

UNIVERSIDAD PERUANA DEL CENTRO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
MULTIFAMILIAR DE 8 PÍSOS EN LA CIUDAD DE
HUANCAYO”**

Presentado por:

Paúl Leonardo Sánchez Romero

ASESORES:

Dr. José Luis León Untiveros

Ing. Raúl Curasma Ramos.

Huancayo, enero de 2019

DEDICATORIA

Dedico este tema de investigación a mis padres Carmen y Abrahán quienes fueron un gran apoyo emocional durante el tiempo en que escribía este tema de investigación.

A mi novia quien me apoyo y alentó para continuar, cuando parecía que me iba a rendir.

A mis maestros quienes nunca desistieron al enseñarme, aun sin importar que muchas veces no ponía atención en clase, a ellos que continuaron depositando su esperanza en mí.

A todos los que me apoyaron para escribir y concluir este tema de investigación.

Para ellos es esta dedicatoria, este tema de investigación, pues es a ellos a quienes se las debo por su apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTO

Debo agradecer de manera especial y sincera a mis asesores, por aceptarme para realizar este tema de investigación bajo su dirección. Su apoyo y confianza en mi trabajo y su capacidad para guiar mis ideas ha sido un aporte invaluable, no solamente en el desarrollo de este tema de investigación, sino también en mi formación como investigador. Las ideas propias, siempre enmarcadas en su orientación y rigurosidad, han sido la clave del buen trabajo que hemos realizado juntos, el cual no se puede concebir sin su siempre oportuna participación. Le agradezco también el haberme facilitado siempre los medios suficientes para llevar a cabo todas las actividades propuestas durante el desarrollo de este tema de investigación. Muchas gracias Dr. José Luis y espero verlo pronto y Ing. Raúl Curasma Ramos.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
ÍNDICE GENERAL	4
ÍNDICE DE TABLA	9
ÍNDICE DE FIGURAS	11
RESUMEN	13
ABSTRACT	14
CAPÍTULO I	15
INTRODUCCIÓN	15
1.1. Situación problemática	16
1.2. Formulación del problema	18
1.2.1. Problema general	18
1.2.2. Problemas específicos	18
1.3. Justificación teórica	18
1.4. Justificación práctica	18
1.5. Objetivo de la tesis	19
1.5.1. Objetivo general	19
1.5.2. Objetivos específicos	19
1.6. Hipótesis	19
1.6.1. Hipótesis general	19
1.6.2. Hipótesis específica	19
CAPÍTULO II	21
MARCO TEÓRICO	21

2.1. Marco filosófico o epistemológico de la investigación	21
2.1.1. Introducción	21
2.2. Antecedentes de investigación	21
2.2.1. Trabajos previos	22
2.2.1.1. Nacional:.....	22
2.2.1.2. Internacional:	23
2.2.2. Bases teóricas	25
CAPÍTULO III.....	28
METODOLOGÍA.....	28
3.1. Tipo y diseño de investigación	28
3.1.1. Tipo de Investigación	28
3.1.2. Diseño de investigación	28
3.2. Población de estudio:	29
3.3. Tamaño de muestra:	29
CAPÍTULO IV	30
DESARROLLO DEL TEMA Y/O TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	30
4.1 Diseño estructural.....	30
4.1.1. Descripción del proyecto en estudio	30
4.1.2. Normas empleadas	31
4.1.2.1. Concreto armado.....	32
4.1.2.2. Acero	34
4.1.2.3. Criterios y conceptos de estructuración.....	35
4.2. Criterios de estructuración	35
4.2.2. Resistencia y ductilidad.....	36
4.2.3. Hiperestricidad y monolitismo	36
4.2.4. Uniformidad y continuidad de la estructura	36

4.2.5. Conceptos importantes para la estructuración	36
Diferencia entre diafragma rígido y flexible	36
4.3. Estructuración del proyecto.....	39
4.4. Predimensionamiento de elementos estructurales.....	40
4.4.1. Predimensionamiento de losa aligerada unidireccional	40
4.5. Predimensionamiento de vigas	41
4.6. Predimensionamiento de columnas.....	41
4.7. Análisis sísmico previo	43
4.8. Análisis sísmico	49
4.8.1. Modelo estructural para cargas de sismo.....	49
4.8.2. Centro de masas	50
4.8.3. Centro de rigidez	51
4.8.4. Excentricidad	52
4.8.5. Peso o masa de la estructura	53
4.8.6. Modelamiento de la estructura.....	54
4.9. Cálculo de la masa de la edificación, centro de rigideces y centro de masas.....	55
4.9.1. Peligro sísmico	56
4.9.1.1. Zonificación (Z).....	57
4.9.1.2. Condiciones geotécnicas	57
4.9.1.3. Parámetros de sitio (S, TP y TL).....	57
4.9.1.4. Factor de amplificación sísmica (C).....	58
4.10. Categoría, sistema estructural y regularidad del edificio.....	59
4.10.1. Categoría y sistema estructural	59
4.10.2. Regularidad de la estructura	60
4.11. Análisis estático.....	70
4.11.1. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA.....	70

4.12. Análisis modal	73
4.13. Análisis dinámico.....	74
4.14. Verificación de regularidad final.....	77
4.15. Diseño.....	79
4.16. Diseño de cimentación.....	80
4.16.1. Consideraciones especiales para el diseño de cimentación.....	80
4.17. Ejemplo de diseño de zapata aislada	82
4.18. Diseño de columnas.....	84
4.18.1. Diseño por flexocompresión.....	84
4.18.2. Diseño por corte	86
4.18.3. Diseño de corte por capacidad	87
4.18.4. Ejemplo de diseño.....	88
4.19. Diseño de muros de concreto armado.....	90
4.19.1. Análisis estructural	90
4.19.2. Diseño por flexocompresión.....	91
4.19.3. Diseño por corte	91
4.19.4. Ejemplo de diseño.....	93
4.20. Diseño De Vigas.....	96
4.20.1. Diseño por flexión.....	96
4.20.2. Diseño por corte	98
4.20.3. Diseño de corte por capacidad	100
4.20.4. Ejemplo de diseño.....	101
4.21 Diseño de losas aligeradas	107
4.21.1. Ejemplo de diseño.....	108
4.22. Diseño de escaleras.....	110
4.22.1. Ejemplo de diseño.....	110

4.22. Diseño de Tanque Cisterna	111
CAPÍTULO V	114
RESULTADOS Y CONCLUSIONES.....	114
5.1. Análisis, interpretación y discusión de resultados	114
5.2. Recomendaciones.....	115
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	116
ANEXOS.....	118
1. ESTUDIO DE SUELOS.....	118
2. PLANOS.....	129
3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	138
3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	138
3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	139
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	140
5. DISEÑO DE COLUMNAS Y PLACAS	148
6. DISEÑO DE VIGAS.....	154
7. CÁLCULO DE DOTACIÓN, MÁXIMA DEMANDA SIMULTÁNEA, DIMENSIONES DE TANQUE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO, EQUIPO DE BOMBEO Y TUBERÍA DE IMPULSIÓN Y ALIMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	161
8. DATOS QUE SE INGRESARON AL ETABS:	169

ÍNDICE DE TABLA

Tabla 1: Acelero gramas de la Costa Peruana.....	31
Tabla 2: Espesores típicos y luces máximas.....	40
Tabla 3: Vigas pre dimensionadas	41
Tabla 4: Expresiones para el predimensionamiento de Columnas que resisten cargas de gravedad	41
Tabla 5: Peso promedio de la estructura por Categoría de la Edificación	42
Tabla 6: Datos usados para el Predimensionamiento de Columnas	42
Tabla 7: Predimensionamiento y Verificación de Columnas	43
Tabla 8: Elementos estructurales predimensionados.....	43
Tabla 9: Distribución de carga lateral del análisis sísmico previo dirección X.....	45
Tabla 10: Distribución de carga lateral del análisis sísmico previo dirección Y.....	46
Tabla 11: Centro de masas	50
Tabla 12: Diferencia de centro de rigideces de la estructura	51
Tabla 13: Excentricidad de la estructura	52
Tabla 14: Excentricidad accidental.....	52
Tabla 15: Peso de la estructura.....	54
Tabla 16: Peso de la Edificación (100%CM+25%CV+25%CVT)	55
Tabla 17: Centro de masas y Centro de rigideces	56
Tabla 18: Tabla de la Categoría y Sistema Estructural de la Edificación	59
Tabla 19: Irregularidad de masa o peso.....	63
Tabla 20: Parámetros sísmicos.....	70
Tabla 21: Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (eje X-X).....	71
Tabla 22: Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (eje Y-Y).....	72
Tabla 23: Factor de Masa Participativa	74
Tabla 24: Irregularidad de Rigidez (1) – Piso Blando Dirección en X.....	77
Tabla 25: Irregularidad de Rigidez (1) – Piso Blando Dirección en Y.....	77
Tabla 26: Irregularidad de Rigidez (2) – Piso Blando Dirección en X.....	78
Tabla 27: Irregularidad de Rigidez (2) – Piso Blando Dirección en Y.....	78
Tabla 28: Irregularidad Torsional Dirección en X	79
Tabla 29: Irregularidad Torsional Dirección en Y	79
Tabla 30: Cargas Actuales en Columna C1	82
Tabla 31: Cargas Actuales en Columna C1	88
Tabla 32: Combinación de cargas de la columna C1	89
Tabla 33: Valores mínimos de espesores en muros.	93
Tabla 34: Cargas Actuales en placa P1	93
Tabla 35: Combinación de cargas de la columna C1	94

<i>Tabla 36: Calculo del área de acero en flexión Viga del eje 4.....</i>	<i>103</i>
<i>Tabla 37: El refuerzo por temperatura.....</i>	<i>108</i>
Tabla 38: Verificación por corte	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Planta Edificio Multifamiliar	30
Figura 2: Flujograma del análisis estructural.....	35
Figura 3: Diferencia diafragma Rígido y Flexible	37
Figura 4: Estructuración planta multifamiliar.....	39
Figura 5: Geometría de los aligerados convencionales utilizados en Perú.	40
Figura 6: Área tributaria de columnas	42
Figura 7: Sección de columna C	43
Figura 8: Elementos estructurales predimensionados.....	44
Figura 9: Modelamiento análisis sísmico previo con ETABS.....	46
Figura 10: Derivas del análisis sísmico previo dirección en X.....	47
Figura 11: Derivas del análisis sísmico previo dirección en Y.....	47
Figura 12: Modelamiento análisis sísmico previo con ETABS Secciones Definitivas.....	48
Figura 13: Derivas del sistema rigidizado del análisis sísmico previo dirección en X.....	48
Figura 14: Derivas del sistema rigidizado del análisis sísmico previo dirección en Y.....	49
Figura 15: Centro de masa.....	50
Figura 16: Centro de rigideces	51
Figura 17: Peso sísmico.....	53
Figura 18: Modelo en planta y tridimensional del Edificio.....	55
Figura 19: Zonificación Sísmica en Perú.....	57
Figura 20: Período Fundamental de la Estructura en Estudio graficado en el Espectro de Diseño según la Norma E030-2016.....	59
Figura 21: Planta de Edificio.....	60
Figura 22: Derivas de un edificio	61
Figura 23: Masas de un edificio.....	62
Figura 24: Irregularidad Geométrica Vertical.....	63
Figura 25: Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.....	64
Figura 26: Irregularidad Torsional	65
Figura 27: Esquinas entrantes.....	67
Figura 28: Discontinuidad del diafragma	67
Figura 29: Secciones del diafragma de la estructura.....	68
Figura 30: Comprobación de irregularidad de discontinuidad de diafragma	68
Figura 31: Sistemas no paralelos.....	69
Figura 32: Derivas del sismo estático en dirección en X.....	72
Figura 33: Derivas del sismo estático en dirección en Y.....	73
Figura 34: Espectro de Aceleraciones en el sentido X y Y (R=6).....	75
Figura 35: Derivas del sismo dinámico en dirección en X.....	76

Figura 36: Derivas del sismo dinámico en dirección en Y	76
Figura 37: Distribución de presiones debido a la excentricidad de la carga.....	81
Figura 38: Distribución de aceros Zapata 1.....	84
Figura 39: Forma típica de un diagrama de interacción para una columna con estribos	86
Figura 40: Disposiciones sísmicas del Grupo 1: Izquierda y del Grupo 2: Derecha	87
Figura 41: Filosofía del Diseño de Capacidad en Columnas.....	88
Figura 42: Columna C1	88
Figura 43: Diagrama de Interacción Excentricidad X	89
Figura 44: Diagrama de Interacción Excentricidad Y	89
Figura 45: Diseño por Cortante Columna C1	90
Figura 46: Sección placa P1.....	93
Figura 47: Diagrama de Interacción Excentricidad X	94
Figura 48: Diagrama de Interacción Excentricidad Y	95
Figura 49: Placa P1.....	95
Figura 50: Bloque Equivalente de Whitney	97
Figura 51: Disposiciones sísmicas del Grupo 1.....	100
Figura 52: Disposiciones sísmicas del Grupo 2.....	100
Figura 53: Filosofía del Diseño de Capacidad en Vigas.....	101
Figura 54: Proceso del diseño de vigas	102
Figura 55: Cálculo de acero Viga del eje A	103
Figura 56: Disposición de acero longitudinal Viga del eje 4	104
Figura 57: Fuerza cortante de diseño en vigas	104
Figura 58: Requerimientos mínimos de la Norma E.060 para refuerzo transversal	106
Figura 59: Momentos flectores losa aligerada.....	108
Figura 60: Diagrama de Fuerza Cortante.....	109
Figura 61: Diagrama de Momento Flector escaleras.....	111
Figura 622: Idealización tanque cisterna.....	112
Figura 633: Cuantía de acero.....	113

RESUMEN

El objetivo de esta investigación busca el análisis y diseño de una edificación de 8 niveles, ubicado en la ciudad de Huancayo, región Junín, sobre un suelo de capacidad portante de $q=1.8 \text{ kg/cm}^2$.

El diseño estructural óptimo, será plasmado en planos detallados, de tal manera que permita una construcción funcional, segura, estética y económica.

El primer piso está destinado a servir de estacionamientos. Desde el segundo piso al octavo piso, se encuentran departamentos, 2 por nivel, en la azotea 1 se encuentran los tanques elevado y en la azotea 2 se encuentran la zona de esparcimiento. La edificación cuenta con 3 tanques elevados con capacidad de 5000 L cada uno, que estará ubicado en la azotea.

El suelo de cimentación, de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos, está constituido por grava limosa GM con capacidad portante de 1.8 kg/cm^2 . De acuerdo a la Norma propuesta E030-2017, la edificación se ubica en una zona sísmica de peligro medio alto (zona sísmica 3). El análisis estructural se realizó para dos tipos de cargas: de gravedad y de sismo. Para el análisis de las cargas de gravedad se ha cuantificado previamente las cargas de acuerdo a la Norma de Cargas de la E.020 y para el análisis sísmico, con la Norma Sísmica E.030, se ha utilizado dos métodos: estático y dinámico. El método estático solo se usa en el proceso de redimensionamiento y para fines de comprobar con los resultados obtenidos en el análisis dinámico.

La estructura analizada de 8 niveles tiene una geometría en planta irregular, por lo que es obligatorio realizar el análisis estructural con el método dinámico. El diseño en concreto armado se basa en las especificaciones de la Norma E.060. Para el diseño de los elementos estructurales que soportarán sismo se obtuvo de la norma E.030-2017.

Palabra Clave: Sismo Resistente, Cargas De Gravedad, Cimentación, normas E-060-, E-030, E-020, E-050.

ABSTRACT

The objective of this research seeks the analysis and design of an 8-level building, located in the city of Huancayo, Junín region, on a soil with a carrying capacity of $q = 1.8 \text{ kg / cm}^2$.

The optimal structural design will be reflected in detailed plans, in such a way that it allows a functional, safe, aesthetic and economic construction.

The first floor is intended to serve as a department and their respective parking lots. From the second floor to the eighth floor, there are apartments, 2 per level, on roof 1 there are raised tanks and on roof 2 there is the recreation area. The building has 2 elevated tanks with a capacity of 2500 m³ each, which will be located on the roof.

The foundation soil, according to the Study of Soil Mechanics, is made up of GM silty gravel with a carrying capacity of 1.8 kg / cm². According to the proposed Standard E030-2017, the building is located in a seismic zone of medium high risk (seismic zone 3), for the structural analysis was performed for two types of loads: gravity and earthquake. For the analysis of gravity loads, loads have been previously quantified according to the Load Standard of E.020 and for seismic analysis, with Seismic Standard E.030, two methods have been used: static and dynamic. The static method is only used in the resizing process and for checking purposes with the results obtained in the dynamic analysis.

The analyzed structure of 8 levels has an irregular plan geometry, so it is mandatory to perform the structural analysis with the dynamic method. The design in reinforced concrete is based on the specifications of Standard E.060. For the design of the structural elements that will support earthquake, it was obtained from the E.030-2017 standard.

Keywords: Resistant Earthquake, Gravity Loads, Foundations, standards E-060-, E-030, E-020, E-050.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente tiene como objetivo evitar el colapso de estructuras durante sismos de gran intensidad que se presentan durante la vida útil de estas estructuras, para que no presenten daños sustanciales durante sismos moderados. Sin embargo, los comportamientos observados de estructuras durante sismos de distintas características en diversas partes del mundo, no cumplen con el objetivo del diseño sismorresistente.

En los recientes eventos sísmicos ocurridos en todo el mundo: el terremoto de Pisco - Perú (2007); terremoto de L'Aquila - Italia (2009); Haití y Chile (2010); Nueva Zelanda y Japón (2011); Azerbaiyán Oriental (2012); China (2014); Nepal (2015); Ecuador e Italia (2016), se han puesto en evidencia el mal desempeño sísmico de estructuras modernas perdiendo la confiabilidad del diseño, siendo menor a lo esperado, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías de diseño sísmico.

Nuestra norma peruana de diseño sismorresistente E-030, está basada en criterios de protección ante un solo nivel de amenaza sísmica, sismo severo, (Casimiro, 2012), siendo necesario desarrollar el estudio del desempeño sísmico de las estructuras, ante los distintos niveles de amenaza sísmica, siendo el principal objetivo reducir su vulnerabilidad a través del control del daño estructural.

La filosofía de diseño por desempeño se ha constituido dentro de este contexto como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan las necesidades de las sociedades modernas. Los

avances logrados hasta el momento han permitido plantear requerimientos de diseño sísmico basados en esta filosofía y sugieren que la siguiente generación de códigos estará basada en ella.

En los Estados Unidos esta filosofía se aplica en los códigos VISIÓN 2000 (1995), el ATC-40 (1996) y FEMA-273-274 (1997). En general estos códigos definen cuatro niveles de desempeño (Operación Completa, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Colapso Incipiente) con los correspondientes niveles de sismo (Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro).

Para las aplicaciones en la práctica de la ingeniería, los niveles de desempeño necesitan expresarse en términos de indicadores cuantitativos de la relación entre la amplitud probable de la respuesta estructural y la correspondiente capacidad del sistema para evitar la ocurrencia de cada modo de falla. Se han planteado modelos y criterios, los que emplean índices de daño acumulado, que dependen tanto de amplitudes máximas como de energía disipada por histéresis o de números de ciclos de deformación, para describir el desempeño o la seguridad con respecto a la falla.

Con el paso del tiempo se ha reconocido que el proceso de diseño sísmico seguido hasta ahora, no podrá satisfacer las necesidades de la sociedad, en cuanto no podrán estimar de manera confiable el comportamiento estructural. Esto ha llevado a la aceptación de un diseño basado en el desempeño, en el que, el principal reto ha sido intentar definir los niveles de desempeño deseados para los diferentes niveles de acción sísmica, y la forma de implantar estos niveles en la práctica de la ingeniería a través de los códigos de diseño.

El presente trabajo de tesis, evaluará el diseño estructural por desempeño sísmico de un edificio de 8 pisos localizado en el Distrito de Huancayo, Provincia de Huancayo.

1.1. Situación problemática

Los movimientos sísmicos son fenómenos naturales intempestivos que han provocado gran destrucción a lo largo del tiempo en el mundo, como en los terremotos de Chile en 1960 con 9.5 grados (Plantea y resuelve, 2012), de Alaska en 1964 con 9.2 grados (USGS, 2014) y de Japón en 2011 con 9 grados de magnitud de momento (USGS, 2011). Estos movimientos se deben a la existencia de placas tectónicas, volcanes y fallas geológicas, siendo los más frecuentes y peligrosos los de origen tectónico.

El Perú siempre ha sido afectado por distintos fenómenos como el terremoto en el año 2007, donde el número de muertos fueron 600.

El departamento de Junín debido a su gran variedad de clima, está expuesto a desastres naturales que provocan amenaza sísmica, como la falla de Satipo, del nevado Huaytapallana y la del distrito de Ricrán (Jauja).

La ciudad de Huancayo, región central se encuentra en una zona de actividad sísmica intermedia (zona 2, según la NTE E.030), existiendo una gran cantidad de edificaciones de albañilería y de adobe, lo que hace que éstas sean vulnerables a los efectos de los sismos, Así mismo, existe la necesidad de conocer los materiales que son utilizados cada vez en mayor proporción, con la finalidad de conocer su comportamiento estructural y plantear soluciones más acertadas.

Las construcciones de edificaciones de albañilería tienen un mal proceso constructivo, cuando no tienen un asesoramiento técnico como las edificaciones denominadas auto construidas, tal como son la gran mayoría de edificaciones construidas en esta región central, según el censo del 2007, en la provincia de Huancayo del total de viviendas con ocupantes se ha identificado, que 53 mil 765 viviendas son de material de ladrillo, lo que representa el 51.2% y 50 mil 103 tiene como material de adobe o tapia, que representa el 47.7%. En menores proporciones las viviendas tienen como material la madera que representa el 0.3%, otro material 0.3%, quincha 0.2%, piedra con barro 0.2%, estera 0.1% y piedra, sillar con cal o cemento 0.1%.

La informalidad en las construcciones de edificaciones hace que se presenten malos hábitos en la construcción y sobre todo hace a las edificaciones muy vulnerables ante cargas sísmicas. Los sismos afectan a edificaciones con problemas de configuración, donde se presentaría falla por piso blando debido a la poca rigidez de sus columnas del primer piso y la alta cantidad de tabiquería en los pisos superiores.

¿Qué concluye la mala configuración estructural debido a falta de criterio sísmico resistente que se deben tomar estrictamente en cuenta para construcciones en Huancayo? La construcción en Huancayo crece desordenadamente, y lo más grave es el aumento de vulnerabilidad sísmica a causa de la imprudencia y falta de supervisión de los profesionales responsables.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿De qué manera se puede realizar un diseño estructural de un edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo?

1.2.2. Problemas específicos

- a) ¿De qué manera se realizará la estructuración y predimensionamiento para un edificio estructural, multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo?
- b) ¿Cómo será la cimentación del edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo?
- c) ¿Cómo realizo el procedimiento para Análisis Sísmico Estático y Análisis Sísmico Dinámico de un edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo según la Norma E.030?
- d) ¿Cómo realizar el modelamiento y el análisis estructural de un edificio de uso multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo, mediante el programa ETABS 2017?

1.3. Justificación teórica

Esta investigación se realiza con el propósito de aportar al conocimiento existente sobre diseños sismorresistentes con las normas peruanas y dar solución a un problema que se suscita en un sector de la ciudad de Huancayo.

Conocer y profundizar el poco criterio en el diseño sísmico en las construcciones conlleva al aumento de vulnerabilidad sísmica en Huancayo, los propios dueños ponen en riesgo sus vidas construyendo con materiales de pésima calidad.

El objetivo de esta tesis es brindar conocimientos, a las personas que se dedican a la construcción de edificaciones que respondan bien antes cargas de gravedad y sismo.

1.4. Justificación práctica

Esta investigación se realiza porque existe la necesidad de mejorar los diseños sismorresistentes, aplicando las normas peruanas a las construcciones de edificaciones en la ciudad de Huancayo.

1.5. Objetivo de la tesis

1.5.1. Objetivo general

Diseñar un edificio estructural multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo.

1.5.2. Objetivos específicos

- a) Determinar la cimentación de un edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo.
- b) Establecer los criterios de estructuración y predimensionamiento para un edificio estructural multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo.
- c) Determinar el procedimiento para realizar el Análisis Sísmico Estático y Análisis Sísmico Dinámico de un edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo según la Norma E.030.
- d) Implementar el análisis estructural de un edificio de uso multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo, mediante el programa ETABS 2017.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis general

Se realizará el diseño estructural a un edificio de uso multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo, tomando en cuenta la configuración sísmica, modelamiento, análisis estructural, diseño y el correcto detallado de los planos.

1.6.2. Hipótesis específica

- a) El diseño de la cimentación mejora significativamente el diseño del edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo.
- b) La estructuración y predimensionamiento establece y da a conocer los criterios de estructuración y predimensionamiento para un edificio estructural, multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo, mejora los cálculos previos al análisis.
- c) La estructuración del edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo, analiza el comportamiento estático y dinámico según la norma E.030.

- d) La estructura se tiene que modelar y realizar el análisis estructural de un edificio de uso multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo, mediante el programa ETABS 2017.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Marco filosófico o epistemológico de la investigación

2.1.1. Introducción

Los diseños estructurales de pórticos resistentes a momentos son un tipo de configuración estructural, capaz de resistir la totalidad de las acciones laterales mediante un sistema de vigas y columnas que conforman pórticos con rigidez a flexión y corte. Su mayor aplicación se encuentra en edificaciones.

- Recopilación de datos: Comprende cualquier tipo de datos que explique cómo se comportan las estructuras de 8 niveles, según su diseño estructural.
- Diseño estructural: Los diseños a realizar empleando las normas técnicas peruanas; se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas y el menor costo que puede conseguirse. El costo de la estructura siempre debe ser el menor, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo.

2.2. Antecedentes de investigación

El concepto de amortiguamiento de una estructura ha sido utilizado para el desarrollo de normas sismorresistentes a lo largo de muchos años en el mundo, gracias a que

su aproximación en estructuras es de 5%, se pueden construir espectros de respuesta, estas aproximaciones son de gran ayuda para la solución de vibraciones de la estructura, tanto vibración libre amortiguada y vibración con excitación en la base.

Es así que el amortiguamiento de una estructura es fundamental en su comportamiento sísmico, ya que, bajo esta propiedad mecánica, se puede disipar la energía proveniente de cualquier sismo.

Es evidente que este concepto ha sido estudiado por numerosos investigadores, y numerosos países, es así que se presenta a continuación un resumen de trabajos previos.

2.2.1. Trabajos previos

2.2.1.1. Nacional:

- a) Frand Roberto Chuquin Montoya – Pontificia Universidad Católica (2007), desarrollo la tesis “Diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete Niveles”, en la cual se plantea el proyecto estructural de un edificio multifamiliar ubicado en el distrito de Magdalena, esta tesis consta de 4 partes el 1er capítulo describe la configuración y análisis, el 2do capítulo consta de diseño, el 3ro muestra la cimentación, cisterna, escalera y cuarto, y en la 4ta parte se presenta las conclusiones y recomendaciones.
- b) Jeysi Kathleen Laguna – Universidad Continental (2017), desarrollo la tesis “diseño estructural de un edificio de 8 pisos y un sótano en Huancayo”, será ubicada en el distrito de El Tambo y está conformada por ocho pisos y un sótano. El sótano y el primer piso están destinados a servir de tiendas con sus respectivos depósitos. En el segundo piso se encuentran los servicios de esparcimiento: restaurante, servicio de internet, comedor y sala de espera. Desde el tercer al octavo piso se encuentran las habitaciones del hotel. La edificación cuenta con un tanque cisterna de concreto armado que estará ubicado en el nivel del sótano y un tanque elevado prefabricado que se ubicará encima de la losa caja del ascensor-escalera de la azotea. El suelo de cimentación, de acuerdo al

Estudio de Mecánica de Suelos, está constituido por grava arenosa GM con capacidad portante de 1.8 kg/cm².

- c) Elmer Álvaro Morales Ore – Universidad Continental (2017), desarrolló la tesis “diseño estructural de un edificio de 3 niveles con estructuras metálicas para usos múltiples en la universidad continental sede Huancayo”, se desarrolló el diseño estructural de un edificio de estructura metálica (acero estructural) de 3 niveles para usos múltiples, utilizando el sistema estructural de “Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)” en ambas direcciones principales de la estructura. El edificio se encuentra ubicado dentro de la Universidad Continental en la ciudad de Huancayo, perteneciente a un suelo intermedio de capacidad portante de 1.80 kg/cm² a la altura de la profundidad de desplante. Además, el edificio pertenece a una edificación esencial según la norma E.030 – 2016 de diseño sismorresistente.

2.2.1.2. Internacional:

- a) Jorge Vladimir Pillajo Narváez - Escuela Politécnica Nacional del Ecuador (2009), desarrollo la Tesis “Diseño de la Estructura de Acero para un Edificio de Apartamentos para ser utilizado en la Región Litoral del Ecuador”; donde se plantea diseñar una estructura de acero A-588, para la construcción de edificios para apartamentos en la región litoral del Ecuador, la tesis describe 6 capítulos donde el 1ro describe los componentes que forman la estructura así como las cargas que actuarán en la misma, el 2do da una visión de las necesidades que presentan las constructoras, así como, los parámetros funcionales que se deben cumplir, en el 3er capítulo se modela mediante el programa ETABS 9.5 y se verifica que no haya errores en el diseño de los miembros estructurales realizado por el programa y manualmente y se diseñan los elementos más críticos, en la 4ta parte se describe todo lo referente a la soldadura y se diseñan las conexiones presentes en la estructura, en el 5to capítulo se describen los procesos de soldadura más comunes en el Ecuador y finalmente en la 6ta parte

se dan las definiciones para realizar el análisis de precios unitarios, cronograma valorizado, etc. Para ver si el proyecto es viable o no.

b) Jolman Díaz, Everth Mejía y Jorge Ortez - Universidad de el Salvador (2007), desarrollo la tesis “Diseño de Elementos Estructurales Típicos para un Edificio de Estructuras de Acero utilizando las Especificaciones AISC 2005”, donde se presentan los principales tipos de acero que existen en el Salvador, las formas en que estos se encuentran, así como los diferentes métodos de análisis y diseño de estructuras metálicas en las que destacan el ASD y LRFD presentando las principales diferencias, ventajas y desventajas cuando se diseña con uno u otro método, además presenta los procedimientos de diseño de los elementos más comunes en un edificio de acero estructural tales como: Vigas, Columnas, conexiones resistentes a momento, placas base, etc utilizando las especificaciones AISC 2005, por ultimo incluye el análisis de la estructura empleando el programa ETABS para su modelo tridimensional con su respectivo análisis y diseño estructural para compararlo por el método manual de diseño.

c) Mijail Mayorca – Pontificia Universidad del Ecuador (2014), desarrollo la Tesis “Medición de la Productividad en la Mano de Obra en el Sector de la Construcción en el Distrito Metropolitano de Quito”, Una empresa constructora al igual que cualquier empresa dentro de una industria está en la capacidad de ser competitiva a nivel nacional e internacional debido a las grandes utilidades que esta puede llegar a percibir por los proyectos realizados siempre y cuando se manejen conceptos de calidad y sepan distribuir las ganancias en el crecimiento de dicha empresa. Al hablar de calidad estamos manejando una gran cantidad de conceptos inherentes a los procesos y resultados que generan un valor al producto final entre estos esta la productividad en la mano de obra que es él se analiza en la presente tesis. Para esto es necesario conocer el tiempo que la mano de obra se toma en la ejecución de un

componente así llamado “rubro” que conforma un proyecto de construcción. De igual manera los procesos que se llevan a cabo son importantes y a la final son factores que optimizándolos generan más rentabilidad a la empresa por una unidad de tiempo lo que se ve reflejado en una mayor utilidad. iv Una vez determinado estos tiempos se plantea una línea base que puede ser utilizada para generar futuras optimizaciones en procesos y en tiempos para cualquier tipo de proyecto de construcción que una empresa pueda emprender.

2.2.2. Bases teóricas

Iniciando de los datos expuestos, comprende los siguientes temas: la configuración, predimensionamiento, metrado de cargas, análisis estructural con el uso del programa ETABS, el diseño estructural con cálculos manuales, verificación de estados límites de servicio y el detallado final de los elementos que conforman la edificación:

1. **Estructura:** En el campo de la construcción es una armadura generalmente de concreto armado, que fija al suelo, sirve de sustentación a un edificio.
2. **Cimentación:** Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales de una edificación cuya misión es transmitir sus cargas o elementos apoyados en ella al suelo, distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de los pilares o muros que soporta, el área de contacto entre el suelo y la cimentación debe ser proporcionalmente más grande que los elementos soportados, excepto en suelos rocosos muy coherentes.

La cimentación es importante porque es el grupo de elementos que soportan a la superestructura. La estabilidad de una edificación depende en gran medida del tipo de terreno sobre el que se asienta.
¿<https://es.wikipedia.org/wiki/Cimentaci%C3%B3n?>

3. **Predimensionamiento:** El objetivo de esta reducción es el de encontrar unas magnitudes orientativas en cuanto a dimensiones o características

del elemento que puedan servir para afinar un proceso de diseño que, finalmente, habrá de ser ratificado por un cálculo exhaustivo.
[¿https://es.wikipedia.org/wiki/Predimensionado?](https://es.wikipedia.org/wiki/Predimensionado?)

- 4. Ingeniería Estructural:** Es una rama clásica de la ingeniería civil que se ocupa del diseño y cálculo de la parte estructural en elementos y sistemas estructurales tales como edificios, puentes, muros (incluyendo muros de contención), presas, túneles y otras obras civiles. Su finalidad es la de conseguir estructuras seguras, resistentes y funcionales. En un sentido práctico, la ingeniería estructural es la aplicación de la mecánica de medios continuos para el diseño de estructuras que soporten su propio peso (cargas muertas), más las cargas ejercidas por el uso (cargas vivas), más las cargas producidas por eventos de la naturaleza, como vientos, sismos, nieve o agua.

https://es.wikipedia.org/wiki/Ingenier%C3%ADa_estructural.

- 5. Sistema Estructural:** Modelo físico predominante que sirve de marco para los elementos estructurales, y que refleja un modo de trabajo.
- 6. Análisis Estructural:** Se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales, para encontrar los esfuerzos internos deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente, como edificaciones o esqueletos resistentes de maquinaria. Igualmente el análisis dinámico estudiaría el comportamiento dinámico de dichas estructuras y la aparición de posibles vibraciones perniciosas para la estructura.

https://es.wikipedia.org/wiki/An%C3%A1lisis_estructural

- 7. Diseño Estructural:** “Una mezcla de arte y ciencia que combina los sentimientos intuitivos del ingeniero con los principios de la Estática, Dinámica, Mecánica de Materiales y el Análisis Estructural, para producir una estructura que sirva sus propósitos”. Luis F. Zapata Baglietto (2004). Es un proceso sistémico que contempla las fases consecutivas siguientes: Estructuración, Predimensionamiento, Metrado de Cargas, Modelación, Análisis Estructural, Controles o

límites y Diseño Estructural, considerando en todo el proceso el análisis por carga vertical y carga lateral.

8. **TRABAJO A TENSION Y COMPRESIÓN:** Para cargas verticales, complementados con un conjunto de elementos, vigas, que trabajan a axiales y deflexiones; conectados por medio de uniones rígidas o para darle estabilidad. Estas son las estructuras para los edificios que normalmente se construyen, uno o varios pisos y para muchos de los puentes, que por lo general son aporricados.
9. **LRFD (Load and Resistance Factor Design):** Conocido español como Diseño por Carga y Resistencias Factoradas, es un enfoque del diseño estructural en acero conocido como "Diseño por Estados Limites".
10. **Análisis Sísmico Estático:** Representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.
11. **Análisis Sísmico Dinámico:** Es el análisis modal más el análisis espectral.
12. **La norma E030,** establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios del Diseño Sismorresistente:
 - a. Evitar pérdida de vidas humanas.
 - b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
 - c. Minimizar los daños a la propiedad
13. **Norma E.020** se trata de las cargas que actúan en las edificaciones, cargas vivas.
14. **La norma E-050:**
 - Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas.
 - No se aplica en casos de fenómenos de geodinámica externa
 - No se aplica en casos de presunción de existencia de ruinas arqueológicas; galerías u oquedades subterráneas de origen natural o artificial.
 - En estos casos deberán efectuarse estudios específicos que confirmen y solucionen dichos problemas.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

3.1.1. Tipo de Investigación

Tipo: Ciencia Aplicada:

Es una investigación aplicada, por que usa la ciencia ya existente acerca de un debido tema para aplicarla en un hecho concreto, en este caso el Diseño de un Edificio de usos multifamiliar en la ciudad de Huancayo.

Nivel: Descriptivo:

Busca especificar propiedades, características y rasgos importantes de cualquier fenómeno que se analice. En el caso de la tesis es descriptiva, porque se detallarán un conjunto de pasos sistémicos para llegar a la solución del problema planteado y obtener conclusiones de ello.

3.1.2. Diseño de investigación

- Método General.
- Proyecto de Ingeniería.
- Método Específico.

Paso 1: Estructuración de los elementos estructurales, de acuerdo al plano de arquitectura del edificio de la tesis en mención.

Paso 2: Predimensionamiento de los elementos estructurales con los criterios teóricos para estructuras de concreto armado.

Paso 3: Metrado de cargas verticales y laterales según la norma E.020 y E.030 respectivamente considerando el acero estructural.

Paso 4: Modelación estructural del edificio, mediante el uso del programa ETABS 2018 utilizando elementos estructurales.

Paso 5: Análisis estructural por carga vertical y por carga lateral (Análisis Estático y Dinámico), mediante el uso del programa ETABS 2018.

Paso 6: Realizar los controles y límites de los resultados obtenidos en el análisis estructural rigiéndonos con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Paso 7: Diseño estructural de cada elemento que conforma el edificio utilizando el método LRFD y de manera manual.

3.2. Población de estudio:

La población de estudio serán las construcciones de edificaciones mayores a 5 pisos y menos a 8 pisos, en la ciudad de Huancayo.

3.3. Tamaño de muestra:

Edificaciones en la ciudad de Huancayo.

CAPÍTULO IV

DESARROLLO DEL TEMA Y/O TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE DATOS

4.1 Diseño estructural

4.1.1. Descripción del proyecto en estudio

El presente capítulo consiste en realizar el diseño estructural del proyecto en estudio, la estructura consiste en una vivienda multifamiliar. Destinada para 8 pisos, la configuración estructural es de muros de concreto armado de 0.25m de espesor. La edificación contiene una caja de escaleras y una caja de ascensor, además el primer piso consiste en una zona de estacionamientos y los pisos siguientes consisten de dos departamentos por piso. Los departamentos consisten en tres dormitorios, 2 baños, una sala comedor y una cocina. Además de esto cada departamento tiene su entrada propia.

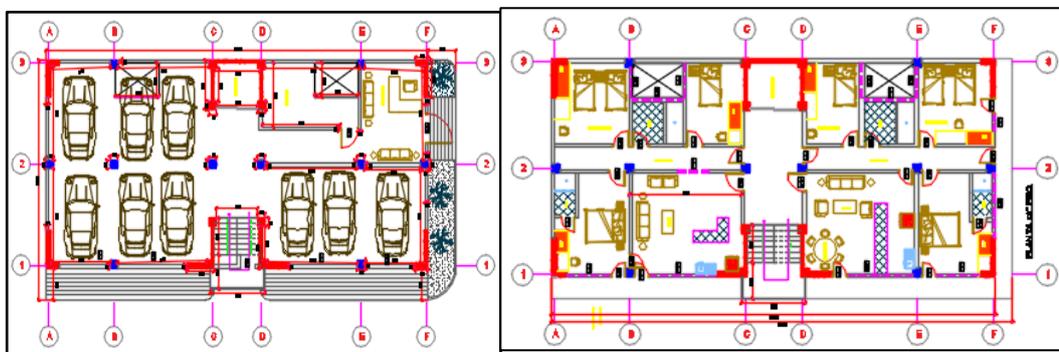


Figura 1: Planta Edificio Multifamiliar

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2. Normas empleadas

Como primer paso, antes de proceder al diseño, se debe realizar una estructuración adecuada del edificio, teniendo en cuenta los planos de arquitectura, luego se procede a predimensionar los elementos estructurales para después metrar las cargas que soportaran estos elementos y realizar el análisis estructural de los mismos usando el programa estructural ETABS.

Tabla 1: Acelero gramas de la Costa Peruana

NORMA	VERSIÓN
E020 CARGAS	Mayo, 2006
E030 DISEÑO SISMORRESISTENTE	Enero, 2016
E050 SUELOS Y CIMENTACIONES	Mayo, 2006
E060 CONCRETO ARMADO	Mayo, 2006
E070 ALBAÑILERIA	Mayo, 2006

Fuente: Elaboración Propia

Norma E020 cargas:

- 1) Carga: fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.
- 2) Carga Muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.
- 3) Carga viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.

Norma E030 diseño sismorresistente:

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios del diseño Sismorresistente:

- a) Evitar pérdida de vidas humanas.

- b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c) Minimizar los daños a la propiedad.

Norma E050 suelos y cimentaciones:

El objetivo de esta Norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos * (EMS), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos

Norma E060 concreto armado:

Esta norma especifica las exigencias mínimas que se deben de tener en cuenta para la elaboración de estructuras de concreto armado, pre-esforzado y simple.

Además, se tendrá en cuenta las especificaciones técnicas y planos cumplan con esta norma.

Norma E070 albañilería:

Esta Norma establece los requisitos y las exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la inspección de las edificaciones de albañilería estructuradas principalmente por muros confinados y por muros armados.

4.1.2.1. Concreto armado

El concreto armado es el material de construcción predominante en casi todos los países del mundo. Esta aceptación universal se debe en parte, a la disponibilidad de los elementos con los cuales se fabrica el concreto armado, también a su economía en comparación a otros materiales de construcción y a su facilidad de colocado en estado plástico, consiguiendo cualquier forma y tamaño (Otazzi, 2014).

(Harmsen, 2012), hace una comparación de las ventajas y desventajas del concreto armado frente a otros materiales:

Ventajas:

- Es durable a lo largo del tiempo y no requiere de una gran inversión para su mantenimiento.
- Tiene una vida útil extensa.
- Tiene gran resistencia a la compresión en comparación con otros materiales.
- Es resistente al efecto del agua.
- En fuegos de intensidad media, el concreto armado sufre daños superficiales si se provee un adecuado recubrimiento al acero. Es más resistente al fuego que la madera y el acero estructural.
- Se le puede dar la forma que uno desee haciendo uso del encofrado adecuado.
- Les confiere un carácter monolítico a sus estructuras lo que les permite resistir más eficientemente las cargas laterales de viento o sismo.
- No requiere mano de obra muy calificada.
- Su gran rigidez y masa, evitan problemas de vibraciones en las estructuras erigidas con él.
- En la mayoría de lugares, es el material más económico.
- Por su gran peso propio, la influencia de las variaciones de cargas móviles es menor.

Desventajas:

- Tiene poca resistencia a la tracción, aproximadamente la décima parte de su resistencia a la compresión. Aunque el acero se coloca de modo que absorba estos esfuerzos, la formación de grietas es inevitable.
- Requiere de encofrado lo cual implica su habilitación, vaciado, espera hasta que el concreto alcance la resistencia requerida y desencofrado. con el tiempo que estas operaciones implican. El costo del encofrado puede alcanzar entre un tercio y dos tercios del costo total de la obra.

- Su relación resistencia a la compresión versus peso; está muy por debajo que la correspondiente al acero, el cual es más eficiente cuando se trata de cubrir grandes luces. El concreto requiere mayores secciones y por ende el peso propio es una carga muy importante en el diseño.
- Requiere de un permanente control de calidad, pues ésta se ve afectada por las operaciones de mezcla, colocación, curado, etc.
- Presenta deformaciones variables con el tiempo. Bajo cargas sostenidas, las deflexiones en los elementos se incrementan con el tiempo.

En el presente trabajo se usan las siguientes características mecánicas del concreto:

Resistencia a la Compresión: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Deformación Unitaria Máxima: $\epsilon_{cu} = 0.003$

Módulo de Elasticidad: $E_c = 15,000\sqrt{f_c}$ $E_c = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Módulo de Corte: $G = E_c/2.3$ $G = 94,500$

4.1.2.2. Acero

El acero es un material que tiene mucho mayor resistencia que el concreto, numéricamente el acero tiene una resistencia a compresión del orden de 10 veces mayor que el concreto y a tracción la relación es de 100 veces mayor, pero, el costo del acero es mucho mayor que el concreto, por lo que tanto la combinación de ambos es un balance adecuado para fabricar elementos resistentes y económicos (Ortega, 2000).

El acero para ser utilizado en concreto armado se fabrica bajo las normas ASTM A 615 y NTP 314.031. Las varillas corrugadas son de sección circular y presenta corrugaciones en su superficie para favorecer la adherencia con el concreto. El acero usado en el presente proyecto presenta las siguientes características mecánicas:

Esfuerzo de Fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Deformación Unitaria Máxima: $\epsilon_s = 0.0021$

Módulo de Elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia mínima a la tracción a la rotura: $f_r = 6300 \text{ Kg/cm}^2$

4.1.2.3. Criterios y conceptos de estructuración

Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico; por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo más simple posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real (Blanco, 2010).

A continuación, se presenta un flujograma del proceso de análisis estructural a seguir en la presente tesis:

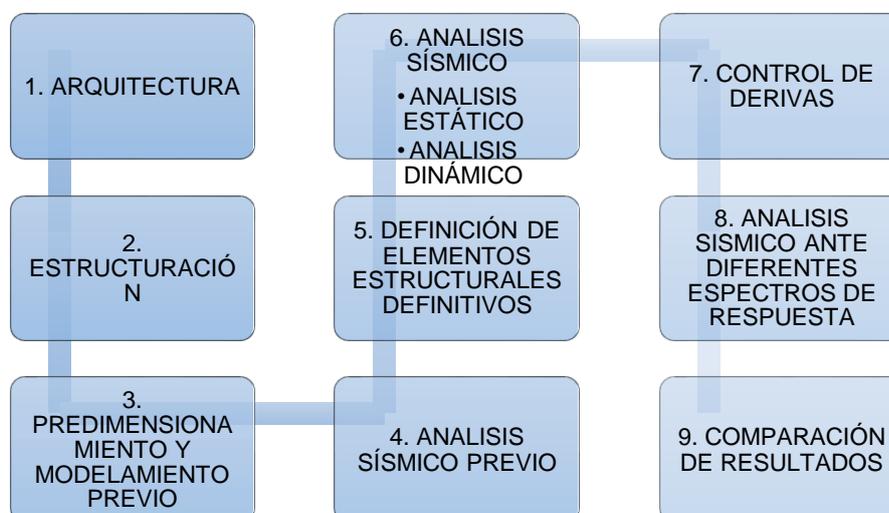


Figura 2: Flujograma del análisis estructural

Fuente: Elaboración Propia

4.2. Criterios de estructuración

Los principales criterios que son necesarios tomar en cuenta para lograr una estructura sismorresistente, son:

4.2.1. Simplicidad y simetría

La simetría de la estructura en las dos direcciones es muy importante; puesto

que si no tratamos de tener por lo menos una simetría mínima en la estructura sufrirá solicitaciones de torsión y esto puede provocar vulnerabilidad mayor ante un sismo (Blanco, 2010).

4.2.2. Resistencia y ductilidad

Las estructuras deben tener resistencia sísmica en sus dos direcciones, estas direcciones deben ser lo más ortogonales posibles, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como de cada uno de los elementos que la componen. La probabilidad que ocurra un sismo, hace posible dotar a la estructura de valores menores a los solicitados por sismo, dándole una ductilidad necesaria que le hará incursionar en la etapa inelástica, pero sin ocasionar fallas considerables (Blanco, 2010).

4.2.3. Hiperestaticidad y monolitismo

Las estructuras hiperestáticas tienen una mayor capacidad resistente, puesto que se tienden a producirse mayores rótulas plásticas, que ayudan a disipar de mejor manera la energía sísmica, obteniendo mayor seguridad ante estos eventos.

4.2.4. Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentración de esfuerzos (Blanco, 2010).

4.2.5. Conceptos importantes para la estructuración

Los principales conceptos que son necesarios para considerar que una estructura es sismorresistente, son:

Diferencia entre diafragma rígido y flexible

El término "diafragma" se usa para identificar miembros de resistencia horizontal que transfieren fuerzas laterales entre elementos de resistencia vertical (muros de cortante o pórticos). Los diafragmas generalmente son los elementos de piso y techo del edificio; a veces, sin embargo, los sistemas de arriostramiento horizontales independientes del techo o la estructura del piso

sirven como diafragmas. El diafragma es un elemento importante en todo el sistema de resistencia sísmica (FEMA 454, 2006).

Un diafragma que forma parte de un sistema resistente puede actuar de manera flexible o rígida, dependiendo en parte de su tamaño (el área entre los elementos de resistencia que lo rodea o sus rigideces) y también en su material.

Con diafragmas flexibles hechos de madera o cubiertas de acero sin concreto, las paredes toman cargas de acuerdo a las áreas tributarias (si la masa está distribuida uniformemente). Con diafragmas rígidos (generalmente losas de concreto), las paredes comparten las cargas en proporción a su rigidez.

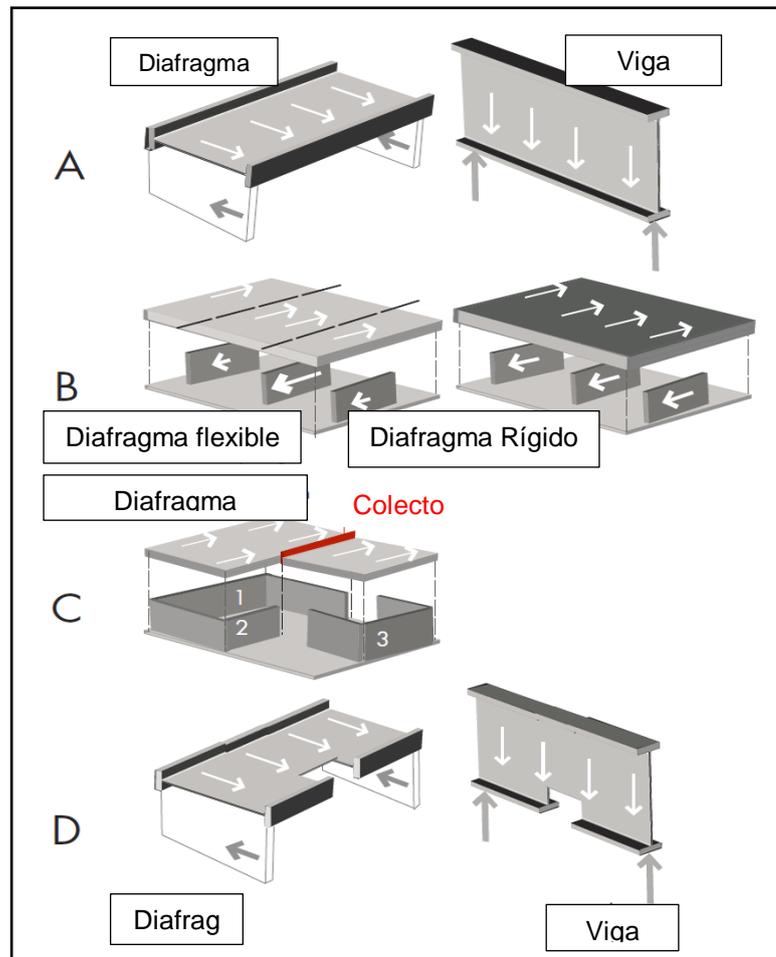


Figura 3: Diferencia diafragma Rígido y Flexible

Fuente: (FEMA454, 2006)

Los colectores, también denominados puntales de arrastre o ataduras, son elementos de armazón de diafragma que "recogen" o "arrastran" las fuerzas de corte del diafragma de las áreas lateralmente no soportadas a los elementos de resistencia vertical.

Los pisos y techos deben ser atravesados por escaleras, elevadores y conductos, tragaluces y atrios. El tamaño y la ubicación de estas penetraciones son fundamentales para la efectividad del diafragma. La razón de esto no es difícil de ver cuando el diafragma se visualiza como una viga. Por ejemplo, se puede ver que las aberturas cortadas en la brida de tensión de una viga debilitarán seriamente su capacidad de carga. En una situación de carga vertical, una penetración a través de una brida de la viga ocurriría en una región de tracción o de compresión. En un sistema de carga lateral, el orificio estaría en una región de tensión y compresión, ya que la carga alterna rápidamente en dirección.

En la mayoría de edificaciones se usan configuraciones que utilicen dos sistemas de resistencia laterales en cada sentido, para lo cual la norma identifica el sistema lateral predominante en función a la carga lateral que soporta, esto se contempla en la norma E.030 de diseño sismorresistente:

- **Pórticos.** Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- **Muros Estructurales.** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales, sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.
- **Dual.** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

Para analizar el sistema de resistencia lateral de una estructura se analiza en cada dirección, es así, que este análisis se hace al final del análisis sísmico.

4.3. Estructuración del proyecto

En el proyecto se definen 6 ejes en la dirección X (A, B, C, D, E Y F) y 3 ejes en la dirección Y (1, 2 Y 3).

El sistema estructural empleado se basa en muros estructurales de concreto armado, pero existen pórticos de concreto armado, para lo cual se comprueba que más del 70% de la cortante es resistido por los muros estructurales; los muros y columnas son conectadas por vigas peraltadas de concreto armado, que a su vez consiguen sostener losas aligeradas en una dirección, teniendo así un sistema sismorresistente. Para lo cual se presenta a continuación la planta típica de la edificación de donde comienza el inicio de la estructuración:

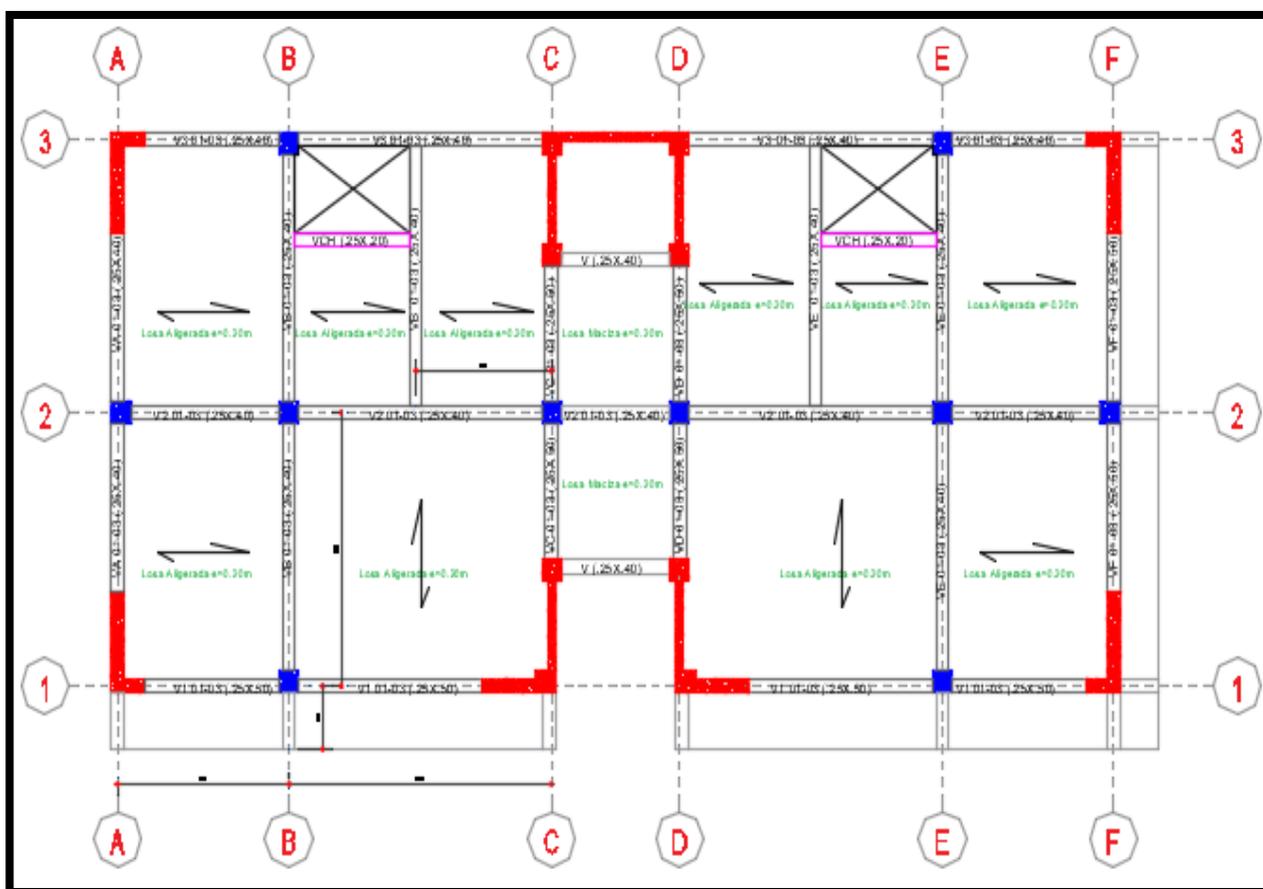


Figura 4: Estructuración planta multifamiliar

Fuente: Elaboración Propia

4.4. Predimensionamiento de elementos estructurales

4.4.1. Predimensionamiento de losa aligerada unidireccional

En el Perú, las losas aligeradas se hacen con viguetas de 10 cm. de ancho, separadas una distancia libre de 30 cm., debido a que los ladrillos se fabrican con este ancho; en otros países es usual considerar ladrillos de 40cm. de ancho, lo que permite un mayor espaciamiento entre viguetas, (Blanco, 2010).

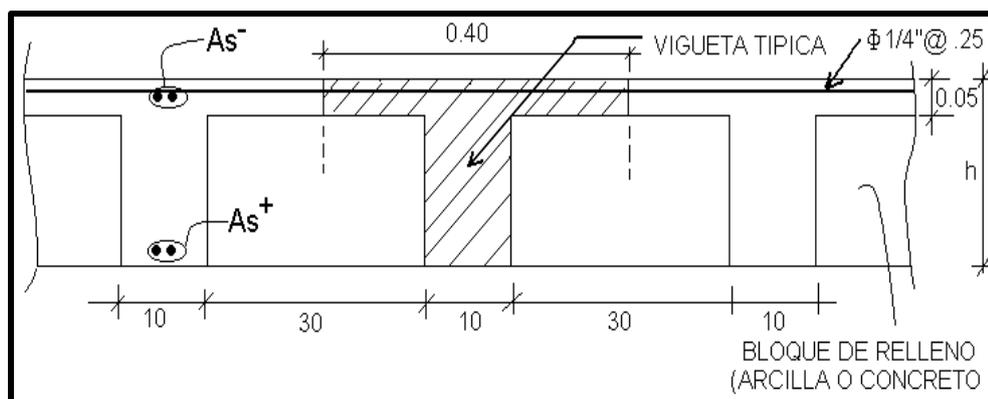


Figura 5: Geometría de los aligerados convencionales utilizados en Perú.

Fuente: (OTTAZZI, 2011)

La siguiente tabla resume los espesores más utilizados en nuestro medio, así como el peso propio aproximado, teniendo en consideración que se pueden usar para sobrecargas de hasta 300 kg/m² y en ausencia de cargas concentradas provenientes, por ejemplo, de tabiques pesados no estructurales, (Blanco, 2010).

Tabla 2: Espesores típicos y luces máximas

h (m)	Peso propio (aproximado)	Luces máximas recomendadas
0.17	280 kg/m ²	$L_n \leq 4$ m
0.20	300	$4 \leq L_n \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq L_n \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq L_n \leq 7.5$

Fuente: (OTTAZZI, 2011)

Para la estructura en mención se cuenta con una distancia máxima de luz libre de 4.65m, lo cual, al comparar con la tabla anterior, da un espesor de 0.20m.

4.5. Predimensionamiento de vigas

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de luz libre; debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso. El ancho de la viga es variable de $h/3$ a $3/4h$, teniendo en cuenta un ancho mínimo de 25cm, para poder evitar el congestionamiento de aceros (Blanco, 2010).

Tabla 3: Vigas pre dimensionadas

EJE	DESCRPCIÓN	BASE (b)	PERALTE (h)
X	VX	25 cm	40 cm
	VY	25 cm	40 cm

Fuente: Elaboración Propia

4.6. Predimensionamiento de columnas

Si se tiene una estructura en relación mucho mayor de la carga axial sobre el momento flector, podemos buscar una sección de tal modo que la carga axial en servicio produzca un esfuerzo en compresión del orden de $0.45f'c$, pero si no es así sino al contrario, se tiene que usar una sección con más peralte en la dirección de momento más crítico (Blanco, 2010).

Por con siguiente (Blanco, 2010) recomienda hallar el área requerida de las columnas que resisten carga de gravedad con las siguientes expresiones, clasificando por la ubicación en la estructura:

Tabla 4: Expresiones para el predimensionamiento de Columnas que resisten cargas de gravedad

TIPO DE COLUMNA	EXPRESIÓN A USAR
Columnas Centrales	$A=P/(0.45*f'c)$
Columnas Excéntricas Y Esquinadas	$A=P/(0.35*f'c)$

Fuente: Elaboración Propia

La carga P se obtiene de calcular el Metrado de cargas en servicio que son afectadas en la estructura y se multiplican por el Área Tributaria de cada columna, a su vez por el N° de pisos.

En la etapa de predimensionamiento, se toma una carga promedio la cual se puede considerar una recomendación dada por (Villareal, 2015):

Tabla 5: Peso promedio de la estructura por Categoría de la Edificación

CATEGORÍA EDIFICACIONES (E030-TABLA N°5)	PESO DE LA ESTRUCTURA (P)
A	1500 kg/m ²
B	1250 kg/m ²
C	1000 kg/m ²
D	1000 kg/m ²

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la tabla anterior, se usa el peso promedio de la estructura de 1000 kg/m².

En el siguiente gráfico se presenta el área tributaria de cada columna, así como las columnas que se pre dimensionaron.

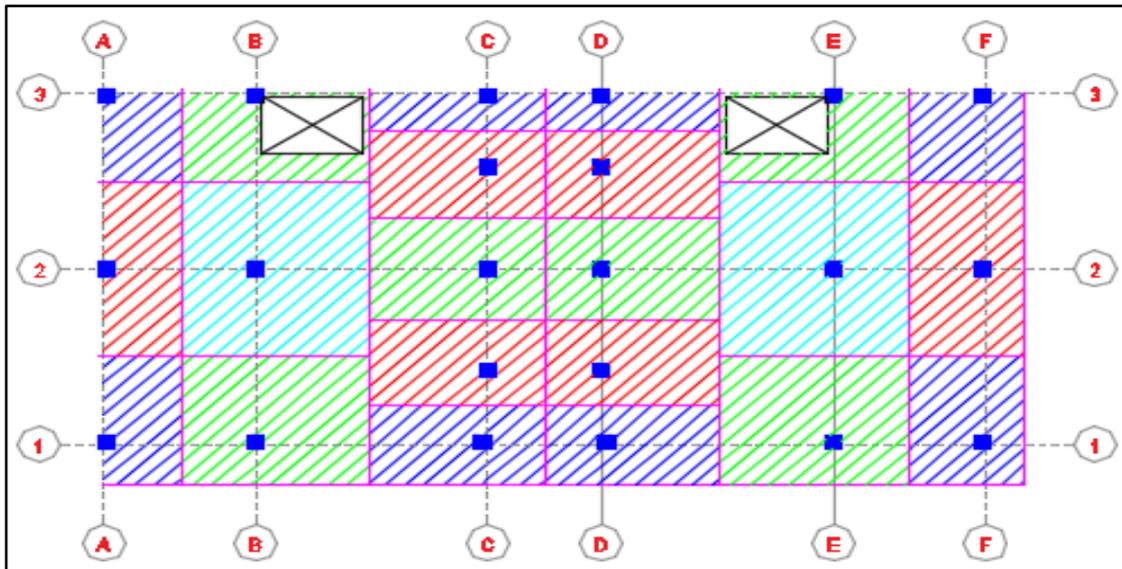


Figura 6: Área tributaria de columnas

Fuente: Elaboración Propia

En la estructura en estudio, se usa un concreto con resistencia a la compresión igual a 210 kg/cm² y se predimensiona cada columna, resumiéndola en los siguientes cuadros:

Tabla 6: Datos usados para el Predimensionamiento de Columnas

Pservicio=	1000 kg/m ²
------------	------------------------

N°pisos=	8
f'c=	210 kg/cm2

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7: Predimensionamiento y Verificación de Columnas

TIPO DE COLUMNA	COLU MNA	EJE	A tributaria (m2)	P (ton)	Ac (cm2)	Ac col (cm2)	VERIFICACIÓN
COLUMNAS CENTRALES	C	B2	15.69	125.52	1328	1600	OK

Fuente: Elaboración Propia

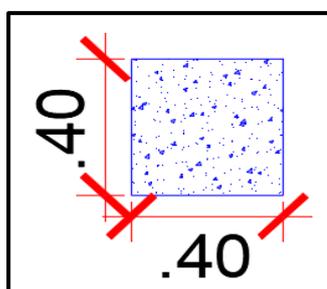


Figura 7: Sección de columna C

Fuente: Elaboración Propia

4.7. Análisis sísmico previo

Una vez predimensionados los elementos estructurales, se debe hacer un análisis sísmico, tratando de simplificar este análisis, para lo cual se usa un programa para este análisis (ETABS), esto sirve para poder encontrar una configuración estructural que pueda controlar los efectos sísmicos:

Tabla 8: Elementos estructurales predimensionados

ELEMENTO ESTRUCTURAL		b (m)	h (m)
VIGAS X			
1°-8°	VX	0.25	0.40
VIGAS Y			
1°-8°	VY	0.25	0.40

COLUMNAS		
C1	0.40	0.40
PLACAS		
Caja de ascensor y escalera	0.25	-

Fuente: Elaboración Propia

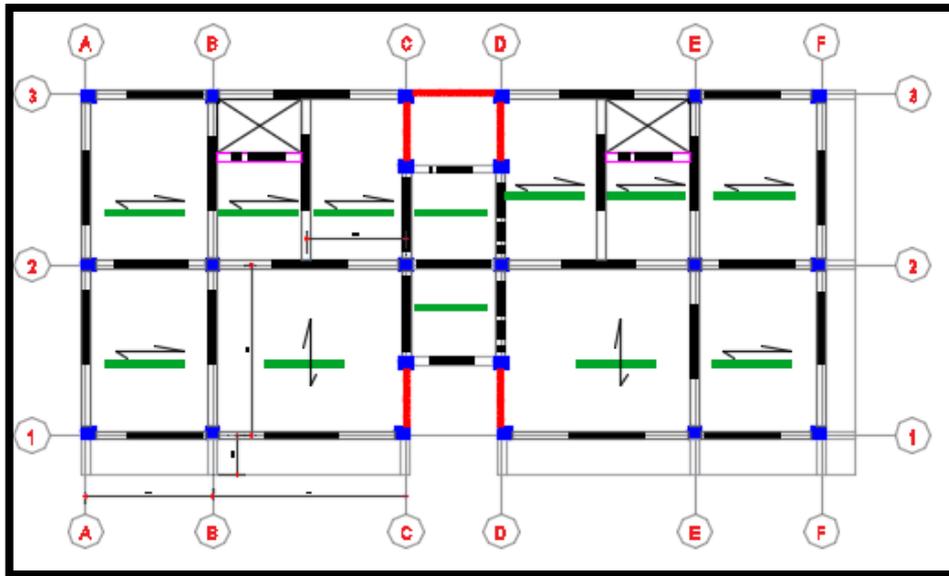


Figura 8: Elementos estructurales predimensionados

Fuente: Elaboración Propia

Los parámetros sísmicos, así como las cargas aplicadas a la losa y vigas son aproximados, ya que estas serán encontradas a precisión en los siguientes acápite. Para el análisis sísmico previo se usa las siguientes consideraciones:

- Los parámetros sísmicos, son los que se explican y usan en el acápite 3.9: $Z = 0.35$, $U = 1.00$, $S = 1.15$ $R_x = 6$ y $R_y = 6$.
- Mediante estos parámetros se pueden encontrar los periodos fundamentales para cada dirección con el uso de un programa computacional, obteniendo

$$T_x = 0.856\text{seg}$$

$$T_y = 0.617\text{seg}$$

- Al encontrar el período fundamental en cada dirección de la estructura se puede obtener la distribución de la fuerza cortante por piso de la estructura y por dirección:

$$V_x = \frac{ZUCS}{R_x} * P = 241.24 \text{ ton}$$

$$V_y = \frac{ZUCS}{R_y} * P = 241.24 \text{ ton}$$

- Después de haber encontrado la cortante, se debe distribuir usando las siguientes expresiones propuesta en la E.030-2016:

$$F_i = \alpha_i V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j^k}$$

Dónde: n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T). El valor de k se calcula de la siguiente manera, para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1$ y Para T mayor que 0.5 segundos: $k = (0.75 + 0.5 T) \leq 2$. De lo encontrado T es menor a 0.5 en los dos sentidos, es así que $k = 1$.

Tabla 9: Distribución de carga lateral del análisis sísmico previo dirección X

PISO	PESO	Alturas h_i	$P_i \cdot (h_i)^k$	Alfa α_i	Fi
	ton				m
AZOTEA	34794.28	25.2	1557247.67	0.052	12.56
PISO 8	168055.73	22.4	6547047.48	0.219	52.79
PISO 7	175850.82	19.6	5853586.63	0.196	47.20
PISO 6	175850.82	16.8	4881561.12	0.163	39.36
PISO 5	175850.82	14	3938068.12	0.132	31.75
PISO 4	175850.82	11.2	3027772.42	0.101	24.41
PISO 3	175850.82	8.4	2157473.14	0.072	17.40
PISO 2	178137.17	5.6	1355564.06	0.045	10.93
PISO 1	178232.2	2.8	599429.80	0.020	4.83
	883921.83	Σ	29917750.43	0.370292	241.24

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 10: Distribución de carga lateral del análisis sísmico previo dirección Y

PISO	PESO	Alturas h_i	$P_i \cdot (h_i)^k$	Alfa i	Fi
	ton				m
AZOTEA	34794.28	25.2	1058986.263	0.049	11.82
PISO 8	168055.73	22.4	4515344.1	0.209	50.41
PISO 7	175850.82	19.6	4102016.938	0.190	45.80
PISO 6	175850.82	16.8	3484450.285	0.161	38.90
PISO 5	175850.82	14	2872902.74	0.133	32.07
PISO 4	175850.82	11.2	2268515.102	0.105	25.33
PISO 3	175850.82	8.4	1672992.608	0.077	18.68
PISO 2	178137.17	5.6	1103345.62	0.051	12.32
PISO 1	178232.2	2.8	530033.0418	0.025	5.92
		Σ	21608586.7		241.24

Fuente: Elaboración Propia

Al hacer este análisis previo se busca comprobar si los elementos predimensionados podrán resistir la carga sísmica, además esto nos permite rigidizar la estructura para poder encontrar la configuración estructural correcta.

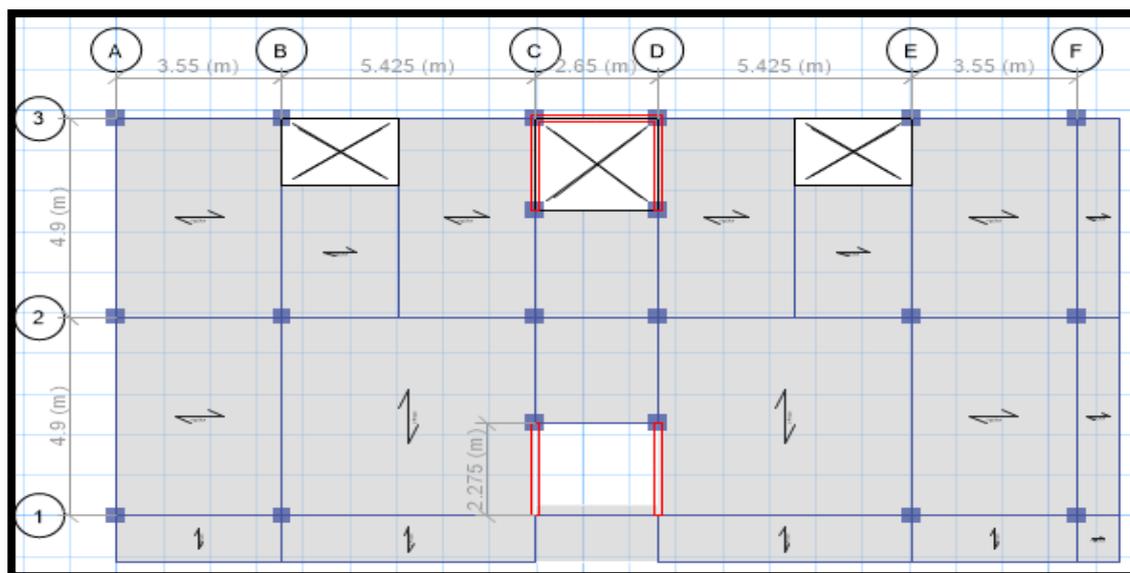


Figura 9: Modelamiento análisis sísmico previo con ETABS

Fuente: Elaboración Propia

Al hacer el análisis modal y sísmico, se encontró que la estructura presenta problemas por torsión, esto ocasiona que se debe tener en cuenta esta irregularidad para el análisis sísmico o si no se debe rigidizar algunas partes del edificio para que no presenten esta irregularidad.

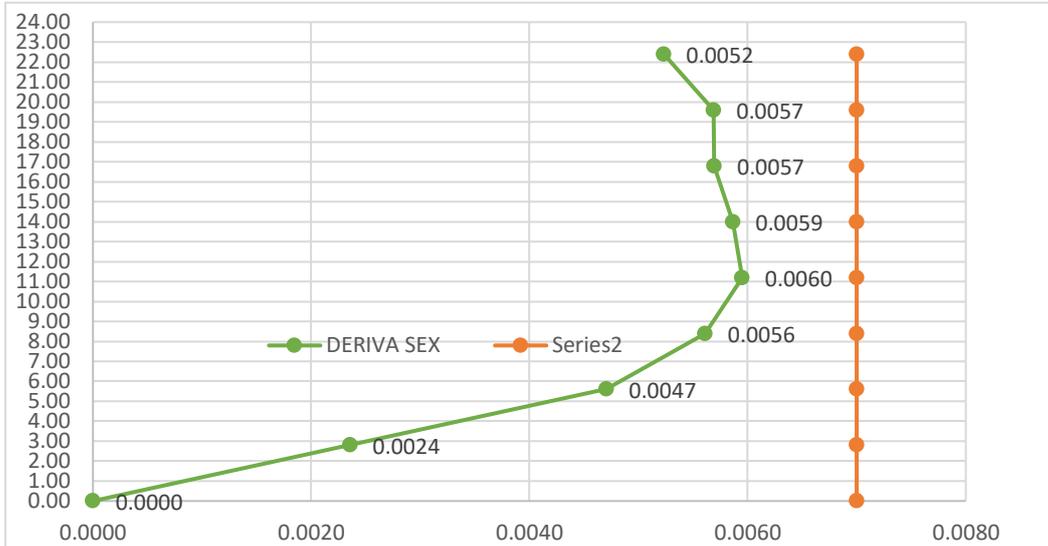


Figura 10: Derivas del análisis sísmico previo dirección en X
Fuente: *Elaboración Propia*

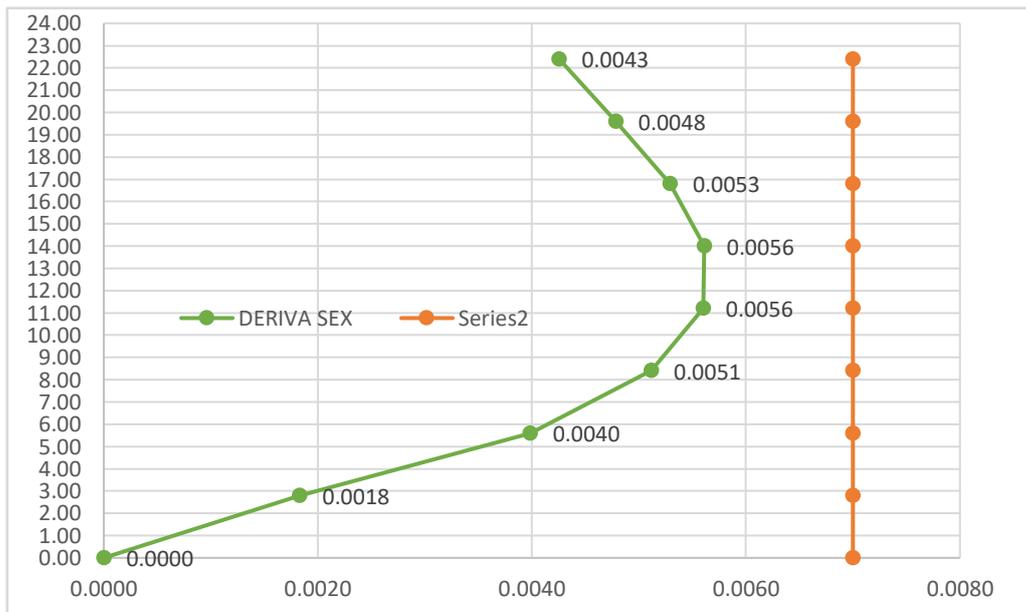


Figura 11: Derivas del análisis sísmico previo dirección en Y
Fuente: *Elaboración Propia*

Como se observa en el análisis de derivas, es necesario rigidizar la estructura en la dirección X, para esto se hace el uso de placas de 0.25m que se dispondrán en las esquinas de la estructura, además se usan vigas de 0.25x0.50m para las vigas q se encuentran en interacción con los volados de la estructura:

Con estas dimensiones, tanto para vigas y columnas se obtuvieron valores de deriva, menores a la deriva límite de 0.007, cabe señalar que se debe verificar estas derivas en los siguientes acápites, ya que estos valores se obtuvieron de valores aproximados de la masa y período de la estructura.

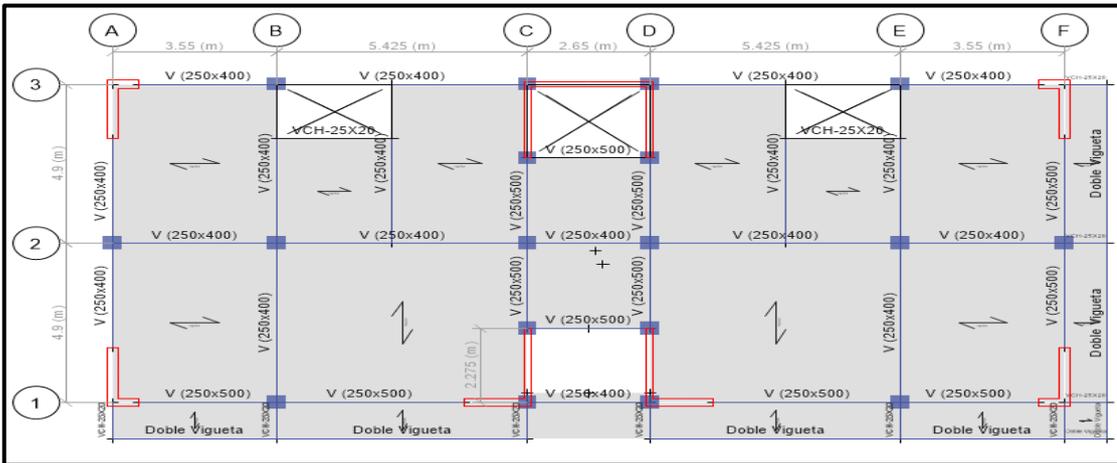


Figura 12: Modelamiento análisis sísmico previo con ETABS Secciones Definitivas

Fuente: Elaboración Propia

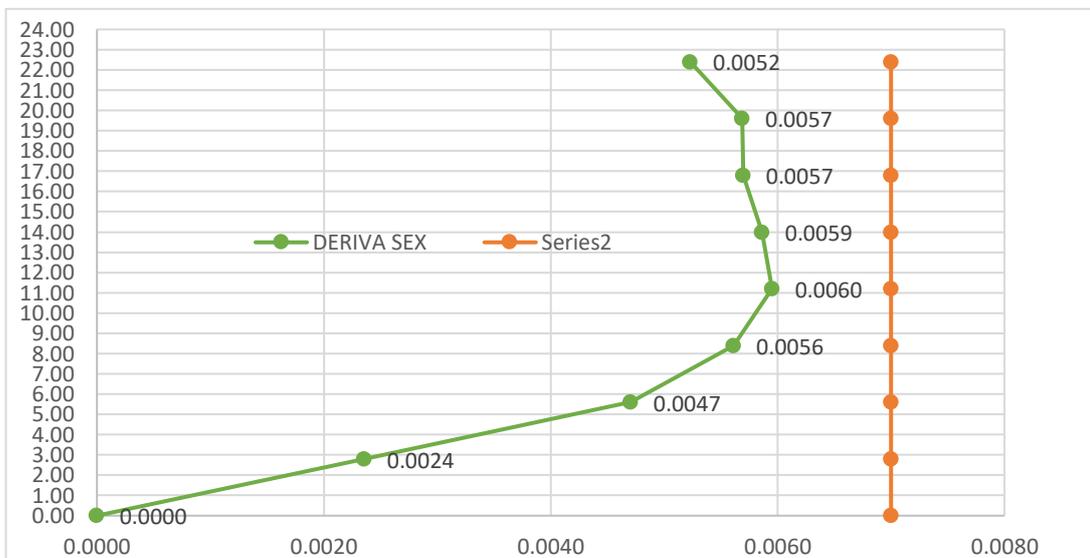


Figura 13: Derivas del sistema rigidizado del análisis sísmico previo dirección en X

Fuente: Elaboración Propia

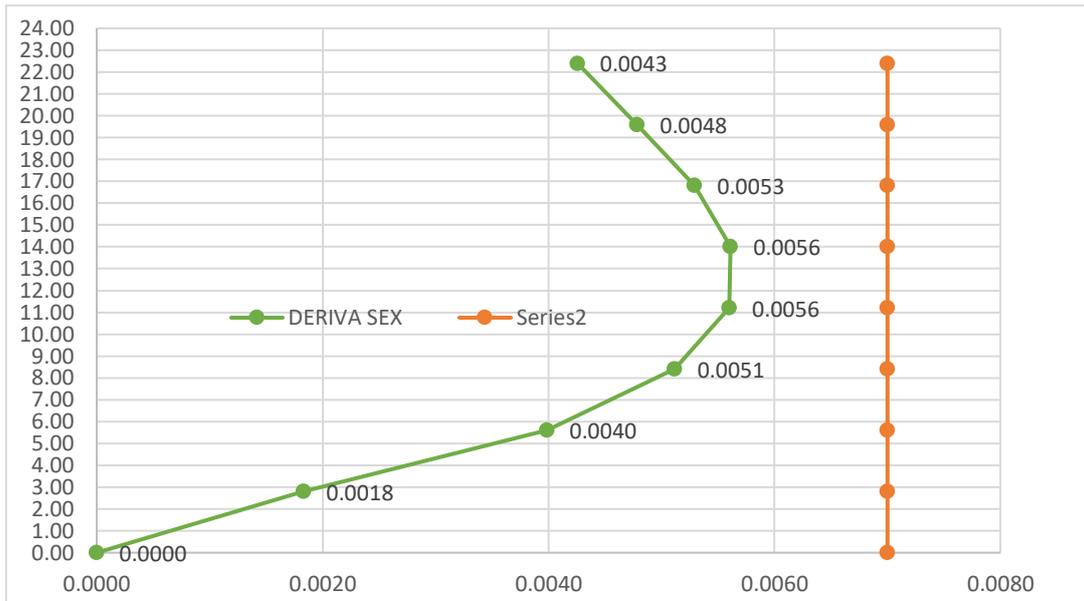


Figura 14: Derivas del sistema rigidizado del análisis sísmico previo dirección en Y

Fuente: Elaboración Propia

4.8. Análisis sísmico

El análisis sísmico permite conseguir estructuras sismorresistentes, para así poder evitar la pérdida de vidas ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud.

4.8.1. Modelo estructural para cargas de sismo

Para realizar el modelo estructural de la vivienda multifamiliar, se utiliza las siguientes características de entrada en el programa ETABS:

- El edificio estará destinado a una vivienda multifamiliar, por esta razón las sobrecargas usadas para las viviendas y corredores es de 200 kg/m².
- La altura típica es de 2.80 m.
- De acuerdo a la estructuración se modelaron losas aligeradas de 20 cm para el primer nivel. Las losas fueron modeladas como elementos tipo MEMBRANA, ya que se utilizan para repartir cargas.
- Para el caso de los muros de concreto armado se utiliza elementos tipo Shell.
- Las vigas y columnas fueron modeladas como FRAME.
- El tipo de apoyo que se usó en la base fue empotrado.

4.8.2. Centro de masas

El centro de masas o centro de gravedad es el punto por donde pasa la resultante de cargas axiales concentradas en cada piso y entrepiso, así como la línea de referencia por donde pasan las fuerzas cortantes horizontales en cada nivel, así pudiendo hallar las coordenadas del centro de masas con la siguiente expresión (Fratelli, 2001):

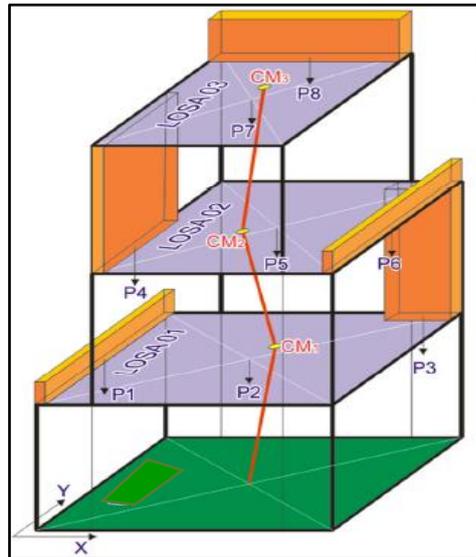


Figura 15: Centro de masa

Fuente: (Condori, 2014)

$$X_{cm} = \frac{\sum(P_i \cdot X_i)}{P_i} ; Y_{cm} = \frac{\sum(P_i \cdot Y_i)}{P_i}$$

Donde P_i es la carga axial y X_i, Y_i son las Coordenadas de cada elemento estructural.

Tabla 11: Centro de masas

PISO	XCM	YCM
	m	m
AZOTEA	10.3	5.009
PISO 8	10.637	4.2897
PISO 7	10.6062	4.2554
PISO 6	10.6062	4.2554
PISO 5	10.6062	4.2554
PISO 4	10.6062	4.2554

PISO 3	10.6062	4.2554
PISO 2	10.6026	4.3204
PISO 1	10.6024	4.3177

Fuente: Elaboración Propia

4.8.3. Centro de rigidez

Se define por centro de rigidez (CR), al punto donde la fuerza cortante actúa, solo trasladándose horizontalmente sin rotar con respecto al nivel inferior. Usando la siguiente expresión se puede obtener el CR (Fratelli, 2001) 945501416:

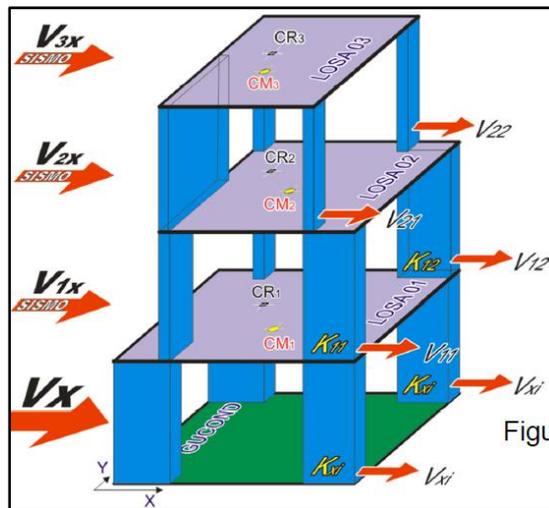


Figura 16: Centro de rigideces

Fuente: (Condori, 2014)

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i \cdot X_i}{\sum K_i} \quad ; \quad Y_{CR} = \frac{\sum K_i \cdot Y_i}{\sum K_i}$$

Dónde K_i es la Rigidez del elemento estructural de soporte, X_i, Y_i son las Coordenadas del centroide del elemento y $\sum K_i$ es la Rigidez del piso en estudio.

Tabla 12: Diferencia de centro de rigideces de la estructura

PISO	XCR	YCR
	m	m
AZOTEA	10.6534	5.299
PISO 8	10.7501	4.4105
PISO 7	10.7179	4.5952

PISO 6	10.6745	4.848
PISO 5	10.6249	5.1145
PISO 4	10.5701	5.3715
PISO 3	10.51	5.581
PISO 2	10.4436	5.6133
PISO 1	10.3674	5.0263

Fuente: Elaboración Propia

4.8.4. Excentricidad

La excentricidad es la distancia entre el centro de gravedad CG y el centro de rigidez CR, obtenidos en los acápites 3.8.1.1. y 3.8.1.2.

Tabla 13: Excentricidad de la estructura

PISO	EXCENTRICIDAD	
	X	Y
AZOTEA	-0.3534	-0.29
PISO 8	-0.1131	-0.1208
PISO 7	-0.1117	-0.3398
PISO 6	-0.0683	-0.5926
PISO 5	-0.0187	-0.8591
PISO 4	0.0361	-1.1161
PISO 3	0.0962	-1.3256
PISO 2	0.159	-1.2929
PISO 1	0.235	-0.7086

Fuente: Elaboración Propia

La Norma E.030 (en su ítem 4.6.5) considera una excentricidad accidental, la cual considera el traslado del centro de masas en el momento que se produce un sismo, ya que puede haber ambientes libres de cargas vivas. La excentricidad accidental en cada nivel se considera como el 5 % de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis:

Tabla 14: Excentricidad accidental

	X (m)	Y (m)
DISTANCIA	10.05	20.85
EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL	0.5025	1.0425

Fuente: Elaboración Propia

4.8.5. Peso o masa de la estructura

Según el ítem 4.3 de la Norma de Diseño Sismorresistente se estimará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga, que, en este caso por ser una edificación tipo A, será el 50% de la carga viva para entresijos y 25% de la carga viva para el techo (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010).

El peso o la masa de la estructura son muy importantes en el comportamiento dinámico de esta, ya que las fuerzas cortantes son proporcionales a la masa, y estas son parte esencial en el diseño de la estructura afectando considerablemente a la estructura.

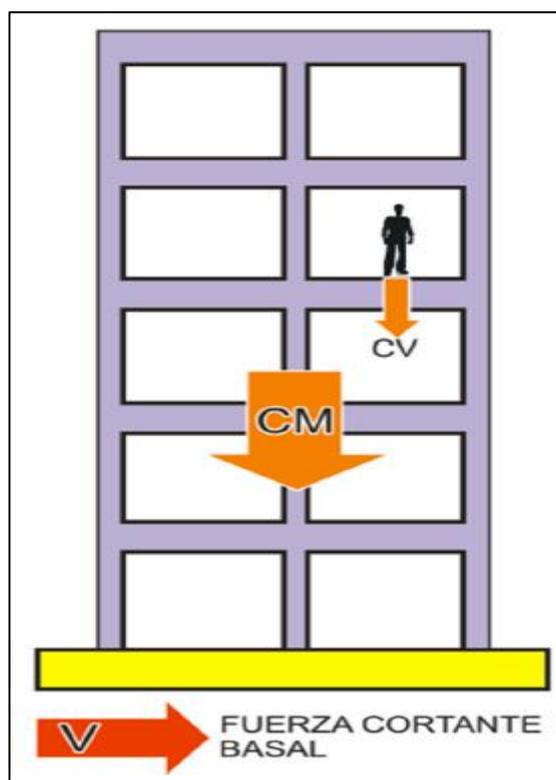


Figura 17: Peso sísmico

Fuente: (Condori, 2014)

Tabla 15: Peso de la estructura

PISO	PESO (KG)	
	X	Y
AZOTEA	35773.48	35773.48
PISO 8	173658.3	173658.3
PISO 7	189172.99	189172.99
PISO 6	189172.99	189172.99
PISO 5	189172.99	189172.99
PISO 4	189172.99	189172.99
PISO 3	189172.99	189172.99
PISO 2	191459.34	191459.34
PISO 1	191554.37	191554.37

Fuente: Elaboración Propia

4.8.6. Modelamiento de la estructura

Para el modelamiento de la estructura se utiliza el programa ETABS y se toma en cuenta las siguientes características para modelar la estructura (Taboada García y Martín de Izcue Uceda, 2009):

- Se utiliza como espesor de los objetos área para la modelación de losas aligeradas un espesor muy pequeño (0.001), para anular su peso propio, el mismo que se asignará directamente de manera manual como una carga por unidad de área (Tn/m²). Esta característica es necesaria ya que los materiales que la conforman son de diferentes pesos específicos.
- Para simular un comportamiento de diafragma rígido en todos los nudos de un nivel, se relacionan los grados de libertad de todos los nudos.
- Definimos el peso de la estructura, a través de las cargas asignadas y según los casos de carga.
- Asignar para el análisis dinámico, 3 modos dinámicos por cada planta del edificio, sobre el nivel del terreno. De esta manera se asignó $3 \cdot (8) = 24$ modos dinámicos.

A continuación, se muestra el modelo usado para el análisis sísmico:

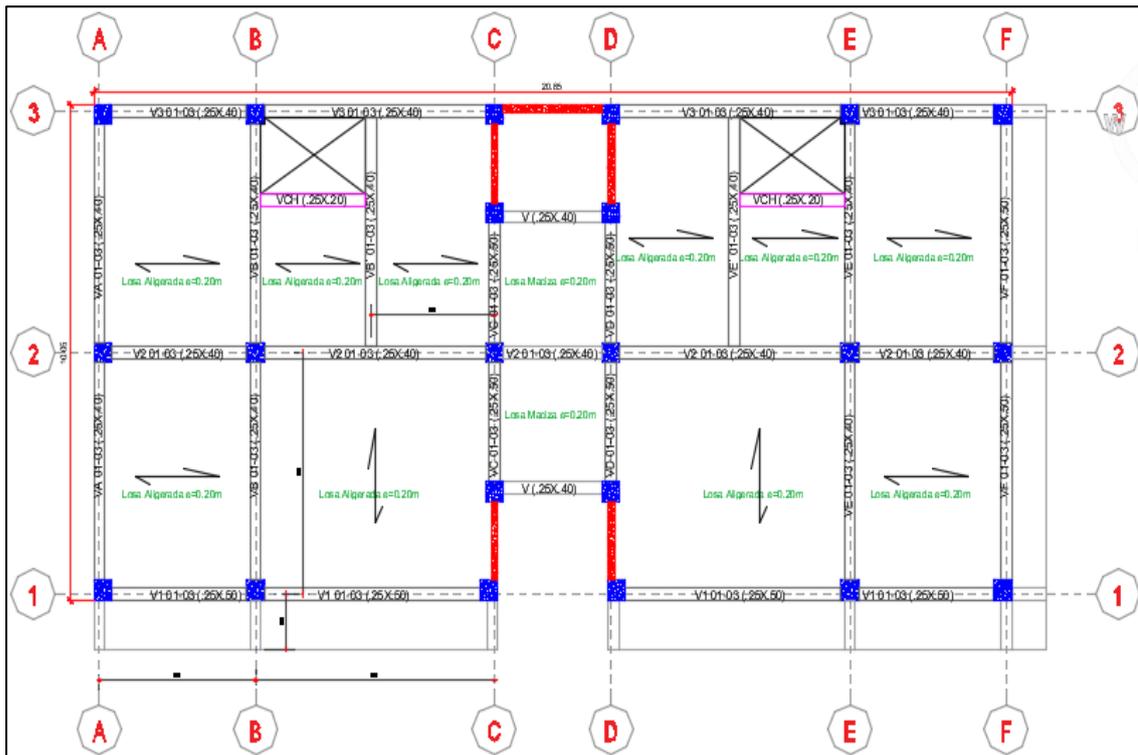


Figura 18: Modelo en planta y tridimensional del Edificio

Fuente: Elaboración propia

4.9. Cálculo de la masa de la edificación, centro de rigideces y centro de masas

Al hacer el análisis mediante un programa computacional se tiene una mejor aproximación del peso total, gracias a que el programa considera el aporte hiperestático de la edificación. Es así que podemos considerar también los resultados del centro de masas y centro de rigideces, los cuales se han evaluado en este acápite. A continuación, se presentan en tablas:

Tabla 16: Peso de la Edificación (100%CM+25%CV+25%CVT)

PISO	ÁREA (m ²)	PESO (ton)	DENSIDAD
			PESO/ÁREA (ton/m ²)
AZOTEA	197.30	35.77	0.18
Story8	197.30	173.66	0.88
Story7	197.30	189.17	0.96
Story6	197.30	189.17	0.96
Story5	197.30	189.17	0.96

Story4	197.30	189.17	0.96
Story3	197.30	189.17	0.96
Story2	197.30	191.46	0.97
Story1	197.30	191.55	0.97

Fuente: Elaboración Propia

En la etapa de predimensionamiento, se considera 1 ton/m² para el cálculo del peso aproximado de la edificación, en esta etapa se puede comprobar que esta aproximación es muy útil para la verificación del predimensionamiento.

Tabla 17: Centro de masas y Centro de rigideces

PISO	CENTRO DE MASAS		CENTRO DE RIGIDECES	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
AZOTEA	10.3	5.009	10.6534	5.299
Story8	10.637	4.2897	10.7501	4.4105
Story7	10.6062	4.2554	10.7179	4.5952
Story6	10.6062	4.2554	10.6745	4.848
Story5	10.6062	4.2554	10.6249	5.1145
Story4	10.6062	4.2554	10.5701	5.3715
Story3	10.6062	4.2554	10.51	5.581
Story2	10.6026	4.3204	10.4436	5.6133
Story1	10.6024	4.3177	10.3674	5.0263

Fuente: Elaboración Propia

4.9.1. Peligro sísmico

Para cuantificar los efectos de los sismos en las obras civiles es necesario tomar en cuenta la vulnerabilidad de las obras civiles y la sismicidad del lugar. La vulnerabilidad de las obras civiles se estima al conocer las características de las edificaciones y la sismicidad es obtenida mediante un análisis de peligro o amenaza sísmica. El peligro se suele representar por medio de los valores máximos del movimiento del terreno y la intensidad del movimiento (Bolaños y Monroy, 2004).

Según la Norma E030-2016 podemos calcularla mediante la Zonificación, Condiciones Geotécnicas, Parámetros de Sitio (S, TP y TL) y Factor de Amplificación Sísmica (C) que se detallan en los siguientes Ítems.

4.9.1.1. Zonificación (Z)

Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años (Sismo Raro para el SEAOC). El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad y se asigna según la zona donde se encuentra una estructura (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010). En este caso la estructura en estudio se encuentra en la zona 3. Teniendo como valor de Zonificación (Z) a 0.35.

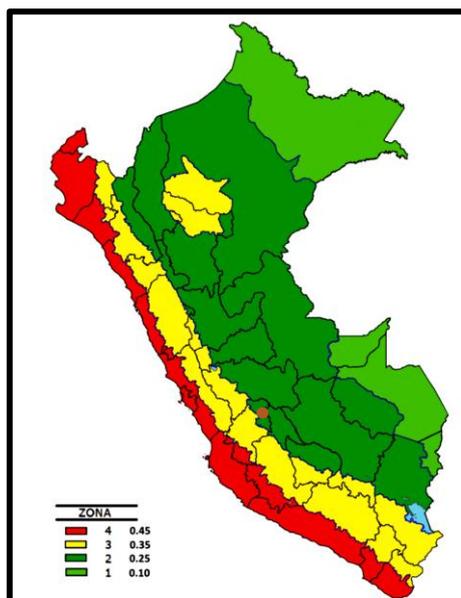


Figura 19: Zonificación Sísmica en Perú

Fuente: (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010)

4.9.1.2. Condiciones geotécnicas

La estructura en estudio se encuentra sobre un perfil de suelo intermedio S2.

4.9.1.3. Parámetros de sitio (S, TP y TL)

Para poder tener un valor que se adecue a las condiciones locales de la estructura, usaremos la zonificación y las condiciones geotécnicas para poder hallar los parámetros de sitio, según la Norma E030-2016.

Factor de Sitio (S) igual a 1.15, Período Límite de la Meseta (Tp) igual a 0.6 y el Período del inicio del comportamiento inelástico del Suelo (TL) igual a 2.00.

4.9.1.4. Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5x \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5x \left(\frac{T_p x T_L}{T^2} \right)$$

Los periodos se calculan mediante la aplicación de la expresión del acápite 4.5.4 de la Norma E030-2016:

$$T = 0.85.2\pi. \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}}$$

Donde P_i es el peso en el nivel i , f_i es la fuerza lateral aplicada en el nivel i , d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i , g es la aceleración de la gravedad y n es el número de pisos.

El factor multiplicado por 0.85 en la expresión de la Norma es porque en el modelamiento de la estructura no se consideraron el modelamiento de elementos No estructurales.

Se encuentra un período para cada dirección: Tx=0.580 segundos con el 69.90% de ratio de participación de masa y Ty=0.508 segundos con el 55.60% de ratio de participación de masa.

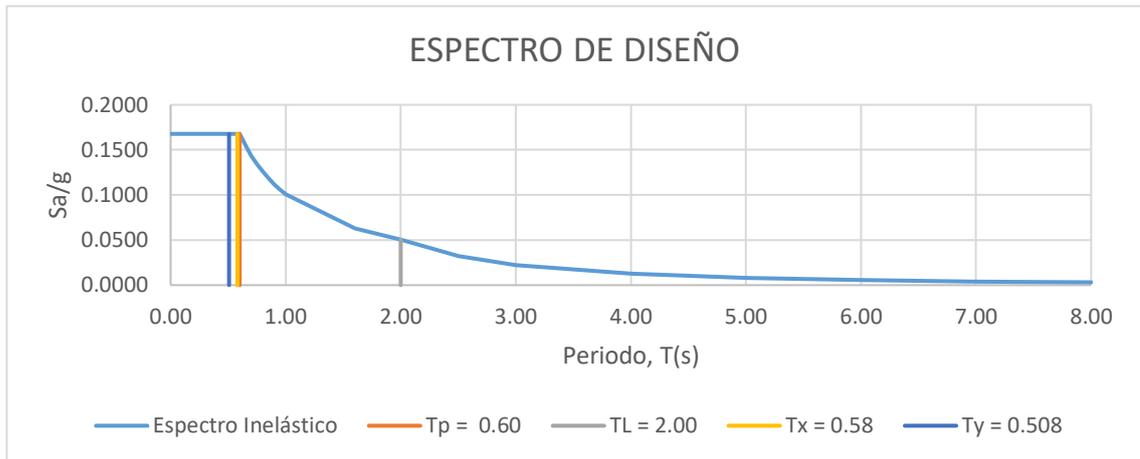


Figura 20: Período Fundamental de la Estructura en Estudio graficado en el Espectro de Diseño según la Norma E030-2016

Fuente: Elaboración propia

Como el Período Fundamental de la estructura en los dos sentidos es menor al Período Límite de la Meseta (T_p) el valor del Factor de Amplificación Sísmica es hallada por la siguiente expresión:

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad C_x = 2.50 \quad C_y = 2.50$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010).

4.10. Categoría, sistema estructural y regularidad del edificio

4.10.1. Categoría y sistema estructural

Tabla 18: Tabla de la Categoría y Sistema Estructural de la Edificación

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	DIRECCIÓN	Edificación de Categoría Común (A2) por ser una multifamiliar.
FACTOR DE USO	X	U=1.00
	Y	
SISTEMA ESTRUCTURAL	X	Sistema estructural de Muros estructurales.
	Y	
COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R_o)	X	$R_o = 6$
	Y	

Fuente: Elaboración Propia

4.10.2. Regularidad de la estructura

En este acápite se debe demostrar que la estructura no presenta ninguna irregularidad normalizada en la Tablas 08 y 09 de la Norma E030-2016. El análisis se hace tanto para evaluar irregularidades en planta y altura.

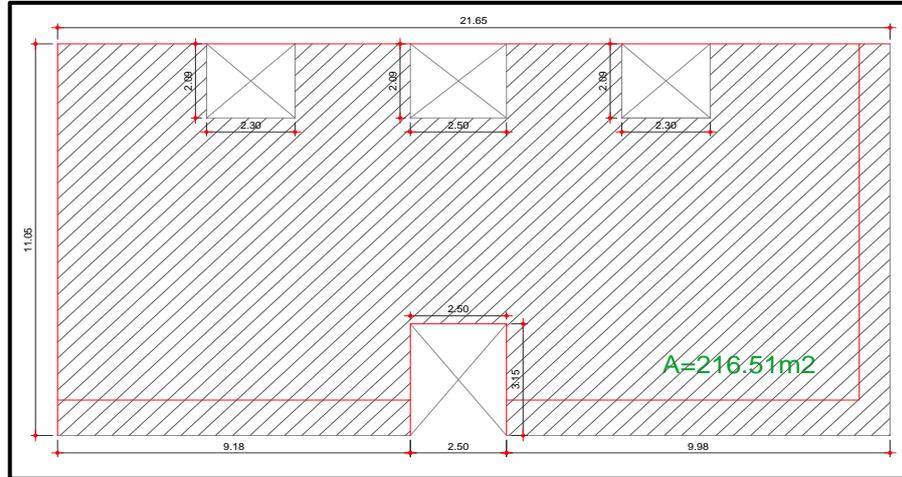


Figura 21: Planta de Edificio

Fuente: Elaboración propia

1. Irregularidades Estructurales en Altura

a) Irregularidad de Rigidez – Piso Blando ($Ia = 0.75$)

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso. Esta irregularidad se comprueba después del análisis sísmico. Y existe esta irregularidad si se cumple las siguientes desigualdades:

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \quad \text{ó}$$

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$$

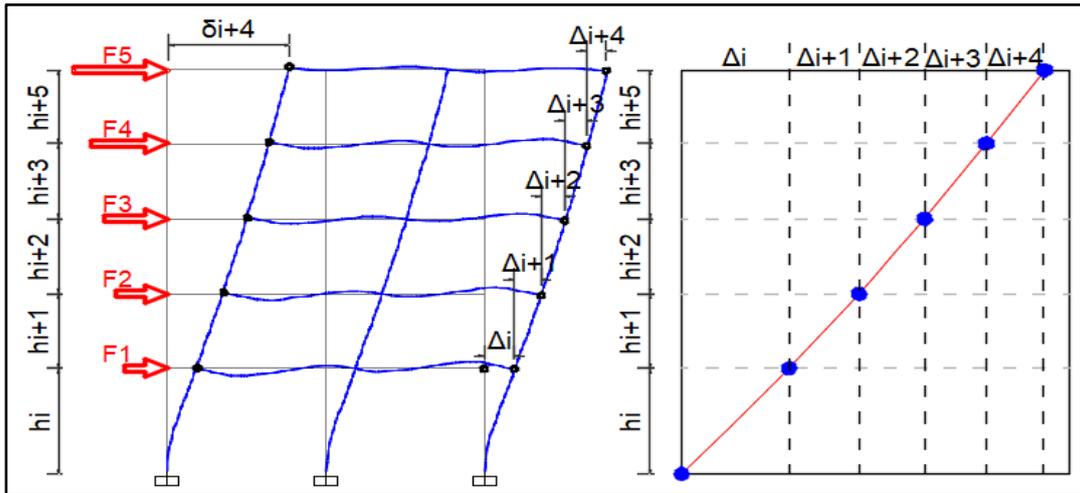


Figura 22: Derivas de un edificio

Fuente: Elaboración propia

Para poder comprobar la existencia de esta irregularidad se debe hacer el análisis sísmico, la comprobación se hace posterior al análisis sísmico.

b) Irregularidad Extrema de Rigidez ($I_a = 0.50$)

Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso. Y existe esta irregularidad si se cumple las siguientes desigualdades:

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.6 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \quad \text{ó}$$

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.4}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$$

c) Irregularidad de Resistencia – Piso Débil ($I_a = 0.75$)

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior. Esta irregularidad se presenta cuando hay cambio de secciones de un piso i a un piso $i+1$ de mayores secciones resistentes. Para el caso en estudio no se presenta esta condición.

d) Irregularidad Extrema de Resistencia ($Ia = 0.50$)

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

e) Irregularidad de Masa o Peso ($Ia = 0.90$)

Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

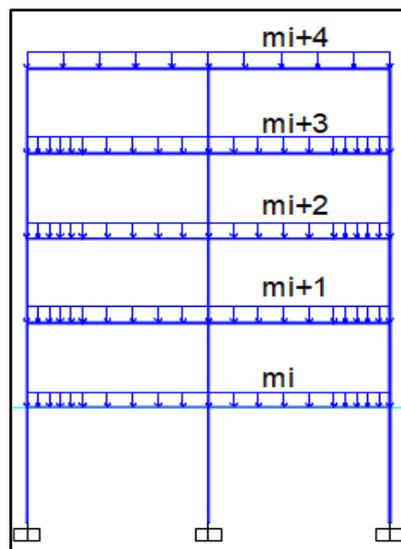


Figura 23: Masas de un edificio

Fuente: Elaboración propia

Y existe esta irregularidad si se cumplen las siguientes desigualdades:

$$\frac{m_i}{m_{i+1}} > 1.5 \quad \text{ó}$$

$$\frac{m_{i+1}}{m_i} > 1.5$$

Tabla 19: Irregularidad de masa o peso

PISO	PESO (ton)	la
AZOTEA	35.77	
Story8	173.66	
Story7	189.17	1.09
Story6	189.17	1.00
Story5	189.17	1.00
Story4	189.17	1.00
Story3	189.17	1.00
Story2	191.46	1.01
Story1	191.55	1.00

Fuente: Elaboración propia

f) Irregularidad Geométrica Vertical ($Ia = 0.90$)

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

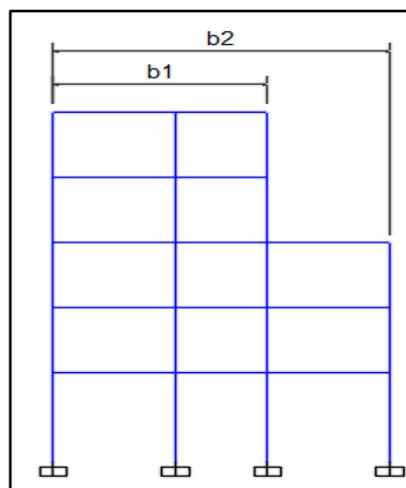


Figura 24: Irregularidad Geométrica Vertical

Fuente: Elaboración propia

Y existe esta irregularidad si se cumple la siguiente desigualdad:

$$\frac{b_2}{b_1} > 1.3$$

El presente proyecto no cuenta con esta irregularidad, ya que no existen cambios geométricos verticales.

g) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes ($Ia = 0.80$)

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

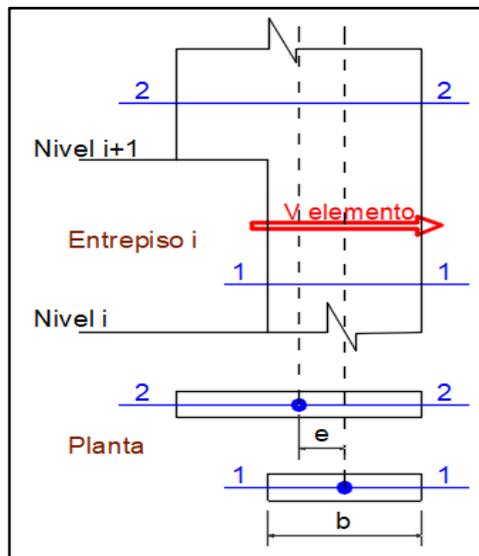


Figura 25: Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Fuente: Elaboración propia

Y existe esta irregularidad si se cumplen las dos desigualdades:

$$\frac{V_{elemento}}{V_{edificio}} \geq 0.10 \quad y \quad e > 0.25b$$

No existe esta irregularidad ya que no se hace cambio de orientación ni de sección de ningún elemento vertical resistente a cargas laterales.

h) Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes ($Ia = 0.60$)

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

Y existe esta irregularidad si se cumplen las dos desigualdades:

$$\frac{V_{elemento}}{V_{edificio}} \geq 0.25 \quad y \quad e > 0.25b$$

2. Irregularidades Estructurales en Planta

a) Irregularidad Torsional ($I_p = 0.75$)

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).

Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.

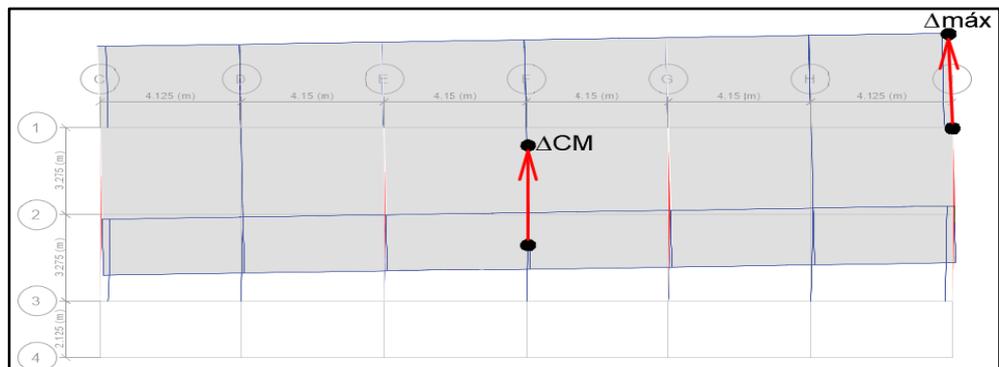


Figura 26: Irregularidad Torsional

Fuente: Elaboración propia

Y existe esta irregularidad si se cumplen las dos desigualdades:

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.2 \frac{\Delta_{CM}}{h_i} \quad y$$

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right)_{permisible}$$

Para poder comprobar la existencia de esta irregularidad se debe hacer el análisis sísmico, la comprobación se hace posterior al análisis sísmico.

b) Irregularidad Torsional Extrema ($I_p = 0.60$)

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).

Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento.

Y existe esta irregularidad si se cumplen las dos desigualdades:

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.5 \frac{\Delta_{CM}}{h_i} \quad y$$

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right)_{permisible}$$

Para poder comprobar la existencia de esta irregularidad se debe hacer el análisis sísmico, esto se hace posterior al análisis sísmico.

c) Esquinas Entrantes ($I_p = 0.90$)

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

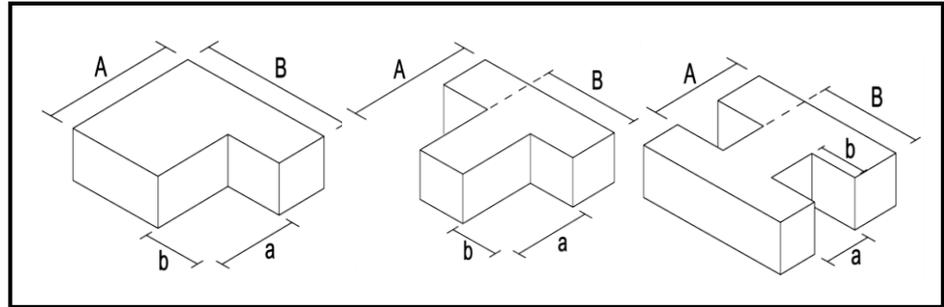


Figura 27: Esquinas entrantes

Fuente: (Padilla, 2010)

Y existe esta irregularidad si se cumplen estas desigualdades:

$$\frac{a}{A} \geq 0.20 \quad y$$

$$\frac{b}{B} \geq 0.20$$

La estructura en estudio no cuenta con esquinas entrantes es por esto que no hay presencia de esta irregularidad.

d) Discontinuidad del Diafragma ($I_p = 0.85$)

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.

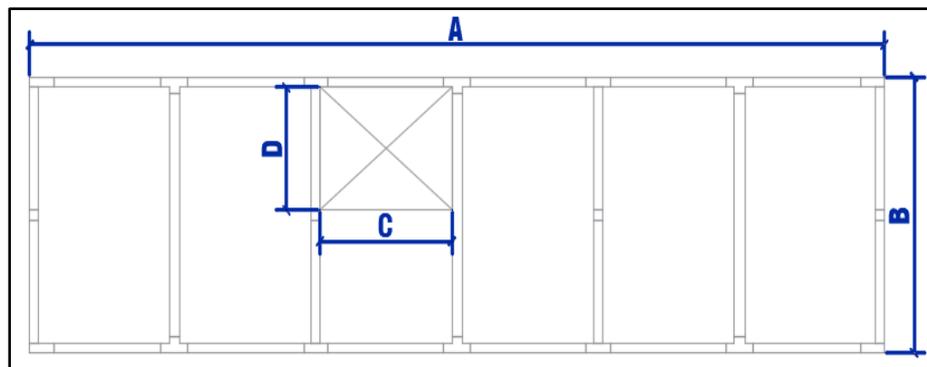


Figura 28: Discontinuidad del diafragma

Fuente: Elaboración Propia

Y existe esta irregularidad si se cumplen esta desigualdad:

$$\frac{A_{huecos}}{A_{bruta}} = \frac{AB}{CD} \geq 0.50$$

También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

$$\frac{A_{SECCIÓN\ 2-2}}{A_{SECCIÓN\ 1-1}} < 0.25$$

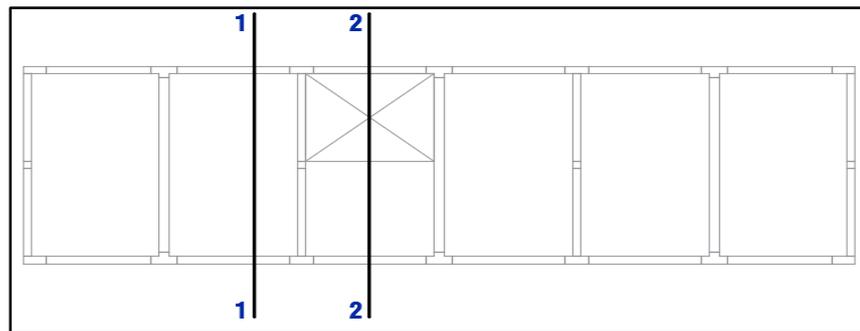


Figura 29: Secciones del diafragma de la estructura

Fuente: Elaboración propia

La comprobación de esta irregularidad se hace a continuación:

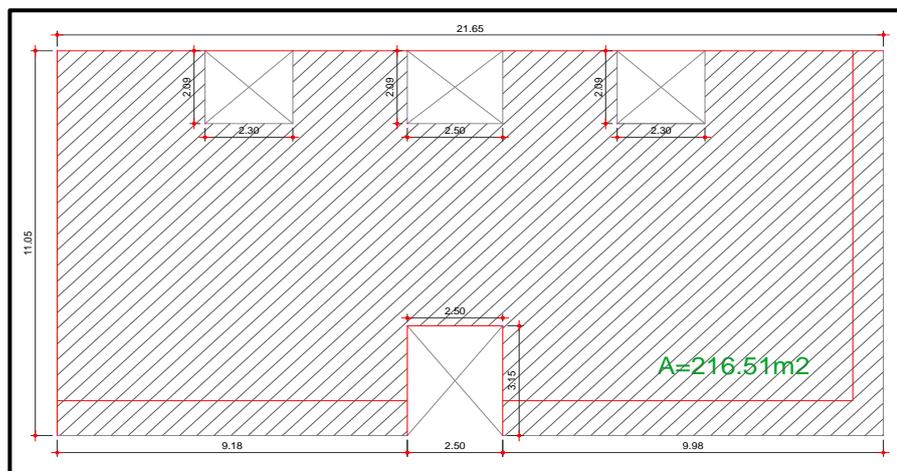


Figura 30: Comprobación de irregularidad de discontinuidad de diafragma

Fuente: Elaboración propia

Dirección X:

$$\frac{A_{huecos}}{A_{bruta}} = \frac{2.30 * 2 + 2.50}{21.65} = 0.32 \geq 0.50$$

Dirección Y:

$$\frac{A_{huecos}}{A_{bruta}} = \frac{2.09 + 3.15}{11.06} = 0.47 \geq 0.50$$

Finalmente se comprueba que no existe esta irregularidad.

e) Sistemas no Paralelos ($I_p = 0.90$)

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.

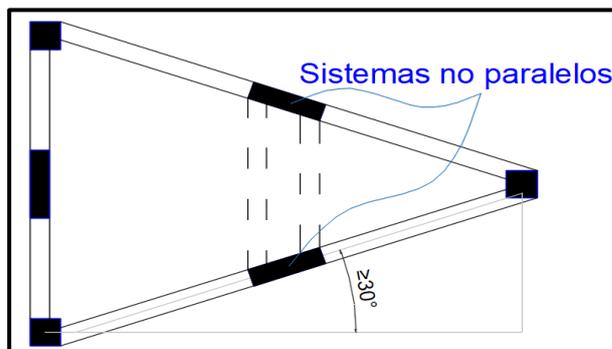


Figura 31: Sistemas no paralelos

Fuente: Adaptado de (Padilla, 2010)

Finalmente, no se tiene ninguna Irregularidad tanto en planta como en altura ($I_a = 1$ y $I_p = 1$), el Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas ($R = I_a \cdot I_p \cdot R_o$) es Igual al Coeficiente Básico de Reducción de las fuerzas sísmicas (R_o) que es 8 y 3, para X y Y respectivamente. Teniendo en consideración que luego de comprobar las derivas del edificio mediante un análisis sísmico, se tiene que comprobar las irregularidades por Rigidez e irregularidad Torsional.

4.11. Análisis estático

El método de análisis estático se usa para poder escalar el análisis dinámico, el cual se usa en el diseño. La Fuerza Cortante en la Base se halló siguiendo las indicaciones de la Norma E030-2016, con la siguiente expresión (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010):

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

El valor de C/R no deberá considerarse menor que 0.125.

Tabla 20: Parámetros sísmicos

PÁRAMETROS SÍSMICOS	SENTIDO	VALOR
Z = Factor de zona	X e Y	0.35
S = Factor de Sitio	X e Y	1.15
Tp = Período Límite de la Meseta	X e Y	0.60
TL = Período del inicio del comportamiento inelástico del Suelo	X e Y	2.00
C = Factor de amplificación sísmica	X e Y	2.50
U = Coeficiente de uso. La Categoría de una Edificación Común	X e Y	1.00
R=Coeficiente de reducción	X	6
	Y	6
P=Peso de la edificación	X e Y	

Fuente: Elaboración Propia

Es así que la cortante basal es:

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

$$V_x = \frac{0.35 * 1.00 * 2.50 * 1.15}{8} * 1538.31 \text{ ton} = 257.99 \text{ ton}$$

$$V_y = \frac{0.35 * 1.00 * 2.50 * 1.15}{3} * 1538.31 \text{ ton} = 257.99 \text{ ton}$$

4.11.1. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad \alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot (h_i)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura T , en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a: a) Para T menor o igual a 0.50 segundos: $k = 1.00$ y b) Para T mayor que 0.50 segundos: $k = (0.75 + 0.50 T) \leq 2.00$.

En el ítem 3.8.2.4 se calcularon los períodos para cada sentido $T_x = 0.580$ segundos y $T_y = 0.508$ segundos. El período en la dirección X es mayor a 0.50 por lo tanto $k = 1.040$ y en la dirección Y es mayor que 0.50; por lo tanto $k = 1.004$. Finalmente se obtiene la distribución de la fuerza sísmica en altura tanto para X como Y:

Tabla 21: Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (eje X-X)

PISO	PESO	Alturas h_i	$P_i \cdot (h_i)^k$	Alfa i	Fi
	ton				m
AZOTEA	35773.48	25.2	1025693.85	0.047	12.09
PISO 8	173658.3	22.4	4405076.80	0.201	51.94
PISO 7	189172.99	19.6	4176432.27	0.191	49.24
PISO 6	189172.99	16.8	3557793.86	0.163	41.95
PISO 5	189172.99	14	2943284.78	0.135	34.70
PISO 4	189172.99	11.2	2333704.54	0.107	27.52
PISO 3	189172.99	8.4	1730252.90	0.079	20.40
PISO 2	191459.34	5.6	1148661.61	0.052	13.54
PISO 1	191554.37	2.8	558902.97	0.026	6.59
	950532.68	Σ	21879803.58	0.398304	257.99

Fuente: Elaboración Propia

El siguiente cuadro muestra la distribución de la fuerza sísmica en altura (eje Y-Y):

Tabla 22: Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (eje Y-Y)

PISO	PESO	Alturas hi	Pi*(hi) ^ k	Alfa i	Fi
	ton				m
AZOTEA	35773.48	25.2	913203.0068	0.046	11.87
PISO 8	173658.3	22.4	3938624.297	0.198	51.18
PISO 7	189172.99	19.6	3752184.835	0.189	48.75
PISO 6	189172.99	16.8	3214175.949	0.162	41.76
PISO 5	189172.99	14	2676527.291	0.135	34.78
PISO 4	189172.99	11.2	2139311.486	0.108	27.80
PISO 3	189172.99	8.4	1602638.352	0.081	20.82
PISO 2	191459.34	5.6	1079586.23	0.054	14.03
PISO 1	191554.37	2.8	538565.7457	0.027	7.00
		Σ	19854817.19		257.99

Fuente: Elaboración Propia

Una vez modelado el edificio y tanto las cargas verticales como laterales, se comprueban las derivas encontrando una deriva máxima en el sentido X de 4.00‰ y en el sentido Y de 0.80‰. La cual es menor a la deriva límite de 5‰ por ser una estructura de albañilería estructural:

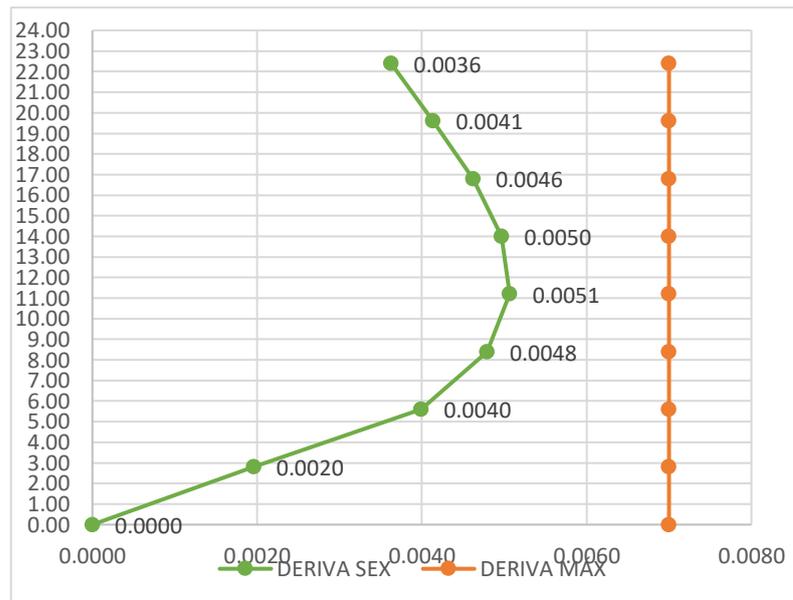


Figura 32: Derivas del sismo estático en dirección en X

Fuente: Elaboración propia

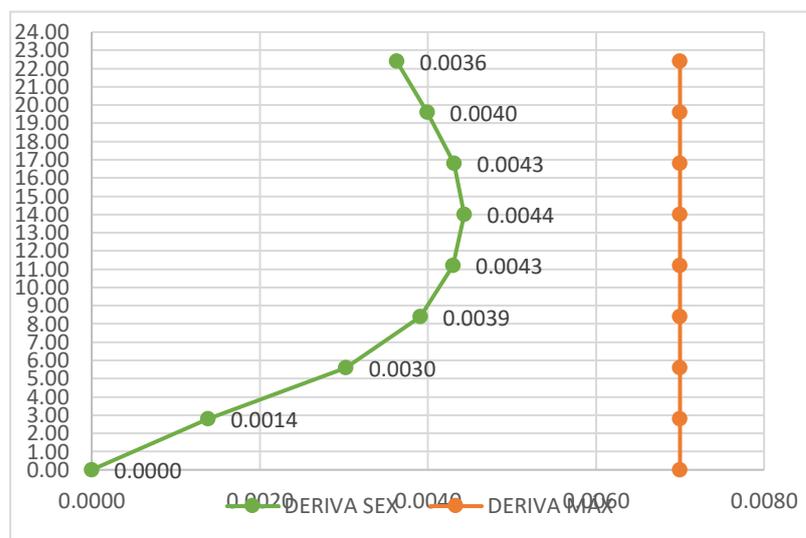


Figura 33: Derivas del sismo estático en dirección en Y

Fuente: Elaboración propia

Como se observa las derivas encontradas en el análisis sísmico estático cumplen con ser menores al desplazamiento máximo permitido, para lo cual la configuración estructural encontrada en el acápite 3.7. Cumple satisfactoriamente.

4.12. Análisis modal

Los edificios, así como cualquier material, poseen diferentes formas de vibrar frente a cargas dinámicas. Estos modos de vibrar, se producen a diferentes periodos, por lo que, durante un terremoto pueden afectar la estructura en mayor o menor medida, dependiendo del contenido frecuencial del sismo. Estas formas de vibrar se conocen como modos de vibración. En la forma más básica, las estructuras oscilan de un lado hacia otro, esto corresponde con el modo fundamental o primer modo de vibración. Considerando el edificio como un cuerpo tridimensional, los modos de vibración pueden ser rotacionales o torsionales. Para edificios regulares en altura y elevación, y sin irregularidades en la distribución de masas y rigideces, el principal modo de vibración se corresponderá con el fundamental (De Montserrat, 2013).

Se detalla con mayor precisión los cálculos obtenidos en el ítem 3.8.2.3, en la siguiente tabla:

Tabla 23: Factor de Masa Participativa

MODO	PERIODO	UX	UY	RZ
	SEC			
1	0.580	0.699	0.000	0.038
2	0.517	0.026	0.133	0.556
3	0.508	0.005	0.582	0.132
4	0.166	0.131	0.000	0.014
5	0.135	0.027	0.005	0.129
6	0.132	0.001	0.152	0.006
7	0.085	0.041	0.000	0.004
8	0.063	0.003	0.001	0.024
9	0.061	0.015	0.017	0.016
10	0.060	0.004	0.044	0.011
11	0.045	0.022	0.000	0.001
12	0.036	0.000	0.031	0.000
13	0.029	0.015	0.004	0.000
14	0.023	0.008	0.013	0.001
15	0.018	0.001	0.016	0.000
	Σ=	0.999	0.999	0.930

Fuente: Elaboración Propia

- En el sentido X como se puede observar la estructura tiene un 100.00% de la masa participativa y en el sentido Y un 100.00% de la masa participativa, lo cual es mayor al mínimo del 90% que nos refiere la Norma E030-2016.
- Además, se observa que el primer modo de vibración tiene una traslación en "X", el segundo modo rotacional en "Z", y el tercer modo es traslacional en "Y".
- El periodo fundamental de la estructura en dirección en X es 0.580 segundos y en la dirección Y es 0.508 segundos.
- Se puede entonces tener una idea de que la estructura tendrá un comportamiento bueno ante la demanda sísmica. Esto se comprueba en el análisis sísmico dinámico.

4.13. Análisis dinámico

Según La Norma E030 – 2016, el espectro de aceleraciones se obtiene con la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Donde $Z=0.25$, $U=1.50$, $S=1.20$, $R_x=8$ y $R_y=3$ son valores conocidos que se vieron en el análisis estático de la estructura. Y g es la aceleración de la gravedad.

Para ambas direcciones se utiliza un espectro de pseudo aceleraciones que se obtiene y gráfica a continuación:

$$S_{ax,ay} = \frac{ZUCS}{R} * g = \frac{0.35 * 1.00 * C * 1.15}{8} * 9.8067 * \frac{m}{s^2} = 0.659C * \frac{m}{s^2}$$

Donde C está en función al periodo:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Al variar el periodo se puede encontrar el espectro de pseudo aceleraciones:

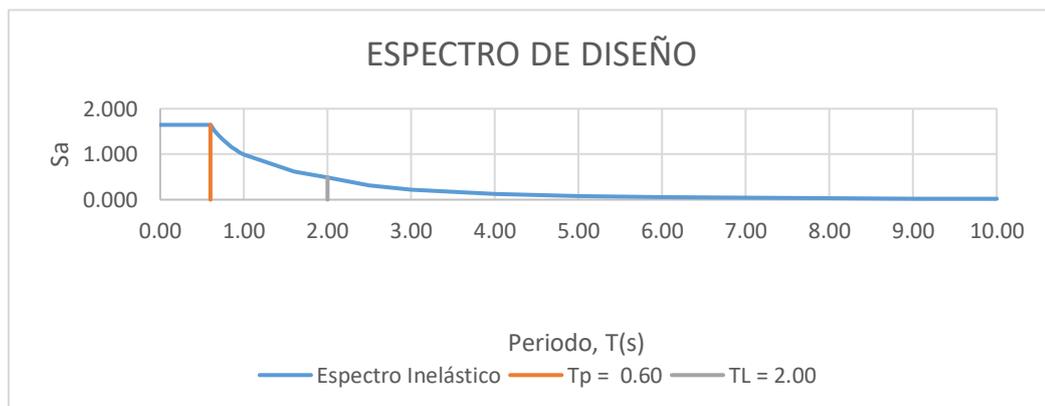


Figura 34: Espectro de Aceleraciones en el sentido X y Y ($R=6$)

Fuente: Elaboración propia

El criterio de superposición utilizado para obtener la respuesta es el de Combinación Cuadrática Completa (CQC), para el cual se emplea un 5% de amortiguamiento y una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05.

Se analiza la estructura, para lo cual se obtienen los siguientes valores de derivas por dirección:

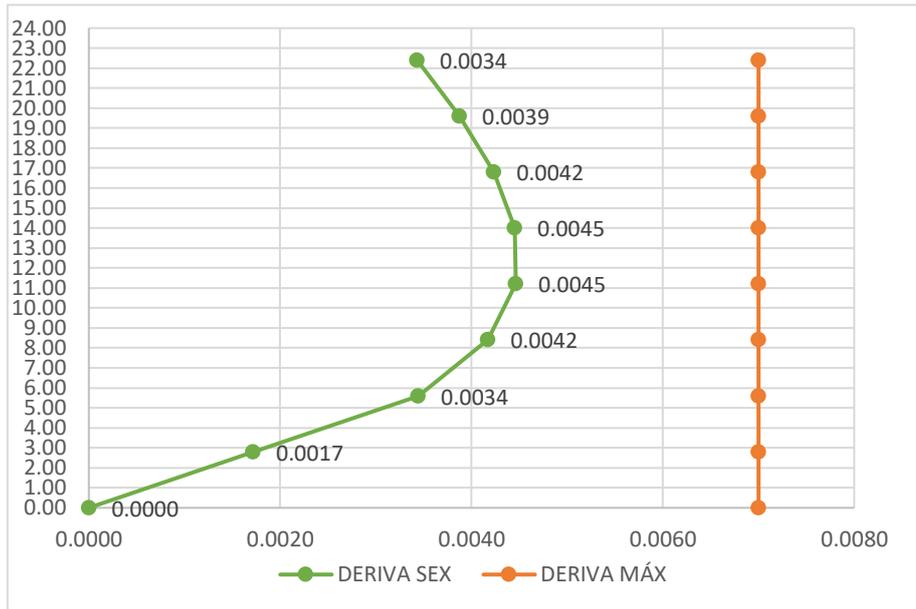


Figura 35: Derivas del sismo dinámico en dirección en X

Fuente: Elaboración propia

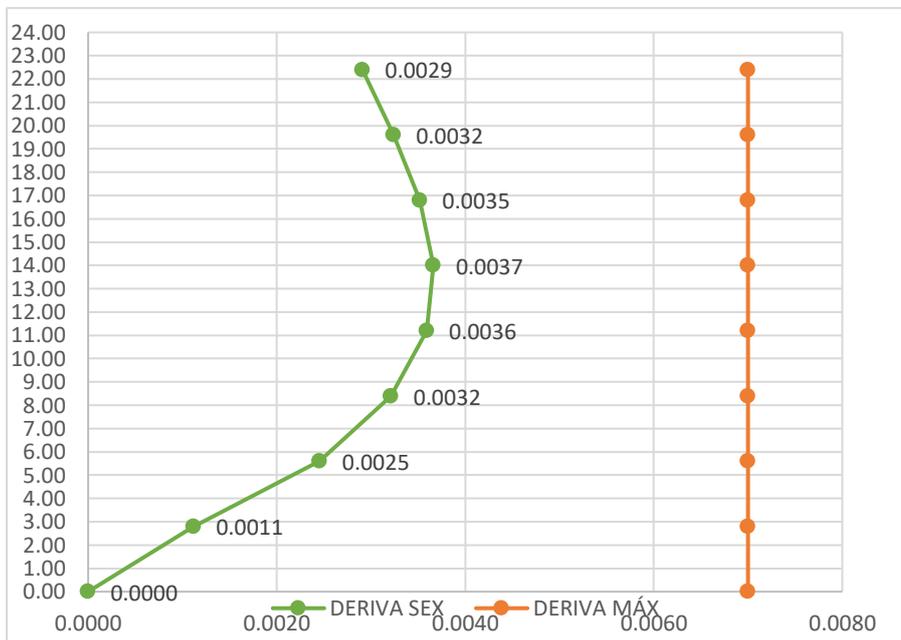


Figura 36: Derivas del sismo dinámico en dirección en Y

Fuente: Elaboración propia

Se observa en las anteriores tablas que la deriva máxima en el sentido X alcanza el 4.7‰ y en el sentido Y alcanza el 3.7‰, estos valores son menores a 7‰ que es la deriva límite según la Norma E.030-2016. Por lo cual se valida las secciones utilizadas para el análisis.

4.14. Verificación de regularidad final

según lo visto en el acápite 3.8.3.2. Existen irregularidades por comprobar tanto en planta como en altura, para lo cual se debe hacer el análisis sísmico antes de comprobar estas. Al comprobar el análisis sísmico, como siguiente paso se debe comprobar la regularidad de la estructura en estudio.

Para esto se comprueba si existe irregularidad en planta:

a) Irregularidad de Rigidez – Piso Blando ($I_a = 0.75$)

Según la E.030-2016, existe esta irregularidad si se cumple las siguientes desigualdades:

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq 1.4 \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} \right) \quad \text{ó}$$

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \geq \frac{1.25}{3} \left(\frac{\Delta_{i+1}}{h_{i+1}} + \frac{\Delta_{i+2}}{h_{i+2}} + \frac{\Delta_{i+3}}{h_{i+3}} \right)$$

Para lo cual se analiza la primera expresión:

Tabla 24: Irregularidad de Rigidez (1) – Piso Blando Dirección en X

PISO	H (m)	DESP. ABS.(m)	DERIVA (m/m)	VERIFICACIÓN
8	22.4	0.093	0.004	
7	19.6	0.083	0.004	1.14
6	16.8	0.071	0.005	1.12
5	14	0.058	0.005	1.07
4	11.2	0.044	0.005	1.02
3	8.4	0.030	0.005	0.95
2	5.6	0.017	0.004	0.83
1	2.8	0.005	0.002	0.49

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 25: Irregularidad de Rigidez (1) – Piso Blando Dirección en Y

PISO	H (m)	DESP. ABS.(m)	DERIVA (m/m)	VERIFICACIÓN
8	22.4	0.081	0.004	
7	19.6	0.071	0.004	1.10
6	16.8	0.060	0.004	1.08
5	14	0.048	0.004	1.03
4	11.2	0.035	0.004	0.97

3	8.4	0.023	0.004	0.91
2	5.6	0.012	0.003	0.77
1	2.8	0.004	0.001	0.46

Fuente: Elaboración Propia

Ahora se analiza la expresión 2:

Tabla 26: Irregularidad de Rigidez (2) – Piso Blando Dirección en X

PISO	H (m)	DESP. ABS.(m)	DERIVA (m/m)	PROMEDIO	VERIFICACIÓN
8	22.4	0.093	0.004		
7	19.6	0.083	0.004		
6	16.8	0.071	0.005		
5	14	0.058	0.005	0.0041	1.20
4	11.2	0.044	0.005	0.0046	1.11
3	8.4	0.030	0.005	0.0049	0.98
2	5.6	0.017	0.004	0.0049	0.81
1	2.8	0.005	0.002	0.0046	0.42

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27: Irregularidad de Rigidez (2) – Piso Blando Dirección en Y

PISO	H (m)	DESP. ABS.(m)	DERIVA (m/m)	PROMEDIO	VERIFICACIÓN
8	22.4	0.081	0.004		
7	19.6	0.071	0.004		
6	16.8	0.060	0.004		
5	14	0.048	0.004	0.0040	1.11
4	11.2	0.035	0.004	0.0042	1.01
3	8.4	0.023	0.004	0.0043	0.90
2	5.6	0.012	0.003	0.0042	0.72
1	2.8	0.004	0.001	0.0037	0.37

Fuente: Elaboración Propia

Se comprueba que no existe irregularidad por rigidez o piso blando, ahora se debe hacer el análisis de la existencia de la irregularidad en planta:

b) Irregularidad Torsional ($I_p = 0.75$)

Existe esta irregularidad si se cumplen las dos desigualdades:

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.2 \frac{\Delta_{CM}}{h_i}$$

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h}\right)_{permisible}$$

Tabla 28: Irregularidad Torsional Direcci3n en X

ANALISIS EN LA DIRECCI3N X-X				
PISO	DRIFT X-X CM	DRIFT MAX	$\frac{Drift_{m\acute{a}x i}}{Drift_{CM i}} > 1.2$	$\frac{Drift_{m\acute{a}x i}}{Drift_{PERMISIBLE}} > 0.5$
8	0.0048	0.0052	1.10	0.7
7	0.0053	0.0057	1.08	0.8
6	0.0057	0.0057	0.99	0.8
5	0.0060	0.0059	0.98	0.8
4	0.0060	0.0060	1.00	0.9
3	0.0055	0.0056	1.02	0.8
2	0.0046	0.0047	1.03	0.7
1	0.0023	0.0024	1.02	0.3

Fuente: Elaboraci3n Propia

Tabla 29: Irregularidad Torsional Direcci3n en Y

ANALISIS EN LA DIRECCI3N Y-Y				
PISO	DRIFT X-X CM	DRIFT MAX	$\frac{Drift_{m\acute{a}x i}}{Drift_{CM i}} > 1.2$	$\frac{Drift_{m\acute{a}x i}}{Drift_{PERMISIBLE}} > 0.5$
8	0.0038	0.0043	1.11	0.6
7	0.0042	0.0048	1.13	0.7
6	0.0046	0.0053	1.15	0.8
5	0.0048	0.0056	1.16	0.8
4	0.0048	0.0056	1.17	0.8
3	0.0043	0.0051	1.19	0.7
2	0.0033	0.0040	1.19	0.6
1	0.0015	0.0018	1.19	0.3

Fuente: Elaboraci3n Propia

Al analizar estas dos irregularidades, se comprueba que no existen irregularidades en la estructura en estudio y la estructura es completamente regular.

4.15. Dise1o

Se utiliz3 el m3todo de dise1o por resistencia, el cual es un dise1o por estados l3mites. La resistencia de la secci3n deber3 ser mayor que las solicitaciones internas

combinadas por factores de amplificación característicos de los estados anteriormente mencionados.

RESISTENCIA $\geq \Sigma$ (CARGAS INTERNAS * FACTORES)

Las 5 combinaciones que usamos para el diseño, según la norma de Cargas E 060 son:

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25 (CM+CV) \pm SX$$

$$1.25(CM+CV) \pm SY$$

$$0.9CM \pm SX$$

$$0.9CM \pm SY$$

4.16. Diseño de cimentación

4.16.1. Consideraciones especiales para el diseño de cimentación

La cimentación o subestructura constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha y el terreno en el que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que esta se apoya. Para que esto se cumpla deberá haber una seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en la estructura o en el suelo y contra la presencia de asentamientos diferenciales excesivos que ocasionen daños en la construcción o en las vecinas.

Las cimentaciones son estructuras encargadas de transmitir las fuerzas de una estructura hacia el suelo. Estas fuerzas pueden ser generadas por peso, sismo, viento, vibraciones originadas por máquinas o explosiones, empujes etc.

Las fuerzas que intervienen generalmente por la interacción de suelo, estructura son: Fuerzas verticales y Fuerzas de momento. Por tanto, una zapata deberá ser dimensionada para transmitir estas fuerzas al suelo que lo soporta.

En algunos casos serán más preponderantes las fuerzas de gravedad, en otros la combinación de las fuerzas de gravedad con los momentos y en otros solo los momentos porque las fuerzas de gravedad son despreciables.

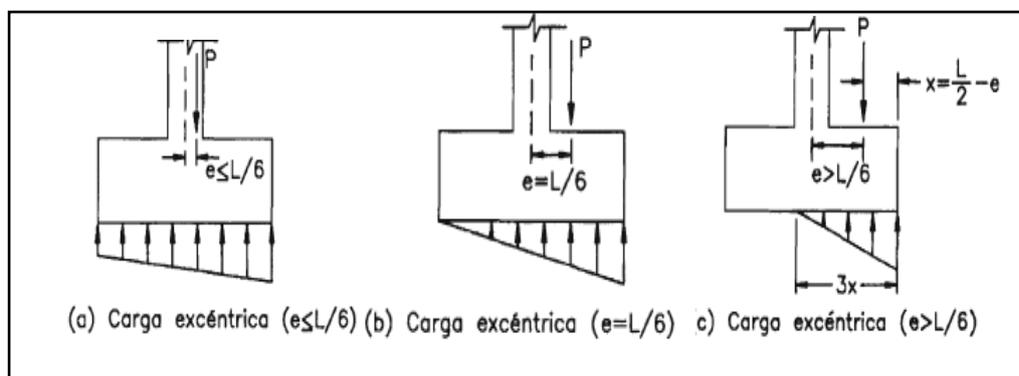


Figura 37: Distribución de presiones debido a la excentricidad de la carga.

Fuente: (Harmsen, 2012)

Diseño por flexión:

Se asume una cuantía mínima de 0.0018, que es la misma para lozas macizas. El cálculo de acero por flexión se realizó con el esfuerzo último aplicado sobre una franja unitaria. El diseño se realizó a la cara del elemento vertical.

Diseño por corte:

Dado que en una zapata no existen aceros por corte o estribos, es necesario dotar a las zapatas de suficiente resistencia para que pueda soportar los esfuerzos por corte y por punzonamiento ($\phi V_c > V_u$) ocasionados por la presión del suelo.

- **CORTE SIMPLE:** El concreto debe ser lo suficientemente capaz de absorber la fuerza cortante actuante en la zapata. Debe verificarse la fuerza cortante a una distancia "d" de la cara del apoyo

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Si $\phi V_c > V_u$, el peralte asumido será conforme; pero también debe chequearse corte por punzoamiento. Manda el resultado más desfavorable

- **CORTE POR PUNZONAMIENTO:** En el diseño por corte por punzoamiento, la sección se localiza a “d/2” de la cara del apoyo. También debe cumplir: $V_u \leq \phi V_c$, Manda el resultado más desfavorable

$$V_c = (0.53 + 1.1/\beta_c)(\sqrt{f_c}) b_o \times d$$

β_c = lado largo columna/lado corto columna, b_o = perímetro de la sección crítica medida a d/2 de la cara del apoyo (columna).

Pero $V_c \leq 1.1 \sqrt{f_c} \times b_o \times d$ tiene como límite máximo esta expresión.

4.17. Ejemplo de diseño de zapata aislada

Se diseña la zapata de la columna C1, entre los ejes 2 y B, la cual presenta las siguientes solicitaciones sísmicas:

Tabla 30: Cargas Actuantes en Columna C1

CASO DE CARGA	P (ton)	VX (ton)	VY (ton)	MX (ton.m)	MY (ton.m)
Muerta	-79.67	-0.46	-0.07	-0.12	-0.39
Viva	-31.33	-0.24	-0.01	-0.03	-0.21
Sismo X	5.42	1.04	0.61	1.26	2.12
Sismo Y	0.29	0.07	1.04	2.12	0.15

Fuente: Elaboración Propia

Para el dimensionamiento se consideran las cargas axiales en servicio provenientes de la columna, además un adicional del 5% debido al peso propio de la zapata Z-01. Para el ejemplo se tiene una carga axial $P=111$ ton. La capacidad portante del suelo es 18 ton/m²:

$$A_{zapata} = \frac{1.05(CM + CV)}{\sigma} = \frac{1.05 \cdot 111}{18} = 6.475 \text{ m}^2$$

Para esta zapata se consideran lados iguales de 2.60x2.60m, para lo cual se comprueba que sea mayor al área encontrada:

$$A_{zapata} = 2.60 \times 2.60 = 6.76 > 6.475 \text{ m}^2$$

Se calcula los esfuerzos actuantes sobre el terreno:

Caso (CM+CV):

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{b \cdot a^2} = \frac{111}{6.76} \pm \frac{6 \cdot 0.15}{2.60 \cdot 2.60^2}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{act_m\acute{a}x} > \sigma_{act_m\acute{i}n}$$

$$\sigma_{act_m\acute{a}x} = 16.47 \quad \sigma_{act_m\acute{i}n} = 16.37$$

Se observa que los esfuerzos actuantes son menores al esfuerzo admisible.

Caso (CM+CV+S)

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{b \cdot a^2} = \frac{111}{6.76} \pm \frac{6 \cdot 3.38}{2.60 \cdot 2.60^2}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{act_m\acute{a}x} > \sigma_{act_m\acute{i}n}$$

$$\sigma_{act_m\acute{a}x} = 16.53 \quad \sigma_{act_m\acute{i}n} = 15.31$$

Se observa que los esfuerzos actuantes son menores al esfuerzo admisible, para este caso se amplifica el esfuerzo admisible por 1.30 veces para efectos de sismo:

$$\sigma_{adm_sismo} = 18 * 1.30 = 23.40ton/m^2$$

Debido a que en la zapata gobiernan las cargas axiales, es evidente que la combinación 1.4CM+1.7CV es la que gobernará en este diseño:

$$\sigma_{\acute{u}ltimo} = 1.48 * 18 = 26.72ton/m^2$$

Diseño por corte simple y punzonamiento:

Para este caso se asume un peralte de 0.60m, para esto la resistencia de concreto al corte simple es $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot f'_c \cdot b \cdot d = 33.29ton$, mientras que la carga última por corte simple es 22.90 ton. Por corte doble o punzonamiento el concreto proporciona una resistencia de $\phi V_c = 219.25ton$, mientras que la carga última es $V_u=185.56ton$. Con esto se comprueba que el peralte cumple las solicitaciones por corte.

Diseño por flexión:

En el diseño se tiene un acero mínimo de:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 10.80 \text{ cm}^2$$

El valor del esfuerzo último es $\sigma_u=24.38\text{ton/m}^2$, con este esfuerzo se toma una franja unitaria y se obtiene un momento último $M_u=22.16 \text{ ton.m/m}$ a la cara de la columna.

Para este momento se requiere un área de acero de $A_s=11.83\text{cm}^2/\text{m}$, por esto se usa un refuerzo de flexión de $5/8''@0.15\text{m}$ en ambas direcciones al tener volados iguales.

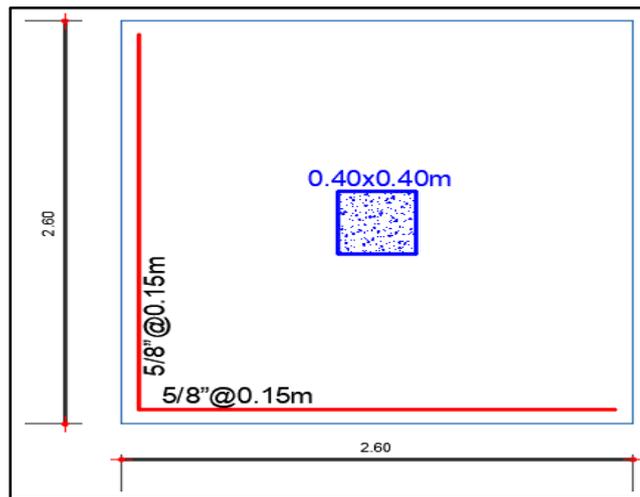


Figura 38: Distribución de aceros Zapata 1

Fuente: Elaboración propia

4.18. Diseño de columnas

En la estructura de un edificio, a los elementos verticales que soportan carga axial y flexión (flexocompresión) se les suele denominar como columnas (Otazzi, 2014).

Las columnas tienen sollicitación por flexión, compresión y corte al mismo tiempo, es por esto que se debe diseñar considerando las combinaciones de estas sollicitaciones. Se realiza de acuerdo a las mismas hipótesis que en el diseño por flexión, utilizando secciones planas, un bloque equivalente de compresión en el concreto y una plataforma infinita de fluencia en el acero.

4.18.1. Diseño por flexocompresión

Al analizar una sección con una determinada distribución de acero, sometida a flexocompresión podemos encontrar diferentes valores de momento y cargas axiales, de acuerdo a la posición del eje neutro. Si realizamos este

procedimiento varias veces variando el eje neutro, y unimos los pares de valores encontrados podemos encontrar una curva de resistencias nominales M_n vs P_n , conocida como Diagrama de Interacción (Moyano Rostworowski, 2016).

La resistencia en compresión pura, que viene dada por la siguiente ecuación, raramente se puede alcanzar ya que siempre habrá un momento flector asociado con la carga axial, ya sea por el desalineamiento vertical de la columna, por el desalineamiento del refuerzo vertical, por la falta de uniformidad en la compactación del concreto, por la presencia de momentos desequilibrados en los nudos provenientes de las vigas, etc. En consecuencia la Norma establece como valor máximo de la carga que produce la falla en compresión lo siguiente (Otazzi, 2014):

Columnas con estribos: ($\alpha = 0.8$, $\phi = 0.7$)

$$P_n \text{ máx} = 0.80P_o$$

$$P_u \text{ máx} = \phi 0.80P_o = \phi 0.80[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Columnas con espirales: ($\alpha = 0.85$, $\phi = 0.75$)

$$P_n \text{ máx} = 0.85P_o$$

$$P_u \text{ máx} = \phi 0.85P_o = \phi 0.85[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Al igual que las secciones sometidas a flexión pura, como antes mencionamos las columnas pueden presentar falla por compresión, por tensión, o falla balanceada. Sin embargo, a diferencia de ellas, una columna puede presentar cualquiera de los tres tipos de falla dependiendo de la excentricidad de la carga axial que actúa sobre ella. Si ésta es pequeña, la falla será por compresión; si la excentricidad es mayor, la falla será por tensión. Además, cada sección tiene una excentricidad única, denominada excentricidad balanceada que ocasiona la falla balanceada de la sección.

Es así que una columna puede encontrarse desde una zona en compresión pura (falla frágil), hasta una zona en flexión pura (falla dúctil). Independientemente de donde se encuentren las solicitaciones de las cargas externas (cargas últimas M_u , P_u) mientras estén dentro del diagrama de

interacción se considerará que la sección con el acero distribuido es suficiente para soportar estas cargas.

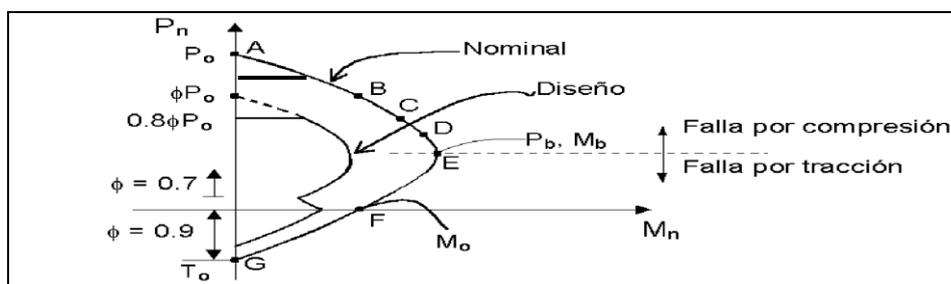


Figura 39: Forma típica de un diagrama de interacción para una columna con estribos

Fuente: (Otazzi, 2014)

Dentro de los límites de cuantía que la Norma nos indica es $1\% < \rho < 6\%$, pero si alcanzamos una cuantía mayor al 4%, tendrá que presentarse en los planos el armado de la unión viga-columna, por la congestión de acero. Siendo esto un problema en obra, utilizaremos como un límite máximo de cuantía al 3%.

4.18.2. Diseño por corte

El diseño por fuerza cortante es similar al diseño de vigas, se basa en los mismos criterios del diseño por resistencia en donde se busca que las solicitaciones amplificadas sean menores a las resistencias nominales reducidas.

Esto indica que la demanda de corte que no puede ser resistida por el concreto, será tomada por los estribos necesarios.

La principal diferencia reside en que, es posible considerar el aporte de las cargas axiales de compresión de la columna en el cálculo de la resistencia proporcionada por el concreto. La resistencia al corte del concreto queda definida por (Chang Tokushima, 2015):

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}bd \left(1 + 0.0071 \frac{Nu}{Ag} \right), \text{ donde:}$$

Nu= Carga axial sostenida sobre la columna

A_g = Área bruta de la sección.

En cuanto a columnas con responsabilidad sísmica, al igual que las vigas se separan en dos grupos como fue mencionado en el diseño de vigas, a continuación, se presentan dos gráficos con las solicitaciones sísmicas de la Norma E.060.

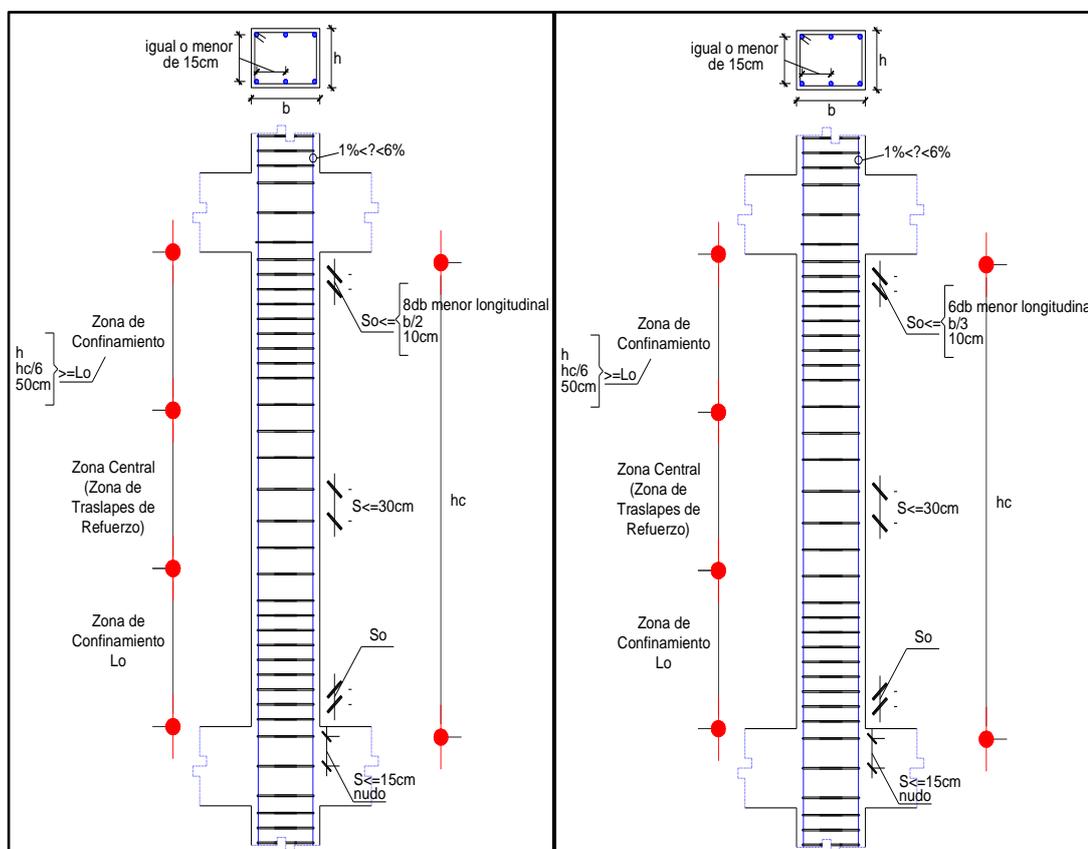


Figura 40: Disposiciones sísmicas del Grupo 1: Izquierda y del Grupo 2: Derecha

Fuente: Elaboración propia

4.18.3. Diseño de corte por capacidad

Al igual que las vigas se debe evitar una falla por compresión, antes de alcanzar la fluencia del acero. Debemos considerar las fuerzas de corte desarrolladas con la sobrerresistencia de flexión de la viga en ambas rótulas plásticas, que se generan cerca a los nudos del pórtico. El siguiente gráfico representa esta metodología que también es representada en la Norma Peruana E.060.

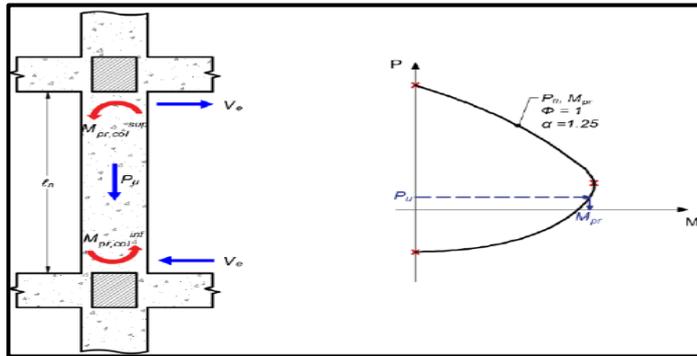


Figura 41: Filosofía del Diseño de Capacidad en Columnas

Fuente: (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010)

4.18.4. Ejemplo de diseño

Como ejemplo de diseño, se diseña la columna C1 que se ubica entre el Eje 1 y Eje A, la columna C1 tiene una cuantía de 1.59%(8 Φ 1”):

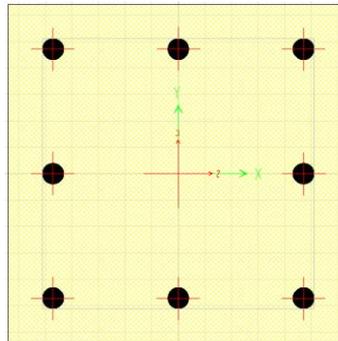


Figura 42: Columna C1

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presentan las cargas actuantes en la columna, a su vez se presentan los diagramas de interacción para cada excentricidad de la columna:

Tabla 31: Cargas Actuantes en Columna C1

CASO DE CARGA	P (ton)	VX (ton)	VY (ton)	MX (ton.m)	MY (ton.m)
Muerta	-79.67	-0.46	-0.07	-0.12	-0.39
Viva	-31.33	-0.24	-0.01	-0.03	-0.21
Sismo X	5.42	1.04	0.61	1.26	2.12
Sismo Y	0.29	0.07	1.04	2.12	0.15

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32: Combinación de cargas de la columna C1

SENTIDO	COMBOS	P	M2	M3
X y Y	1.4CM+1.7CV	164.81	-0.22	-0.90
SIS XX	1.25(CM+CV)+SISXX	144.17	1.07	1.37
	1.25(CM+CV)-SISXX	133.34	-1.45	-2.86
	0.9CM+SISXX	77.12	1.15	1.77
	0.9CM-SISXX	66.29	-1.37	-2.47
SIS YY	1.25(CM+CV)+SISYY	139.05	1.93	-0.60
	1.25(CM+CV)-SISYY	138.46	-2.31	-0.89
	0.9CM+SISYY	72.00	2.01	-0.20
	0.9CM-SISYY	71.41	-2.23	-0.50

Fuente: Elaboración Propia

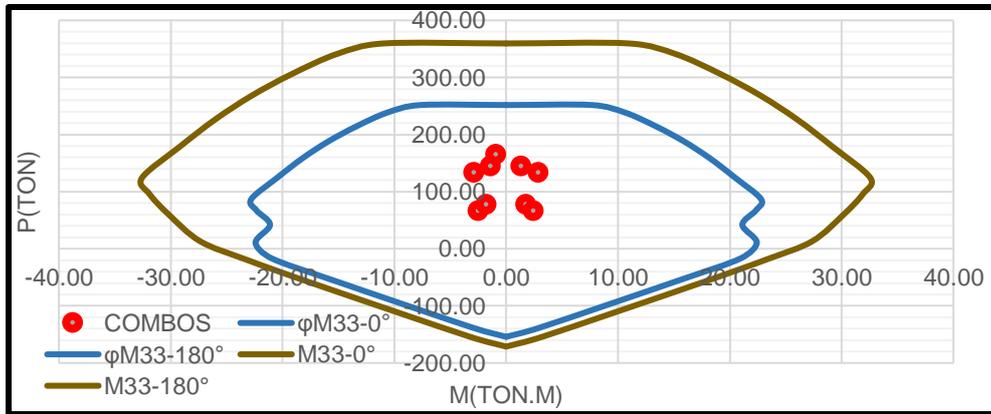


Figura 43: Diagrama de Interacción Excentricidad X

Fuente: Elaboración Propia

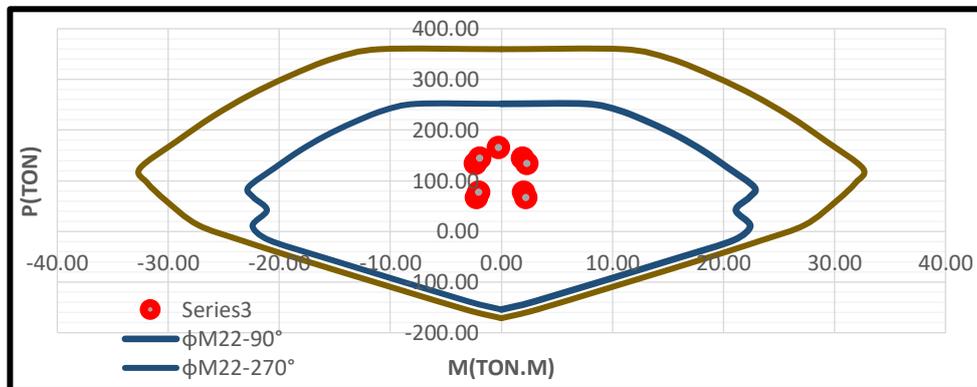


Figura 44: Diagrama de Interacción Excentricidad Y

Fuente: Elaboración Propia

Una vez diseñada la columna por Flexocompresión, se diseña la columna por corte, para lo cual se verifica la cortante por capacidad:

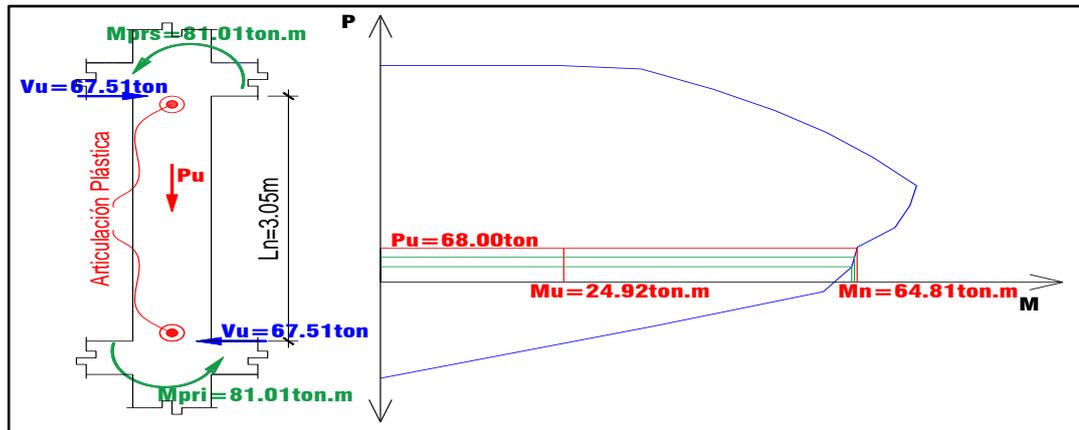


Figura 45: Diseño por Cortante Columna C1

Fuente: Elaboración Propia

4.19. Diseño de muros de concreto armado

Las placas o muros de corte proveen a la estructura de rigidez y resistencia lateral. Además, estos elementos reciben cargas de gravedad de las vigas o losas y la transmiten a las cimentaciones. Previamente es necesario distinguir entre muros esbeltos o bajos pues ambos tienen distinto comportamiento. Para esto se hará uso de la relación d/h (Harmsen, 2012):

$$\text{Si } \frac{d}{h} < 0.40 \text{ entonces es un muro esbelto.}$$

Donde d es el peralte efectivo del muro, que se estima como 0,8 la longitud del muro y h es la Altura total del muro.

En muros esbeltos pueden diseñarse de forma semejante a las columnas, mediante el desarrollo del diagrama de interacción. Los muros bajos tienen un comportamiento diferente, que se asemeja al de vigas de gran peralte y no se cumple la hipótesis de Navier. Para hallar el área de refuerzo se tiene que usar algún método racional de cálculo.

4.19.1. Análisis estructural

Para obtener los esfuerzos en los muros se usó el modelo tridimensional desarrollado en el programa ETABS. En estos elementos las combinaciones

críticas en el diseño por resistencia son aquellas que consideran el efecto del sismo.

4.19.2. Diseño por flexocompresión

El muro más largo tiene 3.05 metros de longitud, y todos los muros tienen una altura de 24.00 m.

$$\frac{0.80l}{h} = \frac{0.80 * 3.05}{24.00} = 0.102 < 0.40 \quad \text{todos los muros son esbeltos}$$

Entonces el cálculo del refuerzo por flexocompresión de las placas se calculará siguiendo el mismo procedimiento que en las columnas. Es decir que se obtendrán los diagramas de interacción con el apoyo del Section Designer y luego se verificará que el refuerzo usado es suficiente para que todas las combinaciones de carga no se encuentren en la zona de falla.

4.19.3. Diseño por corte

En general la resistencia de la sección está dada por la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s \quad , \phi V_n > V_u$$

La norma indica que V_n no debe ser mayor que $2.6\sqrt{f'_c} Acw$ por lo cual el valor máximo de V_u es $2.21\sqrt{f'_c} Acw$. Para estimar la resistencia al corte aportado por el concreto en la sección (V_c), se usa la siguiente expresión:

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f'_c} Acw, \alpha_c = 0.80 \quad \text{para } \frac{hm}{lm} \leq 1.50$$

$$\alpha_c = 0.53 \quad \text{para } \frac{hm}{lm} \geq 2.00$$

$$\alpha_c \text{ varia linealmente para } 1.5 < \frac{hm}{lm} < 2$$

Para muros en cuales se tiene fuerzas axiales de tracción (muros acoplados), se debe de multiplicar el valor de V_c calculado con el siguiente factor:

$$\left(1 - \frac{Nu}{35Ag}\right) \geq 0 \quad , \frac{Nu}{Ag} \text{ debe expresarse en } \frac{kg}{cm^2}$$

Cuando V_u es menor que $0.27\sqrt{f'c}Ac_w$ la cuantía mínima horizontal es 0,002 y la vertical es 0,0015. Si V_u es mayor que el límite dado, entonces las cuantías mínimas del refuerzo distribuido son las siguientes:

Cuantía horizontal

$$\rho_h > 0.0025$$

$$\text{si } V_u > \phi V_c, \quad \text{entonces } \rho_h > \frac{V_s}{Ac_w \cdot f_y}$$

Cuantía vertical

$$\rho_v > 0.0025$$

$$\rho_v > 0.0025 + 0.50 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v \leq \rho_h$$

Finalmente, en el capítulo 21 de la norma E.060, se indica que en la zona del muro donde se espera fluencia por flexión del refuerzo vertical generado por la acción del sismo, se debe amplificar el valor de V_u con el siguiente factor:

$$V_u > V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}, \quad \frac{M_n}{M_{ua}} < R$$

Donde V_{ua} es la cortante amplificada proveniente del análisis, M_{ua} es el momento amplificado proveniente del análisis y M_n es el momento nominal del muro correspondiente del refuerzo provisto y al valor de P_u tomado.

Este valor V_u *amplificado* debe ser usado en una altura, medida desde la base igual al mayor de los siguientes valores:

- $M_u/(4V_u)$
- L_m
- La altura de los dos primeros pisos

Tabla 33: Valores mínimos de espesores en muros.

Tipo de muro	Espesor mínimo de muro, h	
De carga	El mayor de:	100 mm
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud entre apoyos
No portante	El mayor de:	100 mm
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud entre apoyos
Exteriores de sótano y cimentaciones	190 mm	

Fuente: Elaboración Propia

4.19.4. Ejemplo de diseño

Como ejemplo de diseño se toma la placa entre los ejes 1 y A, para esto se sigue los procedimientos indicados anteriormente, se dispone a presentar los diagramas de interacción, a su vez la distribución de acero longitudinal y acero transversal:

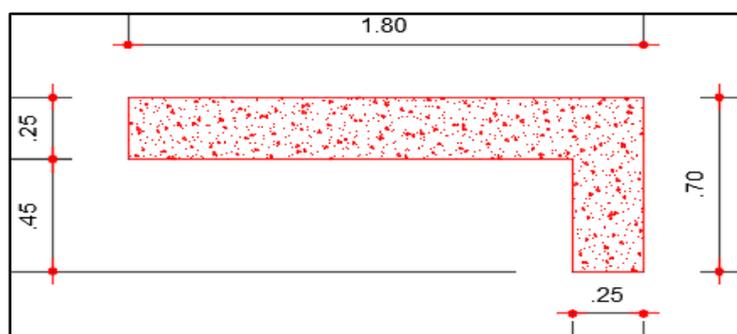


Figura 46: Sección placa P1

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presentan las cargas actuantes en la columna, a su vez se presentan los diagramas de interacción para cada excentricidad de la columna:

Tabla 34: Cargas Actuantes en placa P1

CASO DE CARGA	P (ton)	VX (ton)	VY (ton)	MX (ton.m)	MY (ton.m)
Muerta	63.1344	-0.10	-0.15	-1.99	-0.67
Viva	12.40	-0.15	-0.17	-0.63	-0.29

Sismo X	28.69	12.61	10.00	46.47	48.72
Sismo Y	13.35	5.00	11.53	52.14	29.60

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 35: Combinación de cargas de la columna C1

SENTIDO	COMBOS	P	M2	M3
X y Y	1.4CM+1.7CV	109.46	-3.84	-1.42
SIS XX	1.25(CM+CV)+SISXX	123.10	43.21	47.53
	1.25(CM+CV)-SISXX	65.72	-49.74	-49.92
	0.9CM+SISXX	85.51	44.69	48.12
	0.9CM-SISXX	28.13	-48.26	-49.32
SIS YY	1.25(CM+CV)+SISYY	107.76	48.88	28.41
	1.25(CM+CV)-SISYY	81.06	-55.40	-30.79
	0.9CM+SISYY	70.17	50.35	29.00
	0.9CM-SISYY	43.47	-53.93	-30.20

Fuente: Elaboración Propia

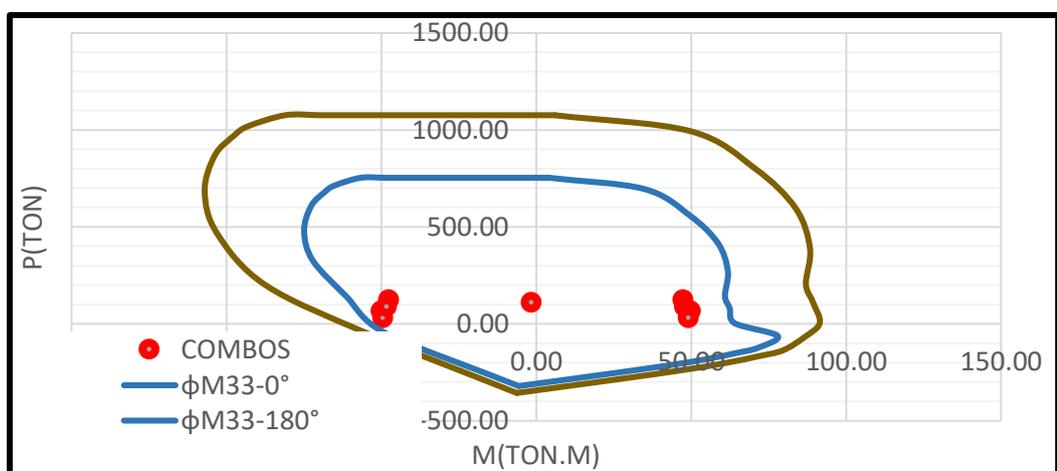


Figura 47: Diagrama de Interacción Excentricidad X

Fuente: Elaboración Propia

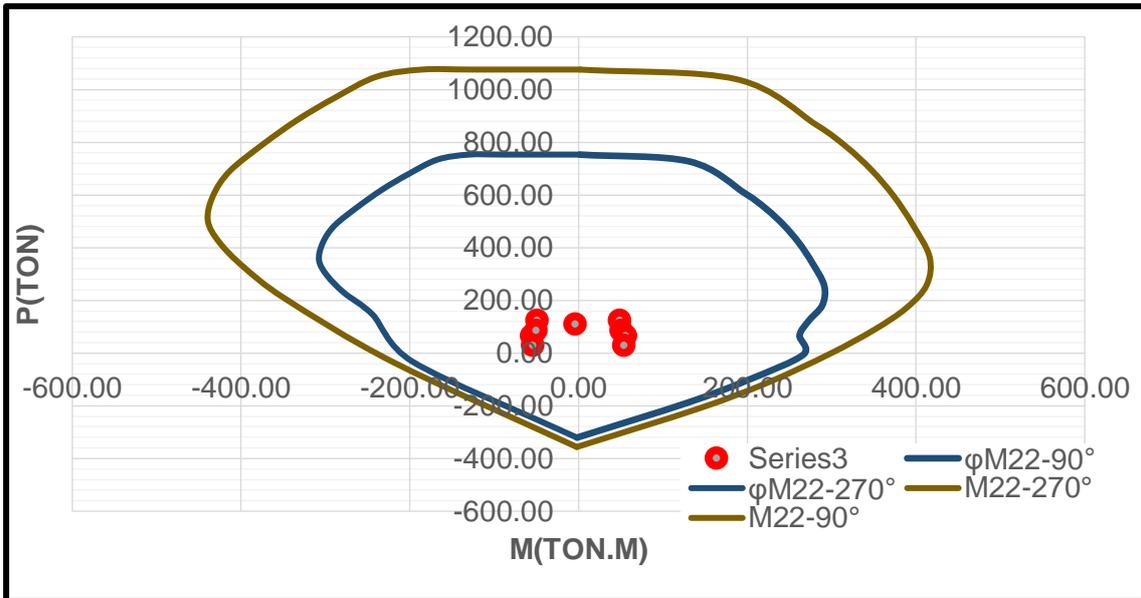


Figura 48: Diagrama de Interacción Excentricidad Y

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se presenta la placa diseñada:

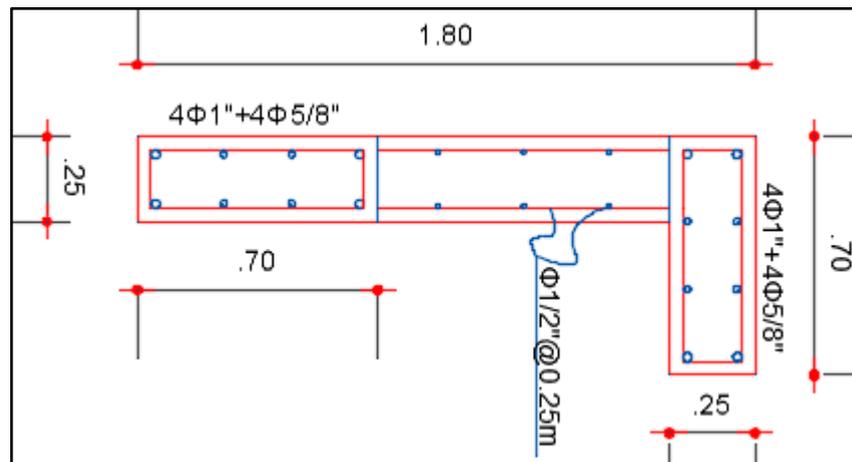


Figura 49: Placa P1

Fuente: Elaboración Propia

4.20. Diseño De Vigas

Las vigas en su mayoría, reciben cargas de las losas y las transmiten a otras vigas o a las columnas o muros. Además, las vigas tienen una función sísmica importante, proporcionando rigidez lateral al sistema, ya que al producirse un sismo estas redistribuyen los momentos producidos por el sismo, incursionando en el rango inelástico (Blanco, 2010).

4.20.1. Diseño por flexión

El diseño de las vigas está gobernado por esfuerzos a flexión, es así que, las vigas se diseñaran por flexión, se basa en el equilibrio de la sección en el estado último, tanto para momentos como para fuerzas. Logrado el equilibrio de la sección, se deberá cumplir el requisito primordial del diseño por resistencia, en este caso aplicado a elementos en flexión pura (Cisneros, 2016):

$$M_u \leq \phi M_n; \phi = 0.90$$

M_u : Momento último calculado del análisis estructural.

M_n : Momento Nominal producido por la resistencia de la estructura.

También se puede calcular el momento nominal con la suma de dos fuerzas, una fuerza en tracción en el acero de refuerzo y otra fuerza de compresión del concreto.

$$M_n = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Para tener un análisis y diseño de las vigas se utilizaron los siguientes supuestos:

- Las secciones planas permanecen planas. Conocido como Hipótesis de Navier; este principio empírico solo se usa cuando la longitud del elemento es cuatro veces mayor a su peralte.
- Se desprecia el aporte del concreto a tracción.
- La adherencia entre el acero y concreto es perfecta.
- El efecto del endurecimiento es obviado solo para el diseño, ya que en el análisis Pushover se usará ese efecto.

- Se usará el bloque equivalente de Whitney en el diseño.
- Se considera que el concreto llega a la falla cuando su deformación unitaria alcanza el valor límite de agotamiento de 0.003 (Cisneros, 2016).

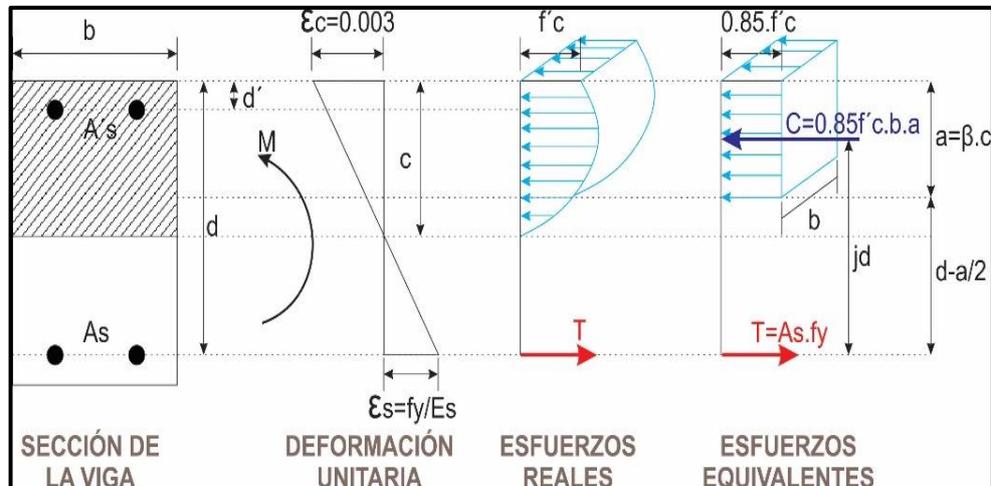


Figura 50: Bloque Equivalente de Whitney

Fuente: Elaboración propia

Se debe analizar la sección de concreto la cual debe tener por lo menos un área mínima de acero, así como un área máxima:

- El área de acero mínimo es aquel refuerzo que asegure que la resistencia de diseño ($\phi \cdot Mn$) sea mayor que 1.2 veces el momento de agrietamiento por flexión (Mcr) en cualquier área (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010).

$$\phi \cdot Mn \geq 1.2Mcr$$

- La norma también sugiere la siguiente expresión, pero también indica que el acero mínimo no debe ser mayor al 1.33 de área de acero calculado:

$$As \text{ mín} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} \cdot b \cdot d$$

- El acero máximo no debe exceder del 75% del refuerzo que genera la falla balanceada, donde la capacidad del concreto se agota de manera simultánea a la fluencia del acero. Para el caso de una resistencia de $f'c$

= 210 kg/cm², la cuantía balanceada es de 2.12%, y el límite de acero máximo corresponde a una cuantía de 1.60%.

4.20.2. Diseño por corte

El diseño por corte, al igual que el diseño por flexión, se realiza mediante el Método por Resistencia:

$$V_u \leq \phi V_n$$

La cortante nominal es proporcionada por el concreto (V_c) y el acero (V_s), las siguientes expresiones definen estas dos cortantes:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \qquad V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

Donde A_v es el área de todas las ramas en una sección de estribos, y s es la distancia entre cada sección.

El código además limita el refuerzo de estribos, de manera que la resistencia total de la sección no sea mayor a cinco veces la resistencia proporcionada por el concreto (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010).

En caso la fuerza cortante de diseño V_u sea menor al 50% de la resistencia nominal reducida del concreto ($V_u \leq 0.5\phi V_c$), no son necesarios estribos salvo por fines de montaje, pero si es mayor al 50% son necesarios los estribos mínimos, teniendo en consideración que no sobrepasara el 100% de la resistencia nominal reducida ($0.5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$) (Chang Tokushima, 2015).

La norma nos indica el espaciamiento máximo de los estribos mínimos (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010):

$$S_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \sqrt{f'c} \cdot b_w}, S_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w}$$

En el caso de sobrepasar el 100% $V_n = \phi V_c$, se necesitarán estribos por corte, y se deberá verificar el cortante límite de estribos:

$V_{slim} = 1.1 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$, para lo cual tendremos diferentes espaciamientos:

$$\text{Si } V_s < V_{slim}, \text{ entonces } S_{\max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 0.60m$$

$$\text{Si } V_s > V_{slim}, \text{ entonces } S_{\max} = \frac{d}{4} \text{ ó } 0.30m$$

En el caso de vigas que tengan responsabilidad sísmica, estas deben cumplir con las solicitaciones del capítulo 21 del RNE E.060. Esto se debe a que en vigas sísmicas se formarán rótulas plásticas, y requieren mayor cuidado en el diseño por corte, ya que estos elementos disipan gran cantidad de energía mediante un mecanismo de falla dúctil.

Para vigas sísmicas, la norma establece la necesidad de confinar las zonas cercanas a los apoyos mediante una distribución de estribos más estricta. Estas zonas, llamadas zonas de confinamiento, tienen una extensión de dos veces el peralte del elemento a partir de la cara del apoyo (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2010).

La norma clasifica en dos grupos las disposiciones sísmicas, de vigas y columnas que son las siguientes:

- a. GRUPO 1: Muros estructurales ($R=6$) y Dual Tipo I ($R=7$, la fuerza sísmica absorbida por los muros sea mayor o igual al 60% de la cortante total y menor o igual al 80%).
- b. GRUPO 2: Pórticos ($R=8$) y Dual Tipo II ($R=7$, la fuerza sísmica absorbida por los muros sea menor al 60% del cortante total). En las siguientes figuras 19 y 20 se ilustran las disposiciones sísmicas propuestas por el RNE E.060.

En cuanto a la fuerza cortante de diseño para vigas sísmicas la Norma nos indica que no debe ser menor que el menor valor.

En las siguientes figuras 51 y 52, se ilustran las disposiciones sísmicas propuestas por el RNE E.060.

En cuanto a la fuerza cortante de diseño para vigas sísmicas, la Norma nos indica que no debe ser menor que el menor valor de:

- a. La suma del cortante asociado con el desarrollo de las cortantes nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado por las cargas de gravedad tributarias amplificadas.
- b. El cortante máximo obtenido de las combinaciones de las cargas de diseño con un factor de amplificación para valores del sismo igual a 2.5.

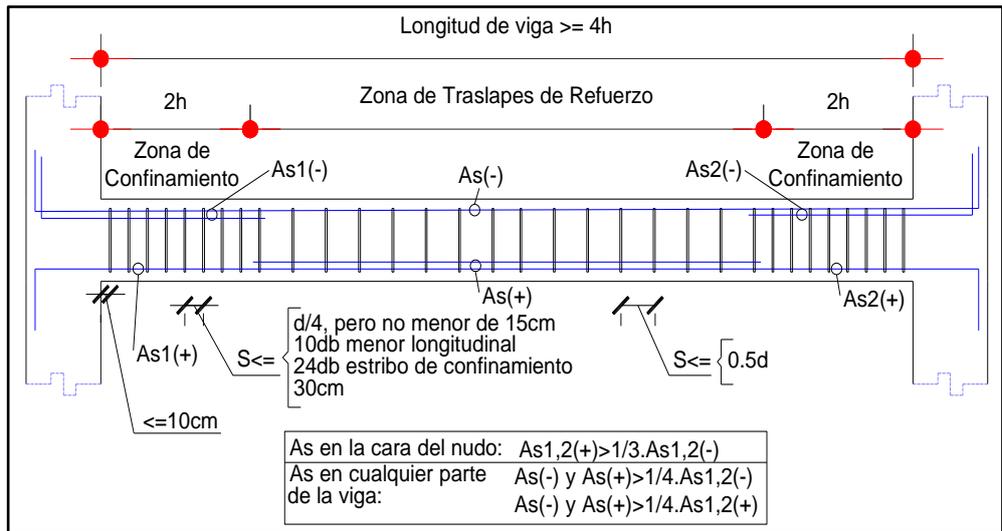


Figura 51: Disposiciones sísmicas del Grupo 1

Fuente: Elaboración propia

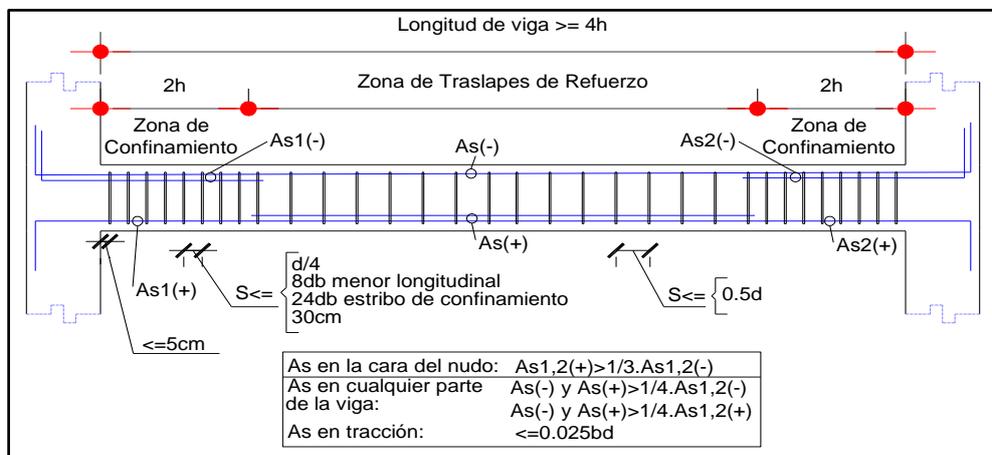


Figura 52: Disposiciones sísmicas del Grupo 2

Fuente: Elaboración propia

4.20.3. Diseño de corte por capacidad

En cuanto a la primera metodología que indica la norma para la obtención de la cortante de diseño, trata de interpretar el desarrollo simultáneo de dos rótulas plásticas debido a las cargas laterales que se generan cerca a la cara de los nudos existentes en la viga, las fuerzas de corte en cada luz se calculan fácilmente.

Puesto que las deformaciones de corte inelásticas están asociadas con ductilidad limitada, se debe evitar reducción de la resistencia y significativa pérdida de disipación de energía.

De esta forma, se necesita considerar las fuerzas de corte desarrolladas con la sobrerresistencia de flexión de la viga en ambas rótulas plásticas. Este es el más simple ejemplo de la aplicación de la filosofía de diseño por capacidad (Burgos, 2007). El siguiente gráfico representa esta metodología que también es representada en la Norma Peruana E.060.

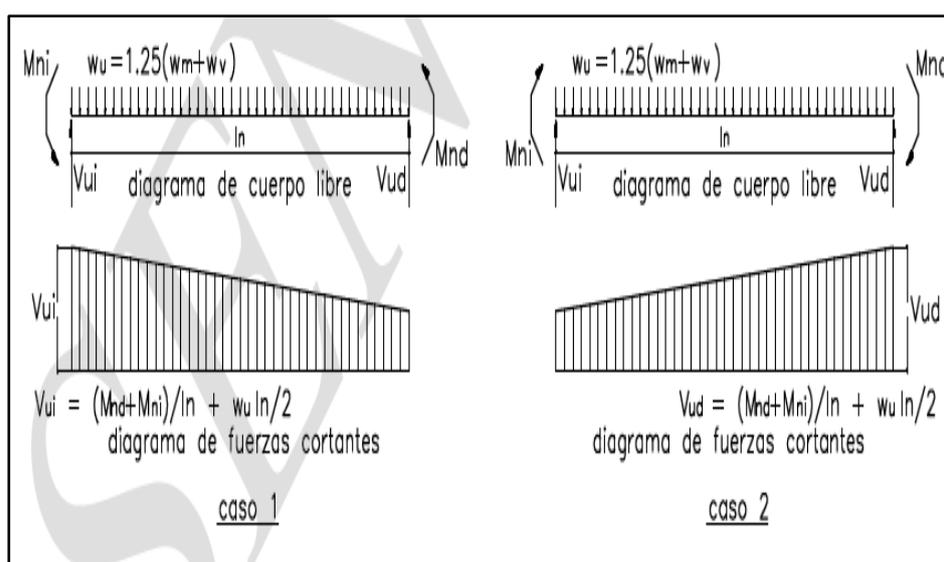


Figura 53: Filosofía del Diseño de Capacidad en Vigas

Fuente: Elaboración Propia

La resistencia nominal probable (M_{nd} y M_{ni}) se debe a cargas gravitacionales amplificadas y se debe suponer que en cada nudo se encuentran momentos de signos opuestos. La resistencia que soportará la fuerza cortante se debe a que la resistencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia a la fluencia y debido a que es probable que se dé el endurecimiento del refuerzo longitudinal en el nudo, el cual se someterá a grandes rotaciones.

4.20.4. Ejemplo de diseño

Se presenta como ejemplo, el diseño de la Viga del eje 4 del primer nivel, para lo cual primero se hace el diseño del acero longitudinal.

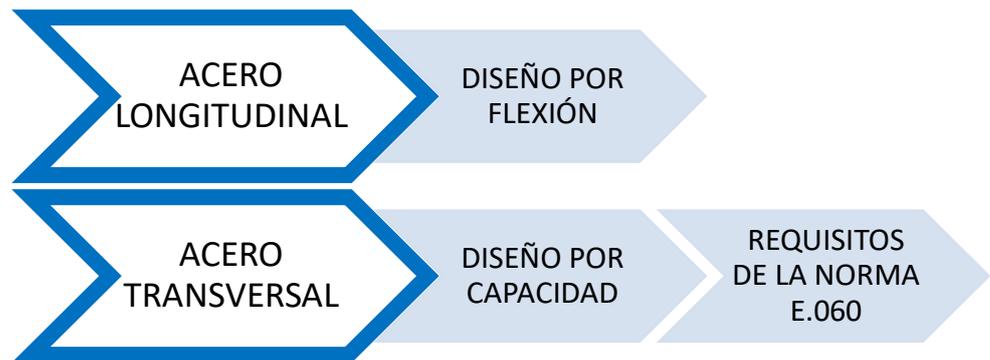


Figura 54: Proceso del diseño de vigas

Fuente: Elaboración Propia

1. DISEÑO POR FLEXIÓN

La viga tiene una sección de 0.25x0.40m y tiene un peralte efectivo de 0.34m. Además $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$ y $fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$.

Antes de comenzar con el diseño por flexión, se debe considerar el valor de acero mínimo según la norma E.060 en su ítem 10.5.2:

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} * b * d = \frac{0.7\sqrt{210} \frac{kg}{cm^2}}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 25cm * 34cm = 2.05cm^2$$

Mientras que el valor del acero máximo es 0.75 % de la cuantía balanceada As_b :

$$As_{máx} = 0.0162 * b * d = 0.0162 * 25 * 34 = 13.77cm^2$$

Se calcula la cuantía de acero (ρ), mediante a expresión:

$$\rho = \left(\frac{f'c}{fy} \right) * \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 * Mu}{\phi * f'c * b * d^2}} \right)$$

Luego se calcula el área de acero requerida:

$$As = \rho * b * d$$

Se hace el cálculo para la viga en ejemplo, que es simétrica para lo cual se obtiene:

Tabla 36: Calculo del área de acero en flexión Viga del eje 4

DATOS	(+)	(-)	(+)	(+)	(-)	(+)
M(kg.m)	5576.21	3903.39	7183.85	7183.85	3903.39	5576.21
ρ	0.0055	0.0037	0.0072	0.0072	0.0037	0.0055
As req.	4.64 cm ²	3.18 cm ²	6.11 cm ²	6.11 cm ²	3.18 cm ²	4.64 cm ²
Φ	3 Φ 5/8"	2 Φ 5/8"	2 Φ 5/8"+2 Φ 1/2"	2 Φ 5/8"+2 Φ 1/2"	2 Φ 5/8"	3 Φ 5/8"
Ascol	6.00 cm ²	4.00 cm ²	6.58 cm ²	6.58 cm ²	4.00 cm ²	6.00 cm ²

Fuente: Elaboración Propia

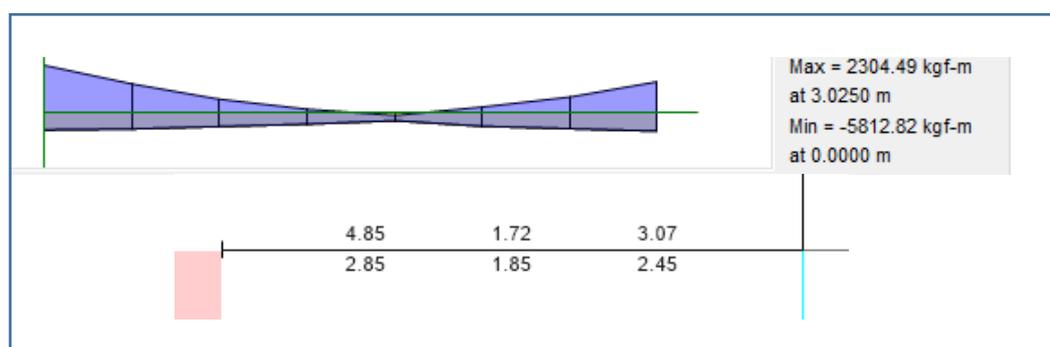


Figura 55: Cálculo de acero Viga del eje A

Fuente: Elaboración Propia

Para determinar la longitud de corte de las varillas, se calcula el momento nominal del acero restante en el punto de corte y se ubica este valor en el diagrama de envolventes.

Para la medida obtenida se obtiene una longitud teórica que se le agrega el valor del peralte efectivo o 12 db (el mayor). Adicionalmente debe verificarse que ningún bastón tenga una longitud menor que su longitud de anclaje (l_d). La siguiente figura muestra el esquema de disposición y corte de acero:

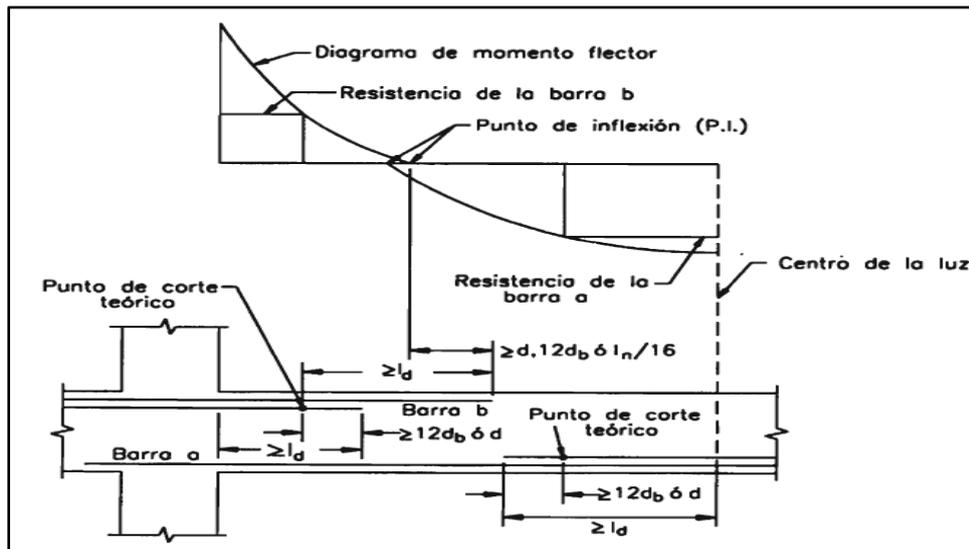


Figura 56: Disposición de acero longitudinal Viga del eje 4

Fuente: (Harmsen, 2012)

2. DISEÑO POR CAPACIDAD

Una vez encontrados el acero longitudinal de la viga, se procede con el diseño del acero transversal, el refuerzo transversal se diseña con las fuerzas de corte desarrolladas con la sobrerresistencia de flexión de la viga en ambas rótulas plásticas. Se obtiene como superposición de una viga simplemente apoyada sometida a los momentos de sobrerresistencia y a la acción de carga gravitatoria (Burgos, 2007).

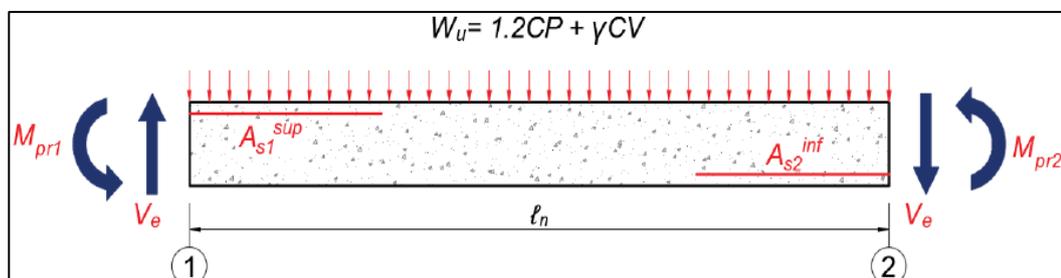


Figura 57: Fuerza cortante de diseño en vigas

Fuente: Adaptado de NTE0.60 Art. 21.5.4

Del metrado de cargas se puede obtener las cargas muerta y viva que afectan la viga en el eje 4:

$$CM = 1790.50 \frac{kg}{m}, \quad CV = 567.50 \frac{kg}{m}$$

$$w_u = 1.25(CM + CV) = 1.25(1790.50 + 567.50) = 2948 \frac{kg}{m}$$

Al analizar la fuerza sísmica proveniente en la dirección izquierda, se puede encontrar los momentos nominales y a su vez los momentos probables al multiplicarlo por 1.25, que son analizadas desde la cara izquierda de la viga As inferior, y la cara derecha de la viga As superior:

$$As_{inferior izquierda} = 4cm^2$$

$$a_{inferior izquierda} = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{4 * 4200}{0.85 * 210 * 25} = 3.76cm$$

$$Mn_{inferior izquierda} = As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 4 * 4200 * \left(34 - \frac{3.76}{2}\right) \\ = 4856.19kg.m$$

$$Mpri = 1.25 * Mn_{inferior izquierda} = 6070.24kg.m$$

$$As_{superior derecha} = 6.58cm^2$$

$$a_{superior derecha} = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{6.58 * 4200}{0.85 * 210 * 25} = 6.19cm$$

$$Mn_{superior derecha} = As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 6.58 * 4200 * \left(34 - \frac{6.19}{2}\right) \\ = 8540.50kg.m$$

$$Mprd = 1.25 * Mn_{superior derecha} = 10675.62kg.m$$

Una vez encontrados los momentos probables, se pueden encontrar las fuerzas cortantes últimas en cada lado de la viga:

$$Vud = Vui = \frac{Mpri + Mprd}{Ln} + \frac{w_u * Ln}{2} \\ = \frac{6070.24 + 10675.62}{4.40} + \frac{2948 * 4.40}{2} = 10291.48kg$$

Se tiene que comparar el aporte del concreto, para poder evaluar la necesidad de acero de corte:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * (40 - 6) \\ &= 5549.11kg\end{aligned}$$

Cómo la cortante última es mayor a la cortante resistente del concreto, se necesita acero por corte, y la cortante para este refuerzo se encuentra:

$$V_s = \frac{V_u - \phi * V_c}{\phi} = \frac{10291.48 - 5549.11}{0.85} = 5579.26kg$$

Además, existe un límite del aporte del acero:

$$V_s < 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d = 2.1 * \sqrt{210} * 25 * (40 - 6) = 25867.11kg$$

Al ser menor al aporte límite del acero, se procede con el cálculo del espaciamiento entre estribos en la zona confinada (2h), que se calcula mediante la siguiente expresión (3/8”):

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{1.42 * 4200 * 34}{5579.26} = 36.34cm$$

3. REQUISITOS DE LA NORMA E.060 PARA EL ACERO TRANSVERSAL EN VIGAS

Después se tiene que comparar este resultado con los requerimientos mínimos de la norma E.060 en el artículo 21.5.3:

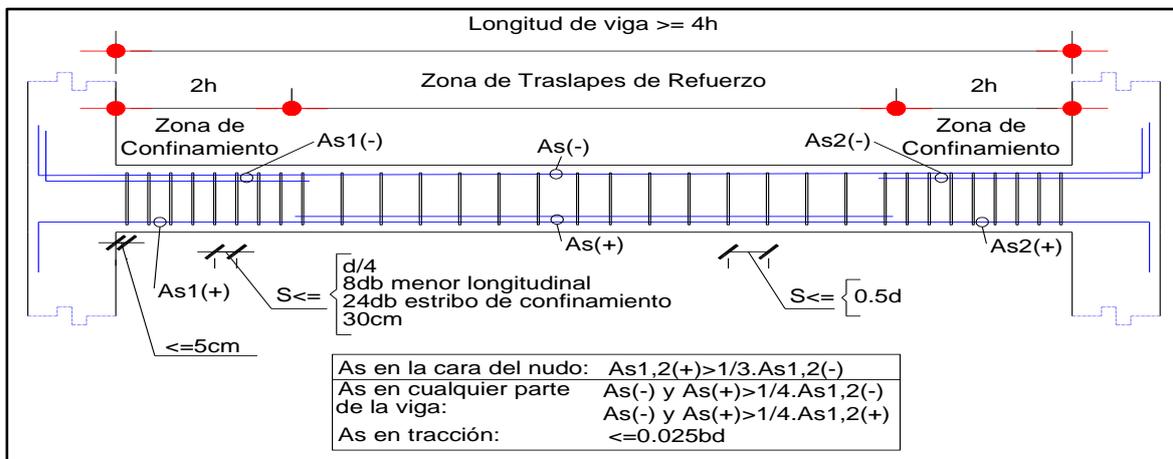


Figura 58: Requerimientos mínimos de la Norma E.060 para refuerzo transversal

Fuente: Elaboración propia

Para esto se debe escoger el menor valor de:

$$\frac{d}{4} = \frac{34}{4} = 8.5cm$$

$$8db \text{ menor longitudinal} = 8 * 5/8" * 2.54 = 12.7cm$$

$$24db \text{ estribo} = 24 * 3/8" * 2.54 = 22.86cm$$

Por lo tanto, el espaciamiento del refuerzo transversal, s , en las zonas de rótulas plásticas ($2h=2*40cm=80cm$), es de 8.5cm en los dos extremos de la viga.

En zonas donde no se producen rótulas plásticas, las recomendaciones de la norma es que los estribos no deben estar espaciados más de $d/2$; es decir el espaciamiento no debe ser mayor a:

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{34}{2} = 17cm$$

Por lo tanto, la distribución del refuerzo transversal es:

$$3/8", 1@0.05m, 10@0.085m, \text{resto}@0.17m$$

4.21 Diseño de losas aligeradas

Las losas aligeradas utilizadas son viguetas tradicionales en forma de T y son diseñadas para poder resistir los requerimientos a flexión y corte producidos por su peso propio, el piso terminado, las sobrecargas y tabiques u otros elementos apoyados.

El cortante es tomado en su totalidad por el concreto, debido a que, no hay estribos que aporten resistencia al corte. Para las losas aligeradas podemos ampliar la resistencia del concreto en un 10%. Si tenemos $V_u > \Phi V_c$, se colocará un ensanche alterno o corrido, hasta una longitud, en el cual, la sección de la vigueta tenga la capacidad de resistir la fuerza cortante última.

Para los momentos positivos, se verificó que el bloque de compresiones permanezca dentro de los 5cm del espesor de la losa. Luego para los momentos positivos y negativos, se asumió una sección rectangular de 40 y 10 cm de ancho respectivamente.

4.21.1. Ejemplo de diseño

A manera de ejemplo se tomó la vigueta del primer nivel ubicada entre los ejes 3 y 2.

DISEÑO POR FLEXIÓN:

Observamos que tenemos que analizar 3 tramos. Los momentos últimos se hallaron a la cara de los apoyos.

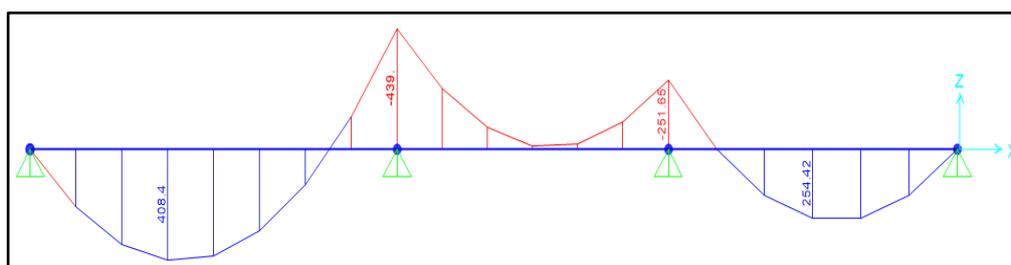


Figura 59: Momentos flectores losa aligerada

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 37: El refuerzo por temperatura

Mu =	176.06	408.54	362.66	66.58	282.35	254.39	85.52
h =	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
d =	17.00	17.00	17.00	17.00	17.00	17.00	17.00
b =	10.00	40.00	10.00	40.00	10.00	40.00	10.00
Ku =	6.09	3.53	12.55	0.58	9.77	2.20	2.96
w =	0.03	0.02	0.07	0.00	0.05	0.01	0.02
p =	0.00165	0.00095	0.00346	0.00016	0.00267	0.00059	0.00079
As =	0.28	0.64	0.59	0.11	0.45	0.40	0.13
As min (cm2) =	1.29	0.61	1.29	0.61	1.29	0.61	1.29
As colocado	1.29	0.64	1.29	0.61	1.29	0.61	1.29

Fuente: Elaboración Propia

El refuerzo por temperatura se colocará en la losa superior del aligerado, por lo tanto, consideramos $h=5$ cm y un metro de ancho de losa. La cuantía mínima es de 0.25%.

$$AsT = 0.0025(100)(5) \quad AsT = 1.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Colocaremos barras lisas de $\varnothing 1/4" @ .25\text{m}$ (1.28 cm/ml) para el refuerzo por temperatura.

DISEÑO POR CORTANTE:

Observamos que tenemos que analizar 6 secciones críticas de los 3 tramos, el cortante último se hallará a una distancia "d" medida desde la cara de los apoyos.

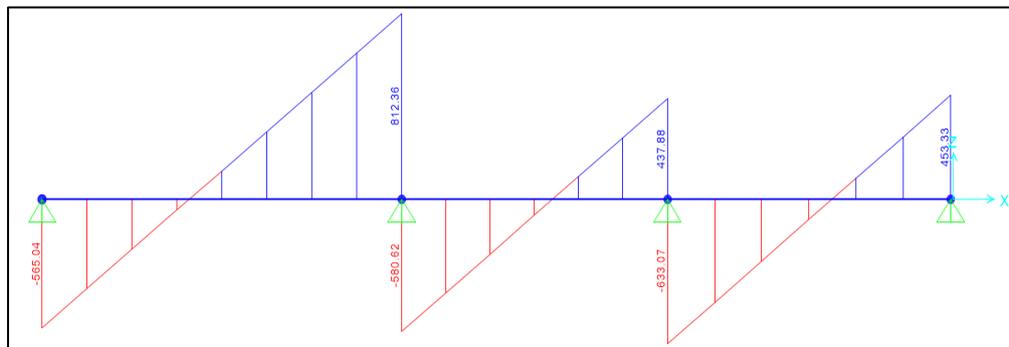


Figura 60: Diagrama de Fuerza Cortante

Fuente: Elaboración Propia

En la siguiente tabla se realiza la verificación por corte, para comprobar que la vigueta cumpla con los requerimientos de resistencia al corte.

Tabla 38: Verificación por corte

Vu =	499.08	746.40	514.66	396.17	567.11	387.37
Vu (a d) =	421.48	668.80	437.06	318.57	489.51	387.37
1.1 x φ x Vc =	1,220.80	1,220.80	1,220.80	1,220.80	1,220.80	1,220.80

Fuente: Elaboración Propia

En la siguiente figura se muestra el diseño final del refuerzo en el aligerado:

4.22. Diseño de escaleras

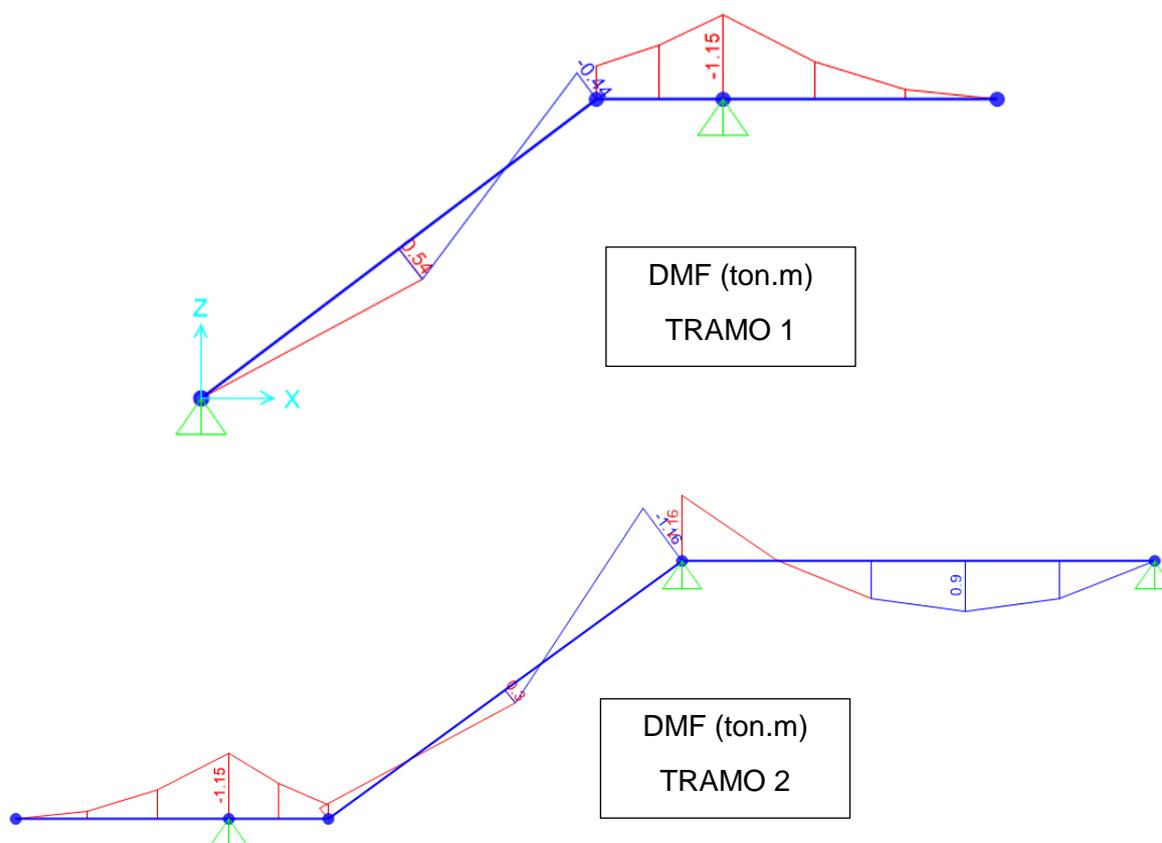
La cuantía mínima por contracción y temperatura según la Norma E060 es de 0.0018 para losas macizas, por lo tanto, el acero mínimo que se colocará en la zona de momentos positivos se calcula de la siguiente manera:

$$AS_{min} += 0.0018(b)(h)$$

Siendo “b” el ancho de la sección considerada (100 cm) y “h” el peralte de la losa. El espaciamiento de las varillas, tanto para el refuerzo por flexión como para el de contracción y temperatura, debe ser menor o igual a tres veces el peralte de la losa, sin exceder de 40cm. Las losas no cuentan con refuerzo por corte, por lo tanto, sólo se considera el aporte del concreto.

4.22.1. Ejemplo de diseño

A continuación se presenta el análisis estructural de las escaleras así como su diseño:



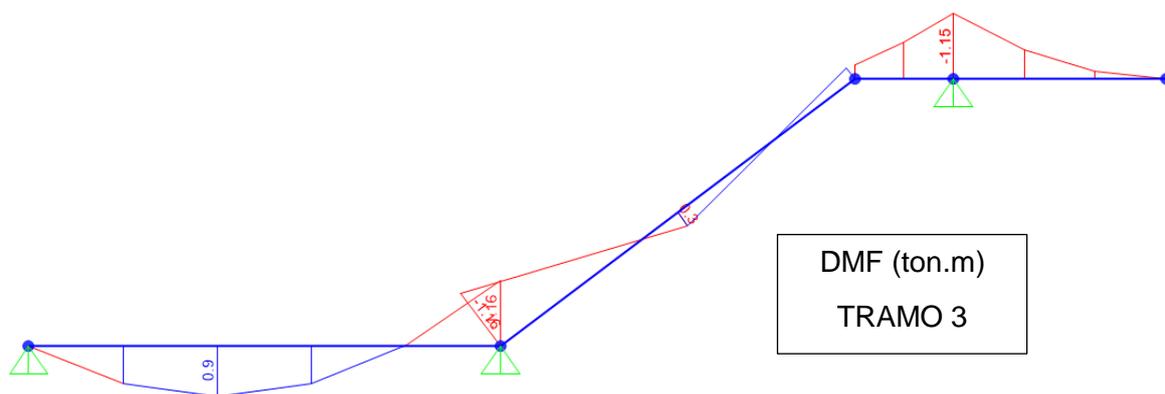


Figura 61: Diagrama de Momento Flector escaleras

Fuente: Elaboración Propia

Del diagrama anterior, observamos que el máximo momento último es de 1.15 ton-m, correspondiente un área de acero de 2.35 cm². Finalmente el refuerzo por flexión dispuesto es de ½" @ 0.15m por ser el refuerzo mínimo. Por otra parte, transversal al refuerzo por flexión se ha dispuesto el refuerzo por ($A_{smin} = 0.0018bh$), que corresponde a una malla de 3/8" @ 0.25 m. A continuación, se presenta la disposición de acero.

4.22. Diseño de Tanque Cisterna

La fuerza que actúa sobre los muros de la cisterna es aquella que proviene del empuje del suelo en reposo, distribuida de forma triangular. El diseño se trabajará bajo la condición más desfavorable, cuando la cisterna está vacía.

Para las paredes de la cisterna se ha elegido como mínimo un espesor de 20 cm, con el propósito de colocar refuerzo en ambas caras y tener un adecuado recubrimiento por ser una estructura en contacto con el agua.

El siguiente gráfico muestra la sección de la cisterna a analizar, así como la idealización del muro.

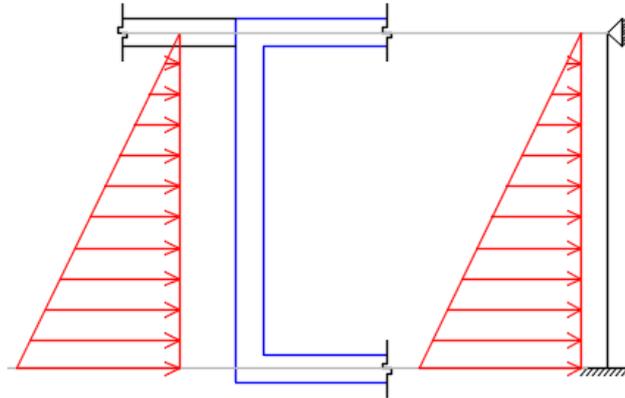


Figura 622: Idealización tanque cisterna

Fuente: Elaboración Propia

Para obtener el empuje del suelo, se usará la siguiente expresión:

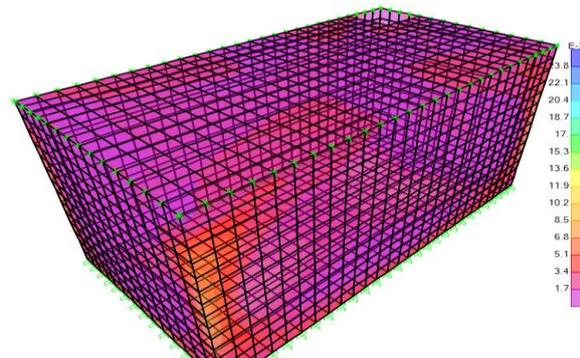
$$W_u = 1.8 \cdot \gamma_t \cdot K_o \cdot h$$

Donde: γ_t es el peso volumétrico del suelo, K_o es el coeficiente del empuje en reposo, y a su vez es $K_o = 1 - \sin \phi$, $\phi = 23^\circ$, entonces $K_o = 0.609$ y h es la altura total de la cisterna.

Por lo tanto, se tiene:

$$W_u = 1.8 \cdot 1.35 \cdot 0.609 \cdot 2.50 = 3.70 \text{ ton/m}$$

El análisis estructural de la estructura se hizo con el uso del programa SAP2000, a continuación, se presenta la cuantía de acero solicitada para lo cual se observa que es mínima, por lo cual se usará cuantía mínima para el diseño del tanque cisterna:



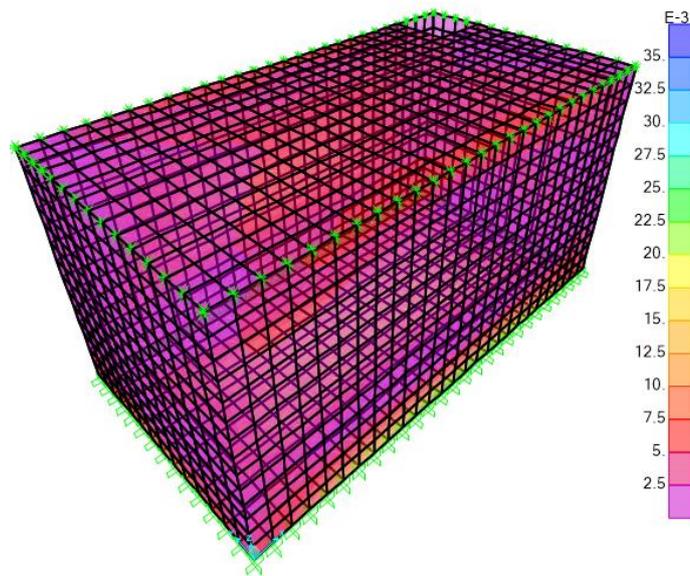


Figura 633: *Cuantía de acero.*

Fuente: *Elaboración Propia*

Como se observa la máxima sollicitación de acero esta por el orden de 0.0225 cm²/cm. Utilizando un espaciamiento de 20 cm se tendría q usar una cuantía de acero que tenga: 0.45 cm². Pero la cuantía mínima por contracción y temperatura según la Norma E060 es de 0.0018 para losas macizas, por lo tanto, el acero mínimo que se colocará en la zona de momentos positivos se calcula de la siguiente manera:

$$A_{Smin} += 0.0018(b)(h)$$

Siendo “b” el ancho de la sección considerada (100 cm) y “h” el peralte de la losa. Por lo tanto, se usa acero $\phi 3/8"@0.20m$.

En cuanto al acero vertical se usa una cuantia de acero mínimo de 0.0035 según el ACI 318-14, para lo cual se obtiene un acero de $\phi 1/2"@0.20m$.

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

5.1. Análisis, interpretación y discusión de resultados

- Siguiendo los parámetros sísmicos que establece la norma E.030 de diseño sismorresistente, se concluye que la estructura es segura ya que se usa el método de resistencia última ($Ru \leq \phi Rn$). Además, ante cargas laterales como el sismo la edificación es confiable, ya que la deriva máxima de la estructura tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y” es menor a 0.007.
- Los criterios que se plantearon para realizar una adecuada configuración estructural fueron: 1) Dotar de buena rigidez lateral a la estructura tanto en la dirección “X” y “Y”; en estas direcciones se rigidizaron con el uso de muros estructurales, 2) Se dispusieron los elementos estructurales simétricamente tanto la planta como en elevación para evitar efectos de torsión y 3) Se respetó la arquitectura planteada inicialmente.
- El tipo de cimentación que mejor se adecuó al tipo y tecnología de la edificación, que interactuó con la configuración estructural de la superestructura, que distribuyó mejor las presiones en el terreno producto de las cargas en la base de los soportes y que se adecuó a las características del terreno de fundación, fue la de zapatas aisladas para columnas de concreto armado y para los muros estructurales fue de cimiento corrido.
- El análisis y modelamiento realizado con el programa ETABS condujo a resultados favorables con el uso de simplificaciones en el modelamiento. Ya que se indica en esta investigación estas características. Además, el análisis tridimensional ayuda a

realizar un diseño adecuado de acorde a los lineamientos planteados por la norma peruana.

5.2. Recomendaciones

- Los resultados han sido obtenidos para una Edificación Esencial (Clasificada con este nombre según la Norma E.030) y cimentado en un Suelo Intermedio, pero estos pueden ser extendidos ante otra clasificación de tipo de estructura y tipo de suelo. Para lo cual se recomienda ampliar el estudio ante diferentes tipos de suelo y categoría estructural.
- Se recomienda realizar análisis no lineales que conduzcan a aportar resultados donde intervengan la capacidad de la estructura al desplazamiento horizontal.
- Se recomienda investigar acerca de otras opciones para poder rigidizar la estructura, como elementos de protección sísmica (aisladores y disipadores de energía de deformación).
- Se recomienda realizar el diseño estructural de esta edificación y comparar los diseños manuales de los elementos estructurales, con los diseños computarizados que brindan los programas como el “ETABS” y “SAP 2000”, con el objetivo de lograr que los diseños ejecutados con programas que reflejen ingeniería.
- Se recomienda realizar el diseño estructural de una edificación utilizando ambas tecnologías tanto de estructuras metálicas como de concreto armado para una edificación con las mismas características, y realizar una comparación de comportamiento estructural.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- Blanco, A. (2010). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. S.l.: s.n.
- Bolaños, A. y Monroy, O. (2004). *Espectros de Peligro Sísmico Uniforme*. S.l.: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Burgos, M., (2007). *Tesis*. S.l.: Universidad nacional de ingeniería.
- Casimiro, S., (2012). *Desempeño sísmico de edificaciones bajo el sismo de nivel ocasional*. s.l.: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Chang Tokushima, D.A., (2015). *Diseño estructural de un edificio de aulas de concreto armado de cuatro pisos en el distrito de san miguel*. S.l.: s.n.
- Cisneros, Á. (2016). *Diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de siete pisos sin sótano*. s.l.: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Condori, G.V., (2014). *Comparación del comportamiento sísmico lineal y no-lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo- estructura*. s.l.: Universidad Católica de Santa María.
- De Montserrat, A. (2013). *Relación entre el periodo fundamental de vibración y el índice de daño de un edificio de hormigón armado*. S.l.: s.n.
- FEMA, (2006). *Designing for Earthquakes*. S.l.: s.n.
- Fratelli, M. (2001). *Estructuras sismorresistentes -*. S.l.: s.n.
- Harmesen, T. (2012). *Diseño de estructuras de concreto armado*. 4. S.l.: s.n.
- Ministerio de Vivienda, C.Y.S. (2010). *Reglamento nacional de Edificaciones*. Tercera. S.l.: s.n.
- Moyano Rostworowski, G., 2016. *Diseño de un edificio de oficinas en Miraflores*. S.l.: s.n.
- Ortega, J. (2000). *Concreto armado I*. S.l.: s.n.
- Otazzi, G., (2014). *Diseño en concreto armado*. 2. Lima: s.n.

Padilla, G., 2010. *Propuesta para considerar la irregularidad estructural en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú* [en línea]. S.l.: s.n. Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/>.

SEAOC, 1995. *Seismic Design Manual*. S.l.: s.n.

Taboada, J. y Martín, A 2009. *Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras*. S.l.: PUCP.

ANEXOS

1. ESTUDIO DE SUELOS

CONSULTEC

CONSULTORIA TECNICA
CORPORACION DE MECANICA DE SUELOS

INFORME TECNICO DE ESTUDIO DE SUELOS

PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAYO" (CALICATA N° 01)

UBICACIÓN: CAJAS CHICO.

DISTRITO : HUANCAYO.

PROVINCIA : HUANCAYO.

REGION : JUNIN.

HUANCVELICA, FEBRERO DEL 2018.

CONSULTEC

CONSULTORIA TECNICA

INFORME TECNICO DEL LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.

PROYECTO: "VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAYO"

ASUNTO : ESTUDIO DE SUELOS

FECHA : Huancavelica, Febrero del 2018.

Adjunto al presente y remito a Ustedes
Los estudios y resultados de los ensayos realizados para el Proyecto, materia de asunto; y
es como detalle.

UBICACIÓN:

El proyecto se encuentra en el Departamento de Junín y dentro los límites de la Provincia de Huancayo, Distrito de Huancayo y Comunidad campesina de Cajas Chico.

INVESTIGACIONES REALIZADAS:

Los trabajos se realizaron teniendo en cuenta el requerimiento del encargado del Proyecto y la mejor ubicación, como otros aspectos geofísicos del área de trabajo, para la construcción del Proyecto antes indicado, realizándose 01 calicatas:

01 calicatas a 1.50 mts. De Profundidad (Promedio) el trabajo se realizo a cielo abierto y los ensayos de laboratorio en (OFICONSULTEC) para determinar las propiedades físicas y químicas de los materiales, que conforman el sub suelo para una futura construcción.

TRABAJOS DE CAMPO:

La muestra representativa del sub Suelo consiste en extraer el material a una profundidad de (1.50 mts.) Promedio, la muestra extraída con regular grava.



CONSULTEC

CONSULTORIA TECNICA

Según visto el trabajo determinaremos que es un suelo regular en las Calicatas, para casos de cimentación.

ANTECEDENTES GEOLOGICOS:

De acuerdo al mapa Geológico del Perú, la zona del Departamento de Junin y dentro los límites de la Provincia de Huancayo, Distrito de Huancayo, lugar Cajas Chico, pertenece al sistema mioceno, volcánico, sedimentado Precámbrico, con presencia de deformaciones Volcánicas y Gneises (Metamórficas) encontradas en partes bajas y en partes altas depósitos de materiales de diferentes **clases** como, Gravas, limos y arcillas predominantes en ser ligantes por ser muy finas en sus estratos.

SISMICIDAD:

El suelo en materia del estudio se halla en la zona N° 3 considerado como de mediana Sismicidad según el Mapa de Zonificación del Perú y de acuerdo a las normas de Diseño Sismo-Resistencia del Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 y (Cambiado bajo D.S. N°03-2016 de Vivienda) Las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular a partir de la siguiente relación:

$$H = Z \times U \times C \times S \times P / R_d$$

Donde S, es el factor del suelo mediante la clasificación de suelos basada en el (EMS).

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS.

Con la muestra obtenida se efectuaron los siguientes ensayos:

- 02 Perfil Estratigráfico de la calicata y descripción del corte de Terreno.
- 02 Peso Unitario del material y Humedad natural.
- 02 Ensayo de Análisis Granulométrico, ASTM C-136
- 02 Ensayo Limite Líquido, ASTM D-4318.
- 02 Ensayo Limite Plástico, ASTM D-4318.
- 02 Índice Plástico, AASHTO T-89 ASTM D-4318.



02 Pruebas de Peso específico.

La clasificación del suelo se realizo utilizando el método de sistema unificado de suelos:

- * SUCS.
- * AASHTO. ASTM D-2487-8

ENSAYOS ESPECIALES:

- Densidad Natural.
- Ensayo de Densidad Seca.

GABINETE:

Interpretación de resultados de los ensayos.

DESCRIPCION DEL SUB SUELO DE CIMENTACION:

De acuerdo a los resultados obtenidos en la exploración de campo y en base a los datos del Laboratorio establecemos el siguiente perfil edafológico:

- De 00.00 (cota asumida del terreno natural) a 01.50 mts. Se encontró un suelo con bastante grava, para la calicata.

CALICATA N° 01.

- De 00.00 mts. a 01.50 mts. suelo con bastante grava, materiales con poco finos, cohesión alto, índice de plasticidad baja. Denominados como suelos buenos, para procesos de cimentación en la construcción de una infraestructura.
- Determinaremos todo este material verificado según (calicatas) el suelo según los trabajos ejecutados del corte de terreno con la diferencia de unos cms. (+) o (-) en el que no hay cambios de material y visto en laboratorio dicho materiales son regulares, el cual nos permite trabajar siempre, cumpliendo las normas de



CONSULTEC

CONSULTORIA TECNICA

construcción para la seguridad de la infraestructura en lo que es a cimentación. Por ser considerado un suelo regular.

- (S. U. C. S. Y AASHTO)
- Suelos:
- Regulares.

DETERMINACION CAPACIDAD DE CARGA:

a) Características físicas del suelo: **Calicata N° 01.**

b) **Terreno Color:** **Café Oscuro.**

- Limite Líquido. : 34.20 %
- Limite Plástico. : 32.39 %
- Índice de Plasticidad. : 1.81 %
- Peso Unitario (H. S.) : 1.10 grs/cm³.
- Humedad Natural. : 20.8 %
- Clasificación ASSTHO. : A-2/A-5
- Clasificación SUCS. : GM-CL.
- Peso específico. : 2.95 g/cm³.

- **Descripción del Suelo:** Considerando según la muestra más crítica tendremos un suelo GM.

GM-CL: Gravas bien graduadas, mezcla de gravas y arena con poco o nada de finos, limos inorgánicos. calicata N° 01

Parámetros para determinar Angulo de Fricción Interna y Cohesión. -

Teniendo los ensayos realizados en laboratorio y en campo se determinaron los siguientes parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de este tipo de suelo cohesivo y nos sirve para determinar.

El ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo en (Kg. / cm.2)

Con estos dos datos se calculará la capacidad de carga del suelo de cimentación, para lo cual necesitamos los siguientes datos y reemplazar mediante tablas.



CONSULTEC

CONSULTORIA TECNICA
CONSTRUCTION - PRODUCTION - PLUS LEF HABILITACION
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS RAJ. MEXICO, D.F. TEL: 55 52 11 11 11

Calicata N° 01.

- Clasificación SUCS/ AASTHO. : (GM-CL) (A-2/A-5)
- Densidad Máxima Promedio. : 1.74 gr/cc.
- Peso Especifico. : 2.75 gr/cm3.
- Teniendo como resultado:
 - Angulo de fricción interna ϕ : 23°
 - Cohesión c : 0.22 Kg/cm2.

Parámetros de Resistencia. - Teniendo la calicata y siendo casi homogéneos el suelo que lo conforman. Según los datos determinados en laboratorio y vistos en los trabajos realizados se determina lo siguiente.

- Clasificación SUCS.
- Angulo de fricción interna ϕ
- Cohesión C
- Altura de excavación H
- Dimensión lateral B
- Peso Especifico γ
- Numero de Euler o Constante de Napier, para Cálculos logarítmicos e
- Valor de Pi π

Factores de carga:

CALICATA N° 01.

- : GM-CL.
- : 23°
- : 0.23 kg/cm.2
- : 1.80 mts.
- : 1.00 mts.
- : 2.95 Gr/cc
- : 2.718
- : 3.1416



CONSULTEC

CONSULTORIA TECNICA

$$N_c : c \cdot \cot \theta [e n \operatorname{tg} \theta \cdot \operatorname{tg}.2(45^\circ + \theta / 2) - 1]$$

$$N_c : 11.2$$

$$N_q : e n \operatorname{tg} \theta \cdot \operatorname{tg}.2(45^\circ + \theta / 2)$$

$$N_q : 10.6$$

$$N_\gamma : 1.5 [N_q - 1] \operatorname{tg} \theta$$

$$N_\gamma : 14.1$$

Vista las características del suelo el nivel de desplante posible de 1.20 a 1.50 mts. Como mínimo, según terzaghi para zapatas se tiene.

$$Gr : 1.2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot H \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$Gr : 37,49.00 \text{ Tn/m.2}$$

$$\text{Capacidad Portante} : 3.750 \text{ Kg/cm.2}$$

$$\text{Factor de seguridad} : Gr / F_s = 2.7 \text{ (Suelo cohesivo Friccionante)}$$

$$\text{Capacidad Admisible} : \underline{1.8 \text{ Kg/cm.2.}}$$

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

1.- El terreno de fundación para la cimentación está conformado con regular grava y poco material fino, pasante por la malla N° 4, hacia la N° 200. (Material de color café oscuro) en lo que es a las pruebas de suelos, como también, según los cálculos realizados, nos da a entender que el terreno es regular para un soporte de cimentación de la infraestructura.

2.- Según los estudios realizados, es recomendable proteger la infraestructura de las humedades,

- ✓ Se recomienda realizar, veredas y canales de descargas de aguas de las lluvias.
- ✓ Se recomienda realizar buenas zapatas de acuerdo a la capacidad admisible.
- ✓ Se recomienda mejorar el material en la zona de los ambientes y veredas con material de cantera para carreteras y los % de compactación serán como mínimo 95% de acuerdo a la Densidad seca Proctor Modificado, todo esto se sugiere para que tenga un buen grado de soporte, Una vez colocado el falso piso de concreto.



CONSULTEC

CONSULTORIA TECNICA

3.-De acuerdo a las normas técnicas de Edificación E-30 Diseño Sismo resistente se recomienda considerar los siguientes parámetros:

- Factor de Zona : $Z = 0.30$
- Factor Suelo : $S = 1.4$
- Tiempo : $T_p = 0.90''$
- Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente informe son validas, para el nivel de cargas consideradas en el proyecto de la obra a realizarse, dentro del radio de estudios y las características del terreno. Pero siempre cumpliendo el reglamento de procesos de construcciones.
- (Se adjunta: perfil estratigráfico, certificaciones de estudio de Suelos)



CONSULTEC

CONSULTORIA TECNICA

01.50			<p>casi nada de arcilla y poco fino, suelos limosos arenosos, arcillosos con humedad natural baja.</p> <p>Material denominado bueno para casos de cimentación</p>			
-------	--	--	---	--	--	--

ANALISIS GRANULOMETRICO

FECHA: Febrero del 2018

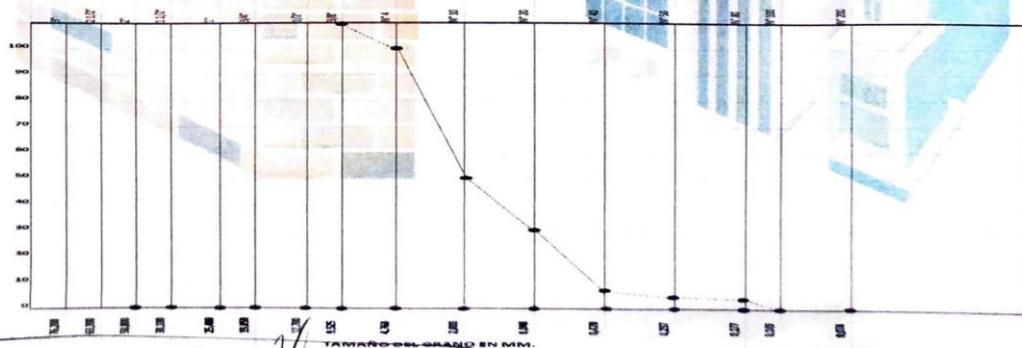
SECTOR: Calicata N° 01

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAYO"

PROCEDENCIA MATERIAL: lugar de la calicata.

TAMICES ASTM	Abertura en mm	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% QUE PASA	ESPECIFICACIONES	Tamaño Máximo Z"
3"	75.250					
1 1/2"	37.500					Descripción de la muestra
2"	50.800					Peso Inicial = 2.800,00 grs
1 1/2"	37.500					Clas. Fract = ****
1"	25.400					Peso Especifico = ****
3/4"	19.050					Límite Líquido = ****
1/2"	12.700					Límite Plástico = ****
3/8"	9.525					Límite Pastoso = ****
1/4"		443.3	15.8	84.2		
N° 4	4.750	181.5	6.5	93.5		Clasif SUCS = GM-CI
N° 8		559.9	20.0	80.0		Clasif. AASHTO = A-4-A-6
N° 10	2.000	1.62	0.6	99.4		Observaciones
N° 16	1.180	42.7	1.5	98.5		
N° 20	0.840	154.2	5.5	94.5		No Contiene Mat. Orgánico = ** **
N° 30		254.3	9.1	90.9		Part. Chatas y Alargadas = ** **
N° 40	0.420	259.2	9.3	90.7		
N° 50	0.297	101.1	3.6	96.4		
N° 60	0.250	46.4	1.7	98.3		
N° 80	0.177	33.3	1.2	98.8		Peso Fino = 2.175.20 grs
N° 100	0.149	16.6	0.6	99.4		Peso Grava = 624.80 grs
N° 200	0.074	0.2	0.0	99.8		Peso Resaca = ** ** grs
PAN		0.2	0.0	100.0		
TOTAL		2.800.00				

MALLAS US STANDAARD



[Signature]
VICTOR HUGO ALVARADO
 ESPECIALISTA EN OBRAS DE
 PAVIMENTOS Y ASFALTO
 "CONSULTEC"



[Signature]
Danielo Vega Migone
 Ingeniero Civil
 C. I. P. 41664

CONSULTEC

CONSULTORIA TECNICA

ENSAYO DE CONSISTENCIA O LIMITES DE ATTERBERG

FECHA: Febrero Del 2018

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAYO"

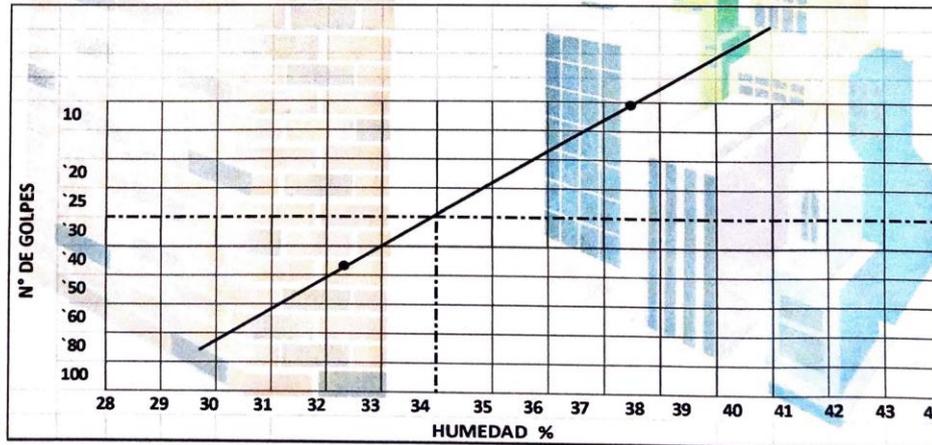
SECTOR:

Calicata N° 01.

Material: color café Oscuro.

PROCEDENCIA MATERIAL: lugar de las calicatas

	LIMITE LIQUIDO		LIMITE PLASTICO	
N° de Golpes	10	38		
Tarro N°	2	6	10	9
Suelo Humedo + Tarro	49.64	51.71	46.78	48.82
Suelo Seco + Tramo	47.44	50.31	45.38	47.37
Peso del Agua	2.2	1.4	1.4	1.45
Peso del Tarro	41.54	46.01	41.08	42.87
Peso del Suelo	5.9	4.3	4.3	4.5
% de Humedad	37.28	32.55	32.55	32.22
LL =	34.20 %		L.P. =	32.39 %
			I.P. =	1.81 %



[Signature]
 VICTOR HUGO ARDANZA
 ESPECIALISTA EN SU
 PAVIMENTOS Y ASFALTO
 "CONSULTEC"



[Signature]
 Danilo Vega Argenteo
 Ingeniero Civil
 C. I. P. 41664

CONSULTEC

CONSULTORIA TECNICA

OBSERVACIONES: El material fue proporcionado por el solicitante

CLASIFICACION DEL SUELO:

SUCS: GM-CL: Gravas mal graduadas, mezclas de arena y gravas con poco o ningún fino.

AASTHO: A-2/A-5: Arcillas inorgánicas de baja plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas y arcillas limosas, arcillas pobres

ENSAYO DE PESO UNITARIO DE MATERIAL

FECHA: FEBRERO Del 2018

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DE HUANCAYO"

SECTOR:

Calicata N°01 Muestra 01

PROCEDENCIA MATERIAL: lugar de la calicata

muestras	Calicata 01 (material seco)café claro		Volumen molde 2,915.80
Peso material + molde	11,320.00	grs	
Peso del molde	7,675.00	grs	
Peso material	3,6145.00	grs	
Peso unitario	1.35	Grs/cm3	
% De humedad natural	25.6	%	
	-----	-----	

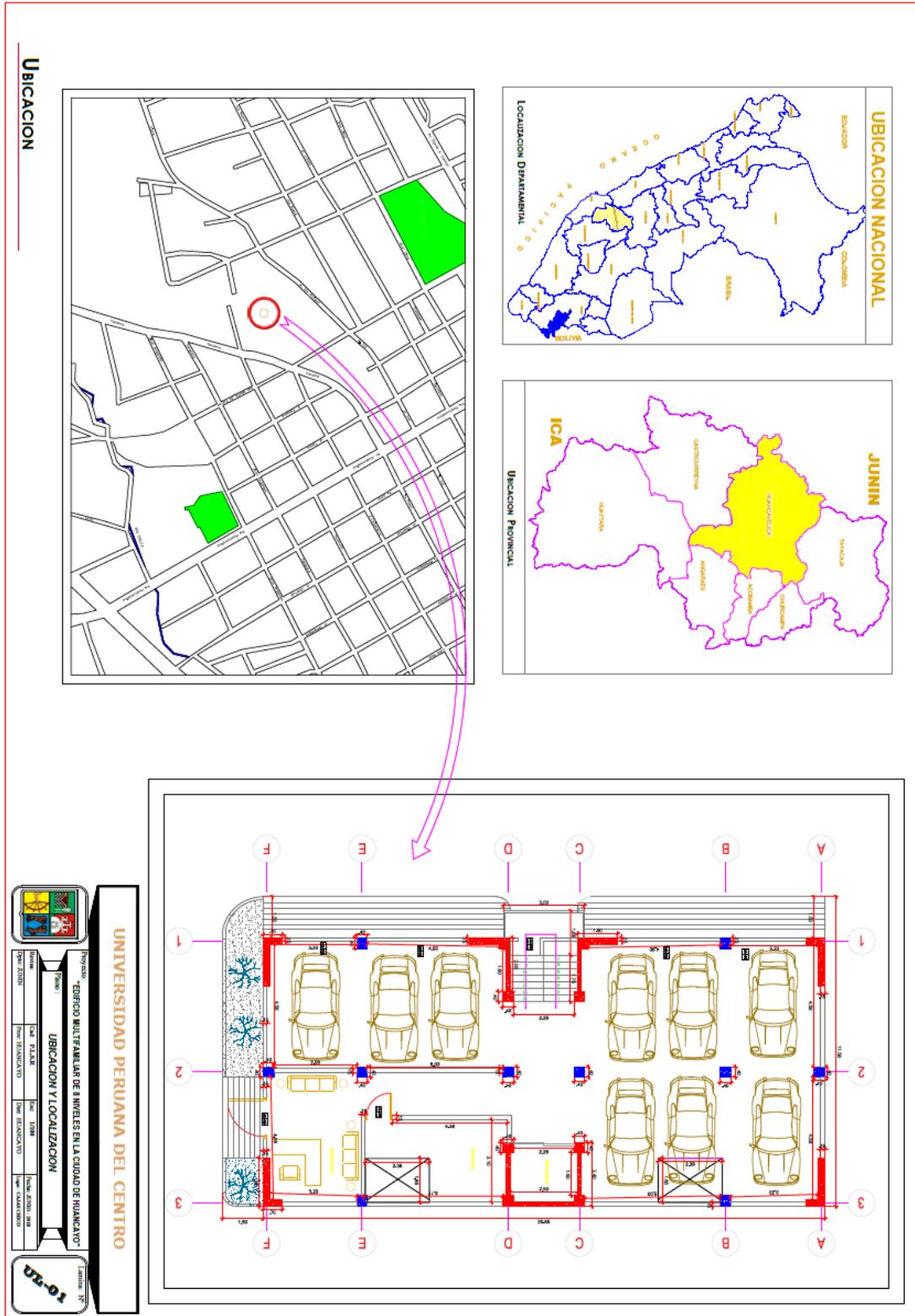
Observaciones: los materiales verificados en este laboratorio se encuentran considerado pobre, para trabajos de cimentaciones recomienda considerar las zapatas de acuerdo a la capacidad admisible del terreno.

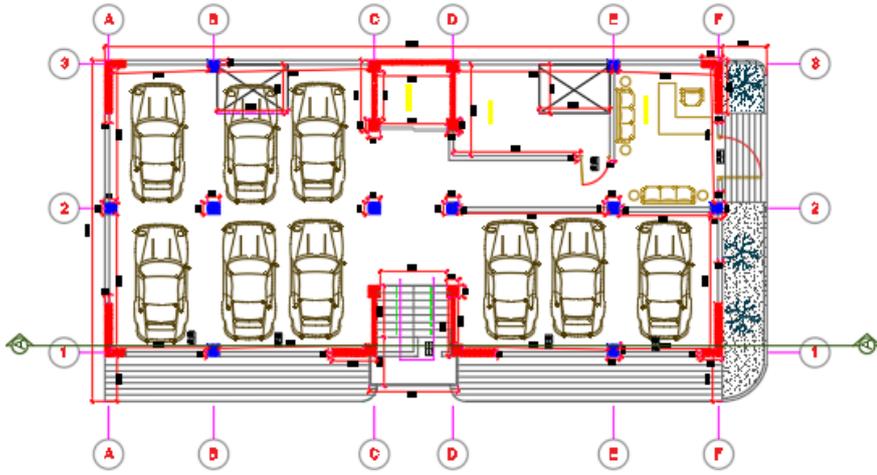
[Firma]
VICTOR HUGO ARDAPAZA DIAZ
 ESPECIALISTA EN SUELO:
 PAVIMENTOS Y ASFALTO
 "CONSULTEC"



[Firma]
Sanilo Yaga Migeno
 Ingeniero Civil
 C. I. P. 41664

2. PLANOS



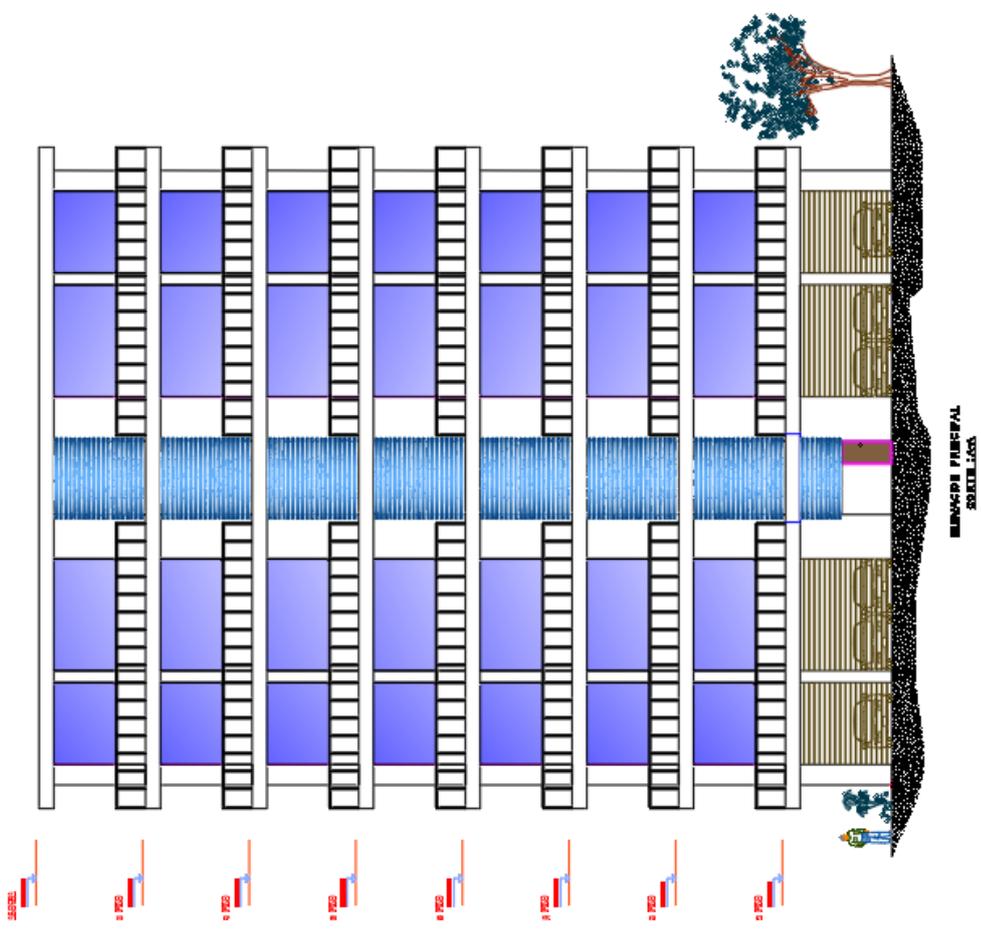


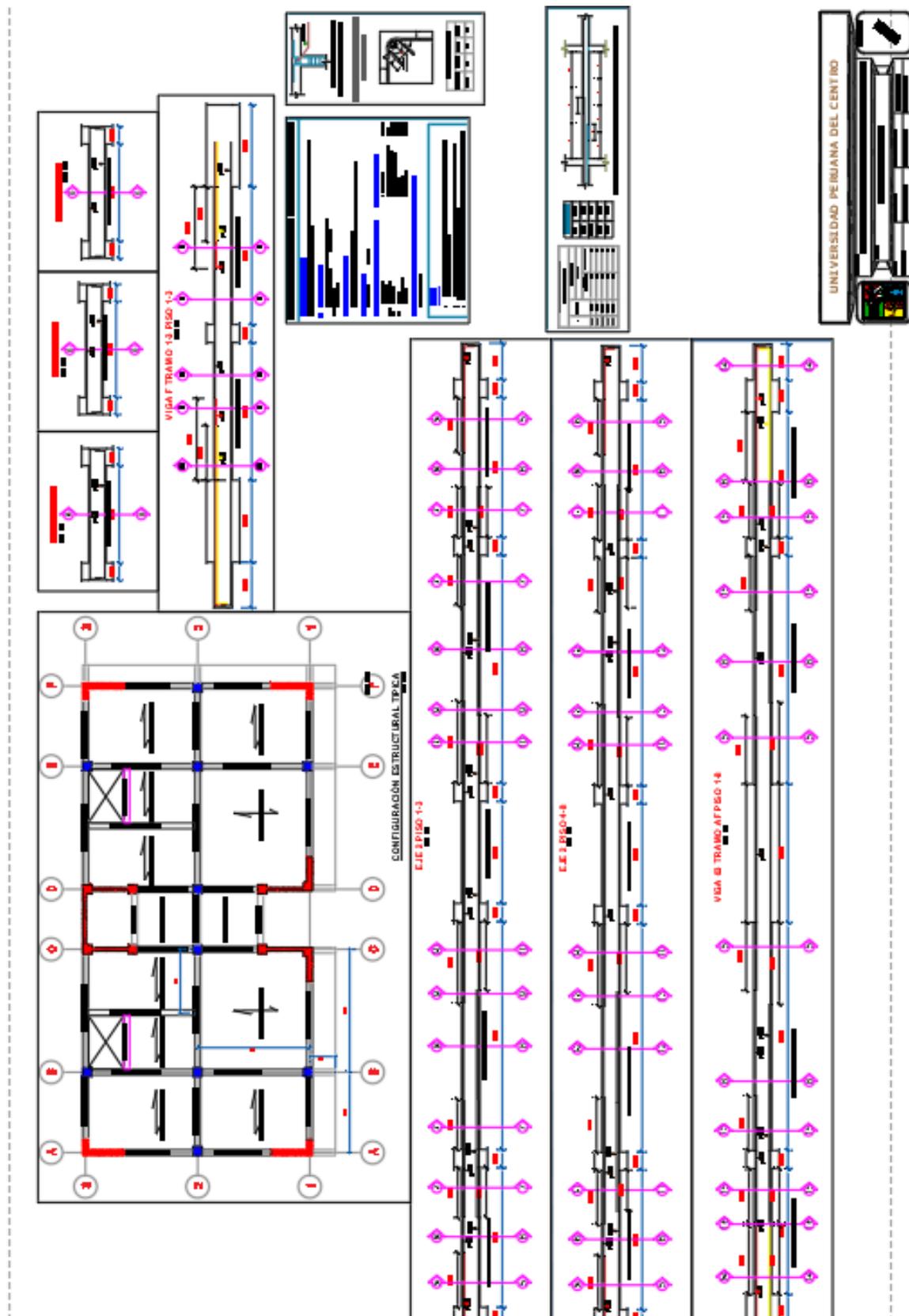
UNIVERSIDAD PERUANA DEL CENTRO

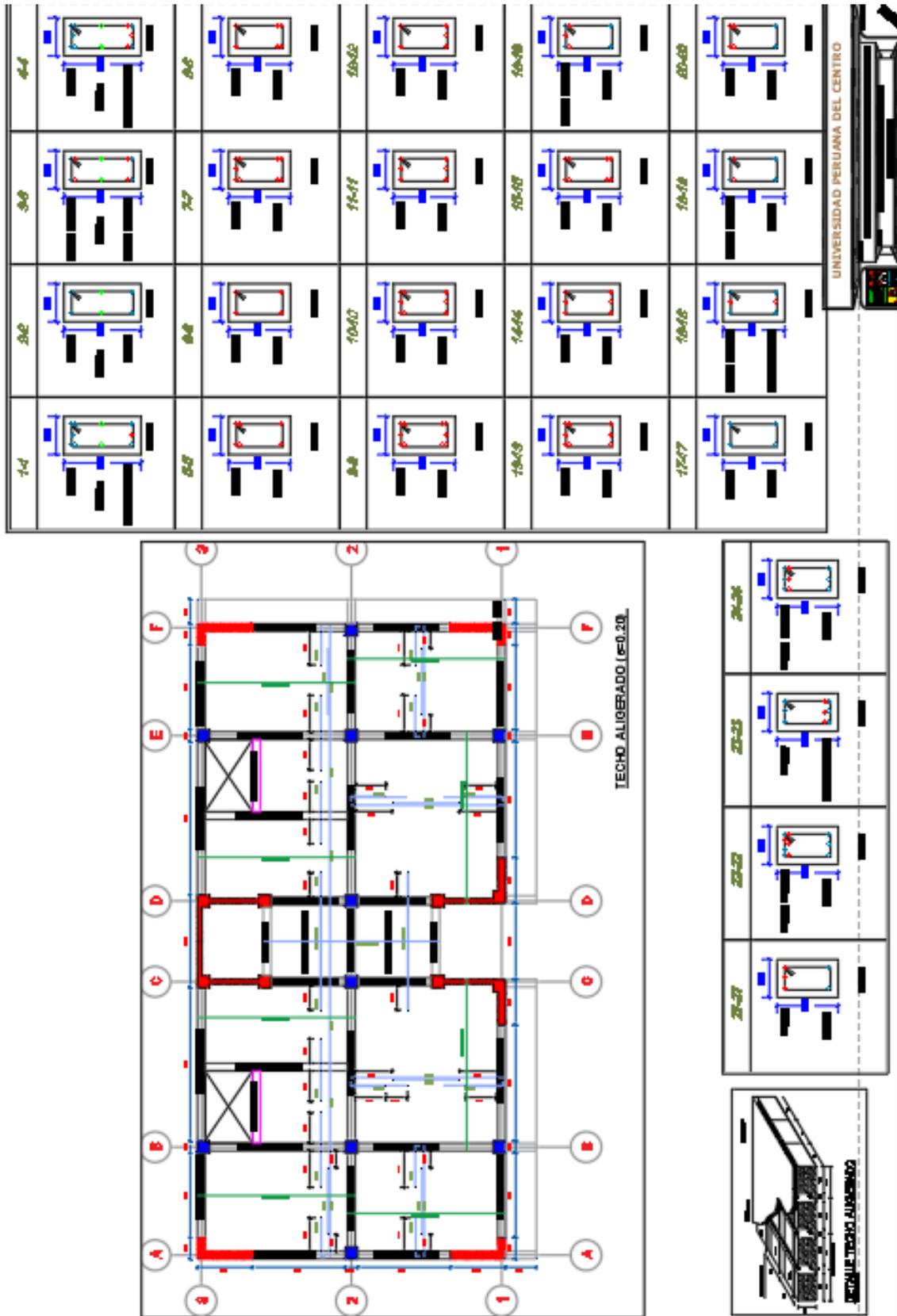
Proyecto: "EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANCAYO"
 Título: "CORTE Y ELEVACION"

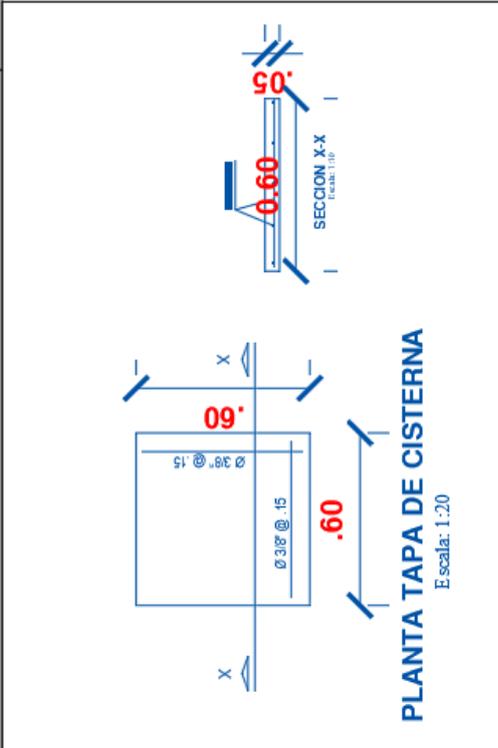
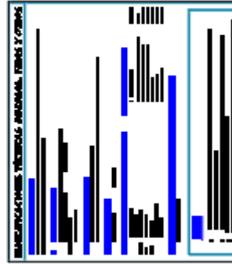
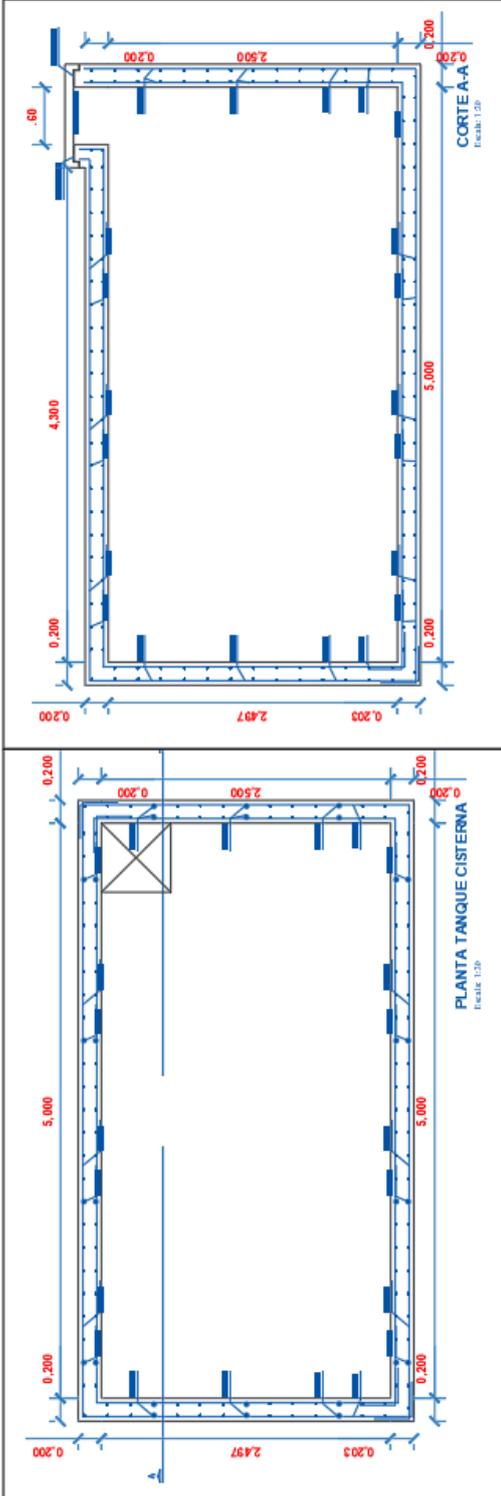
Escuela:	Esc. PLAM	Doc.:	DR
Profesor:	DR. BLANCAJO	Dir.:	BLANCAJO
Alumno:		Fecha:	

Laminas: N°





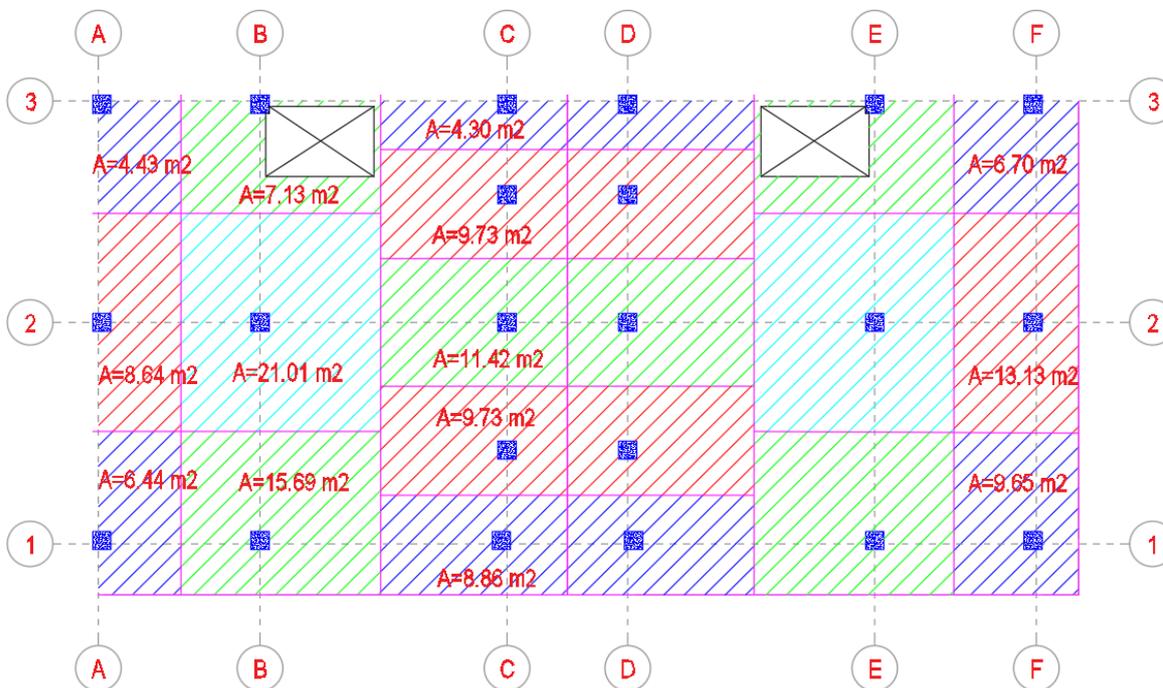




3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

En este anexo se presenta el predimensionamiento de vigas y columnas, a continuación, se presenta la estructuración del edificio usado para este predimensionamiento:



A continuación, se presenta el método empleado (Blanco, 2010) en el acápite 4.6.:

EJE		AREA m ²	TIPO COLUMNA	DENSIDAD X m ²	N° PISOS	PESO - P (tonf)	Ac (cm ²)	Ac colocado			
X	Y							b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	
A	1	4.43	ESQUINADA	1.00 ton/m ²	8.00	35.44	482.18	40	40	1600	
	2	8.64	EXCÉNTRICA			69.12	940.41	40	40	1600	
	3	6.44	ESQUINADA			51.52	700.95	40	40	1600	
B y E	1	7.13	EXCÉNTRICA			57.04	776.05	40	40	1600	
	2	21.01	CENTRAL			168.08	1778.62	40	40	1600	
	3	15.69	EXCÉNTRICA			125.52	1707.76	40	40	1600	
C y D		En estos ejes se usarán placas de C°A°.				-	-	-	-	-	
F	1	6.7	ESQUINADA			53.6	729.25	40	40	1600	
	2	13.13	CENTRAL			105.04	1111.53	40	40	1600	
	3	9.65	ESQUINADA	77.2	1050.34	40	40	1600			

Como se puede observar en cuanto a las columnas del eje B y 2, y del eje E y 2; estas columnas necesitan un poco más de área de columna, pero como el mismo nombre dice es solo un predimensionamiento, y al cual el área de la columna no solo soportará cargas

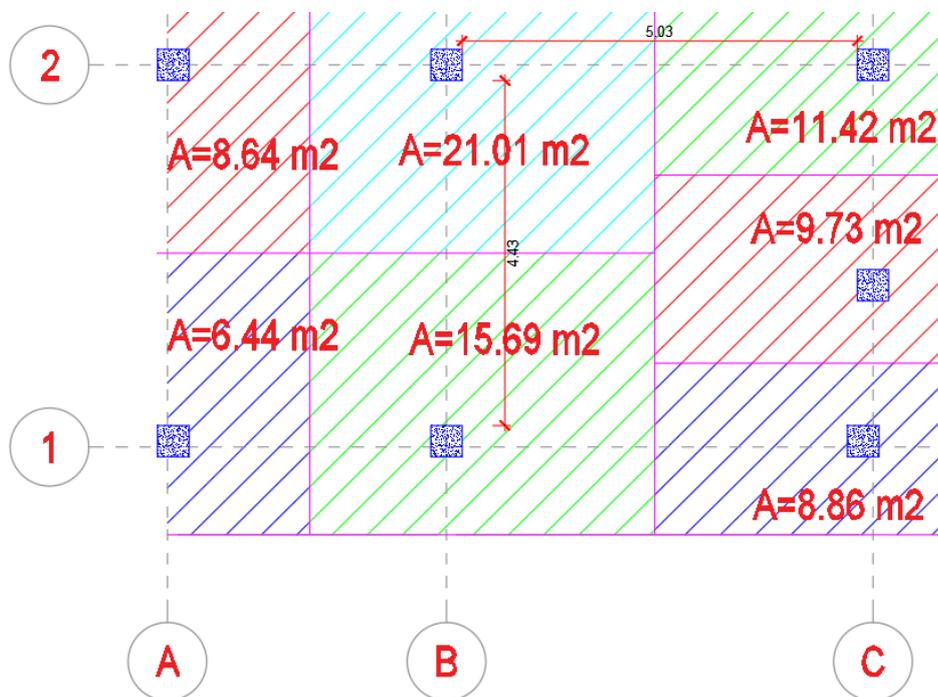
sino el acero que se proporcionará en el diseño. Es por esto que este paso se comprobó en los análisis sísmicos resultados obteniendo cálculos conservadores, entonces siempre en la ingeniería estructural existe un rango de seguridad en cuanto a estas fórmulas por lo cual se asumió esto.

3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Como se mencionó en el acápite 4.2., el cual versa:

“Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de luz libre; debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso. El ancho de la viga es variable de $h/3$ a $3/4h$, teniendo en cuenta un ancho mínimo de 25cm, para poder evitar el congestionamiento de aceros (Blanco, 2010).”

Por lo cual se usa la longitud más larga de cada viga en cada dirección:



En este caso se presenta el proceso:

$$h_X = \frac{5.03}{12 \text{ a } 10} = 0.40 \text{ a } 0.50\text{m} \Rightarrow h_X = 0.40\text{m}$$

$$b_X = \frac{0.40}{3} \text{ a } \frac{3 \cdot 0.40}{4} = 0.13 \text{ a } 0.30\text{m} \Rightarrow b_X = 0.25\text{m}$$

Finalmente se considera vigas de 0.25 a 0.40m en las dos direcciones. Cabe mencionar que estas secciones se comprueban en el análisis estructural sísmico.

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL DE LA ESTRUCTURA

FACTOR DE MASA PARTICIPATIVA						
CASO	MODO	PERIODO	UX	UY	RZ	TRASLACIÓN X ROTACIÓN Z TRASLACIÓN Y
		SEC				
Modal	1	0.580	0.699	0.000	0.038	
Modal	2	0.517	0.026	0.133	0.556	
Modal	3	0.508	0.005	0.582	0.132	
Modal	4	0.166	0.131	0.000	0.014	
Modal	5	0.135	0.027	0.005	0.129	
Modal	6	0.132	0.001	0.152	0.006	
Modal	7	0.085	0.041	0.000	0.004	
Modal	8	0.063	0.003	0.001	0.024	
Modal	9	0.061	0.015	0.017	0.016	
Modal	10	0.060	0.004	0.044	0.011	
Modal	11	0.045	0.022	0.000	0.001	
Modal	12	0.036	0.000	0.031	0.000	
Modal	13	0.029	0.015	0.004	0.000	
Modal	14	0.023	0.008	0.013	0.001	
Modal	15	0.018	0.001	0.016	0.000	
Σ=			0.999	0.999	0.930	

Tx	0.580 seg
Ty	0.508 seg
Tz	0.517 seg

RESULTADOS DEL PESO DE LA ESTRUCTURA Y CENTRO DE MASAS

PISO	ÁREA (m ²)	PESO (ton)	PESO/ÁREA (ton/m ²)	CENTRO DE MASAS X (m)	CENTRO DE MASAS Y (m)
AZOTEA	197.30	34.79	0.18	10.30	5.15
Story8	197.30	168.06	0.85	10.56	4.37
Story7	197.30	175.85	0.89	10.55	4.37
Story6	197.30	175.85	0.89	10.55	4.37
Story5	197.30	175.85	0.89	10.55	4.37
Story4	197.30	175.85	0.89	10.55	4.37
Story3	197.30	175.85	0.89	10.55	4.37
Story2	197.30	178.14	0.90	10.55	4.44
Story1	197.30	178.23	0.90	10.55	4.44

CENTRO DE MASAS Y CENTRO DE RIGIDECES

PISO	DIAFRAGMA	XCM	YCM	YCCM	XCR	YCR
		m	m	m	m	m
AZOTEA	D9	10.3	5.009	5.009	10.6534	5.299
PISO 8	D8	10.637	4.2897	4.2897	10.7501	4.4105
PISO 7	D7	10.6062	4.2554	4.2554	10.7179	4.5952
PISO 6	D6	10.6062	4.2554	4.2554	10.6745	4.848
PISO 5	D5	10.6062	4.2554	4.2554	10.6249	5.1145
PISO 4	D4	10.6062	4.2554	4.2554	10.5701	5.3715
PISO 3	D3	10.6062	4.2554	4.2554	10.51	5.581
PISO 2	D2	10.6026	4.3204	4.3204	10.4436	5.6133
PISO 1	D1	10.6024	4.3177	4.3177	10.3674	5.0263

PÁRAMETROS SÍSMICOS USADOS EN LAS DOS DIRECCIONES

Región:	Junín		
Provincia:	Huancayo		
Distrito:	Huancayo		
Categoría:	C		U=1.00
Zona:	Z3		Z=0.35
Suelo:	S2		S=1.15
Sistema Estructural:	Concreto Armado, De Muros Estructurales		Ro=6.00
			$R = R_o I_p I_a$ R=6.00
Irregularidad:	Irregular en Planta		Ip = 1.00
	Irregular en Altura		Ia = 1.00
			TP =0.60
			TL =2.00

PROCESO USADO EN EL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

1. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5x \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5x \left(\frac{T_p x T_L}{T^2} \right)$$

TX=	0.856 seg
TY=	0.617 seg

TP=	0.60 seg
TL=	2.00 seg

CX=	2.500000
CY=	2.500000
RX=	6.00
RY=	6.00

$$C_x/R_x = 0.41667 \quad \frac{C}{R} \geq 0,125$$

$$C_y/R_y = 0.41667$$

Z=	0.35			
U=	1.00			
S=	1.15			
Rox=	6.00	Roy=	6.00	

PT=	1438.47 Ton
------------	-------------

$V_{Ex}=Z*U*S*C_x/R_x*PT$	241.24 Ton
$V_{Ey}=Z*U*S*C_y/R_y*PT$	241.24 Ton

ETABS

$C_x= 0.16771$

$C_y= 0.16771$

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO XX

$T_X= 0.856$

$K=0.75+0.5*T$ 1.1780

PISO	PESO	Alturas hi	$P_i*(h_i)^k$	Alfa i	Fi
	ton	m			
AZOTEA	34794.28	25.2	1557247.67	0.052	12.56
PISO 8	168055.73	22.4	6547047.48	0.219	52.79
PISO 7	175850.82	19.6	5853586.63	0.196	47.20
PISO 6	175850.82	16.8	4881561.12	0.163	39.36
PISO 5	175850.82	14	3938068.12	0.132	31.75
PISO 4	175850.82	11.2	3027772.42	0.101	24.41
PISO 3	175850.82	8.4	2157473.14	0.072	17.40
PISO 2	178137.17	5.6	1355564.06	0.045	10.93
PISO 1	178232.2	2.8	599429.80	0.020	4.83
		0			0.00
	883921.83	Σ	29917750.43	0.370292	241.24

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN ALTURA PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO YY

$T_Y= 0.617$

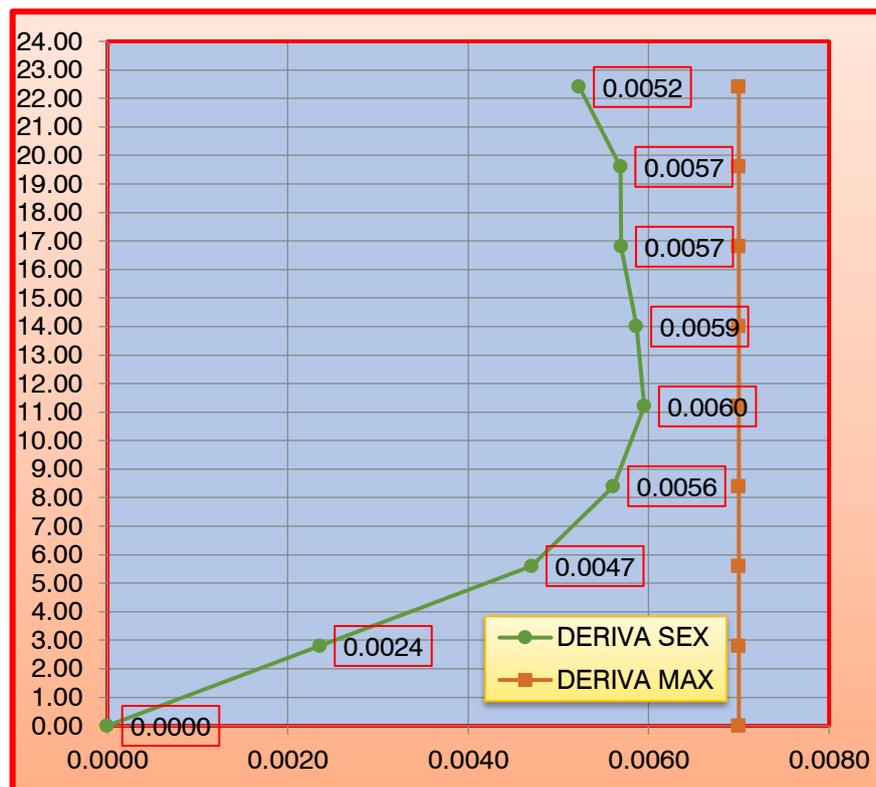
$K=0.75+0.5*T$ 1.0585

PISO	PESO	Alturas hi	$P_i*(h_i)^k$	Alfa i	Fi
	ton	m			
AZOTEA	34794.28	25.2	1058986.263	0.049	11.82
PISO 8	168055.73	22.4	4515344.1	0.209	50.41
PISO 7	175850.82	19.6	4102016.938	0.190	45.80
PISO 6	175850.82	16.8	3484450.285	0.161	38.90
PISO 5	175850.82	14	2872902.74	0.133	32.07
PISO 4	175850.82	11.2	2268515.102	0.105	25.33
PISO 3	175850.82	8.4	1672992.608	0.077	18.68

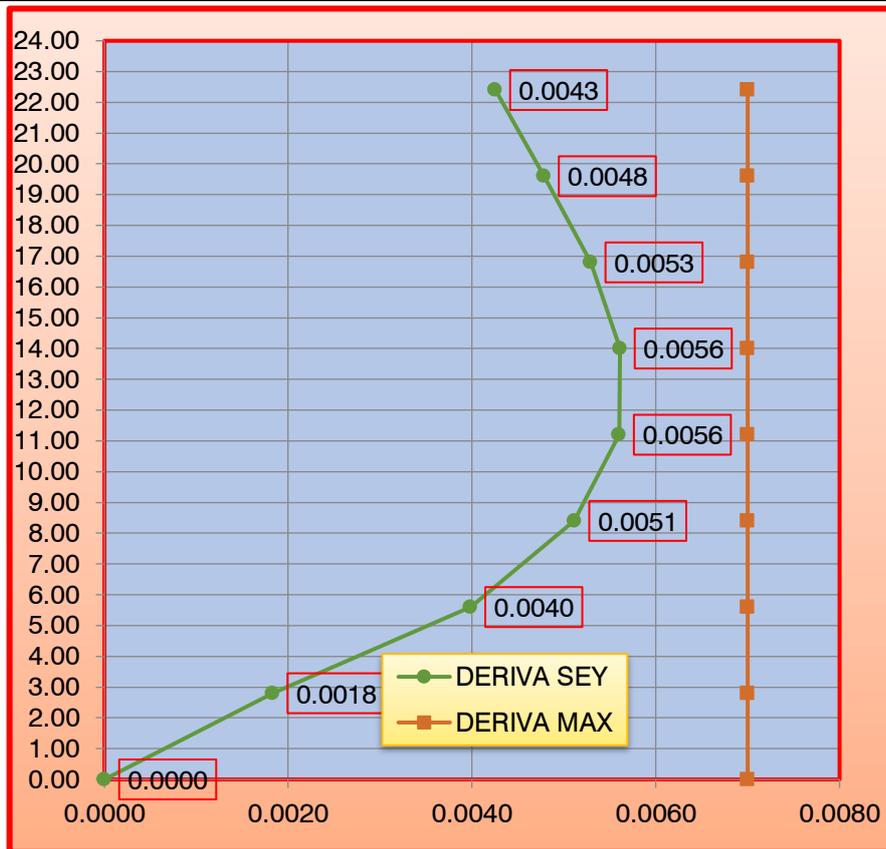
PISO 2	178137.17	5.6	1103345.62	0.051	12.32
PISO 1	178232.2	2.8	530033.0418	0.025	5.92
		0			0.00
		Σ	21608586.7		241.24

CONTROL DE DERIVAS DEL EDIFICIO REALIZADO CON EL ANÁLISIS ESTÁTICO

ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS SEX										
NIVEL	CASO	H	H ABS.	DESP. ABSOLUTO		DESP. RELATIVO		δ máx	ESTADO	
				δ abs	R	δ relativo	R			
8	SEX	2.8	22.4	0.0256	0.1151	0.0033	0.0146	0.0196	0.015<0.02	CORRECTO
7	SEX	2.8	19.6	0.0223	0.1004	0.0035	0.0159	0.0196	0.016<0.02	CORRECTO
6	SEX	2.8	16.8	0.0188	0.0845	0.0035	0.0159	0.0196	0.016<0.02	CORRECTO
5	SEX	2.8	14	0.0152	0.0686	0.0036	0.0164	0.0196	0.016<0.02	CORRECTO
4	SEX	2.8	11.2	0.0116	0.0521	0.0037	0.0167	0.0196	0.017<0.02	CORRECTO
3	SEX	2.8	8.4	0.0079	0.0355	0.0035	0.0157	0.0196	0.016<0.02	CORRECTO
2	SEX	2.8	5.6	0.0044	0.0198	0.0029	0.0132	0.0196	0.013<0.02	CORRECTO
1	SEX	2.8	2.8	0.0015	0.0066	0.0015	0.0066	0.0196	0.007<0.02	CORRECTO

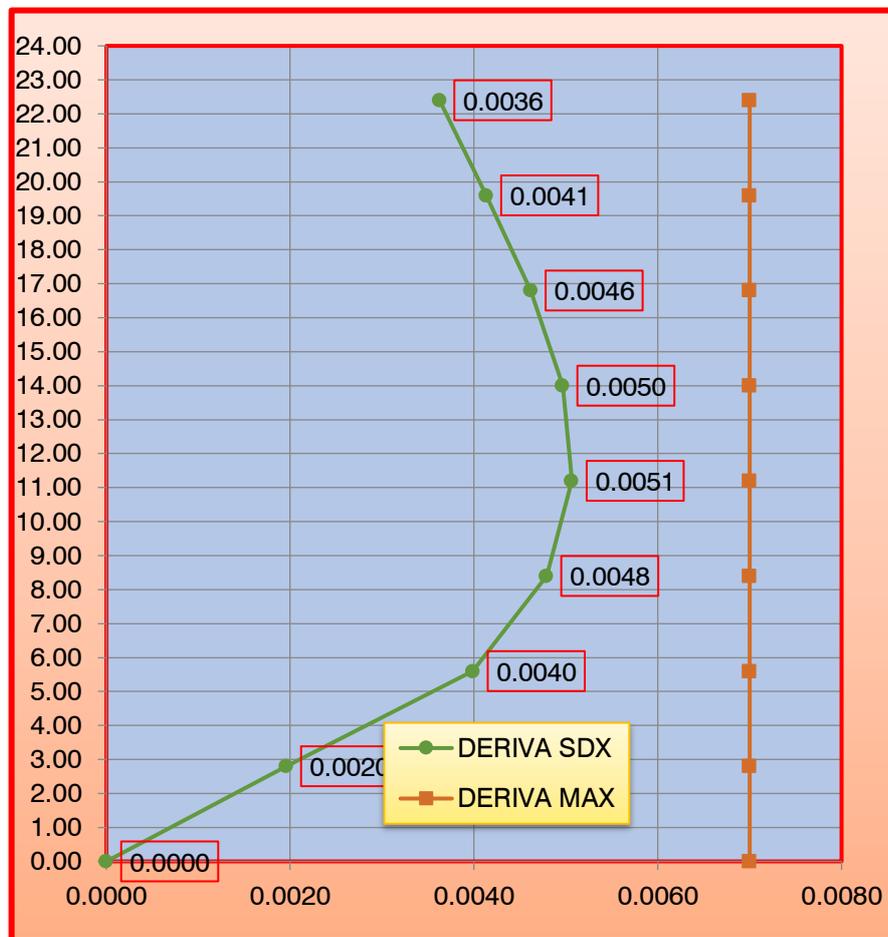


ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS SEY										
NIVEL	CASO	H	H ABS.	DESP. ABSOLUTO		DESP. RELATIVO		δ máx	ESTADO	
				δ abs	0.75R	δ relativo	0.75R			
8	SEY	2.8	22.4	0.0227	0.1021	0.0026	0.0119	0.0196	0.012<0.02	CORRECTO
7	SEY	2.8	19.6	0.0200	0.0902	0.0030	0.0134	0.0196	0.013<0.02	CORRECTO
6	SEY	2.8	16.8	0.0171	0.0768	0.0033	0.0148	0.0196	0.015<0.02	CORRECTO
5	SEY	2.8	14	0.0138	0.0620	0.0035	0.0157	0.0196	0.016<0.02	CORRECTO
4	SEY	2.8	11.2	0.0103	0.0463	0.0035	0.0157	0.0196	0.016<0.02	CORRECTO
3	SEY	2.8	8.4	0.0068	0.0306	0.0032	0.0143	0.0196	0.014<0.02	CORRECTO
2	SEY	2.8	5.6	0.0036	0.0163	0.0025	0.0112	0.0196	0.011<0.02	CORRECTO
1	SEY	2.8	2.8	0.0011	0.0051	0.0011	0.0051	0.0196	0.005<0.02	CORRECTO

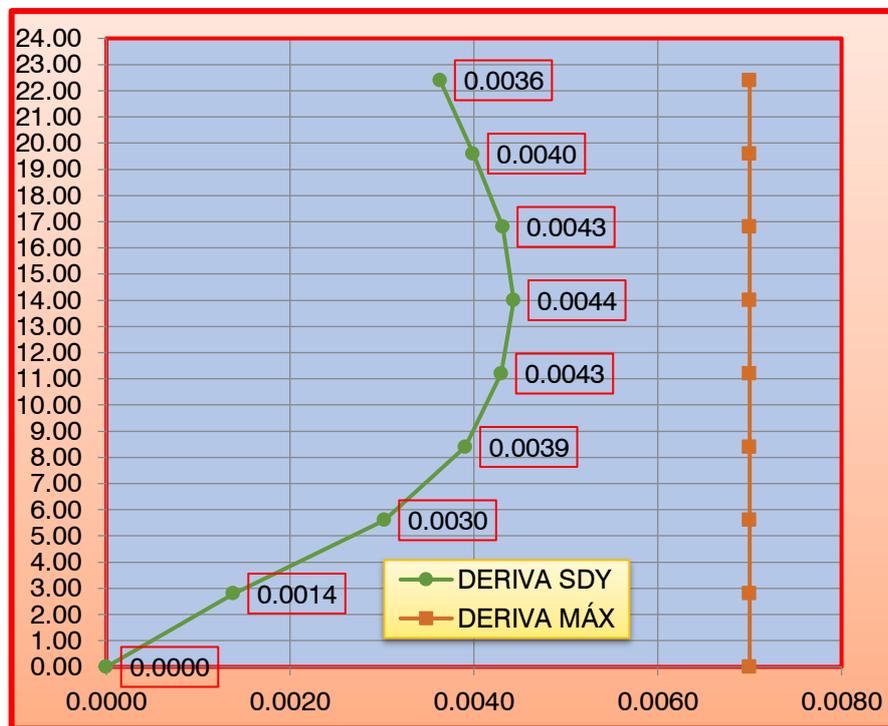


CONTROL DE DERIVAS DEL EDIFICIO REALIZADO CON EL ANÁLISIS DINÁMICO

ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS SDX										
NIVEL	CASO	H	H ABS.	DESP. ABSOLUTO		DESP. RELATIVO		δ máx	ESTADO	
				δ abs	0.75R	δ relativo	0.75R			
8	SDX	2.8	22.4	0.0206	0.0928	0.0023	0.0102	0.0196	0.01 < 0.02	CORRECTO
7	SDX	2.8	19.6	0.0184	0.0827	0.0026	0.0116	0.0196	0.012 < 0.02	CORRECTO
6	SDX	2.8	16.8	0.0158	0.0711	0.0029	0.0129	0.0196	0.013 < 0.02	CORRECTO
5	SDX	2.8	14	0.0129	0.0581	0.0031	0.0139	0.0196	0.014 < 0.02	CORRECTO
4	SDX	2.8	11.2	0.0098	0.0442	0.0032	0.0142	0.0196	0.014 < 0.02	CORRECTO
3	SDX	2.8	8.4	0.0067	0.0301	0.0030	0.0134	0.0196	0.013 < 0.02	CORRECTO
2	SDX	2.8	5.6	0.0037	0.0167	0.0025	0.0112	0.0196	0.011 < 0.02	CORRECTO
1	SDX	2.8	2.8	0.0012	0.0055	0.0012	0.0055	0.0196	0.005 < 0.02	CORRECTO



ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS SDY										
NIVEL	CASO	H	H ABS.	DESP. ABSOLUTO		DESP. RELATIVO		δ máx	ESTADO	
				δ abs.	0.75R	δ rel.	0.75R			
8	SDY	2.8	22.4	0.0180	0.0812	0.0023	0.0102	0.0196	0.01 < 0.02	CORRECTO
7	SDY	2.8	19.6	0.0158	0.0710	0.0025	0.0112	0.0196	0.011 < 0.02	CORRECTO
6	SDY	2.8	16.8	0.0133	0.0598	0.0027	0.0121	0.0196	0.012 < 0.02	CORRECTO
5	SDY	2.8	14	0.0106	0.0477	0.0028	0.0124	0.0196	0.012 < 0.02	CORRECTO
4	SDY	2.8	11.2	0.0078	0.0353	0.0027	0.0120	0.0196	0.012 < 0.02	CORRECTO
3	SDY	2.8	8.4	0.0052	0.0233	0.0024	0.0109	0.0196	0.011 < 0.02	CORRECTO
2	SDY	2.8	5.6	0.0027	0.0123	0.0019	0.0085	0.0196	0.008 < 0.02	CORRECTO
1	SDY	2.8	2.8	0.0009	0.0039	0.0009	0.0039	0.0196	0.004 < 0.02	CORRECTO



OBTENCIÓN DE LAS CORTANTES DE DISEÑO

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	SEX	Bottom	0.00	-262.23	0.00	1250.24	0.00	-4261.55

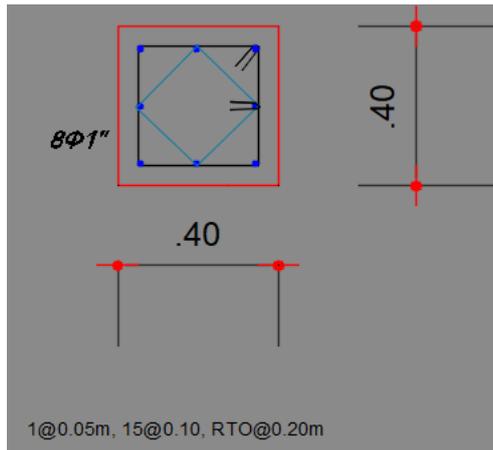
Story1	SEY	Bottom	0.00	0.00	-262.23	-3046.68	4237.15	0.00
Story1	SDX Max	Bottom	0.00	191.11	5.08	780.92	63.41	3124.33
Story1	SDY Max	Bottom	0.00	5.34	192.33	2253.37	3156.35	66.24

V(ton)	SISMO ESTÁTICO		SISMO DINÁMICO	
	X	Y	X	Y
	262.232	262.232	191.112	192.332

% SISMO ESTÁTICO		SISMO DINÁMICO		Factor de escalamiento	
80%X	80%Y	X	Y	X	Y
209.786	209.786	191.112	192.332	1.0977	1.0907

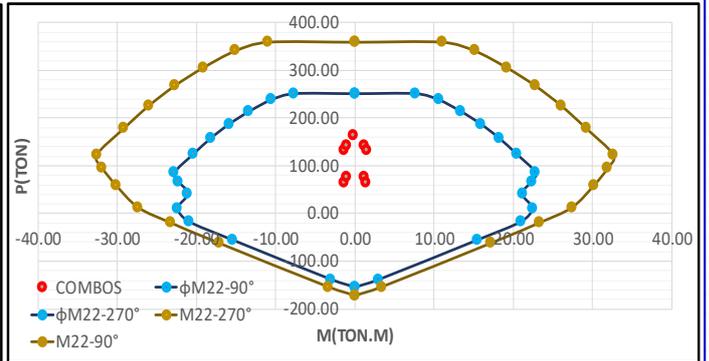
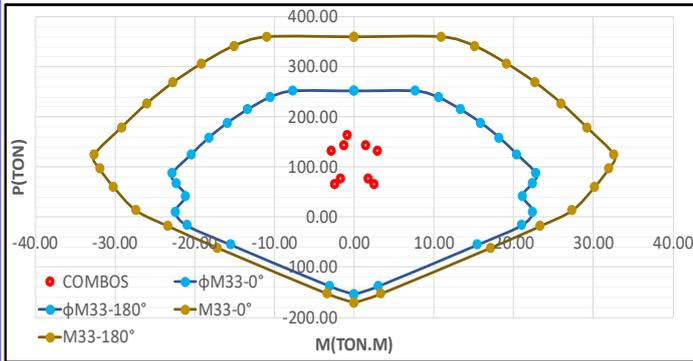
5. DISEÑO DE COLUMNAS Y PLACAS

COLUMNA C1 1°-4°

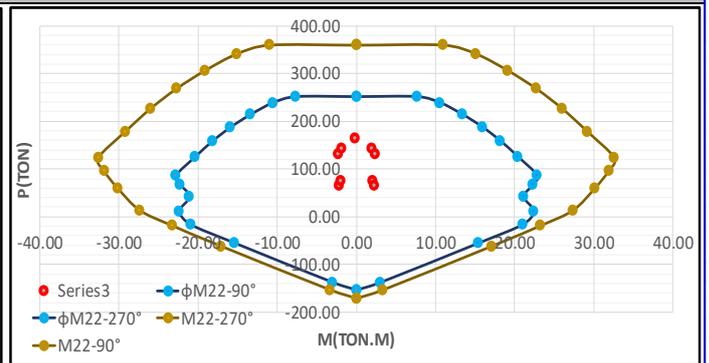
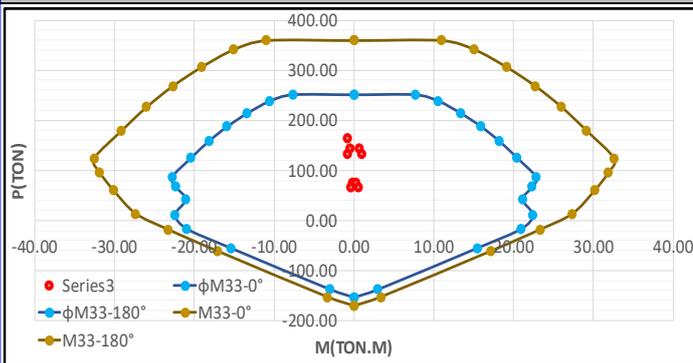


CASO	ESTACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
DEAD	0	-79.67	-0.46	-0.07	0.00	-0.12	-0.39
LIVE	0	-31.33	-0.24	-0.01	0.00	-0.03	-0.21
SX	0	5.42	1.04	0.61	0.10	1.26	2.12
SY	0	0.29	0.07	1.04	0.03	2.12	0.15

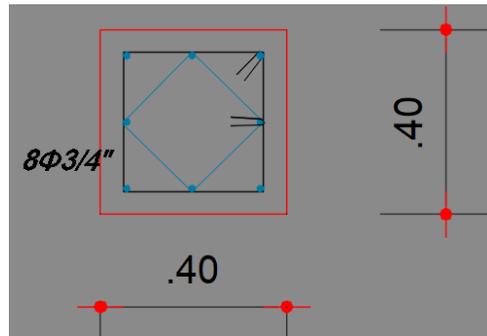
SIS XX



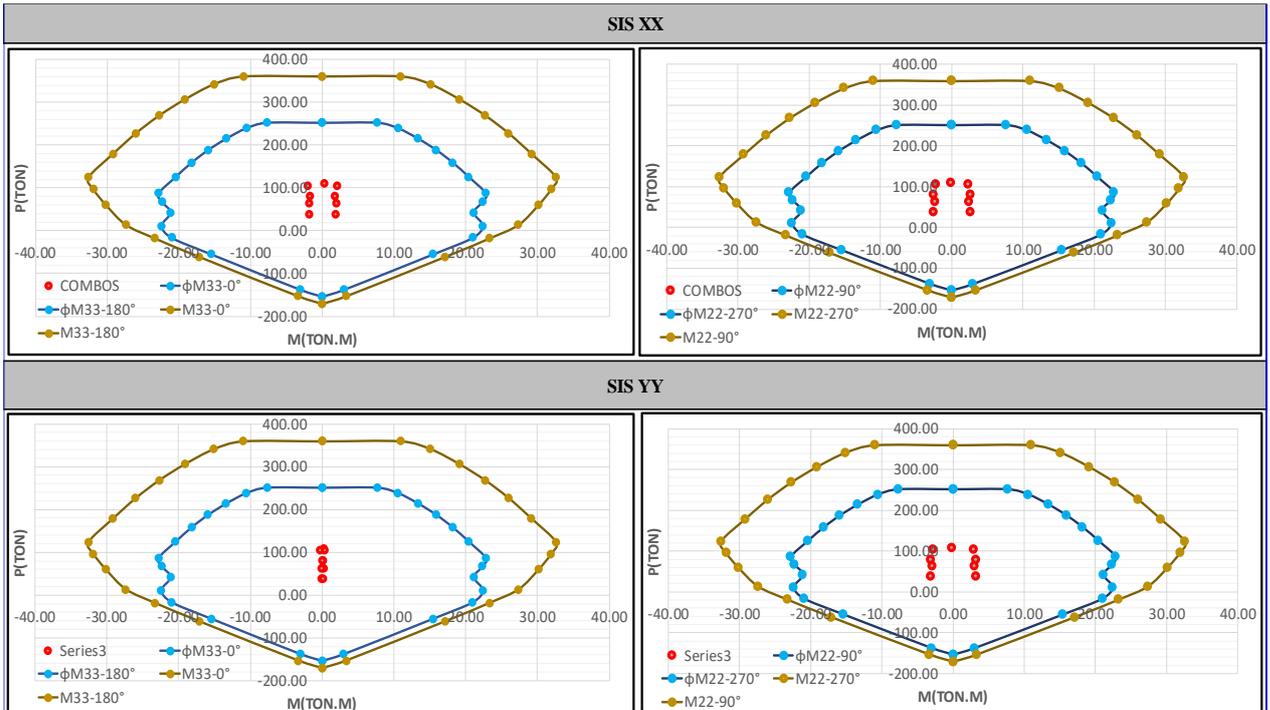
SIS YY



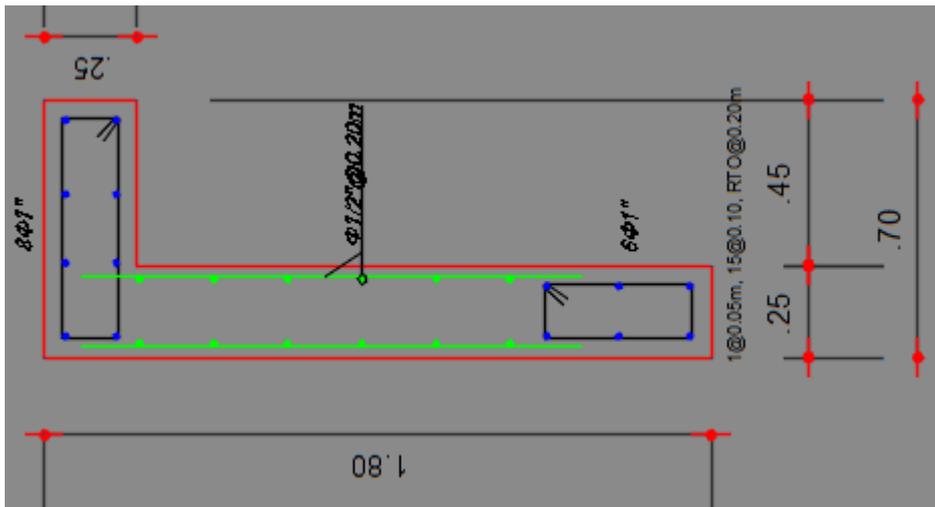
COLUMNA C1 5°-8°



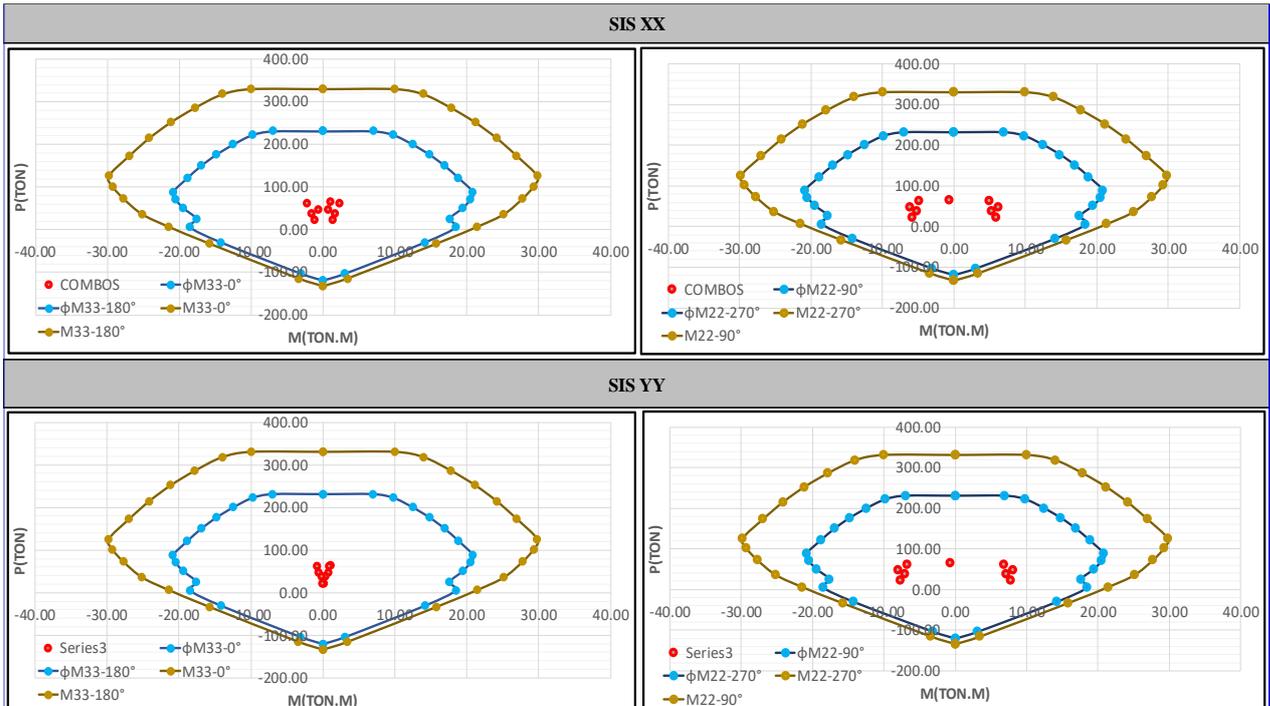
CASO	ESTACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
DEAD	0	-57.5258	0.01	-0.06	0.00	-0.10	0.03
LIVE	0	-17.35	0.11	-0.02	0.00	-0.03	0.11
SX	0	12.50	0.76	1.61	0.10	2.47	1.87
SY	0	0.73	0.05	1.96	0.03	3.04	0.13



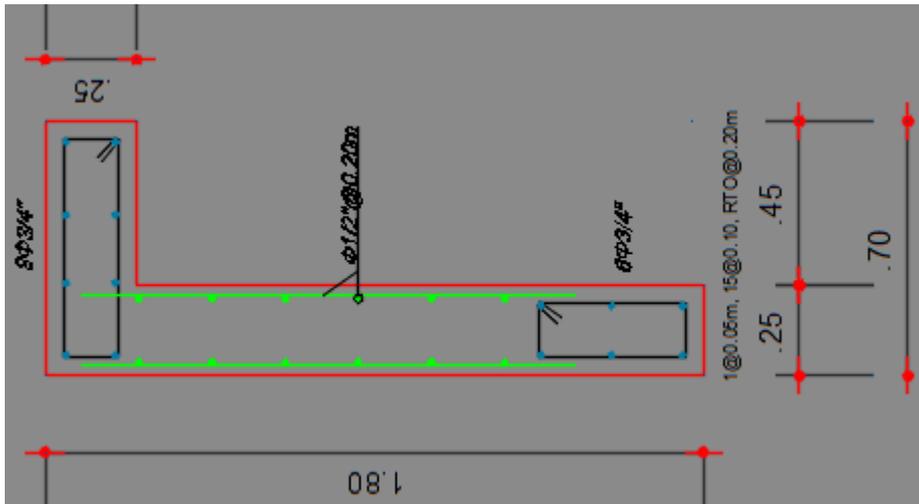
PLACA P1 1°- 4° PISO



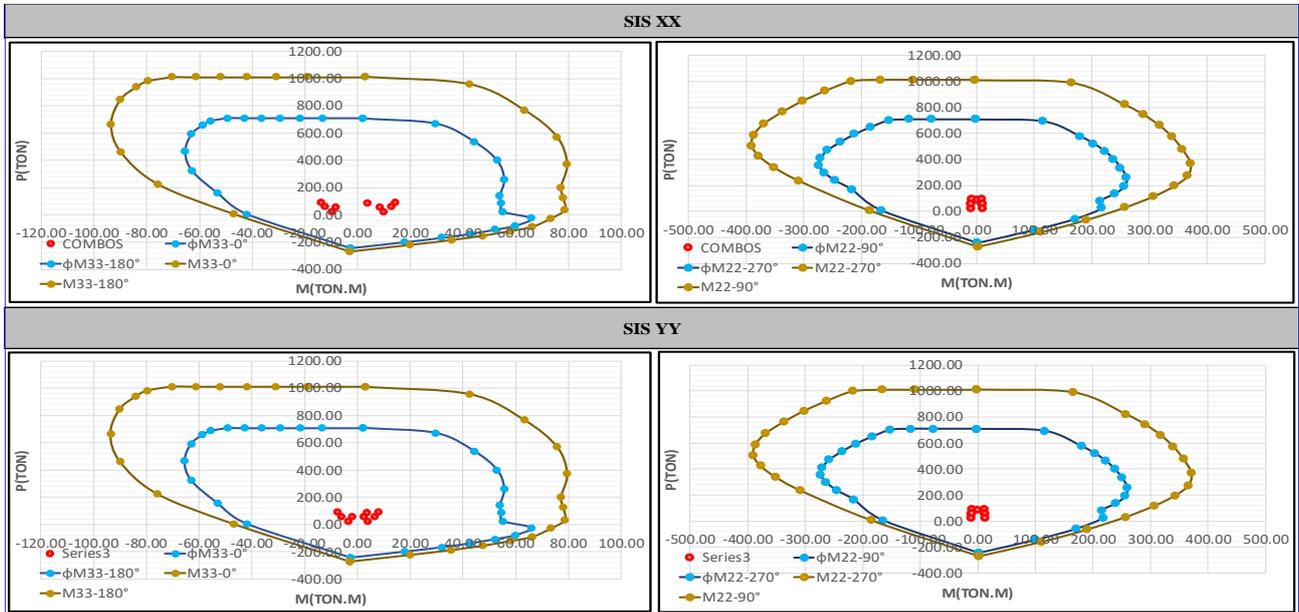
CASO	ESTACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
DEAD	0	-34.4568	0.18	-0.28	0.00	-0.38	0.22
LIVE	0	-10.40	0.31	-0.08	0.00	-0.10	0.39
SX	0	7.52	1.10	4.27	0.27	5.55	1.46
SY	0	0.43	0.06	5.68	0.08	7.42	0.08



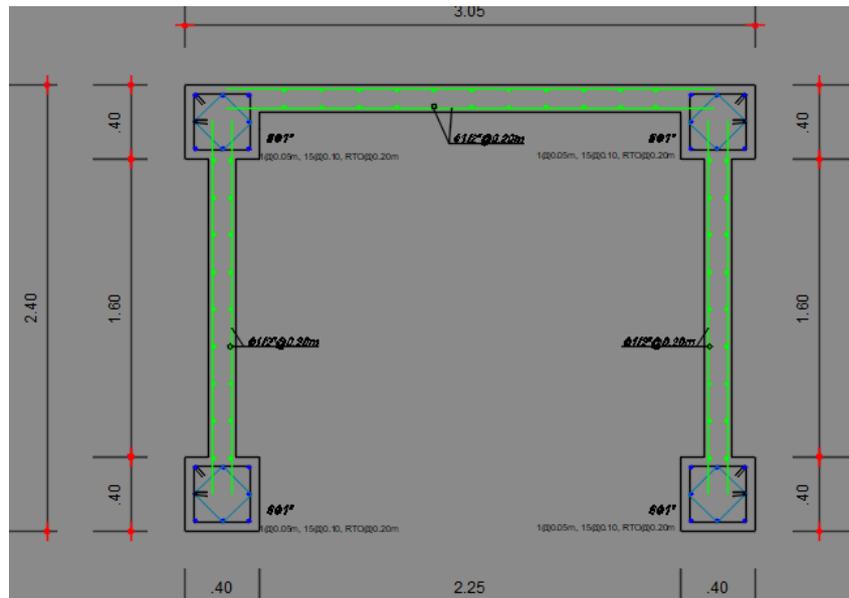
PLACA P1 5°- 8° PISO



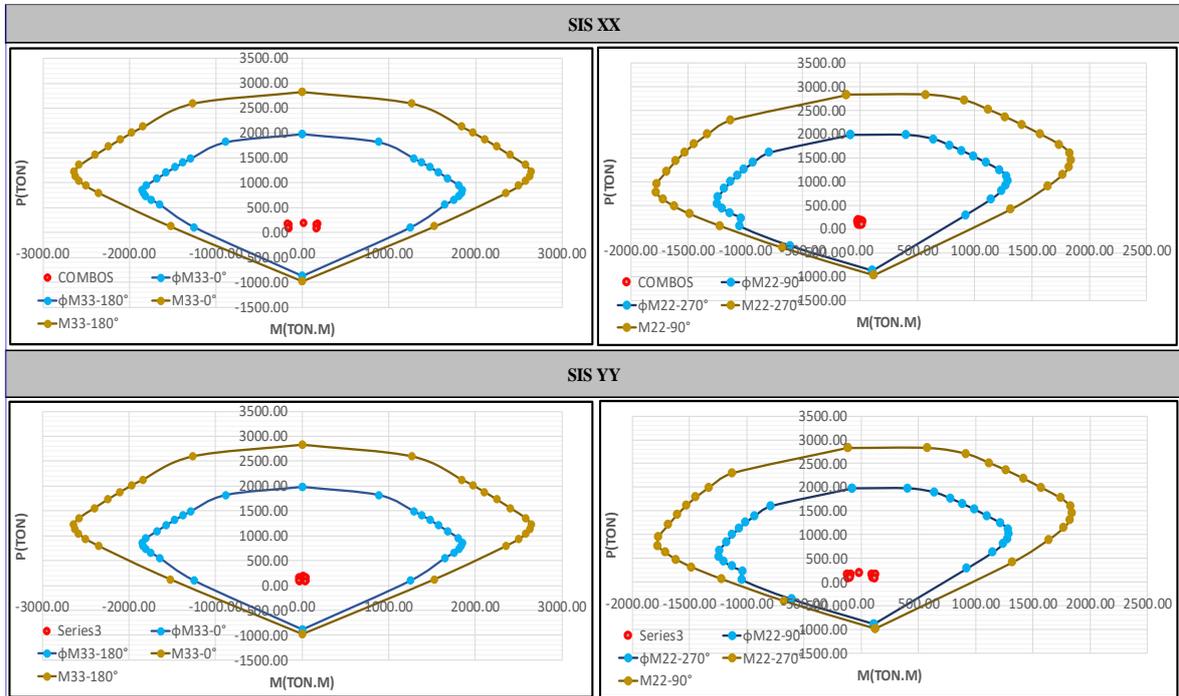
CASO	ESTACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
DEAD	0	-49.7423	0.74	0.33	-0.10	-0.35	1.51
LIVE	0	-11.67	0.51	0.02	-0.12	-0.18	0.80
SX	0	18.00	5.35	5.51	3.22	9.67	11.21
SY	0	15.71	2.51	7.17	2.70	11.64	4.98



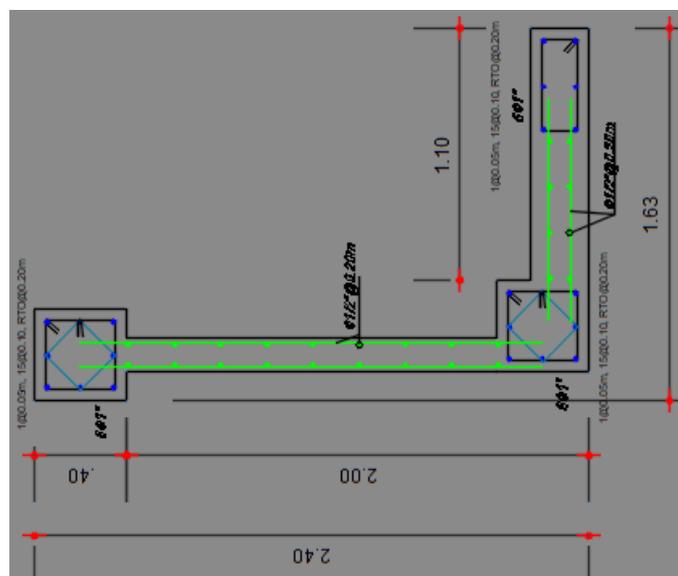
PLACA P2 1°- 4° PISO



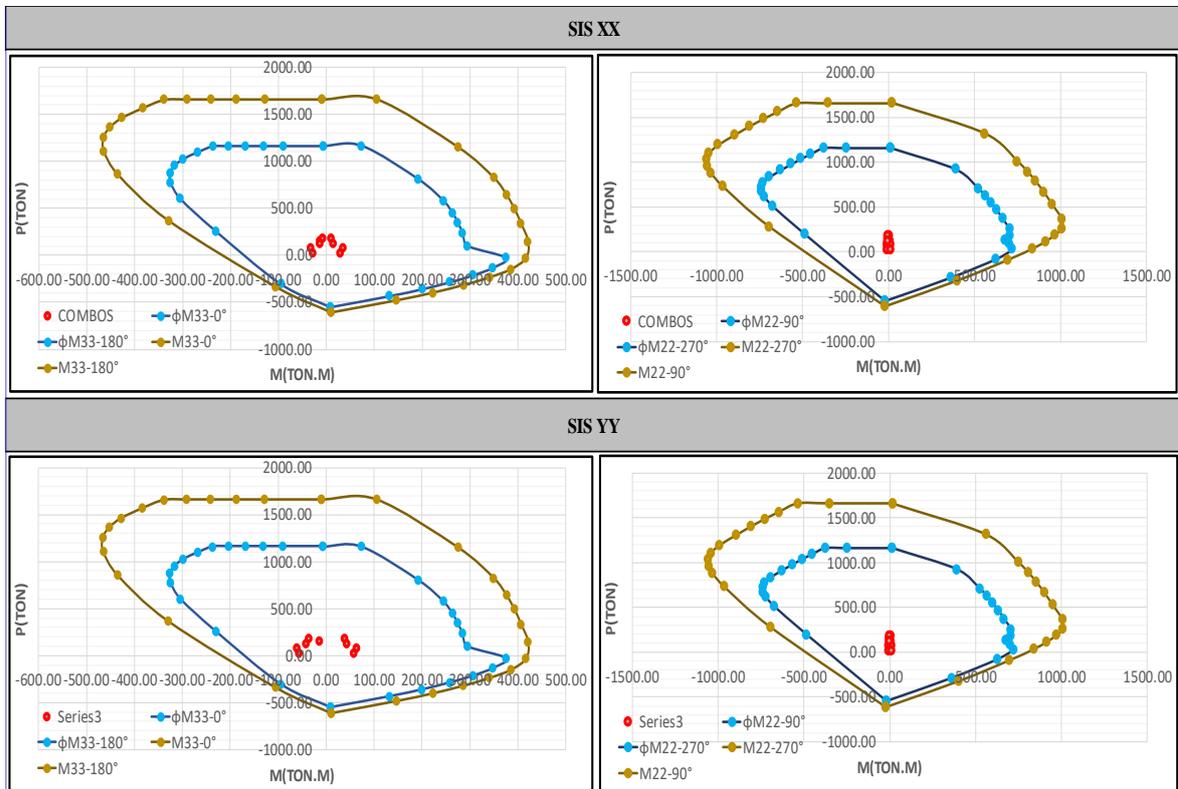
CASO	ESTACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
DEAD	0	-112.0719	0.54	1.06	-0.96	-9.47	4.44
LIVE	0	-25.62	0.13	0.34	-0.24	-2.52	1.18
SX	0	5.44	38.97	2.81	78.41	7.34	165.08
SY	0	87.50	8.12	48.59	18.73	107.94	34.93



PLACA P3 1°- 4° PISO



CASO	ESTACIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
DEAD	0	-86.4627	-2.714	-1.8387	1.3339	-1.8778	-8.0876
LIVE	0	-20.6123	-0.5	-0.8242	0.6791	-0.9539	-1.9098
SX	0	51.6962	12.384	9.2253	9.5497	8.1162	21.1248
SY	0	44.8044	21.3879	3.8589	5.6883	6.4689	49.907



6. DISEÑO DE VIGAS

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

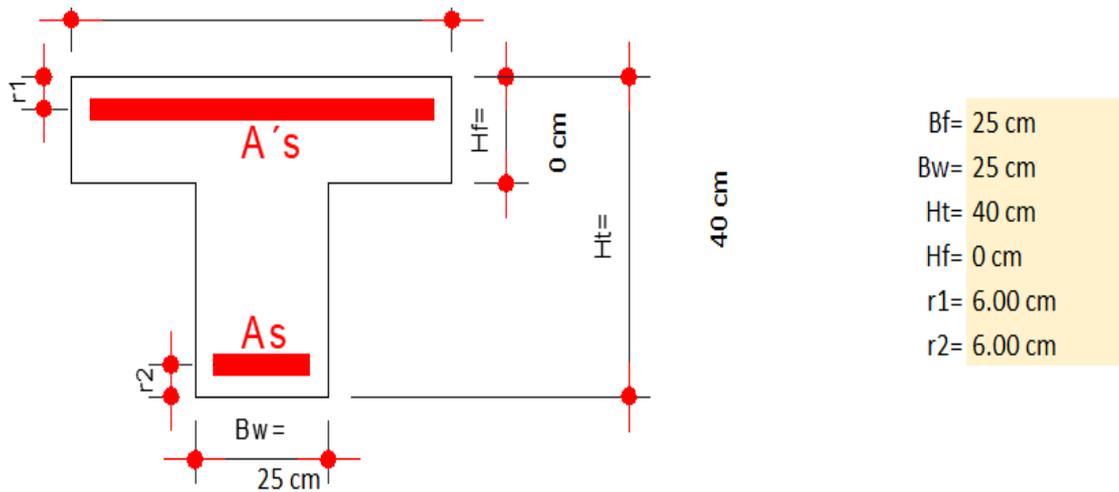
a) PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO GRADO 60

Esfuerzo de Fluencia	$f_y =$	4200 kg/cm ²
R ^o mín. tracción a la rotura	$f_u =$	6300 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_s =$	2000000 kg/cm ²
Deformación Unitaria Máx.	$\epsilon_y = f_y / E_s =$	0.0021

b) PROPIEDADES DEL CONCRETO

Resistencia a la Compresión	$f'c=$	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c=$	217370.65 kg/cm ²
Deformación Unitaria Máx.	$\epsilon_{cu}=$	0.003
Módulo de Poisson	$\nu =$	0.15
Módulo de Corte	$G=$	94508.98 kg/cm ²

c) CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN



d) DISEÑO POR FLEXIÓN

$\beta_1 =$	0.85	$D =$	34.00 cm
$\Phi_{\text{flexión}} =$	0.9	$d' =$	6.00 cm
$P_{\text{mín}} =$	0.0024	$A_{s\text{mín}} =$	2.05 cm ²
$P_b =$	0.0213	$A_{s\text{máx}} =$	13.55 cm ²
$\rho_{\text{máx}} = 0.75p_b =$	0.0159		

I. VIGA

$$\rho = \left(\frac{f'c}{f_y} \right) * \left(0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 * Mu}{\phi * f'c * b * d^2}} \right)$$

(-) (-) (-)

M(kg.m)	5812.12	1227.17	3775.57
P	0.0057	0.0011	0.0036
As	4.85 cm ²	0.97 cm ²	3.07 cm ²
φ1	5/8"	5/8"	5/8"
Ascol	6.00 cm ²	4.00 cm ²	6.00 cm ²
	(+)	(+)	(+)
M(kg.m)	2149.78	306.31	2304.39
P	0.0020	0.0003	0.0022
As	1.71 cm ²	0.24 cm ²	1.84 cm ²
φ1	5/8"	5/8"	5/8"
Ascol	4.00 cm ²	4.00 cm ²	4.00 cm ²

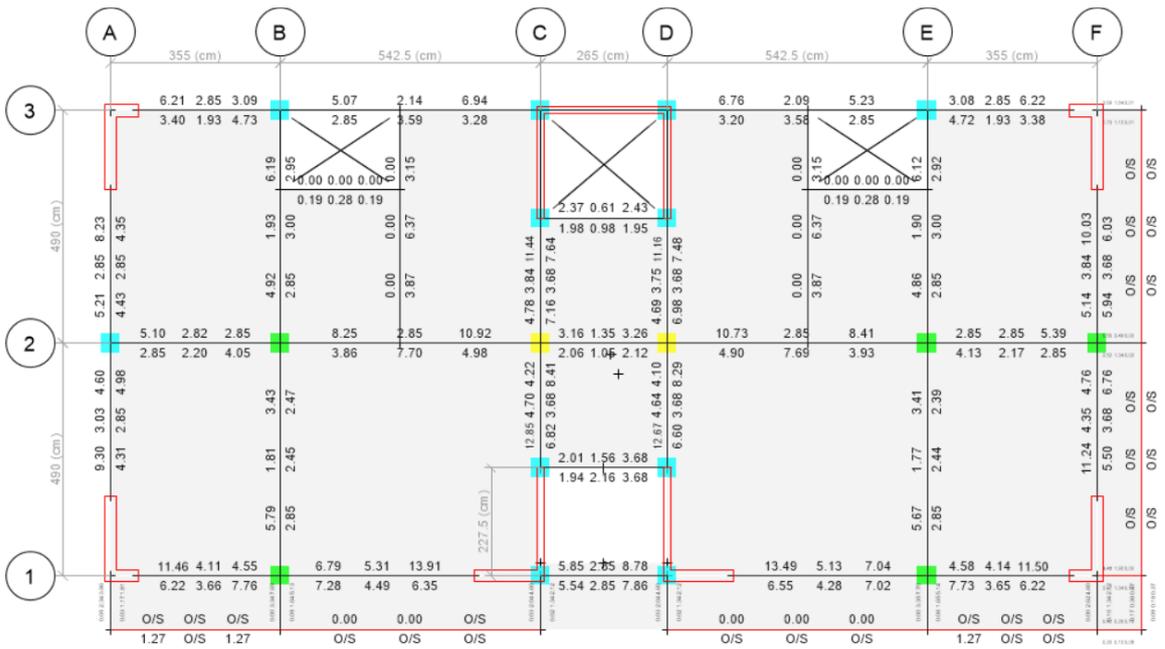
II. CORTE DE ACERO

ACEROS RESISTENTES

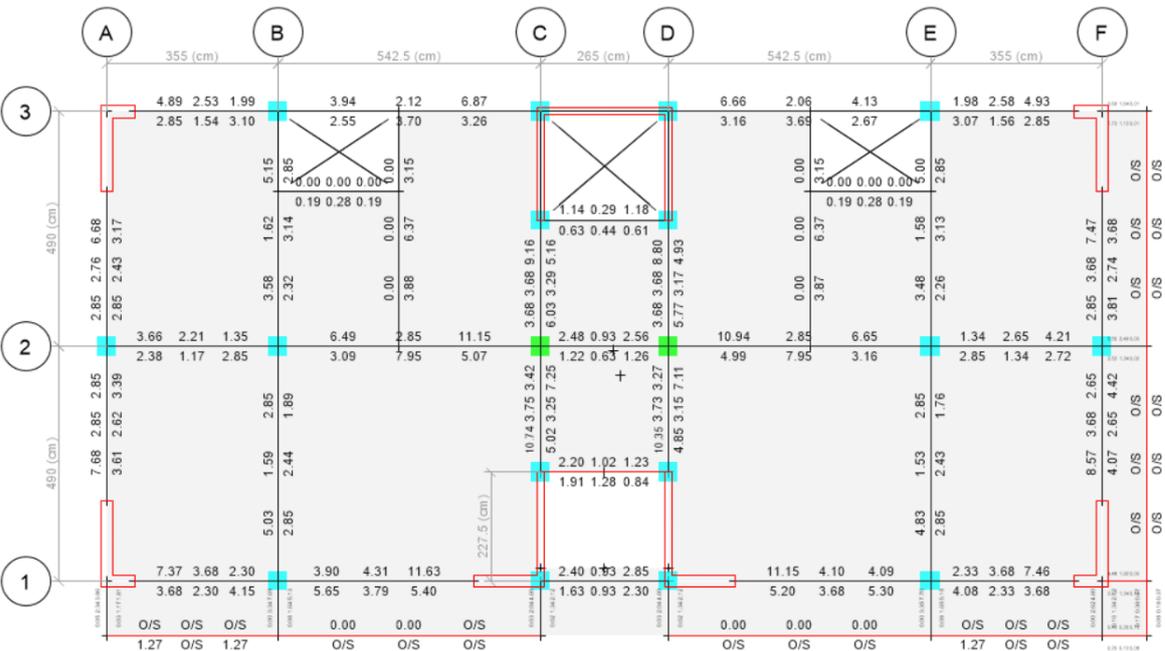
	(-)	(-)	(+)
φ1	3/4"	1/2"	1/2"
n1	2	2	2
φ2	1/2"	1/2"	1/2"
n2	0	0	0
As resistente=	5.68 cm ²	2.58 cm ²	2.58 cm ²
a=	5.35 cm	2.43 cm	2.43 cm
Mr=	6726.04 kg.m	3197.41 kg.m	3197.41 kg.m
L(teórica)=	50.00 cm	57.50 cm	24.75 cm
d=	34.00 cm	34.00 cm	34.00 cm
12db=	22.86 cm	15.24 cm	15.24 cm
L (corte)=	90.00 cm	100.00 cm	60.00 cm

e) DISEÑO POR CORTE

CM=	835 kg/m	834.25
CV=	200 kg/m	
L=	2.55m	



PLANTA 4TO PISO CUANTIA DE ACERO (CM2)



PLANTA 8VO PISO CUANTIA DE ACERO (CM2)

7. CÁLCULO DE DOTACIÓN, MÁXIMA DEMANDA SIMULTÁNEA, DIMENSIONES DE TANQUE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO, EQUIPO DE BOMBEO Y TUBERÍA DE IMPULSIÓN Y ALIMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN.

I.- CALCULO DE DOTACION

Estará de acuerdo con el área total del lote según la siguiente tabla
(RNE IS- 010)

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento, L/d
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

Vivienda multifamiliar	Nº DORM. X PISO	Nº PISOS	DOTACION	37800
	4	7	1350	lt/dia

TOTAL	37800	lt/dia
--------------	--------------	---------------

Convirtiendo en m3	37.8	m3
--------------------	-------------	-----------

II.- CÁLCULO DE VOLUMEN DE TANQUE CISTERNA (TC) Y TANQUE ELEVADO (TE)

Como nuestro diseño es un sistema indirecto constara de un tanque cisterna acompañado de un tanque elevado entonces:

A) TANQUE CISTERNA

$$VTC = 3/4 \times \text{dotacion diaria m3}$$

$$VTC = 28.35 \text{ m3} = 28.35 \text{ m3}$$

B) TANQUE ELEVADO

$$VTE = 1/3 \text{ Dotacion diaria m3}$$

VTE =	12.6	m3	=	13	m3
-------	------	----	---	----	----

C) DIMENSIONES DE TANQUE CISTERNA

La relación entre largo y ancho es de 1/2 ó 1/2.5 ó 2/3
 Preveer una altura de seccion menor o igual a 2 ó 2.5 m
 Espesor de pared 20 cm
 Altura libre 30cm

L x A x h = VOL CISTERNA	
---------------------------------	--

VTC =	28	m3
Altura util =	2.3	
L X A X H =	28	m3
L X A X 2.3 =	28	m3

L x A = 12.326 m2

Por la proporción 1:2

2a x a =	12.326
a ² =	6.163
a=	2.483

h= Altura	2.30	2.30
L= largo	4.97	5.00
A= ancho	2.48	2.50

D) DIMENSIONES DE TANQUE ELEVADO (El tanque elevado se proyecta como prefabricado rotoplas, este es un ejemplo si se construirian el tanque elevado de concreto armado).

V = a x a x Hu	
-----------------------	--

VTE =	13	m3
Hu =	2.3	
13	=	a ² x 2.30
a ²	=	5.48
a	=	2.34 = 2.3

III.- PRESIÓN Y DIÁMETRO DE MEDIDOR

A) PRESIÓN DE AGUA

La presión en la matriz según SEDAM es 25 lb/p2

B) MÁXIMA DEMANDA DIARIA

$$\text{MDD} = \text{dotacion} \times 1 \text{ dia} / 86400 \text{ seg}$$

dotación 37800

$$\text{MDD} = 0.438 \text{ lt/seg}$$

1lt/seg = 15.8 gal/min

$$\text{MDD} = 6.913 \text{ gal/min}$$

C) PRESIÓN EN MEDIDOR

$$\text{PM} = \text{HT} + \text{HF} + \text{PS}$$

PM = presión en la red publica

PS= presión de salida mínima (5lb/pul2 ó 3.5m)

$$\text{HF} = \text{PM} - \text{HT} - \text{PS}$$

HF= perdida de carga

HT = altura estática del edificio

$$\text{HFM} = 0.5 \times \text{HF}$$

HFM = Perdida de carga en el medidor

PM = 25.0 lb/p2
 PS = 5.0 lb/p2
 HT = 1.8 m
 Factr 1.4 para pasar de m lb/p2

$$\text{HF} = 17.5$$

$$\text{HFM} = 8.7$$

ABACO DE MEDIDOR

DIAMETRO	PERDIDA DE CARGA
5/8 "	10.5 lb/p2 (7.15)
3/4"	3.8 lb/p2 (2.66)
1"	1.7 lb/p2 (1.18)

DIÁMETRO DE MEDIDOR

D = 2"

IV.- MÁXIMA DEMANDA SIMULTANEA (MDS)

Usamos método HUNTER o Gastos Probables

1/2 Baño

inodoro

3 HU

	Lavatorio	1 HU
Baño completo	inodoro	3 HU
	Lavatorio	1 HU
	Ducha	2 HU

				CANTIDAD		
Baño completo	=	2	UH	14	28	UH
1/2 Baño	=	1	UH	0	1	UH
Lavadero Ropa	=	1	UH	14	3	UH
Lavadero Platos	=	1	UH	14	14	UH
	TOTAL	46	UH			

TOTAL, UH POR 3 PISOS	=	138	UH
------------------------------	---	------------	-----------

SEGÚN TABLA ANEXO N° 03 DEL IS - 010

Nº Unidades	Gasto Probable (tanque)	
130	1.91	lts/s
140	1.98	lts/s

para nuestro caso que salio 198 se tiene que interpolar

130	1.91		
138	x	X =	1.966 Caudal de bombeo
140	1.98		

Verificando Velocidad

V =	1.974	*	Q/D2
-----	-------	---	------

V =	1.72
-----	------

Ojo. V siempre tiene que ser menor que 3

SEGÚN TABLA ANEXO N° 03 DEL IS - 010

Vmin =	0.6	m/s
Vmax =	3	m/s

Diametro	Vmax(m/s)	
15 (1/2")	1.90	0.5
20 (3/4")	2.20	0.75
25 (1")	2.48	1
32 (1 1/4")	2.85	1.25
40 y mas (1 1/2" y mas)	3.00	1.5

Tanteando D 1/2" = 15.0

TUBERIA ALIMENTACION D 1/2" = 1.72

DIÁMETRO DE TUBERÍA DE ALIMENTACIÓN D 3/4"

V.- TUBERIA DE IMPULSION

$$\text{Diam Imp} = 1.3(\text{Xelevado a la } 0.25) * \text{RaizQ}$$

Donde:

X= Faccion horaria de bombeo =
18/24

Q = caudal de bombeo

$$X = 0.75$$

DIÁMETRO DE TUBERÍA DE IMPULSIÓN 1.69629

Diámetro Comercial = 2 "

VI.- TUBERIA DE SUCCION (Sera un diámetro superior al de impulsión)

Diam succ = 3 "

hL = 0.0755318 3 "

hl TOTAL = 2 "

**FINALMENTE
HALLANDO
LA ALTURA
DINÁMICA
TOTAL**

HDT = 0.1687172

D)

**PB = (Hdt (m)
X Q(lps) / 75 x
n) x 100**

n = eficiencia
de la bomba
80%

26.428354 m

Pb =

VIII.- POTENCIA DE BOMBA

Pm = 0.84 HP

Pm =

20%+Pbomba HP

1.00 HP

CUADRO DE CARGAS

NIVEL	USO	AREA M2	CU	PI (KW)	FD %	MD (KW)	I (A)
1RA PLANTA	MULTIFAMILIAR	185.7	25	4.6425	*	2.92	36.31
		Therma		1.2	1	1.2	
		Cargas Moviles		1.5	1	1.5	
	Area Libre	165.92	5	0.8296	1	0.8296	
	Electrobomba	1 HP		0.735	1	0.735	
						7.19	

2DA PLANTA	MULTIFAMILIAR	231	25	5.775	*	3.32	30.41
		Therma		1.2	1	1.2	
		Cargas Moviles		1.5	1	1.5	
						6.02	

3RA - 8VA PLANTA	MULTIFAMILIAR	231	25	5.775	*	3.32	30.41
		Therma		1.2	1	1.2	
		Cargas Moviles		1.5	1	1.5	
						6.02	

* Vivienda	FD	Primeros 2KW (2000 W) o menos	100%
		Siguientes 118KW (118000)	35%

8. DATOS QUE SE INGRESARON AL ETABS:
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

CONCRETO F'C=210KG/CM2

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/cm³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

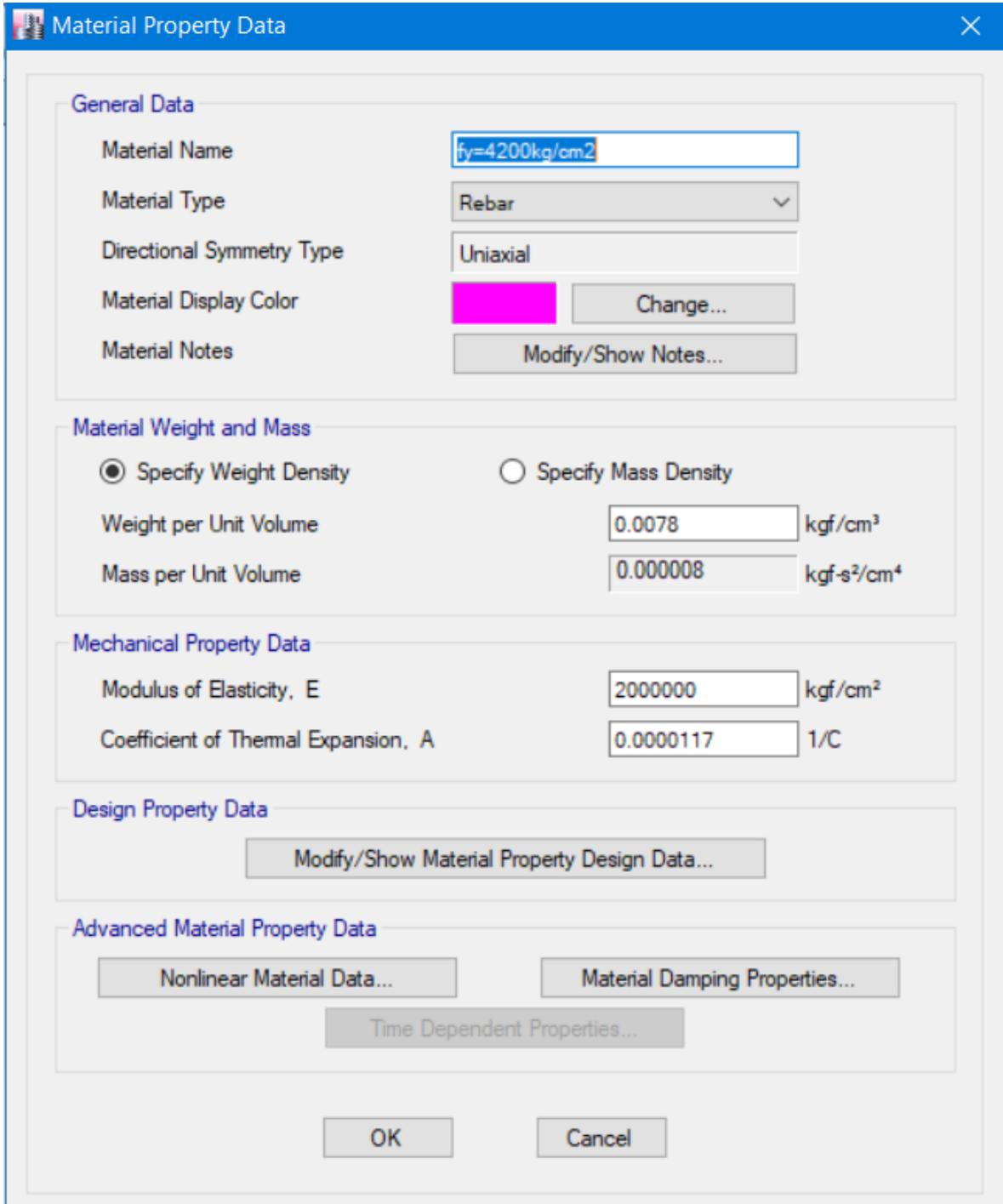
Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

ACERO FY=4200KG/CM2

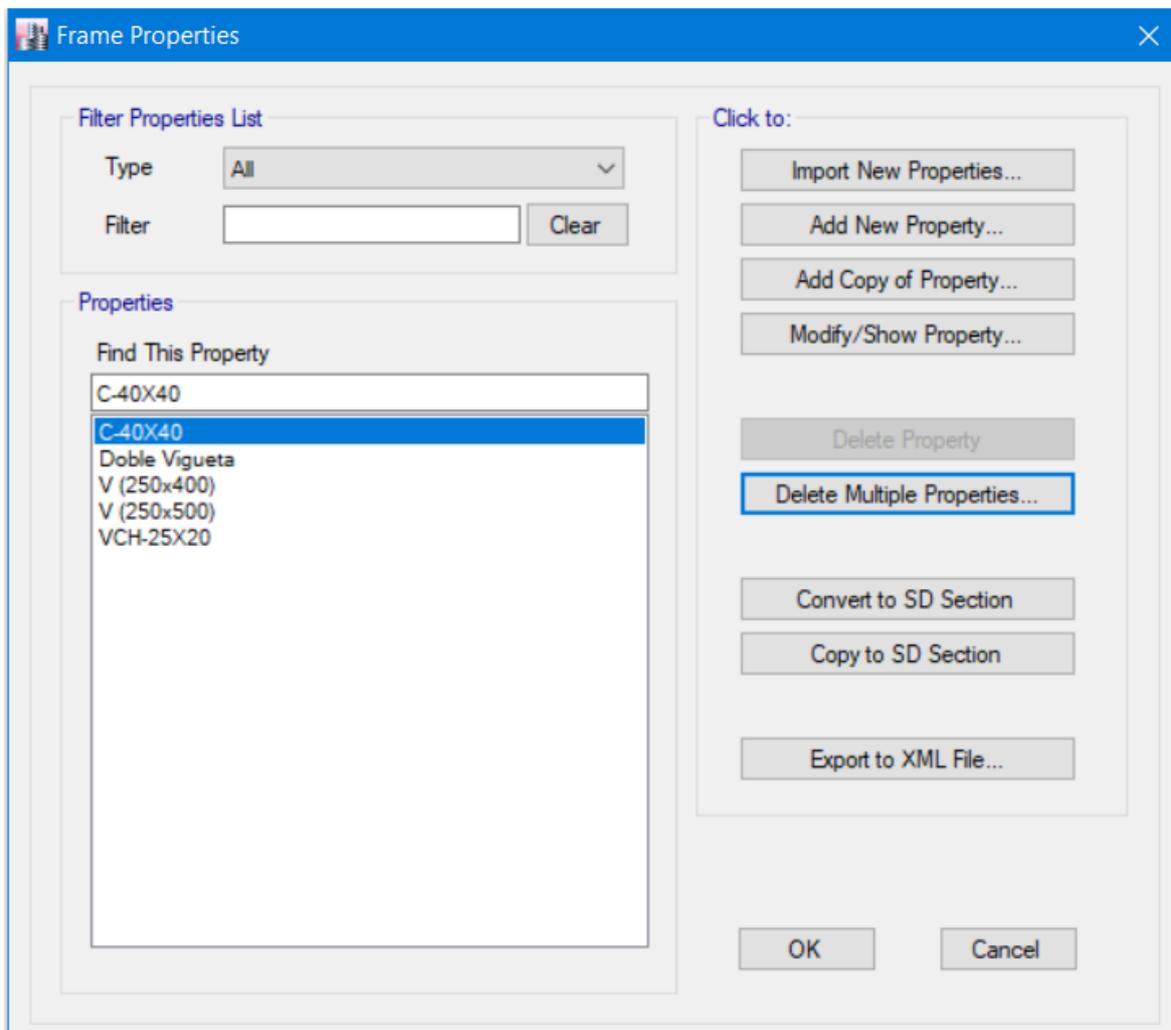


The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a blue header bar and a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

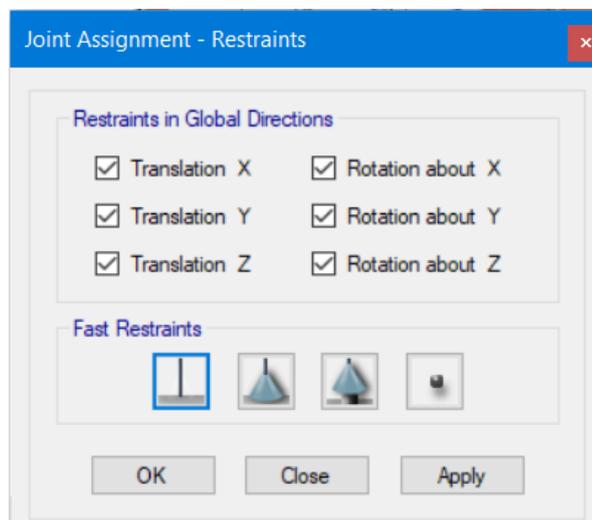
- General Data:** Contains fields for "Material Name" (text input with "fy=4200kg/cm2"), "Material Type" (dropdown menu with "Rebar"), "Directional Symmetry Type" (text input with "Uniaxial"), "Material Display Color" (a magenta color swatch and a "Change..." button), and "Material Notes" (a "Modify/Show Notes..." button).
- Material Weight and Mass:** Features two radio buttons: "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density". Below are two text input fields: "Weight per Unit Volume" (0.0078 kgf/cm³) and "Mass per Unit Volume" (0.000008 kgf-s²/cm⁴).
- Mechanical Property Data:** Includes "Modulus of Elasticity, E" (2000000 kgf/cm²) and "Coefficient of Thermal Expansion, A" (0.0000117 1/C).
- Design Property Data:** Contains a single "Modify/Show Material Property Design Data..." button.
- Advanced Material Property Data:** Contains three buttons: "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", and "Time Dependent Properties..." (which is disabled).

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

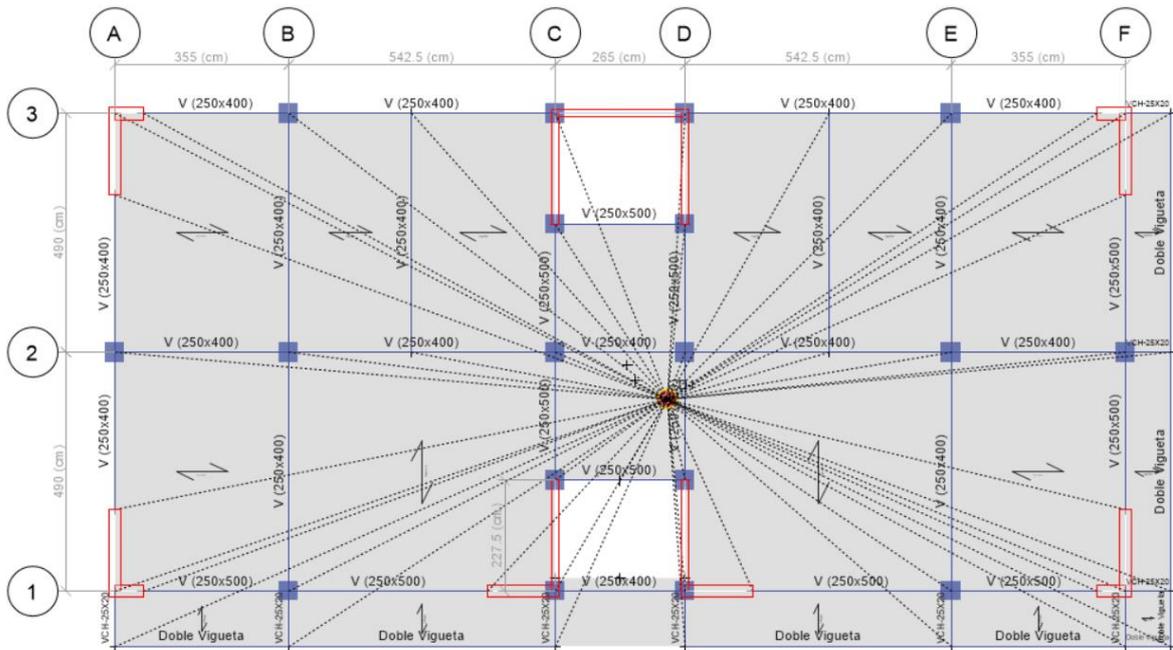
SECCIONES:



CONDICIONES DE APOYO:



DIAFRAGMA RÍGIDO:



CARGAS Y ANÁLISIS DE CENTRO DE MASAS Y RIGIDECES

PATRÓN DE CARGAS

Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
Peso Propio	Dead	1	
CV	Live	0	
CM	Superimposed Dead	0	
CVT	Reducible Live	0	
SEX	Seismic	0	User Coefficient
SEY	Seismic	0	User Coefficient

ESPECTRO DE RESPUESTAS

Name	Period sec	Acceleration	Damping %
E030-R=6	0	0.1677	5
E030-R=6	0.1	0.1677	
E030-R=6	0.2	0.1677	
E030-R=6	0.3	0.1677	
E030-R=6	0.4	0.1677	
E030-R=6	0.5	0.1677	
E030-R=6	0.6	0.1677	
E030-R=6	0.7	0.1438	
E030-R=6	0.8	0.1258	
E030-R=6	0.9	0.1118	
E030-R=6	1	0.1006	

Name	Period sec	Accelerati on	Damping %
E030-R=6	1.2	0.0839	
E030-R=6	1.5	0.0671	
E030-R=6	1.7	0.0592	
E030-R=6	2	0.0503	
E030-R=6	2.5	0.0322	
E030-R=6	3	0.0224	
E030-R=6	3.5	0.0164	
E030-R=6	4	0.0126	
E030-R=6	5	0.00805	
E030-R=6	8	0.003145	
E030-R=6	11	0.001663	
E030-R=6	15	0.000894	

REACCIONES EN LA BASE

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm	X cm	Y cm	Z cm
Peso Propio	0	0	771822.03	353449245	-805834695	0	0	0	0
CV	0	0	363697.78	148631078.79	-391954612	0	0	0	0
CM	0	0	727574.87	281707050.9	-781937214	-6.774E-05	0	0	0
CVT	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SEX	-262231.97	0	0	0.0001448	-426155275	125023571.66	0	0	0
SEY	0	-262231.97	0	423715297.44	0.0002871	-304667568	0	0	0
SDX Max	191112.14	5082.78	0	6340671.01	312432774.1	78091910.22	0	0	0
SDY Max	5335.55	192332.21	0	315634681.64	6623994.16	225336541.94	0	0	0
DERIVA SDX Max	1146672.85	30496.68	0	38044026.09	1874596645	468551461.34	0	0	0
DERIVA SDX Min	-1146672.85	-30496.68	0	38044026.09	1874596645	-468551461	0	0	0
DERIVA SDY Max	32013.3	1153993.25	0	1893808090	39743964.94	1352019252	0	0	0
DERIVA SDY Min	-32013.3	-1153993.25	0	1893808090	39743964.94	1352019252	0	0	0
SX Max	209783.8	5579.37	0	6960154.57	342957456.13	85721489.85	0	0	0
SX Min	-209783.8	-5579.37	0	-6960154.57	-342957456	85721489.85	0	0	0
SY Max	5819.48	209776.74	0	344262747.26	7224790.43	245774566.29	0	0	0
SY Min	-5819.48	-209776.74	0	-344262747	-7224790.43	-245774566	0	0	0
1.4CM+1.7CV	0	0	2717441.89	1141891648	2889203514	-0.0001139	0	0	0
1.25(CM+CV)+ SX Max	209783.8	5579.37	2328868.36	986694372.94	-2131700696	85721489.85	0	0	0
1.25(CM+CV)+ SX Min	-209783.8	-5579.37	2328868.36	972774063.79	2817615608	85721489.85	0	0	0
1.25(CM+CV)+ SY Max	5819.48	209776.74	2328868.36	1323996966	2467433362	245774566.29	0	0	0
1.25(CM+CV)+ SY Min	-5819.48	-209776.74	2328868.36	635471471.1	2481882943	-245774566	0	0	0

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm	X cm	Y cm	Z cm
09CM+-SX Max	209783.8	5579.37	1349457.21	578600820.88	-1086037263	85721489.85	0	0	0
09CM+-SX Min	-209783.8	-5579.37	1349457.21	564680511.74	-1771952175	85721489.85	0	0	0
09CM+-SY Max	5819.48	209776.74	1349457.21	915903413.57	-1421769929	245774566.29	0	0	0
09CM+-SY Min	-5819.48	-209776.74	1349457.21	227377919.04	-1436219509	-245774566	0	0	0
ENVOLVENTE Max	209783.8	209776.74	2717441.89	1323996966	-1086037263	245774566.29	0	0	0
ENVOLVENTE Min	-209783.8	-209776.74	1349457.21	227377919.04	-2889203514	-245774566	0	0	0

CENTRO DE MASAS Y RIGIDECES

Story	Diaphragm	Mass X kgf-s ² /cm	Mass Y kgf-s ² /cm	XCM cm	YCM cm	Cumulati ve X kgf-s ² /cm	Cumulati ve Y kgf-s ² /cm	XCCM cm	YCCM cm	XCR cm	YCR cm
Story1	D1	195.3311	195.3311	1060.241	431.769	195.3311	195.3311	1060.241	431.769	1036.736	502.632
Story2	D2	195.2342	195.2342	1060.256	432.039	195.2342	195.2342	1060.256	432.039	1044.363	561.33
Story3	D3	192.9028	192.9028	1060.621	425.536	192.9028	192.9028	1060.621	425.536	1051	558.099
Story4	D4	192.9028	192.9028	1060.621	425.536	192.9028	192.9028	1060.621	425.536	1057.014	537.148
Story5	D5	192.9028	192.9028	1060.621	425.536	192.9028	192.9028	1060.621	425.536	1062.488	511.446
Story6	D6	192.9028	192.9028	1060.621	425.536	192.9028	192.9028	1060.621	425.536	1067.453	484.801
Story7	D7	192.9028	192.9028	1060.621	425.536	192.9028	192.9028	1060.621	425.536	1071.792	459.52
Story8	D8	177.0822	177.0822	1063.7	428.972	177.0822	177.0822	1063.7	428.972	1075.012	441.047
Story9	D9	36.4788	36.4788	1030	500.898	36.4788	36.4788	1030	500.898	1065.336	529.896