$$k_{5c} := \frac{M_{nc5}}{f_C \cdot bw \cdot d^2} = 0.0101$$

$$ju_{c5} := 0.99$$

(Tabla "Teoria de la rotura)

$$A_{Sc_DE1} := \frac{M_{max5} \cdot FM_1}{0.9 \cdot f_Y \cdot j u_{c5} \cdot d} = 0.752 \text{ cm}^2$$

(Acero Minimo)

$$\begin{cases} \text{if } A_{Sc_DE1} < A_{Smin1} \\ \parallel A_{Smin1} \\ \text{else if } A_{Sc_DE1} > A_{Smin1} \\ \parallel A_{Sc_DE1} \end{cases} = 1.467 \text{ cm}^2$$

(Se usara el Acero de refuerzo 1 Ø 5/8")

14. Demanda a capacidad de Columna de Acero:

Diseño A Compresión (HEA220):

Características del acero: Acero ASTM A36

$$E_{36} := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Módulo de Elasticidad})$$

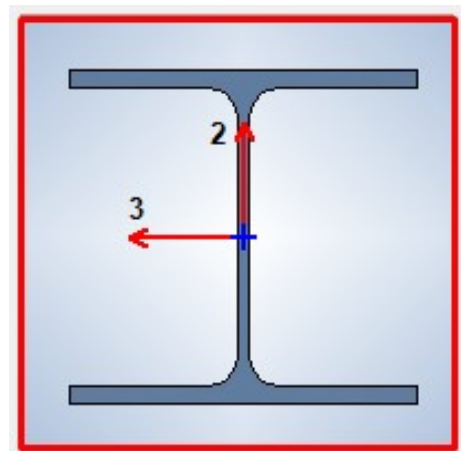
$$G = 787437.929 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Módulo de Cortante})$$

$$F_y = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Tensión cedente})$$

$$F_u = 4077.804 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Tensión última})$$

Geometría: HEA(220)

- **Altura de la sección:** $d_1 := 210 \text{ mm}$
- **Base de la Sección** $b_f := 220 \text{ mm}$
- **Espesor de alas:** $t_f := 11 \text{ mm}$
- **Espesor del alma:** $t_w := 7 \text{ mm}$
- **Altura del alma:** $h_w := d_1 - 2 \cdot t_f = 188 \text{ mm}$
- **Longitud de la columna:** $L := 2.7 \text{ m}$



Sección Transversal: HEA(220)

- **Área gruesa de la sección:**

$$A_g := 64.3 \text{ cm}^2$$

- **Momento de Inercia de la sección respecto a su eje fuerte:**

$$I_x := 5410 \text{ cm}^4$$

- **Radio de giro de la sección respecto al eje x:**

$$r_x := 9.17 \text{ cm}$$

- **Momento de Inercia de la sección respecto a su eje débil:**

$$I_y := 1950 \text{ cm}^4$$

- **Radio de giro de la sección respecto al eje y:**

$$r_y := 5.51 \text{ cm}$$

- **Módulo de sección elástico respecto al eje x:**

$$S_x := \frac{I_x}{d_1} = 515.238 \text{ cm}^3$$

- **Módulo de sección elástico respecto al eje y:**

$$S_y := \frac{I_y}{b_f} = 177.273 \text{ cm}^3$$

- Distancia entre centroides de las alas:

$$h_o := t_f + h_w = 199 \text{ mm}$$

- Constante de alabeo:

$$C_w := \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} = 193054.875 \text{ cm}^6$$

- Constante torsional de Saint Venant:

$$J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h_w \cdot t_w^3) = 21.671 \text{ cm}^4$$

- radio de giro efectivo:

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}} = 6.137 \text{ cm}$$

- Coeficiente C:

$$C := 1$$

- Factor de longitud efectiva:

$$k_{efe} := 1$$

- Esbeltez límite:

$$r_{chequeo} := \min(r_x, r_y) = 5.51 \text{ cm}$$

$$\frac{k_{efe} \cdot L}{r_{chequeo}} = 49.002$$

Relación de esbeltez:

$$\text{if} \left(\frac{k_{efe} \cdot L}{r_{chequeo}} < 200, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$

- Chequeo de esbeltez de los elementos de la sección:

Miembros no rigidizados (alas): $E_{36} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Esbeltez de las alas:

$$\lambda_f := \frac{b_f}{t_f} = 10$$

Esbeltez límite para las alas (Tabla B4.1-AISC 360-22):

$$\lambda_{rf} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 16.13$$

$$\text{if} (\lambda_f < \lambda_{rf}, \text{“No Esbelta”}, \text{“Esbelta”}) = \text{“No Esbelta”}$$

Miembros rigidizados (alma):

Esbeltez del alma:

$$\lambda_w := \frac{h_w}{t_w} = 26.857$$



Esbeltez límite para las alas (Tabla B4.1-AISC 360-22):

$$\lambda_{rw} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 42.919$$

if ($\lambda_w < \lambda_{rw}$, "No Esbelta", "Esbelta") = "No Esbelta"

Conclusión: El perfil no es esbelto, ni tiene elementos esbeltos.

• **Estados Límites:**

TABLE USER NOTE E1.1 Selection Table for the Application of Chapter E Sections				
Cross Section	Without Slender Elements		With Slender Elements	
	Sections in Chapter E	Limit States	Sections in Chapter E	Limit States
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB

La sección es doblemente simétrica y no tiene elementos esbeltos, los estados límites a evaluar, según el Capítulo E del AISC 360-22 (Table User Note E1.1) son: **Pandeo Flexional (FB) y Pandeo Torsional (TB).**

• **Pandeo Flexional(FB):**

Tensión de pandeo elástico:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E_{36}}{\left(\frac{k_{efe} \cdot L}{r_{chequeo}}\right)^2} = 8631.668 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\frac{k_{efe} \cdot L}{r_{chequeo}} = 49.002$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 135.669$$

Tensión crítica de pandeo:

$$F_{cr} := \begin{cases} \frac{k_{efe} \cdot L}{r_{chequeo}} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} & = 2238.718 \frac{kgf}{cm^2} \\ \frac{F_y}{0.658 \cdot F_e} & \\ \text{else} & \\ 0.877 \cdot F_e & \end{cases}$$

Resistencia nominal a compresión para el estado límite "Pandeo Flexional":

$$P_n := A_g \cdot F_{cr} = 143.95 \text{ tonnef}$$

Resistencia minorada a compresión para el estado límite "Pandeo Flexional":

$$\phi_c := 0.9$$

$$P_{n1} := \phi_c \cdot P_n = 129.555 \text{ tonnef}$$

• **Pandeo Torsional:**

$$t_{f_inf} := t_f = 11 \text{ mm} \quad b_{f_inf} := b_f = 220 \text{ mm}$$

$$t_{f_sup} := t_f = 11 \text{ mm} \quad b_{f_sup} := b_f = 220 \text{ mm}$$

• **Distancia entre centroides de las alas:** $h_o = 199 \text{ mm}$

• **Espesor promedio de las alas:** $t_{f_prom} := \frac{t_{f_inf} + t_{f_sup}}{2} = 11 \text{ mm}$

• **Constante de alabeo:** $C_{w1} := \frac{t_{f_prom} \cdot h_o^2}{12} \cdot \left(\frac{b_{f_sup}^3 \cdot b_{f_inf}^3}{b_{f_sup}^3 + b_{f_inf}^3} \right) = 193266.08 \text{ cm}^6$

• **Constante torsional de Saint Venant:**

$$J_1 := \frac{1}{3} \cdot (b_{f_sup} \cdot t_{f_sup}^3 + b_{f_inf} \cdot t_{f_inf}^3 + h_w \cdot t_w^3) = 21.671 \text{ cm}^4$$

• **Factor de longitud efectiva para torsión:** $k_z := 1$

• **Tensión de pandeo elástico para miembros con simetría doble:**

$$F_{e1} := \left(\frac{\pi^2 \cdot E_{36} \cdot C_{w1}}{(k_z \cdot L)^2} + G \cdot J_1 \right) \cdot \left(\frac{1}{I_x + I_y} \right) = 9784.213 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

• **Tensión crítica de pandeo:**

$$F_{cr1} := \text{if } \frac{k_z \cdot L}{r_y} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 2238.718 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \left\| \begin{array}{l} \frac{F_y}{0.658 \cdot F_c} \cdot F_y \\ \text{else} \\ 0.877 \cdot F_e \end{array} \right.$$

• **Resistencia nominal a compresión para el estado límite "Pandeo Torsional":**

$$P_{n1} := A_g \cdot F_{cr1} = 143.95 \text{ tonnef}$$

• **Resistencia minorada a compresión para el estado límite "Pandeo Torsional":**

$$\phi_c = 0.9$$

$$P_{n_2} := \phi_c \cdot P_n = 129.555 \text{ tonnef}$$

- **Resistencia de diseño a compresión:**

$$\phi P_n := \min(P_{n_1}, P_{n_2}) = 129.555 \text{ tonnef}$$

- **Relación demanda/capacidad:**

Pu de la columna:

$$P_{n1.1} := 59.96 \text{ tonnef}$$

Demanda/Capacidad: $DC_1 := \frac{P_{n1.1}}{\phi P_n} = 0.463$

if ($DC_1 < 1$, “Cumple”, “No Cumple”) = “Cumple”

- **Conclusión:**

La columna estudiada en este caso **HEA 220** es capaz de resistir la carga axial de 59.96 Ton cumpliendo con la demanda capacidad para compresion sin problema.

Diseño Flexión (HEA220):

- **Chequeo de esbeltez de los elementos de la sección:**

Miembros no rigidizados (alas):

Miembros rigidizados (alma):

Esbeltez de las alas:

$$\lambda_{f1} := \frac{b_f}{t_f} = 10$$

Esbeltez del alma:

$$\lambda_{w1} := \frac{h_w}{t_w} = 26.857$$

Esbeltez límite para las alas (Tabla B4.1b-AISC 360-22):

$$\lambda_{pf1} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 10.946$$

$$\lambda_{rf1} := 1.0 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 28.804$$

Esbeltez límite para (Tabla las alas B4.1-AISC 360-22):




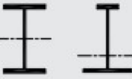
$$\lambda_{pw1} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 108.305$$

$$\lambda_{rw1} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 164.185$$

if $\lambda_{f1} < \lambda_{pf1}$ | = “Compacta”
 || “Compacta”
 else if $\lambda_{f1} < \lambda_{rf1}$ |
 || “No Compacta”
 else |
 || “Esbelta”

if $\lambda_{w1} < \lambda_{pw1}$ | = “Compacta”
 || “Compacta”
 else if $\lambda_{w1} < \lambda_{rw1}$ |
 || “No Compacta”
 else |
 || “Esbelta”

Conclusión: El perfil posee alas compactas y alma compacta, por ende, la sección es compacta.

TABLE USER NOTE F1.1 Selection Table for the Application of Chapter F Sections				
Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	CFY, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	CFY, LTB, FLB, TFY

Considerando que la sección es compacta, los límites a evaluar según el Capítulo F del AISC 360-22 (Table User Note F1.1) son: **(Cedencia (Y) y Pandeo Lateral Torsional (LTB))**.

• **Cedencia (Y):**

Excentricidad:

$$E_x := 2 \left(\frac{(b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + \left(\frac{h_w}{2} \cdot t_w \right) \cdot \left(\frac{h_w}{4} \right)}{\frac{A_g}{2}} \right) = 16.903 \text{ cm}$$

Módulo de sección plástico respecto al eje x:

$$Z_x := \frac{A_g}{2} \cdot E_x = 543.432 \text{ cm}^3$$

Momento plástico de la sección:

$$M_{p1} := Z_x \cdot F_y = 13.755 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia nominal y de diseño para el estado límite de Cedencia:

$$M_{n1.c} := M_{p1} = 13.755 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f := 0.9$$

$$M_{n-1} := \phi_f \cdot M_{n1.c} = 12.379 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- **Pandeo Lateral-Torsional:**

Longitudes límites para pandeos en miembros sometidos a flexión:

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 2.793 \text{ m}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E_{36}}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E_{36}}\right)^2}} = 10.188 \text{ m}$$

Longitud libre no arriostrada:

$$L_b := L = 2.7 \text{ m}$$

if $L_b \leq L_p$ | = "Caso F2.2.a"
 || "Caso F2.2.a"
 else if $L_b \leq L_r$
 || "Caso F2.2.b"
 else
 || "Caso F2.2.c"

2. Lateral-Torsional Buckling

(a) When $L_b \leq L_p$, the limit state of lateral-torsional buckling does not apply.

(b) When $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (F2-2)$$

(c) When $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (F2-3)$$

where

L_b = length between points that are either braced against lateral displacement of the compression flange or braced against twist of the cross section, in. (mm)

F_{cr} = critical stress, ksi (MPa)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_s}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_s}\right)^2} \quad (F2-4)$$

E = modulus of elasticity of steel

= 29,000 ksi (200 000 MPa)

J = torsional constant, in.⁴ (mm⁴)

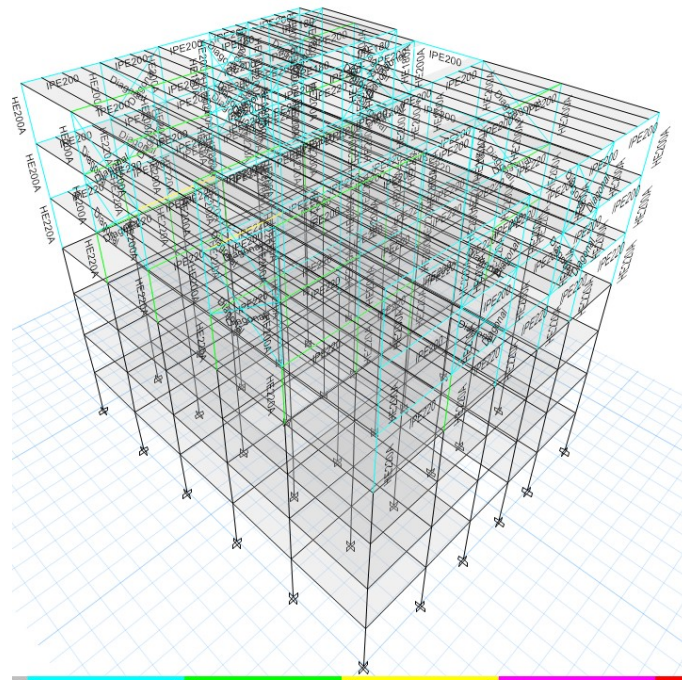
S_x = elastic section modulus taken about the x-axis, in.³ (mm³)

h_o = distance between the flange centroids, in. (mm)

(La longitud libre no arriostrada es menor que L_b , por lo que, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica.)

- **Conclusión:**

Analizadas las solicitaciones que convergen en el perfil HEA 220 se puede concluir que tanto el perfil en estudio como los perfiles HEA 180 y HEA 200 seleccionados cumplen perfectamente la Demanda Capacidad exigida por la edificación.



(Relación Demanda Capacidad de Perfiles de Acero "ETABS")

15. Demanda a capacidad de Correa/Viga:

Diseño A Compresión (IPE180):

Características del acero: Acero ASTM A36

$$E_{36} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Módulo de Elasticidad})$$

$$G = 787437.929 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Módulo de Cortante})$$

$$F_y = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Tensión cedente})$$

$$F_u = 4077.804 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Tensión última})$$

Geometría: IPE(180)

- **Altura de la sección:** $d_{1.1} := 180 \text{ mm}$
- **Base de la Sección:** $b_{f1} := 91 \text{ mm}$
- **Espesor de alas:** $t_{f1} := 8 \text{ mm}$
- **Espesor del alma:** $t_{w1} := 5.3 \text{ mm}$
- **Altura del alma:** $h_{w1} := d_{1.1} - 2 \cdot t_{f1} = 164 \text{ mm}$
- **Longitud de la columna:** $L_1 := 4.16 \text{ m}$

- **Área gruesa de la sección:**

$$A_{g1} := 23.90 \text{ cm}^2$$

- **Momento de Inercia de la sección respecto a su eje fuerte:**

$$I_{x1} := 1320 \text{ cm}^4$$

- **Radio de giro de la sección respecto al eje x:**

$$r_{x1} := 7.42 \text{ cm}$$

- **Momento de Inercia de la sección respecto a su eje débil:**

$$I_{y1} := 101 \text{ cm}^4$$

- **Radio de giro de la sección respecto al eje y:**

$$r_{y1} := 2.05 \text{ cm}$$

- **Módulo de sección elástico respecto al eje x:**

$$S_{x1} := \frac{I_{x1}}{\frac{d_{1.1}}{2}} = 146.667 \text{ cm}^3$$

- **Módulo de sección elástico respecto al eje y:**

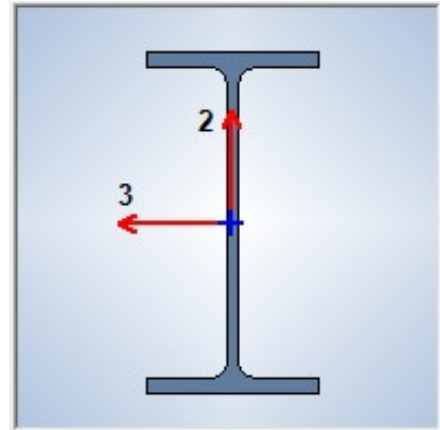
$$S_{y1} := \frac{I_{y1}}{\frac{b_{f1}}{2}} = 22.198 \text{ cm}^3$$

- **Distancia entre centroides de las alas:**

$$h_{o1} := t_{f1} + h_{w1} = 172 \text{ mm}$$

- **Constante de alabeo:**

$$C_{w1.1} := \frac{I_{y1} \cdot h_{o1}^2}{4} = 7469.96 \text{ cm}^6$$



Sección Transversal: IPE(180)

- **Constante torsional de Saint Venant:**

$$J_{1.1} := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_{f1} \cdot t_{f1}^3 + h_{w1} \cdot t_{w1}^3) = 3.92 \text{ cm}^4$$

- **radio de giro efectivo:**

$$r_{ts1} := \sqrt{\frac{\sqrt{I_{y1}} \cdot C_{w1.1}}{S_{x1}}} = 2.434 \text{ cm}$$

- **Coefficiente C:**

$$C = 1$$

- **Chequeo de esbeltez de los elementos de la sección:**

Miembros no rigidizados (alas): $E_{36} = 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Esbeltez de las alas:

$$\lambda_{f1.1} := \frac{\frac{b_{f1}}{2}}{t_{f1}} = 5.688$$

Esbeltez límite para las alas (Tabla B4.1-AISC 360-22):

$$\lambda_{rf1.1} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 16.13$$

if ($\lambda_{f1.1} < \lambda_{rf1.1}$, “No Esbelta”, “Esbelta”) = “No Esbelta”

Miembros rigidizados (alma):

Esbeltez del alma:

$$\lambda_{w1.1} := \frac{h_{w1}}{t_{w1}} = 30.943$$

Esbeltez límite para las alas (Tabla B4.1-AISC 360-22):

$$\lambda_{rw1.1} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 42.919$$

if ($\lambda_{w1.1} < \lambda_{rw1.1}$, “No Esbelta”, “Esbelta”) = “No Esbelta”

Conclusión: El perfil no es esbelto, ni tiene elementos esbeltos.

Diseño Flexión (IPE 180):

- **Chequeo de esbeltez de los elementos de la sección:**

Miembros no rigidizados (alas):

Miembros rigidizados (alma):

Esbeltez de las alas:

Esbeltez del alma:

$$\lambda_{f1.1} := \frac{\frac{b_{f1}}{2}}{t_{f1}} = 5.688$$

$$\lambda_{w1.1} := \frac{h_{w1}}{t_{w1}} = 30.943$$

Esbeltez límite para las alas (Tabla B4.1b-AISC 360-22):

$$\lambda_{pf1.1} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 10.946$$

$$\lambda_{rf1.1} := 1.0 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 28.804$$

if $\lambda_{f1.1} < \lambda_{pf1.1}$ = "Compacta"
 || "Compacta"
 else if $\lambda_{f1.1} < \lambda_{rf1.1}$
 || "No Compacta"
 else
 || "Esbelta"

Esbeltez límite para (Tabla las alas B4.1-AISC 360-22):

$$\lambda_{pw1.1} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 108.305$$

$$\lambda_{rw1.1} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 164.185$$

if $\lambda_{w.1.1} < \lambda_{pw1.1}$ = "Compacta"
 || "Compacta"
 else if $\lambda_{w.1.1} < \lambda_{rw1.1}$
 || "No Compacta"
 else
 || "Esbelta"

Conclusión: El perfil posee alas compactas y alma compacta, por ende, la sección es compacta.

• **Estados Límites:**

TABLE USER NOTE F1.1 Selection Table for the Application of Chapter F Sections				
Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	CFY, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	CFY, LTB, FLB, TFY

Considerando que la sección es compacta, los límites a evaluar según el Capítulo F del AISC 360-22 (Table User Note F1.1) son: **(Cedencia (Y) y Pandeo Lateral Torsional (LTB))**.

• **Cedencia (Y):**

Excentricidad:

$$Ex_1 := 2 \left(\frac{(b_{f1} \cdot t_{f1}) \cdot \left(\frac{h_{w1}}{2} + \frac{t_{f1}}{2} \right) + \left(\frac{h_{w1}}{2} \cdot t_{w1} \right) \cdot \left(\frac{h_{w1}}{4} \right)}{\frac{A_{g1}}{2}} \right) = 13.461 \text{ cm}$$

Módulo de sección plástico respecto al eje x:

$$Z_{x1} := \frac{A_{g1}}{2} \cdot E_{x1} = 160.853 \text{ cm}^3$$

Momento plástico de la sección:

$$M_{p1.1} := Z_{x1} \cdot F_y = 4.071 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia nominal y de diseño para el estado límite de Cedencia:

$$M_{n1.c.1} := M_{p1.1} = 4.071 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f = 0.9$$

$$M_{n.1.1} := \phi_f \cdot M_{n1.c.1} = 3.664 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- **Pandeo Lateral-Torsional:**

Longitudes límites para pandeos en miembros sometidos a flexión:

$$L_{p1.1} := 1.76 \cdot r_{y1} \cdot \sqrt{\frac{E_{36}}{F_y}} = 1.039 \text{ m}$$

$$L_{r1.1} := 1.95 \cdot r_{ts1} \cdot \frac{E_{36}}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_1 \cdot C}{S_{x1} \cdot h_{o1}} + \sqrt{\left(\frac{J_1 \cdot C}{S_{x1} \cdot h_{o1}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E_{36}}\right)^2}} = 7.432 \text{ m}$$

Longitud libre no arriostrada:

$$L_{b1} := L_1 = 4.16 \text{ m}$$

if $L_{b1} \leq L_{p1.1}$ = "Caso F2.2.b"
 || "Caso F2.2.a"
 else if $L_{b1} \leq L_{r1.1}$
 || "Caso F2.2.b"
 else
 || "Caso F2.2.c"

2. Lateral-Torsional Buckling

(a) When $L_b \leq L_p$, the limit state of lateral-torsional buckling does not apply.

(b) When $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (F2-2)$$

(c) When $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (F2-3)$$

where

L_b = length between points that are either braced against lateral displacement of the compression flange or braced against twist of the cross section, in. (mm)

F_{cr} = critical stress, ksi (MPa)

$$= \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_y}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J C}{S_x h_o r_y}} \quad (F2-4)$$

E = modulus of elasticity of steel

= 29,000 ksi (200 000 MPa)

J = torsional constant, in.⁴ (mm⁴)

S_x = elastic section modulus taken about the x-axis, in.³ (mm³)

h_o = distance between the flange centroids, in. (mm)

Momento Ultimo:

$$M_{u1} := 1.67 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$q_{1.1} := \frac{M_{u1} \cdot 8}{L_{b1}^2} = 772.004 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Ecuacion de Momento:

$$M_{1.1}(x) := \frac{-q_{1.1} \cdot x^2}{2} + \frac{q_{1.1} \cdot L_1 \cdot x}{2}$$

$$M_{1.2} := M_{1.1} \left(\frac{L_{b1}}{4} \right) = 1.253 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{2,2} := M_{1,1} \left(\frac{L_{b1}}{2} \right) = 1.67 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{3,2} := M_{1,1} \left(\frac{3 \cdot L_{b1}}{4} \right) = 1.253 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{max1,1} := M_{u1} = 1.67 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$C_{b1} := \frac{12.5 \cdot M_{max1}}{2.5 \cdot M_{max1} + 3 \cdot M_{1,2} + 4 \cdot M_{2,2} + 3 \cdot M_{3,2}} = 0.587$$

Momento nominal para el estado límite Pandeo Lateral Torsional:

$$M_{n2,1} := \min \left(C_{b1} \cdot \left(M_{p1,1} - (M_{p1,1} - 0.7 \cdot F_y \cdot S_{x1}) \cdot \left(\frac{L_{b1} - L_{p1,1}}{L_{r1,1} - L_{p1,1}} \right) \right), M_{p1,1} \right) = 1.967 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f = 0.9$$

$$\phi M_{n1} := \phi_f \cdot M_{n2,1} = 1.77 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

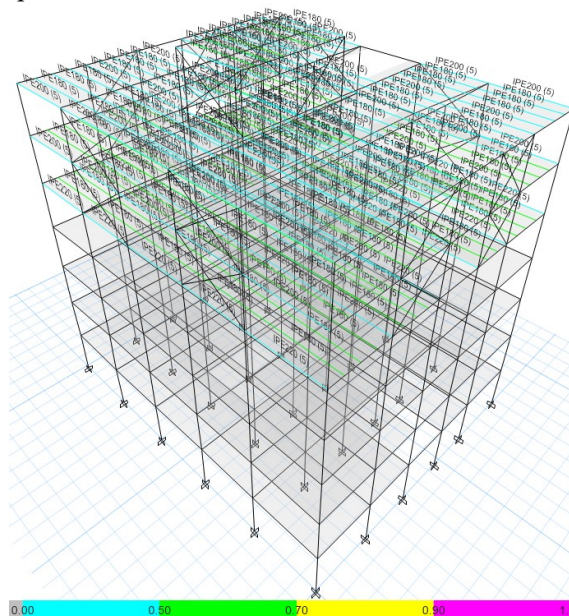
- **Relación demanda/capacidad:**

Demanda/Capacidad: $DC_{2,1} := \frac{M_{u1}}{\phi M_{n1}} = 0.943$

if ($DC_{2,1} < 1$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

- **Conclusión:**

Analizadas las solicitaciones que convergen en el perfil IPE 180 se puede concluir que tanto el perfil en estudio como los perfiles IPE160 seleccionados cumplen perfectamente la Demanda Capacidad exigida por la edificación.



(Relación Demanda Capacidad de Perfiles de Acero "ETABS")

16. Diseño de Columnas(D/C):(Norma ACI 318-19)

PT1-3(Columna 30 x40cm):

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad 12\phi 5/8''$$

$$B_{Col_{PT_{1,4}}} := 30 \text{ cm}$$

$$f_Y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad D_{Col_{PT_{1,4}}} := 35 \text{ cm}$$

$$D_{Col_{PT_{1,4}}} := 35 \text{ cm}$$

$$A_{C_{Col_{PT_{1,4}}}} = 1200 \text{ cm}^2 \quad V_S := 1.26 \text{ tonnef}$$

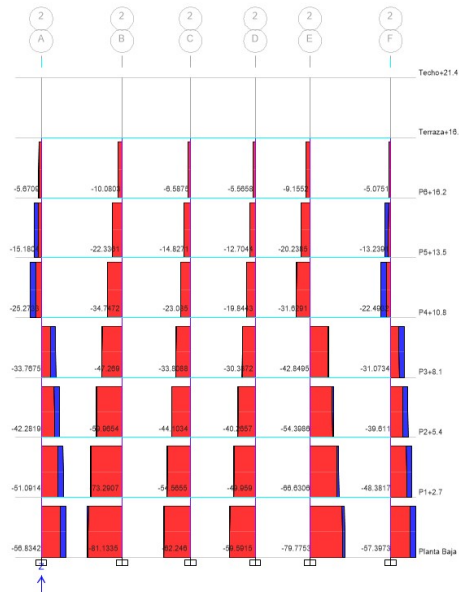
$$H_{Col_{PT_{1,4}}} := 40 \text{ cm}$$

$$L_{n30x40} := 2.7 \text{ m} - 2 \cdot 40 \text{ cm} = 1.9 \text{ m}$$

$$f_{s_{30_40}} := 0.4 \cdot f_Y = 1680 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{Act_{col_{30x40}}} := 77.39 \text{ tonnef} = 77390 \text{ kgf}$$

$$\rho_{Col_{PT_{1,4}}} = 0.02 \quad \Phi_1 := 0.85 \quad sep := 15 \text{ cm} \quad \text{Diagrama (Cargas Axiales)}$$



$$P_{U_{col_{30x40}}} := 0.85 \cdot A_{C_{Col_{PT_{1,4}}}} \cdot (0.25 \cdot f_c + f_{s_{30_40}} \cdot \rho_{Col_{PT_{1,4}}}) = 87.479 \text{ tonnef}$$

if $P_{Act_{col_{30x40}}} \leq P_{U_{col_{30x40}}}$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else if $P_{Act_{col_{30x40}}} \geq P_{U_{col_{30x40}}}$
 || "No Cumple"

Estribos Columna 30x40:

$$A_{b_{nro5}} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Longitud de Confinamiento:

a) Lo debe ser mayor o igual que la mayor dimensión de la sección transversal del miembro:

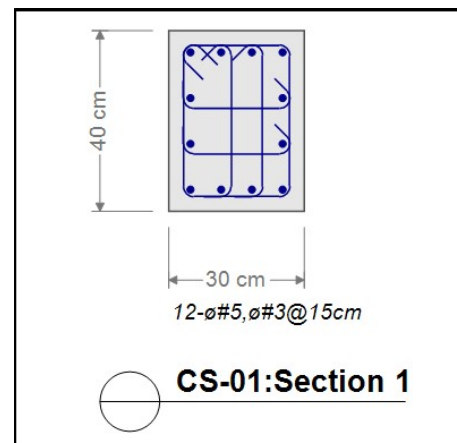
$$H_{c30x40} := 40 \text{ cm}$$

b) Lo debe ser mayor o igual que 1/6 de la altura libre de la columna:

$$\frac{1}{6} \cdot L_{n30x40} = 31.667 \text{ cm}$$

c) Lo debe ser mayor o igual que 45cm

$$45 \text{ cm}$$



Sección Transversal C30x40:

$$L_{o30x40_cf} := 45 \text{ cm}$$

Zona Confinada

$$L_{o30x40_scf} := L_{n30x40} - 45 \text{ cm} = 145 \text{ cm}$$

Zona Sin Confinar

Separación "Zona de Confinamiento":

a) So no debe exceder 1/4 de la menor dimensión de la columna:

$$S_1 := \frac{1}{4} \cdot B_{Col_PT\ 1.4} = 7.5 \text{ cm}$$

b) So no debe exceder 6 veces el diametro de la menor barra del refuerzo longitudinal:

$$S_2 := 6 \cdot 1.59 \text{ cm} = 9.54 \text{ cm}$$

c) So no debe exceder 6 veces el diametro de la menor barra del refuerzo longitudinal:

$$H_X := 10 \text{ cm} \qquad \phi_e := \frac{3}{8} \text{ in} \qquad rec := 5 \text{ cm}$$

$$S_3 := \left(10 \text{ cm} + \left(\frac{35 \text{ cm} - H_X}{3} \right) \right) = 18.333 \text{ cm}$$

$$S_{Conf} := \max(S_1, S_2, S_3) = 18.333 \text{ cm} \qquad 10 \text{ cm} \leq S_o \leq 15 \text{ cm}$$

(En este caso se toma 15 cm)

Separación "Zona Sin Confinar":

a) So debe ser mayor o igual 6 veces el diametro de la menor barra del refuerzo longitudinal:

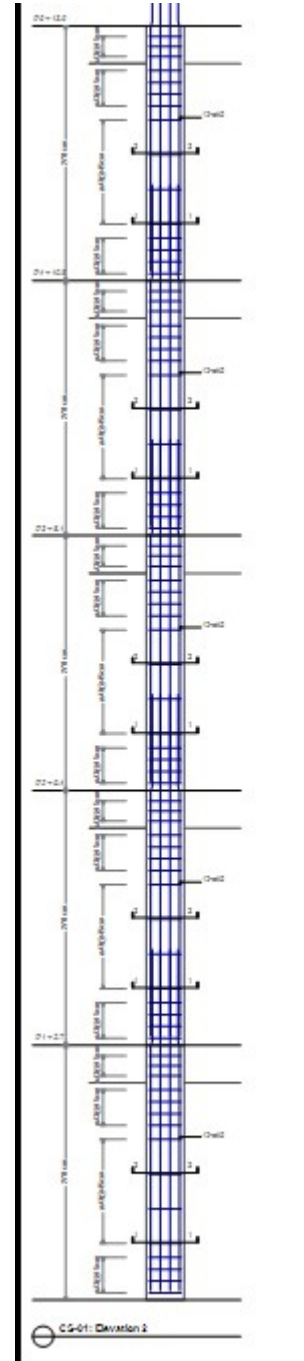
$$S_{1.1} := 6 \cdot 1.59 \text{ cm} = 9.54 \text{ cm}$$

b) So debe ser mayor o igual a 15cm:

$$S_{2.1} := 15 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{SConf} := \max(S_{1.1}, S_{2.1}) = 15 \text{ cm}$$

(En este caso se toma 15 cm)



Estribos de 3/8":

$rec = 5 \text{ cm}$

$sep = 15 \text{ cm}$

$$h_{cx} := H_{Col_{PT_{1.4}}} - 2 \cdot rec - \phi_e = 29.048 \text{ cm}$$

$$h_{cy} := B_{Col_{PT_{1.4}}} - 2 \cdot rec - \phi_e = 19.048 \text{ cm}$$

$$A_{ch} := h_{cx} \cdot h_{cy} = 553.282 \text{ cm}^2 \quad A_e := 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx1} := 0.30 \cdot sep \cdot h_{cx} \cdot \left(\frac{A_{C_{Col_{PT_{1.4}}}}}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 7.639 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx2} := 0.09 \cdot sep \cdot h_{cx} \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 1.961 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx3} := \frac{V_S \cdot sep}{f_Y \cdot (H_{Col_{PT_{1.4}}} - rec)} = 0.129 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy1} := 0.30 \cdot sep \cdot h_{cy} \cdot \left(\frac{A_{C_{Col_{PT_{1.4}}}}}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 5.009 \text{ cm}^2$$

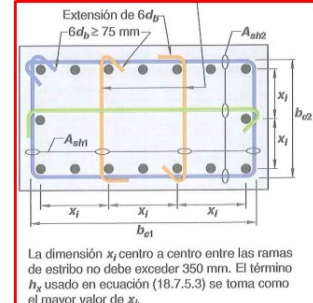
$$A_{shy2} := 0.09 \cdot sep \cdot h_{cy} \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 1.286 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy3} := \frac{V_S \cdot sep}{f_Y \cdot (B_{Col_{PT_{1.4}}} - rec)} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$Nro_{ramasx} := \frac{A_{shx1}}{A_e} = 10.76$$

$$Nro_{ramasy} := \frac{A_{shy1}}{A_e} = 7.056$$

Para buscar un menor numero de ramas se procede a aumentar el diametro de los estribos y se disminuye la separación a 10cm



Refuerzo Transversal "ACI 318-19"

La dimensión x_j centro a centro entre las ramas de estribo no debe exceder 350 mm. El término h_y usado en ecuación (18.7.5.3) se toma como el mayor valor de x_j .

Estribos de 1/2":

$$\phi_{e1} := \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$sep1 := 10 \text{ cm}$$

$$h_{cx1} := H_{Col_PT_1.4} - 2 \cdot rec - \phi_{e1} = 28.73 \text{ cm}$$

$$h_{cy1} := B_{Col_PT_1.4} - 2 \cdot rec - \phi_{e1} = 18.73 \text{ cm}$$

$$A_{ch1} := h_{cx1} \cdot h_{cy1} = 538.113 \text{ cm}^2$$

$$A_{e1} := 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx1.1} := 0.30 \cdot sep1 \cdot h_{cx1} \cdot \left(\frac{A_{C_Col_PT_1.4}}{A_{ch1}} - 1 \right) \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 5.301 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx2.1} := 0.09 \cdot sep1 \cdot h_{cx1} \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 1.293 \text{ cm}^2$$

$$A_{shx3.1} := \frac{V_S \cdot sep1}{f_Y \cdot (H_{Col_PT_1.4} - rec)} = 0.086 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy1.1} := 0.30 \cdot sep1 \cdot h_{cy1} \cdot \left(\frac{A_{C_Col_PT_1.4}}{A_{ch1}} - 1 \right) \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 3.456 \text{ cm}^2$$

$$A_{shy2.1} := 0.09 \cdot sep1 \cdot h_{cy1} \cdot \frac{f_C}{f_Y} = 0.843 \text{ cm}^2$$

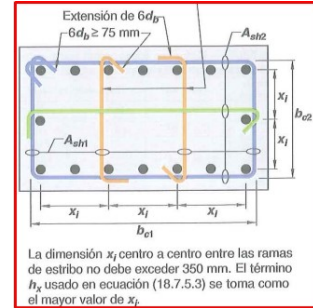
$$A_{shy3.1} := \frac{V_S \cdot sep1}{f_Y \cdot (B_{Col_PT_1.4} - rec)} = 0.12 \text{ cm}^2$$

$$Nro_{ramasx1} := \frac{A_{shx1.1}}{A_{e1}} = 4.174$$

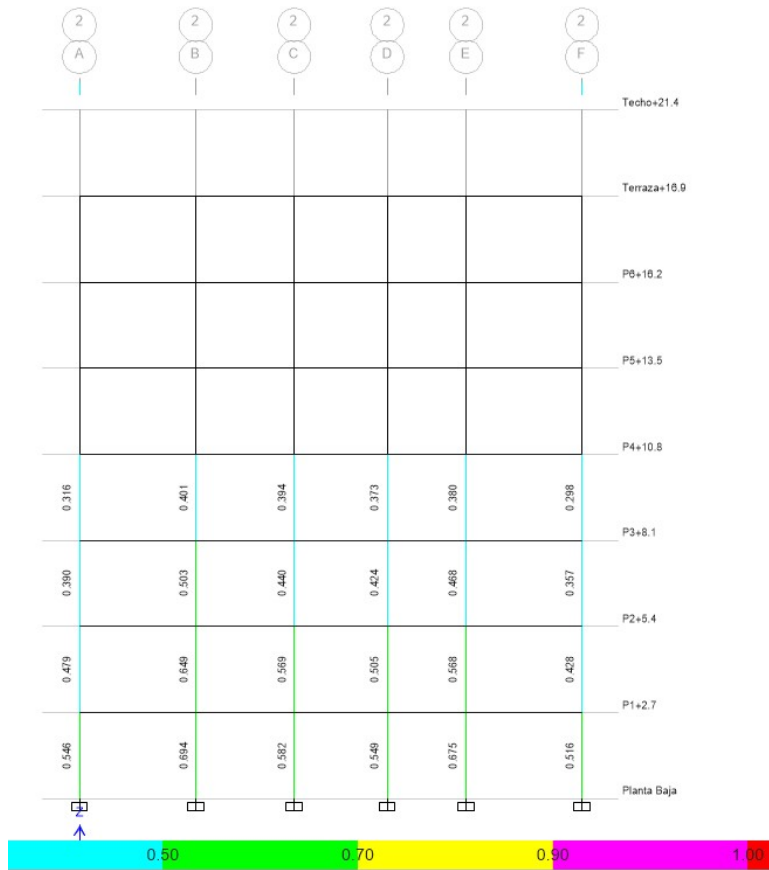
$$Nro_{ramasy1} := \frac{A_{shy1.1}}{A_{e1}} = 2.721$$

En este caso se usarn estribos de ϕ 1/2" c/u 10cm:

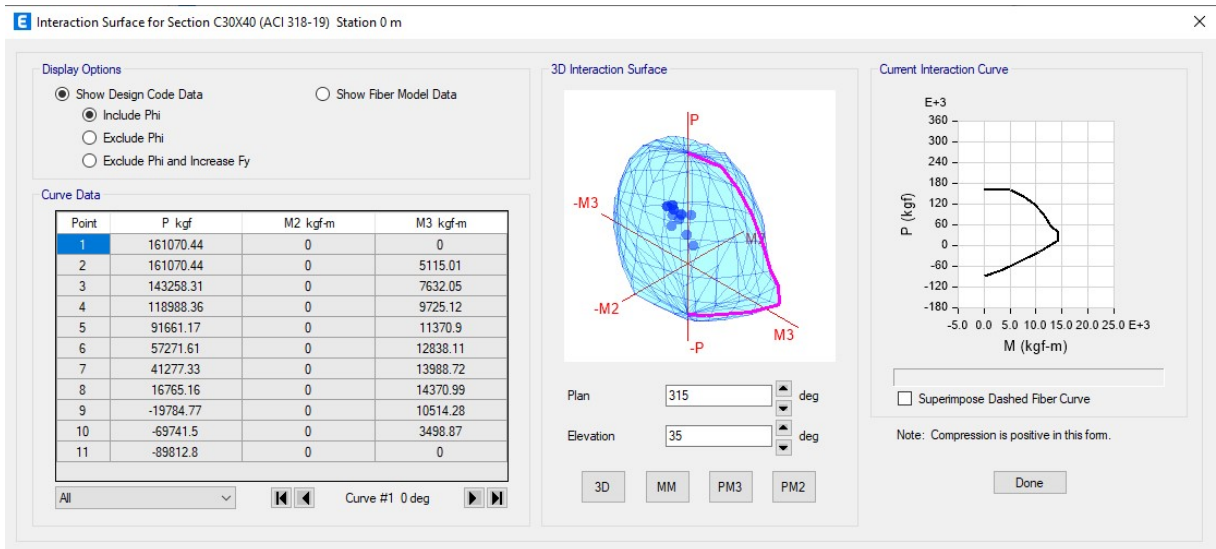
- 4 ramas de estribos en x
- 3 ramas de estribos en y



Refuerzo Transversal "ACI 318-19"

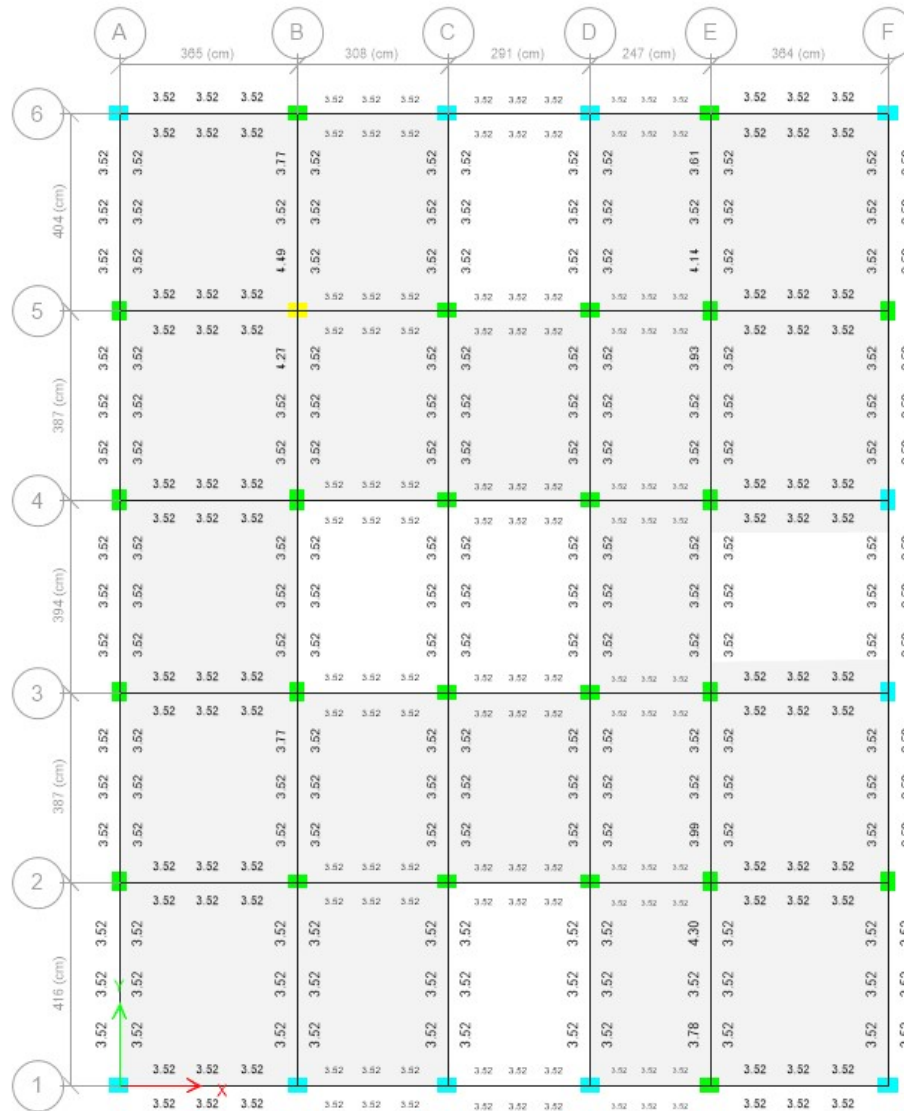


(Demanda Capacidad de Columnas)



(Diagrama de Interacción de Columna 30x40)

17. Diseño de Vigas con ND3 (Norma Covenin 1753-2006):



Acero longitudinal Requerido en planta tipo 1 (Vista de Planta ETABS)

$$f'_C = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_V := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$B_{V_{PT_{1-4}}} := 30 \text{ cm} \quad \text{(Base de la viga)}$$

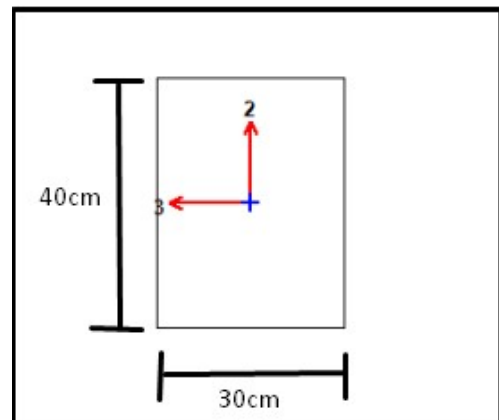
$$H_{V_{PT_{1-4}}} := 40 \text{ cm} \quad \text{(Ancho de la viga)}$$

$$rec_V := 5 \text{ cm} \quad \text{(Recubrimiento de la viga)}$$

$$d_V := H_{V_{PT_{1-4}}} - rec_V = 35 \text{ cm} \quad \text{(Altura util de la viga)}$$

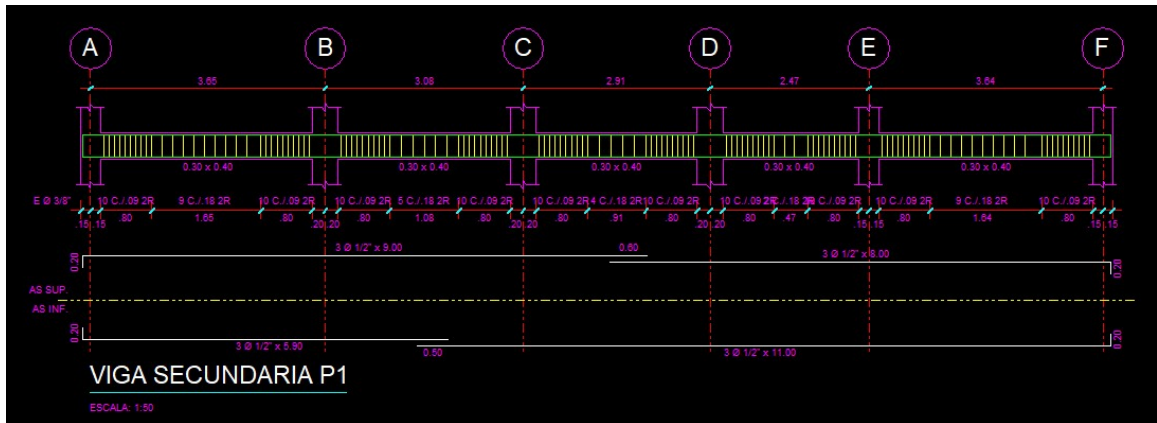
$$B_{C_{PT_{1-4}}} := 30 \text{ cm} \quad \text{(Base de la columna)}$$

$$H_{C_{PT_{1-4}}} := 40 \text{ cm} \quad \text{(Ancho de la columna)}$$



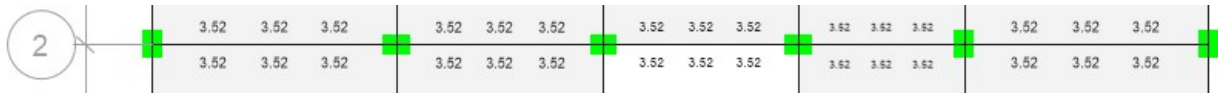
(Sección transversal)

Viga Secundaria P1 (Propuesta de acero):



Acero propuesto (IP3 CAD)

Acero Longitudinal requerido (ETABS)



$$A_{b_nro4} := 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{SUP_VS_PT1} := 3 \cdot A_{b_nro4} = 3.81 \text{ cm}^2 \quad 3\emptyset 1/2"$$

$$A_{INF_VS_PT1} := 3 \cdot A_{b_nro4} = 3.81 \text{ cm}^2 \quad 3\emptyset 1/2"$$

$$A_{b_nro3} := 0.71 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 3/8" \text{ (Estribos)}$$

$$L_{N_A_B} := 3.65 \text{ m} - \left(\frac{H_{C_PT_1.4}}{2} \right) - \left(\frac{B_{C_PT_1.4}}{2} \right) = 3.3 \text{ m}$$

$$L_{N_B_C} := 3.08 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_PT_1.4}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_PT_1.4}}{2} \right) = 2.73 \text{ m}$$

$$L_{N_C_D} := 2.91 \text{ m} - \left(\frac{H_{C_PT_1.4}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_PT_1.4}}{2} \right) = 2.51 \text{ m}$$

$$L_{N_D_E} := 2.47 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_PT_1.4}}{2} \right) - \left(\frac{H_{C_PT_1.4}}{2} \right) = 2.12 \text{ m}$$

$$L_{N_E_F} := 3.64 \text{ m} - \left(\frac{B_{C_PT_1.4}}{2} \right) - \left(\frac{B_{C_PT_1.4}}{2} \right) = 3.34 \text{ m}$$

Consideraciones Normativas:

a) La luz libre L_n , sera mayor a al menos 4 veces su altura útil:

$$\begin{array}{l}
 \text{if } L_{N_A_B} \geq 4 \cdot d_V \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } L_{N_A_B} < 4 \cdot d_V \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}
 \qquad
 \begin{array}{l}
 \text{if } L_{N_D_E} \geq 4 \cdot d_V \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } L_{N_D_E} < 4 \cdot d_V \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{if } L_{N_B_C} \geq 4 \cdot d_V \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } L_{N_B_C} < 4 \cdot d_V \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}
 \qquad
 \begin{array}{l}
 \text{if } L_{N_E_F} \geq 4 \cdot d_V \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } L_{N_E_F} < 4 \cdot d_V \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{if } L_{N_C_D} \geq 4 \cdot d_V \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } L_{N_C_D} < 4 \cdot d_V \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}$$

b) La relación ancho/alto de su sección transversal sera $b \geq 0.3h$:

$$\begin{array}{l}
 \text{if } B_{V_PT_1.4} \geq 0.3 \cdot H_{V_PT_1.4} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } B_{V_PT_1.4} < 0.3 \cdot H_{V_PT_1.4} \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}
 \qquad
 D_{b_nro5} := \sqrt{\left(\frac{4 \cdot A_{b_nro5}}{\pi}\right)} = 0.016 \text{ m}$$

c) El ancho de la viga debe ser $b \geq 15\phi$ el diametro de la menor barra de la columna.

$$\begin{array}{l}
 \text{if } B_{V_PT_1.4} \geq 15 \cdot D_{b_nro5} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } B_{V_PT_1.4} < 15 \cdot D_{b_nro5} \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}$$

d) El ancho minimo es de $b \geq 25 \text{ cm}$

$$\begin{array}{l}
 \text{if } B_{V_PT_1.4} \geq 25 \text{ cm} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } B_{V_PT_1.4} < 25 \text{ cm} \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}$$

e) El ancho b de la viga no debe exceder el lado de la columna donde apoya.

$$\begin{array}{l}
 \text{if } B_{V_PT_1.4} \leq B_{C_PT_1.4} \quad \Bigg| = \text{"Cumple"} \\
 \quad \Bigg\| \text{"Cumple"} \\
 \text{else if } B_{V_PT_1.4} > B_{C_PT_1.4} \\
 \quad \Bigg\| \text{"No Cumple"}
 \end{array}$$

f)El Acero seleccionado debe ser mayor al minimo, mayor a 1/2 del acero negativo escogido y mayor a 1/4 del acero negativo mayor.

$$A_{Smin_VS} := \left(\frac{14}{F_Y} \right) \cdot B_{V_PT_1.4} \cdot d_V \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 3.5 \text{ cm}^2$$

if $A_{SUP_VS_PT1} \geq A_{Smin_VS}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{SUP_VS_PT1} < A_{Smin_VS}$	
"No Cumple"	

if $A_{SUP_VS_PT1} \geq \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VS_PT1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{SUP_VS_PT1} < \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VS_PT1}$	
"No Cumple"	

if $A_{INF_VS_PT1} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VS_PT1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{INF_VS_PT1} < \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VS_PT1}$	
"No Cumple"	

g)En las esquinas superiores e inferiores se colocaran por lo menos 2 de ø3/8" para sostener los estribos.

$$A_{sinf} := 2$$

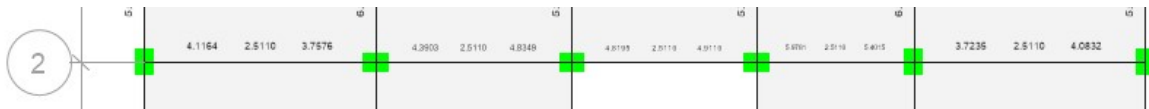
(Numero de varillas)

$$A_{sup} := 2$$

if $A_{sinf} \geq 2$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{sinf} < 2$	
"No Cumple"	

if $A_{sup} \geq 2$	= "Cumple"
"Cumple"	
else if $A_{sup} < 2$	
"No Cumple"	

Acero Transversal requerido (ETABS)



(Tomando el tramo mas desfavorable D-E)

$$Es_{Zona_conf1} := \frac{A_{b_nro3}}{5.9781 \frac{cm^2}{m}} = 11.877 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_conf2} := \frac{A_{b_nro3}}{5.4015 \frac{cm^2}{m}} = 13.144 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_sinconf} := \frac{A_{b_nro3}}{2.5111 \frac{cm^2}{m}} = 28.274 \text{ cm}$$

(En este caso se usaran estribos de ϕ 3/8" C/15cm en las zonas confinadas y ϕ 3/8" C/30cm en la zona sin confinar.)

(Se requiere de 2 ramas para sostener las barras laterales)

(Comparación con la norma)

$$Sep1 := 15 \text{ cm}$$

$$Sep2 := 30 \text{ cm}$$

TABLA 18.3.4 LONGITUD DE CONFINAMIENTO, L_{cf}	
L_n/h	L_{cf}
≤ 4	h
$4 < L_n/h \leq 10$	$\frac{h}{6} \left(\frac{L_n}{h} + 2 \right)$
> 10	$2h$

$$L_{CF1} := \text{if} \left(\frac{L_{N_D_E}}{H_{V_PT_1.4}} \leq 4 \right) = 0.487 \text{ m}$$

$$\left\| \frac{L_{N_D_E}}{H_{V_PT_1.4}} \right\|$$

else if $4 < \left(\frac{L_{N_D_E}}{H_{V_PT_1.4}} \right) \leq 10$

$$\left\| \left(\frac{H_{V_PT_1.4}}{6} \right) \cdot \left(\frac{L_{N_D_E}}{H_{V_PT_1.4}} + 2 \right) \right\|$$

else if $\left(\frac{L_{N_D_E}}{H_{V_PT_1.4}} \right) > 10$

$$\left\| 2 \cdot H_{V_PT_1.4} \right\|$$

(Longitud de Confinamiento)

Zona de confinamiento:

- a) Peralte de la viga $\frac{d_V}{4} = 8.75 \text{ cm}$
- b) Diametro de la barilla longitudinal $8 \cdot 1.27 \text{ cm} = 10.16 \text{ cm}$
- c) Diametro del estribo $\phi_e = 0.953 \text{ cm}$ $24 \cdot \phi_e = 22.86 \text{ cm}$
- d) Constante 30 cm

$$\begin{aligned}
 & Sep1 = 15 \text{ cm} \\
 & S_{P0_p1} := \text{if } Sep1 \leq \min\left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 1.27 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm}\right) \quad \Bigg| = 8.75 \text{ cm} \\
 & \quad \Bigg\| Sep1 \\
 & \text{else if } Sep1 > \min\left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm}\right) \\
 & \quad \Bigg\| \min\left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm}\right)
 \end{aligned}$$

En este caso se toma 8.75 cm para la zona de confinamiento

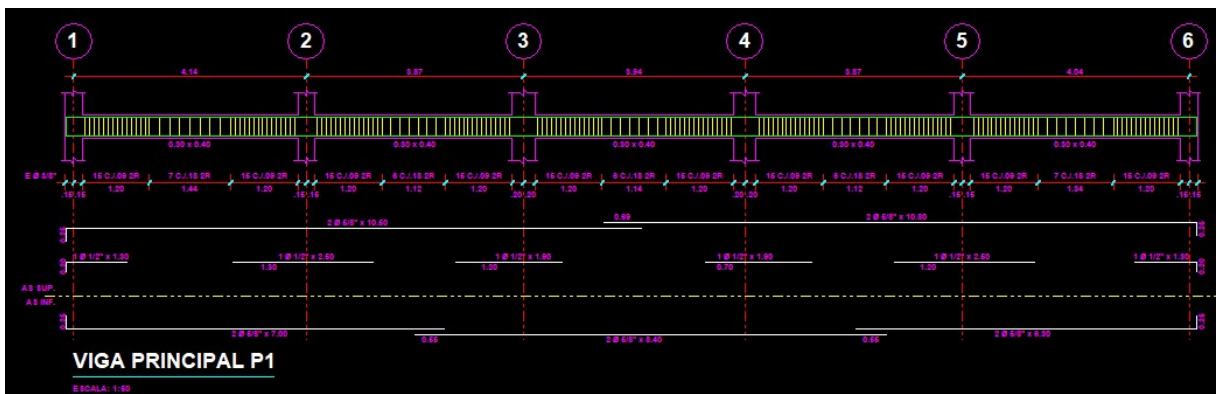
Zona sin confinar:

Separación máxima de estribos fuera de la zona de confinamiento:

$$\begin{aligned}
 S_{max_p1} := \text{if } Sep2 \leq \frac{d_V}{2} \quad \Bigg| = 17.5 \text{ cm} \\
 \quad \Bigg\| Sep2 \\
 \text{else if } Sep2 > \frac{d_V}{2} \\
 \quad \Bigg\| \frac{d_V}{2}
 \end{aligned}
 \qquad \frac{d_V}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

En este caso se toma 15 cm para la zona sin confinar

Viga Principal P1 (Propuesta de acero):



Acero propuesto (IP3 CAD)

b) La relación ancho/alto de su sección transversal sera $b \geq 0.3h$:

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } B_{V_PT_1.4} \geq 0.3 \cdot H_{V_PT_1.4} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } B_{V_PT_1.4} < 0.3 \cdot H_{V_PT_1.4} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

$$D_{b_nro4} := 1.27 \text{ cm}$$

c) El ancho de la viga debe ser $b \geq 15\phi$ el diametro de la menor barra de la columna.

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } B_{V_PT_1.4} \geq 15 \cdot D_{b_nro4} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } B_{V_PT_1.4} < 15 \cdot D_{b_nro4} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

d) El ancho minimo es de $b \geq 25 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } B_{V_PT_1.4} \geq 25 \text{ cm} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } B_{V_PT_1.4} < 25 \text{ cm} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

e) El ancho b de la viga no debe exceder el lado de la columna donde apoya.

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } B_{V_PT_1.4} \leq B_{C_PT_1.4} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } B_{V_PT_1.4} > B_{C_PT_1.4} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

f) El Acero seleccionado debe ser mayor al minimo, mayor a 1/2 del acero negativo escogido y mayor a 1/4 del acero negativo mayor.

$$A_{Smin_VP} := \left(\frac{14}{F_Y} \right) \cdot B_{V_PT_1.4} \cdot d_V \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } A_{SUP_VP_PT1} \geq A_{Smin_VP} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } A_{SUP_VP_PT1} < A_{Smin_VP} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } A_{SUP_VP_PT1} \geq \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VP_PT1} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } A_{SUP_VP_PT1} < \frac{1}{2} \cdot A_{INF_VP_PT1} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{INF_VP_PT1} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VP_PT1} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } A_{INF_VP_PT1} < \frac{1}{4} \cdot A_{SUP_VP_PT1} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} = \text{"Cumple"}$$

g) El las esquinas superiores e inferiores se colocaran por lo menos 2 de $\phi 3/8"$ para sostener los estribos.

$$A_{sinf1} := 2$$

(Numero de varillas)

$$A_{sup1} := 2$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{sinf1} \geq 2 \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } A_{sinf1} < 2 \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} = \text{"Cumple"}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{sup1} \geq 2 \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else if } A_{sup1} < 2 \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} = \text{"Cumple"}$$

$$Es_{Zona_conf1.1} := \frac{A_{b_nro3}}{6.2182 \frac{cm^2}{m}} = 11.418 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_conf2.1} := \frac{A_{b_nro3}}{6.4007 \frac{cm^2}{m}} = 11.093 \text{ cm}$$

$$Es_{Zona_sinconf1} := \frac{A_{b_nro3}}{2.5111 \frac{cm^2}{m}} = 28.274 \text{ cm}$$

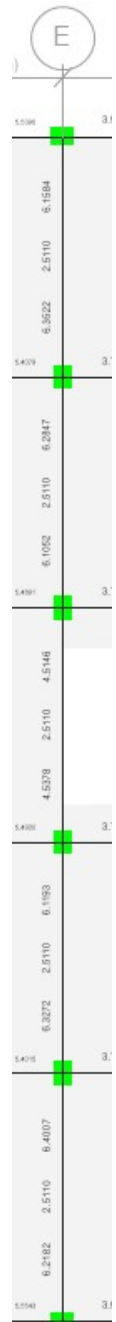
(En este caso se usaran estribos de $\phi 3/8"$ C/15cm en las zonas confinadas y $\phi 3/8"$ C/30cm en la zona sin confinar.)

(Comparación con la norma) (Se requiere de 2 ramas para sostener las barras laterales)

$$Sep1.1 := 15 \text{ cm}$$

$$Sep2.1 := 30 \text{ cm}$$

L_n/h	L_{cf}
≤ 4	h
$4 < L_n/h \leq 10$	$\frac{h}{6} \left(\frac{L_n}{h} + 2 \right)$
> 10	$2h$



$$L_{CF1.1} := \begin{cases} \left(\frac{L_{N.2.3}}{H_{V.PT.1.4}} \right) \leq 4 \\ \parallel H_{V.PT.1.4} \\ \text{else if } 4 < \left(\frac{L_{N.2.3}}{H_{V.PT.1.4}} \right) \leq 10 \\ \parallel \left(\left(\frac{H_{V.PT.1.4}}{6} \right) \cdot \left(\frac{L_{N.2.3}}{H_{V.PT.1.4}} + 2 \right) \right) \\ \text{else if } \left(\frac{L_{N.2.3}}{H_{V.PT.1.4}} \right) > 10 \\ \parallel 2 \cdot H_{V.PT.1.4} \end{cases} = 0.72 \text{ m}$$

(Longitud de Confinamiento)

(Tomando el tramo mas desfavorable 1-2)

(Acero Transversal requerido)

Zona de confinamiento:

a) Peralte de la viga

$$\frac{d_V}{4} = 8.75 \text{ cm}$$

b) Diametro de la barilla longitudinal

$$8 \cdot 1.27 \text{ cm} = 10.16 \text{ cm}$$

c) Diametro del estribo

$$\phi_e = 0.953 \text{ cm}$$

$$24 \cdot \phi_e = 22.86 \text{ cm}$$

d) Constante

$$30 \text{ cm}$$

$$Sep1.1 = 15 \text{ cm}$$

$$S_{P0.p1.1} := \begin{cases} Sep1.1 \leq \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 1.27 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) \\ \parallel Sep1.1 \\ \text{else if } Sep1.1 > \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) \\ \parallel \min \left(\frac{d_V}{4}, 8 \cdot 2.85 \text{ cm}, 24 \cdot \phi_e, 30 \text{ cm} \right) \end{cases} = 8.75 \text{ cm}$$

En este caso se toma 8.75 cm para la zona de confinamiento

Zona sin confinar:

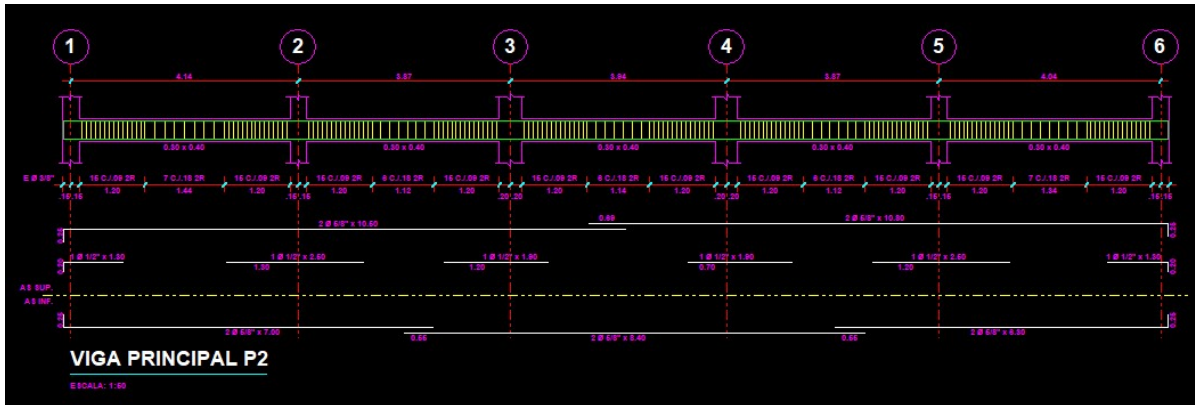
Separación máxima de estribos fuera de la zona de confinamiento:

$$S_{max.p1.1} := \begin{cases} Sep2.1 \leq \frac{d_V}{2} \\ \parallel Sep2.1 \\ \text{else if } Sep2.1 > \frac{d_V}{2} \\ \parallel \frac{d_V}{2} \end{cases} = 17.5 \text{ cm}$$

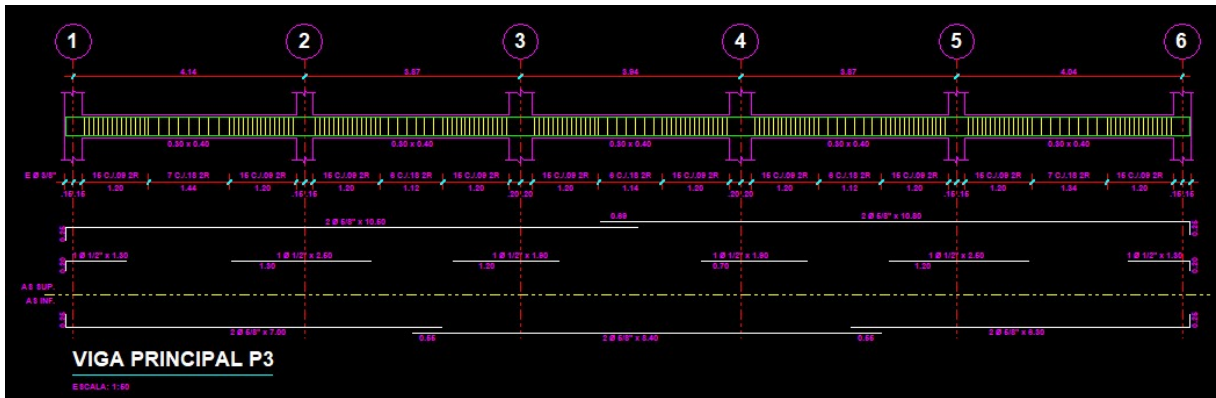
$$\frac{d_V}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

En este caso se toma 15cm para la zona sin confinar

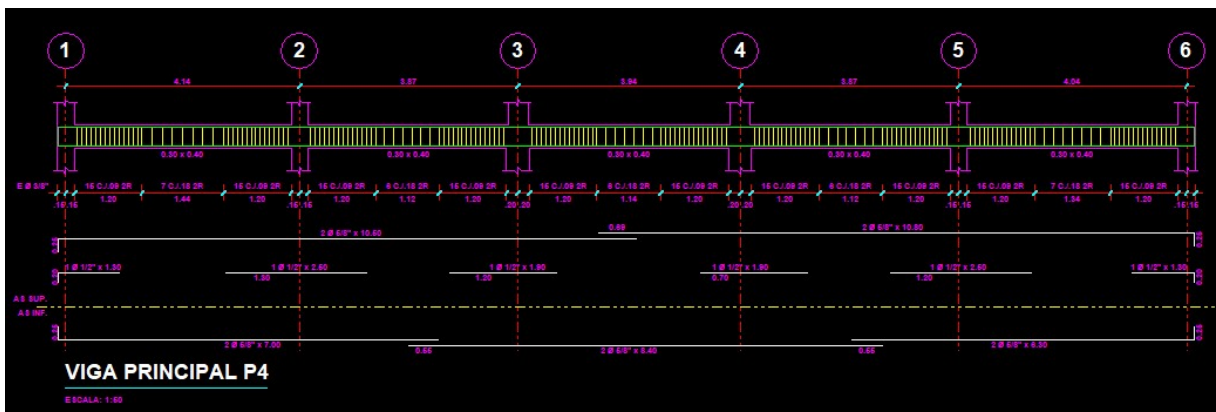
En este caso se revisaron los requerimientos de acero de piso 1 al 4 y acontinuacion de muestran las propuestas de acero para los respectivos pisos.



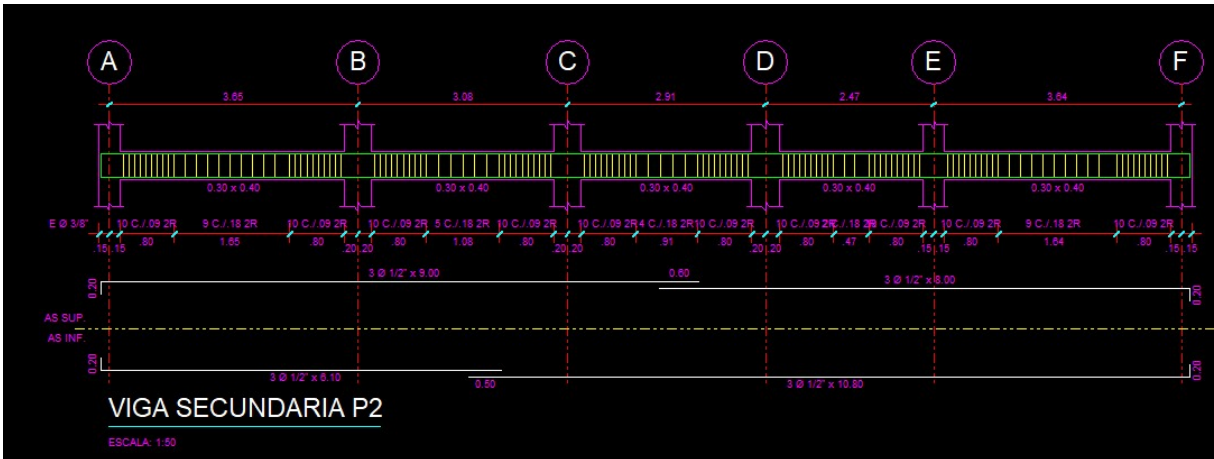
(Planta P2 "Viga Principal")



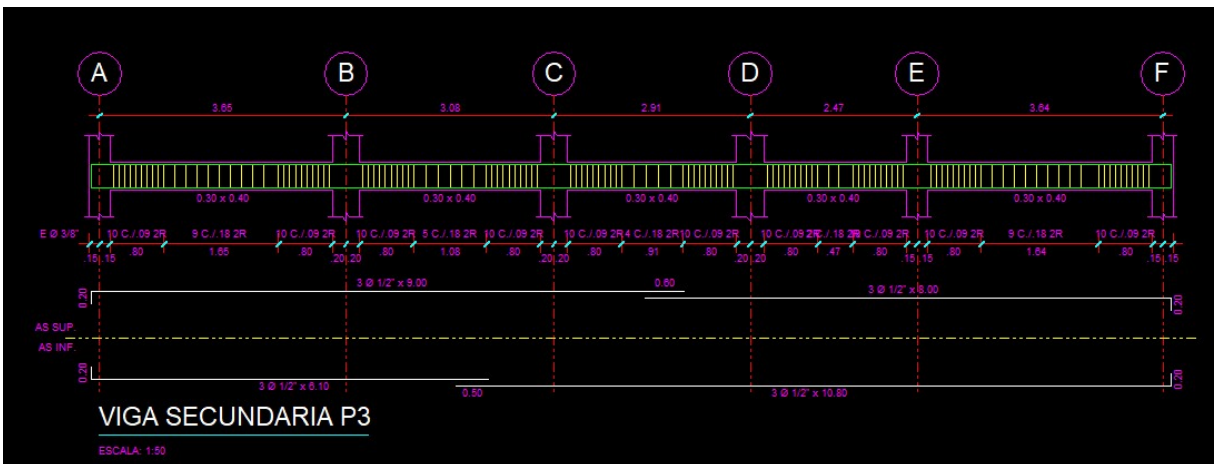
(Planta P3 "Viga Principal")



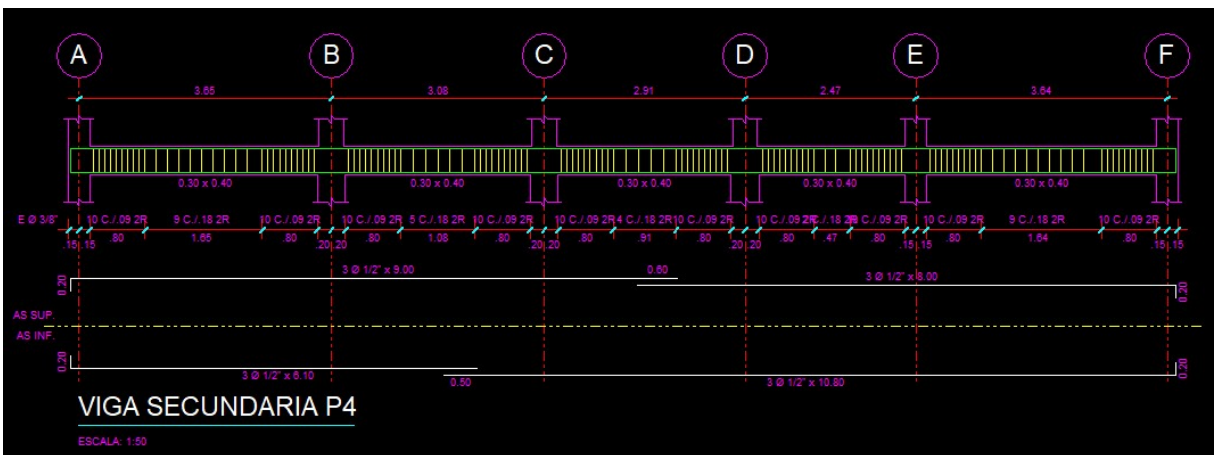
(Planta P4 "Viga Principal")



(Planta P2 "Viga Secundaria")



(Planta P3 "Viga Secundaria")



(Planta P4 "Viga Secundaria")

18. Diseño de Fundaciones:

Para determinar las dimensiones necesarias para las Zapatas se utilizaran los resultados de las solicitaciones obtenidas con ETABS y se realizara un calculo que posteriormente se comparara con el programa IP3-fundaciones, cabe mencionar que se busco estandarizar las zapatas en tres tipos y se considerara una capacidad admisible del suelo de 1.5kgf/cm² obtenida del estudio de suelo de referencia.

Level	Column A	Column B	Column C	Column D	Column E	Column F
6	558 Fz = 35.1905 Mx = 2.1384 My = 2.904	564 Fz = 49.759 Mx = 2.2229 My = -3.2228	654 Fz = 36.4738 Mx = 1.858 My = -3.2676	660 Fz = 33.7324 Mx = 1.8032 My = 3.3057	666 Fz = 45.2083 Mx = 2.1274 My = 3.3105	672 Fz = 34.9697 Mx = 2.0103 My = -2.8764
5	281 Fz = 59.2929 Mx = -3.2669 My = 1.758	281 Fz = 85.7164 Mx = -1.9489 My = -3.0473	246 Fz = 64.3733 Mx = 1.9247 My = -3.1291	251 Fz = 59.118 Mx = 1.9113 My = 3.117	306 Fz = 76.456 Mx = -2.9477 My = 1.981	436 Fz = 56.6307 Mx = -3.1864 My = -1.6287
4	276 Fz = 55.384 Mx = -3.5502 My = 1.627	286 Fz = 67.5348 Mx = -3.5564 My = -1.8327	241 Fz = 52.6169 Mx = -2.1565 My = -2.9099	236 Fz = 55.2263 Mx = -2.1042 My = 2.9399	301 Fz = 64.2128 Mx = -3.3421 My = 1.8554	431 Fz = 46.7239 Mx = -3.23 My = -1.6268
3	271 Fz = 55.4826 Mx = 3.5215 My = 1.6268	291 Fz = 67.7948 Mx = 3.5733 My = -1.8377	226 Fz = 52.7156 Mx = 2.1526 My = -2.9181	231 Fz = 55.207 Mx = 2.0793 My = 2.9397	296 Fz = 64.2621 Mx = 3.3031 My = 1.8556	426 Fz = 47.122 Mx = 3.2351 My = -1.6337
2	266 Fz = 56.8407 Mx = -3.5954 My = 1.7549	256 Fz = 81.134 Mx = -2.3773 My = -3.0715	221 Fz = 62.2461 Mx = -2.1903 My = -3.1436	216 Fz = 59.592 Mx = -1.9363 My = 3.1279	311 Fz = 79.7763 Mx = 2.9331 My = 1.979	421 Fz = 57.4157 Mx = 3.0273 My = -1.7348
1	553 Fz = 32.8683 Mx = -1.8 My = 2.8706	559 Fz = 45.3429 Mx = 1.6468 My = -3.2413	601 Fz = 34.5492 Mx = -1.5736 My = -3.2934	655 Fz = 34.3086 Mx = -1.8157 My = 3.3238	661 Fz = 46.1372 Mx = -2.1755 My = 3.3213	667 Fz = 35.6973 Mx = -2.0555 My = -2.9227

(Tabla con con cargas axiales y momentos maximos en (tonf-tonf*m) usados para el Diseño)

visto que se tienen columnas de 30x40cm se usaran pedestales de 40x50cm.

Fundación Tipo 1 (F-T1):

$$P := 67.7948 \text{ tonnef} = 67794.8 \text{ kgf} \quad (\text{Carga Axial debido a la combinación envolvente Sismo+Carga variable+carga permanente})$$

$$FM_Z := 1.55 \quad (\text{Factor de Mayoración para carga axial "aumido"})$$

$$P_{U_F_T1} := FM_Z \cdot P = 105.082 \text{ tonnef} \quad (\text{Carga Axial ultima})$$

$$q_{adm} := 1.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Capacidad admisible del suelo referencia "estudio de suelo"})$$

$$B_{PED} := 40 \text{ cm} \quad (\text{Base del pedestal})$$

$$H_{PED} := 50 \text{ cm} \quad (\text{Ancho del pedestal})$$

$$f'_c := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Resistencia a la compresión cilíndrica del concreto "fundaciones y vigas de arriostre"})$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Resistencia del acero de refuerzo})$$

$$H_{df} := 2 \text{ m} \quad (\text{Altura de desplante})$$

$$db_{nro5} := 1.98 \text{ cm} \quad (\text{Diametro de la barra de la columna})$$

$$rec_{zap} := 7.5 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento para Zapatas})$$

Predimensionamiento:

$$Area_{F_T1} := \frac{P_{U_F_T1}}{q_{adm}} = 70054.627 \text{ cm}^2$$

$$B1 := \sqrt{Area_{F_T1}} = 2.647 \text{ m} \quad (\text{Se aproxima a 2.7m para tener una zapata cuadrada})$$

$$B_{F_T1} := 2.7 \text{ m}$$

$$Area_{F_T1_1} := B_{F_T1}^2 = 72900 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{U_F_T1} := \frac{P_{U_F_T1}}{Area_{F_T1_1}} = 1.441 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Esfuerzo ultimo})$$

$$n_{1X} := \frac{B_{F_T1} - B_{PED}}{2} = 115 \text{ cm} \quad (\text{Se toma el mayor})$$

$$n_{1Y} := \frac{B_{F_T1} - H_{PED}}{2} = 110 \text{ cm}$$

$$M_{U1_F_T1X} := \sigma_{U_F_T1} \cdot B_{F_T1} \cdot \frac{n_{1X}^2}{2} = 25.735 \text{ tonnef} \cdot m \quad (\text{Momento ultimo})$$

$$M_{U1_F_T1Y} := \sigma_{U_F_T1} \cdot B_{F_T1} \cdot \frac{n_{1Y}^2}{2} = 23.546 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{U1_F_T1} := \max(M_{U1_F_T1X}, M_{U1_F_T1Y}) = 25.735 \text{ tonnef} \cdot m$$

Altura util de la zapata:

$$d_{F_T1} := \sqrt{\frac{M_{U1_F_T1}}{f'_c \cdot B_{F_T1} \cdot \mu_1}} = 16.227 \text{ cm} \quad \mu_1 := 0.1448$$

$$H_{F_T1} := 30 \text{ cm}$$

(En este caso se asumira una altura de 30cm para cumplir la normativa)

$$C_1 := n_{1X} - H_{F_T1} = 85 \text{ cm} \quad (\text{Peralte efectivo})$$

(Distancia a la cara del pedestal)

Calculo del esfuerzo cortante actuante:

$$V_{U_F_T1} := \sigma_{U_F_T1} \cdot C_1 \cdot B_{F_T1} = 33.081 \text{ tonnef}$$

Calculo del esfuerzo cortante admisible: $\Phi_{1.1} := 0.75$

$$V_{UC_F_T1} := \Phi_{1.1} \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot B_{F_T1} \cdot H_{F_T1} = 50.909 \text{ tonnef}$$

if $V_{U_F_T1} < V_{UC_F_T1}$ "Cumple" else "Se debe aumentar la altura"	= "Cumple"
---	------------

Perimetro de punzonado:

$$b_{O_F_T1} := 2 \cdot (H_{PED} + B_{PED} + 2 \cdot H_{F_T1}) = 300 \text{ cm}$$

Calculo del esfuerzo actuante por punzonado: $\Phi_2 := 0.85$

$$V_{UP_F_T1} := P_{U_F_T1} - \sigma_{U_F_T1} \cdot (B_{PED} + H_{F_T1}) \cdot (H_{PED} + H_{F_T1}) = 97.01 \text{ tonnef}$$

$$V_{UP_F_T1R} := \frac{V_{UP_F_T1}}{\Phi_2 \cdot b_{O_F_T1} \cdot H_{F_T1}} = 12.681 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del esfuerzo admisible por punzonado:

$$V_{UCP_F_T1} := 1.06 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 16.76 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $V_{UP_F_T1_R} < V_{UCP_F_T1}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

$$B_C := \frac{H_{PED}}{B_{PED}} = 1.25$$

if $B_C \geq 1$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Usó 1"

$$V_{UCP_F_T1R} := \frac{1.06}{B_C} \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 13.408 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $V_{UP_F_T1_R} < V_{UCP_F_T1R}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

Verificaci3n por aplastamiento:

$$\Phi_3 := 0.70$$

$$P_{UCOL_F_T1} := \Phi_3 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot H_{PED} \cdot B_{PED} = 297.5 \text{ tonnef}$$

if $P_{UCOL_F_T1} > P_{U_F_T1}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

$$P_{UBAS_F_T1} := P_{UCOL_F_T1} \cdot \sqrt{Area_{F_T1}} \cdot \frac{1}{m} = 803.25 \text{ tonnef}$$

if $P_{UBAS_F_T1} > P_{U_F_T1}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

Diseño del acero de la Zapata Tipo 1:

$$j u_z := 0.9$$

$$\phi_z := 0.65$$

$$A_{SX_F_T1} := \frac{M_{U1_F_T1}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot H_{F_T1}} = 34.914 \text{ cm}^2$$

$$A_{SY_F_T1} := \frac{M_{U1_F_T1Y}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot (H_{F_T1} - db_5)} = 34.202 \text{ cm}^2$$

$$db_5 := 1.98 \text{ cm}$$

$$H_{F_T1} - db_5 = 28.02 \text{ cm}$$

$$A_{SX_acero} := \frac{A_{SX_F_T1}}{2.7 m} = 12.931 \frac{1}{m} \cdot \text{cm}^2$$

(Altura del Acero en Y)

Se usara Asmin $8 \phi 5/8''$ en X @ 35cm

$$A_{SY_acero} := \frac{A_{SY_F_T1}}{2.7 \text{ m}} = 12.667 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2$$

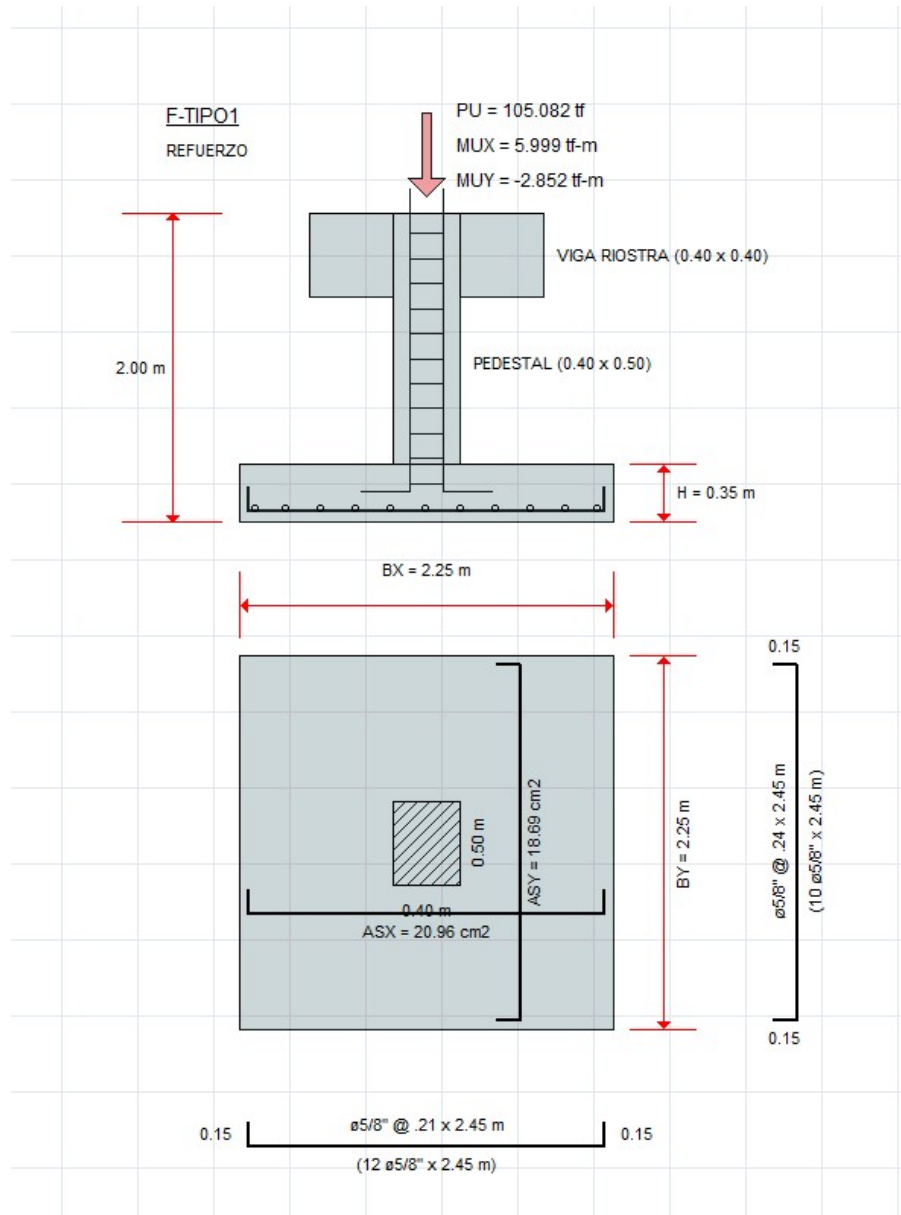
Se usara As $8 \phi 5/8''$ en Y @ 35cm

$$A_{Smin_F_T1} := 0.0018 \cdot H_{F_T1} \cdot B_{F_T1} = 14.58 \text{ cm}^2$$

(Acero mínimo por retracción y temperatura según norma)

$A_{SX_acero} \geq A_{Smin_F_T1}$ y $A_{SY_acero} \geq A_{Smin_F_T1}$ No Cumple

Comparación con el software IP3-Fundaciones:F-TP1



Fundación Tipo 2 (F-T2):

$P1 := 85.7164 \text{ tonnef} = 85716.4 \text{ kgf}$ (Carga Axial debido a la combinación envolvente Sismo+Carga variable+carga permanente)

$FM_Z = 1.55$ (Factor de Mayoración para carga axial "aumido")

$P_{U_F_T2} := FM_Z \cdot P1 = 132.86 \text{ tonnef}$ (Carga Axial ultima)

$q_{adm} = 1.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Capacidad admisible del suelo referencia "estudio de suelo")

$B_{PED} = 40 \text{ cm}$ (Base del pedestal)

$H_{PED} = 50 \text{ cm}$ (Ancho del pedestal)

$f_c = 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Resistencia a la compresión cilíndrica del concreto "fundaciones y vigas de arrioste")

$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (Resistencia del acero de refuerzo)

$H_{df} = 2 \text{ m}$ (Altura de desplante)

$db_{\text{no5}} = 1.98 \text{ cm}$ (Diámetro de la barra de la columna)

$rec_{zap} = 7.5 \text{ cm}$ (Recubrimiento para Zapatas)

Predimensionamiento:

$Area_{F_T2} := \frac{P_{U_F_T2}}{q_{adm}} = 88573.613 \text{ cm}^2$

$B2 := \sqrt{Area_{F_T2}} = 2.976 \text{ m}$ (Se aproxima a 3.3m para tener una zapata cuadrada)

$B_{F_T2} := 3 \text{ m}$

$Area_{F_T2_1} := B_{F_T2}^2 = 90000 \text{ cm}^2$ (Esfuerzo ultimo)

$\sigma_{U_F_T2} := \frac{P_{U_F_T2}}{Area_{F_T2_1}} = 1.476 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$n_{1X1} := \frac{B_{F_T2} - B_{PED}}{2} = 130 \text{ cm}$ (Se toma el mayor)

$n_{1Y1} := \frac{B_{F_T2} - H_{PED}}{2} = 125 \text{ cm}$

$M_{U_F_T2X} := \sigma_{U_F_T2} \cdot B_{F_T2} \cdot \frac{n_{1X1}^2}{2} = 37.422 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ (Momento ultimo)

$$M_{U1_F_T2Y} := \sigma_{U_F_T2} \cdot B_{F_T2} \cdot \frac{n_{1Y1}^2}{2} = 34.599 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{U1_F_T2} := \max(M_{U1_F_T2X}, M_{U1_F_T2Y}) = 37.422 \text{ tonnef} \cdot m$$

Altura util de la zapata:

$$d_{F_T2} := \sqrt{\frac{M_{U1_F_T2}}{f'_c \cdot B_{F_T2} \cdot \mu_1}} = 18.563 \text{ cm} \quad \mu_1 = 0.1448$$

$$H_{F_T2} := 35 \text{ cm}$$

(En este caso se asumira una altura de 35cm para cumplir la normativa)

$$C1 := n_{1X1} - H_{F_T2} = 95 \text{ cm}$$

(Peralte efectivo)

(Distancia a la cara del pedestal)

Calculo del esfuerzo cortante actuante:

$$V_{U_F_T2} := \sigma_{U_F_T2} \cdot C1 \cdot B_{F_T2} = 42.072 \text{ tonnef}$$

Calculo del esfuerzo cortante admisible: $\Phi_{1.1} = 0.75$

$$V_{UC_F_T2} := \Phi_{1.1} \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot B_{F_T2} \cdot H_{F_T2} = 65.993 \text{ tonnef}$$

if $V_{U_F_T2} < V_{UC_F_T2}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"Se debe aumentar la altura"	

Perimetro de punzonado:

$$b_{O_F_T2} := 2 \cdot (H_{PED} + B_{PED} + 2 \cdot H_{F_T2}) = 320 \text{ cm}$$

Calculo del esfuerzo actuante por punzonado:

$$\Phi_2 = 0.85$$

$$V_{UP_F_T2} := P_{U_F_T2} - \sigma_{U_F_T2} \cdot (B_{PED} + H_{F_T2}) \cdot (H_{PED} + H_{F_T2}) = 123.449 \text{ tonnef}$$

$$V_{UP_F_T2_R} := \frac{V_{UP_F_T2}}{\Phi_2 \cdot b_{O_F_T2} \cdot H_{F_T2}} = 12.967 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del esfuerzo admisible por punzonado:

$$V_{UCP_F_T2} := 1.06 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 16.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$B_C = 1.25$$

if $V_{UP_F_T2_R} < V_{UCP_F_T2}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

if $B_C \geq 1$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Uso 1"

$$V_{UCP_F_T2R} := \frac{1.06}{B_C} \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 13.408 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if $V_{UP_F_T2_R} < V_{UCP_F_T2R}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

Verificación por aplastamiento:

$$\Phi_3 = 0.7$$

$$P_{UCOL_F_T2} := \Phi_3 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot H_{PED} \cdot B_{PED} = 297.5 \text{ tonnef}$$

if $P_{UCOL_F_T2} > P_{U_F_T2}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

$$P_{UBAS_F_T2} := P_{UCOL_F_T2} \cdot \sqrt{\text{Area}_{F_T2_1}} \cdot \frac{1}{m} = 892.5 \text{ tonnef}$$

if $P_{UBAS_F_T2} > P_{U_F_T2}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

Diseño del acero de la Zapata Tipo 2:

$$j u_z = 0.9$$

$$\phi_z = 0.65$$

$$A_{SX_F_T2} := \frac{M_{U1_F_T2}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot H_{F_T2}} = 43.517 \text{ cm}^2$$

$$db_5 = 1.98 \text{ cm}$$

$$A_{SY_F_T2} := \frac{M_{U1_F_T2Y}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot (H_{F_T2} - db_5)} = 42.646 \text{ cm}^2$$

$$A_{SX_acero2} := \frac{A_{SX_F_T2}}{3 \text{ m}} = 14.506 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2$$

Se usara Asmin 10 ϕ 5/8" en X @ 30cm

$$A_{SY_acero2} := \frac{A_{SY_F_T2}}{3 \text{ m}} = 14.215 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2$$

Se usara Asmin 10 ϕ 5/8" en Y @ 30cm

$$H_{F_T2} - db_5 = 33.02 \text{ cm}$$

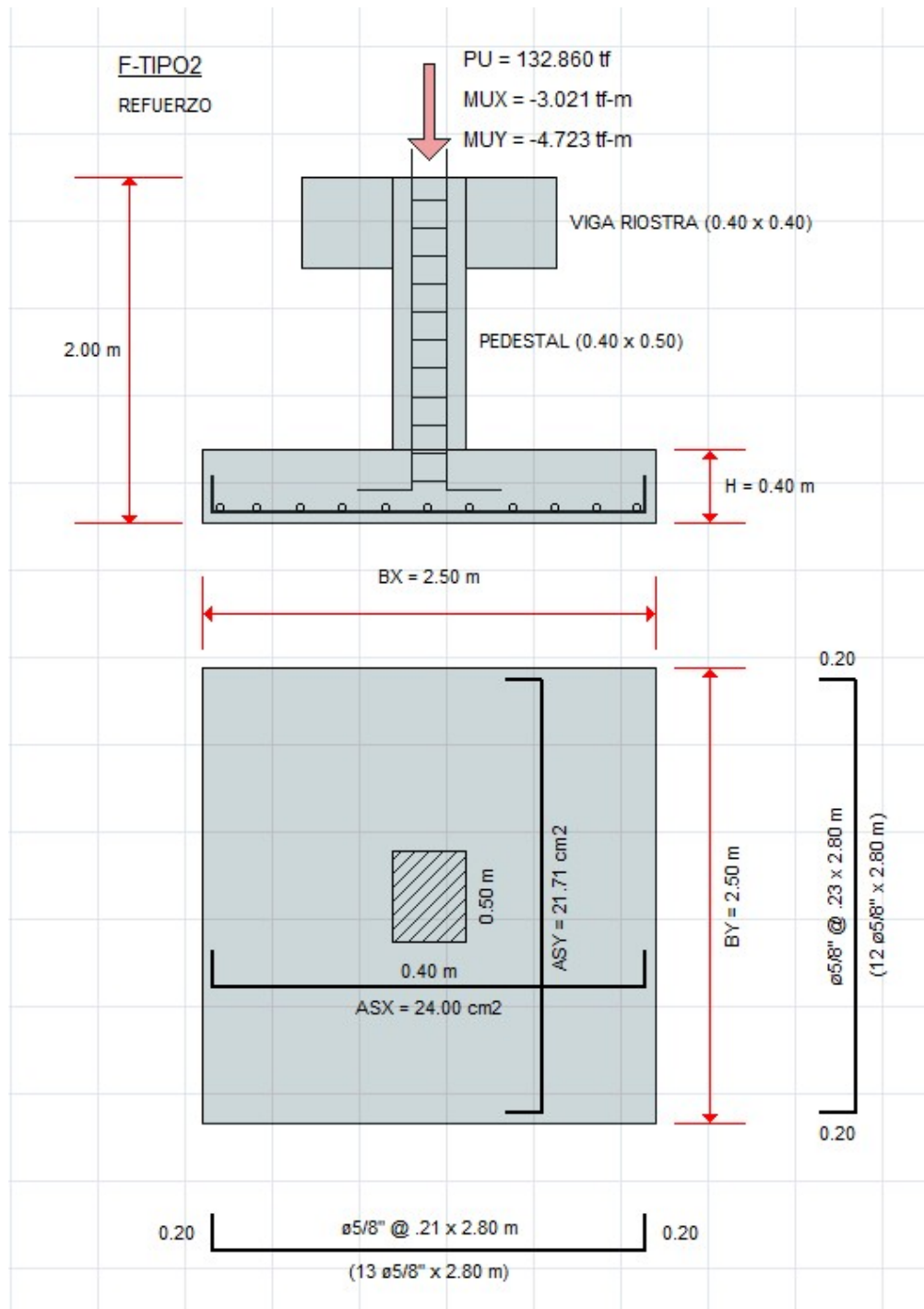
(Altura del Acero en Y)

$$A_{Smin_F_T2} := 0.0018 \cdot H_{F_T2} \cdot B_{F_T2} = 18.9 \text{ cm}^2$$

(Acero mínimo por retracción y temperatura según norma)

$$A_{SX_acero2} \geq A_{Smin_F_T2} \text{ y } A_{SY_acero2} \geq A_{Smin_F_T2} \text{ No Cumple}$$

Comparación con el software IP3-Fundaciones: F-T2



Fundación Tipo 3 (F-T3):

$$P2 := 49.759 \text{ tonnef} = 49759 \text{ kgf} \quad (\text{Carga Axial debido a la combinación envolvente Sismo+Carga variable+carga permanente})$$

$$FM_Z = 1.55 \quad (\text{Factor de Mayoración para carga axial "aumido"})$$

$$P_{U_F_T3} := FM_Z \cdot P2 = 77.126 \text{ tonnef} \quad (\text{Carga Axial ultima})$$

$$q_{adm} = 1.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Capacidad admisible del suelo referencia "estudio de suelo"})$$

$$B_{PED} = 40 \text{ cm} \quad (\text{Base del pedestal})$$

$$H_{PED} = 50 \text{ cm} \quad (\text{Ancho del pedestal})$$

$$f_c = 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Resistencia a la compresión cilíndrica del concreto "fundaciones y vigas de arriostre"})$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Resistencia del acero de refuerzo})$$

$$H_{df} = 2 \text{ m} \quad (\text{Altura de desplante})$$

$$db_{nros} = 1.98 \text{ cm} \quad (\text{Diámetro de la barra de la columna})$$

$$rec_{zap} = 7.5 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento para Zapatas})$$

Predimensionamiento:

$$Area_{F_T3} := \frac{P_{U_F_T3}}{q_{adm}} = 51417.633 \text{ cm}^2$$

$$B3 := \sqrt{Area_{F_T3}} = 2.268 \text{ m} \quad (\text{Se aproxima a 2.3m para tener una zapata cuadrada})$$

$$B_{F_T3} := 2.3 \text{ m}$$

$$Area_{F_T3,1} := B_{F_T3}^2 = 52900 \text{ cm}^2 \quad (\text{Esfuerzo ultimo})$$

$$\sigma_{U_F_T3} := \frac{P_{U_F_T3}}{Area_{F_T3,1}} = 1.458 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$n_{1X2} := \frac{B_{F_T3} - B_{PED}}{2} = 95 \text{ cm} \quad (\text{Se toma el mayor})$$

$$n_{1Y2} := \frac{B_{F_T3} - H_{PED}}{2} = 90 \text{ cm}$$

$$M_{U1_F_T3X} := \sigma_{U_F_T3} \cdot B_{F_T3} \cdot \frac{n_{1X2}^2}{2} = 15.132 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad (\text{Momento ultimo})$$

$$M_{U1_F_T3Y} := \sigma_{U_F_T3} \cdot B_{F_T3} \cdot \frac{n_{1Y2}^2}{2} = 13.581 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{U1_F_T3} := \max(M_{U1_F_T3X}, M_{U1_F_T3Y}) = 15.132 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Altura util de la zapata:

$$d_{F_{T3}} := \sqrt{\frac{M_{U_{F_{T3}}}}{f_c \cdot B_{F_{T3}} \cdot \mu_1}} = 13.481 \text{ cm}$$

$$\mu_1 = 0.1448$$

$$H_{F_{T3}} := 30 \text{ cm}$$

(Peralte efectivo)

(En este caso se asumira una altura de 30cm para cumplir la normativa)

$$C2 := n_{1X2} - H_{F_{T3}} = 65 \text{ cm}$$

(Distancia a la cara del pedestal)

Calculo del esfuerzo cortante actuante:

$$V_{U_{F_{T3}}} := \sigma_{U_{F_{T3}}} \cdot C2 \cdot B_{F_{T3}} = 21.797 \text{ tonnef}$$

Calculo del esfuerzo cortante admisible:

$$\Phi_{1.1} = 0.75$$

$$V_{UC_{F_{T3}}} := \Phi_{1.1} \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot B_{F_{T3}} \cdot H_{F_{T3}} = 43.367 \text{ tonnef}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{U_{F_{T3}}} < V_{UC_{F_{T3}}} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Se debe aumentar la altura" } \end{array} \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

Perimetro de punzonado:

$$b_{O_{F_{T3}}} := 2 \cdot (H_{PED} + B_{PED} + 2 \cdot H_{F_{T3}}) = 300 \text{ cm}$$

Calculo del esfuerzo actuante por punzonado:

$$\Phi_2 = 0.85$$

$$V_{UP_{F_{T3}}} := P_{U_{F_{T3}}} - \sigma_{U_{F_{T3}}} \cdot (B_{PED} + H_{F_{T3}}) \cdot (H_{PED} + H_{F_{T3}}) = 68.962 \text{ tonnef}$$

$$V_{UP_{F_{T3}R}} := \frac{V_{UP_{F_{T3}}}}{\Phi_2 \cdot b_{O_{F_{T3}}} \cdot H_{F_{T3}}} = 9.015 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Calculo del esfuerzo admisible por punzonado:

$$V_{UCP_{F_{T3}}} := 1.06 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 16.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$B_C = 1.25$$

$$\begin{array}{l} \text{if } V_{UP_{F_{T3}R}} < V_{UCP_{F_{T3}}} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Se debe aumentar la altura" } \end{array} \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

$$\begin{array}{l} \text{if } B_C \geq 1 \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Uso 1" } \end{array} \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

$$V_{UCP_F_T3R} := \frac{1.06}{B_C} \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 13.408 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $V_{UP_F_T3R} < V_{UCP_F_T3R}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

Verificación por aplastamiento:

$$\Phi_3 = 0.7$$

$$P_{UCOL_F_T} := \Phi_3 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot H_{PED} \cdot B_{PED} = 297.5 \text{ tonnef}$$

if $P_{UCOL_F_T} > P_{U_F_T3}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

$$P_{UBAS_F_T} := P_{UCOL_F_T} \cdot \sqrt{Area_{F_T3-1}} \cdot \frac{1}{m} = 684.25 \text{ tonnef}$$

if $P_{UBAS_F_T} > P_{U_F_T3}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "Se debe aumentar la altura"

Diseño del acero de la Zapata Tipo 3:

$$j u_z = 0.9$$

$$\phi_z = 0.65$$

$$A_{SX_F_T3} := \frac{M_{U1_F_T3}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot H_{F_T3}} = 20.529 \text{ cm}^2$$

$$db_5 = 1.98 \text{ cm}$$

$$A_{SY_F_T3} := \frac{M_{U1_F_T3Y}}{\phi_z \cdot j u_z \cdot f_y \cdot (H_{F_T3} - db_5)} = 19.727 \text{ cm}^2$$

$$A_{SX_acero3} := \frac{A_{SX_F_T3}}{2.3 \text{ m}} = 8.926 \frac{1}{m} \cdot \text{cm}^2$$

Se usara Asmin 7 ϕ 5/8" en X @ 35cm

$$A_{SY_acero3} := \frac{A_{SY_F_T3}}{2.3 \text{ m}} = 8.577 \frac{1}{m} \cdot \text{cm}^2$$

Se usara Asmin 7 ϕ 5/8" en Y @ 35cm

(Altura del Acero en Y)

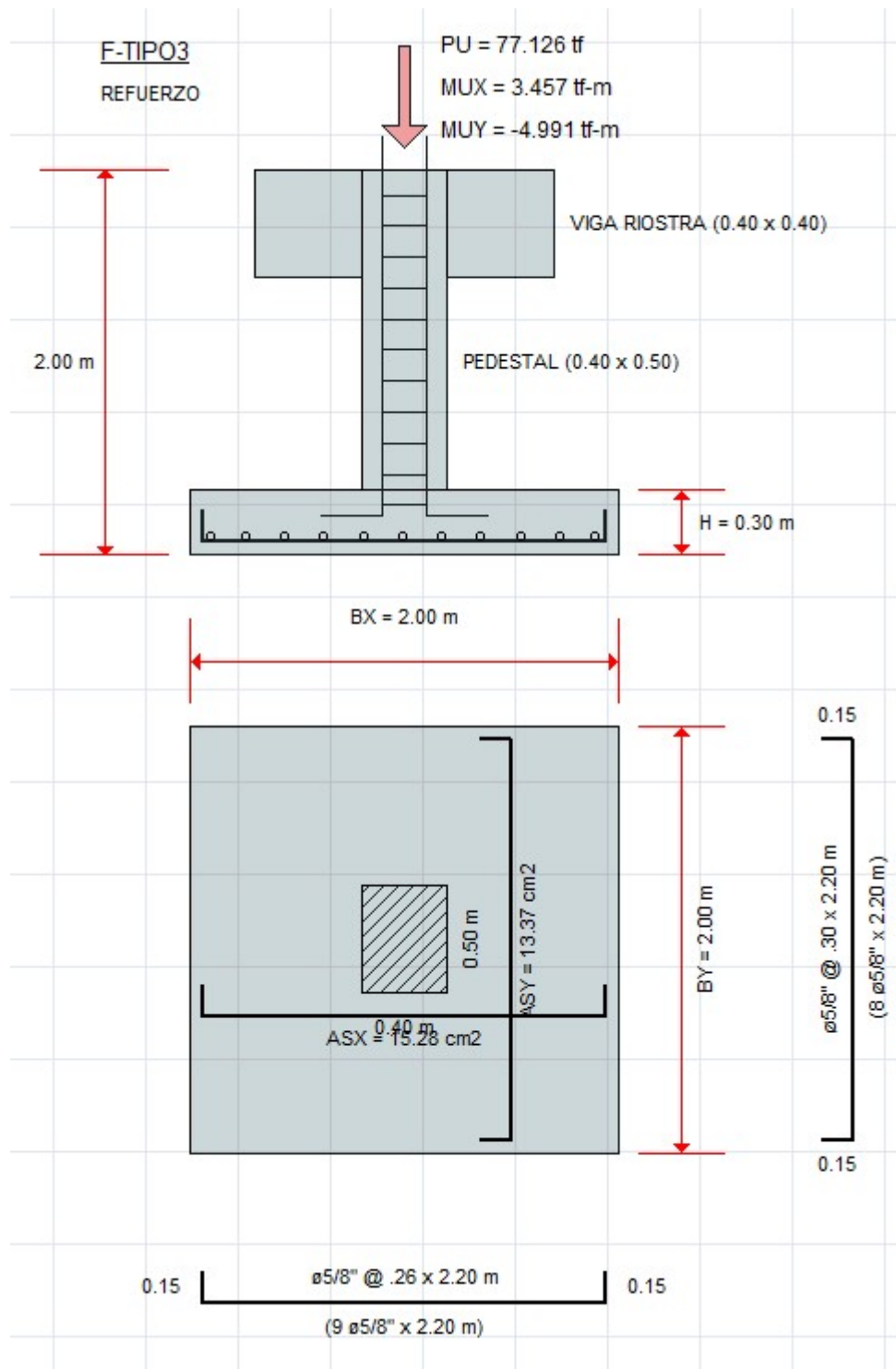
$$A_{Smin_F_T3} := 0.0018 \cdot H_{F_T3} \cdot B_{F_T3} = 12.42 \text{ cm}^2$$

$$H_{F_T3} - db_5 = 28.02 \text{ cm}$$

(Acero mínimo por retracción y temperatura según norma)

$$A_{SX_acero3} \geq A_{Smin_F_T3} \text{ y } A_{SY_acero3} \geq A_{Smin_F_T3} \text{ No Cumple}$$

Comparación con el software IP3-Fundaciones: F-T3



19. Diseño de Vigas de Riostra:

Para el Predimensionado y diseño de las vigas de riostra se considerara una sección cuadrada, para el calculo se tomara en cuenta las mayores longitudes entre tramo para el predimensionado de las mismas.

$$P_{U_F_T1} = 105.082 \text{ tonnef}$$

$$P_{U_F_T2} = 132.86 \text{ tonnef}$$

$$P_{U_F_T3} = 77.126 \text{ tonnef}$$

$$P_{Umax} := \max(P_{U_F_T1}, P_{U_F_T2}, P_{U_F_T3}) = 132.86 \text{ tonnef}$$

Eje Y

$$L_{1_2} := 4.16 \text{ m}$$

$$L_{5_6} := 4.04 \text{ m}$$

Eje X

$$L_{A_B} := 3.65 \text{ m}$$

$$L_{E_F} := 3.64 \text{ m}$$

E:economia ; S:seguridad (Altura)

$$H_{1_2_S} := \frac{L_{1_2}}{10} = 41.6 \text{ cm}$$

$$H_{A_B_S} := \frac{L_{A_B}}{10} = 36.5 \text{ cm}$$

$$H_{1_2_E} := \frac{L_{1_2}}{12} = 34.667 \text{ cm}$$

$$H_{A_B_E} := \frac{L_{A_B}}{12} = 30.417 \text{ cm}$$

$$H_{5_6_S} := \frac{L_{5_6}}{10} = 40.4 \text{ cm}$$

$$H_{E_F_S} := \frac{L_{E_F}}{10} = 36.4 \text{ cm}$$

$$H_{5_6_E} := \frac{L_{5_6}}{12} = 33.667 \text{ cm}$$

$$H_{E_F_E} := \frac{L_{E_F}}{12} = 30.333 \text{ cm}$$

$$H_{1_2} := \left(\frac{H_{1_2_S} + H_{1_2_E}}{2} \right) = 38.133 \text{ cm}$$

$$H_{A_B} := \left(\frac{H_{A_B_S} + H_{A_B_E}}{2} \right) = 33.458 \text{ cm}$$

$$H_{5_6} := \left(\frac{H_{5_6_S} + H_{5_6_E}}{2} \right) = 37.033 \text{ cm}$$

$$H_{E_F} := \left(\frac{H_{E_F_S} + H_{E_F_E}}{2} \right) = 33.367 \text{ cm}$$

"En base al predimensionado se escoge un ancho para la vigas de 40cm"

E:economia ; S:seguridad (Base)

$$B_{1_2_S} := \frac{L_{1_2}}{20} = 20.8 \text{ cm}$$

$$B_{A_B_S} := \frac{L_{A_B}}{20} = 18.25 \text{ cm}$$

$$B_{1_2_E} := \frac{L_{1_2}}{24} = 17.333 \text{ cm}$$

$$B_{A_B_E} := \frac{L_{A_B}}{24} = 15.208 \text{ cm}$$

$$B_{5_6_S} := \frac{L_{5_6}}{20} = 20.2 \text{ cm}$$

$$B_{E_F_S} := \frac{L_{E_F}}{20} = 18.2 \text{ cm}$$

$$B_{5_6_E} := \frac{L_{5_6}}{24} = 16.833 \text{ cm}$$

$$B_{E_F_E} := \frac{L_{E_F}}{24} = 15.167 \text{ cm}$$

$$B_{1-2} := \left(\frac{B_{1-2.S} + B_{1-2.E}}{2} \right) = 19.067 \text{ cm}$$

$$B_{A.B} := \left(\frac{B_{A.B.S} + B_{A.B.E}}{2} \right) = 16.729 \text{ cm}$$

$$B_{5-6} := \left(\frac{B_{5-6.S} + B_{5-6.E}}{2} \right) = 18.517 \text{ cm}$$

$$B_{E.F} := \left(\frac{B_{E.F.S} + B_{E.F.E}}{2} \right) = 16.683 \text{ cm}$$

"En base al predimensionado se escoge una base para la vigas de 30cm"
(Obteniendo una sección final de 30x40cm)

Acero de Refuerzo: (Para Viga con Pumax F-T2) $\phi_{1.1} := 0.9$

$$P_{Umax} = 132860.42 \text{ kgf}$$

$$rec_1 := 7.5 \text{ cm}$$

$$B_{V1} := 30 \text{ cm}$$

$$H_{V1} := 40 \text{ cm}$$

$$D_{V1} := H_{V1} - rec_1 = 32.5 \text{ cm}$$

$$A_{Com1} := B_{V1} \cdot H_{V1} = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{SV1} := \frac{0.15 \cdot P_{Umax}}{\phi_{1.1} \cdot f_y} = 5.272 \text{ cm}^2$$

$$db_{Nro4} := 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin_{V1}} := \frac{14}{f_y} \cdot B_{V1} \cdot D_{V1} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Se usaran $5 \phi 1/2"$ en las caras superiores e inferiores

$$A_{SV1_real} := 5 \cdot db_{Nro4} = 6.35 \text{ cm}^2$$

Se usaran estribos de $\phi 3/8"$ c/15cm

$$S_{estr1_real} := 15 \text{ cm}$$

$$db_{nro3} := 1.9 \text{ cm}$$

Consideraciones Normativas:

a) La separación de estribos no debe exceder la mitad de la menor dimensión de la sección.

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } S_{estr1_real} \leq \frac{B_{V1}}{2} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } S_{estr1_real} \geq \frac{B_{V1}}{2} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

b) Que no exceda 12 veces el diametro de la menor varilla

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } S_{estr1_real} \leq 12 \cdot db_{nro3} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\ \text{else if } S_{estr1_real} \geq 12 \cdot db_{nro3} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple"} \end{array} \right| = \text{"Cumple"}$$

c) Que no exceda 30cm

if $S_{estr1_real} \leq 30 \text{ cm}$ "Cumple" else if $S_{estr1_real} \geq 30 \text{ cm}$ "No Cumple"	= "Cumple"
--	------------

Acero de Refuerzo: (Para Viga con F-T1)

$$P_{U_F_T1} = 105081.94 \text{ kgf}$$

$$B_{V2} := 30 \text{ cm}$$

$$H_{V2} := 40 \text{ cm}$$

$$D_{V2} := H_{V2} - rec_1 = 32.5 \text{ cm}$$

$$A_{Con2} := B_{V2} \cdot H_{V2} = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{SV2} := \frac{0.15 \cdot P_{U_F_T1}}{\phi_{1.1} \cdot f_y} = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$db_{Nro4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min_V2}} := \frac{14}{f_y} \cdot B_{V2} \cdot D_{V2} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Se usaran 4 ϕ 1/2" en las caras superiores e inferiores

$$A_{SV2_real} := 4 \cdot db_{Nro4} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Se usaran estribos de ϕ 3/8" c/15cm

$$S_{estr2_real} := 15 \text{ cm}$$

$$db_{nro3} = 1.9 \text{ cm}$$

Consideraciones Normativas:

a) La separación de estribos no debe exceder la mitad de la menor dimensión de la sección.

if $S_{estr2_real} \leq \frac{B_{V2}}{2}$ "Cumple" else if $S_{estr2_real} \geq \frac{B_{V2}}{2}$ "No Cumple"	= "Cumple"
--	------------

b) Que no exceda 12 veces el diametro de la menor varilla

if $S_{estr2_real} \leq 12 \cdot db_{nro3}$ "Cumple" else if $S_{estr2_real} \geq 12 \cdot db_{nro3}$ "No Cumple"	= "Cumple"
--	------------

c) Que no exceda 30cm

if $S_{estr2_real} \leq 30 \text{ cm}$ "Cumple" else if $S_{estr2_real} \geq 30 \text{ cm}$ "No Cumple"	= "Cumple"
--	------------

Acero de Refuerzo: (Para Viga con F-T3)

$$P_{U_F_T3} = 77126.45 \text{ kgf}$$

$$B_{V3} := 30 \text{ cm}$$

$$H_{V3} := 40 \text{ cm}$$

$$D_{V3} := H_{V3} - rec_1 = 32.5 \text{ cm}$$

$$A_{Con3} := B_{V3} \cdot H_{V3} = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_{SV3} := \frac{0.15 \cdot P_{U_F_T3}}{\phi_{1.1} \cdot f_y} = 3.061 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min_V3}} := \frac{14}{f_y} \cdot B_{V3} \cdot D_{V3} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$db_{Nro4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Se usaran 4 ϕ 1/2" en las caras superiores e inferiores

$$A_{SV3_real} := 4 \cdot db_{Nro4} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Se usaran estribos de ϕ 3/8" c/15cm

$$S_{estr3_real} := 15 \text{ cm}$$

$$db_{nro3} = 1.9 \text{ cm}$$

Consideraciones Normativas:

a) La separación de estribos no debe exceder la mitad de la menor dimensión de la sección.

$$\begin{array}{l|l} \text{if } S_{estr3_real} \leq \frac{B_{V3}}{2} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else if } S_{estr3_real} \geq \frac{B_{V3}}{2} & \\ \parallel \text{"No Cumple"} & \end{array}$$

b) Que no exceda 12 veces el diametro de la menor varilla

$$\begin{array}{l|l} \text{if } S_{estr3_real} \leq 12 \cdot db_{nro3} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else if } S_{estr3_real} \geq 12 \cdot db_{nro3} & \\ \parallel \text{"No Cumple"} & \end{array}$$

c) Que no exceda 30cm

$$\begin{array}{l|l} \text{if } S_{estr3_real} \leq 30 \text{ cm} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else if } S_{estr3_real} \geq 30 \text{ cm} & \\ \parallel \text{"No Cumple"} & \end{array}$$

Apéndice C: Cómputos Métricos, Obra de Concreto Armado

Partida	Codigo	Descripcion	Unidad	Num. De Partes	Dimensiones			Peso Unitario	Total por elemento	Total
					Largo	Ancho	Alto			
1	E342010111	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN COLUMNAS	m2							
		Columna Esquina 30x40		4		1.4	10.8	60.48	942.9	
		Columna Lateral 30x40		16		1.4	10.8	241.92		
		Columna Central 30x40		16		1.4	10.8	241.92		
		Columna Esquina 30x35		4		1.3	8.1	42.12		
		Columna Lateral 30x35		16		1.3	8.1	168.48		
		Columna Central 30x35		16		1.3	8.1	168.48		
		Columna Techo Esquina 30x35		4		1.3	2.5	13		
		Columna Techo Lateral 30x35		2		1.3	2.5	6.5		
		2		E342010112	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN VIGAS DE CARGA	m2				
Viga 30x30	1		22.58		0.3		0.3	20.322	1516.362	
Viga 30x35	7		213.72		0.3		0.35	1496.04		
3	E342010113	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN LOSAS, INCLUYENDO MACIZADOS,	m2							
		Losa Nervada PT-L1		7	4.16	6.72		195.6864	1779.202	
		Losa Nervada PT-L7		7	4.04	6.72		190.0416		
		Losa Nervada PT-L2		7	4.16	6.11		177.9232		
		Losa Nervada PT-L8		7	4.04	6.11		172.7908		
		Losa Nervada PT-L3		14	3.87	15.74		852.7932		
				14	0.65	3.64		33.124		
		Losa Nervada PT-L4		7	3.94	3.64		100.3912		
		Losa Nervada PT-L5		7	1.9	2.47		32.851		
		Losa Nervada techo L1		1	3.94	5.99		23.6006		
4	E331100121	CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE COLUMNAS RECTANGULARES	m3							
		Columna Esquina 30x40		4	0.3	0.4	10.8	5.184	78.849	
		Columna Lateral 30x40		16	0.3	0.4	10.8	20.736		
		Columna Central 30x40		16	0.3	0.4	10.8	20.736		
		Columna Esquina 30x35		4	0.3	0.35	8.1	3.402		
		Columna Lateral 30x35		16	0.3	0.35	8.1	13.608		
		Columna Central 30x35		16	0.3	0.35	8.1	13.608		
		Columna Techo Esquina 30x35		4	0.3	0.35	2.5	1.05		
		Columna Techo Lateral 30x35		2	0.3	0.35	2.5	0.525		
		5		E332000220	CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO OBRA LIMPIA, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE CARGA Y MACIZADOS	m3				
Viga 30x30	1		22.58		0.3		0.3	2.0322	159.1164	
Viga 30x35	7		213.72		0.3		0.35	157.0842		
6	E333125125	LOSA NERVADA EN UNA DIRECCION, E=25 cm CON CONCRETO F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS	m2							
		Losa Nervada PT-L1		7	4.16	6.72		195.6864	1814.4736	
		Losa Nervada PT-L7		7	4.04	6.72		190.0416		
		Losa Nervada PT-L2		7	4.16	6.11		177.9232		
		Losa Nervada PT-L8		7	4.04	6.11		172.7908		
		Losa Nervada PT-L3		14	3.87	15.74		852.7932		
				14	0.65	3.64		33.124		
		Losa Nervada PT-L4		7	3.94	3.64		100.3912		
		Losa Nervada PT-L5		7	3.94	2.47		68.1226		
		Losa Nervada techo L1		1	3.94	5.99		23.6006		
7	E352120210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS NO,4 A NO,7 (1/2" A 7/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf							
		C30x40 longitudinal		432	10.8		1.554	7250.3424		
		C30x35 longitudinal		432	8.1		1.554	5437.7568		
		C30x35 longitudinal techo		72	2.5		1.554	279.72		
		C30x40 estribos		612	2.91		0.994	1770.23448		
		C30x35 estribos		612	2.76		0.994	1678.98528		

	C30x35 estribos techo	102	2.76	0.994	279.83088	
	PT L1-L7 Sup no.4	84	2.7	0.994	225.4392	29228.85464
	PT L1-L7 Sup no.5	84	2.3	1.554	300.2328	
	PT L2-L8 Sup no.4	84	2.7	0.994	225.4392	
	PT L2-L8 Sup no.5	84	2.3	1.554	300.2328	
	PT L3 Sup no.5	84	2.6	1.554	339.3936	
	PT L4 Sup no.5	42	2.6	1.554	169.6968	
	PT L4 Inf no.4	42	4.3	0.994	179.5164	
	PT L5 Sup no.5	42	2	1.554	130.536	
	Terr L1-L7 Sup no.5	14	2.3	1.554	50.0388	
	Terr L2-L8 Sup no.5	14	2.3	1.554	50.0388	
	Terr L3 Sup no.5	14	2.6	1.554	56.5656	
	Terr L4 Sup no.5	7	2.6	1.554	28.2828	
	Terr L5 Sup no.5	7	2	1.554	21.756	
	Tech L1 Sup no.5	7	2	1.554	21.756	
	Viga S. PT no.5	36		101.09	3639.24	
	Viga P. PT no.4	36		11.33	407.88	
	Viga P. PT no.5	36		133.64	4811.04	
	Viga S. terr no. 4	6		101.09	606.54	
	Viga p. terr no. 4	6		127.03	762.18	
	Viga S. tech sup/inf no.4	4		24.17	96.68	
	Viga P. tech sup/inf no.4	6		18.25	109.5	
	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO Fy 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS IGUAL O MENOR AL NO,3 (3/8") PARA					
8 E352110210	SUPERESTRUCTURA		kgf			
	PT L1-L7 inf no.3	84	7.28	0.559	341.83968	12756.71999
	PT L2-L8 inf no.5	84	6.66	0.559	312.72696	
	PT L3 Sup no.3	84	9	0.559	422.604	
	PT L3 inf no.3	84	16.8	0.559	788.8608	
	PT L5 inf no.3	42	3.02	0.559	70.90356	
	Terr L1-L7 Sup no.3	14	2.7	0.559	21.1302	
	Terr L1-L7 inf no.3	14	7.28	0.559	56.97328	
	Terr L2-L8 Sup no.3	14	2.7	0.559	21.1302	
	Terr L2-L8 inf no.3	14	6.66	0.559	52.12116	
	Terr L3 Sup no.3	14	9	0.559	70.434	
	Terr L3 inf no.3	14	16.8	0.559	131.4768	
	Terr L4 Inf no.3	7	4.2	0.559	16.4346	
	Terr L5 Sup no.3	7	3.02	0.559	11.81726	
	Tech L1 Sup no.3	7	2.1	0.559	8.2173	
	Tech L1 inf no.3	7	5.63	0.559	22.03019	
	Viga S. PT est no.3	36		100.94	3633.84	
	Viga P. est inf no.3	36		142.43	5127.48	
	Viga S. terr est no.3	6		100.94	605.64	
	Viga P. terr est inf no.3	6		142.43	854.58	
	Viga S. tech est no.3	2		40.92	81.84	
	Viga P. tech est no.3	3		34.88	104.64	

Partida	Codigo	Descripcion	Unidad	Num. De Partes	Dimensiones			Peso Unitario	Total por elemento	Total
					Largo	Ancho	Alto			
1	E311110300	EXCAVACION EN TIERRA A MANO PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS, HASTA PROFUNDIDADES COMPRENDIDAS ENTRE 1,50 y 3,00 M	m3							
		Fundacion tipo 1		18	2.15	2.15	2.1	174.7305	357.9312	
		Fundacion tipo 2		4	2.4	2.4	2.1	48.384		
		Fundacion tipo 3		14	1.85	1.85	2.1	100.6215		
		Viga riostra 40x40		1	213.72	0.4	0.4	34.1952		
2	E319100000	CONSTRUCCION DE BASE DE PIEDRA PICADA CORRESPONDIENTE A OBRAS PREPARATIVAS, INCLUYE EL SUMINISTRO Y TRANSPORTE DEL MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 km	m3							
		Fundacion tipo 1		18	2.15	2.15	0.1	8.3205	23.9648	
		Fundacion tipo 2		4	2.4	2.4	0.1	2.304		
		Fundacion tipo 3		14	1.85	1.85	0.1	4.7915		
		Viga riostra 40x40		1	213.72	0.4	0.1	8.5488		
3	E351120210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLA IGUAL O MENOR DEL N° 3 (DIAMETRO 3/8") PARA INFRAESTRUCTURA	kgf							
4	E351120210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLA NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8"), PARA INFRAESTRUCTURA	kgf							
		F t1 no.5		378	2.3		1.554	1351.0476	2137.4476	
		F t2 no.5		96	2.65		1.554	254.4		
		F t3 no.5		266	2		1.554	532		
						1.554	0			
5	E341010110	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN CABEZALES DE PILOTES, BASES Y ESCALONES, PEDESTALES, VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES, FUNDACIONES DE PARED, VIGAS DE FUNDACION Y BASES DE PAVIMENTO	m2							
				36	0.5	1.7	30.6	30.6		
6	E323000125	CONCRETO DE F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE BASES Y ESCALONES	m3							
		Fundacion tipo 1		18	2.15	2.15	0.3	24.9615	46.248	
		Fundacion tipo 2		4	2.4	2.4	0.3	6.912		
		Fundacion tipo 3		14	1.85	1.85	0.3	14.3745		
7	E324000125	CONCRETO DE F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE PEDESTALES	m3							
				36	0.4	0.5	1.7	12.24	12.24	
8	E325000125	CONCRETO DE F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES Y FUNDACIONES DE PARED	m3							
				1	213.72	0.4	0.4	34.1952	34.1952	

	COMPACTACION DE RELLENOS CON APISONADORES DE PERCUSION, CORRESPONDIENTE A LOS ASIENTOS DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS	m3							
9	E317000000	Fundacion tipo 1						137.529	240.768
		Fundacion tipo 2						29.232	
		Fundacion tipo 3						74.007	
	CARGA A MANO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS	m3							
10	E313110000	Fundacion tipo 1						37.2015	117.1632
		Fundacion tipo 2						19.152	
		Fundacion tipo 3						26.6145	
		Viga riostra 40x40	1	213.72	0.4	0.4		34.1952	

Apéndice D: A.P.U, Obra de Concreto Armado

Alvarez y Tebet

Partida No.: 1

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: EXCAVACION EN TIERRA A MANO PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS, HASTA PROFUNDIDADES COMPRENDIDAS ENTRE 1.50 Y 3.00 M

Unidad: m3

Cantidad: 357.93

Rendimiento: 6.000000

Código: E311110300

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
Total Materiales:							

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo		
1	JUEGO DE PALA, PICO Y CARRETILLA	2.00	1.000000	7.33	14.66		
2	BARRA METALICA DE 1.47 MTS	1.00	0.030000	32.99	0.99		
3	ESCALERA METALICA DE 24 TRAMOS	1.00	0.009000	219.83	1.98		
Total Equipos:						17.63	2.94

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 2DA -N7	0.20	3.91	0.18	0.04	0.78	
2	CAPORAL -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
3	OBRERO DE 1RA -N1	6.00	2.77	0.18	1.08	16.62	
Sub Total Mano de Obra:						1.30	20.52
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:						0.00	133.38
Total General Mano de Obra:						155.20	25.87

Costo Directo o SubTotal A:	28.81
15.00% Administración y Gastos Generales:	4.32
SubTotal B:	33.13
10.00% Utilidad e Imprevistos:	3.31
SubTotal C:	36.44
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	36.44
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	36.44

Alvarez y Tebet

Partida No.: 2

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONSTRUCCION DE BASE DE PIEDRA PICADA CORRESPONDIENTE A OBRAS PREPARATIVAS. INCLUYE EL SUMINISTRO Y TRANSPORTE DEL MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 km.

Unidad: m3

Cantidad: 23.96

Rendimiento: 70.000000

Código: E319100000

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	PIEDRA PICADA PARA CONCRETO #	m3	1.0000	5.00	26.24	27.55	
2	TRANSPORTE DE AGREGADOS MAX 50KM 3&m3	m3	1.0000	0.00	4.22	4.22	
Total Materiales:						31.77	31.77

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	MINICARGADOR MINISHOVEL BOBCAT 763 (0,38 M3)	1.00	0.003778	21,848.22	82.54	
2	COMPACTADORA DE RODILLO CAT 214 C	1.00	0.002042	54,395.63	111.08	
3	CAMIONETA FORD F-150	0.50	0.003956	25,061.19	49.57	
Total Equipos:					243.19	3.47

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.50	4.43	0.18	0.09	2.22	
2	CAPORAL DE EQUIPO -N7	1.00	3.91	0.18	0.18	3.91	
3	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO -N3	2.00	3.12	0.18	0.36	6.24	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
5	OBREIRO DE 1RA -N1	2.00	2.77	0.18	0.36	5.54	
6	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	0.50	3.12	0.18	0.09	1.56	
Sub Total Mano de Obra:					1.44	25.47	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	165.56	
Total General Mano de Obra:						192.47	2.75

Costo Directo o SubTotal A:	37.99
15.00% Administración y Gastos Generales:	5.70
SubTotal B:	43.69
10.00% Utilidad e Imprevistos:	4.37
SubTotal C:	48.06
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	48.06
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	48.06

Alvarez y Tebet

Partida No.: 3

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm², UTILIZANDO CABILLA NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8"), PARA INFRAESTRUCTURA

Unidad: kgf

Cantidad: 2,137.45

Rendimiento: 450.000000

Código: E351120210

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario	
1	CABILLA ESTRIADA N60 fy=4200k/cm2 #	kgf	1.0000	5.00	1.63	1.71		
2	ALAMBRE LISO GALVANIZADO CALIBRE N° 18	kgf	0.0200	5.00	4.88	0.10		
3	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y CALETEO INTERNO &k1	kgf	1.0500	0.00	0.20	0.21		
4	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE &k	kgf	1.0500	0.00	0.25	0.26		
Total Materiales:							2.28	2.28

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario	
1	CORTADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA D=1 3/8"	1.00	0.003000	2,920.99	8.76		
2	DOBLADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA 1 3/8"	1.00	0.002000	1,831.83	3.66		
3	EQUIPO MENOR PARA CABILLA Y MALLA SOLDADA	1.00	1.000000	1.47	1.47		
4	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42		
Total Equipos:						46.31	0.10

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO CABILLERO -N7	0.25	3.91	0.18	0.05	0.98	
2	CABILLERO DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	CABILLERO DE 2DA -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	3.00	3.00	0.18	0.54	9.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					1.18	21.32	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	138.58	
Total General Mano de Obra:						161.08	0.36

Costo Directo o SubTotal A:	2.74
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.41
SubTotal B:	3.15
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.32
SubTotal C:	3.47
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	3.47
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	3.47

Alvarez y Tebet

Partida No.: 4

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN CABEZALES DE PILOTES, BASES Y ESCALONES, PEDESTALES, VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES, FUNDACIONES DE PARED, VIGAS DE FUNDACION Y BASES DE PAVIMENTO

Unidad: m2

Cantidad: 30.60

Rendimiento: 30.000000

Código: E341010110

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Disp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	0.0200	10.00	165.29	3.64	
2	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	0.0025	10.00	198.59	0.55	
3	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	0.1890	5.00	1.60	0.32	
4	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	0.1500	5.00	4.77	0.75	
5	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	0.1500	5.00	3.51	0.55	
6	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE (VOLUMEN) &m3	m3	0.0125	0.00	0.65	0.01	
Total Materiales:						5.82	5.82

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	1.00	1.000000	1.29	1.29	
2	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
Total Equipos:					33.71	1.12

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO CARPINTERO DE 1RA -N7	0.25	3.91	0.18	0.05	0.98	
2	CARPINTERO DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
3	CARPINTERO DE 2DA -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					0.82	14.63	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	95.10	
Total General Mano de Obra:						110.55	3.69

Costo Directo o SubTotal A:	10.63
15.00% Administración y Gastos Generales:	1.59
SubTotal B:	12.22
10.00% Utilidad e Imprevistos:	1.22
SubTotal C:	13.44
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	13.44
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	13.44

Alvarez y Tebet

Partida No.: 5

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE BASES Y ESCALONES.

Unidad: m3

Cantidad: 46.25

Rendimiento: 15.000000

Código: E323000121

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 210 kg/cm2 AS=3" #	m3	1.0000	2.00	78.09	79.65	
2	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	1.0000	0.00	4.77	4.77	
Total Materiales:						84.42	84.42

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	VIBRADOR A GASOLINA PARA CONCRETO	1.00	1.000000	12.83	12.83	
2	CARRETON	2.00	1.000000	268.19	536.38	
3	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
4	HERRAMIENTAS MENORES	1.00	1.000000	1.47	1.47	
Total Equipos:					583.10	38.87

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
3	OBRERO DE 1RA -N1	8.00	2.77	0.18	1.44	22.16	
4	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					2.03	33.43	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	217.30	
Total General Mano de Obra:						252.76	16.85

Costo Directo o SubTotal A:	140.14
15.00% Administración y Gastos Generales:	21.02
SubTotal B:	161.16
10.00% Utilidad e Imprevistos:	16.12
SubTotal C:	177.28
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	177.28
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	177.28

Alvarez y Tebet

Partida No.: 6

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE PEDESTALES.

Unidad: m3

Cantidad: 12.24

Rendimiento: 12.000000

Código: E324000120

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 200 kg/cm2 AS. NORMAL #	m3	1.0000	2.00	79.45	81.04	
2	TRANSPORTE DE CONCRETO D> 15 M D< 50KM &m3	m3	1.0000	0.00	4.77	4.77	
Total Materiales:						85.81	85.81

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	VIBRADOR A GASOLINA 5 HP L=5 M MANGUERA/CABEZAL	1.00	0.009000	1,130.79	10.18	
2	CARRETON	2.00	1.000000	268.19	536.38	
3	CEPILLO ALBAÑILERIA TIPO PALUSTRA, MANGO PLASTICO	1.00	0.090000	11.02	0.99	
4	PALA PUNTA RECTANGULAR CON CABO #	5.00	0.034000	20.52	3.49	
Total Equipos:					551.04	45.92

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	1.00	3.00	0.18	0.18	3.00	
3	ALBAÑIL DE 2DA -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
4	OBRERO DE 1RA -N1	7.00	2.77	0.18	1.26	19.39	
Sub Total Mano de Obra:					1.80	29.94	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	194.61	
Total General Mano de Obra:						226.35	18.86

Costo Directo o SubTotal A:	150.59
15.00% Administración y Gastos Generales:	22.59
SubTotal B:	173.18
10.00% Utilidad e Imprevistos:	17.32
SubTotal C:	190.50
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	190.50
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	190.50

Alvarez y Tebet

Partida No.: 7

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES Y FUNDACIONES DE PARED.

Unidad: m3

Cantidad: 34.20

Rendimiento: 9.000000

Código: E325000120

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 200 kg/cm2 AS. NORMAL #	m3	1.0000	2.00	79.45	81.04	
2	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	1.0000	0.00	4.77	4.77	
Total Materiales:						85.81	85.81

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	VIBRADOR A GASOLINA 5 HP L=5 M MANGUERA/CABEZAL	2.00	0.009000	1,130.79	20.35	
2	CARRETON	2.00	1.000000	268.19	536.38	
3	CEPILLO ALBAÑILERIA TIPO PALUSTRA, MANGO PLASTICO	2.00	0.090000	11.02	1.98	
4	EQUIPO MENOR DE VACIADO DE CONCRETO	1.00	1.000000	8.07	8.07	
Total Equipos:					566.78	62.98

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.50	4.43	0.18	0.09	2.22	
2	ALBAÑIL DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	OBRAERO DE 1RA -N1	7.00	2.77	0.18	1.26	19.39	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
Sub Total Mano de Obra:					2.07	34.99	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	227.44	
Total General Mano de Obra:						264.50	29.39

Costo Directo o SubTotal A:	178.18
15.00% Administración y Gastos Generales:	26.73
SubTotal B:	204.91
10.00% Utilidad e Imprevistos:	20.49
SubTotal C:	225.40
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	225.40
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	225.40

Alvarez y Tebet

Partida No.: 8

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: COMPACTACION DE RELLENOS CON APISONADORES DE PERCUSION, CORRESPONDIENTE A LOS ASIENOS DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS.

Unidad: m3

Cantidad: 240.77

Rendimiento: 70.000000

Código: E317000000

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
Total Materiales:							

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo		
1	COMPACTADORA BAILARINA DE PISON (AIRE)	2.00	0.015000	357.07	10.71		
2	COMPRESOR ATLAS COPCO XA-160	1.00	0.003567	21,441.98	76.48		
3	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	8.00	0.034000	21.99	5.98		
4	CARRETILLA CAP= 55 LT CAUCHOS DE GOMA	4.00	0.025000	109.91	10.99		
5	MANGUERA PLASTICA D=1/2" L=100 MTS (TIPO CULEBRA)	2.00	0.008000	69.61	1.11		
Total Equipos:						105.27	1.50

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 2DA -N7	1.00	3.91	0.18	0.18	3.91	
2	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO -N3	3.00	3.12	0.18	0.54	9.36	
3	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	1.00	3.00	0.18	0.18	3.00	
4	OBRAERO DE 1RA -N1	6.00	2.77	0.18	1.08	16.62	
Sub Total Mano de Obra:						1.98	32.89
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:						0.00	213.79
Total General Mano de Obra:						248.66	3.55

Costo Directo o SubTotal A:	5.05
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.76
SubTotal B:	5.81
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.58
SubTotal C:	6.39
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	6.39
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	6.39

Alvarez y Tebet

Partida No.: 9

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO**Descripción:** CARGA A MANO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS.**Unidad:** m3**Cantidad:** 117.16**Rendimiento:** 30.000000**Código:** E313110000**1. MATERIALES**

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
Total Materiales:							

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	JUEGO DE PALA, PICO Y CARRETILLA	5.00	1.000000	7.33	36.65	
Total Equipos:					36.65	1.22

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO DE OBRA DE 2DA -N7	0.20	3.91	0.18	0.04	0.78	
2	CAPORAL -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
3	OBREIRO DE 1RA -N1	10.00	2.77	0.18	1.80	27.70	
Sub Total Mano de Obra:					2.02	31.60	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	205.40	
Total General Mano de Obra:						239.02	7.97

Costo Directo o SubTotal A:	9.19
15.00% Administración y Gastos Generales:	1.38
SubTotal B:	10.57
10.00% Utilidad e Imprevistos:	1.06
SubTotal C:	11.63
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	11.63
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	11.63

Alvarez y Tebet

Partida No.: 1

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO Fy 4200 kgf/cm², UTILIZANDO CABILLAS IGUAL O MENOR AL NO.3 (3/8") PARA SUPERESTRUCTURA

Unidad: kgf

Cantidad: 12,756.72

Rendimiento: 1,100.000000

Código: E352110210

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CABILLA ESTRIADA N60 fy=4200k/cm2 #	kgf	1.0000	5.00	1.63	1.71	
2	ALAMBRE LISO GALVANIZADO CALIBRE Nº 18	kgf	0.0200	5.00	4.88	0.10	
3	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y CALETEO INTERNO &k1	kgf	1.0500	0.00	0.20	0.21	
4	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE &k	kgf	1.0500	0.00	0.25	0.26	
Total Materiales:						2.28	2.28

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	CORTADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA D=1"	1.00	0.004000	2,158.98	8.64	
2	DOBLADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA 1 3/8"	1.00	0.002000	1,831.83	3.66	
3	EQUIPO MENOR PARA CABILLA Y MALLA SOLDADA	1.00	1.000000	1.47	1.47	
4	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
Total Equipos:					46.19	0.04

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO CABILLERO -N7	1.00	3.91	0.18	0.18	3.91	
2	CABILLERO DE 1RA -N5	4.00	3.69	0.18	0.72	14.76	
3	CABILLERO DE 2DA -N3	2.00	3.12	0.18	0.36	6.24	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	6.00	3.00	0.18	1.08	18.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					2.39	43.75	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	284.38	
Total General Mano de Obra:						330.52	0.30

Costo Directo o SubTotal A:	2.62
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.39
SubTotal B:	3.01
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.30
SubTotal C:	3.31
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	3.31
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	3.31

Alvarez y Tebet

Partida No.: 2

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm², UTILIZANDO CABILLAS NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8") PARA SUPERESTRUCTURA

Unidad: kgf

Cantidad: 29,228.85

Rendimiento: 1,000.000000

Código: E352120210

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CABILLA ESTRIADA N60 fy=4200k/cm2 #	kgf	1.0000	5.00	1.63	1.71	
2	ALAMBRE LISO GALVANIZADO CALIBRE Nº 18	kgf	0.0200	5.00	4.88	0.10	
3	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y CALETEO INTERNO &k1	kgf	1.0500	0.00	0.20	0.21	
Total Materiales:						2.02	2.02

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	CORTADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA D=1"	1.00	0.004000	2,158.98	8.64	
2	DOBLADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA 1 3/8"	1.00	0.002000	1,831.83	3.66	
3	EQUIPO MENOR PARA CABILLA Y MALLA SOLDADA	1.00	1.000000	1.47	1.47	
4	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
Total Equipos:					46.19	0.05

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO CABILLERO -N7	1.00	3.91	0.18	0.18	3.91	
2	CABILLERO DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	CABILLERO DE 2DA -N3	2.00	3.12	0.18	0.36	6.24	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	4.00	3.00	0.18	0.72	12.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					1.67	30.37	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	197.41	
Total General Mano de Obra:						229.45	0.23

Costo Directo o SubTotal A:	2.30
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.35
SubTotal B:	2.65
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.27
SubTotal C:	2.92
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	2.92
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	2.92

Alvarez y Tebet

Partida No.: 3

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN COLUMNAS.

Unidad: m2

Cantidad: 942.90

Rendimiento: 28.000000

Código: E342010111

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Disp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	0.0100	10.00	198.59	2.18	
2	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	0.0010	10.00	165.29	0.18	
3	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	0.1200	5.00	4.77	0.60	
4	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	0.1200	5.00	3.51	0.44	
5	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	0.1000	5.00	1.60	0.17	
6	COSTO POR TRANSPORTE AL SITIO &m3	m3	0.0110	0.00	9.54	0.10	
Total Materiales:						3.67	3.67

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO	2.00	1.000000	2.20	4.40	
2	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	2.00	1.000000	1.29	2.58	
3	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
Total Equipos:					39.40	1.41

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.50	4.43	0.18	0.09	2.22	
2	CARPINTERO DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
4	OBRERO DE 1RA -N1	2.00	2.77	0.18	0.36	5.54	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					1.22	21.98	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	142.87	
Total General Mano de Obra:						166.07	5.93

Costo Directo o SubTotal A:	11.01
15.00% Administración y Gastos Generales:	1.65
SubTotal B:	12.66
10.00% Utilidad e Imprevistos:	1.27
SubTotal C:	13.93
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	13.93
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	13.93

Alvarez y Tebet

Partida No.: 4

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN VIGAS DE CARGA

Unidad: m2

Cantidad: 1,516.36

Rendimiento: 26.000000

Código: E342010112

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Disp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	0.0050	10.00	165.29	0.91	
2	PUNTALES DE MADERA PARA ENCOFRADO	m3	0.0060	10.00	120.73	0.80	
3	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	0.0100	10.00	198.59	2.18	
4	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	0.1000	5.00	1.60	0.17	
5	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	0.2500	5.00	3.51	0.92	
6	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	0.1000	5.00	4.77	0.50	
7	FLETE / TRANSPORTE AL SITIO &G	sg	1.0000	0.00	2.50	2.50	
Total Materiales:						7.98	7.98

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO	2.00	1.000000	2.20	4.40	
2	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	1.00	1.000000	1.29	1.29	
3	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
Total Equipos:					38.11	1.47

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.25	4.43	0.18	0.05	1.11	
2	CARPINTERO DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
3	CARPINTERO DE 2DA -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	1.00	3.00	0.18	0.18	3.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					0.64	11.76	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	76.44	
Total General Mano de Obra:						88.84	3.42

Costo Directo o SubTotal A:	12.87
15.00% Administración y Gastos Generales:	1.93
SubTotal B:	14.80
10.00% Utilidad e Imprevistos:	1.48
SubTotal C:	16.28
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	16.28
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	16.28

Alvarez y Tebet

Partida No.: 5

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN LOSAS, INCLUYENDO MACIZADOS.

Unidad: m2

Cantidad: 1,779.20

Rendimiento: 26.000000

Código: E342010113

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	0.0040	10.00	165.29	0.73	
2	PUNTALES DE MADERA PARA ENCOFRADO	m3	0.0020	10.00	120.73	0.27	
3	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	0.0120	10.00	198.59	2.62	
4	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	0.1800	5.00	1.60	0.30	
5	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	0.2500	5.00	4.77	1.25	
6	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	0.2500	5.00	3.51	0.92	
7	FLETE / TRANSPORTE AL SITIO &G	sg	1.0000	0.00	2.50	2.50	
Total Materiales:						8.59	8.59

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO	4.00	1.000000	2.20	8.80	
2	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	1.00	1.000000	1.29	1.29	
3	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
Total Equipos:					42.51	1.64

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.25	4.43	0.18	0.05	1.11	
2	CARPINTERO DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
3	CARPINTERO DE 2DA -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
6	OBRAERO DE 1RA -N1	2.00	2.77	0.18	0.36	5.54	
Sub Total Mano de Obra:					1.18	20.30	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	131.95	
Total General Mano de Obra:						153.43	5.90

Costo Directo o SubTotal A:	16.13
15.00% Administración y Gastos Generales:	2.42
SubTotal B:	18.55
10.00% Utilidad e Imprevistos:	1.86
SubTotal C:	20.41
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	20.41
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	20.41

Alvarez y Tebet

Partida No.: 6

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE COLUMNAS RECTANGULARES.

Unidad: m3

Cantidad: 78.85

Rendimiento: 20.000000

Código: E331100121

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 210 kg/cm2 AS=5" #	m3	1.0000	2.00	86.27	88.00	
2	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	1.0000	0.00	4.77	4.77	
Total Materiales:						92.77	92.77

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	VIBRADOR A GASOLINA 5 HP L=5 M MANGUERA/CABEZAL	1.00	0.009000	1,130.79	10.18	
2	CARRETON	1.00	1.000000	268.19	268.19	
3	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	2.00	0.034000	21.99	1.50	
4	TOBO PLASTICO DE ALBAÑIL	6.00	0.067000	9.09	3.65	
5	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO H= 2 MT	1.00	0.009000	234.47	2.11	
6	TABLA PARA PLATAFORMA DE ANDAMIO	1.00	1.000000	0.74	0.74	
Total Equipos:					286.37	14.32

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	OBRERO DE 1RA -N1	10.00	2.77	0.18	1.80	27.70	
3	ALBAÑIL DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
Sub Total Mano de Obra:					2.34	39.51	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	256.82	
Total General Mano de Obra:						298.67	14.93

Costo Directo o SubTotal A:	122.02
15.00% Administración y Gastos Generales:	18.30
SubTotal B:	140.32
10.00% Utilidad e Imprevistos:	14.03
SubTotal C:	154.35
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	154.35
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	154.35

Alvarez y Tebet

Partida No.: 7

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO OBRA LIMPIA, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE CARGA Y MACIZADOS.

Unidad: m3

Cantidad: 159.12

Rendimiento: 11.000000

Código: E332000220

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 200 kg/cm2 AS. NORMAL #	m3	1.0000	2.00	79.45	81.04	
2	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	1.0000	0.00	4.77	4.77	
3	JUEGO DE LIJAS (MATERIALES)	jgo	1.0000	5.00	4.99	5.24	
Total Materiales:						91.05	91.05

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	WINCHE CABRESTANTE CON MOTOR ELECTRICO	1.00	1.000000	65.95	65.95	
2	CARRETON	2.00	1.000000	268.19	536.38	
3	VIBRADOR CABEZAL D= 48 MM, ELECTRICO, L=4M	2.00	0.015800	659.46	20.84	
4	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	3.00	0.034000	21.99	2.24	
5	TOBO PLASTICO CAP= 10 LT DE ALBAÑILERIA	4.00	0.070000	8.80	2.46	
6	EQUIPO DE ALBAÑILERIA	1.00	1.000000	7.33	7.33	
7	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO H= 2 MT	2.00	0.009000	234.47	4.22	
Total Equipos:					639.42	58.13

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.50	4.43	0.18	0.09	2.22	
2	GÜINCHERO -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
3	ALBAÑIL DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
5	OBRAERO DE 1RA -N1	8.00	2.77	0.18	1.44	22.16	
Sub Total Mano de Obra:					2.43	40.88	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	265.72	
Total General Mano de Obra:						309.03	28.09

Costo Directo o SubTotal A:	177.27
15.00% Administración y Gastos Generales:	26.59
SubTotal B:	203.86
10.00% Utilidad e Imprevistos:	20.39
SubTotal C:	224.25
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	224.25
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	224.25

Alvarez y Tebet

Partida No.: 8

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: LOSA NERVADA EN UNA DIRECCION, E=25 cm CON CONCRETO F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS.

Unidad: m2

Cantidad: 1,814.47

Rendimiento: 110.000000

Código: E333125125

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 250 kg/cm2 AS=5" #	m3	0.0900	2.00	88.96	8.17	
2	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	0.0900	0.00	4.77	0.43	
3	BLOQUE ARCILLA PLATABANDA 20X20X40 8/M2 P=7.8KG #	pza	10.0000	5.00	0.32	3.36	
Total Materiales:						11.96	11.96

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	WINCHE CABRESTANTE CON MOTOR ELECTRICO	1.00	1.000000	65.95	65.95	
2	CARRETON	4.00	1.000000	268.19	1,072.76	
3	VIBRADOR CABEZAL D= 48 MM, ELECTRICO, L=4M	2.00	0.015800	659.46	20.84	
4	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	3.00	0.034000	21.99	2.24	
5	EQUIPO DE ALBAÑILERIA	1.00	1.000000	7.33	7.33	
Total Equipos:					1,169.12	10.63

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	ALBAÑIL DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
4	OBRAERO DE 1RA -N1	4.00	2.77	0.18	0.72	11.08	
5	GÜINCHERO -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
Sub Total Mano de Obra:					1.80	32.01	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	208.07	
Total General Mano de Obra:						241.88	2.20

Costo Directo o SubTotal A:	24.79
15.00% Administración y Gastos Generales:	3.72
SubTotal B:	28.51
10.00% Utilidad e Imprevistos:	2.85
SubTotal C:	31.36
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	31.36
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	31.36

Apéndice E: Diagrama de Gantt, Obra de Concreto Armado

Alvarez y Tebet

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Ubicación:

Contratante: Cliente

CRONOGRAMA DE TRABAJO

Part No.	Descripción	Und.	Cantidad	Mes 1					Mes 2					Mes 3				
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	E311110300 EXCAVACION EN TIERRA A MANO PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS, HASTA PROFUNDIDADES COMPRENDIDAS ENTRE 1.50 Y 3.00 M	m3	357.93	■					■					■				
2	E319100000 CONSTRUCCION DE BASE DE PIEDRA PICADA CORRESPONDIENTE A OBRAS PREPARATIVAS. INCLUYE EL SUMINISTRO Y TRANSPORTE DEL MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 km.	m3	23.96						■									
3	E351120210 SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLA NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8"), PARA INFRAESTRUCTURA	kgf	2137.45						■									
4	E341010110 ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN CABEZALES DE PILOTES, BASES Y ESCALONES, PEDESTALES, VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES, FUNDACIONES DE PARED, VIGAS DE FUNDACION Y BASES DE PAVIMENTO	m2	30.60						■									
5	E323000121 CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE BASES Y ESCALONES.	m3	46.25											■				
6	E324000120 CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE PEDESTALES.	m3	12.24											■				
7	E325000120 CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES Y FUNDACIONES DE PARED.	m3	34.20											■				
8	E317000000 COMPACTACION DE RELLENOS CON APISONADORES DE PERCUSION, CORRESPONDIENTE A LOS ASIENOS DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS.	m3	240.77											■				
9	E313110000 CARGA A MANO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS.	m3	117.16											■				

Apéndice F: Cómputos Métricos, Obra Mixta

Partida	Codigo	Descripcion	Unidad	Num. De Partes	Dimensiones			Peso Unitario	Total por elemento	Total
					Largo	Ancho	Alto			
1	E342010111	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN COLUMNAS	m2							
		Columna Esquina 30x40		4		1.4	10.8	60.48	544.32	
		Columna Lateral 30x40		16		1.4	10.8	241.92		
		Columna Central 30x40		16		1.4	10.8	241.92		
2	E342010112	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN VIGAS DE CARGA	m2							
		Viga 30x35		4	213.72	0.3	0.35	854.88	854.88	
3	E342010113	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN LOSAS, INCLUYENDO MACIZADOS,	m2							
		Losa Nervada PT-L1		4	4.16	6.72		111.8208	1003.2008	
		Losa Nervada PT-L7		4	4.04	6.72		108.5952		
		Losa Nervada PT-L2		4	4.16	6.11		101.6704		
		Losa Nervada PT-L8		4	4.04	6.11		98.7376		
		Losa Nervada PT-L3		8	3.87	15.74		487.3104		
				8	0.65	3.64		18.928		
		Losa Nervada PT-L4		4	3.94	3.64		57.3664		
		Losa Nervada PT-L5		4	1.9	2.47		18.772		
4	E331100121	CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE COLUMNAS RECTANGULARES	m3							
		Columna Esquina 30x40		4	0.3	0.4	10.8	5.184	46.656	
		Columna Lateral 30x40		16	0.3	0.4	10.8	20.736		
		Columna Central 30x40		16	0.3	0.4	10.8	20.736		
5	E332000220	CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO OBRA LIMPIA, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE CARGA Y MACIZADOS	m3							
		Viga 30x35		4	213.72	0.3	0.35	89.7624	89.7624	
6	E333125125	LOSA NERVADA EN UNA DIRECCION, E=25 cm CON CONCRETO F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS	m2							
		Losa Nervada PT-L1		4	4.16	6.72		111.8208	1023.356	
		Losa Nervada PT-L7		4	4.04	6.72		108.5952		
		Losa Nervada PT-L2		4	4.16	6.11		101.6704		
		Losa Nervada PT-L8		4	4.04	6.11		98.7376		
		Losa Nervada PT-L3		8	3.87	15.74		487.3104		
				8	0.65	3.64		18.928		
		Losa Nervada PT-L4		4	3.94	3.64		57.3664		
		Losa Nervada PT-L5		4	3.94	2.47		38.9272		
7	E352120210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS NO,4 A NO,7 (1/2" A 7/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf							
		C30x40 longitudinal		432	10.8			1.554	7250.3424	
		C30x40 estribos		612	2.91			0.994	1770.23448	
		PT L1-L7 Sup no.4		56	2.7			0.994	150.2928	16173.00808
		PT L1-L7 Sup no.5		56	2.3			1.554	200.1552	
		PT L2-L8 Sup no.4		56	2.7			0.994	150.2928	
		PT L2-L8 Sup no.5		56	2.3			1.554	200.1552	
		PT L3 Sup no.5		56	2.6			1.554	226.2624	
		PT L4 Sup no.5		28	2.6			1.554	113.1312	
		PT L4 Inf no.4		28	4.3			0.994	119.6776	
		PT L5 Sup no.5		28	2			1.554	87.024	
		Viga S. PT no.5		24				101.09	2426.16	
		Viga P. PT no.4		24				11.33	271.92	
		Viga P. PT no.5		24				133.64	3207.36	

	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO Fy 4200 kgf/cm ² , UTILIZANDO CABILLAS IGUAL O MENOR AL NO.3 (3/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf						
8	E352110210		56	7.28	0.559	227.89312	11699.31	
	PT L1-L7 inf no.3		56	6.66	0.559	208.48464		
	PT L2-L8 inf no.5		56	9	0.559	281.736		
	PT L3 Sup no.3		56	16.8	0.559	525.9072		
	PT L3 inf no.3		28	3.02	0.559	47.26904		
	PT L5 inf no.3		36		100.94	3633.84		
	Viga S. PT est no.3		36		142.43	5127.48		
	Viga P. est inf no.3		6		100.94	605.64		
	Viga S. terr est no.3		6		142.43	854.58		
	Viga P. terr est inf no.3		2		40.92	81.84		
	Viga S. tech est no.3		3		34.88	104.64		
	Viga P. tech est no.3							
9	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 220, SEGUN ESPECIFICACIONES columnas p4-p5	kgf	36	2.7	50.5	4908.6	4908.6	
10	E361 S/C	kgf	36	5.4	42.3	8223.12	8223.12	
	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 200, SEGUN ESPECIFICACIONES columnas P5-TERR							
11	E361 S/C	kgf	6	2.5	35.5	532.5	532.5	
	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 180, SEGUN ESPECIFICACIONES columnas techo							
12	E361 S/C	kgf	1	213.72	26.2	5599.464	5599.464	
	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 220, SEGUN ESPECIFICACIONES Viga p5							
13	E361 S/C	kgf	2	213.72	22.4	9574.656	9574.656	
	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 200, SEGUN ESPECIFICACIONES Viga p6-terr					0		
14	E361 S/C	kgf	33	4.16	18.8	2580.864	12403.676	
	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 180 SEGUN ESPECIFICACIONES Correas P5-TERR		39	3.94	18.8	2888.808		
			15	3.87	18.8	1091.34		
			39	3.94	18.8	2888.808		
			33	4.04	18.8	2506.416		
	Viga techo		3	3.94	18.8	222.216		
			2	5.99	18.8	225.224		
15	E361 S/C	kgf	5	3.94	15.8	311.26	311.26	
	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 160, SEGUN ESPECIFICACIONES Correas techo							

	SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON PERFIL CONDUVEN SECCION CUADRADA 135 X 135 X 4.3 mm. SEGUN ESPECIFICACIONES. CONEXIONES								
16	E361 S/C	SOLDADAS	kgf						
		Diagonal		16	4.72		17.15	1295.168	3232.432
				8	3.66		17.15	502.152	
				8	4.1		17.15	562.52	
				8	3.97		17.15	544.684	
				4	4.78		17.15	327.908	
	LOSA DE CONCRETO F'c 250 kg/cm2, ENCOFRADO COLABORANTE LOSACERO O SIMILAR, PESO= 8.00 KG/M2, SECCION 36/30, H= 76.2 mm, CALIBRE 22, CONCRETO E= 8 cm SOBRE LA CRESTA, PERALTE TOTAL DE LA LOSA 15.62 cm. NO INCLUYE MALLA PARA RETRACCION NI TAPAS LATERALES								
17	E33 S/C	LATERALES	m2						
		Losa L1		3	4.16	6.72		83.8656	788.7142
		Losa L7		3	4.04	6.72		81.4464	
		Losa L2		3	4.16	6.11		76.2528	
		Losa l8		3	4.04	6.11		74.0532	
		Losa L3		6	3.87	15.74		365.4828	
				6	0.65	3.64		14.196	
		Losa L4		3	3.94	3.64		43.0248	
		Losa L5		3	3.94	2.47		29.1954	
		Losa Techo		1	3.94	5.38		21.1972	

Partida	Codigo	Descripcion	Unidad	Num. De Partes	Dimensiones			Peso Unitario	Total por elemento	Total
					Largo	Ancho	Alto			
1	E311110300	EXCAVACION EN TIERRA A MANO PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS, HASTA PROFUNDIDADES COMPRENDIDAS ENTRE 1,50 y 3,00 M	m3							
		Fundacion tipo 1		18	2.25	2.25	2.1	191.3625	395.6577	
		Fundacion tipo 2		4	2.5	2.5	2.1	52.5		
		Fundacion tipo 3		14	2	2	2.1	117.6		
		Viga riostra 40x40		1	213.72	0.4	0.4	34.1952		
2	E319100000	CONSTRUCCION DE BASE DE PIEDRA PICADA CORRESPONDIENTE A OBRAS PREPARATIVAS, INCLUYE EL SUMINISTRO Y TRANSPORTE DEL MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 km	m3							
		Fundacion tipo 1		18	2.25	2.25	0.1	9.1125	25.7613	
		Fundacion tipo 2		4	2.5	2.5	0.1	2.5		
		Fundacion tipo 3		14	2	2	0.1	5.6		
		Viga riostra 40x40		1	213.72	0.4	0.1	8.5488		
3	E351120210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLA IGUAL O MENOR DEL N° 3 (DIAMETRO 3/8") PARA INFRAESTRUCTURA	kgf							
4	E351120210	SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLA NO,4 A NO,7 (1/2" A 7/8"), PARA INFRAESTRUCTURA	kgf							
		F t1 no.5		396	2.45		1.554	1507.6908	2311.2908	
		F t2 no.5		100	2.8		1.554	280		
		F t3 no.5		238	2.2		1.554	523.6		
						1.554	0			
5	E341010110	ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN CABEZALES DE PILOTES, BASES Y ESCALONES, PEDESTALES, VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES, FUNDACIONES DE PARED, VIGAS DE FUNDACION Y BASES DE PAVIMENTO	m2							
		Pedestal 40x50		36		0.5	1.7	30.6	30.6	
6	E323000125	CONCRETO DE F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE BASES Y ESCALONES	m3							
		Fundacion tipo 1		18	2.25	2.25	0.3	27.3375	51.6375	
		Fundacion tipo 2		4	2.5	2.5	0.3	7.5		
		Fundacion tipo 3		14	2	2	0.3	16.8		
7	E324000125	CONCRETO DE F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE PEDESTALES	m3							
		Pedestal 40x50		36	0.4	0.5	1.7	12.24	12.24	
8	E325000125	CONCRETO DE F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES Y FUNDACIONES DE PARED	m3							
		Viga riostra 40x40		1	213.72	0.4	0.4	34.1952	34.1952	

	COMPACTACION DE RELLENOS CON APISONADORES DE PERCUSION, CORRESPONDIENTE A LOS ASIENTOS							
9	E317000000	DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS	m3					
		Fundacion tipo 1					151.785	273.105
		Fundacion tipo 2					32.76	
		Fundacion tipo 3					88.56	
		CARGA A MANO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES PARA ASIENTO DE FUNDACIONES,						
10	E313110000	ZANJAS, U OTROS	m3					
		Fundacion tipo 1					39.5775	122.5527
		Fundacion tipo 2					19.74	
		Fundacion tipo 3					29.04	
		Viga riostra 40x40		1	213.72	0.4	0.4	34.1952

Apéndice G: A.P.U, Obra Mixta

Alvarez y Tebet

Partida No.: 1

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: EXCAVACION EN TIERRA A MANO PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS, HASTA PROFUNDIDADES COMPRENDIDAS ENTRE 1.50 Y 3.00 M

Unidad: m3

Cantidad: 395.66

Rendimiento: 6.000000

Código: E311110300

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
Total Materiales:							

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo		
1	JUEGO DE PALA, PICO Y CARRETILLA	2.00	1.000000	7.33	14.66		
2	BARRA METALICA DE 1.47 MTS	1.00	0.030000	32.99	0.99		
3	ESCALERA METALICA DE 24 TRAMOS	1.00	0.009000	219.83	1.98		
Total Equipos:						17.63	2.94

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 2DA -N7	0.20	3.91	0.18	0.04	0.78	
2	CAPORAL -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
3	OBRERO DE 1RA -N1	6.00	2.77	0.18	1.08	16.62	
Sub Total Mano de Obra:						1.30	20.52
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:						0.00	133.38
Total General Mano de Obra:						155.20	25.87

Costo Directo o SubTotal A:	28.81
15.00% Administración y Gastos Generales:	4.32
SubTotal B:	33.13
10.00% Utilidad e Imprevistos:	3.31
SubTotal C:	36.44
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	36.44
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	36.44

Alvarez y Tebet

Partida No.: 2

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONSTRUCCION DE BASE DE PIEDRA PICADA CORRESPONDIENTE A OBRAS PREPARATIVAS. INCLUYE EL SUMINISTRO Y TRANSPORTE DEL MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 km.

Unidad: m3

Cantidad: 25.76

Rendimiento: 70.000000

Código: E319100000

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	PIEDRA PICADA PARA CONCRETO #	m3	1.0000	5.00	26.24	27.55	
2	TRANSPORTE DE AGREGADOS MAX 50KM 3&m3	m3	1.0000	0.00	4.22	4.22	
Total Materiales:						31.77	31.77

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	MINICARGADOR MINISHOVEL BOBCAT 763 (0,38 M3)	1.00	0.003778	21,848.22	82.54	
2	COMPACTADORA DE RODILLO CAT 214 C	1.00	0.002042	54,395.63	111.08	
3	CAMIONETA FORD F-150	0.50	0.003956	25,061.19	49.57	
Total Equipos:					243.19	3.47

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.50	4.43	0.18	0.09	2.22	
2	CAPORAL DE EQUIPO -N7	1.00	3.91	0.18	0.18	3.91	
3	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO -N3	2.00	3.12	0.18	0.36	6.24	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
5	OBREIRO DE 1RA -N1	2.00	2.77	0.18	0.36	5.54	
6	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	0.50	3.12	0.18	0.09	1.56	
Sub Total Mano de Obra:					1.44	25.47	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	165.56	
Total General Mano de Obra:						192.47	2.75

Costo Directo o SubTotal A:	37.99
15.00% Administración y Gastos Generales:	5.70
SubTotal B:	43.69
10.00% Utilidad e Imprevistos:	4.37
SubTotal C:	48.06
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	48.06
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	48.06

Alvarez y Tebet

Partida No.: 3

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm², UTILIZANDO CABILLA NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8"), PARA INFRAESTRUCTURA

Unidad: kgf

Cantidad: 2,311.29

Rendimiento: 450.000000

Código: E351120210

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario	
1	CABILLA ESTRIADA N60 fy=4200k/cm2 #	kgf	1.0000	5.00	1.63	1.71		
2	ALAMBRE LISO GALVANIZADO CALIBRE Nº 18	kgf	0.0200	5.00	4.88	0.10		
3	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y CALETEO INTERNO &k1	kgf	1.0500	0.00	0.20	0.21		
4	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE &k	kgf	1.0500	0.00	0.25	0.26		
Total Materiales:							2.28	2.28

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario	
1	CORTADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA D=1 3/8"	1.00	0.003000	2,920.99	8.76		
2	DOBLADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA 1 3/8"	1.00	0.002000	1,831.83	3.66		
3	EQUIPO MENOR PARA CABILLA Y MALLA SOLDADA	1.00	1.000000	1.47	1.47		
4	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42		
Total Equipos:						46.31	0.10

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO CABILLERO -N7	0.25	3.91	0.18	0.05	0.98	
2	CABILLERO DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	CABILLERO DE 2DA -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	3.00	3.00	0.18	0.54	9.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					1.18	21.32	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	138.58	
Total General Mano de Obra:						161.08	0.36

Costo Directo o SubTotal A:	2.74
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.41
SubTotal B:	3.15
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.32
SubTotal C:	3.47
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	3.47
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	3.47

Alvarez y Tebet

Partida No.: 4

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN CABEZALES DE PILOTES, BASES Y ESCALONES, PEDESTALES, VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES, FUNDACIONES DE PARED, VIGAS DE FUNDACION Y BASES DE PAVIMENTO

Unidad: m2

Cantidad: 30.60

Rendimiento: 30.000000

Código: E341010110

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Disp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	0.0200	10.00	165.29	3.64	
2	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	0.0025	10.00	198.59	0.55	
3	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	0.1890	5.00	1.60	0.32	
4	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	0.1500	5.00	4.77	0.75	
5	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	0.1500	5.00	3.51	0.55	
6	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE (VOLUMEN) &m3	m3	0.0125	0.00	0.65	0.01	
Total Materiales:						5.82	5.82

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	1.00	1.000000	1.29	1.29	
2	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
Total Equipos:					33.71	1.12

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO CARPINTERO DE 1RA -N7	0.25	3.91	0.18	0.05	0.98	
2	CARPINTERO DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
3	CARPINTERO DE 2DA -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					0.82	14.63	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	95.10	
Total General Mano de Obra:						110.55	3.69

Costo Directo o SubTotal A:	10.63
15.00% Administración y Gastos Generales:	1.59
SubTotal B:	12.22
10.00% Utilidad e Imprevistos:	1.22
SubTotal C:	13.44
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	13.44
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	13.44

Alvarez y Tebet

Partida No.: 5

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE BASES Y ESCALONES.

Unidad: m3

Cantidad: 51.64

Rendimiento: 15.000000

Código: E323000121

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 210 kg/cm2 AS=3" #	m3	1.0000	2.00	78.09	79.65	
2	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	1.0000	0.00	4.77	4.77	
Total Materiales:						84.42	84.42

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	VIBRADOR A GASOLINA PARA CONCRETO	1.00	1.000000	12.83	12.83	
2	CARRETON	2.00	1.000000	268.19	536.38	
3	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
4	HERRAMIENTAS MENORES	1.00	1.000000	1.47	1.47	
Total Equipos:					583.10	38.87

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
3	OBRERO DE 1RA -N1	8.00	2.77	0.18	1.44	22.16	
4	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					2.03	33.43	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	217.30	
Total General Mano de Obra:						252.76	16.85

Costo Directo o SubTotal A:	140.14
15.00% Administración y Gastos Generales:	21.02
SubTotal B:	161.16
10.00% Utilidad e Imprevistos:	16.12
SubTotal C:	177.28
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	177.28
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	177.28

Alvarez y Tebet

Partida No.: 6

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE PEDESTALES.

Unidad: m3

Cantidad: 12.24

Rendimiento: 12.000000

Código: E324000120

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 200 kg/cm2 AS. NORMAL #	m3	1.0000	2.00	79.45	81.04	
2	TRANSPORTE DE CONCRETO D> 15 M D< 50KM &m3	m3	1.0000	0.00	4.77	4.77	
Total Materiales:						85.81	85.81

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	VIBRADOR A GASOLINA 5 HP L=5 M MANGUERA/CABEZAL	1.00	0.009000	1,130.79	10.18	
2	CARRETON	2.00	1.000000	268.19	536.38	
3	CEPILLO ALBAÑILERIA TIPO PALUSTRA, MANGO PLASTICO	1.00	0.090000	11.02	0.99	
4	PALA PUNTA RECTANGULAR CON CABO #	5.00	0.034000	20.52	3.49	
Total Equipos:					551.04	45.92

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	1.00	3.00	0.18	0.18	3.00	
3	ALBAÑIL DE 2DA -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
4	OBRERO DE 1RA -N1	7.00	2.77	0.18	1.26	19.39	
Sub Total Mano de Obra:					1.80	29.94	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	194.61	
Total General Mano de Obra:						226.35	18.86

Costo Directo o SubTotal A:	150.59
15.00% Administración y Gastos Generales:	22.59
SubTotal B:	173.18
10.00% Utilidad e Imprevistos:	17.32
SubTotal C:	190.50
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	190.50
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	190.50

Alvarez y Tebet

Partida No.: 7

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES Y FUNDACIONES DE PARED.

Unidad: m3

Cantidad: 34.20

Rendimiento: 9.000000

Código: E325000120

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 200 kg/cm2 AS. NORMAL #	m3	1.0000	2.00	79.45	81.04	
2	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	1.0000	0.00	4.77	4.77	
Total Materiales:						85.81	85.81

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	VIBRADOR A GASOLINA 5 HP L=5 M MANGUERA/CABEZAL	2.00	0.009000	1,130.79	20.35	
2	CARRETON	2.00	1.000000	268.19	536.38	
3	CEPILLO ALBAÑILERIA TIPO PALUSTRA, MANGO PLASTICO	2.00	0.090000	11.02	1.98	
4	EQUIPO MENOR DE VACIADO DE CONCRETO	1.00	1.000000	8.07	8.07	
Total Equipos:					566.78	62.98

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.50	4.43	0.18	0.09	2.22	
2	ALBAÑIL DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	OBRAERO DE 1RA -N1	7.00	2.77	0.18	1.26	19.39	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
Sub Total Mano de Obra:					2.07	34.99	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	227.44	
Total General Mano de Obra:						264.50	29.39

Costo Directo o SubTotal A:	178.18
15.00% Administración y Gastos Generales:	26.73
SubTotal B:	204.91
10.00% Utilidad e Imprevistos:	20.49
SubTotal C:	225.40
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	225.40
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	225.40

Alvarez y Tebet

Partida No.: 8

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: COMPACTACION DE RELLENOS CON APISONADORES DE PERCUSION, CORRESPONDIENTE A LOS ASIENTOS DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS.

Unidad: m3

Cantidad: 273.11

Rendimiento: 70.000000

Código: E317000000

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
Total Materiales:							

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo		
1	COMPACTADORA BAILARINA DE PISON (AIRE)	2.00	0.015000	357.07	10.71		
2	COMPRESOR ATLAS COPCO XA-160	1.00	0.003567	21,441.98	76.48		
3	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	8.00	0.034000	21.99	5.98		
4	CARRETILLA CAP= 55 LT CAUCHOS DE GOMA	4.00	0.025000	109.91	10.99		
5	MANGUERA PLASTICA D=1/2" L=100 MTS (TIPO CULEBRA)	2.00	0.008000	69.61	1.11		
Total Equipos:						105.27	1.50

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 2DA -N7	1.00	3.91	0.18	0.18	3.91	
2	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO -N3	3.00	3.12	0.18	0.54	9.36	
3	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	1.00	3.00	0.18	0.18	3.00	
4	OBRAERO DE 1RA -N1	6.00	2.77	0.18	1.08	16.62	
Sub Total Mano de Obra:						1.98	32.89
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:						0.00	213.79
Total General Mano de Obra:						248.66	3.55

Costo Directo o SubTotal A:	5.05
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.76
SubTotal B:	5.81
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.58
SubTotal C:	6.39
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	6.39
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	6.39

Alvarez y Tebet

Partida No.: 9

Obra: Tesis Proyecto estructural de concreto armado

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO**Descripción:** CARGA A MANO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS.**Unidad:** m3**Cantidad:** 122.55**Rendimiento:** 30.000000**Código:** E313110000**1. MATERIALES**

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
Total Materiales:							

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	JUEGO DE PALA, PICO Y CARRETILLA	5.00	1.000000	7.33	36.65	
Total Equipos:					36.65	1.22

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO DE OBRA DE 2DA -N7	0.20	3.91	0.18	0.04	0.78	
2	CAPORAL -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
3	OBREIRO DE 1RA -N1	10.00	2.77	0.18	1.80	27.70	
Sub Total Mano de Obra:					2.02	31.60	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	205.40	
Total General Mano de Obra:						239.02	7.97

Costo Directo o SubTotal A:	9.19
15.00% Administración y Gastos Generales:	1.38
SubTotal B:	10.57
10.00% Utilidad e Imprevistos:	1.06
SubTotal C:	11.63
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	11.63
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	11.63

Alvarez y Tebet

Partida No.: 1

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8") PARA SUPERESTRUCTURA

Unidad: kgf

Cantidad: 16,173.01

Rendimiento: 1,000.000000

Código: E352120210

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CABILLA ESTRIADA N60 fy=4200k/cm2 #	kgf	1.0000	5.00	1.63	1.71	
2	ALAMBRE LISO GALVANIZADO CALIBRE Nº 18	kgf	0.0200	5.00	4.88	0.10	
3	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y CALETEO INTERNO &k1	kgf	1.0500	0.00	0.20	0.21	
Total Materiales:							2.02

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario	
1	CORTADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA D=1"	1.00	0.004000	2,158.98	8.64		
2	DOBLADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA 1 3/8"	1.00	0.002000	1,831.83	3.66		
3	EQUIPO MENOR PARA CABILLA Y MALLA SOLDADA	1.00	1.000000	1.47	1.47		
4	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42		
Total Equipos:						46.19	0.05

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO CABILLERO -N7	1.00	3.91	0.18	0.18	3.91	
2	CABILLERO DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	CABILLERO DE 2DA -N3	2.00	3.12	0.18	0.36	6.24	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	4.00	3.00	0.18	0.72	12.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					1.67	30.37	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	197.41	
Total General Mano de Obra:						229.45	0.23

Costo Directo o SubTotal A:	2.30
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.35
SubTotal B:	2.65
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.27
SubTotal C:	2.92
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	2.92
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	2.92

Alvarez y Tebet

Partida No.: 2

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO Fy 4200 kgf/cm², UTILIZANDO CABILLAS IGUAL O MENOR AL NO.3 (3/8") PARA SUPERESTRUCTURA

Unidad: kgf

Cantidad: 11,699.31

Rendimiento: 1,100.000000

Código: E352110210

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario	
1	CABILLA ESTRIADA N60 fy=4200k/cm2 #	kgf	1.0000	5.00	1.63	1.71		
2	ALAMBRE LISO GALVANIZADO CALIBRE Nº 18	kgf	0.0200	5.00	4.88	0.10		
3	MANEJO, ALMACENAMIENTO Y CALETEO INTERNO &k1	kgf	1.0500	0.00	0.20	0.21		
4	COSTO ASOCIADO DE TRANSPORTE &k	kgf	1.0500	0.00	0.25	0.26		
Total Materiales:							2.28	2.28

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario	
1	CORTADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA D=1"	1.00	0.004000	2,158.98	8.64		
2	DOBLADORA AUTOMATICA DE CABILLA HASTA 1 3/8"	1.00	0.002000	1,831.83	3.66		
3	EQUIPO MENOR PARA CABILLA Y MALLA SOLDADA	1.00	1.000000	1.47	1.47		
4	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42		
Total Equipos:						46.19	0.04

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO CABILLERO -N7	1.00	3.91	0.18	0.18	3.91	
2	CABILLERO DE 1RA -N5	4.00	3.69	0.18	0.72	14.76	
3	CABILLERO DE 2DA -N3	2.00	3.12	0.18	0.36	6.24	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	6.00	3.00	0.18	1.08	18.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					2.39	43.75	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	284.38	
Total General Mano de Obra:						330.52	0.30

Costo Directo o SubTotal A:	2.62
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.39
SubTotal B:	3.01
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.30
SubTotal C:	3.31
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	3.31
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	3.31

Alvarez y Tebet

Partida No.: 3

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN COLUMNAS.

Unidad: m2

Cantidad: 544.32

Rendimiento: 28.000000

Código: E342010111

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Disp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	0.0100	10.00	198.59	2.18	
2	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	0.0010	10.00	165.29	0.18	
3	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	0.1200	5.00	4.77	0.60	
4	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	0.1200	5.00	3.51	0.44	
5	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	0.1000	5.00	1.60	0.17	
6	COSTO POR TRANSPORTE AL SITIO &m3	m3	0.0110	0.00	9.54	0.10	
Total Materiales:						3.67	3.67

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO	2.00	1.000000	2.20	4.40	
2	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	2.00	1.000000	1.29	2.58	
3	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
Total Equipos:					39.40	1.41

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.50	4.43	0.18	0.09	2.22	
2	CARPINTERO DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
4	OBRERO DE 1RA -N1	2.00	2.77	0.18	0.36	5.54	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					1.22	21.98	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	142.87	
Total General Mano de Obra:						166.07	5.93

Costo Directo o SubTotal A:	11.01
15.00% Administración y Gastos Generales:	1.65
SubTotal B:	12.66
10.00% Utilidad e Imprevistos:	1.27
SubTotal C:	13.93
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	13.93
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	13.93

Alvarez y Tebet

Partida No.: 4

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN VIGAS DE CARGA

Unidad: m2

Cantidad: 854.88

Rendimiento: 26.000000

Código: E342010112

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Disp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	0.0050	10.00	165.29	0.91	
2	PUNTALES DE MADERA PARA ENCOFRADO	m3	0.0060	10.00	120.73	0.80	
3	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	0.0100	10.00	198.59	2.18	
4	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	0.1000	5.00	1.60	0.17	
5	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	0.2500	5.00	3.51	0.92	
6	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	0.1000	5.00	4.77	0.50	
7	FLETE / TRANSPORTE AL SITIO &G	sg	1.0000	0.00	2.50	2.50	
Total Materiales:						7.98	7.98

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO	2.00	1.000000	2.20	4.40	
2	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	1.00	1.000000	1.29	1.29	
3	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
Total Equipos:					38.11	1.47

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.25	4.43	0.18	0.05	1.11	
2	CARPINTERO DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
3	CARPINTERO DE 2DA -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	1.00	3.00	0.18	0.18	3.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
Sub Total Mano de Obra:					0.64	11.76	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	76.44	
Total General Mano de Obra:						88.84	3.42

Costo Directo o SubTotal A:	12.87
15.00% Administración y Gastos Generales:	1.93
SubTotal B:	14.80
10.00% Utilidad e Imprevistos:	1.48
SubTotal C:	16.28
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	16.28
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	16.28

Alvarez y Tebet

Partida No.: 5

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN LOSAS, INCLUYENDO MACIZADOS.

Unidad: m2

Cantidad: 1,003.20

Rendimiento: 26.000000

Código: E342010113

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	MADERA DE AURORA CEPILLADA	m3	0.0040	10.00	165.29	0.73	
2	PUNTALES DE MADERA PARA ENCOFRADO	m3	0.0020	10.00	120.73	0.27	
3	MADERA A LA MEDIDA SAQUI-SAQUI	m3	0.0120	10.00	198.59	2.62	
4	ACEITE PARA FORMALETA DE ENCOFRADOS	lt	0.1800	5.00	1.60	0.30	
5	CLAVOS DE ACERO RANURADO ROBUSTO #	kgf	0.2500	5.00	4.77	1.25	
6	CLAVO COMUN CON CABEZA P/ENCOFRADO #	kgf	0.2500	5.00	3.51	0.92	
7	FLETE / TRANSPORTE AL SITIO &G	sg	1.0000	0.00	2.50	2.50	
Total Materiales:						8.59	8.59

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO	4.00	1.000000	2.20	8.80	
2	EQUIPOS PARA CARPINTERIA	1.00	1.000000	1.29	1.29	
3	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	0.25	0.003479	37,270.49	32.42	
Total Equipos:					42.51	1.64

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.25	4.43	0.18	0.05	1.11	
2	CARPINTERO DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
3	CARPINTERO DE 2DA -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
5	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	0.25	3.36	0.18	0.05	0.84	
6	OBRAERO DE 1RA -N1	2.00	2.77	0.18	0.36	5.54	
Sub Total Mano de Obra:					1.18	20.30	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	131.95	
Total General Mano de Obra:						153.43	5.90

Costo Directo o SubTotal A:	16.13
15.00% Administración y Gastos Generales:	2.42
SubTotal B:	18.55
10.00% Utilidad e Imprevistos:	1.86
SubTotal C:	20.41
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	20.41
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	20.41

Alvarez y Tebet

Partida No.: 6

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE COLUMNAS RECTANGULARES.

Unidad: m3

Cantidad: 46.66

Rendimiento: 20.000000

Código: E331100121

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 210 kg/cm2 AS=5" #	m3	1.0000	2.00	86.27	88.00	
2	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	1.0000	0.00	4.77	4.77	
Total Materiales:						92.77	92.77

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	VIBRADOR A GASOLINA 5 HP L=5 M MANGUERA/CABEZAL	1.00	0.009000	1,130.79	10.18	
2	CARRETON	1.00	1.000000	268.19	268.19	
3	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	2.00	0.034000	21.99	1.50	
4	TOBO PLASTICO DE ALBAÑIL	6.00	0.067000	9.09	3.65	
5	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO H= 2 MT	1.00	0.009000	234.47	2.11	
6	TABLA PARA PLATAFORMA DE ANDAMIO	1.00	1.000000	0.74	0.74	
Total Equipos:					286.37	14.32

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	OBRERO DE 1RA -N1	10.00	2.77	0.18	1.80	27.70	
3	ALBAÑIL DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
Sub Total Mano de Obra:					2.34	39.51	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	256.82	
Total General Mano de Obra:						298.67	14.93

Costo Directo o SubTotal A:	122.02
15.00% Administración y Gastos Generales:	18.30
SubTotal B:	140.32
10.00% Utilidad e Imprevistos:	14.03
SubTotal C:	154.35
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	154.35
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	154.35

Alvarez y Tebet

Partida No.: 7

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DÍAS, ACABADO OBRA LIMPIA, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE CARGA Y MACIZADOS.

Unidad: m3

Cantidad: 89.76

Rendimiento: 11.000000

Código: E332000220

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 200 kg/cm2 AS. NORMAL #	m3	1.0000	2.00	79.45	81.04	
2	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	1.0000	0.00	4.77	4.77	
3	JUEGO DE LIJAS (MATERIALES)	jgo	1.0000	5.00	4.99	5.24	
Total Materiales:						91.05	91.05

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	WINCHE CABRESTATANTE CON MOTOR ELECTRICO	1.00	1.000000	65.95	65.95	
2	CARRETON	2.00	1.000000	268.19	536.38	
3	VIBRADOR CABEZAL D= 48 MM, ELECTRICO, L=4M	2.00	0.015800	659.46	20.84	
4	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	3.00	0.034000	21.99	2.24	
5	TOBO PLASTICO CAP= 10 LT DE ALBAÑILERIA	4.00	0.070000	8.80	2.46	
6	EQUIPO DE ALBAÑILERIA	1.00	1.000000	7.33	7.33	
7	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO H= 2 MT	2.00	0.009000	234.47	4.22	
Total Equipos:					639.42	58.13

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	0.50	4.43	0.18	0.09	2.22	
2	GÜINCHERO -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
3	ALBAÑIL DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
4	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
5	OBRAERO DE 1RA -N1	8.00	2.77	0.18	1.44	22.16	
Sub Total Mano de Obra:					2.43	40.88	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	265.72	
Total General Mano de Obra:						309.03	28.09

Costo Directo o SubTotal A:	177.27
15.00% Administración y Gastos Generales:	26.59
SubTotal B:	203.86
10.00% Utilidad e Imprevistos:	20.39
SubTotal C:	224.25
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	224.25
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	224.25

Alvarez y Tebet

Partida No.: 8

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: LOSA NERVADA EN UNA DIRECCION, E=25 cm CON CONCRETO F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS.

Unidad: m2

Cantidad: 1,023.36

Rendimiento: 110.000000

Código: E333125125

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 250 kg/cm2 AS=5" #	m3	0.0900	2.00	88.96	8.17	
2	FLETE / TRANSPORTE CONCRETO PREMEZCLADO &m3	m3	0.0900	0.00	4.77	0.43	
3	BLOQUE ARCILLA PLATABANDA 20X20X40 8/M2 P=7.8KG #	pza	10.0000	5.00	0.32	3.36	
Total Materiales:						11.96	11.96

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	WINCHE CABRESTANTE CON MOTOR ELECTRICO	1.00	1.000000	65.95	65.95	
2	CARRETON	4.00	1.000000	268.19	1,072.76	
3	VIBRADOR CABEZAL D= 48 MM, ELECTRICO, L=4M	2.00	0.015800	659.46	20.84	
4	PALA CON CABO DE MADERA BELLOTA O SIM	3.00	0.034000	21.99	2.24	
5	EQUIPO DE ALBAÑILERIA	1.00	1.000000	7.33	7.33	
Total Equipos:					1,169.12	10.63

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	ALBAÑIL DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
4	OBRAERO DE 1RA -N1	4.00	2.77	0.18	0.72	11.08	
5	GÜINCHERO -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
Sub Total Mano de Obra:					1.80	32.01	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	208.07	
Total General Mano de Obra:						241.88	2.20

Costo Directo o SubTotal A:	24.79
15.00% Administración y Gastos Generales:	3.72
SubTotal B:	28.51
10.00% Utilidad e Imprevistos:	2.85
SubTotal C:	31.36
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	31.36
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	31.36

Alvarez y Tebet

Partida No.: 9

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 220, SEGUN ESPECIFICACIONES

Unidad: kgf

Cantidad: 4,908.60

Rendimiento: 630.000000

Código: E361 S/C

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	PERFIL ACERO HEA 220 (50,5 KG/M)	kgf	1.0000	3.00	3.34	3.44	
2	ELECTRODO R10 E6013 X 350 MM RUTILICO #	kgf	0.0200	5.00	4.81	0.10	
3	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0.0040	2.00	30.99	0.13	
4	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0.0020	2.00	190.64	0.39	
5	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	0.0030	5.00	39.28	0.12	
6	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0.0060	5.00	6.37	0.04	
Total Materiales:						4.22	4.22

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	GRUA AUTOPROPULSADA HASTA 12 TON	1.00	1.000000	143.62	143.62	
2	SOLDADORA LINCOLN ELECTRICA 220 V - 225 AMP	2.00	0.050000	573.75	57.38	
3	EQUIPO DE OXIACETILENO CON ACCESORIOS	1.00	1.000000	3.77	3.77	
4	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	1.00	0.035000	256.47	8.98	
5	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1.00	1.000000	0.74	0.74	
6	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1.00	0.030000	186.12	5.58	
7	CEPILLO DE ALAMBRE	2.00	0.010000	2.63	0.05	
8	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	1.00	0.003479	37,270.49	129.66	
Total Equipos:					349.78	0.56

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43
2	SOLDADOR DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38
3	MONTADOR -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38
4	PINTOR DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69
5	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1RA -N8	1.00	4.31	0.18	0.18	4.31
6	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00
7	OBRAERO DE 1RA -N1	4.00	2.77	0.18	0.72	11.08
8	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12
Sub Total Mano de Obra:					2.52	47.39
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	308.04
Total General Mano de Obra:						0.57

Alvarez y Tebet

Partida No.: 9

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Costo Directo o SubTotal A:	5.35
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.80
SubTotal B:	6.15
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.62
SubTotal C:	6.77
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	6.77
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	6.77

Alvarez y Tebet

Partida No.: 10

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 200, SEGUN ESPECIFICACIONES

Unidad: kgf

Cantidad: 8,223.12

Rendimiento: 630.000000

Código: E361 S/C

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	PERFIL ACERO HEA 200 (42,3 KG/M)	kgf	1.0000	3.00	3.34	3.44	
2	ELECTRODO R10 E6013 X 350 MM RUTILICO #	kgf	0.0200	5.00	4.81	0.10	
3	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0.0040	2.00	30.99	0.13	
4	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0.0020	2.00	190.64	0.39	
5	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	0.0030	5.00	39.28	0.12	
6	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0.0060	5.00	6.37	0.04	
Total Materiales:						4.22	4.22

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	GRUA AUTOPROPULSADA HASTA 12 TON	1.00	1.000000	143.62	143.62	
2	SOLDADORA LINCOLN ELECTRICA 220 V - 225 AMP	2.00	0.050000	573.75	57.38	
3	EQUIPO DE OXIACETILENO CON ACCESORIOS	1.00	1.000000	3.77	3.77	
4	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	1.00	0.035000	256.47	8.98	
5	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1.00	1.000000	0.74	0.74	
6	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1.00	0.030000	186.12	5.58	
7	CEPILLO DE ALAMBRE	2.00	0.010000	2.63	0.05	
8	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	1.00	0.003479	37,270.49	129.66	
Total Equipos:					349.78	0.56

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	SOLDADOR DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	MONTADOR -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
4	PINTOR DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
5	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1RA -N8	1.00	4.31	0.18	0.18	4.31	
6	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
7	OBRAERO DE 1RA -N1	4.00	2.77	0.18	0.72	11.08	
8	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
Sub Total Mano de Obra:					2.52	47.39	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	308.04	
Total General Mano de Obra:						357.95	0.57

Alvarez y Tebet

Partida No.: 10

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Costo Directo o SubTotal A:	5.35
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.80
SubTotal B:	6.15
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.62
SubTotal C:	6.77
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	6.77
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	6.77

Alvarez y Tebet

Partida No.: 11

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 180, SEGUN ESPECIFICACIONES

Unidad: kgf

Cantidad: 532.50

Rendimiento: 580.000000

Código: E361 S/C

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	PERFIL ACERO HEA 180 (35,5 KG/M)	kgf	1.0000	3.00	3.34	3.44	
2	ELECTRODO R10 E6013 X 350 MM RUTILICO #	kgf	0.0200	5.00	4.81	0.10	
3	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0.0040	2.00	30.99	0.13	
4	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0.0020	2.00	190.64	0.39	
5	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	0.0030	5.00	39.28	0.12	
6	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0.0060	5.00	6.37	0.04	
Total Materiales:						4.22	4.22

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	GRUA HIDRAULICA 4 TON	1.00	0.002000	3,298.98	6.60	
2	SOLDADORA LINCOLN ELECTRICA 220 V - 225 AMP	2.00	0.050000	573.75	57.38	
3	EQUIPO DE OXIACETILENO CON ACCESORIOS	1.00	1.000000	3.77	3.77	
4	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	1.00	0.035000	256.47	8.98	
5	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1.00	1.000000	0.74	0.74	
6	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1.00	0.030000	186.12	5.58	
7	CEPILLO DE ALAMBRE	2.00	0.010000	2.63	0.05	
8	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	1.00	0.003479	37,270.49	129.66	
Total Equipos:					212.76	0.37

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	SOLDADOR DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	MONTADOR -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
4	PINTOR DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
5	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1RA -N8	1.00	4.31	0.18	0.18	4.31	
6	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
7	OBRAERO DE 1RA -N1	4.00	2.77	0.18	0.72	11.08	
8	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
Sub Total Mano de Obra:					2.52	47.39	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	308.04	
Total General Mano de Obra:						357.95	0.62

Alvarez y Tebet

Partida No.: 11
Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Costo Directo o SubTotal A:	5.21
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.78
SubTotal B:	5.99
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.60
SubTotal C:	6.59
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	6.59
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	6.59

Alvarez y Tebet

Partida No.: 12

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 220, SEGUN ESPECIFICACIONES

Unidad: kgf

Cantidad: 5,599.46

Rendimiento: 800.000000

Código: E361 S/C

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	PERFIL DE ACERO IPE 220 - 26,2 kg/m	kgf	1.0000	5.00	2.31	2.43	
2	ELECTRODO E7018 RUTILICO PENETRACION ESTRUCTURAS #	kgf	0.0200	5.00	9.15	0.19	
3	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	0.0028	5.00	39.28	0.12	
4	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0.0040	2.00	30.99	0.13	
5	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0.0020	2.00	190.64	0.39	
6	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0.0050	5.00	6.37	0.03	
Total Materiales:						3.29	3.29

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	SOLDADORA A GASOLINA MILLER	2.00	0.004000	6,884.78	55.08	
2	EQUIPO DE OXIACETILENO CON ACCESORIOS	1.00	1.000000	3.77	3.77	
3	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1.00	1.000000	0.74	0.74	
4	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	1.00	0.035000	256.47	8.98	
5	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1.00	0.030000	186.12	5.58	
6	CEPILLO DE ALAMBRE	2.00	0.010000	2.63	0.05	
7	GRUA AUTOPROPULSADA HASTA 12 TON	1.00	1.000000	143.62	143.62	
8	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	1.00	0.003479	37,270.49	129.66	
Total Equipos:					347.48	0.43

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	SOLDADOR DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	MONTADOR -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
4	PINTOR DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
5	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
6	OBRAERO DE 1RA -N1	4.00	2.77	0.18	0.72	11.08	
7	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1RA -N8	1.00	4.31	0.18	0.18	4.31	
8	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
Sub Total Mano de Obra:					2.52	47.39	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	308.04	
Total General Mano de Obra:						357.95	0.45

Alvarez y Tebet

Partida No.: 12
Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Costo Directo o SubTotal A:	4.17
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.63
SubTotal B:	4.80
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.48
SubTotal C:	5.28
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	5.28
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	5.28

Alvarez y Tebet

Partida No.: 13

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 200, SEGUN ESPECIFICACIONES

Unidad: kgf

Cantidad: 9,574.66

Rendimiento: 700.000000

Código: E361 S/C

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	PERFIL DE ACERO IPE 200 MM 22,4 kg/m	kgf	1.0000	5.00	2.59	2.72	
2	ELECTRODO E7018 RUTILICO PENETRACION ESTRUCTURAS #	kgf	0.0200	5.00	9.15	0.19	
3	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	0.0030	5.00	39.28	0.12	
4	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0.0040	2.00	30.99	0.13	
5	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0.0020	2.00	190.64	0.39	
6	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0.0050	5.00	6.37	0.03	
Total Materiales:						3.58	3.58

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	SOLDADORA A GASOLINA MILLER	1.00	0.004000	6,884.78	27.54	
2	EQUIPO DE OXIACETILENO CON ACCESORIOS	1.00	1.000000	3.77	3.77	
3	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1.00	1.000000	0.74	0.74	
4	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	1.00	0.035000	256.47	8.98	
5	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1.00	0.030000	186.12	5.58	
6	CEPILLO DE ALAMBRE	2.00	0.010000	2.63	0.05	
7	GRUA AUTOPROPULSADA HASTA 12 TON	1.00	1.000000	143.62	143.62	
8	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	1.00	0.003479	37,270.49	129.66	
Total Equipos:					319.94	0.46

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	SOLDADOR DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	MONTADOR -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
4	PINTOR DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
5	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
6	OBRAERO DE 1RA -N1	4.00	2.77	0.18	0.72	11.08	
7	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1RA -N8	1.00	4.31	0.18	0.18	4.31	
8	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
Sub Total Mano de Obra:					2.52	47.39	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	308.04	
Total General Mano de Obra:						357.95	0.51

Alvarez y Tebet

Partida No.: 13
Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Costo Directo o SubTotal A:	4.55
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.68
SubTotal B:	5.23
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.52
SubTotal C:	5.75
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	5.75
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	5.75

Alvarez y Tebet

Partida No.: 14

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 180, SEGUN ESPECIFICACIONES

Unidad: kgf

Cantidad: 12,403.68

Rendimiento: 530.000000

Código: E361 S/C

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	PERFIL DE ACERO IPE 180 MM 18,8 kg/m	kgf	1.0000	5.00	2.59	2.72	
2	ELECTRODO E7018 RUTILICO PENETRACION ESTRUCTURAS #	kgf	0.0200	5.00	9.15	0.19	
3	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	0.0030	5.00	39.28	0.12	
4	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0.0040	2.00	30.99	0.13	
5	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0.0020	2.00	190.64	0.39	
6	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0.0050	5.00	6.37	0.03	
Total Materiales:						3.58	3.58

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	Costo Unitario
1	SOLDADORA A GASOLINA MILLER	1.00	0.004000	6,884.78	27.54	
2	EQUIPO DE OXIACETILENO CON ACCESORIOS	1.00	1.000000	3.77	3.77	
3	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1.00	1.000000	0.74	0.74	
4	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	1.00	0.035000	256.47	8.98	
5	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1.00	0.030000	186.12	5.58	
6	CEPILLO DE ALAMBRE	2.00	0.010000	2.63	0.05	
7	GRUA HIDRAULICA 4 TON	1.00	0.002000	3,298.98	6.60	
8	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	1.00	0.003479	37,270.49	129.66	
Total Equipos:					182.92	0.35

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	Costo Unitario
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	SOLDADOR DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	MONTADOR -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
4	PINTOR DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
5	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
6	OBRAERO DE 1RA -N1	4.00	2.77	0.18	0.72	11.08	
7	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1RA -N8	1.00	4.31	0.18	0.18	4.31	
8	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
Sub Total Mano de Obra:					2.52	47.39	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	308.04	
Total General Mano de Obra:						357.95	0.68

Alvarez y Tebet

Partida No.: 14
Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Costo Directo o SubTotal A:	4.61
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.69
SubTotal B:	5.30
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.53
SubTotal C:	5.83
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	5.83
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	5.83

Alvarez y Tebet

Partida No.: 15

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 160, SEGUN ESPECIFICACIONES

Unidad: kgf

Cantidad: 311.26

Rendimiento: 530.000000

Código: E361 S/C

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	PERFIL DE ACERO IPE 160 MM 15,8 kg/m	kgf	1.0000	5.00	2.59	2.72	
2	ELECTRODO R10 E6013 X 350 MM RUTILICO #	kgf	0.0200	5.00	4.81	0.10	
3	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	0.0034	5.00	39.28	0.14	
4	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0.0040	2.00	30.99	0.13	
5	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0.0020	2.00	190.64	0.39	
6	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0.0050	5.00	6.37	0.03	
Total Materiales:						3.51	3.51

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	SOLDADORA LINCOLN ELECTRICA 220 V - 225 AMP	2.00	0.050000	573.75	57.38	
2	EQUIPO DE OXIACETILENO CON ACCESORIOS	1.00	1.000000	3.77	3.77	
3	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1.00	1.000000	0.74	0.74	
4	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	1.00	0.035000	256.47	8.98	
5	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1.00	0.030000	186.12	5.58	
6	CEPILLO DE ALAMBRE	2.00	0.010000	2.63	0.05	
7	GRUA HIDRAULICA 4 TON	1.00	0.002000	3,298.98	6.60	
8	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	1.00	0.003479	37,270.49	129.66	
Total Equipos:					212.76	0.40

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal	
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43	
2	SOLDADOR DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
3	MONTADOR -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38	
4	PINTOR DE 1RA -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69	
5	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	2.00	3.00	0.18	0.36	6.00	
6	OBRAERO DE 1RA -N1	4.00	2.77	0.18	0.72	11.08	
7	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1RA -N8	1.00	4.31	0.18	0.18	4.31	
8	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12	
Sub Total Mano de Obra:					2.52	47.39	
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	308.04	
Total General Mano de Obra:						357.95	0.68

Alvarez y Tebet

Partida No.: 15

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Costo Directo o SubTotal A:	4.59
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.69
SubTotal B:	5.28
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.53
SubTotal C:	5.81
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	5.81
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	5.81

Alvarez y Tebet

Partida No.: 16

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL CONDUVEN 135 X 135

Unidad: kgf

Cantidad: 3,232.43

Rendimiento: 1,050.000000

Código: E361 S/C

1. MATERIALES

Nº	Descripción	Und.	Cantidad	Desp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	PERFIL CONDUVEN ECO 135 X 135 X4.3 MM 17.15 K/M	kgf	1.0000	3.00	1.76	1.81	
2	ELECTRODO R10 E6013 X 350 MM RUTILICO #	kgf	0.0200	5.00	4.81	0.10	
3	PINTURA FONDO MINIO ANTICORROSIVO #	gln	0.0030	5.00	39.28	0.12	
4	DISCO ABRASIVO PARA ESMERIL 7"	pza	0.0050	5.00	6.37	0.03	
5	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0.0040	2.00	30.99	0.13	
6	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0.0020	2.00	190.64	0.39	
Total Materiales:						2.58	2.58

2. EQUIPOS

Nº	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	SOLDADORA 500 AMPERIOS GASOIL	2.00	0.002700	12,822.68	69.24	
2	EQUIPO DE OXIACETILENO CON ACCESORIOS	1.00	1.000000	3.77	3.77	
3	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	1.00	0.035000	256.47	8.98	
4	EQUIPO P/PINTAR: BROCHA RODILLO Y EXTENSION	1.00	1.000000	0.74	0.74	
5	TALADRO ELECTRICO CON CEPILLO DE ALAMBRE	1.00	0.030000	186.12	5.58	
6	CEPILLO DE ALAMBRE	4.00	0.010000	2.63	0.11	
7	GRUA HIDRAULICA 20 TON GROVE RT 420	1.00	0.003000	48,396.42	145.19	
8	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	1.00	0.003479	37,270.49	129.66	
Total Equipos:					363.27	0.35

3. MANO DE OBRA

Nº	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43
2	SOLDADOR DE 1RA -N5	4.00	3.69	0.18	0.72	14.76
3	MONTADOR -N5	4.00	3.69	0.18	0.72	14.76
4	PINTOR DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38
5	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	4.00	3.00	0.18	0.72	12.00
6	OBRAERO DE 1RA -N1	4.00	2.77	0.18	0.72	11.08
7	OPERADOR DE GRUA (GRUERO) DE 1RA -N8	1.00	4.31	0.18	0.18	4.31
8	CHOFER DE 3RA (HASTA 3 TON) -N3	1.00	3.12	0.18	0.18	3.12
Sub Total Mano de Obra:					3.78	71.84
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	466.96
Total General Mano de Obra:						542.58

0.52

Alvarez y Tebet

Partida No.: 16
Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Costo Directo o SubTotal A:	3.45
15.00% Administración y Gastos Generales:	0.52
SubTotal B:	3.97
10.00% Utilidad e Imprevistos:	0.40
SubTotal C:	4.37
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	4.37
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	4.37

Alvarez y Tebet

Partida No.: 17

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Descripción: LOSA DE CONCRETO F'c 250 kg/cm², ENCOFRADO COLABORANTE LOSACERO O SIMILAR, PESO= 8.00 KG/M², SECCION 36/30, H= 76.2 mm, CALIBRE 22, CONCRETO E= 8 cm SOBRE LA CRESTA, PERALTE TOTAL DE LA LOSA 15.62 cm. NO INCLUYE MALLA PARA RETRACCION NI TAPAS LATERALES

Unidad: m²

Cantidad: 788.71

Rendimiento: 25.000000

Código: E33 S/C

1. MATERIALES

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Disp.	Precio	Total Material	Costo Unitario
1	LAMINA LOSACERO / SOFITO METALICO	kgf	8.0000	4.00	2.03	16.89	
2	COSTO DE TRANSPORTE AL SITIO D<= 50 KM &k	kgf	8.0000	0.00	0.14	1.12	
3	BOMBONA DE OXIGENO INDUSTRIAL (CONTENIDO)	cil	0.0280	2.00	30.99	0.89	
4	BOMBONA DE GAS ACETILENO (CONTENIDO)	cil	0.0280	2.00	190.64	5.44	
5	ELECTRODO R10 E6013 X 350 MM RUTILICO #	kgf	0.0250	5.00	4.81	0.13	
6	CONCRETO PREMEZCLADO F'C 250 kg/cm ² AS=3" #	m ³	0.1170	2.00	87.16	10.40	
7	COSTO DEL TRANSPORTE HASTA 50 KM &m3	m ³	0.1170	0.00	0.39	0.05	
8	CONECTOR DE CORTE PARA LOSACERO	pza	4.0000	5.00	0.63	2.65	
Total Materiales:						37.57	37.57

2. EQUIPOS

N°	Descripción	Cantidad	COP/Dep/Alq	Precio	Total Equipo	
1	ANDAMIO TUBULAR DE UN CUERPO H= 2 MT	8.00	0.009000	234.47	16.88	
2	ESMERIL PORTATIL 7" BOSCH 8500 RPM O SIM	2.00	0.035000	256.47	17.95	
3	EQUIPO DE OXIACETILENO /ACCESORIOS /BOMBONAS	1.00	1.000000	7.53	7.53	
4	PLANTA P/ SOLDAR LINCOLN SA-200 GASOIL	1.00	1.000000	139.24	139.24	
5	WINCHE CABRESTANTE CON MOTOR ELECTRICO	2.00	1.000000	65.95	131.90	
6	EQUIPO Y HERRAM. P/PUESTA OBRA CONCRETO	1.00	1.000000	2.20	2.20	
7	CARRETILLA CAP= 110 LT RUEDAS DE GOMA	7.00	0.020000	217.63	30.47	
8	CAMION FORD F- 350 ESTACAS	1.00	0.003479	37,270.49	129.66	
Total Equipos:					475.83	19.03

3. MANO DE OBRA

N°	Descripción	Cantidad	Jornal	Bono	Total Bono	Total Jornal
1	MAESTRO DE OBRA DE 1RA -N9	1.00	4.43	0.18	0.18	4.43
2	SOLDADOR DE 1RA -N5	2.00	3.69	0.18	0.36	7.38
3	AYUDANTE - TABULADOR CONSTRUCCION -N2	3.00	3.00	0.18	0.54	9.00
4	MONTADOR -N5	1.00	3.69	0.18	0.18	3.69
5	OBRA DE 1RA -N1	12.00	2.77	0.18	2.16	33.24
6	GÜINCHERO -N3	2.00	3.12	0.18	0.36	6.24
7	CHOFER DE 2DA (DE 3 A 8 TON) -N4	1.00	3.36	0.18	0.18	3.36
Sub Total Mano de Obra:					3.96	67.34
FCAS: 650.00 % Prestaciones Sociales:					0.00	437.71
Total General Mano de Obra:					509.01	20.36

Alvarez y Tebet

Partida No.: 17
Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Contratante: Cliente

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Costo Directo o SubTotal A:	76.96
15.00% Administración y Gastos Generales:	11.54
SubTotal B:	88.50
10.00% Utilidad e Imprevistos:	8.85
SubTotal C:	97.35
0.00% Financiamiento:	0.00
Precio Unitario sin Impuesto:	97.35
12.00% Impuesto (I.V.A.):	0.00
0.00% Otros Impuestos:	0.00
PRECIO UNITARIO \$:	97.35

Apéndice H: Diagrama de Gantt, Mixta

Alvarez y Tebet

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Ubicación:

Contratante: Cliente

CRONOGRAMA DE TRABAJO

Part No.	Descripción	Und.	Cantidad	Mes 1					Mes 2					Mes 3					Mes 4				
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	E311110300 EXCAVACION EN TIERRA A MANO PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS, HASTA PROFUNDIDADES COMPRENDIDAS ENTRE 1.50 Y 3.00 M	m3	395.66	█					█					█					█				
2	E319100000 CONSTRUCCION DE BASE DE PIEDRA PICADA CORRESPONDIENTE A OBRAS PREPARATIVAS. INCLUYE EL SUMINISTRO Y TRANSPORTE DEL MATERIAL HASTA UNA DISTANCIA DE 50 km.	m3	25.76						█														
3	E351120210 SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLA NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8"), PARA INFRAESTRUCTURA	kgf	2311.29						█														
4	E341010110 ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN CABEZALES DE PILOTES, BASES Y ESCALONES, PEDESTALES, VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES, FUNDACIONES DE PARED, VIGAS DE FUNDACION Y BASES DE PAVIMENTO	m2	30.60											█									
5	E323000121 CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE BASES Y ESCALONES.	m3	51.64											█									
6	E324000120 CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE PEDESTALES.	m3	12.24											█									
7	E325000120 CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE RIOSTRA, TIRANTES Y FUNDACIONES DE PARED.	m3	34.20											█									
8	E317000000 COMPACTACION DE RELLENOS CON APISONADORES DE PERCUSION, CORRESPONDIENTE A LOS ASIENOS DE FUNDACIONES, ZANJAS U OTROS.	m3	273.11																█				
9	E313110000 CARGA A MANO DE MATERIAL PROVENIENTE DE LAS EXCAVACIONES PARA ASIENTO DE FUNDACIONES, ZANJAS, U OTROS.	m3	122.55																█				

CRONOGRAMA DE TRABAJO

Part No.	Descripción	Und.	Cantidad	Mes 1					Mes 2					Mes 3				
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	E352120210 SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS NO.4 A NO.7 (1/2" A 7/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf	16173.01	█														
2	E352110210 SUMINISTRO, TRANSPORTE, PREPARACION Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO Fy 4200 kgf/cm2, UTILIZANDO CABILLAS IGUAL O MENOR AL NO.3 (3/8") PARA SUPERESTRUCTURA	kgf	11699.31	█														
3	E342010111 ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN COLUMNAS.	m2	544.32	█					█									
4	E342010112 ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN VIGAS DE CARGA	m2	854.88	█					█									
5	E342010113 ENCOFRADO DE MADERA, TIPO RECTO, ACABADO CORRIENTE, EN LOSAS, INCLUYENDO MACIZADOS.	m2	1003.20	█					█					█				
6	E331100121 CONCRETO DE F'c 210 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO CORRIENTE, PARA LA CONSTRUCCION DE COLUMNAS RECTANGULARES.	m3	46.66	█														
7	E332000220 CONCRETO DE F'c 200 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS, ACABADO OBRA LIMPIA, PARA LA CONSTRUCCION DE VIGAS DE CARGA Y MACIZADOS.	m3	89.76	█					█									
8	E333125125 LOSA NERVADA EN UNA DIRECCION, E=25 cm CON CONCRETO F'c 250 kgf/cm2 A LOS 28 DIAS.	m2	1023.36	█					█									
9	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 220, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	4908.60	█					█									
10	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 200, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	8223.12	█					█									
11	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL CON CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL HEA 180, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	532.50	█					█									
12	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 220, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	5599.46	█					█									
13	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 200, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	9574.66	█					█					█				
14	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 180, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	12403.68	█					█					█				

Alvarez y Tebet

Obra: Tesis Proyecto estructural mixto

Ubicación:

Contratante: Cliente

CRONOGRAMA DE TRABAJO

Part No.	Descripción	Und.	Cantidad	Mes 1					Mes 2					Mes 3				
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
15	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS CON PERFIL IPE 160, SEGUN ESPECIFICACIONES	kgf	311.26															
16	E361 S/C SUMINISTRO, PREPARACION, MONTAJE Y SISTEMA DE PROTECCION DE ACERO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES SOLDADAS PARA PERFIL CONDUVEN 135 X 135	kgf	3232.43															
17	E33 S/C LOSA DE CONCRETO F'c 250 kg/cm2, ENCOFRADO COLABORANTE LOSACERO O SIMILAR, PESO= 8.00 KG/M2, SECCION 36/30, H= 76.2 mm, CALIBRE 22, CONCRETO E= 8 cm SOBRE LA CRESTA, PERALTE TOTAL DE LA LOSA 15.62 cm. NO INCLUYE MALLA PARA RETRACCION NI	m2	788.71															

Apéndice I: Conexiones de Acero.

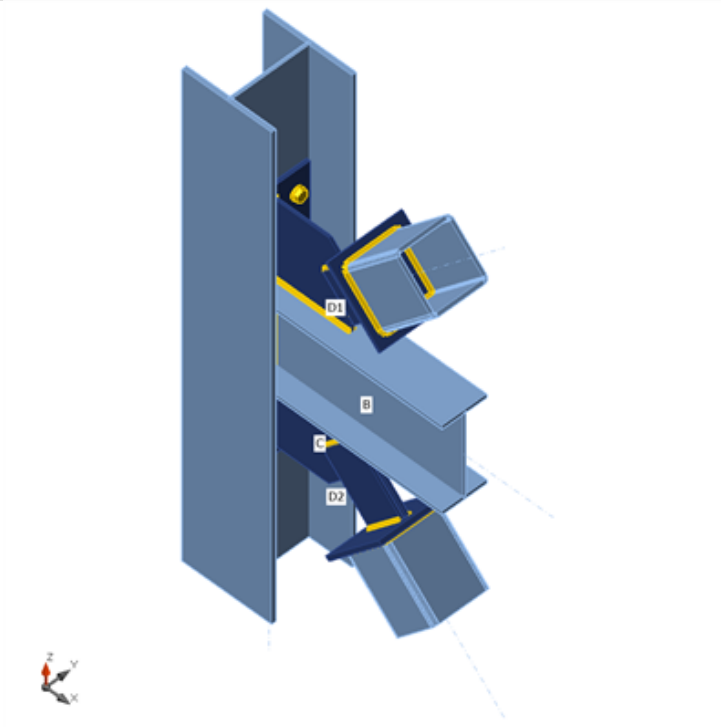
Ítem del proyecto 5A

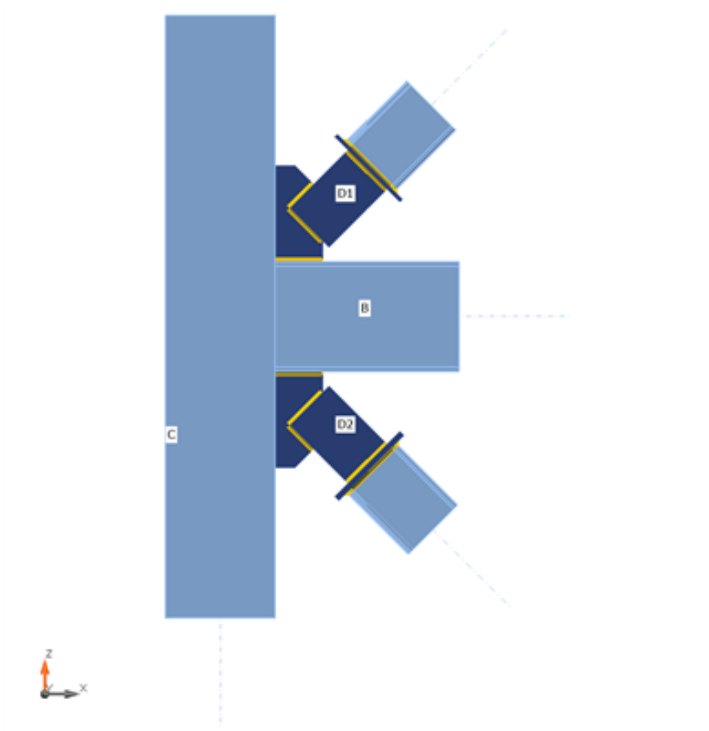
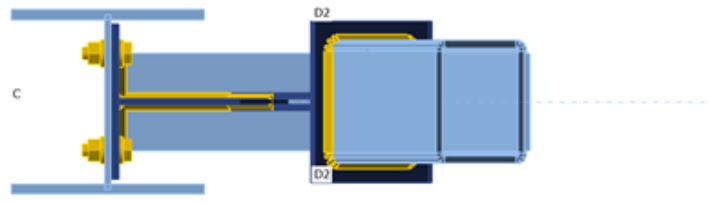
Diseño

Nombre	5A
Descripción	
Análisis	Tensión, deformación/ Carga simplificada
Normativa de cálculo	AISC - LRFD 2016

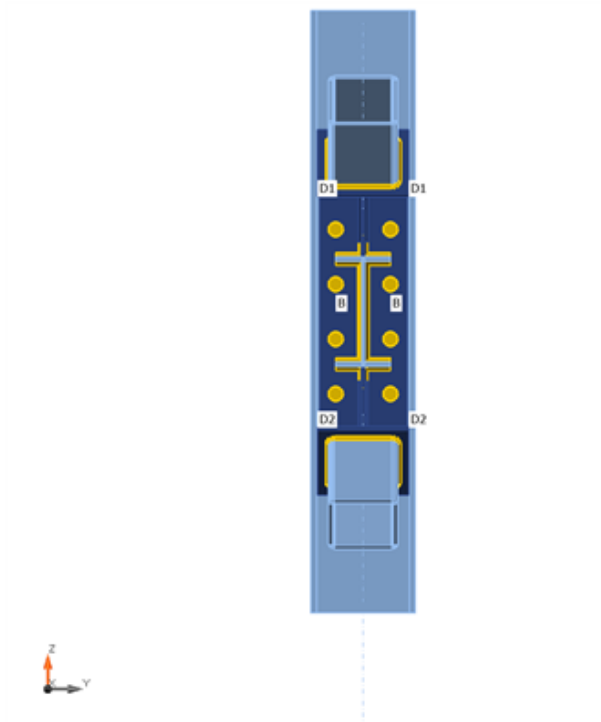
Elementos estructurales

Nombre	Sección transversal	β - Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]	Fuerzas en
C	4 - HEA200	90.0	-90.0	0.0	0	0	0	Posición
B	5 - IPE200	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posición
D1	8 - HSS(Imp)5X5X5/16	0.0	-45.0	0.0	0	0	0	Posición
D2	8 - HSS(Imp)5X5X5/16	0.0	45.0	0.0	0	0	0	Posición





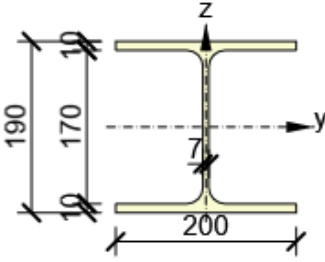
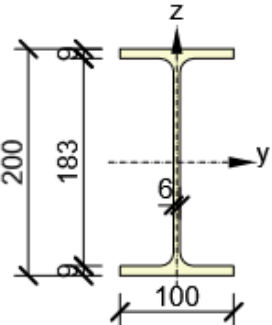
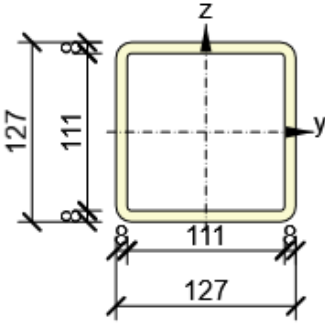
Proyecto: Diagonales
Proyecto n°: 5A
Autor:



Secciones

Nombre	Material
4 - HEA200	A36
5 - IPE200	A36
8 - HSS(Imp)5X5X5/16	A500, Gr. C

Secciones

Nombre	Material	Dibujo
4 - HEA200	A36	
5 - IPE200	A36	
8 - HSS(Im)5X5X5/16	A500, Gr. C	

Tornillos

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm ²]
1/2 A325	1/2 A325	13	827.4	127

Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Env	B	0.0	0.0	-7.5	0.0	6.9	0.0
	D1	-9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	D2	-30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Proyecto: 5B
Proyecto n°:
Autor:

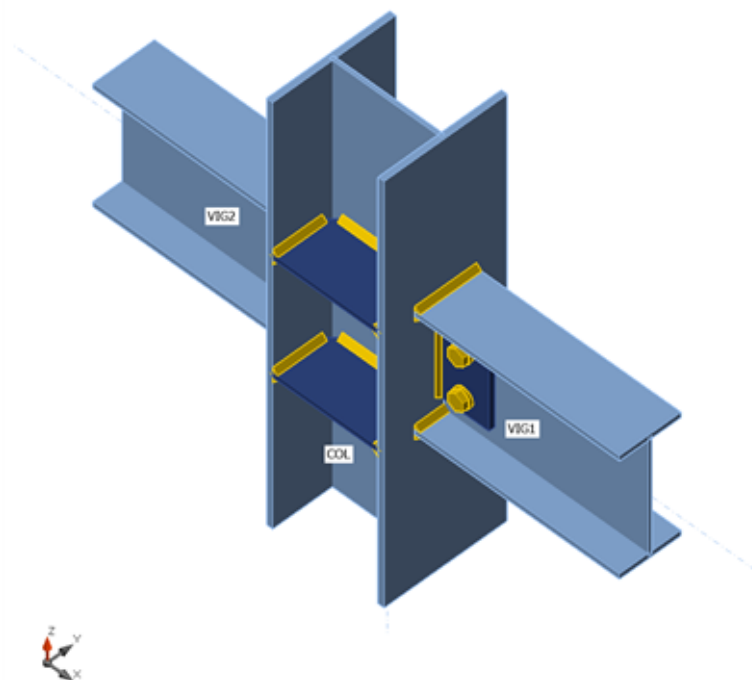
Ítem del proyecto 5B

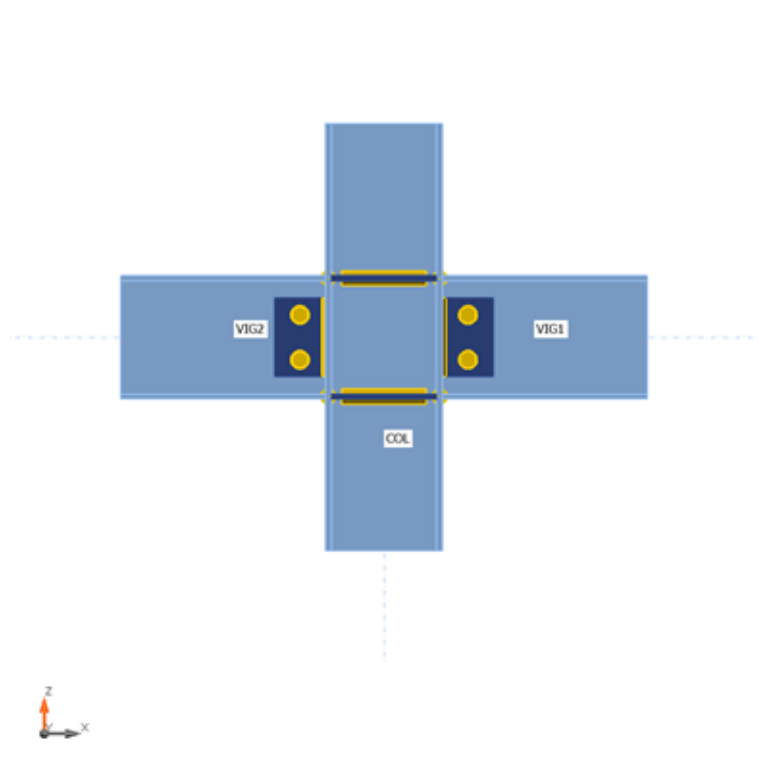
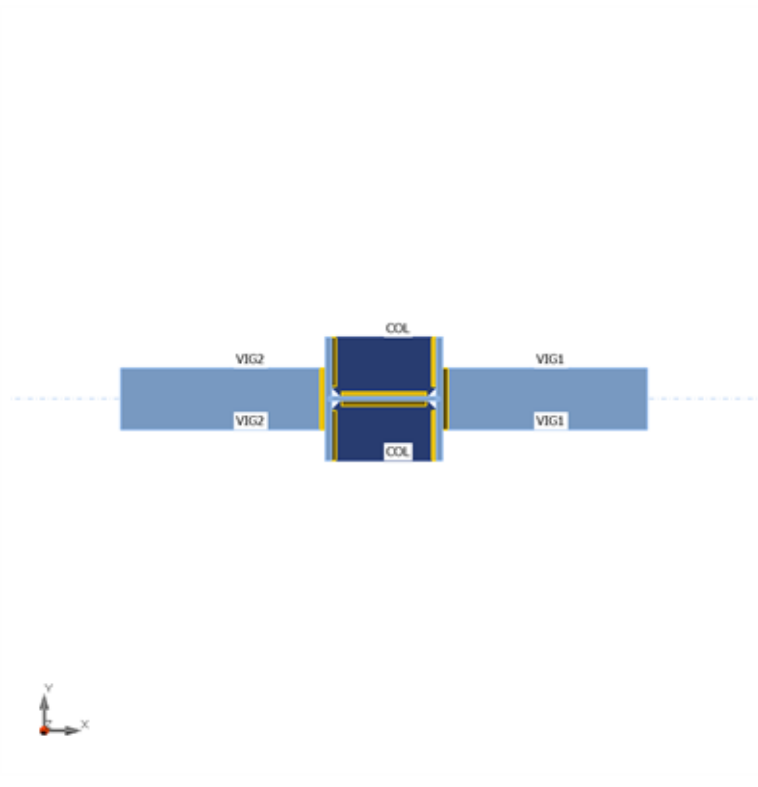
Diseño

Nombre 5B
Descripción
Análisis Tensión, deformación/ Carga simplificada
Normativa de cálculo AISC - LRFD 2016

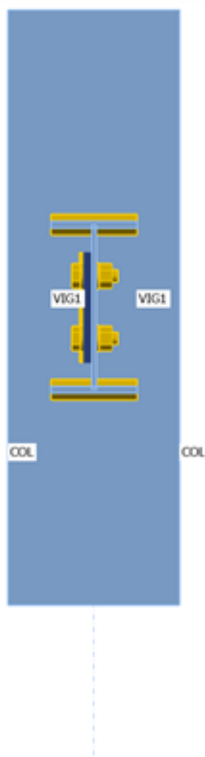
Elementos estructurales

Nombre	Sección transversal	β - Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento e_x [mm]	Desplazamiento e_y [mm]	Desplazamiento e_z [mm]	Fuerzas en
COL	5 - HEA220	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Nodo
VIG1	4 - IPE220	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posición
VIG2	4 - IPE220	180.0	0.0	0.0	0	0	0	Posición





Proyecto: 5B
 Proyecto n°:
 Autor:



Secciones

Nombre	Material
5 - HEA220	A36
4 - IPE220	A36

Secciones

Nombre	Material	Dibujo
5 - HEA220	A36	
4 - IPE220	A36	

Proyecto: 5B
Proyecto n°:
Autor:

Tornillos

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm ²]
5/8 A325	5/8 A325	16	827.4	198

Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
COMB1	VIG1	0.0	0.0	54.0	0.0	-33.4	0.0
	VIG2	0.0	0.0	-46.0	0.0	-25.1	0.0
COMB2	VIG1	0.0	0.0	61.3	0.0	-38.1	0.0
	VIG2	0.0	0.0	-52.2	0.0	-28.5	0.0
COMB3	VIG1	0.0	0.0	61.3	0.0	-38.1	0.0
	VIG2	0.0	0.0	-52.2	0.0	-28.5	0.0
COMB4	VIG1	0.0	0.0	55.6	0.0	-34.5	0.0
	VIG2	0.0	0.0	-47.4	0.0	-25.8	0.0
COMB5	VIG1	0.0	0.0	56.5	0.0	-36.0	0.0
	VIG2	0.0	0.0	46.9	0.0	-25.1	0.0
COMB6	VIG1	0.0	0.0	55.4	0.0	-34.1	0.0
	VIG2	0.0	0.0	-48.4	0.0	-27.3	0.0
COMB7	VIG1	0.0	0.0	56.0	0.0	-34.1	0.0
	VIG2	0.0	0.0	46.9	0.0	-25.2	0.0
COMB8	VIG1	0.0	0.0	46.4	0.0	-29.3	0.0
	VIG2	0.0	0.0	-48.4	0.0	-27.3	0.0
COMB9	VIG1	0.0	0.0	46.4	0.0	-29.3	0.0
	VIG2	0.0	0.0	-38.9	0.0	-20.7	0.0
COMB10	VIG1	0.0	0.0	47.8	0.0	-27.9	0.0
	VIG2	0.0	0.0	-39.9	0.0	-22.1	0.0
COMB11	VIG1	0.0	0.0	35.6	0.0	-22.9	0.0
	VIG2	0.0	0.0	29.7	0.0	-16.2	0.0
COMB12	VIG1	0.0	0.0	34.8	0.0	-21.9	0.0
	VIG2	0.0	0.0	-30.6	0.0	-17.5	0.0
COMB13	VIG1	0.0	0.0	62.9	0.0	-31.5	0.0
	VIG2	0.0	0.0	53.1	0.0	-29.8	2.0
COMB14	VIG1	0.0	0.0	34.2	0.0	-15.6	0.0
	VIG2	0.0	0.0	29.4	0.0	10.1	0.0

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	0.0 < 5.0%	OK
Tornillos	5.2 < 100%	OK
Soldaduras	47.8 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Proyecto: PB(5B)
Proyecto nº:
Autor:

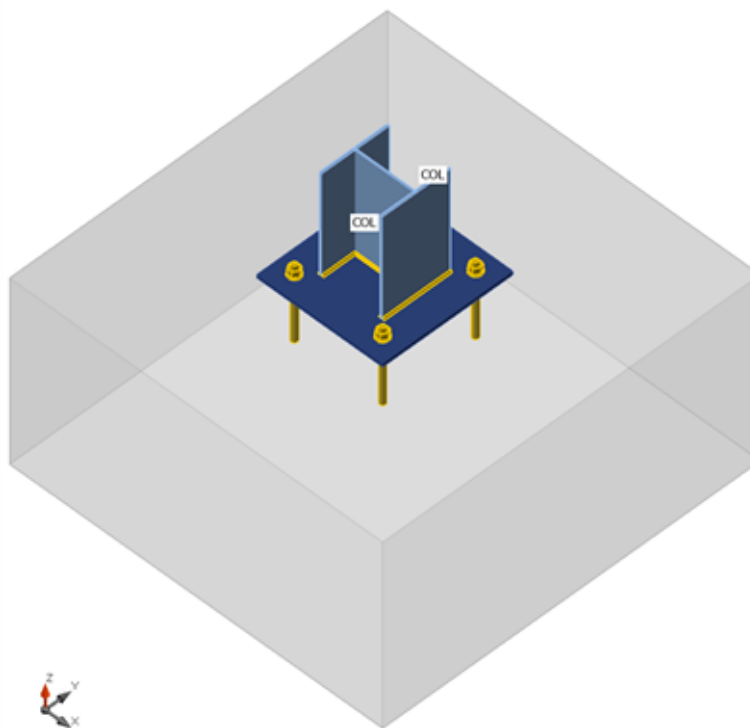
Ítem del proyecto PB(5B)

Diseño

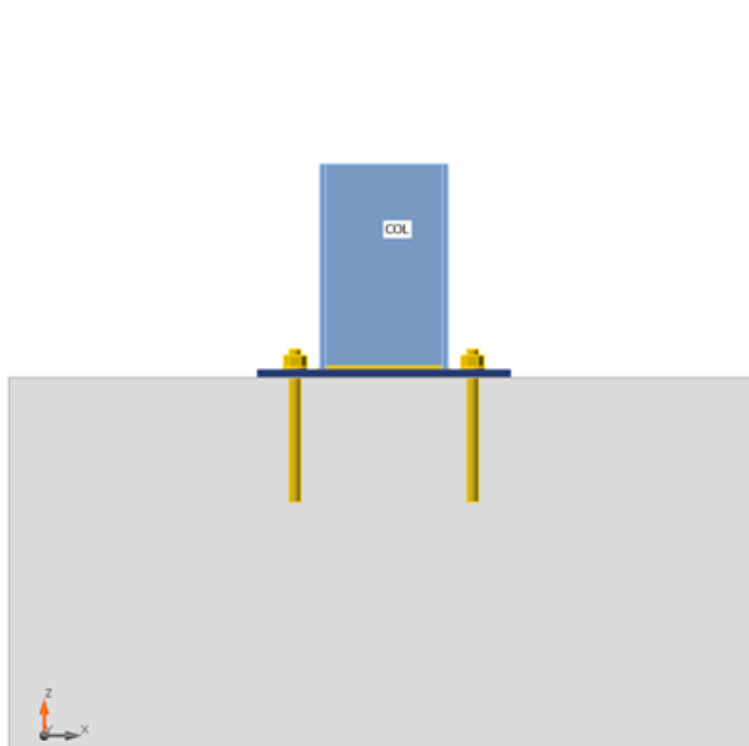
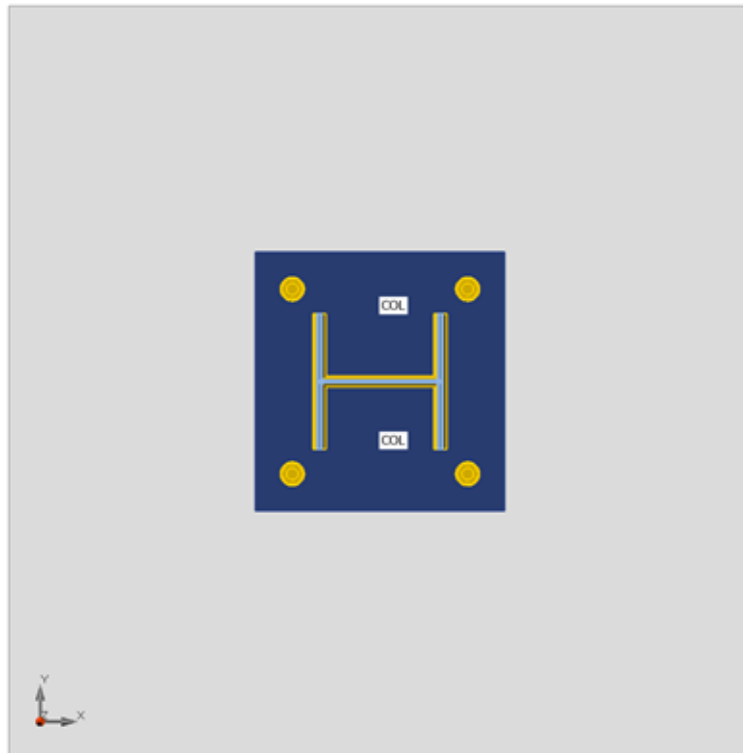
Nombre PB(5B)
Descripción
Análisis Tensión, deformación/ Carga simplificada
Normativa de cálculo AISC - LRFD 2016

Elementos estructurales

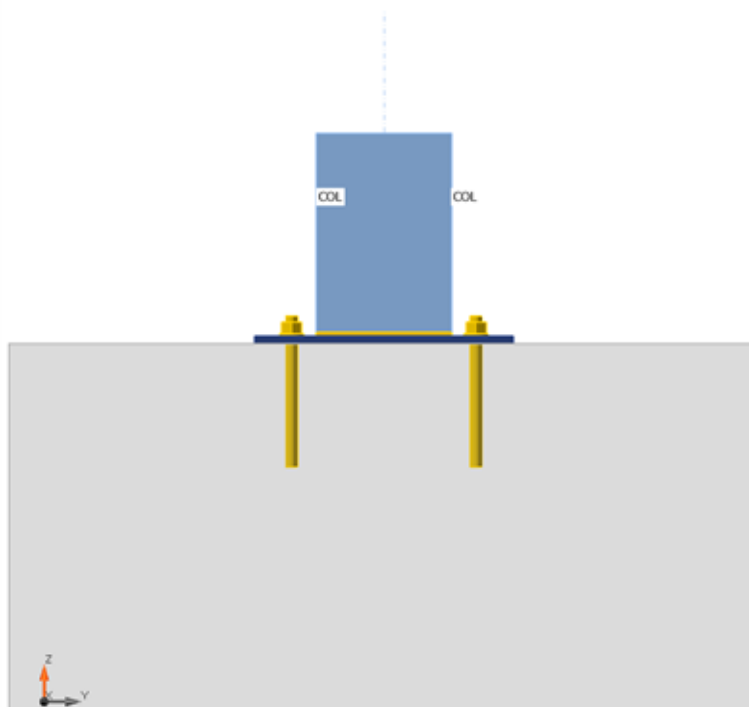
Nombre	Sección transversal	β - Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]	Fuerzas en
COL	2 - HEA220A	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Nodo



Proyecto: PB(5B)
Proyecto n°:
Autor:



Proyecto: PB(5B)
 Proyecto n°:
 Autor:



Secciones

Nombre	Material
2 - HEA220A	A36

Secciones

Nombre	Material	Dibujo
2 - HEA220A	A36	

Anclajes

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm ²]
3/4 A325	3/4 A325	19	827.4	285

Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Envolvente	COL	-332.7	0.0	12.5	0.0	17.2	0.0

Proyecto: PB(5B)
Proyecto n°:
Autor:

Bloque de la cimentación

Ítem	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones	1220 x 1205	mm
Profundidad	600	mm
Anclaje	3/4 A325	
Longitud del anclaje	200	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Anclajes	

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	0.0 < 5.0%	OK
Anclajes	15.1 < 100%	OK
Soldaduras	75.2 < 100%	OK
Bloque de hormigón	14.4 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	f_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{Ed} [MPa]	Estado de la verificación
COL-bfl 1	248.2	8.5	Envolvente	167.1	0.0	0.0	OK
COL-tfl 1	248.2	8.5	Envolvente	46.5	0.0	0.0	OK
COL-w 1	248.2	6.0	Envolvente	114.1	0.0	0.0	OK
BP1	248.2	12.0	Envolvente	148.0	0.0	0.0	OK

Datos de diseño

Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
A36	248.2	5.0

Proyecto:
Proyecto nº:
Autor:

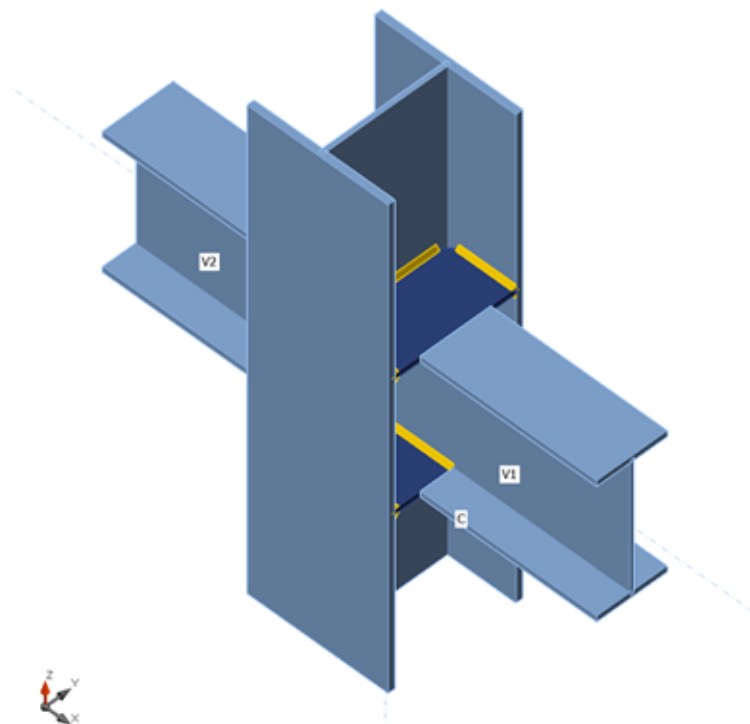
Ítem del proyecto 5B (V)

Diseño

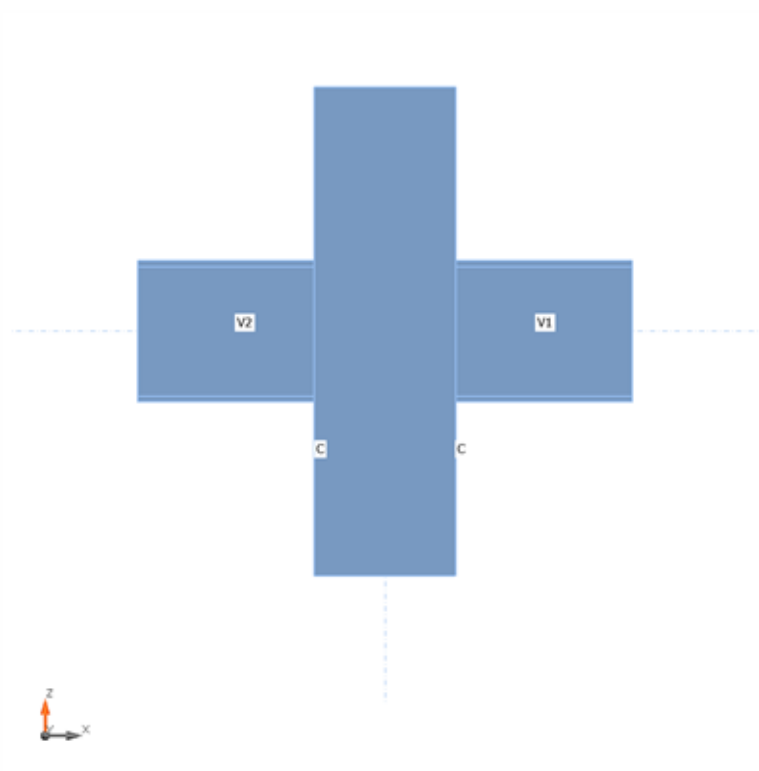
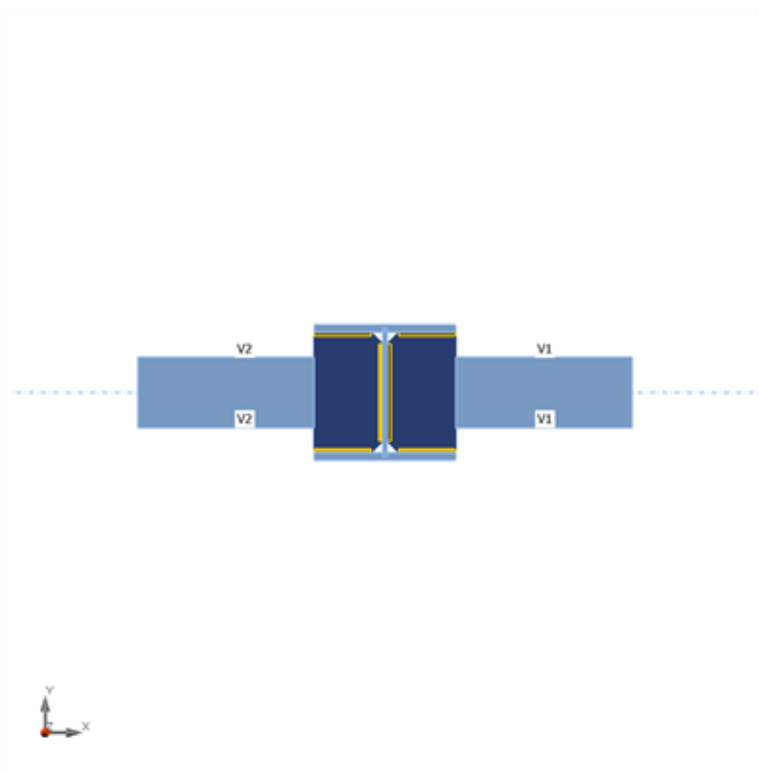
Nombre 5B (V)
Descripción
Análisis Tensión, deformación/ Carga simplificada
Normativa de cálculo AISC - LRFD 2016

Elementos estructurales

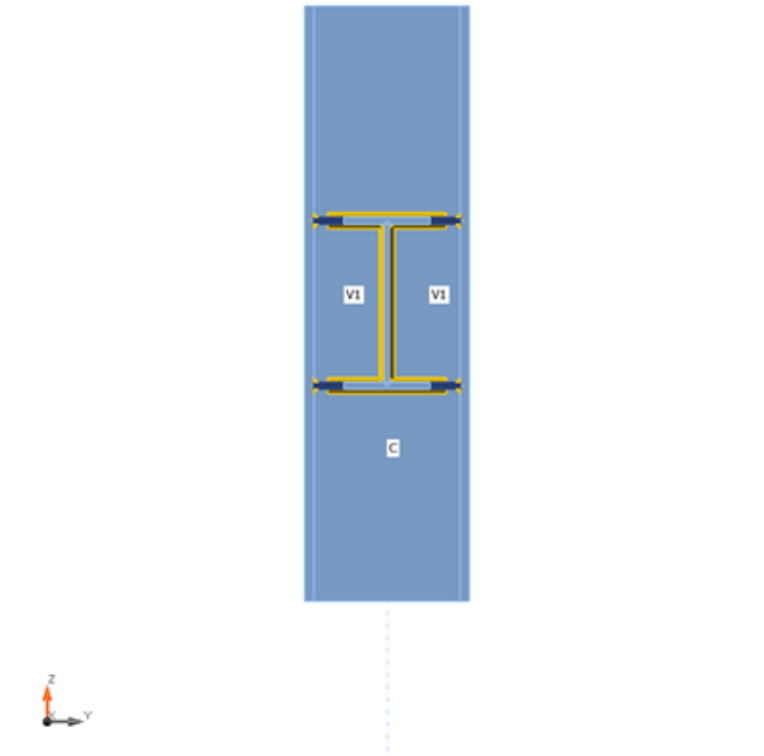
Nombre	Sección transversal	β - Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento e_x [mm]	Desplazamiento e_y [mm]	Desplazamiento e_z [mm]	Fuerzas en
C	4 - HEA220	0.0	-90.0	90.0	0	0	0	Posición
V1	3 - IPE220	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posición
V2	3 - IPE220	180.0	0.0	0.0	0	0	0	Posición



Proyecto:
Proyecto n°:
Autor:



Proyecto:
Proyecto n°:
Autor:



Secciones

Nombre	Material
4 - HEA220	A36
3 - IPE220	A36

Secciones

Nombre	Material	Dibujo
4 - HEA220	A36	
3 - IPE220	A36	

Proyecto:
Proyecto n°:
Autor:

Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
CB1	V1	0.0	0.0	-15.2	0.0	13.9	0.0
	V2	0.0	0.0	-11.3	0.0	10.9	0.0
CB2	V1	0.0	0.0	-17.3	0.0	15.7	0.0
	V2	0.0	0.0	-18.1	0.0	17.2	0.0
CB3	V1	0.0	0.0	-17.3	0.0	15.7	0.0
	V2	0.0	0.0	-18.1	0.0	17.2	0.0
CB4	V1	0.0	0.0	-15.7	0.0	14.3	0.0
	V2	0.0	0.0	-15.7	0.0	16.4	0.0
CB5	V1	0.0	0.0	-15.7	0.0	14.3	0.0
	V2	0.0	0.0	-15.7	0.0	16.4	0.0
CB6	V1	0.0	0.0	-15.7	0.0	14.3	0.0
	V2	0.0	0.0	-15.7	0.0	16.4	0.0
CB7	V1	0.0	0.0	-15.7	0.0	14.3	0.0
	V2	0.0	0.0	-15.7	0.0	16.4	0.0
CB8	V1	0.0	0.0	-15.7	0.0	14.3	0.0
	V2	0.0	0.0	-15.7	0.0	16.4	0.0
CB9	V1	0.0	0.0	-13.0	0.0	11.9	0.0
	V2	0.0	0.0	-13.6	0.0	13.0	0.0
CB10	V1	0.0	0.0	-13.0	0.0	11.9	0.0
	V2	0.0	0.0	-13.6	0.0	13.0	0.0
CB11	V1	0.0	0.0	-9.8	0.0	8.9	0.0
	V2	0.0	0.0	-10.2	0.0	9.8	0.0
CB12	V1	0.0	0.0	-9.8	0.0	8.9	0.0
	V2	0.0	0.0	-10.2	0.0	9.8	0.0
CB13	V1	0.0	0.0	-16.8	0.0	15.3	0.0
	V2	0.0	0.0	-17.5	0.0	16.7	0.0
LE14	V1	0.0	0.0	-8.7	0.0	7.9	0.0
	V2	0.0	0.0	-9.1	0.0	8.7	0.0

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	$0.0 < 5.0\%$	OK
Soldaduras	$18.4 < 100\%$	OK
Pandeo	No calculado	

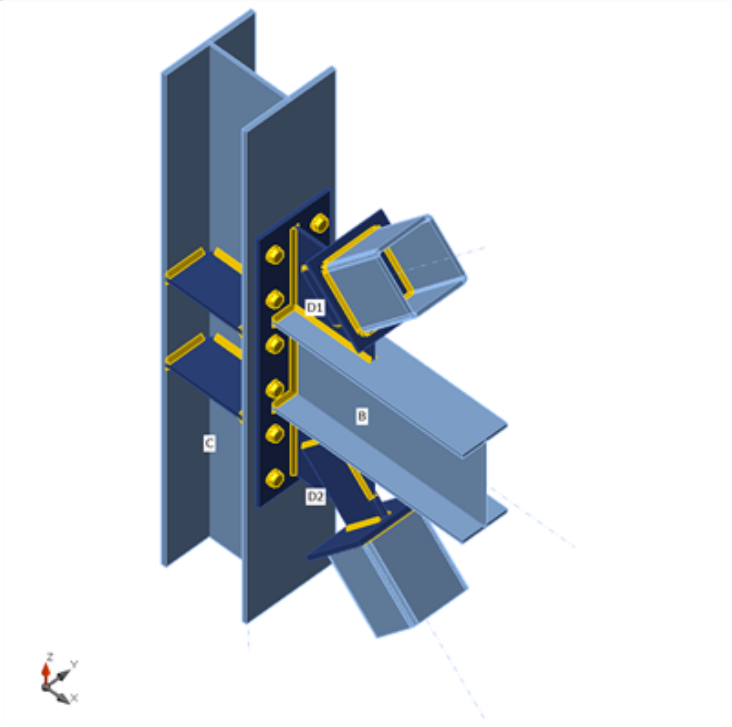
Ítem del proyecto 6B

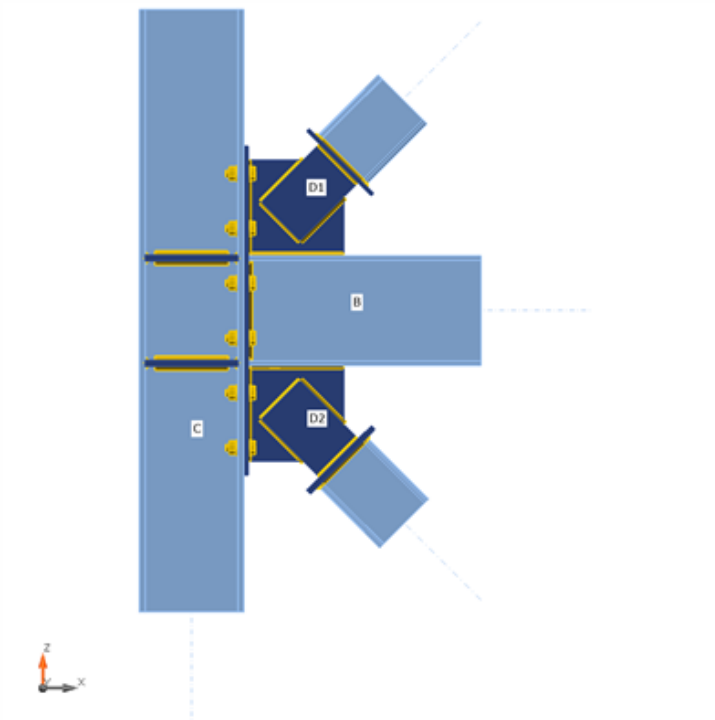
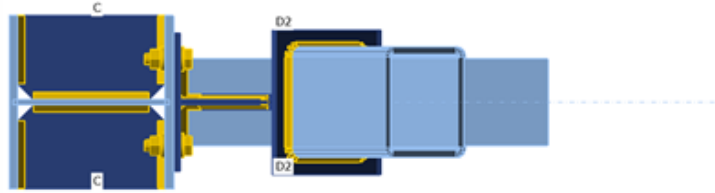
Diseño

Nombre	6B
Descripción	
Análisis	Tensión, deformación/ Carga simplificada
Normativa de cálculo	AISC - LRFD 2016

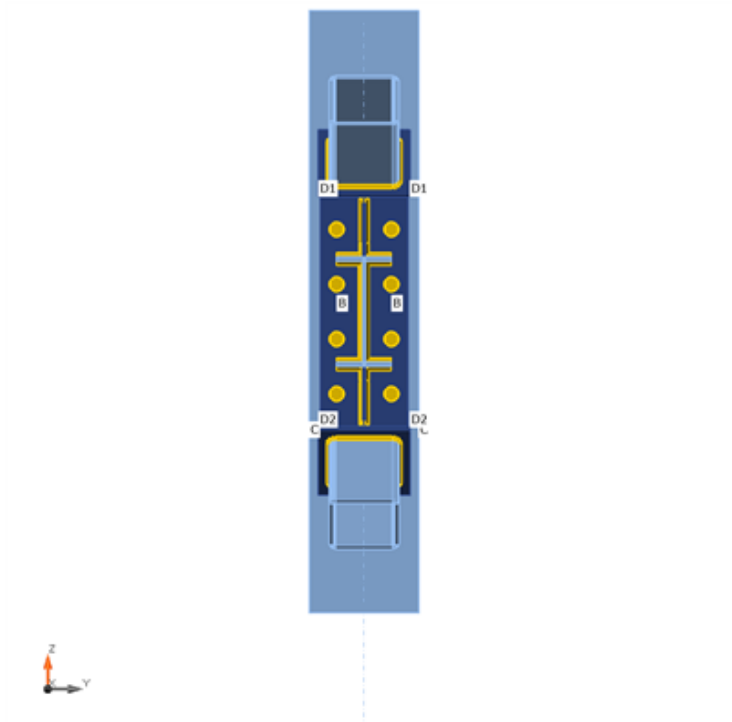
Elementos estructurales

Nombre	Sección transversal	β - Dirección [°]	γ - Inclinación [°]	α - Rotación [°]	Desplazamiento ex [mm]	Desplazamiento ey [mm]	Desplazamiento ez [mm]	Fuerzas en
C	4 - HEA200	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Posición
B	5 - IPE200	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posición
D1	8 - HSS(Imp)5X5X5/16	0.0	-45.0	0.0	0	0	0	Posición
D2	8 - HSS(Imp)5X5X5/16	0.0	45.0	0.0	0	0	0	Posición





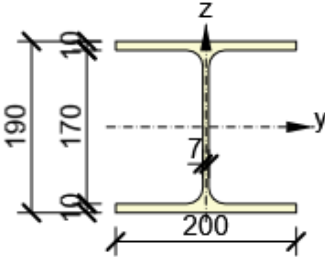
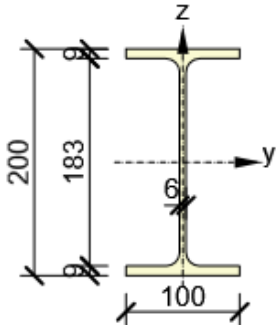
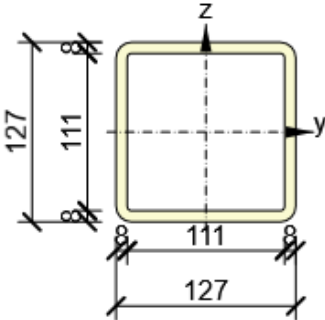
Proyecto: Diagonales
Proyecto n°: 6B
Autor:



Secciones

Nombre	Material
4 - HEA200	A36
5 - IPE200	A36
8 - HSS(Imp)5X5X5/16	A500, Gr. C

Secciones

Nombre	Material	Dibujo
4 - HEA200	A36	
5 - IPE200	A36	
8 - HSS(Imp)5X5X5/16	A500, Gr. C	

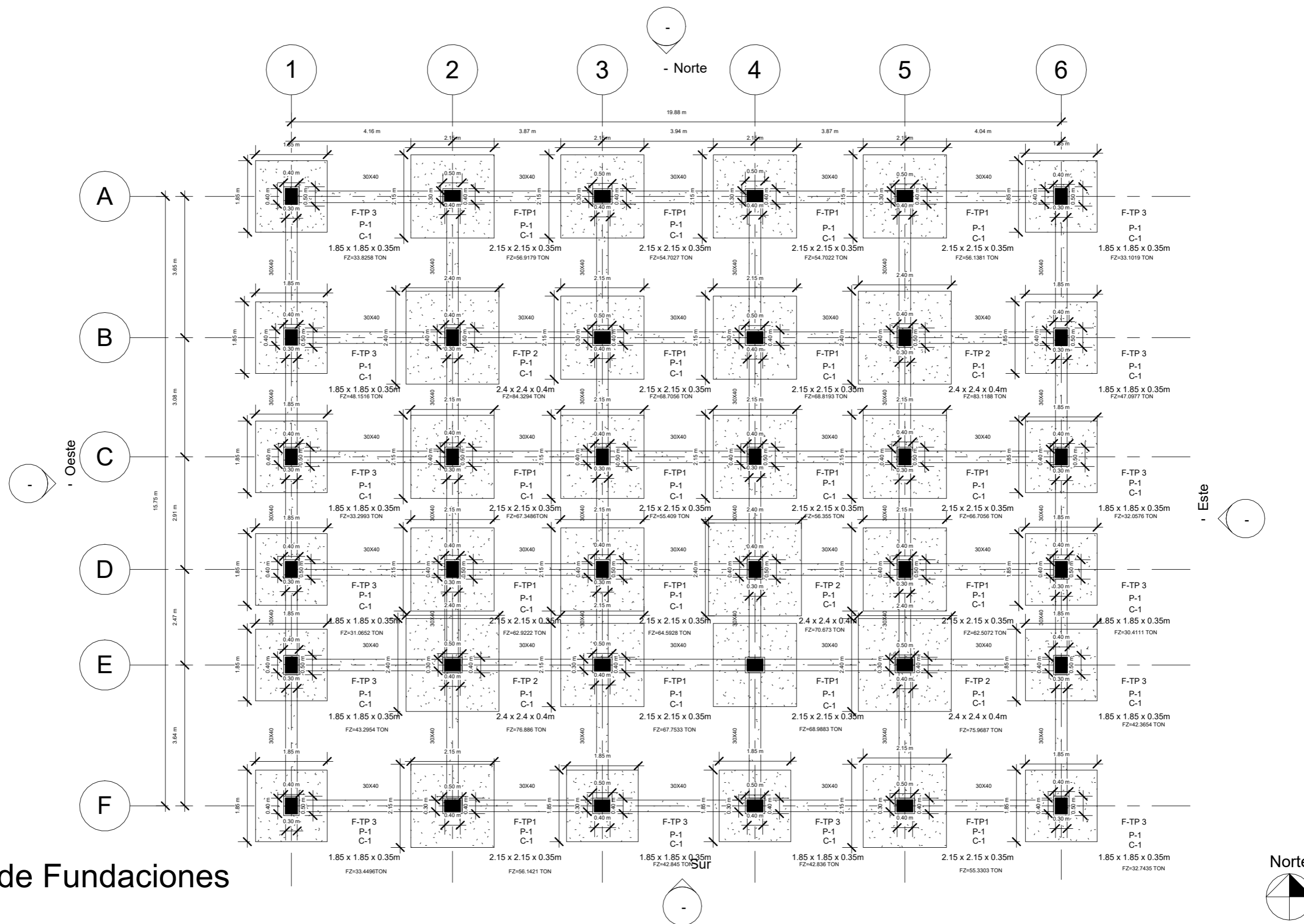
Tornillos

Nombre	Conjunto de tornillo	Diámetro [mm]	fu [MPa]	Área bruta [mm ²]
1/2 A325	1/2 A325	13	827.4	127

Cargas (No se requiere el equilibrio)

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Env	B	0.0	0.0	-21.3	0.0	-11.6	0.0
	D1	-30.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	D2	-18.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Apéndice J: Planos Estructurales



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
 Multifamiliar de 6 pisos
 en Concreto Armado

Fundaciones

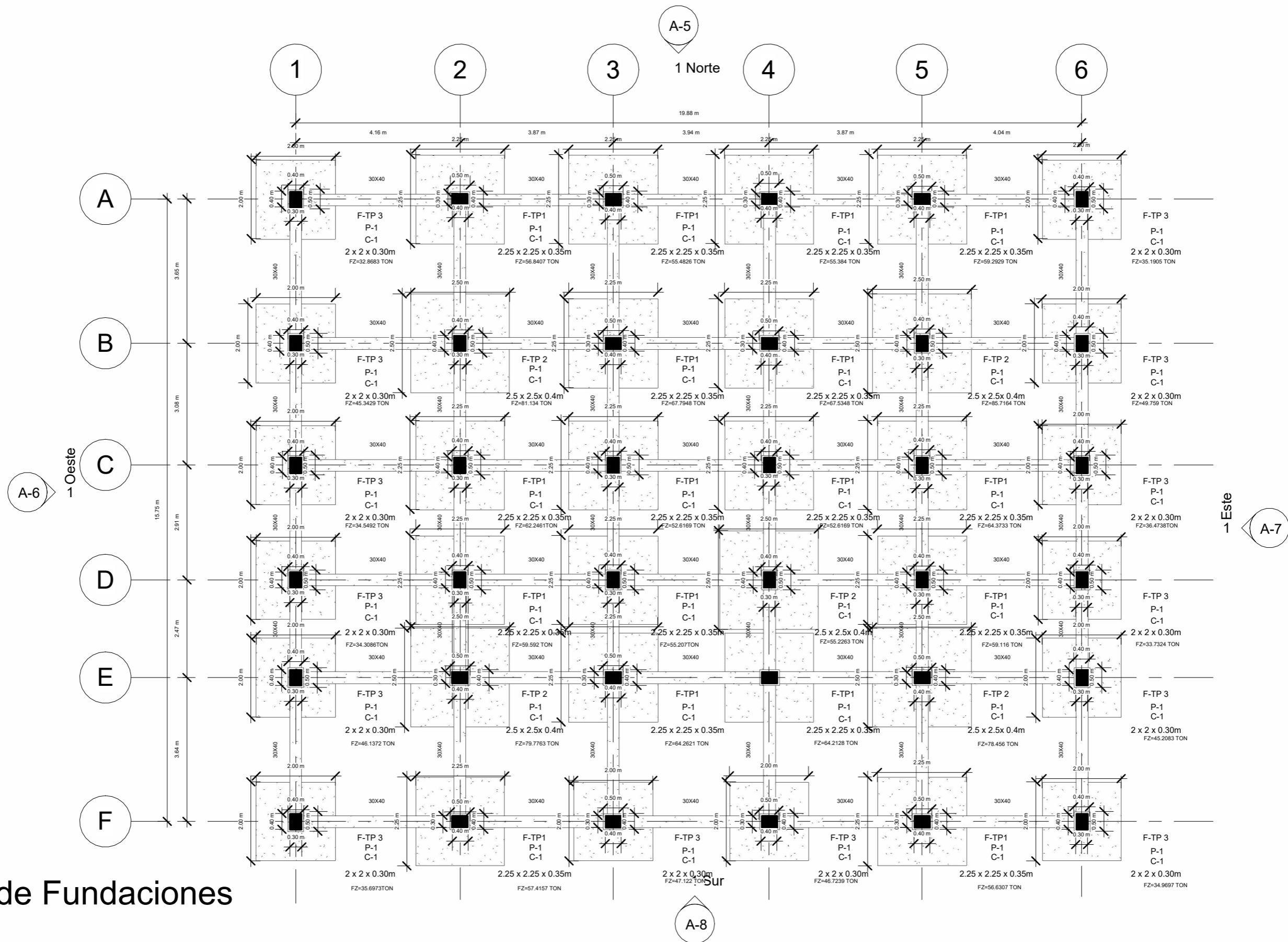
Fecha: _____ Fecha de emisión: _____
 Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648
 Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753

A-1

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100



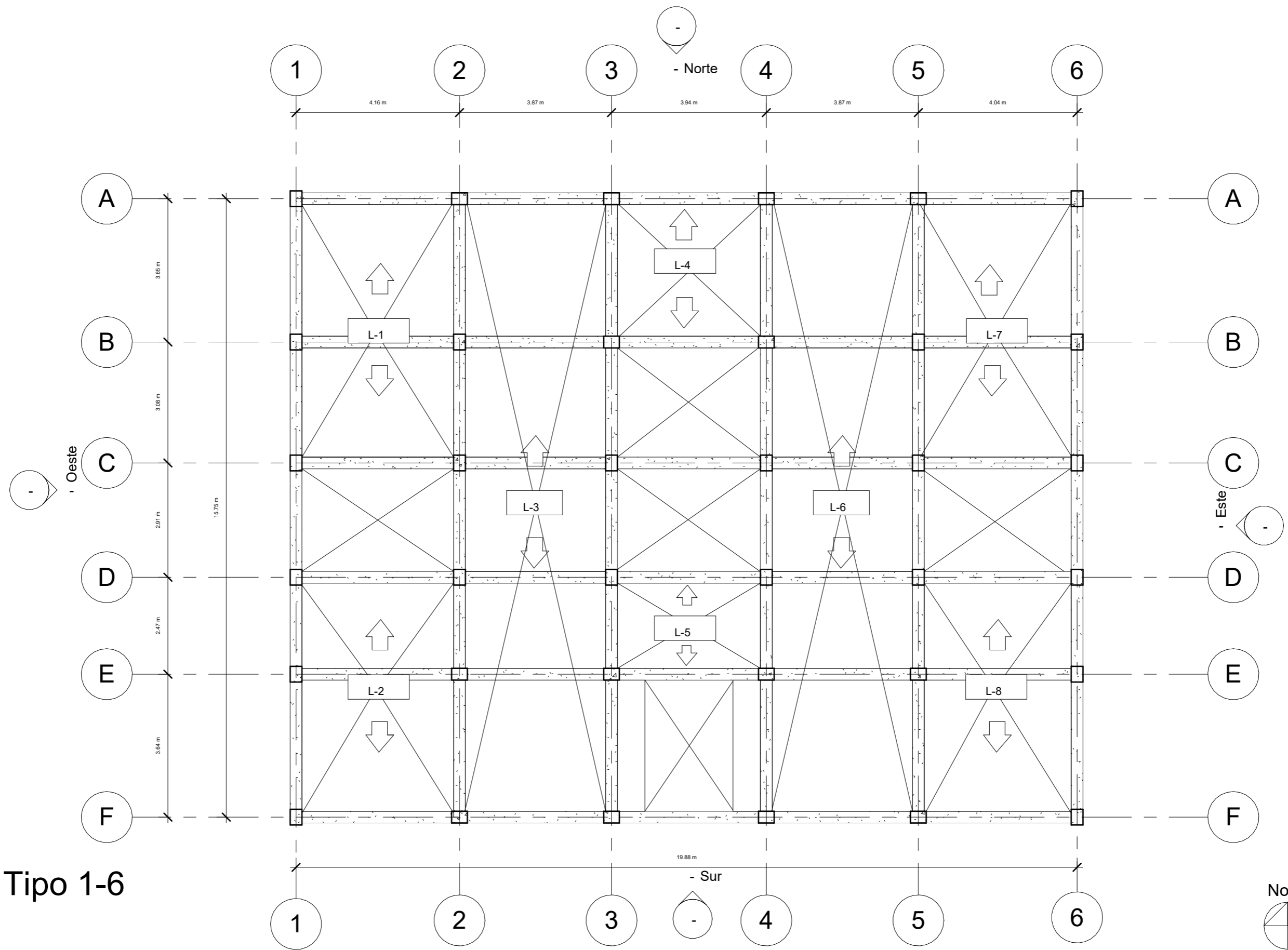
1 Nivel de Fundaciones
1 : 100



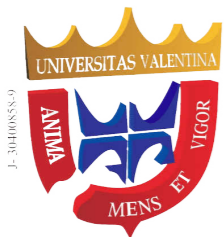
UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
Mixta

Fundaciones		Escala	A-1
Fecha	Fecha de emisión		
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I: 28.330.753			
Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914			



1 **Planta Tipo 1-6**
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
en Concreto Armado

Armado de Losas

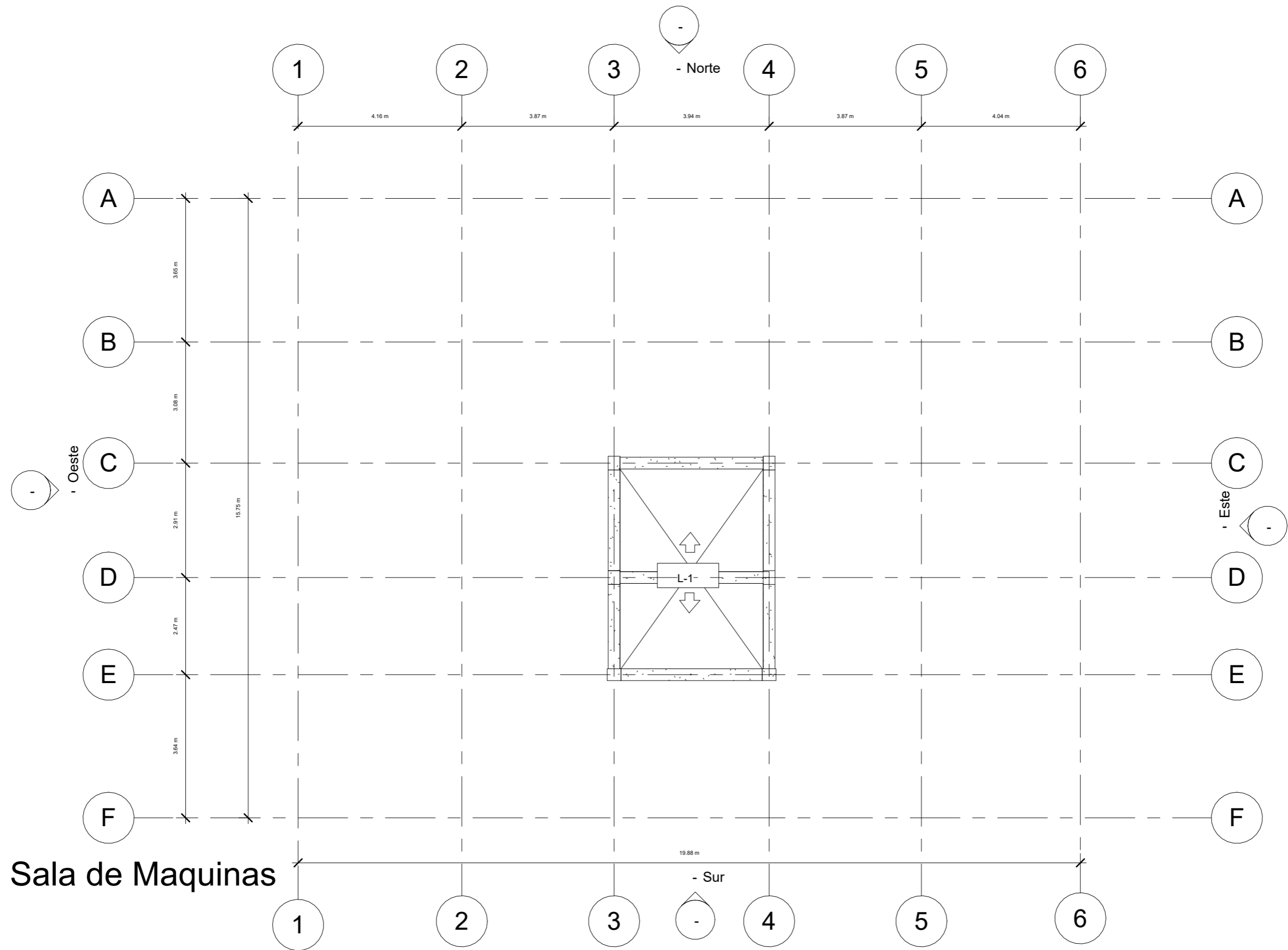
Fecha	Fecha de emisión
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753	

A-2

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100



1 Techo Sala de Maquinas
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
en Concreto Armado

Armado de Losas

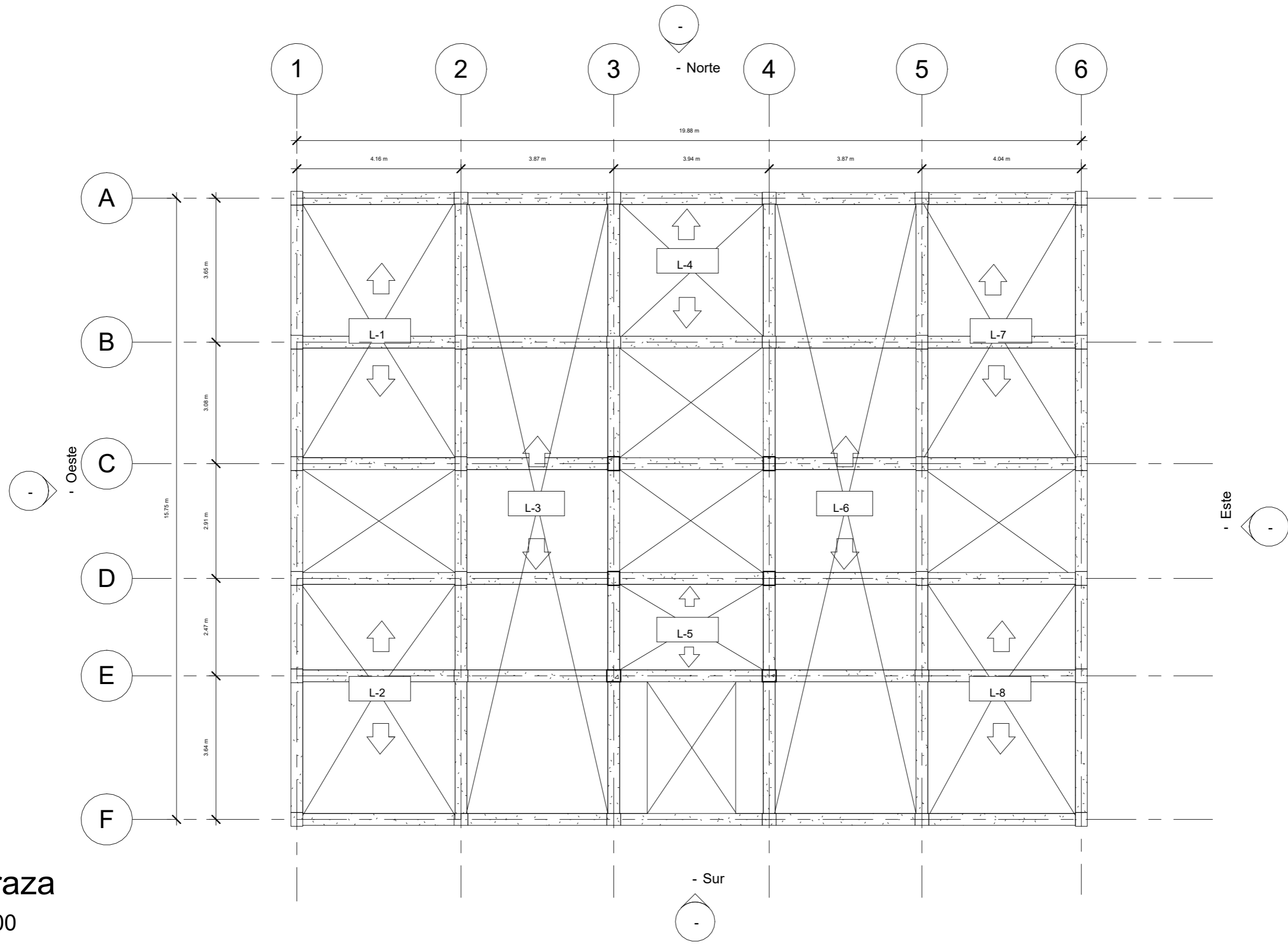
Fecha	Fecha de emisión
Autores:	
Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648	
Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753	

A-3

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100



1 Terraza
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
en Concreto Armado

Armado de Losas

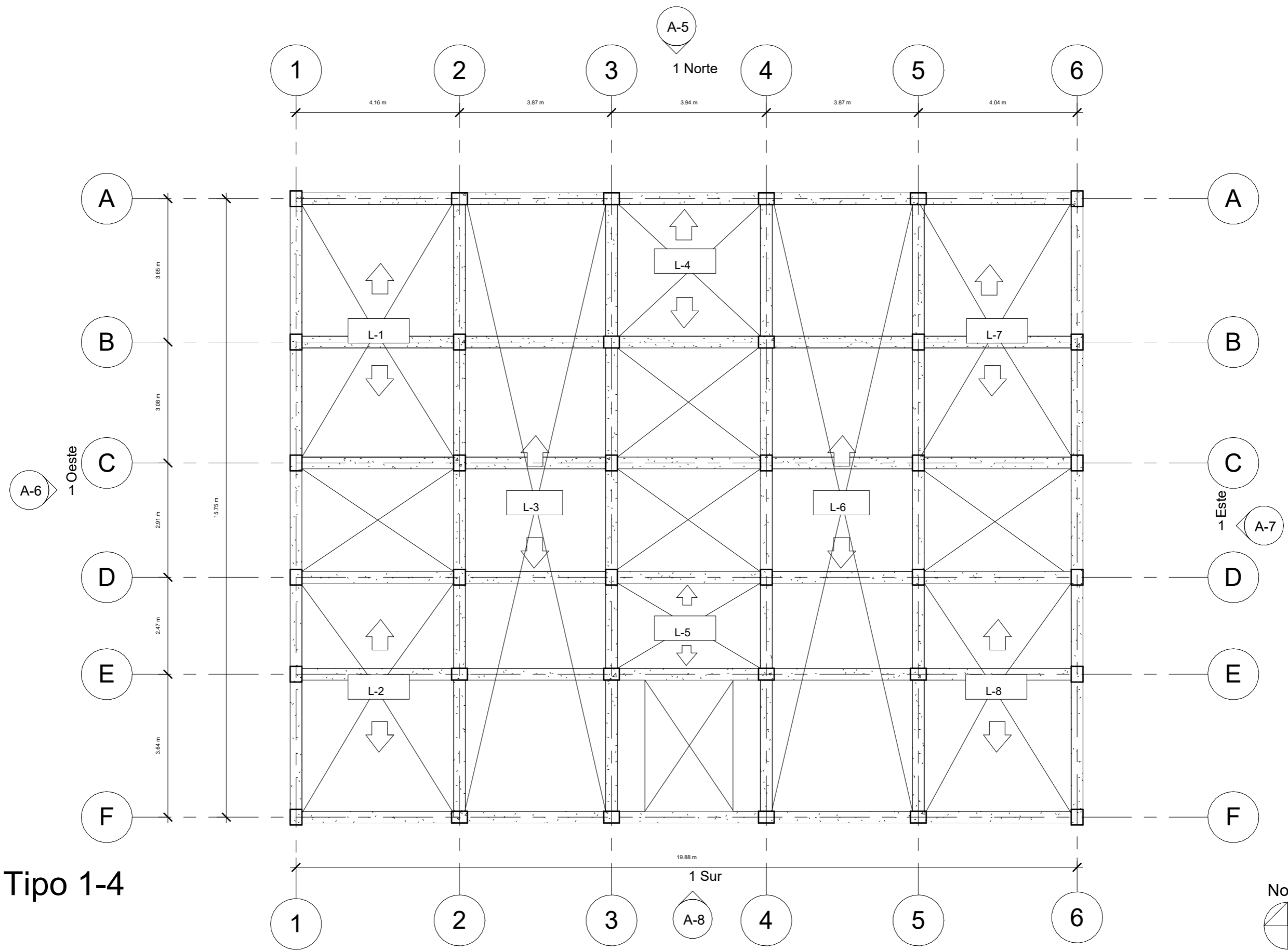
Fecha Autores:
Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648
Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753

A-4

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100



1 **Planta Tipo 1-4**
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
Mixta

Armado de Losas

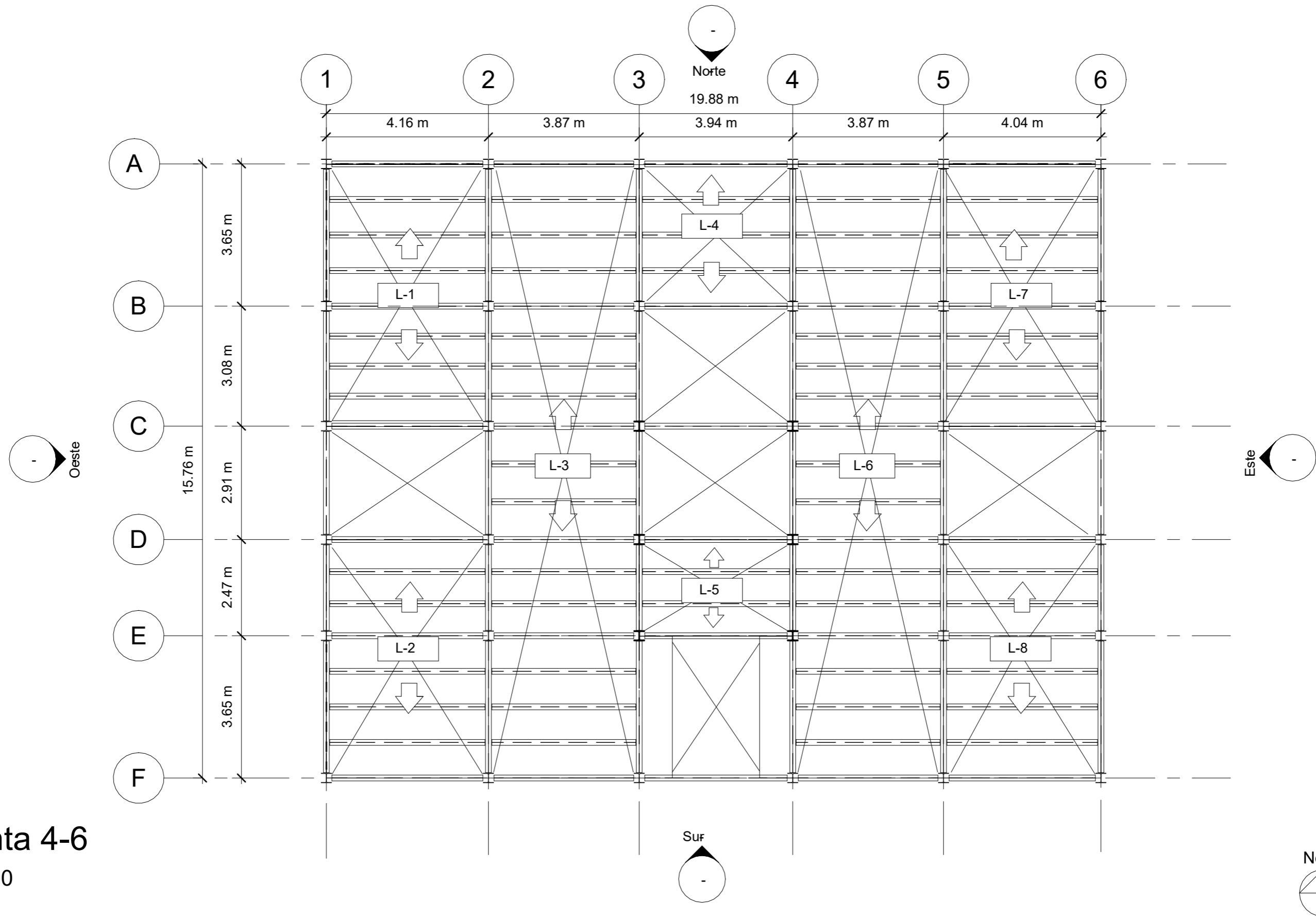
Fecha	Fecha de emisión
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753	

A-2

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100



1 Planta 4-6
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
Mixta

Armado de Losas (LosasCero)

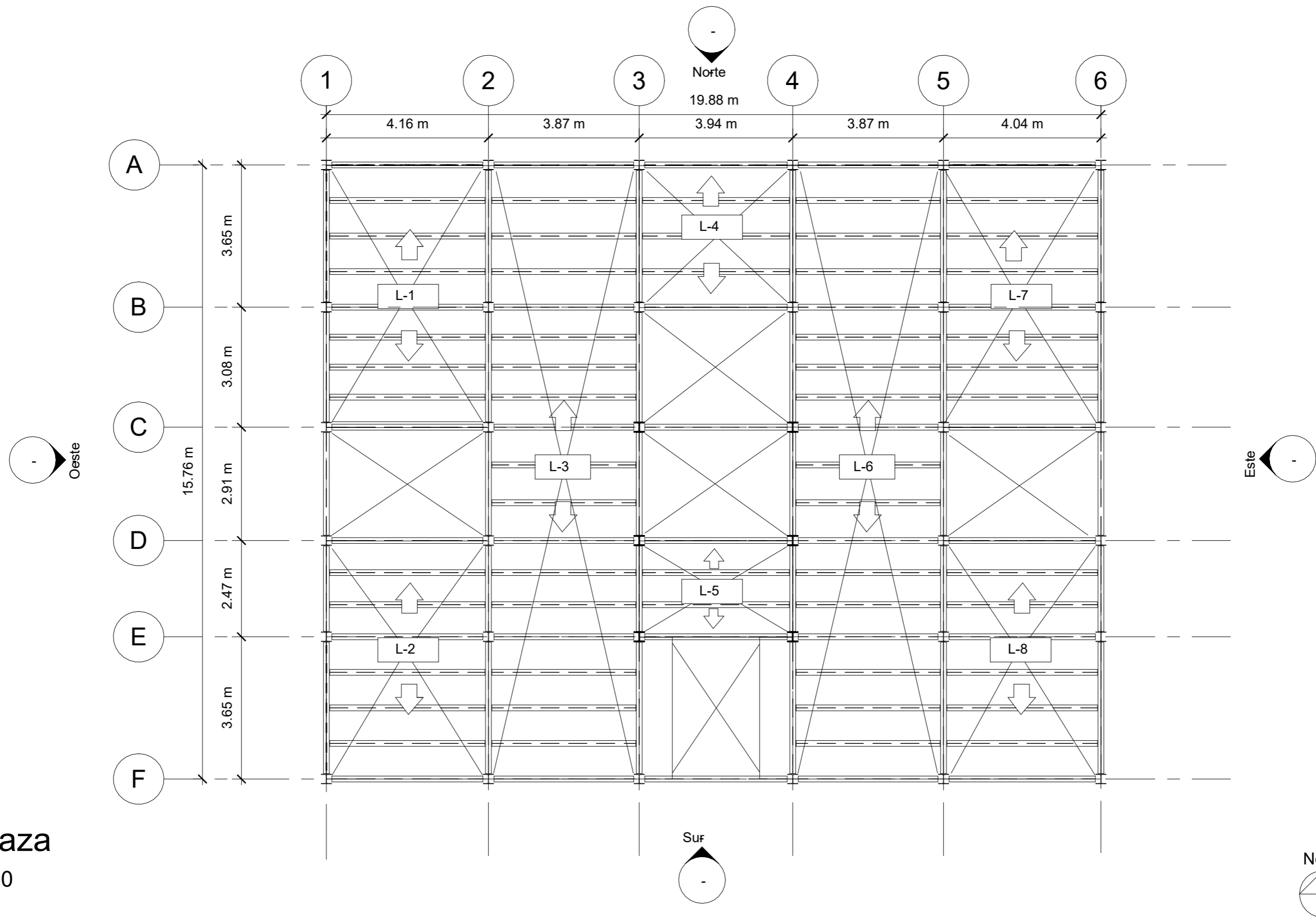
Fecha	Fecha de emisión
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753	

A-1

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100



1 Terraza
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
Mixta

Armado de Losas (LosaCero)

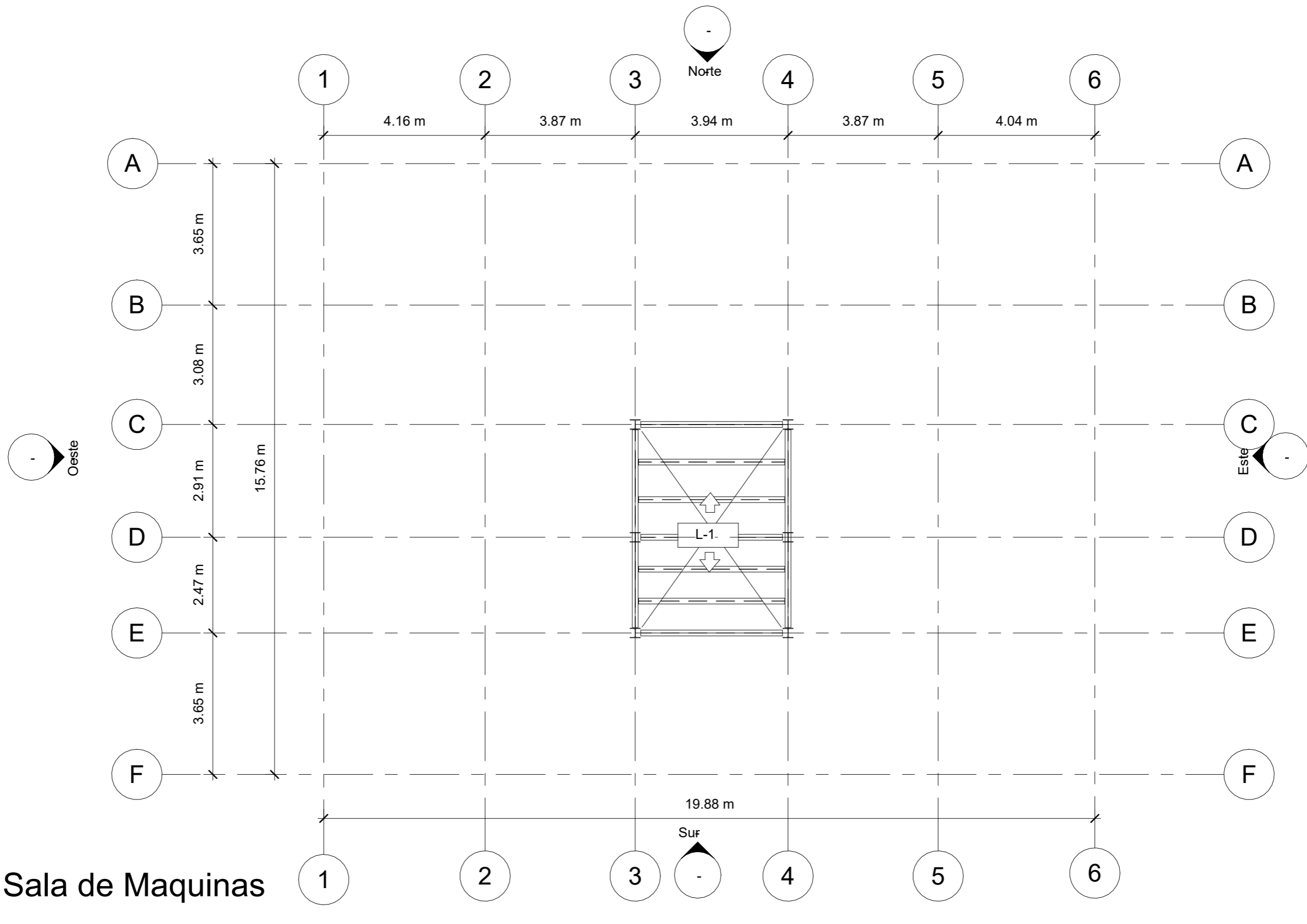
Fecha Fecha de emisión
Autores:
Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648
Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753

A-2

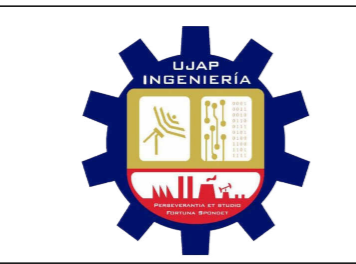
Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100



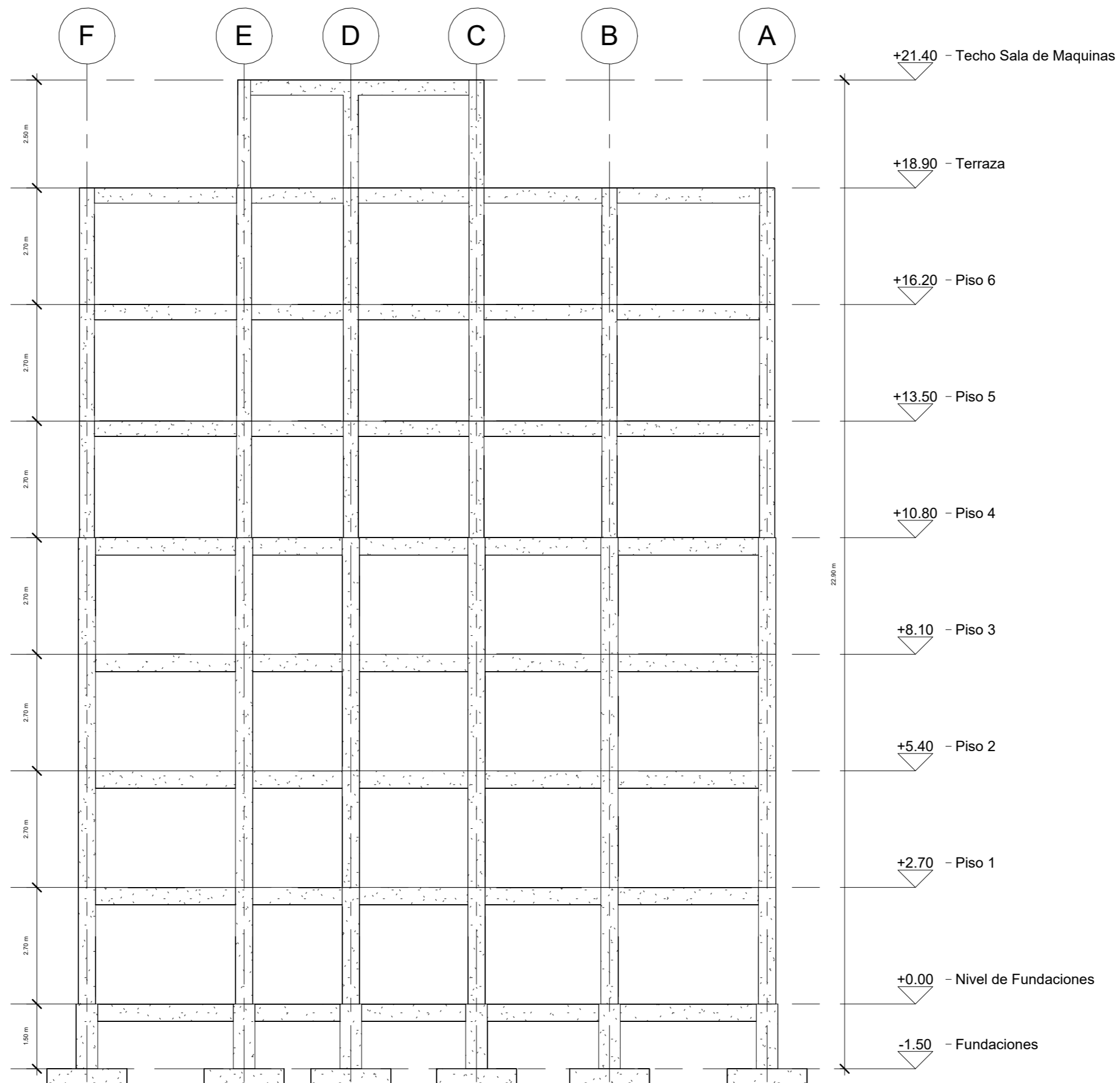
1 Techo Sala de Maquinas
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
Mixta

Armado de Losas (LosaCero)		A-3
Fecha	Fecha de emisión	
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753		Escala 1 : 100
Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914		



1 Este
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
en Concreto Armado

Portico Este

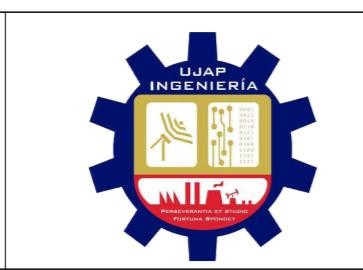
Fecha	Fecha de emisión
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753	

A-7

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

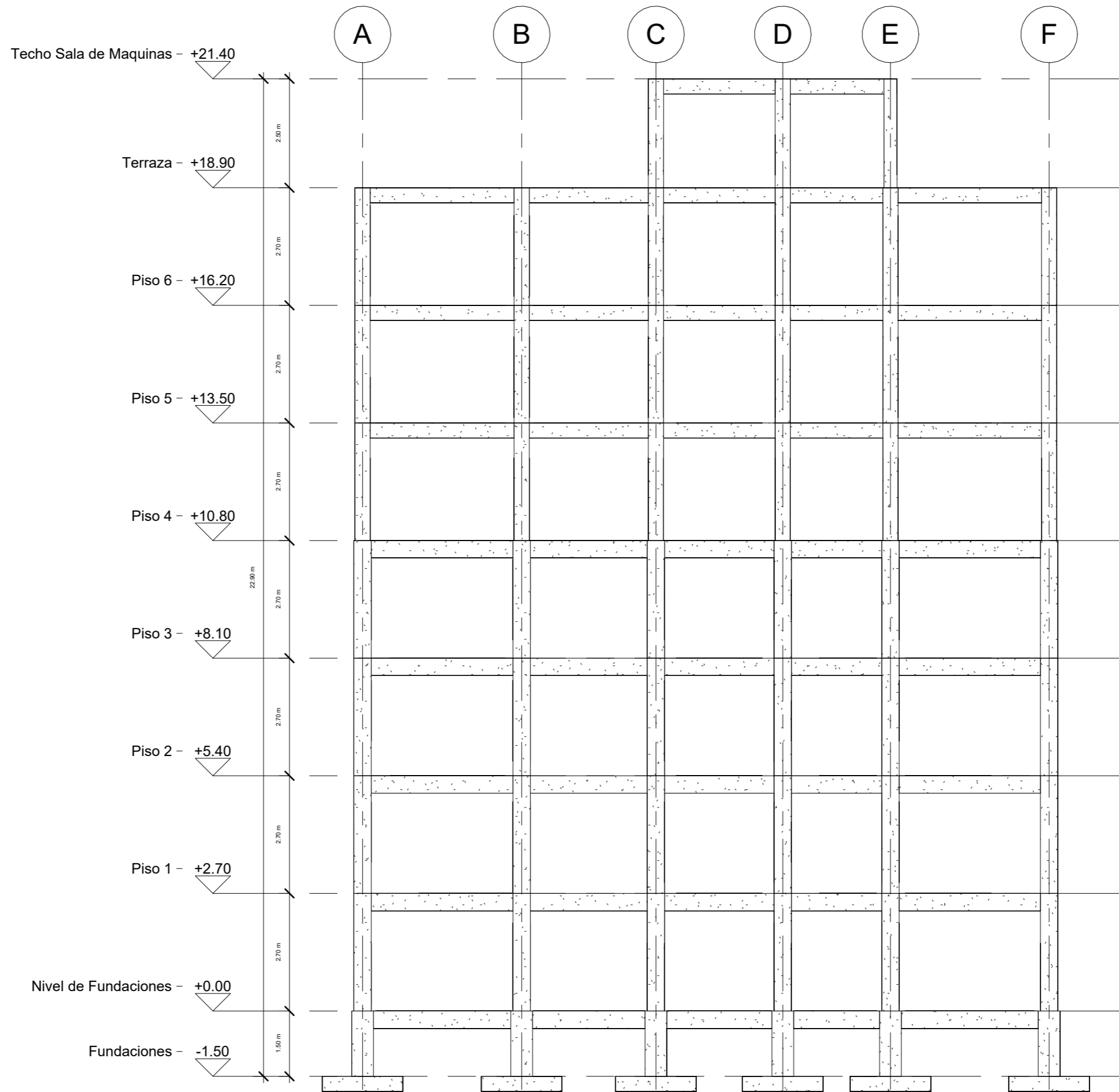
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
 Multifamiliar de 6 pisos
 en Concreto Armado

Portico Norte		A-5
Fecha	Fecha de emisión	
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753		Escala 1 : 100
Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914		



1 Oeste
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
en Concreto Armado

Portico Oeste

Fecha	Fecha de emisión
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753	

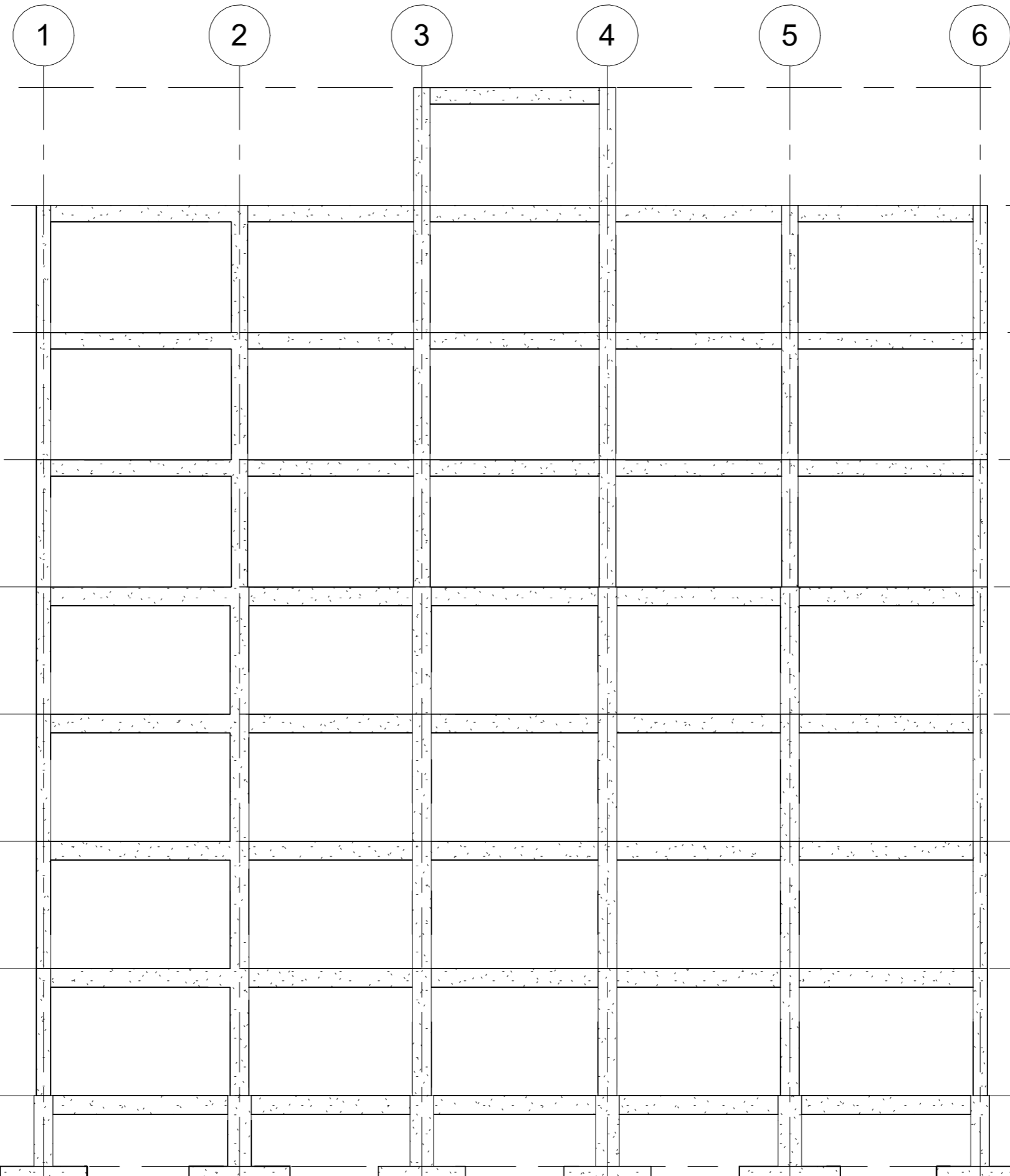
A-6

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100

Techo Sala de Maquinas - +21.40
 Terraza - +18.90
 Piso 6 - +16.20
 Piso 5 - +13.50
 Piso 4 - +10.80
 Piso 3 - +8.10
 Piso 2 - +5.40
 Piso 1 - +2.70
 Nivel de Fundaciones - +0.00
 Fundaciones - -1.50



2.50 m
 2.70 m
 2.70 m
 2.70 m
 2.70 m
 2.70 m
 2.70 m
 2.70 m
 2.70 m
 2.70 m
 1.50 m

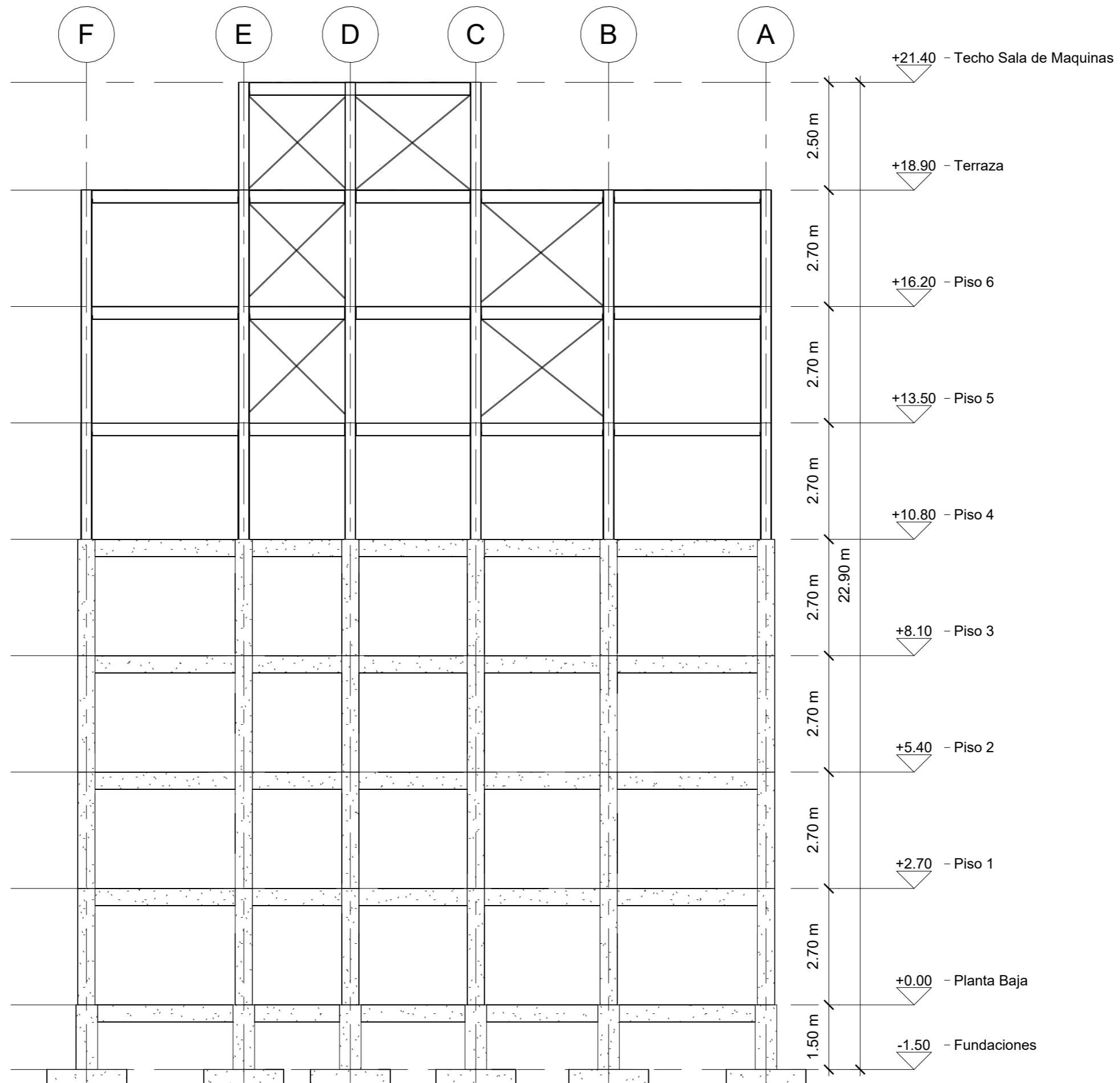
1
 Sur
 1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
 Multifamiliar de 6 pisos
 en Concreto Armado

Portico Sur		A-8
Fecha	Fecha de emisión	
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I: 28.330.753		Escala
Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914		



1

Este
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
Mixta

Portico Este

Fecha	Fecha de emisión
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I: 28.330.753	

A-6

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100

Techo Sala de Maquinas - +21.40

Terraza - +18.90

Piso 6 - +16.20

Piso 5 - +13.50

Piso 4 - +10.80

Piso 3 - +8.10

Piso 2 - +5.40

Piso 1 - +2.70

Planta Baja - +0.00

Fundaciones - -1.50

22.90 m

2.50 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

1.50 m

6 5 4 3 2 1

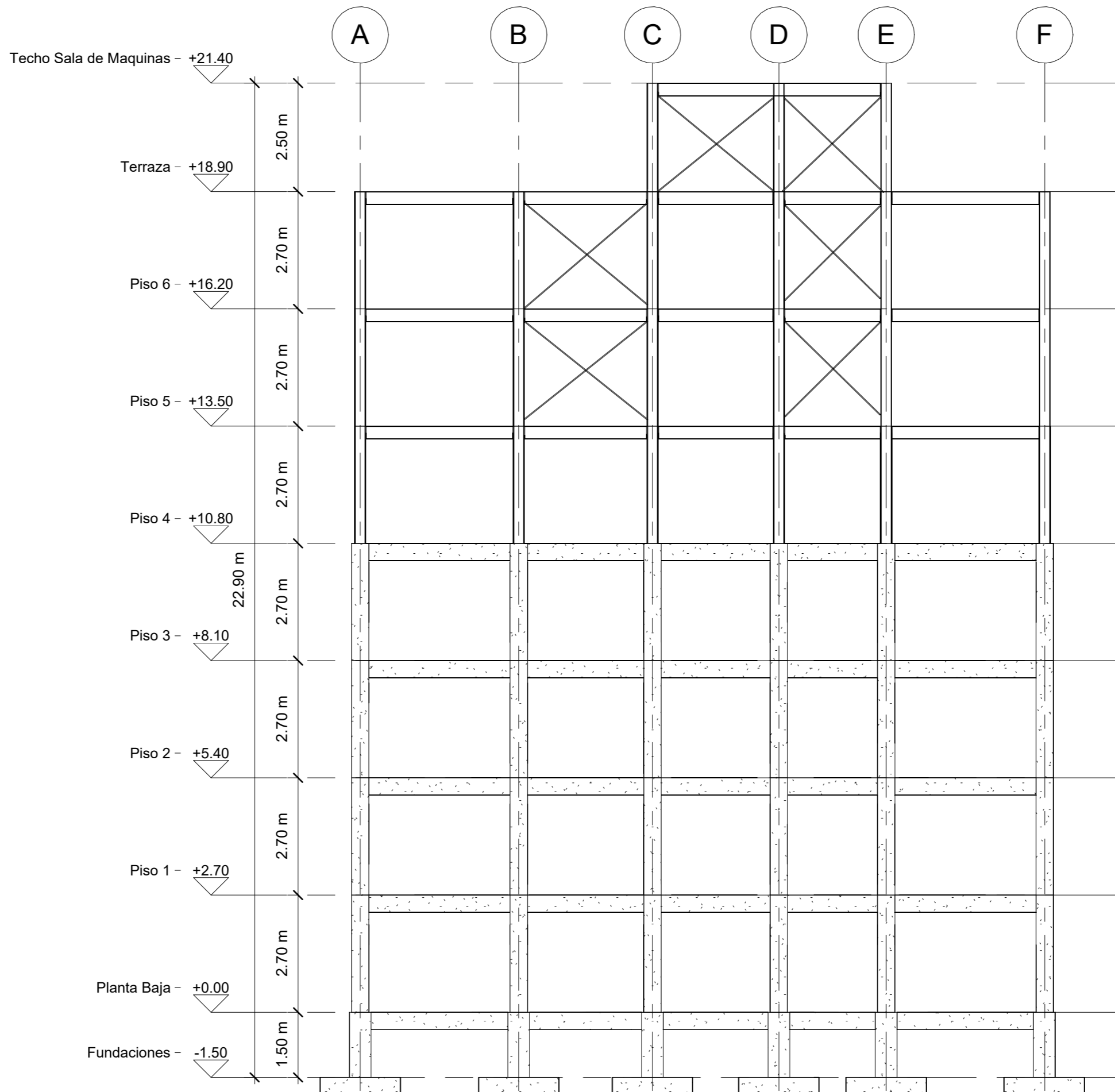
1 Norte
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
Mixta

Portico Norte		A-4
Fecha	Fecha de emisión	
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753		Escala 1 : 100
Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914		



1 Oeste
1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
Mixta

Portico Oeste

Fecha	Fecha de emisión
Autores: Alvarez A. Jhonaiker E. C.I: 27.517.648 Tebet S. Ricardo J. C.I: 28.330.753	

A-5

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100

Techo Sala de Maquinas - +21.40

1 2 3 4 5 6

Terraza - +18.90

Piso 6 - +16.20

Piso 5 - +13.50

Piso 4 - +10.80

Piso 3 - +8.10

Piso 2 - +5.40

Piso 1 - +2.70

Planta Baja - +0.00

Fundaciones - -1.50

2.50 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

2.70 m

1.50 m

22.90 m

1

Sur

1 : 100



UNIVERSIDAD JOSE ANTONIO PAEZ
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto de edificación
Multifamiliar de 6 pisos
Mixta

Portico Sur

Fecha Fecha de emisión
Autores:
Alvarez A. Jhonaiker E. C.I.: 27.517.648
Tebet S. Ricardo J. C.I.: 28.330.753

A-7

Contacto: 0424-4011-319/0412-5009-914

Escala

1 : 100