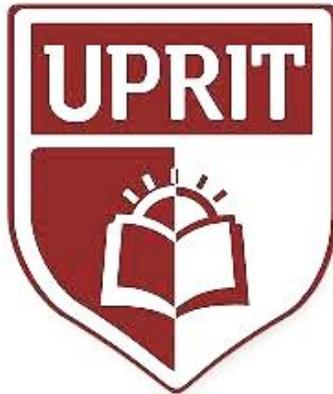


**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO  
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE  
CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, 2020.**

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:**

**Bach. Wendy Shyla Arévalo Paniagua  
Bach. Julio Oswaldo Arévalo Paniagua**

**ASESOR:**

**Ing. Josualdo Villar Quiroz, MBA**

**I  
TRUJILLO - PERU  
2021**

## APROBACIÓN DE LA TESIS

El (La) asesor(a) y los miembros del jurado evaluador asignados, **APRUEBAN** la tesis desarrollada por el Bachiller....., denominada:

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO  
EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, 2020.**

---

Ing. Josualdo Carlos Villar Quiroz  
**ASESOR**

---

Ing. Nombres y Apellidos  
**JURADO**  
**PRESIDENTE**

---

Ing. Nombres y Apellidos  
**JURADO**

---

Ing. Nombres y Apellidos  
**JURADO**

## **DEDICATORIA.**

A Dios por darnos salud y vida, agradecido por todas las oportunidades que nos dió para cumplir con una de nuestras metas.

A Nuestra madre por educarnos con valores, sin ellos no podríamos haberlo hecho solos, gracias por todos los consejos, y por siempre estar con nosotros.

A nuestra abuela, gracias por todas sus bondades con nosotros, siempre que necesitábamos su ayuda, siempre estuvo apoyándonos, además a todos nuestros amigos por contribuir con un granito de arena para cumplir mis metas.

**Bachiller:**

## **AGRADECIMIENTO**

Dios, por encaminarnos siempre el sendero de bien; por darnos la fortaleza necesaria durante el proceso de realización de nuestra tesis de investigación; además, por mostrarnos su infinito amor y bondad en cada momento de nuestra vida.

A nuestra madre, Sila Lucy Paniagua Montesinos por su apoyo constante y formar parte integral de este camino para llegar a ser un profesional, por cultivar en nosotros buenos valores, por enseñarnos a luchar por nuestras metas, por darnos esa fortaleza de seguir día a día, por convertirnos en hombres firmes en sus ideales.

**Bachiller:**

# INDICE

INDICE DE TABLAS	1
INDICE DE FIGURAS	2
RESUMEN	3
ABSTRACT	4
CAPÍTULO I	5
INTRODUCCIÓN	5
1.1. Realidad problemática	5
1.2. Formulación del problema	8
1.3. Justificación	8
1.4. Objetivos	9
1.5. Antecedentes	9
1.6. Bases teóricas	15
1.6.1. Diseño estructural:	15
1.6.2. Generalidades de sismos	15
1.6.3. Criterios de estructuración y diseño	19
1.6.4. Criterios de modelación de la estructura	20
1.6.5. SISTEMAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO	25
1.6.6. ANALISIS ESTATICO (Según la Norma E 030, 2018)	25
1.6.7. ANALISIS DINAMICO (Según la Norma E 030, 2018)	27
1.7. Formulación del problema	27
1.8. Variables	27
CAPÍTULO II MATERIALES Y METODOS	28
2.1. Diseño de investigación	28
2.2. Materiales de estudio	29
2.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	29
2.4. Operacionalización de variables	30

2.5 Procedimiento no Experimental	31
2.6 Desarrollo de tesis	33
2.6.1 Generalidades	36
2.6.2 Estructura	36
2.6.3 Condiciones generales de diseño	37
2.6.3 Normas Empleadas:	37
2.6.4 Cargas actuantes en la edificación:	37
2.6.4 Combinación de cargas:	38
2.6.5 Estructuración	38
2.6.6 Predimensionamiento	40
2.6.7 Metrado de cargas por gravedad	45
2.6.8 Análisis Sísmico	46
2.6.9 Diseño de los elementos estructurales	57
CAPITULO III RESULTADOS	67
CAPITULO IV DISCUSION	68
CAPITULO V CONCLUSIONES	69
CAPITULO VI RECOMENDACIONES	70
CAPITULO VII REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	71
ANEXOS	74

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Operacionalización de variables.....	31
Tabla 2. Tipos de columnas y áreas tributarias máximas.....	42
Tabla 3. Cálculo de la sección de las columnas centrales (C1).....	42
Tabla 4. Cálculo de la sección de las columnas perimetrales (C2).....	43
Tabla 5. Cálculo de la sección de las columnas perimetrales (C3).....	43
Tabla 6. Cálculo del espectro de aceleración inicial... ..	48
Tabla 7. Verificación de derivas en la dirección X.....	50
Tabla 8. Verificación de derivas en la dirección Y.....	50
Tabla 9. Cálculo del espectro de aceleración final.....	52
Tabla 10. Verificación de derivas finales en la dirección X.....	53
Tabla 11. Verificación de derivas finales en la dirección Y... ..	53
Tabla 10. Verificación de irregularidad torsional dirección X.....	54
Tabla 11. Verificación de irregularidad torsional dirección Y.....	54

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Tipos de Ondas.....	15
Figura 2 Anillo de fuego del pacífico.....	16
Figura 3 Mapa de zonificación.....	17
Figura 4 Brazo rígido viga-columna.....	20
Figura 5 Diafragma rígido.....	21
Figura 6 Equivalencia en un diafragma rígido.....	21
Figura 7 Idealización de masas concentradas.....	22
Figura 8 Centro de rigidez.....	23
Figura 9 Excentricidad producida por el desfase entre en CM y CR.....	23
Figura 10 Esquema del diseño no experimental.....	29
Figura 11 Esquema de la clasificación de la variable de investigación.....	30
Figura 12 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	31
Figura 13 Procedimiento no experimental.....	32
Figura 14 Vista en planta de la estructura con el predimensionamiento.....	38
Figura 15 Vista en planta de la estructura redimensionada y con la definitiva estructuración.....	39
Figura 16 Vigas de pórtico B (Dirección Y).....	40
Figura 17 Vigas de pórtico 4 (Dirección X).....	40
Figura 18 Fórmula de predimensionamiento propuesta por el ing. Roberto Morales Morales.....	41
Figura 19 Espectro de aceleraciones del edificio inicial.....	49
Figura 20 Espectro de aceleraciones del edificio redimensionado.....	53
Figura 21 Sección de una vigueta.....	56
Figura 22 Esquema de momentos actuantes sobre una vigueta con cuatro apoyos.....	57
Figura 23 Envolverte de momentos actuantes en vigas principales.....	60
Figura 24 Envolverte de cortantes actuantes en vigas principales.....	62
Figura 25 Envolverte de momentos actuantes en vigas secundarias.....	63
Figura 26 Envolverte de cortantes actuantes en vigas secundarias.....	65
Figura 27 Envolverte de momentos actuantes en vigas chatas.....	66
Figura 28 Envolverte de cortantes actuantes en vigas chatas.....	68
Figura 29 Sistema estructural que conforma la planta típica de la edificación.....	69

## **RESUMEN**

El presente proyecto se realizó en un terreno de forma rectangular, de 8m de ancho por 20m de largo, ubicado entre dos viviendas adyacentes, en Monserrate, en la ciudad de Trujillo, el objetivo fue diseñar la superestructura de edificaciones de concreto armado, empezando desde la estructuración de la edificación, análisis sísmico y finalmente el diseño de los elementos estructurales de concreto armado.

Para la realización de esta tesis se utilizó un diseño no experimental, transversal descriptivo, el muestreo fue no probabilístico por conveniencia, la recolección de datos se realizó con la técnica de la Observación, el instrumento utilizado fue la guía de observación, y para analizar los datos y resultados obtenidos a lo largo del desarrollo de la investigación se empleó las tablas de distribución de frecuencia y gráficos de líneas. Los principales problemas que motivaron el desarrollo del presente proyecto fueron, la falta de espacios para la construcción de viviendas y la informalidad en la construcción, ya que actualmente más del 50% de las edificaciones en la Libertad están en peligro de colapso (incluso ante un sismo moderado), la construcción informal es uno de los problemas cada vez más acentuados en nuestra sociedad y pone en riesgo las vidas de las personas que habitan dichas edificaciones, por lo que para solucionar dichas deficiencias, se propone el diseño y análisis sísmico de edificios multifamiliares. Este departamento se encuentra en una de las zonas sísmicas más alta del Perú, debido a esto es que deben diseñarse bien, para que puedan resistir esta clase de desastres naturales y así evitar pérdidas humanas y graves daños estructurales a la edificación.

Como resultado del análisis y diseño del edificio multifamiliar proyectado, se obtuvo una estructura con sistema dual en ambas direcciones, tanto en X (ejes de números) como en la dirección Y (eje de letras). Donde se llegó a la conclusión que las dimensiones obtenidas mediante el predimensionamiento para las columnas y vigas, no fueron las adecuadas para cumplir con los requisitos de rigidez estipulados por la norma E 0.30 de diseño sismorresistente.

### **Palabras clave**

Superestructura; concreto armado; análisis sísmico; edificio multifamiliar; predimensionamiento; sistema dual; diseño sismorresistente.

## **ABSTRACT.**

The present project was carried out on a rectangular-shaped land, 8m wide by 20m long, located between two adjacent homes, in Monserrate, in the city of Trujillo, the objective was to design the structure of reinforced concrete buildings, starting from the structuring of the building, seismic analysis and finally the design of the structural elements of reinforced concrete.

For the realization of this thesis a non-experimental, descriptive transversal design was used, the sampling was not probabilistic for convenience, the data collection was performed with the Observation technique, the instrument used was the observation guide, and to analyze the Data and results obtained throughout the development of the research were used frequency distribution tables and line graphs. The main problems that motivated the development of this project were the lack of spaces for housing construction and informality in construction, since currently more than 50% of the buildings in Libertad are in danger of collapse (even before a moderate earthquake), informal construction is one of the increasingly pronounced problems in our society and puts at risk the lives of the people who inhabit these buildings, so to solve these deficiencies, the design and analysis of buildings is proposed multifamily This department is located in one of the highest seismic areas in Peru, because of this it must be designed well, so that they can resist this kind of natural disasters and thus avoid human losses and serious structural damage to the building.

As a result of the analysis and design of the projected multifamily building, a structure with dual system was obtained in both directions, both in X (number axes) and in the Y direction (letter axis). Where it was concluded that the dimensions obtained through the pre-sizing for columns and beams, were not adequate to meet the stiffness requirements stipulated by the E 0.30 standard of earthquake resistant design.

### **Keywords**

Superstructure; reinforced concrete; seismic analysis; multi-family building; predimenamiento; dual system; earthquake resistant design.

## **I. INTRODUCCIÓN.**

### **1.1. Realidad problemática.**

Esta investigación se desarrolló en el campo temático del Diseño de estructuras de concreto armado. La especialidad de estructural es una de las ramas de la ingeniería civil, encargada del análisis y diseño de los diversos sistemas estructurales presentes en nuestra sociedad, como son los puentes, edificios, presas, y demás obras civiles, con la finalidad de ser seguras, es decir, de tener la suficiente resistencia como para soportar las diversas cargas actuantes en ella durante su vida útil. En el mundo conforme transcurre el tiempo, los requerimientos básicos de las ciudades como los de vivienda, transporte y comunicaciones están en constante crecimiento, razón por la cual el ingeniero civil tiene que estar en la capacidad de poder afrontar nuevos retos para satisfacer las necesidades de la población en cuanto a la construcción. Por lo tanto, es necesario para los ingenieros civiles que optan por la especialidad de estructuras tengan los conocimientos básicos sobre el comportamiento y diseño de estructuras, entre ellas las de concreto armado.

Un gran aporte de la civilización japonesa a la ingeniería son sus fortísimas estructuras basadas en concreto reforzado con placas de acero. Ellos han aportado muchos avances en lo que respecta a la ingeniería sísmica, ya que en Japón hay constante actividad sísmica, viéndose obligados a adaptar a sus edificaciones y mega obras de ingeniería, a estas elevadas exigencias de sismo resistencia, lo que hace que sus estructuras resistan mucho más que en cualquier otra parte del mundo. (Daza & Rincón, 2011).

(Gray, 2015) Arquitecto y miembro del Colegio de Arquitectos de Chile, hace hincapié en que en general, Chile es una sociedad que respeta las normas constructivas. Se improvisa muy poco, hay respeto por la ley, a diferencia de otros lugares del mundo. De hecho, Chile es un ejemplo para muchos otros países en materia de sus normativas de construcción.

(Plaza, 2015) Licenciado en arquitectura de la Universidad Central de Chile, nos dice que en Chile se construyen edificaciones con una gran cantidad de elementos estructurales, muchas vigas, pilares y placas, los cuales ayudan a combatir efectivamente a los sismos. Es decir que las edificaciones son más reforzadas en Chile que en otros lados del mundo.

La ubicación geográfica de México lo hace una zona muy vulnerable a sismos y huracanes que, a lo largo de su historia, han ocasionado grandes desastres y que han cambiado la forma en que se concibe a la ingeniería como base para la construcción de estructuras (Hernández, 2012).

En Perú la cifra de construcciones informales a nivel nacional es alarmante, según el presidente de la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO), Enrique Espinosa, solo en Lima el 70 % de viviendas son informales, pudiendo ser este porcentaje mucho más alto en el resto del país, lo cual hace que un gran porcentaje de las viviendas en el país sean altamente vulnerables ante un evento sísmico de gran magnitud (Angulo, 2017).

En la Libertad, como en el resto del país, una gran parte de las grandes edificaciones están hechas de concreto armado, de todas ellas los sistemas a porticados y duales de pórtico y placas son utilizados para los edificios de gran altura, y de albañilería confinada en las viviendas y edificaciones de mediana altura, sin embargo, como en el resto del país se presenta una alta tasa de informalidad en el sector de la construcción

Se analizó visualmente las construcciones en los alrededores de la urbanización y se vio que hay edificaciones con sistema porticado, así como también está presente el sistema de albañilería confinada para el caso de viviendas unifamiliares o bifamiliares. Lamentablemente debido a diversos factores entre los cuales el más resaltante es la falta de conocimientos técnicos, falta de profesionales calificados que ejecuten y supervisen la obra, gran parte fueron construidas informalmente, sin el debido diseño y análisis correcto. Ya que se pudo observar el uso incorrecto de materiales y el mal proceso constructivo en la mayoría de viviendas.

En el Perú la normativa que regula y controla el diseño de estructuras en concreto armado es la norma E.060 Concreto armado, perteneciente al reglamento nacional de edificaciones. Esta norma se basa en su mayoría en el código ACI 318, pero con algunas variantes, como es el caso en los factores de carga, y factores de reducción. Además de la anterior se requerirá de otras normativas, como la norma E 0.20 Cargas, E 0.30 Diseño Sismorresistente, y la E 0.50 Suelos y Cimentaciones, requeridas a lo largo de las diversas etapas del diseño estructural.

(Flores, 2003), encontro que la sobrerresistencia en las rotulas plásticas en vigas, darán como resultado que en las columnas de produzcan momentos flexionantes elevados.

Por lo que recomienda que se investigue sobre la sobrerresistencia de los esfuerzos de fluencia de los aceros de refuerzo producidos en el país, y su influencia en los elementos con alta responsabilidad sísmica.

(Allauca & Oue, 2006), encontro que los requisitos de rigidez (es decir control de desplazamientos), de las normas peruanas conducen a estructuras aporticadas con dimensiones considerables de secciones de columnas, llegándose a obtener dimensiones de 50 a 70 cm de lado, para edificios de 3 a 7 pisos. Además, concluyeron que las normas

peruanas si conducen a edificios aporricados con buen desempeño sísmico, pero que sin embargo como se mencionó anteriormente son demasiados rígidos.

(Aza, 2014), encontró que se debe buscar que la estructuración resulte tal que el modo de vibración predominante se produzca en cada dirección principal, es decir que el movimiento de la estructura se desarrolle predominantemente a lo largo de los ejes principales, evitando así en lo posible se produzcan esfuerzos de torsión en la edificación, que puedan sobre esforzar los diferentes elementos estructurales.

Una vivienda necesita de tres pilares, que son fundamentales para construir una vivienda segura, la primera es tener los materiales adecuados y que cumplan con sus especificaciones técnicas, lo segundo es cumplir con las normas técnicas (RNE) y lo tercero es contar con profesionales calificados que diseñen y que supervisen la construcción. El diseño de las edificaciones conlleva muchos aspectos importantes que hay que tener en cuenta, para que de esta forma se obtenga una estructura funcional y que cumpla con su vida de servicio. Por lo que para ello se deberá de tener en cuenta, primero, las condiciones del lugar donde se va a construir la edificación, propiedades del terreno (estudio de suelos), topografía, linderos de las propiedades adyacentes, etc.; segundo un vasto conocimiento en cuanto a diseño estructural y comportamiento sísmico de las estructuras de concreto armado, y por ultimo tener en cuenta las normativas vigentes en el país, ya que estas nos brindan un conjunto de parámetros dentro de los cuales la edificación proyectada tiene que estar.

El problema de la falta de espacios para la construcción de viviendas, es un problema cada vez más acentuado en nuestra sociedad, ya que conforme transcurre el tiempo, se produce un incremento poblacional, y con ella de las necesidades básicas de consumo, entre ellas la de un hogar. Por lo que, para satisfacer esta deficiencia, una buena solución es la construcción de los edificios multifamiliares, en la que, en un solo terreno se puede construir los hogares de numerosas familias. Esto ya se puede apreciar en la ciudad de Trujillo, donde ahora se está incrementando poco a poco la construcción de condominios para amortiguar ese problema. Pero mientras tanto la mayoría de la población cuenta con edificaciones informales, las cuales se exponen a un riesgo potencial en cuanto a los eventos sísmicos.

Tres de cada cuatro viviendas que se construyen en el país son informales, pese a la política que implementa el ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS) para impulsar la vivienda formal, advirtió el presidente de la Asociación de Desarrolladores Inmobiliarios (ADI Perú), Marco del Río.

La informalidad cuando construimos nuestras viviendas es un mal negocio para el que construye, es cara y mata a la gente. El reglamento nacional de edificaciones (RNE) indica cuales son los parámetros y las limitaciones que se debe seguir para construir adecuadamente una edificación, sin embargo hay factores que limitan ese proceso, como la falta de conocimiento en cuanto a la necesidad de realizar estudios previos para el diseño de las edificaciones para recién poder construirse, tener la suposición que solo con un maestro de obra a cargo será más que suficiente para ejecutar la obra, y el otro factor, es el económico, ya que muchos de los pobladores no cuentan con dinero para pagarle a un profesional calificado que llevar a cabo su construcción.

La intención de este trabajo de tesis fue la de investigar las implicaciones y retos que se tiene al realizar un diseño estructural integral de una edificación de concreto armado en la Urb. Monserrate, teniendo en cuenta las dificultades físicas, mecánicas y topográficas que el terreno de estudio tiene, así como las altas solicitaciones sísmicas que se requieren satisfacer, debido a la zona sísmica donde se encuentra ubicado nuestro país.

Además, nos permitirá tener una guía básica del proceso que se requiere realizar, para el diseño y análisis de los distintos elementos estructurales, desarrollando a lo largo del trabajo la teoría necesaria para su adecuada comprensión, siendo su lectura una buena oportunidad, especialmente para los que se inclinan a la rama de estructuras, para tener una mayor comprensión del comportamiento de las edificaciones bajo las diversas solicitaciones sísmicas.

Las consecuencias de no realizar este proyecto implican el perder la oportunidad de conocer un poco más acerca de los distintos métodos de análisis sísmico, para el diseño estructural de una vivienda multifamiliar, ya que dichos métodos, influyen en el comportamiento de los elementos estructurales. Así como también perder la oportunidad de que dicho proyecto sirva como antecedente para un diseño formal de una edificación en Monserrate, donde se tomó en cuenta los factores necesarios para realizar un proyecto en la zona, y así para futuros proyectos que se puedan realizar en la zona, sirva de referencia para el desarrollo de los mismos.

## **1.2. Formulación del problema.**

¿Cuál es el diseño estructural de edificaciones de concreto armado en la ciudad de Trujillo, 2020?

## **1.3. Justificación**

El principal propósito de esta tesis es la seguridad de la población trujillana luego de

un posible sismo de gran intensidad, ya que se busca asegurar que la población afectada por el sismo pueda tener el tiempo necesario para evacuar la edificación sin ningún inconveniente. Ya que la edificación proyectada va contar con los fundamentos bien cimentados en cuanto a análisis sísmico y diseño de concreto reforzado.

Por otra parte, en el contexto socio-económico actual, los proyectos de edificaciones son cada vez de mayor importancia en nuestra sociedad, debido a la necesidad de ejecutar viviendas funcionales y seguras para la población, ello ahora es más notorio en la Urb. Moncerrate, ya que en su zona se encuentra la Universidad Privada Antenor Orrego, lo cual demanda una cantidad de alumnos que vienen de lejos a buscar un lugar donde vivir provisionalmente en su época de estudios. Por lo que la ejecución de esta clase de proyectos, sería de gran beneficio para las personas que deseen vivir en la zona, de forma segura, cómoda y económica.

Su aplicación es de importancia debido a la gran necesidad de contar con una adecuada metodología para el diseño de edificaciones en condiciones reales, teniendo en consideración todas las variables y posibles complicaciones que se podría presentar. Este proyecto busca brindar una solución a la problemática de la falta de terrenos para construir que hay en la zona, ya que conforme está pasando el tiempo la necesidad de una vivienda está incrementándose, viéndose obligada la población a construir de manera informal e insegura sobre sus antiguas casas con el fin de ampliarlas, sin tener en cuenta el riesgo que conlleva construir sin la debida evaluación técnica del caso. La construcción de un edificio multifamiliar en la zona implica la solución idónea a la falta de espacios que se presenta actualmente, así como la de poder tener a disposición una vivienda segura para vivir, donde se respetaron las normativas de construcción.

El presente trabajo contribuirá con información valiosa para los estudiantes y futuros tesisistas que se inclinen en el diseño de edificaciones en concreto armado, ya que brindara una metodología y sustentación del correcto procedimiento que deberá realizarse para diseñar un edificación en concreto armado, teniendo en cuenta las condiciones reales del lugar a ejecutar el proyecto, desde la realización del reconocimiento del terreno, hasta el proceso de modelamiento y diseño estructural, apoyándonos para esto último en la utilización software ETABS, y de las normas técnicas peruanas vigentes.

El presente proyecto servirá como antecedente para las empresas del sector de la construcción que quieran invertir en la zona, brindando una serie de criterios a tener en cuenta si se quiere construir allí, dando una idea aproximada del comportamiento de la

edificación a partir de los resultados obtenidos en el presente trabajo.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General.**

Realizar el diseño de la superestructura de las edificaciones de concreto armado en la ciudad de Trujillo, 2020.

### **1.4.2 Objetivos Específicos.**

- O.E.1. Determinar las medidas de los principales elementos de la superestructura en la edificación.
- O.E.2. Analizar el comportamiento estructural que tendrá la edificación ante las diversas solicitaciones, verificando que cumpla con los requisitos mínimos establecidos en las normas.
- O.E.3. Determinar los esfuerzos internos de los elementos estructurales, tales como esfuerzos cortantes y momentos flectores.
- O.E.4. Determinar las máximas derivas de pisos.

## **1.5 Antecedentes**

Título: **“Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos”**

(Morocho, 2016) Nos dice que la presente tesis tiene como uno de sus objetivos explicar, paso a paso, cuales son los principales puntos a tener en cuenta al momento de diseñar un edificio de concreto armado, comenzando por la estructuración del edificio y siguiendo por el diseño puntual de cada uno de los elementos que componen la estructura, según lo estipulado en las normativas vigentes. Después del diseño del edificio como uno de los resultados del análisis sísmico se obtuvo una deriva de 0.503% para la dirección YY, que si bien es cierto este valor es aceptable para estructuras de concreto armado, se encuentra en el límite permitido para la albañilería (0.5%). Por lo tanto, se recomienda para este caso tener especial cuidado en aislar los elementos no estructurales, como tabiques y parapetos de albañilería, de la estructura de concreto principal, para evitar que estos elementos puedan verse afectados (rajados, fisurados, etc). Se pudo concluir que el edificio cumple con los requerimientos de desplazamientos máximos permitidos indicados por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente. Este proyecto aportó un valioso criterio para la realización del análisis sísmico de la edificación, brindándonos los diversos puntos a tener en cuenta

al momento de diseñar la edificación para soportar adecuadamente las fuerzas sísmicas, teniendo como base lo estipulado en la norma E 030 “Diseño Sismorresistente”.

**Título: “Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotelrestaurant ubicado en el distrito de nuevo Chimbote, provincia Santa”**

(Guevara & Vera, 2013) Tienen en su proyecto como objetivo principal diseñar un edificio de concreto armado de 6 pisos, para un hotel, ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, para lo cual en primer lugar se realizó la estructuración y pre dimensionamiento de los elementos estructurales, luego el modelamiento y análisis del sistema, para finalmente diseñar cada uno de los elementos estructurales, teniendo en cuenta lo estipulado en las normativas vigentes. Del proyecto se pudo obtener importantes parámetros como el periodo de vibración del edificio, el cortante basal, desplazamientos laterales, y las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales del edificio. Se concluyó que el pre dimensionamiento de los elementos estructurales es solo el punto de partida para el diseño de edificios, no siendo necesariamente estas sus dimensiones finales, ya que para llegar a ello deberá de realizarse la verificación de que los elementos estructurales cumplan con las solicitaciones a las cuales estarán expuestas. Este proyecto aportó una metodología y criterio para la realización de la estructuración inicial de la edificación, siendo esto de gran importancia para el inicio del análisis de la edificación a proyectar. Así como también nos brindara algunos valiosos criterios para el pre dimensionamiento de cada uno de los elementos estructurales que la componen.

**Título: “Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles”**

(Loayza & Chavez, 2015) Tienen en su proyecto como objetivo principal diseñar un edificio de concreto armado de 5 pisos, para un edificio multifamiliar, ubicado en el distrito de San Miguel, Lima, comenzando por la estructuración del edificio y siguiendo por el diseño puntual de cada uno de los elementos que componen la estructura, según lo estipulado en las normativas vigentes. Al término del diseño de la edificación se obtuvo que, debido a la falta de simetría en la distribución de placas, el centro de rigidez y el centro de gravedad se encuentran distanciados, generándose así un brazo de palanca que produce un momento torsor importante en planta. Se pudo concluir que la estructura tuvo un comportamiento adecuado ante solicitaciones

sísmicas, ya que se obtuvieron derivas de 3% y 5% para las direcciones X e Y respectivamente (valores menores al límite permisible de 7 % para estructuras de concreto armado). Este proyecto aportó un valioso criterio para la realización de la estructuración de la edificación, así como también para saber en qué casos se requerirá de la adición de muros estructurales en la misma. Además, nos servirá de guía para realizar el análisis de las cargas actuantes en la edificación.

**Título: “Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos en el distrito de San Isidro”**

(Roncal, 2017) Tiene en su proyecto de tesis como objetivo principal realizar el análisis sismorresistente y diseño estructural de un edificio de viviendas de concreto armado, ubicado en el distrito de San Isidro, siguiendo los criterios y lineamientos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) del Perú, para lo cual se realizó la estructuración y pre dimensionamiento de los elementos estructurales, después el modelamiento y análisis estructural de la edificación, y finalmente el diseño de cada uno de los elementos estructurales. Los momentos de sismo para el diseño fueron obtenidos mediante un modelo basado únicamente en los elementos sismorresistentes de la estructura, y los valores de cargas por gravedad fueron obtenidos mediante un metrado de los planos de arquitectura y estructuras. Se pudo concluir que el uso de programas para analizar edificios resulta una herramienta muy útil y práctica; sin embargo, debe ir acompañado de un buen criterio para elaborar el modelo y una adecuada interpretación de los resultados. No es conveniente confiar totalmente en los resultados obtenidos de dichos programas. Por ello, se deberá realizar una validación de lo obtenido. Este proyecto aportó un valioso criterio para la realización del metrado de cargas de la edificación, basándonos además para ello, lo estipulado en la norma E 020 de metrado de cargas en edificaciones. Además, da una visión panorámica acerca del análisis e interpretación de los resultados obtenidos, acerca de las cargas, deformaciones, derivas, excentricidades que pueda presentar la edificación, etc.

**“Comparación del diseño de muros estructurales de concreto armado según FONDONORMA 1753:2006 y ACI 318–14”**

(Arteaga, Malavé, & Olival, 2017) Tienen como objetivo en esta investigación desarrollar una comparación entre el diseño de muros estructurales, en base al

proyecto de Norma FONDONORMA 1753:2006 y la norma americana ACI 318-14. Para lo cual a partir de información reunida y analizada previamente acerca de las dos normativas, se procedió a realizar el diseño de un muro estructural de concreto armado utilizando ambas normativas y bajo las mismas condiciones y propiedades. Del análisis y comparación de ambas normativas se obtuvieron algunos resultados como la similitud en el cortante máximo admisible y distribución de acero, y diferencias en cuanto a la consideración de los valores de los factores de reducción. Se llegó a la conclusión que la normativa ACI 318-14 es más estricta y clara que la Norma FONDONORMA 1753:2006 en cuanto a las exigencias y procedimientos de diseño. Este proyecto aportó una valiosa fuente de información con el suficiente criterio para la realización del diseño de los muros estructurales, mostrándonos todos los factores a tener en cuenta al momento de tener que diseñar uno y en qué casos será necesario utilizarlos.

### **“Riesgo sísmico de edificios peruanos”**

(Quiun, Muñoz, & Tinman, 2015) Plantean en este artículo la interrogante de cuán seguras son las edificaciones peruanas construidas bajo criterios sismorresistentes, frente a sismos severos. Por lo que para ello realizan un intento de cuantificar los objetivos del Diseño Sismorresistente de Edificios, como son la ductilidad y resistencia de los edificios peruanos. Para todo ello realizan el análisis de una serie de sismos ocurridos en el Perú desde el siglo XVIII, analizando sus respectivos datos tomando como referencia a lo estipulado en la Norma E030 Diseño Sismorresistente, llegándose a la conclusión de que el país aún no ha sufrido un sismo de gran magnitud hace más de 100 años, siendo este sin embargo un país altamente sísmico, por lo que los sistemas modernos de protección sísmica de edificios, como son los aisladores sísmicos y disipadores de energía constituyen la mejor alternativa para reducir el daño y mejorar el funcionamiento sísmico de los edificios. Este artículo científico no ofrece un panorama claro acerca del estado de las edificaciones en el Perú y de la necesidad de diseñarlas y construirlas proporcionándoles la suficiente capacidad para soportar las fuerzas sísmicas sin colapsar.

## **1.6 Bases Teóricas.**

### **1.6.1 Diseño estructural.**

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un

sistema (conjunto de elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función) de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos.

El diseño estructural consiste en todas aquellas actividades que se desarrollan para determinar la forma, dimensiones globales y características detalladas de un sistema estructural, es decir, de aquella parte de una construcción cuya función es resistir las fuerzas o acciones a las que va a estar sometido sin que se produzcan fallas o mal comportamiento (Alvarado, 2004)

### **1.6.2 Generalidades de sismos**

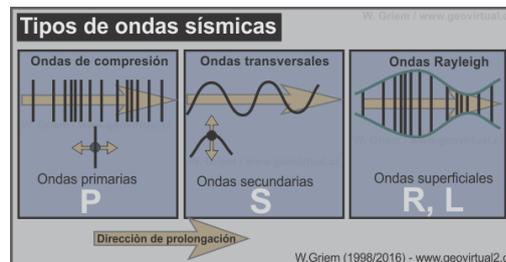
#### **Definición de sismo:**

Según (Bazán & Meli, 1985) Los sismos son vibraciones de la corteza terrestre, producidas por distintos fenómenos como, el rozamiento de las placas tectónicas, erupciones volcánicas, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, desde el punto de vista de la ingeniería civil, los sismos más severos e importantes son los de origen tectónico, que se deben a los desplazamientos y choques bruscos de las placas tectónicas que se encuentran debajo de la corteza terrestre.

Desde el punto de vista de la tectónica de placas los sismos son liberaciones de la energía que se acumula bajo la corteza terrestre como consecuencia de las fuertes tensiones y presiones que ocurren en su interior y que se manifiestan en forma de vibraciones y desplazamientos de la superficie terrestre, los cuales pueden llegar a causar grandes daños a las estructuras que se encuentran sobre ella. (Sucasaca & Mamani, 2017) La energía liberada por un sismo se propaga desde la zona del choque entre las placas que colisionan, mediante diversos tipos de ondas, las cuales se pueden clasificar en ondas de compresión, ondas transversales y ondas superficiales como Love o Rayleigh. Las Ondas de compresión son las más rápidas por eso se llaman ondas primarias (ondas P). Las ondas transversales son un poco más lentas, llegan un poco más tarde a la estación (Ondas secundarias u ondas S). La diferencia en las velocidades se usa en la medición de temblores y terremotos. La diferencia entre la llegada de la onda "p" y de la onda "s" ( $\Delta t$ ) corresponde a la distancia del foco. ( $\Delta t$  es grande, sí el foco es muy lejano, porque la onda p se propaga más rápido).

Las ondas P o longitudinales son las cuales manifiestan desplazamientos de las partículas en la misma dirección de la propagación de la onda, y u ondas S o transversales son las que manifiestan desplazamientos de las partículas en la dirección perpendicular a la dirección de propagación. (García, 1998)

Cuando las ondas llegan a la superficie, se reflejan, pero al mismo tiempo inducen las llamadas ondas de superficie. Las ondas de Love producen movimientos horizontales transversales a la dirección de propagación. Las ondas de Rayleigh producen movimientos circulares semejantes al de las olas en el mar. La amplitud de estas ondas decrece marcadamente con la profundidad medida desde la superficie. (García, 1998)



**Figura 1.** Tipos de Ondas

Fuente: (Sucasaca & Mamani, 2017)

### Riesgo Sísmico en el Perú:

El riesgo sísmico es una medida que combina el peligro sísmico, con la vulnerabilidad y la posibilidad de que se produzcan en ella daños por movimientos sísmicos en un período determinado. En cuanto al peligro sísmico, este mide la probabilidad de que se produzca una cierta aceleración del suelo por causas sísmicas.

El Perú está ubicado en la parte central y occidental de América del Sur, cuyo litoral constituye una zona de contacto de las placas Sudamericana y la de Nazca.



**Figura 2.** Anillo de fuego del Pacífico

Fuente: (Sucasaca & Mamani, 2017)

En general la placa de Nazca se desplaza a una velocidad de 8 – 10 cm/año en dirección NE, siendo una de las placas de mayor velocidad en el mundo, la misma que permite que las placas de nazca y sudamericana soporten una importante deformación

produciendo un gran número de sismos de diferentes magnitudes a diferentes niveles de profundidad. (Sucasaca & Mamani, 2017)

En general, los sismos ocurren principalmente en las zonas de interacción de placas, siendo en mayor número en las zonas de subducción, justo como es la interacción entre las placas de Nazca y la Sudamericana. Dicha interacción origina una permanente acumulación de esfuerzos que se traducirá en fuente generadora de actividades sísmicas.

(Sucasaca & Mamani, 2017) Afirma que, según las características regionales, la actividad sísmica en el Perú, se encuentra distribuida en la siguiente forma:

- Zona Norte del Perú, caracterizada por focos superficiales (hasta 100 Km de profundidad e intermedios hasta 300 Km de profundidad), que se extienden desde la península de Tumbes hasta el Valle del Marañón con la peculiaridad que la mayoría de los sismos superficiales se producen cerca del litoral y los intermedios, tierra adentro.
- Zona Central, caracterizada por la presencia de algunos enjambres sísmicos (zona propensa) los cuales se encuentran aislados entre sí y también por eventos individuales cuyos focos comprenden a los superficiales y/o intermedios los mismos que se distribuyen mayormente cerca del litoral.
- Zona Sur, la sismicidad se encuentra concentrada a lo largo de una faja teórica, comprendida entre la zona de contacto interplacas y la cadena volcánica del Sur, (Misti, Chachani, Ubinas, etc). La actividad se caracteriza por sus focos superficiales e intermedios.
- Zona Oriental, (selva) presenta una actividad sísmica profunda (500 a 700 Km.) que la hace aparentemente asísmica debido a que ésta clase de eventos se produce a considerables profundidades y que en muchos casos alcanza magnitudes que sólo llegan a producir en la superficie perturbaciones menores que por lo general no exceden a los 4 grados de intensidad (Escala de Mercalli Modificada).

La norma E 030 Diseño Sismorresistente del RNE, nos dice que, según la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica, el territorio nacional se divide en cuatro zonas, las que se muestran a continuación en la figura 3.



### **Figura 3.** Mapa de zonificación

Fuente: Norma E 030 Diseño Sismorresistente

#### **1.6.3 Criterios de estructuración y diseño**

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 y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. Debe además tratar de evitar que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas considerada, pues se generan fuerzas en elementos que no fueron diseñadas para esas condiciones. (Antonio Blanco Blasco 2015)

Los principales criterios que es necesario tomar en cuenta para lograr una estructura sismo-resistente, son:

##### **Simplicidad y simetría:**

La experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. Hay dos razones principales para que esto sea así. Primero, nuestra debilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas, y segundo, nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para estructuras simples que para las complejas.

##### **Resistencia y ductilidad:**

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones. El sistema de resistencia sísmica debe existir por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de sus elementos.

Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto, debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar el adecuado transporte de cargas.

##### **Hiperestaticidad y monolitismo:**

Como concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse la conveniencia de

que las estructuras tengan una disposición hiperestática.

Ello logra una mayor capacidad resistente, al permitir que, por producción de rotulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica y, por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad.

#### **1.6.4 Criterios de modelación de la estructura Modelo de análisis:**

Según la Norma E 030 Diseño Sismorresistente, 2018, el modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura. En las estructuras de concreto armado, estructura de nuestro interés de estudio, las secciones de los elementos estructurales de la edificación, podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo de las barras de acero. (Norma E 030, 2018) En las edificaciones en las que se pueda razonablemente suponer que las losas de los entresijos funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. Además, deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas. (Norma E 030, 2018)

#### **Peso Sísmico de la edificación:**

El peso sísmico de la edificación es el resultado del metrado de las cargas gravitacionales permanentes en la edificación, las cuales se contabilizarán según lo estipulado en la Norma E 020 de cargas, y será utilizado para el cálculo del cortante basal actuante en la estructura. En general dicho peso resulta de la suma del peso propio de la edificación o carga muerta (CM) más un porcentaje de carga viva (CV), en el que dicho porcentaje dependerá del uso para el que este destinado la estructura.

$$***PEdif. = PCM + P\%CV***$$

Dónde:  $PEdif.$  = Peso del Edificio

$PCM$  = Carga muerta, o peso propio de la edificación.

$P\%CV$  = % de carga viva o sobrecarga, cuyo porcentaje se considerará según el uso a

la cual este destinado la estructura.

### **Brazo Rígido:**

Los brazos rígidos son segmentos de uniones rígidas, que están embebidas dentro de los nudos formados por las vigas y columnas, y son el resultado de la unión o traslape de dichos elementos. Esta longitud normalmente no se tiene en cuenta en el modelamiento, puesto que los elementos se idealizan por medio de los ejes neutros de los mismos. La longitud del brazo rígido es la longitud en la que se produce el traslape de las secciones con otros objetos en el extremo del objeto unidimensional. (Cutimbo Choque, 2016)

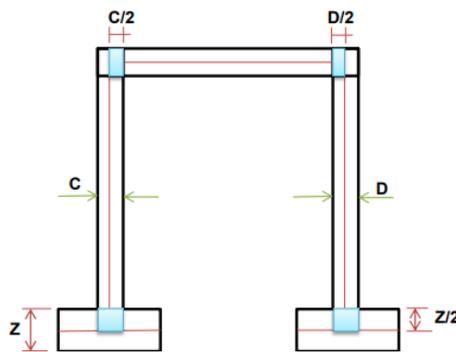


Figura 4. Brazo rígido

Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

### **Diafragma Rígido:**

Se entiende por Diafragma rígido, cuando el movimiento de cada nudo de la losa dependerá del movimiento de su Centro de Masa (aplican fuerzas o masas que generan el movimiento). Es un elemento losa que se va a comportar como una estructura rígida que no experimentara deformación. Todas las partículas o puntos de la losa se moverán simultáneamente con el centro de masa.

Se produce cuando el desplazamiento de cada nudo de la losa depende del desplazamiento de su centro de masa. Se modela así a las losas para el análisis sísmico, en forma análoga al giróscopo vertical, con la finalidad de transmitir los esfuerzos a los elementos de corte y así en forma sucesiva para cada piso. La losa trabaja como una placa horizontal donde el movimiento de cada nudo dependerá del movimiento del Centro de Masa. (Cutimbo Choque, 2016)

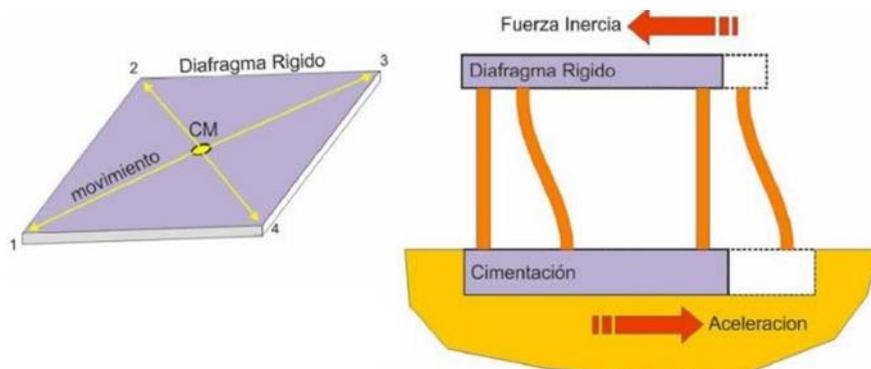


Figura 5. Diafragma rígido

Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

En la Figura 5 se hace la equivalencia entre los grados de libertad de un diafragma infinitamente rígido en su propio plano y un cuerpo rígido propiamente dicho que tiene translaciones y giros en un plano horizontal. Si el diafragma tiene un desplazamiento que incluya componentes de translación horizontal y rotación alrededor de un eje vertical, estos desplazamientos siempre pueden ser expresados en función de las tres variables X, Y y Z. (García, 1998)

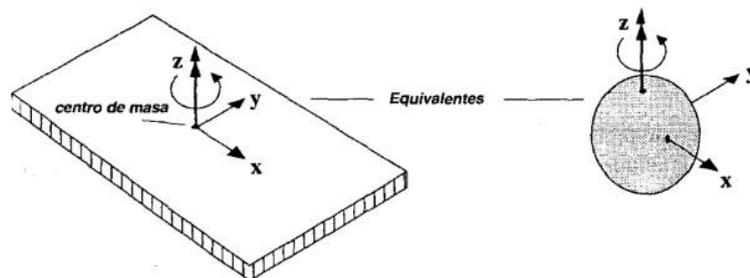
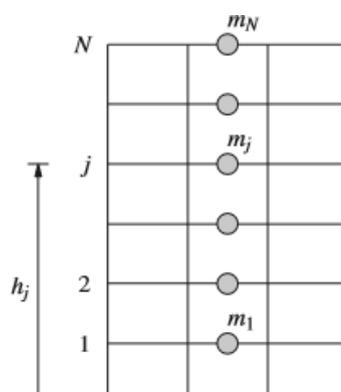


Figura 6. Equivalencia en un diafragma rígido

Fuente: (García Reyes, 1998)

### Centro de masa (CM):

El centro de masa es el punto dentro de la losa en el cual se puede asumir que se concentra toda la masa de uno de niveles o pisos de la edificación, y es en él donde se considera que actúan las fuerzas sísmicas dentro del análisis estructural de la edificación.



**Figura 7.** Idealización de masas concentradas

Fuente: (Anil K. Chopra, 2014)

El cálculo del centro de masa se realiza de la siguiente forma:

$$X_{CM} = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i}$$
$$Y_{CM} = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{\sum P_i}$$

Donde:

Pi = Peso de cada uno de los elementos del piso.

Xi, Yi = Distancias de cada uno de los elementos del piso a un punto de referencia.

**Centro de rigidez (CR):**

El centro de rigidez es el lugar geométrico donde toda fuerza cortante actuante sobre ella solo producirá traslación pura, es decir que toda fuerza cortante que actúe fuera de ella producirá un momento torsional a la edificación. Debido a que casi nunca los CM y CR coinciden es por ello que se forman los momentos torsionales en las edificaciones, las cuales deberán de ser controladas haciendo que los CM y CR se aproximen lo mayor cantidad posible.

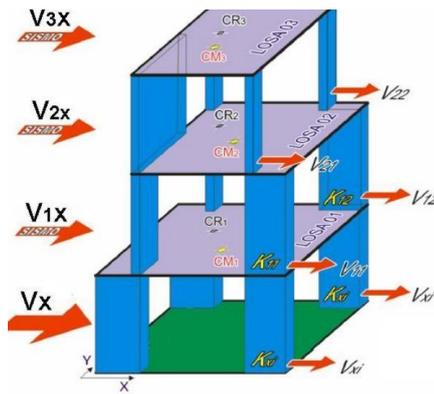
El cálculo del centro de rigidez se realiza de la siguiente forma:

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

Donde:

Ki = Rigidez lateral del pórtico en el nivel analizado.

Xi, Yi = Distancias de cada uno de los pórticos del piso a un punto de referencia.

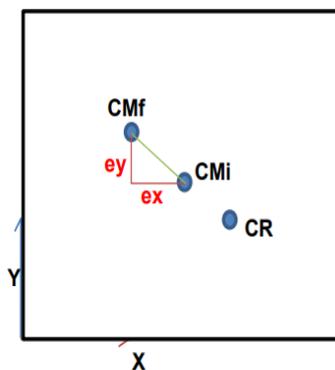


**Figura 8.** Centro de rigidez

Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

**Excentricidad (e):**

La excentricidad se define como la distancia existente entre el centro de rigidez y el centro de masa en un determinado piso de la edificación, y es la responsable de la generación de los momentos torsionales en la misma. Según la Norma E 030 de Diseño Sismorresistente, para estructuras con diafragma rígido deberá de considerarse una excentricidad accidental de un 5% de la dimensión de la losa en la dirección perpendicular a la de análisis.

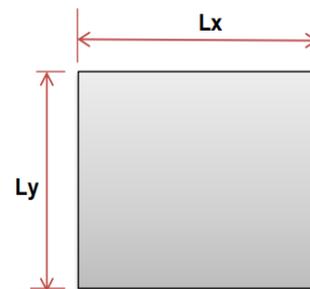


$$e_x = 0.05 L_x$$

$$e_y = 0.05 L_y$$

**Figura 9.** Excentricidad

Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)



**1.6.5 Sistemas de estructuras (**

Según la (Norma E 030 Diseño Sismorresistente, 2016) los sistemas estructurales de concreto armado existentes en el Perú son los siguientes:

**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 es mayor que 20 % y menor que 70 % del cortante en la base del edificio.

**Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL):**

Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

**1.6.6 Análisis estático (según la Norma E-030, 2018)**

**Concepto e implicancias del Análisis Estático:**

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada uno de los niveles de la edificación. Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

**Cortante Basal:**

La fuerza cortante total en la base, o cortante basal de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

Donde:

$$V_{basal} = \frac{ZUCS}{R} * P_{Edif} ; C/R \geq 0.11$$

$V_{basal}$  = Cortante basal

$Z$  = Factor de zona.

$U$  = Factor de uso

$C$  = Factor de amplificación sísmica

$S$  = Factor de suelo.

$R$  = Factor de reducción sísmica.

$PEdif$  = Peso sísmico de la edificación

Los valores de los factores de para determinar la cortante basal se encuentra en la norma E 030, Diseño Sismorresistente, 2018.

### **Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura:**

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

$$F_i = a_i * V_{basal}$$

$$a_i = P_i * (h_i) \sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^k$$

Donde:

$a_i$  = Factor de proporcionalidad.

$P_i$  = Peso del nivel o piso.

$h_i$  = Altura.

$V_{basal}$  = Cortante basal.  $k$  = Factor de corrección.

a) Para  $T$  menor o igual a 0,5 segundos:  $k = 1,0$ .

b) Para  $T$  mayor que 0,5 segundos:  $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$

### **Período Fundamental de Vibración:**

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = h_n / C_T$$

Donde:

CT = 35 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

CT = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

CT = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

#### **Fuerzas sísmicas verticales:**

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a  $2/3 Z$  US. En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en la aceleración espectral.

### **1.6.7 Análisis dinámico (Según la Norma E00,2018)**

#### **Análisis Dinámico Modal:**

Según lo especificado en la norma E 030, 2018, cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

#### **Modos de vibración:**

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

#### **Aceleración Espectral:**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:  $Sa = ZUCS/R * g$

**Criterios de combinación:**

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (ri) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.  $r = \sqrt{\sum r_i^2}$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas.

Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{1/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

Donde:

$\beta$  = fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05.

$\omega_i, \omega_j$  = Frecuencias angulares de los modos i, j

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0.25\sum |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum r_i^2}$$

**Cortante basal mínima:**

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio, es decir la cortante basal, no podrá ser menor que el 80% del valor calculado mediante el Método Estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán

escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

#### **Excentricidad accidental:**

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

#### **Análisis dinámico Tiempo-historia:**

La norma nos dice que el análisis dinámico tiempo-historia podrá emplearse como un procedimiento complementario al dinámico modal. En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histórico de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

### **1.7 Formulación de la hipótesis.**

#### **1.7.1 Planteamiento de la hipótesis.**

- a. **Hipótesis general:** El diseño estructural de edificaciones de concreto armado está compuesto por armadura de acero, ubicada tanto en las zonas de momento positivo como en las zonas de momento negativos, así también con estribos distribuidos simétricamente a lo largo del elemento estructural.

### **1.8 Variables**

#### **Diseño estructural de una edificación:**

El diseño estructural de edificaciones es el conjunto de etapas que se realiza para concebir una edificación que sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar, durante la construcción y el período de vida útil previsto en el proyecto, así como la agresividad del medio, con un nivel de seguridad aceptable. (Vasco, 2003)

### Clasificación:

- Por su relación es una variable independiente, ya que la variable diseño estructural de una edificación, está conformado por un conjunto de parámetros que dependen de las condiciones naturales del lugar donde se proyectara la edificación, y no se pueden manipular deliberadamente.
- Por su naturaleza es una variable cualitativa, ya que el diseño estructural de una edificación no se puede expresar mediante un número, sino mediante un conjunto de características.
- Por su escala de medición es una variable nominal, ya que presenta modalidades no numéricas que no admiten un criterio de orden, es decir sin orden inherente o secuencia.
- Por el número de variables es unidimensional, ya que la investigación tiene como única variable al diseño estructural de una edificación.
- Por su forma de medición es una variable indirecta, ya que su forma de obtención no es in situ en el terreno, si no en oficina, analizando otros parámetros necesarios para su desarrollo.

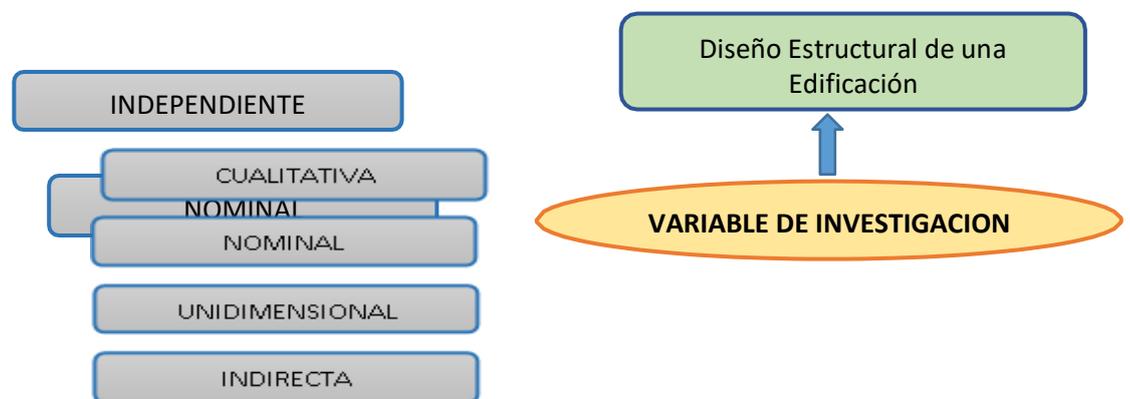


Figura 11. Esquema de la clasificación de la variable de investigación

## II. MATERIAL Y MÉTODOS.

### 2.1 Diseño de investigación.

- Esta investigación es de diseño no experimental, ya que no manipula deliberadamente la variable que se está investigando.
- Es Transversal, ya que la recolección de datos necesarios para describir y

analizar la variable se tomará en un mismo tiempo y no atreves de él.

- Es descriptiva, porque se observan y describen los fenómenos tal como se presentan en forma natural.



Figura 10. Esquema del Diseño de Investigación

## 2.2 Material de estudio.

### 2.2.1 Población.

Todas las edificaciones de concreto armado en la ciudad de Trujillo, 2020.

### 2.2.2 Muestra.

La técnica de muestreo utilizada es no probabilística, por juicio de experto debido a que, por criterio del investigador se escogió realizar el diseño de una edificación de concreto armado un la urbanización Monserrate, ya que se conocía el tipo de suelo del terreno, así como también la gran demanda de departamentos.

## 2.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

### 2.3.1 Para recolectar datos

Se usó la observación no experimental como técnica de recolección de datos, ya que vimos, seleccionamos y registramos las características del terreno a analizar, para obtener los parámetros necesarios y realizar el diseño de la edificación a proyectar.

La observación es del tipo participante, porque el investigador se involucró parcialmente en la obtención de los datos, es Directa, porque se pone en contacto personalmente con lo que se desea investigar, y

Sistemática porque se usa un instrumento estructurado para evaluar la variable en estudio.

El instrumento de recolección de datos que se utilizó es la guía de observación, ello para llevar un registro de las características observadas del terreno a analizar, y a partir de él, extraer la información necesaria de manera clara y sencilla.

### **2.3.2 Para procesar datos**

El método de análisis de datos con el cual se trabajó, dependió del diseño de investigación preparado con anterioridad. Debido a que el presente proyecto tiene un diseño no experimental, se trabajó con una Estadística Descriptiva, en la cual no se probó la validez de una hipótesis

A partir de haber definido la estadística con la que se trabajara, el diseño transversal de la investigación y de los datos a procesar se escogió para analizar los datos, las tablas de distribución de frecuencia y gráficos de líneas.

Las tablas de distribución de frecuencia, son un arreglo rectangular donde se presenta en forma resumida el comportamiento de una variable, o de sus dimensiones. Esta técnica de análisis de datos fue de gran importancia en el análisis e interpretación de los resultados obtenidos del análisis sísmico de la edificación, por ejemplo, para la construcción de los espectros de aceleración del edificio fue necesario antes expresar los periodos y aceleraciones espectrales en dichas tablas.

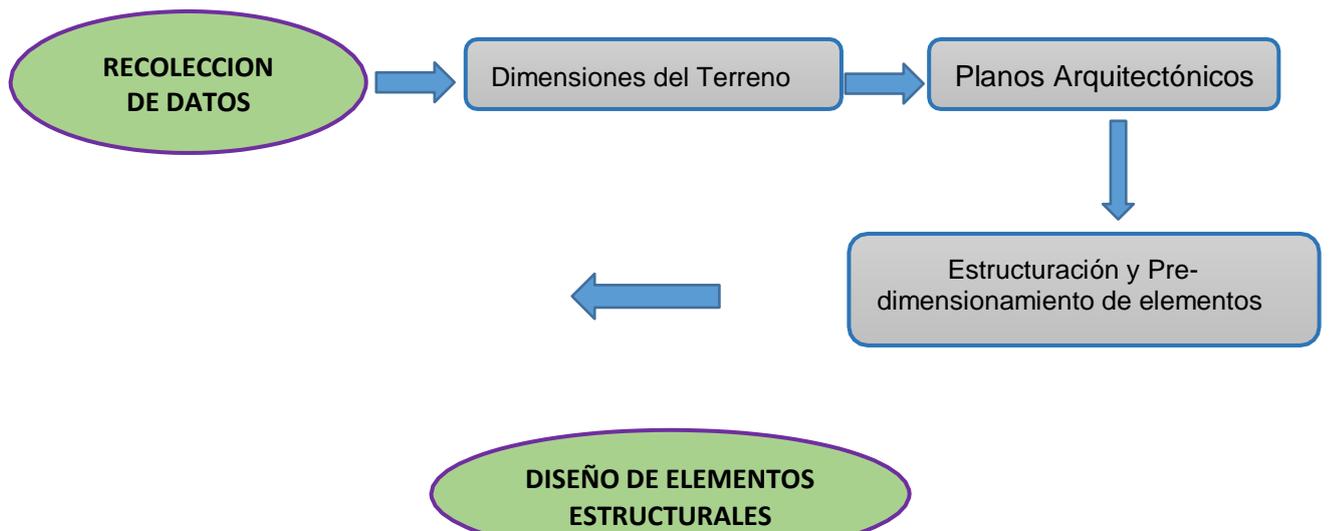
Los gráficos de líneas, son la representación gráfica del comportamiento de la variable o de sus dimensiones, nos permitirá analizar de manera didáctica, clara y sencilla, los resultados del análisis sísmico de la edificación a diseñar, y ver rápidamente el comportamiento del diseño de la edificación ante las acciones solicitadas, como por ejemplo en la construcción de los espectros de aceleración.

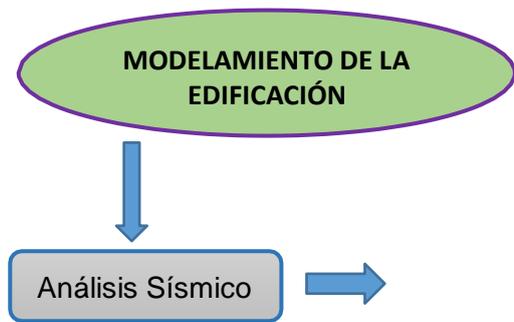
## 2.4 Operacionalización de variables

Tabla 1: Operacionalización de variables.

PROBLEMA	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS
Diseño estructural de edificaciones	Es el conjunto de etapas que se realiza para concebir una edificación que sea capaz de soportar todas las acciones que la puedan solicitar, durante la construcción y el período de vida útil previsto en el proyecto, así como la agresividad del medio, con un nivel de seguridad aceptable. (Alvarado, 2004)	El proceso que consiste en primero, realizar estudio del terreno, para obtener las propiedades mecánicas. Luego, se realiza la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación; y después realizar el análisis estructural, y verificación del cumplimiento de las condiciones mínimas de seguridad. Por último, se realizará el diseño de los elementos estructurales de concreto armado de la edificación.	Análisis Sísmico Estático de la edificación  Análisis Sísmico dinámico de la edificación	RNE. Norma Técnica E. 030 Diseño Sismorresistente	Reglamento de la metodología del cálculo de cargas en edificaciones  Fórmulas para el análisis dinámico de edificaciones

## 2.5 Procedimientos





**Figura 13. Procedimiento no Experimental.**

## **A. RECOLECCION DE DATOS**

### ***Dimensiones del terreno:***

Se tomó las medidas del terreno disponible donde se proyectaría la edificación, ya que de esta dependería el área construida obtenida.

### ***Planos arquitectónicos:***

Estos se realizaron después de obtener las dimensiones del terreno. La distribución y dimensionamiento de los ambientes se proyectaron buscando satisfacer de la manera más óptima las necesidades básicas de una vivienda, siguiendo los parámetros estipulados en las Normas A 010 de Condiciones Generales de Diseño y A 020 de Vivienda.

### ***Estructuración:***

La estructuración consistió en definir la ubicación y las características de los elementos estructurales de la edificación, tales como las losas aligeradas, vigas, columnas y placas si fuera necesario, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento ante las sollicitaciones para las cuales estará diseñada, como son las cargas de gravedad y las sísmicas. (Guevara & Vera, 2013)

### ***Predimensionamiento:***

El Pre dimensionamiento consistió en dar una dimensión tentativa o aproximada a los distintos elementos estructurales, en base a ciertos criterios estipulados en la Norma E.060 de Concreto Armado.

## **B. MODELAMIENTO DE LA EDIFICACION**

### ***Análisis Sísmico:***

El análisis sísmico es un procedimiento de cálculo que se realizó para conocer de manera aproximada cómo sería el comportamiento de la estructura ante la ocurrencia de un evento sísmico; dándonos a conocer parámetros como los períodos de vibración de la estructura, la cortante basal del edificio, los desplazamientos laterales y los esfuerzos producidos debido a las fuerzas sísmicas actuantes sobre la estructura, siguiendo para ello las pautas y restricciones estipuladas en la Norma E 030 de Diseño Sismorresistente. El programa que se utilizó para realizar este análisis fue el ETABS 2016, el cual nos permitió realizar un modelo tridimensional de la estructura y analizar el comportamiento de la misma.

### **C. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO**

Luego del análisis sísmico y verificación de las condiciones mínimas de seguridad se pasó al diseño de cada uno de los elementos estructurales de concreto armado.

#### ***Diseño de los elementos estructurales de concreto armado:***

Para el diseño de los elementos de concreto armado se requirió de las cargas actuantes en cada uno de dichos elementos, así como de las dimensiones previamente escogidas. El diseño consiste en la selección de la cantidad de reforzamiento de acero que requeriría el elemento de concreto armado para soportar las solicitaciones previstas; así como también la modificación de las dimensiones de los elementos en caso no cumplan con resistencia requerida, todo ello basado en lo estipulado en la Norma E 060 de concreto armado.

## **2.6 Desarrollo**

### **2.6.1 Generalidades**

Dado que el edificio se ubica en una zona de alta sismicidad, se requiere que el sistema estructural del edificio esté orientado a conseguir un buen desempeño sísmico, por lo que se busca que la estructuración sea lo más simple posible. Por eso, se debe considerar criterios aceptados en la norma E.030 como: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad, rigidez lateral, diafragma rígido, peso mínimo, selección y uso adecuado de los materiales de construcción, una buena práctica constructiva y una inspección estructural rigurosa. Con los planos de arquitectura, se comienza a estructurar el proyecto. Además de seguir los

critérios mencionados anteriormente, se busca alterar lo menos posible la arquitectura del edificio, por lo que se ubican los muros de corte y columnas respetando las áreas libres proyectadas en los planos de arquitectura. En los techos se emplea aligerado unidireccional. El edificio posee una escalera metálica general para toda la edificación. Así como también 3 tragaluces, con la finalidad de tener buena iluminación. Se empleó un parapeto de 1.10 m de alto en la parte de la azotea. Las vigas chatas se colocan para cargar tabiques que se encuentren orientados en forma paralela a la losa aligerada. La tabiquería no forma parte del sistema estructural y solo se considera su peso para el análisis sísmico y de gravedad y para el posterior diseño de los elementos estructurales.

### **2.6.2 Estructura**

Para el diseño estructural de la edificación en concreto armado fueron consideradas las siguientes características de los materiales:

#### **Concreto:**

- ✓ Resistencia a la compresión:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Elasticidad:  $Ec = 218819.79 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Peso específico:  $\gamma = 2400.00 \text{ kg/cm}^3$
- ✓ Módulo de Poisson:  $\nu = 0.20$

**Acero:** Barras corrugadas de Acero grado 60.

- ✓ Esfuerzo de fluencia:  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Elasticidad:  $Ec = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

### **2.6.3 Condiciones generales de diseño**

#### **2.6.3.1 Normas empleadas**

El diseño y análisis de la edificación, se realizó siguiendo lo estipulado en las siguientes normas del reglamento nacional de edificaciones:

- ✓ Norma E 020 Cargas
- ✓ Norma E 030 Diseño Sismorresistente
- ✓ Norma E 060 Concreto Armado

#### **2.6.3.2 Cargas actuantes en la edificación:**

Para realizar el análisis estructural de la edificación, primero se analizó y estimo cuáles serían las cargas actuantes en la estructura durante su vida útil, siendo dicha estimación de gran importancia para asegurar que los elementos estructurales que forman la edificación tengan realmente la capacidad de resistir satisfactoriamente las posibles cargas que puedan actuar sobre ellos, y así asegurar la integridad de la edificación.

Según la norma E 0.20 de Cargas del RNE, las cargas actuantes se dividen principalmente en tres grandes grupos, que son la carga muerta, carga viva, y carga de sismo, donde las dos primeras fueron estimadas a partir de la norma E 020, y la última con la norma E 0.30.

**a). Carga Muerta (CM):** Se le llama carga muerta a todas aquellas cargas que soporta la estructura que actúan de manera permanente y cuya variación de su magnitud y ubicación en el tiempo es nula o mínima. Estas están formadas por el peso propio de los elementos estructurales, tabiquería, y acabados.

- ✓ Concreto: 2400 kg/m<sup>3</sup>
- ✓ Losa aligerada (e=20 cm): 300 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Acabados: 100 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Tabiquería móvil: 100 kg/m<sup>2</sup>

**b). Carga Viva (CV):** Se le llama carga viva a aquellas cargas que soporta la edificación que son variables con el tiempo, tanto en magnitud como en posición. Ellas están formadas por el peso de los mobiliarios, maquinarias, y de los ocupantes.

- ✓ 1°, 2°, y 3° Nivel: 200 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ 4° Nivel (Azotea): 100 kg/m<sup>2</sup>

**c). Carga Sísmica (CS):** La carga sísmica es la fuerza inercial generada por la acción de las ondas sísmicas sobre la estructura durante un sismo. Estas son calculadas mediante un análisis estático y dinámico modal, según lo estipulado en la norma E 0.30 de diseño sismorresistente.

El cálculo mencionado anteriormente fue realizado en el programa ETABS 2016.

#### **4.3.2 Combinación de cargas:**

Los elementos de concreto armado de la edificación fueron diseñados por el método de resistencia, según lo estipulado por la norma E 0.60 de concreto armado, donde las cargas actuantes en la edificación son amplificadas (Factores de carga) y combinadas mediante

las siguientes combinaciones de cargas:

- ✓  $U1 = 1.4CM + 1.7 CV$
- ✓  $U2 = 1.25(CM + CV) \pm CSX$
- ✓  $U3 = 1.25(CM + CV) \pm CSY$
- ✓  $U4 = 0.9CM \pm CSX$
- ✓  $U5 = 0.9CM \pm CSY$

Donde:

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

CSX = Carga sísmica en la dirección X

CSY = Carga sísmica en la dirección Y

### **2.6.3.3 Estructuración**

La estructuración es un proceso en el cual se definió la ubicación y características de los elementos estructurales en la edificación, a partir de una arquitectura propuesta anteriormente, con la finalidad de obtener una estructura que tenga un adecuado comportamiento ante las solicitaciones para las cuales estará diseñada.

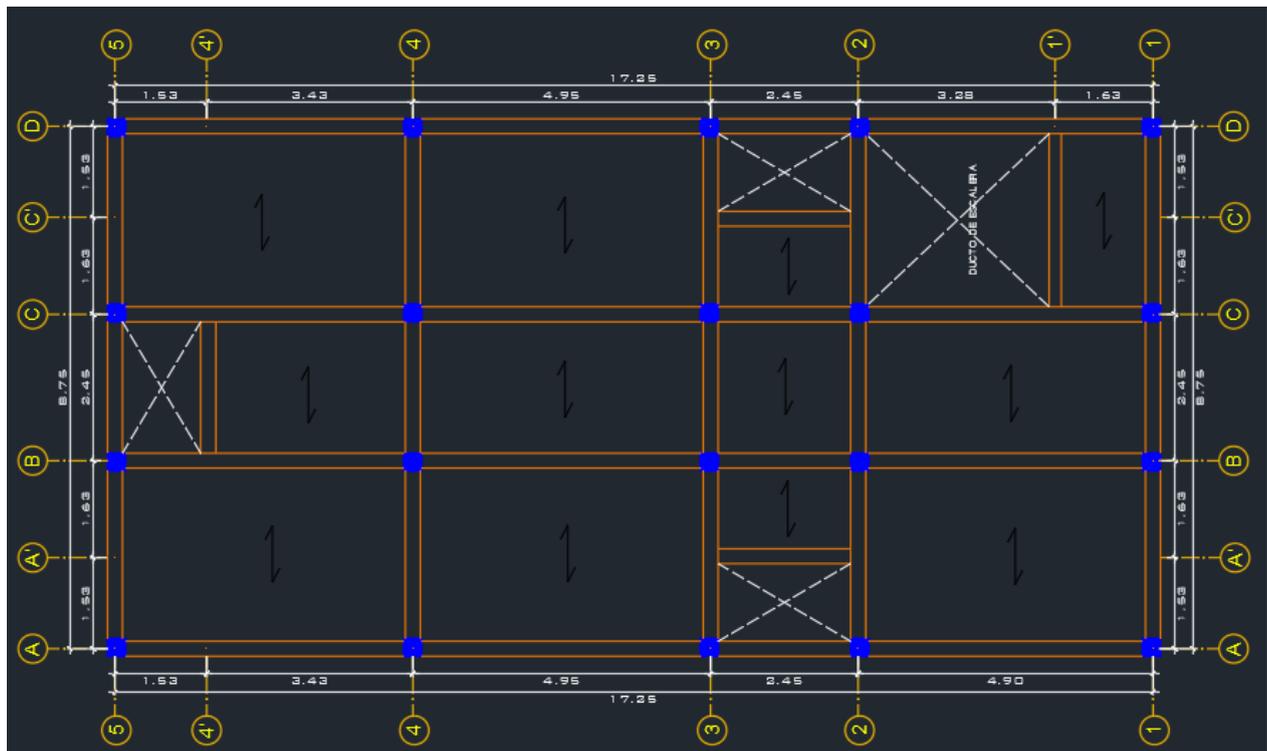
Una adecuada estructuración nos permitirá tener una mejor predicción acerca del comportamiento estructural de la edificación, y tener una mayor probabilidad de que el diseño resista satisfactoriamente las cargas actuantes sobre ella.

Inicialmente la edificación se proyectó como una estructura de pórticos formados por columnas y vigas en ambas direcciones, donde las dimensiones de sus secciones fueron obtenidas mediante un pre dimensionamiento, teniendo columnas de 30x30cm, vigas principales en la dirección Y de 25x40cm, y vigas secundarias de 25x25cm en la dirección

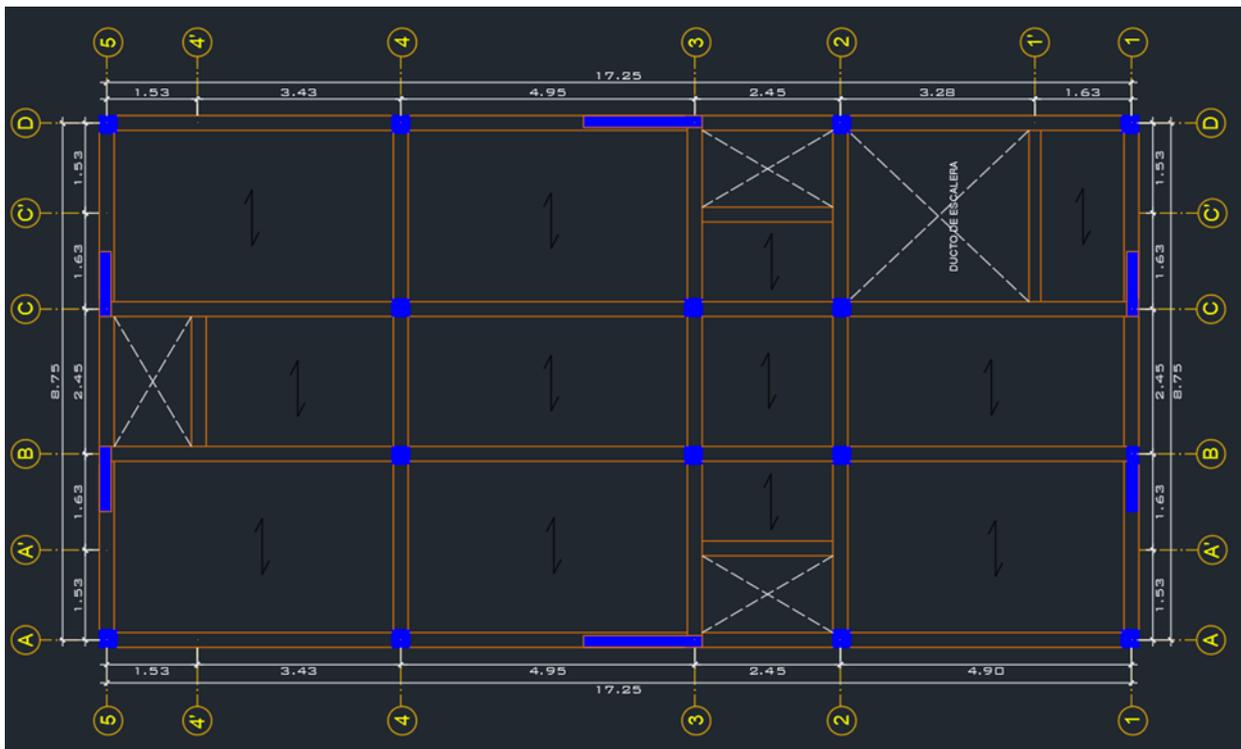
X. Sin embargo, debido a los requisitos estructurales, dichas dimensiones y estructuración tuvieron que modificarse, para analizarse y diseñarse como un sistema dual de pórticos y muros estructurales en la dirección X y Y, donde se decidió colocar placas de 1.10m y 2.00m respectivamente, con un espesor de 20 cm.

En la dirección Y (ejes de letras), se distribuyeron simétricamente 4 pórticos, y en la dirección X, se distribuyeron 5 pórticos. La anterior distribución fue realizada de acuerdo a los requisitos estructurales de la edificación, y a la arquitectura propuesta inicialmente,

por ejemplo, en el presente proyecto se procuró cerrar todos los ductos mediante pórticos de columnas y vigas, y así asegurar un adecuado comportamiento del diafragma rígido y de la compatibilización de deformaciones, y por último el análisis y diseño de la escalera, será diseñada por la especialidad de Metalmecánica, ya que es una estructura metálica, además esta no posee gran relevancia en el comportamiento sísmico de la estructura ya que se encuentra aislada de la edificación.



**Figura 14. Vista en planta de la estructura con el predimensionamiento.**



**Figura 15. Vista en planta de la estructura redimensionada y con la definitiva estructura**

### 2.6.4 Predimensionamiento

El pre-dimensionamiento consistió en dar una dimensión aproximada a los distintos elementos estructurales de la edificación, en base a ciertos criterios estipulados en la norma E.060 de Concreto Armado y de algunos métodos propuestos por el ing. Roberto Morales Morales, los cuales serán presentados a continuación:

#### **Losa Aligerada unidireccional**

Según la norma E 0.60 de concreto armado, el espesor mínimo de una losa unidireccional para que no tenga problemas de deflexiones deberá ser de  $L_n/21$ , donde  $L_n$  es la luz libre de la losa.

$$h_{min} = \frac{L_n}{21} = \frac{4.70}{21} = 0.22m \approx 0.20m$$

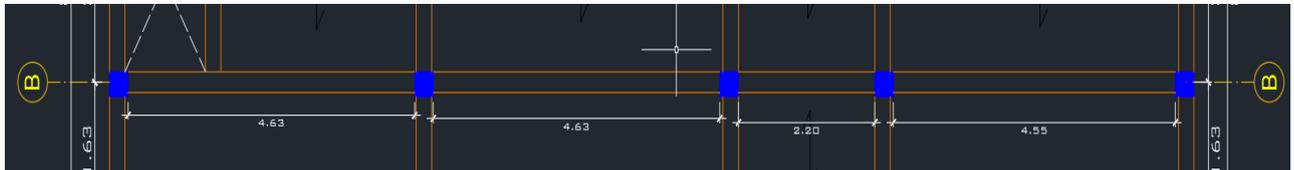
La anterior formula fue aplicada al paño de losa más grande de la edificación, sin embargo, debido a que los demás paños son generalmente pequeños y que el valor calculado es bastante próximo de 0.20m, emplearemos dicho espesor para la losa aligerada.

## Vigas Principales y secundarias

Según (Blanco, 1994), las vigas generalmente se dimensionan con peraltes de entre  $L_n/12$  y  $L_n/10$ , donde  $L_n$  es la luz libre de la viga; debiendo aclararse que dicho peralte también incluye el espesor de la losa. Además, también nos dice que el ancho mínimo recomendado de la base de una viga es de 25 cm para pórticos sismorresistente de concreto armado.

En el presente proyecto se asumió un peralte de  $L_n/11$  para las vigas principales, y de  $L_n/12$  para las vigas secundarias, en donde se usó la máxima luz libre del pórtico de análisis, debiendo aclarar que se realizara el análisis de un pórtico en la dirección X (pórtico secundario) y otro en la dirección Y (pórtico principal).

### Vigas principales



**Figura 16. Vigas del pórtico B (dirección Y).**

$$h = \frac{L_n}{11} = \frac{4.62}{11} = 0.42m \approx 0.40m$$

Sección de las vigas principales será: 0.25x0.40m

### Vigas secundarias



**Figura 17. Vigas del pórtico 4 (dirección X).**

$$h = \frac{L_n}{12} = \frac{2.80}{12} = 0.23m \approx 0.25m$$

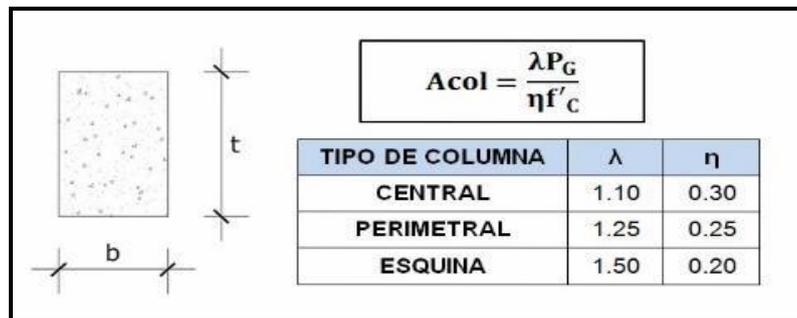
Sección de vigas secundarias será: 0.25x0.25m

### Vigas chatas

Las vigas chatas fueron dispuestas principalmente para confinar los ductos presentes en la edificación, una viga chata de 0.25x0.20m en los ejes 4', A' y C' para cerrar los tragaluces del edificio, una viga chata de 0.25x0.20m en el eje 1' de la losa como conexión con la escalera.

### Columnas

Las columnas son elementos de gran importancia en la edificación, los cuales soportan tanto a las cargas axiales debido al peso del edificio, como los de flexión, producidos durante la acción de las fuerzas sísmicas. Por lo que para el predimensionamiento de las columnas usaremos los criterios propuestos por el ing. Roberto Morales Morales, en donde toman en consideración de manera conservadora dichos efectos, por lo que la fórmula empleada para predimensionar será:



**Figura 18.** Formula de predimensionamiento propuesta por el Ing. Roberto Morales Morales.

Donde:

$A_{col}$  = Área de la columna.

$P_G$  = Cargas de servicio (kg/cm<sup>2</sup>).

$f'_c$  = 210 Kg/cm<sup>2</sup>. (Resistencia a la compresión)

$\lambda, \eta$  = Parámetros que dependen del tipo de columna.

Para realizar el predimensionamiento de la columna primero se deberá estimar de manera aproximada las cargas de servicio que estarán actuando en la edificación, las cuales serán determinadas a partir de la norma E 020 de cargas y de algunos valores de cargas asumidos por el ing. Roberto Morales.

Las cargas de servicio del primer al tercer piso serán:

✓	Peso de Losa aligerado (e= 20cm) =	300 kg/m <sup>2</sup>
✓	Peso de acabados =	100 kg/m <sup>2</sup>
✓	Peso de tabiquería móvil =	100 kg/m <sup>2</sup>
✓	Peso de vigas =	100 kg/m <sup>2</sup>
✓	Peso de columnas =	60 kg/m <sup>2</sup>
✓	<u>Carga viva =</u>	<u>200 kg/m<sup>2</sup></u>
	<b>PG =</b>	<b>820 kg/m<sup>2</sup></b>

Las cargas de servicio del cuarto piso serán:

✓	Peso de Losa aligerado (e= 20cm) =	300 kg/m <sup>2</sup>
✓	Peso de acabados =	100 kg/m <sup>2</sup>
✓	Peso de tabiquería de techo =	100 kg/m <sup>2</sup>
✓	Peso de vigas =	100 kg/m <sup>2</sup>
✓	Peso de columnas =	60 kg/m <sup>2</sup>
✓	<u>Carga viva =</u>	<u>100 kg/m<sup>2</sup></u>
	<b>PG =</b>	<b>720 kg/m<sup>2</sup></b>

Luego se procedió a ordenar en la siguiente tabla las constantes de la formula y a determinar la máxima área tributaria que poseen cada tipo de columna.

**Tabla 2:** Tipos de columnas y áreas tributarias máximas.

Columna tipo	Ubicación	$\lambda$	n	Lx (m)	Ly (m)	At (m <sup>2</sup> )
1	Central	1.10	0.30	2.80	4.93	13.80
2	Perimetral	1.25	0.25	1.45	4.93	7.15
3	Esquina	1.5	0.2	1.45	2.36	3.42

Después del cálculo anterior, pasamos a calcular el área de las secciones de columnas, y para determinar sus dimensiones, asumimos inicialmente columnas con secciones de forma cuadra

**Tabla 3:** Cálculo de la sección de las columnas centrales (C1).

PISO	P (Kg)	P acum. (Kg)	A col (cm <sup>2</sup> )	b = t (cm)	Uniformizando Sección
4	10491.04	10491.04	183.18	13.53	15.00
3	11871.44	22362.48	390.46	19.76	20.00
2	11871.44	34233.92	597.74	24.45	25.00
1	11871.44	46105.36	805.01	28.37	30.00

**30.00 cm**

**Tabla 4:** Cálculo de la sección de las columnas perimetrales (C2).

PISO	P (Kg)	P acum. (Kg)	A col (cm <sup>2</sup> )	b = t (cm)	Uniformizando Sección
4	5432.86	5432.86	129.35	11.37	15.00
3	6147.71	11580.57	275.73	16.61	20.00
2	6147.71	17728.28	422.10	20.55	20.00
1	6147.71	23875.99	568.48	23.84	25.00

**Tabla 5:** Cálculo de la sección de las columnas de esquina (C3).

PISO	P (Kg)	P acum. (Kg)	A col (cm <sup>2</sup> )	b = t (cm)	Uniformizando Sección
4	2600.72	2600.72	92.88	9.64	10.00
3	2942.92	5543.64	197.99	14.07	15.00
2	2942.92	8486.56	303.09	17.41	20.00
1	2942.92	11429.48	408.20	20.20	25.00

Sin embargo, según el código ACI 318-14, las dimensiones mínimas de columnas pertenecientes a pórticos resistentes a momentos deberá ser 30 cm, por lo que se decidió utilizar y uniformar a todas las columnas con esas dimensiones.

- COLUMNAS CENTRALES (C1) = **30.00 cm**
- COLUMNAS PERIMETRALES (C2) = **30.00 cm**
- COLUMNAS DE ESQUINA (C3) = **30.00 cm**

Se debe tener en cuenta que un predimensionamiento nos proporciona dimensiones aproximadas de los elementos estructurales, pudiendo ser modificadas de acuerdo a las necesidades estructurales y requerimientos del proyecto.

### **Muros estructurales o placas**

La necesidad de placas en la edificación depende principalmente del cumplimiento de las derivas máximas establecidas en la norma E 0.30, por lo que su empleo se determinó luego de realizado el análisis sísmico de la edificación asumiendo a la estructura como un sistema aporticado, en el que el número y dimensiones de las mismas dependerán de la cantidad de rigidez que es necesaria suministrarle a la edificación.

En la presente tesis después de realizado el análisis sísmico, se pre dimensionó dos placas con el espesor de 0.20m, y una longitud de 2.00m y 1.10m, dimensiones que fueron posteriormente verificadas con un nuevo análisis estructural.

### **2.6.5 Metrado de cargas por gravedad**

El metrado de las cargas de servicio actuantes sobre la estructura, es un proceso requerido

para la determinar el peso sísmico de la edificación, que es usado para el cálculo de las fuerzas sísmicas. Este puede dividirse en dos partes, uno que es el metrado de cargas manual realizado para determinar las cargas externas actuantes sobre las losas de cada nivel de la edificación, y el otro que fue el metrado de cargas que realiza el programa ETABS 2016 de manera automática, y consiste en el peso propio de los elementos estructurales que conforman el edificio.

A continuación, se procederá a explicar el proceso del metrado manual cuyos resultados fueron colocados en el ETABS y sirvieron para determinar el peso sísmico de la edificación.

### Cargas Muertas (CM)

Como se mencionó anteriormente la carga muerta estará conformada por el peso de los acabados, y de la tabiquería móvil, ya que el peso de la losa aligerada, por ser un elemento estructural del edificio, estará incluido dentro de los cálculos del propio programa; sin embargo, el software solo realiza el cálculo del peso del concreto de la losa, no contabilizando el de los ladrillos de techo, por lo que el peso de estos últimos deberán de ser calculados manualmente, y se sumaran al de los acabos y tabiquería móvil para obtener la carga muerta que actuara sobre cada losa.

Las cargas muertas del primer al tercer piso serán:

✓	Peso de acabados =	100 kg/m <sup>2</sup>
✓	Peso de tabiquería móvil =	100 kg/m <sup>2</sup>
✓	<u>Peso de ladrillos/m<sup>2</sup> =</u>	<u>90 kg/m<sup>2</sup></u>
	CM =	290 kg/m <sup>2</sup>

Las cargas muertas del cuarto piso serán:

✓	Peso de acabados =	100 kg/m <sup>2</sup>
✓	Peso de tabiquería móvil =	100 kg/m <sup>2</sup>
✓	<u>Peso de ladrillos/m<sup>2</sup> =</u>	<u>90 kg/m<sup>2</sup></u>
	CM =	290 kg/m <sup>2</sup>

### Cargas Vivas (CV)

La edificación a proyectar está destinada a usarse como una vivienda multifamiliar, por lo que la norma E 020 de cargas, establece que el valor a emplearse para cada planta típica de piso es de 200 Kg/m<sup>2</sup>, y de 100kg/m<sup>2</sup> para la azotea.

La norma además establece una reducción de la sobre carga para el cálculo del peso sísmico de la edificación, que sin embargo no será aplicada en este caso, debido a que las áreas

tributarias de las columnas no superan el área mínima que dice la norma, para poder aplicarse dicha reducción.

Las cargas muertas del primer al tercer piso serán:

- $CV = 200 \text{ kg/m}^2$

Las cargas muertas del cuarto piso serán:

- $CV = 100 \text{ kg/m}^2$

### **2.6.6 Análisis sísmico**

El análisis sísmico es un proceso que tuvo como objetivo determinar las fuerzas internas de cada uno de los elementos estructurales de la edificación cuando esta se encuentra sometida bajo la acción de las ondas sísmicas, y a partir de dichos resultados, realizar el diseño de los elementos estructurales de concreto armado, según lo estipulado por la E 0.60 y de esta manera asegurar el adecuado comportamiento sismorresistente de la edificación.

Sin embargo, su primer objetivo es verificar que el edificio cumpla con los requisitos de rigidez establecidos por la norma E 0.30 de diseño sismorresistente, la cual se realiza mediante el control de la deriva máxima permisible, que para las estructuras de concreto armado es de 0.007. Dicha verificación es de gran importancia, debido a que los grandes desplazamientos en la estructura, pueden producir severos daños en los elementos no estructurales de la edificación, como en los tabiques, puertas y ventanas, así como una sensación de inseguridad en los usuarios de la edificación.

La estructura fue modelada y analizada en el programa ETABS 2016, mediante un modelo de masas concentradas localizadas en los centros de masa de cada una de las losas, en donde a cada una les fue asignada un diafragma rígido con tres grados de libertad, dos de ellos correspondientes a los desplazamientos laterales en las direcciones X y Y, y la última correspondiente a un desplazamiento rotacional, con vector perpendicular a la losa.

La hipótesis del diafragma rígido nos permite la compatibilización de los desplazamientos entre los pórticos de la estructura en cada nivel.

El primer modelo tridimensional analizado en el programa, fue el proyectado con la estructuración y predimensionamiento de elementos estructurales, considerando un sistema estructural de pórticos en las dos direcciones.

Sin embargo, como se mencionó anteriormente al modelar la estructura con las dimensiones

obtenidas con el predimensionamiento, se encontró que esta no satisfacía con los requerimientos de rigidez establecidos por la norma E 0.30 de diseño sismorresistente, razón por la cual se realizó un redimensionamiento de los elementos estructurales y por ende un nuevo análisis sísmico.

A continuación, se procederá a explicar el proceso del análisis sísmico de la edificación para los dos casos, con las dimensiones iniciales, y con las nuevas y definitivas dimensiones.

### **2.6.6.1 Análisis sísmico de la edificación con la estructuración y dimensiones obtenidas inicialmente en el predimensionamiento**

#### **2.6.6.1.1 Parámetros sísmicos de la estructura**

Los parámetros empleados fueron los siguientes:

- Factor de zona:  $Z=0.45$ , este valor depende de la ubicación geográfica del edificio, en nuestro caso la vivienda esta ubicada en la urb. Monserrate, provincia de Trujillo, departamento de La Libertad, la cual corresponde a la zona sísmica 4. (**Anexo 2**)
- Factor de uso:  $U=1$  (La categoría del edificio corresponde a una edificación común).
- Parámetro del suelo:  $S=1.05$  (Suelo S2), debido a que se encuentra ubicado en la urb. Monserrate y el edificio se encuentra sobre un suelo intermedio. (**Anexo 3**)

$$T_P = 0.6s, T_L = 2.0s$$

- Factor de amplificación sísmica:  $C$ , es el factor de amplificación estructural respecto de la aceleración del suelo, el cual depende del periodo fundamental del edificio.  
Periodo fundamental de vibración

$$T = h_n / C_T = 10.40 / 35 = 0.297 \text{ s}$$

Donde:

$h_n = 10.40\text{m}$  (altura del edificio)

$C_T = 35$  para edificios de concreto armado sin muros de corte

El factor de amplificación sísmica será:

$$T = 0.297s < T_P = 0.6s, \text{ entonces } C = 2.5$$

- Coeficiente de Reducción:  $R=8$  debido a que el edificio cuenta con un sistema sismorresistente de pórticos de concreto armado y se podría considerar regular.

#### **2.6.6.1.2 Parámetros sísmicos de la estructura**

El análisis estático es un método que no está permitido utilizar para estructuras que son proyectadas en zonas de alto riesgo sísmico, como es el caso del presente trabajo (Zona 4), sin embargo, fue necesario el cálculo del cortante basal por este método, es decir el cortante estático, ya que de este valor se obtuvo el cortante mínimo de diseño de la edificación. Para el cálculo del cortante basal estático se procede de la siguiente forma:

$$V_{Est.} = \frac{ZUCS}{R} * P_{Sismico}$$

El peso sísmico de la edificación es un valor calculado por el programa ETABS 2016, cuyo cálculo es obtenido después de correr el software, una vez insertado todos los parámetros de diseño, cargas actuantes, etc., y que para este primer caso fue de:

$$P_{Sismico} = 510.872 \text{ Ton}$$

$$V_{Est.} = \frac{0.45 * 1.0 * 2.5 * 1.05}{8} * 510.872 = 86.433 \text{ Ton}$$

El anterior valor es igual en ambas direcciones ya que en ambas direcciones se está asumiendo un sistema de pórticos.

### 2.6.6.1.3 Análisis dinámico

Para el diseño de edificaciones convencionales, como la de la presente tesis (edificio multifamiliar), suelen usarse los resultados obtenidos de un análisis dinámico por combinación modal espectral, por lo que se escogió dicho método para el análisis del edificio.

#### Aceleración Espectral

Para el análisis de cada una de las direcciones horizontales de la edificación se utilizó un espectro aceleraciones definido por:

$$\frac{S_a}{3} = \frac{ZUCS}{g R}$$

De la anterior ecuación podemos observar que todos los valores serán constantes, a excepción de uno, que es el valor del factor de amplificación sísmica (C). Esto es debido a que, para construir la gráfica conocida como el espectro de aceleraciones, es necesaria someter a la ecuación a diferentes valores de periodos fundamentales, variación que afecta únicamente al valor del factor C. La fórmula para el cálculo del factor de amplificación

sísmica está estipulada en la norma E 0.30 de diseño sismorresistente, y es la siguiente:

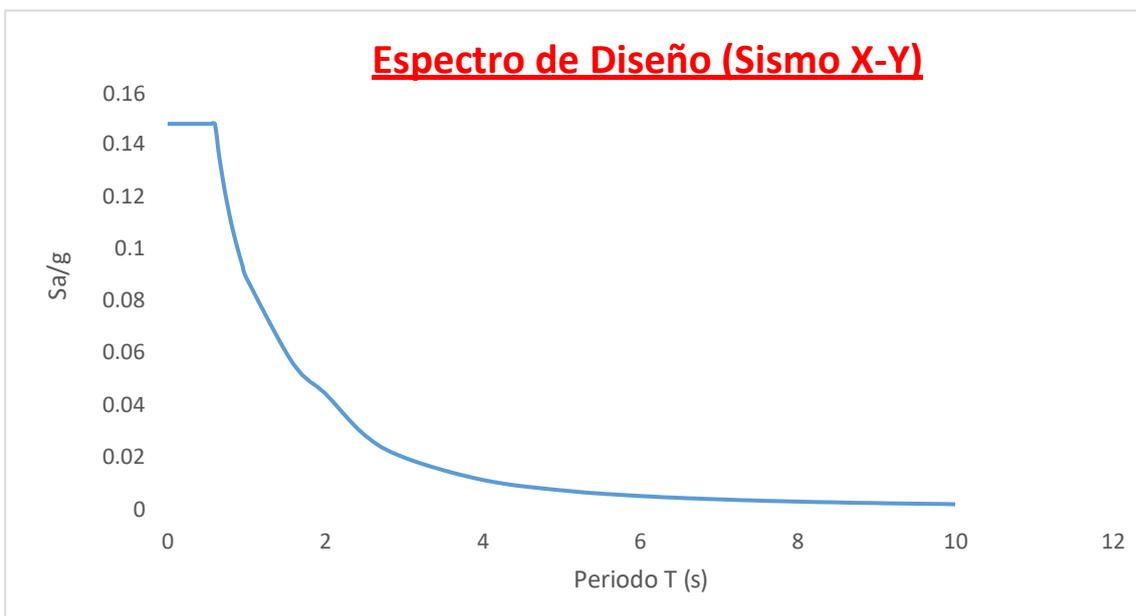
$$\begin{aligned}
 T < T_P & \quad C = 2,5 \\
 T_P < T < T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 T > T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

El factor de reducción sísmica (R), es el mismo para ambas direcciones, debido a que el sistema estructural adoptado en ambas, es el de pórticos. Por lo que, de lo anterior resulto que el espectro de aceleraciones sea el mismo en las dos direcciones.

**Tabla 6: Cálculo de espectro de aceleraciones inicial.**

T	C	ZUCS/R
0	2.5	0.14765625
0.02	2.5	0.14765625
0.04	2.5	0.14765625
0.06	2.5	0.14765625
0.08	2.5	0.14765625
0.1	2.5	0.14765625
0.12	2.5	0.14765625
0.14	2.5	0.14765625
0.16	2.5	0.14765625
0.18	2.5	0.14765625
0.2	2.5	0.14765625
0.25	2.5	0.14765625
0.3	2.5	0.14765625
0.35	2.5	0.14765625
0.4	2.5	0.14765625
0.45	2.5	0.14765625
0.5	2.5	0.14765625
0.55	2.5	0.14765625
0.6	2.5	0.14765625
0.65	2.30769	0.13629808
0.7	2.14286	0.1265625
0.75	2	0.118125
0.8	1.875	0.11074219
0.85	1.76471	0.10422794
0.9	1.66667	0.0984375

0.95	1.57895	0.09325658
1	1.5	0.08859375
1.6	0.9375	0.05537109
2	0.75	0.04429688
2.5	0.48	0.02835
3	0.33333	0.0196875
4	0.1875	0.01107422
5	0.12	0.0070875
6	0.08333	0.00492188
7	0.06122	0.00361607
8	0.04688	0.00276855
9	0.03704	0.0021875
10	0.03	0.00177188



**Figura 19. Espectro de aceleraciones del edificio inicial**

Una vez obtenido el espectro de aceleraciones, y de haberlo insertado en el modelado de la estructura en el programa ETABS 2016, junto con la asignación de cargas y demás, se procedió a correr el programa y analizar los resultados obtenidos, verificando las hipótesis asumidas y que el modelo cumpla con los requisitos estructurales.

**Verificación de derivas (Anexo 1)**

El primer requisito estructural que debe de cumplir la estructura es el cumplimiento de la deriva máxima permisible, el cual para estructuras de concreto armada es de 0.007, según lo estipulado por la norma E 0.30 de diseño sismorresistente.

**Tabla 7:** Verificación de derivas en la dirección X iniciales

NIVEL	Derivas Inelásticas		Deriva Limite (%)	Control de derivas
	$\Delta$ Ine	$\Delta$ Ine (%)		
TECHO	0.00766	0.77%	0.70%	No cumple
PISO 3	0.01355	1.36%	0.70%	No cumple
PISO 2	0.01735	1.73%	0.70%	No cumple
PISO 1	0.01333	1.33%	0.70%	No cumple

**Tabla 8:** Verificación de derivas en la dirección Y iniciales

NIVEL	Derivas Inelásticas		Deriva Limite (%)	Control de derivas
	$\Delta$ Ine	$\Delta$ Ine (%)		
TECHO	0.00520	0.52%	0.70%	Cumple
PISO 3	0.00943	0.94%	0.70%	No cumple
PISO 2	0.01231	1.23%	0.70%	No cumple
PISO 1	0.01015	1.01%	0.70%	No cumple

En las tablas 4.8 y 4.9 de verificación de derivas, podemos observar que en varios pisos no se cumple con las derivas máximas permisibles, razón por la cual se detiene el análisis hasta este paso, y se procede a un redimensionamiento de los elementos estructurales, con el fin de conseguir mayor rigidez en la estructura, y si fuera necesario, de suministrarle muros estructurales.

### 2.6.6.2 Análisis sísmico de la edificación con las dimensiones definitivas

El edificio redimensionado y nuevamente estructurado, está conformado por un sistema dual en ambas direcciones, por lo que los parámetros C, y R tendrán una variación con respecto a los anteriores, manteniéndose las demás constantes.

#### 2.6.6.2.1 Parámetros Sísmicos

Factor de zona (Z): **Z = 0.45 (Anexo 2)**

Factor de uso (U): **U = 1.0 (Anexo 2)**

Factor de suelo (S): **S = 1.05 ; Tp = 0.6s ; TL= 2.0s (Anexo 2 y 3)**

Factor de amplificación sísmica (C)

Periodo fundamental de vibración

$$T=h_n/C_T=10.40/60=0.173 \text{ s}$$

Donde:

$h_n = 11.10\text{m}$  (altura del edificio)

$CT = 60$  para edificios de concreto armado duales.

El factor de amplificación sísmica será:

$$T=0.185s < T_p=0.6s \quad C=2.5$$

Coefficiente de reducción sísmica (R) (Anexo 2)

Coefficiente básico de reducción  $R_0 = 7$  (Sistema Dual)

Factor de irregularidad en altura  $I_a = 1$

Factor de irregularidad en planta  $I_p = 1$

El coeficiente de reducción sísmica será:  $R_Y = R_0 * I_a * I_p = 7 * 1 * 1 = 7$

Además, se debió verificar que la relación  $C/R$  sea mayor al mínimo valor de 0.11.

$$C/R = 2.5/7 = 0.357 \geq 0.11 \quad \text{"Cumple"}$$

#### 2.6.6.2.2 Análisis estático

En este caso debido a que se tuvo un nuevo sistema estructurales en ambas direcciones X y Y, se procedió con el cálculo de dos cortantes basales estática. Para el cálculo de dichas cortantes basales se procedió de la siguiente forma:

$$V_{Est.} = \frac{\sum ULS}{R} * P_{Sismico}$$

Debido a la consideración de dos placas en la dirección X y Y, el peso sísmico de la edificación que fue calculado con anterioridad se incrementó, y este fue de:

$$P_{Sismico} = 510.872 \text{ Ton}$$

Cortante basal estática en X y Y

$$V_{Est. X} = (0.45 * 1.0 * 2.5 * 1.05 / 7) * 510.872 = 86.210 \text{ Ton}$$

Debido a que el valor del factor de reducción sísmica es diferente, el valor de la cortante basal estática, también es diferente. Además, podemos notar como el valor de esta se incrementó drásticamente, ya que esta, disminuye los valores de R, y por ende, incrementa los valores del cortante basal.

#### 2.6.6.2.3 Análisis dinámico

Se utilizó nuevamente análisis dinámico por combinación modal espectral, para el análisis dinámico de la edificación.

## Aceleración Espectral

El proceso y fórmulas utilizadas fueron explicados anteriormente, por lo que únicamente se procederá a mostrar lo obtenido. Sin embargo, cabe destacar que en este caso debido a se presenta dos valores de factor de reducción sísmico, diferentes, se tendrán también dos espectros de aceleraciones diferentes, uno para la dirección X, del sistema de pórticos, y uno para la dirección Y, del sistema dual.

**Tabla 9: Cálculo de espectro de aceleraciones final.**

T	C	ZUCS/R
0	2.5	0.16875
0.02	2.5	0.16875
0.04	2.5	0.16875
0.06	2.5	0.16875
0.08	2.5	0.16875
0.1	2.5	0.16875
0.12	2.5	0.16875
0.14	2.5	0.16875
0.16	2.5	0.16875
0.18	2.5	0.16875
0.2	2.5	0.16875
0.25	2.5	0.16875
0.3	2.5	0.16875
0.35	2.5	0.16875
0.4	2.5	0.16875
0.45	2.5	0.16875
0.5	2.5	0.16875
0.55	2.5	0.16875
0.6	2.5	0.16875
0.65	2.30769	0.15576923
0.7	2.14286	0.14464286
0.75	2	0.135
0.8	1.875	0.1265625
0.85	1.76471	0.11911765
0.9	1.66667	0.1125
0.95	1.57895	0.10657895
1	1.5	0.10125
1.6	0.9375	0.06328125
2	0.75	0.050625
2.5	0.48	0.0324
3	0.33333	0.0225
4	0.1875	0.01265625
5	0.12	0.0081
6	0.08333	0.005625
7	0.06122	0.00413265
8	0.04688	0.00316406
9	0.03704	0.0025
10	0.03	0.002025



**Figura 20. Espectro de aceleraciones del edificio redimensionado**

Verificación de las derivas (Anexo 2)

El primer requisito estructural que debe de cumplir una edificación, como se mencionó anteriormente, es el cumplimiento de la deriva máxima permisible, el cual para estructuras de concreto armada es de 0.007, según lo estipulado por la norma E 0.30 de diseño sismorresistente.

**Tabla 10:** Verificación de derivas en la dirección X final

NIVEL	Derivas Inelásticas		Deriva Limite (%)	Control de derivas
	$\Delta$ Ine	$\Delta$ Ine (%)		
<b>TECHO</b>	0.00398	0.40%	0.70%	<b>Cumple</b>
<b>PISO 3</b>	0.00513	0.51%	0.70%	<b>Cumple</b>
<b>PISO 2</b>	0.00538	0.54%	0.70%	<b>Cumple</b>
<b>PISO 1</b>	0.00274	0.27%	0.70%	<b>Cumple</b>

**Tabla 11:** Verificación de derivas en la dirección Y final

NIVEL	Derivas Inelásticas		Deriva Limite (%)	Control de derivas
	$\Delta$ Ine	$\Delta$ Ine (%)		
<b>TECHO</b>	0.00374	0.37%	0.70%	<b>Cumple</b>
<b>PISO 3</b>	0.00413	0.41%	0.70%	<b>Cumple</b>
<b>PISO 2</b>	0.00380	0.38%	0.70%	<b>Cumple</b>
<b>PISO 1</b>	0.00186	0.19%	0.70%	<b>Cumple</b>

En las tablas 4.12 y 4.13 de verificación de derivas, se puede observar que en ningún caso las derivas de entrepiso superan a la máxima permisible por la norma E 0.30, siendo la

máxima deriva en la dirección X de 0.007 y en la dirección Y de 0.0049.

#### Chequeo de irregularidades

Cumplida con las derivas permisibles, se continuo con el análisis, y se procedió a verificar si la estructura poseía problemas de irregularidad en planta, la cual, según las características de la estructura, solo existían dos posibilidades, que eran la irregularidad torsional moderada y la irregularidad torsional extrema.

Según la tabla n° 8 del artículo 3.6, de la norma E 0.30 de diseño sismorresistente, para que exista alguna de estas irregularidades, primero deberá de cumplirse con que, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso supere el 50% del máximo desplazamiento relativo permitido. A continuación, se mostrará el análisis realizado en la edificación para la dirección X, ya que en los cálculos en la dirección Y se verifico que no se cumplían con las condiciones de irregularidades torsionales.

**Tabla 12:** Verificación de irregularidad torsional (Dirección X).

NIVEL	Altura (m)	Desplazamiento relativo max. extremo (m)	Desplazamiento relativo centro de masas (m)	Verificacion
<b>Techo</b>	10.4	0.003976	0.003534	1.125 <b>No Presenta</b>
<b>piso 3</b>	7.8	0.005127	0.004633	1.107 <b>No Presenta</b>
<b>piso 2</b>	5.2	0.005375	0.004917	1.093 <b>No Presenta</b>
<b>piso 1</b>	2.6	0.002737	0.002525	1.084 <b>No Presenta</b>

**Tabla 13:** Verificación de irregularidad torsional (Dirección Y).

NIVEL	Altura (m)	Desplazamiento relativo max. extremo (m)	Desplazamiento relativo centro de masas (m)	Verificacion
<b>Techo</b>	10.4	0.00374	0.003681	1.016 <b>No Presenta</b>
<b>piso 3</b>	7.8	0.004134	0.004063	1.017 <b>No Presenta</b>
<b>piso 2</b>	5.2	0.003803	0.003734	1.018 <b>No Presenta</b>
<b>piso 1</b>	2.6	0.001864	0.00183	1.019 <b>No Presenta</b>

En la **tabla 4.14** se puede observar que efectivamente se cumple con la primera condición de irregularidad torsional para los tres últimos niveles, por lo que se procederá con la siguiente etapa del análisis de irregularidad torsional.

La norma E 0.30 de diseño sismorresistente, nos dice que, 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 1,2 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condici3n de carga.

#### Cortantes de dise1o

Seg3n lo estipulado en la norma E.030, de dise1o sismorresistente, en estructuras irregulares, como la presente tesis, la fuerza cortante en la base del edificio, para ambas direcciones, no podr1 ser menor que el 90% del valor calculado en el an1lisis est1tico.

Por lo que, si el cortante din1mico fuera menor al 90% de la fuerza cortante est1tica, se deber1n ajustar todos los resultados de cargas mediante un factor de escala, el cual ser1 el cociente entre el 90% del cortante basal est1tico y el cortante din1mico calculado inicialmente. Debemos tener en cuenta que este factor de escala se aplica a todos los resultados del an1lisis din1mico, menos a los desplazamientos calculados inicialmente.

Los valores de los cortantes din1micos fueron calculados a trav3s del programa ETABS 2016, mediante el an1lisis por combinaci3n espectral mencionado anteriormente, y estos fueron de:

- **$V_{DinX} = 78.4298 \text{ ton}$**
- **$V_{DinY} = 78.4298 \text{ ton}$**

Ahora los cortantes m3nimos de dise1o fueron calculados a partir de los resultados del an1lisis est1tico, seg3n lo estipulado por la norma E 0.30 y fueron:

- **$V_{MinX} = 90\%V_{Est.X} = 0.9 * 86.210 \text{ ton} = 77.589 \text{ ton}$**
- **$V_{MinY} = 90\%V_{Est.Y} = 0.9 * 86.210 \text{ ton} = 77.589 \text{ ton}$**

#### **2.6.6.2.4 Junta de separaci3n s3smica**

La norma E.030 de dise1o sismorresistente establece que toda estructura debe estar separada de las edificaciones vecinas para evitar el contacto entre ellas durante un movimiento s3smico. Por lo que esta nos dice que esta distancia no ser1 menor que:

- $2/3$  de la suma de los desplazamientos m1ximos de los edificios adyacentes.
- **$s = 0.006h \geq 0.03m$**

Donde  $h$  es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar “S”. Sin embargo, dado que no se conocen los desplazamientos de las edificaciones vecinas, se tendrá en cuenta únicamente el segundo criterio, donde se considera a la altura del edificio 10.40m

$$s=0.006*10.40=0.0624m \geq 0.03m$$

## 2.6.7 Diseño de los elementos estructurales

Para el diseño de los elementos de concreto armado se utilizó el diseño por resistencia, en la cual se diseñó a los elementos estructurales para soportar cargas mucho más grandes que las que están siendo solicitada, utilizando para ello los factores de carga (amplificación) y los factores de reducción de resistencia.

En esta sección se trabajó principalmente con lo dispuesto por la norma E 0.60 de diseño en concreto armado, y algunas recomendaciones dadas por el código ACI 318.

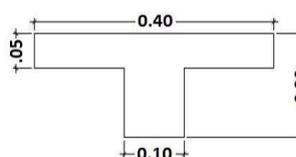
### 2.6.7.1 Diseño de Losas

En el presente proyecto se escogieron losas aligeradas para conformar los diafragmas de los entresijos del edificio, cuyo espesor de losa asumido fue de 20cm, el cual fue obtenido del predimensionado realizado de acuerdo con la norma E 0.60 de concreto armado.

### 2.6.7.2 Losas Aligeradas

El diseño de las losas aligeradas se realizó considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ella, es decir las cargas muertas y las cargas vivas. Donde de acuerdo con la norma se tuvo que utilizar la combinación  $1.4CM + 1.7CV$ .

Para analizar la losa aligerada, basto con analizar a una de sus viguetas, ya que una losa aligerada no es más que la unión de viguetas, espaciadas unas de otras. Donde dichas viguetas, tienen el comportamiento de una viga T apoyada sobre las vigas perpendiculares a ella, más conocidas como las vigas principales.



**Figura 21. Sección de una vigueta**

### 1° Carga actuantes por vigueta

#### **Cargas muertas:**

- Peso de acabados = 100 kg/m<sup>2</sup>
  - Peso de tabiquería móvil = 100 kg/m<sup>2</sup>
  - Peso de aligerado = 300 kg/m<sup>2</sup>
- CM = 500 kg/m<sup>2</sup>

$$W_{CM} = 500 * 0.4 = 200 \text{ Kg/m} = \mathbf{0.20 \text{ Ton/m}}$$

#### **Cargas vivas:**

- CV = 200 kg/m<sup>2</sup> (Según Norma E 0.20)

$$W_{cv} = 200 * 0.4 = 80 \text{ Kg/m} = \mathbf{0.08 \text{ Ton/m}}$$

#### **Cargas ultima:**

$$W_U = 1.4 * W_{CM} + 1.7 * W_{CV}$$

$$W_U = 1.4 * 0.20 + 1.7 * 0.08$$

$$W_U = \mathbf{0.416 \text{ Ton/m}}$$

### 2° Momentos por el método aproximado del ACI

Gran parte de la losa aligerada del proyecto se encuentra apoyada sobre cuatro vigas principales, es decir tienen dos extremos continuos, y dos discontinuos.

#### **Momentos negativos:**

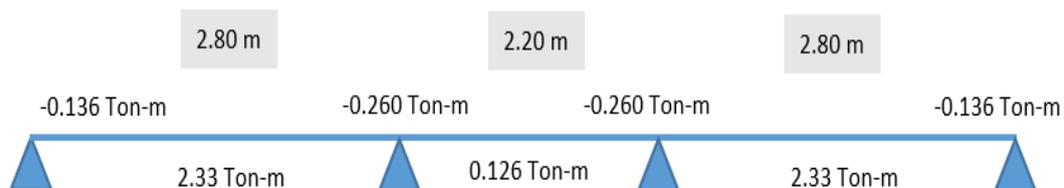
$$\bullet \text{ } MU1 = \frac{W_U * L2}{24} = \frac{0.416 * 2.80}{24} = \mathbf{0.136 \text{ Ton-m}}$$

$$\bullet \text{ } MU2 = \frac{W_U * L2}{10} = \frac{0.416 * \left( \frac{2.80 + 2.20}{2} \right)}{10} = \mathbf{0.260 \text{ Ton-m}}$$

#### **Momentos positivos:**

$$\bullet \text{ } MU1 = \frac{W_U * L2}{14} = \frac{0.416 * 2.80}{14} = \mathbf{0.233 \text{ Ton-m}}$$

$$\bullet \text{ } MU2 = \frac{W_U * L2}{16} = \frac{0.416 * 2.20}{16} = \mathbf{0.126 \text{ Ton-m}}$$



**Figura 22.** Esquema de momentos actuantes sobre una vigueta con cuatro apoyos.

### 3° Cálculo de acero

Para el cálculo de acero por flexión usaremos el método de tanteos, cuyo resultado deberá ser mayor al área de acero mínimo requerido por las secciones de las viguetas. Se tomara el momento más desfavorable.

**a). Acero mínimo:**

- $A_{s\min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$
- $A_{s\min} = \frac{0.8\sqrt{210}}{4200} * 10 * 17 = 0.47 \text{ cm}^2 \geq \frac{14}{4200} * 10 * 17 = 0.57 \text{ cm}^2$

$$A_{s\min} = 0.57 \text{ cm}^2$$

**b). Acero Positivo (En los tramos centrales):**

- **Mu = 0.233 ton-m**

Cálculo de 'a':

$$a = d - \sqrt{d^2 + \frac{2Mu}{\phi 0.85 f_c b}} = 0.876 \text{ cm}; A_s = 0.37 \text{ cm}^2$$

Pero como esta cantidad es menor al mínimo, se tomará al  $A_{s\min}$

$$A_s = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Mu = 0.126 ton-m**

Este momento es menor al anterior, por lo que la cantidad de acero requerida será una menor a la anterior, por lo que, se tomará al  $A_{s\min}$

$$A_s = 0.57 \text{ cm}^2$$

Escogeremos una varilla de acero de  $\phi 3/8''$  para el acero positivo ( $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$ ).

**c). Acero Negativo (En los apoyos):**

- **Mu = 0.260 ton-m**

Cálculo de 'a':

$$a = d - \sqrt{d^2 + \frac{2Mu}{\phi 0.85 f_c b}} = 0.98 \text{ cm}; A_s = 0.42 \text{ cm}^2$$

Pero como esta cantidad es menor al mínimo, se tomará al  $A_{s\min}$

$$A_s = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Mu = 0.136 ton-m**

Este momento es menor al anterior, por lo que la cantidad de acero requerida será una menor a la anterior, por lo que, se tomará al Asmin.

$$A_s = 0.57 \text{ cm}^2$$

Escogeremos una varilla de acero de  $\phi 3/8''$  para el acero negativo de todos los apoyos de la vigueta ( $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$ ).

#### **d). Acero de temperatura:**

- $A_s \text{ temp.} = 0.0018bh = 0.0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0.9 \text{ cm}^2$
- Asumimos varillas de  $\phi 1/4''$   $A_s = 0.32 \text{ cm}^2$
- $S = \frac{0.32}{0.9} = 0.35m$ ; pero  $S_{\text{máx.}} = 5h = 5 \cdot 5 = 25 \text{ cm}$   $S = 25 \text{ cm}$
- **Usará  $\phi 1/4'' @ 25 \text{ cm}$**

#### **2.6.7.3 Diseño de vigas:**

En el presente proyecto se usaron vigas peraltadas de 25x40cm y 25x25, así como también vigas chatas, las vigas peraltadas fueron destinadas tanto para resistir las cargas de gravedad de cada nivel de la edificación como para conformar los pórticos resistentes a sismos, las vigas chatas de 25x20cm fueron destinadas para confinar los ductos grandes de la losa.

##### **2.6.7.3.1 Viga Peralta**

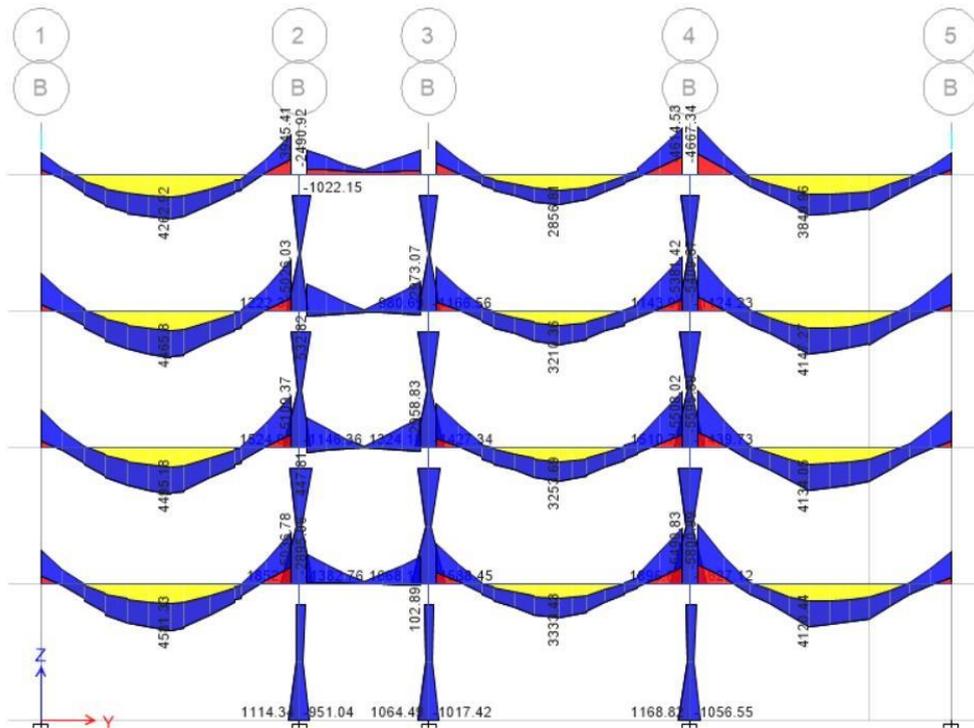
Las dimensiones de las vigas peraltadas fueron seleccionadas por requisitos de rigidez de la estructura, donde el diseño de las mismas se realizó a partir de los resultados obtenidos mediante el programa ETABS 2016.

### **VIGAS PRINCIPALES (NIVEL 1: EJE B)**

#### **Diseño por flexión**

##### Momentos:

Los momentos actuantes en las vigas fueron determinados por medio del análisis estructural elaborado por el programa ETABS 2016, donde para el diseño por flexión de dicha sección se utilizará la envolvente de momentos.



**Figura 23.** Envolvente de momentos actuantes en las vigas principales.

Para el diseño de las vigas de cada eje se seleccionó el tramo de viga más crítico, que es el de mayor luz, en este caso el tramo de viga de 4.95m, pórtico B, que como se puede apreciar en la figura 4.17 está sometida a los mayores momentos.

**Momentos negativos (Apoyos):**

- $M_u = -5.801 \text{ ton-m}$

**Momento positivo:**

- $M_u = 4.495 \text{ ton-m}$

Cálculo de acero mínimo:

- $A_{s\min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$
- $A_{s\min} = \frac{0.8\sqrt{210}}{4200} * 25 * 36 = 2.48 \text{ cm}^2 \geq \frac{14}{4200} * 25 * 36 = 3.00 \text{ cm}^2$

**$A_{s\min} = 3.00 \text{ cm}^2$**

Cálculo de acero requerido:

a). Acero Positivo (En el tramo central):

- $M_u = 4.495 \text{ ton-m}$

Cálculo de 'a':

$$a = d - \sqrt{d^2 + \frac{2Mu}{\phi 0.85 f_c b}} = 3.26 \text{ cm}; \text{As} = 3.46\text{cm}^2$$

Como esta cantidad es mayor al mínimo, se tomará:  $\text{As} = 3.46\text{cm}^2$

**Se usará 2  $\phi$  5/8''** ( $\text{As} = 3.96 \text{ cm}^2$ )

b). Acero Negativo (En los apoyos):

- $\text{Mu} = -5.801 \text{ ton-m}$

Cálculo de 'a':

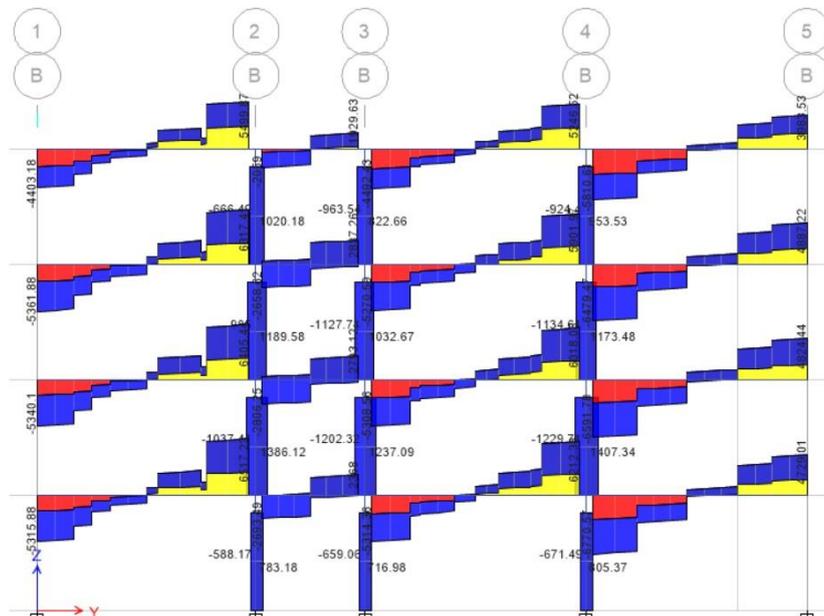
$$a = d - \sqrt{d^2 + \frac{2Mu}{\phi 0.85 f_c b}} = 4.26 \text{ cm}; \text{As} = 4.53\text{cm}^2$$

Como esta cantidad es mayor al mínimo, se tomará:  $\text{As} = 4.53\text{cm}^2$

**Se usará 2  $\phi$  3/4''** ( $\text{As} = 5.70 \text{ cm}^2$ )

Del anterior procedimiento se puede apreciar que la sección contará solo con dos varillas de acero de 5/8'' en la capa inferior y también dos varillas de 3/4'' en la capa superior, razón por la cual no habrá necesidad de realizar cálculos de puntos de corte a lo largo de las luces de las vigas.

A continuación, se procedió con la explicación del cálculo de estribos en la luz mas grande que es de 4.95m.



**Figura 24. Envolvente de cortantes actuantes en las vigas principales**

Para el diseño por corte se evaluará el tramo entre los ejes 4 y 5, en el cual se presentan los mayores esfuerzos de corte a lo largo de la viga, además debido a que en el diseño se suele usar una distribución de estribos simétricos, se tomara la mitad más crítica de dicho tramo.

$$V_u = 6.771 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d, \phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 36$$

$$\phi V_c = 5.876 \text{ Ton}$$

Como el  $V_u = 6.771 \text{ Ton}$  es un tanto mayor al  $\phi V_c = 5.876 \text{ Ton}$  y mayor a  $1/2 \phi V_c = 2.938 \text{ Ton}$ , se requerirá solamente de un refuerzo mínimo por corte, por lo que, para el cálculo de estribos se asumirán aceros de 3/8, cuya separación de estribos fue calculada de la siguiente manera:

$S_{max}$ , será el mínimo valor de:

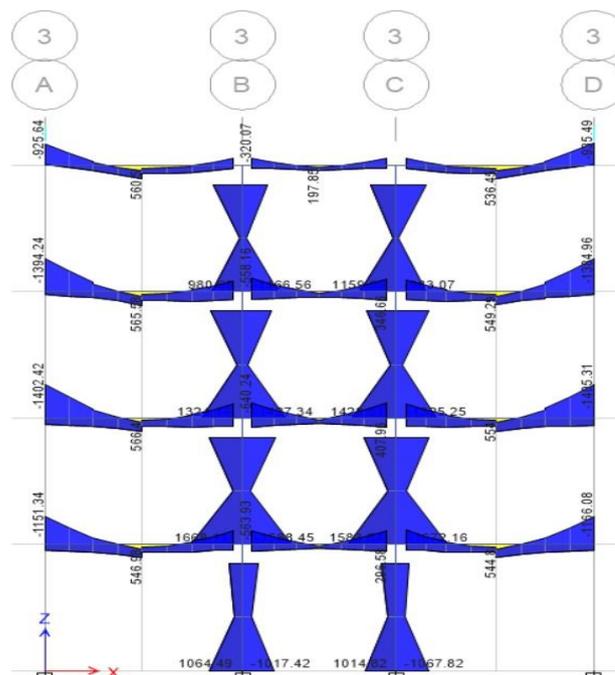
- $d/2 = 36/2 = 18 \text{ cm}$
- $60 \text{ cm}$
- $A_v * f_y / (3.5 * b_w) = (2 * 0.71) * 4200 / (3.5 * 25) = 68.16 \text{ cm}$

Sin embargo, habrá un tramo de las vigas (Tramo central) que estén sometidas a cortantes inferiores a  $1/2 \phi V_c = 2.938 \text{ Ton}$ , por lo que en dichas zonas solo se colocaron estribos de confinamiento @ 17.5cm.

Usará  $\phi 3/8, 1 @ 0.05 \text{ m}, 6 @ 0.15 \text{ m}, \text{ Rto. } @ 0.175 \text{ m. c/ext.}$

### VIGAS SECUNDARIAS (NIVEL 1: EJE 4)

#### Diseño por flexión



**Figura 25.** *Envolvente de momentos actuantes en las vigas secundarias.*

Para el diseño de las vigas de cada eje se seleccionó el tramo de viga más crítico, fue el tramo de viga de 2.8m, entre los ejes C y D, que como se puede apreciar en la **figura 4.19** está sometida a los mayores momentos.

**Momento negativo:**

- $M_u = -1.166 \text{ ton-m}$

**Momento positivo:**

- $M_u = 0.566 \text{ ton-m}$

Cálculo de acero mínimo:

- $$A_{s \min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$$

- $$A_{s \min} = \frac{0.8\sqrt{210}}{4200} * 25 * 21 = 1.45 \text{ cm}^2 \geq \frac{14}{4200} * 25 * 21 = 1.75 \text{ cm}^2$$

**$A_{s \min} = 1.75 \text{ cm}^2$**

Cálculo de acero requerido:

**a). Acero Positivo (apoyo):**

- $M_u = 0.566 \text{ ton-m}$

Cálculo de 'a':

$$a = d - \sqrt{d^2 + \frac{2M_u}{\phi * 0.85 f_c b}} = 0.68 \text{ cm}; \text{ As} = \mathbf{0.725 \text{ cm}^2}$$

Como esta cantidad es menor al mínimo, se tomará:  $A_{s \min} = 1.75 \text{ cm}^2$

**Se usará 2  $\phi$  1/2"** ( $A_s = 2.58 \text{ cm}^2$ )

El cálculo del acero para el otro apoyo no se realizó, ya que, según los cálculos anteriores,

se puede apreciar que la cantidad de acero requerida será menor a la mínima.

Los momentos positivos actuantes en el tramo central es mucho menor que el de los apoyos, por lo que el acero que se colocará será simplemente la continuación del acero inferior calculado anteriormente.

**b). Acero Negativo (apoyo):**

- $M_u = -1.166 \text{ ton-m}$

Cálculo de 'a':

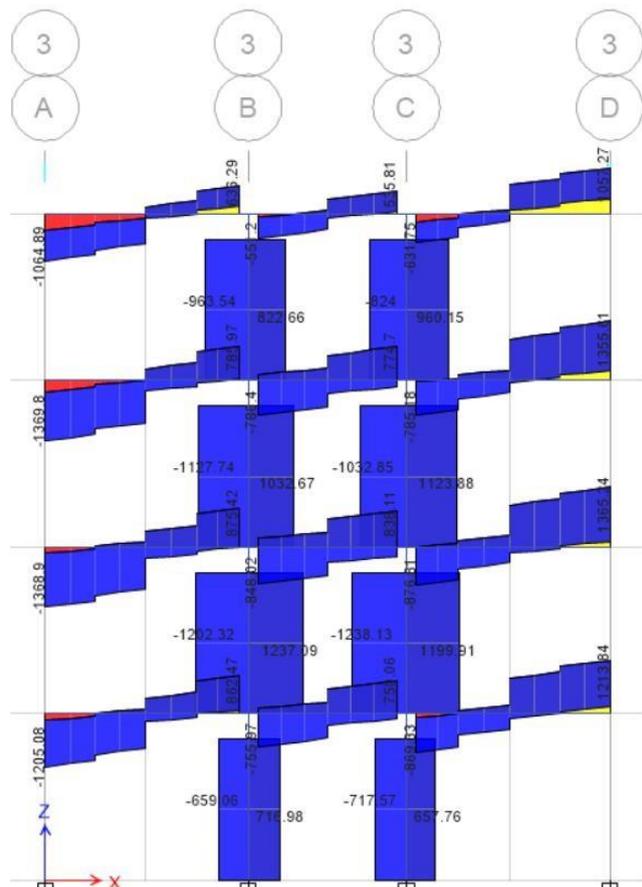
$$a = d - \sqrt{d^2 + \frac{2M_u}{\phi \cdot 0.85 f_c b}} = 1.43 \text{ cm}; A_s = 1.521 \text{ cm}^2$$

Como esta cantidad es menor al mínimo, se tomará:  $A_{smin} = 1.75 \text{ cm}^2$

**Se usará 2  $\phi$  1/2"** ( $A_s = 2.58 \text{ cm}^2$ )

Del anterior procedimiento se puede apreciar que la sección contará solo con dos varillas de acero de 1/2" en la capa inferior y también dos varillas de 1/2" en la capa superior, razón por la cual no habrá necesidad de realizar cálculos de puntos de corte a lo largo de las luces de las vigas.

**Diseño por cortante**



**Figura 26. Envolvente de cortantes actuantes en las vigas secundarias.**

Debido a que las luces de dicho pórtico son muy similares, así como los cortantes actuantes en ellas solo se evaluará el diseño en base al mayor cortante de las tres luces, además debido a que en el diseño se suele usar una distribución de estribos simétricos, esta servirá para cada extremo de las luces del pórtico.

$$V_u = 1.37 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 21$$

$$\phi V_c = 3.024 \text{ Ton}$$

Como el  $V_u = 1.37 \text{ Ton}$  es menor al  $\phi V_c = 3.024 \text{ Ton}$  y menor a  $1/2 \phi V_c = 1.512 \text{ Ton}$ , se requerirá solamente de un refuerzo mínimo por corte, por lo que, para el cálculo de estribos se asumirán aceros de 3/8, cuya separación de estribos fue calculada de la siguiente manera:

$S_{max}$ , será el mínimo valor de:

- $d/2 = 21/2 = 10.5 \text{ cm}$
- $60 \text{ cm}$
- $A_v * f_y / (3.5 * b_w) = (2 * 0.71) * 4200 / (3.5 * 25) = 68.16 \text{ cm}$

Sin embargo, habrá un tramo de las vigas (Tramo central) que estén sometidas a cortantes inferiores a  $1/2 \phi V_c = 2.938 \text{ Ton}$ , por lo que en dichas zonas solo se colocaron estribos de confinamiento @ 17.5cm.

**Usará  $\phi$  3/8, 1 @ 0.05m, 6 @ 0.10m, Rto. @ 0.175m. c/ext.**

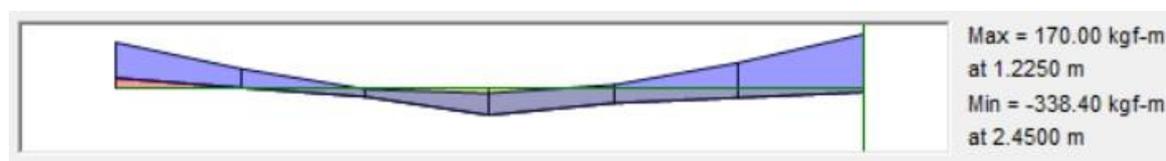
### 2.6.7.3.2 Viga chatas

VIGA CHATA (EJE A', C' y 4')

#### Diseño por flexión

##### Momentos:

Los momentos actuantes en las vigas fueron determinados por medio del análisis estructural elaborado por el programa ETABS 2016, donde para el diseño por flexión de dicha sección se utilizará la envolvente de momentos.



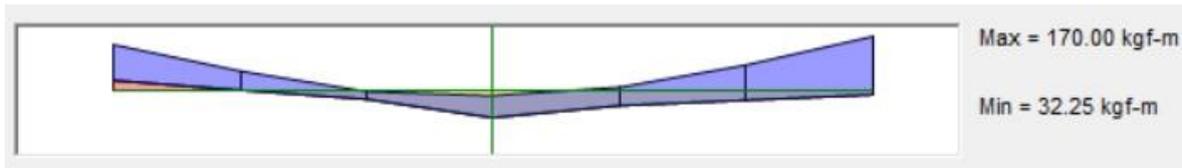


Figura 27. Envoltorio de momentos actuantes en las vigas chatas

**Momento negativo:**

- $M_u = -0.338 \text{ ton-m}$

**Momento positivo:**

- $M_u = 0.170 \text{ ton-m}$

Cálculo de acero mínimo:

- $A_{s \min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \geq \frac{14}{f_y} b_w d$
- $A_{s \min} = \frac{0.8\sqrt{210}}{4200} * 25 * 16 = 1.10 \text{ cm}^2 \geq \frac{14}{4200} * 25 * 16 = 1.33 \text{ cm}^2$

**$A_{s \min} = 1.33 \text{ cm}^2$**

Cálculo de acero requerido:

**a). Acero Positivo:**

- $M_u = 0.170 \text{ ton-m}$

Cálculo de 'a':

$$a = d - \sqrt{d^2 + \frac{2M_u}{\phi 0.85 f_c b}} = 0.27 \text{ cm}; \text{ As} = \mathbf{0.28 \text{ cm}^2}$$

Como esta cantidad es menor al mínimo, se tomará:  $A_{s \min} = 1.33 \text{ cm}^2$

**Se usará 2  $\phi$  1/2" (As = 2.58 cm<sup>2</sup>)**

**b). Acero Negativo (apoyo):**

- $M_u = -0.338 \text{ ton-m}$

Cálculo de 'a':

$$a = d - \sqrt{d^2 + \frac{2Mu}{\phi 0.85 f_c b}} = 0.53 \text{ cm}; \text{As} = \mathbf{0.568\text{cm}^2}$$

Como esta cantidad es menor al mínimo, se tomará:  $A_{smin} = 1.33\text{cm}^2$

**Se usará 2  $\phi$  1/2''** ( $A_s = 2.58 \text{ cm}^2$ )

El cálculo del acero para las demás vigas no se realizó, ya que, según los cálculos anteriores, se puede apreciar que la cantidad de acero requerida será menor a la mínima.

Del anterior procedimiento se puede apreciar que la sección contará solo con dos varillas de acero de 1/2'' en la capa inferior y también dos varillas de 1/2'' en la capa superior, razón por la cual no habrá necesidad de realizar cálculos de puntos de corte a lo largo de las luces de las vigas.

### **Diseño por cortante**



**Figura 28.** *Envoltura de cortantes actuantes en las vigas chatas.*

Debido a que las luces de dicho pórtico son muy similares, así como los cortantes actuantes en ellas solo se evaluará el diseño en base al mayor cortante de las tres luces, además debido a que en el diseño se suele usar una distribución de estribos simétrica, esta servirá para cada extremo de las luces del pórtico.

$$V_u = 2.693 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 16$$

$$\phi V_c = 2.304 \text{ Ton}$$

Como el  $V_u = 2.693 \text{ Ton}$  es un tanto mayor al  $\phi V_c = 2.304 \text{ Ton}$  y mayor a  $1/2 \phi V_c = 1.152 \text{ Ton}$ , se requerirá solamente de un refuerzo mínimo por corte, por lo que, para el cálculo de estribos se asumirán aceros de 3/8, cuya separación de estribos fue calculada de la siguiente manera:

$S_{max}$ , será el mínimo valor de:

- $d/2 = 16/2 = \mathbf{8 \text{ cm}}$
- $60\text{cm}$
- $A_v * f_y / (3.5 * b_w) = (2 * 0.71) * 4200 / (3.5 * 25) = 68.16\text{cm}$

Sin embargo, habrá un tramo de las vigas (Tramo central) que estén sometidas a cortantes inferiores a  $1/2 \phi V_c = 2.938 \text{ Ton}$ , por lo que en dichas zonas solo se colocaron estribos de

confinamiento @ 17.5cm.

Usará  $\phi$  3/8, 1 @ 0.05m, 6 @ 0.08m, Rto. @ 0.175m. c/ext.

#### 2.6.7.4 Diseño de columnas

Como el  $V_u = 1.712$  Ton es menor al  $\phi V_c = 2.220$  Ton y mayor que  $1/2 \phi V_c = 1.110$  Ton, se requerirá solamente de un refuerzo para confinamiento de la viga, donde la separación de estribos será de 15cm.

Usará  $\phi$  1/2, 1 @ 0.05m, Rto. @ 0.15m. c/ext.

### III RESULTADOS

- El resultado final del análisis y diseño de la estructura del edificio multifamiliar de cuatro pisos, de acuerdo lo estipulado por las normativas del Reglamento nacional de edificaciones, fue una estructura de concreto armado, con un sistema dual en ambas direcciones X (ejes de números) y Y (ejes de letras).

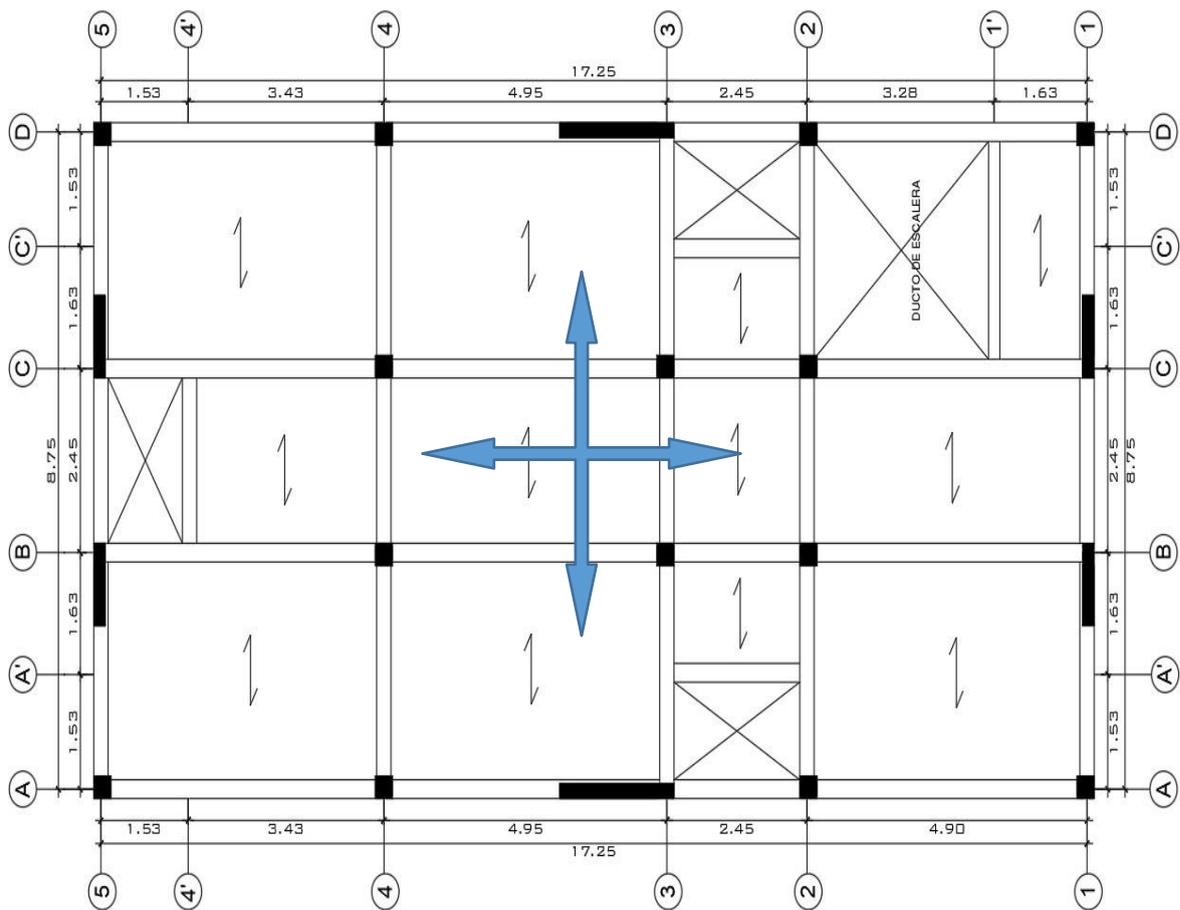


Figura 29. Sistema estructural que conforma la planta típica de la edificación.

Las derivas máximas de la estructura fueron de 0.0054 en la dirección X y de 0.0041 en la dirección Y, a lo largo del sistema dual de la edificación.

Según los cálculos de comprobación de irregularidades realizados en la dirección de análisis X y Y, el edificio no presenta irregularidad torsional en planta, dada que cumple con los requisitos de Irregularidad Torsional establecidos en la norma E 030 de sismoresistencia.

- En la losa aligerada se usará acero de  $\phi$  3/8", tanto para el acero positivo como para el acero negativo de los bastones y balancines, además de acero de temperatura de  $\phi$  1/4" @ 0.25m.
- En las vigas principales se usará 2 varillas de acero de  $\phi$  5/8" en los tramos centrales, y 2 varillas de acero de  $\phi$  3/4" en los apoyos de momentos negativos. Así como estribos de  $\phi$  3/8" para la cortante.
- En las vigas secundarias se usará 2 varillas de acero de  $\phi$  1/2" en los tramos centrales, y 2 varillas de acero de  $\phi$  1/2" en los apoyos de momentos negativos. Así como estribos de  $\phi$  3/8" para la cortante.
- En las vigas chatas también se usará 2 varillas de acero de  $\phi$  1/2" en los tramos centrales, y 2 varillas de acero de  $\phi$  1/2" en los apoyos de momentos negativos. Así como estribos de  $\phi$  3/8" para la cortante.
- El acero asignado a las columnas y placas fue de  $\phi$  1/2" el en tramo longitudinal, así como estribos de  $\phi$  3/8" para la cortante el suficiente para resistir las demandas por carga axial y momento flector últimos obtenidos del análisis.
- En las columnas no se tuvo la necesidad de reducir el refuerzo longitudinal en los pisos superiores ya que se trabajó con el acero mínimo en todos los pisos.

#### **IV DISCUSIÓN**

- El uso de placas tanto en la dirección X como en Y, fue una decisión tomada con el objetivo de brindar mayor rigidez a la estructura en dicha dirección y hacerla cumplir con la deriva máxima permisible de la norma E 030. Sin bien es cierto

también se pudo peraltar las columnas en dicha dirección, o añadir muros de albañilería confinada, se prefirió la primera alternativa de solución, para evitar problemas de torsión en planta, ya que se colocó placas distribuidas simétricamente.

- La deriva máxima de la edificación en la dirección X y en la dirección Y, obtenidas en el primer análisis supero con creces a la deriva máxima permisible establecido por la norma E 0.30 para estructuras de concreto armado, razón por la cual toda la estructura presente, tenía un alto grado de probabilidades de sufrir grandes daños. Razón por la cual se optó a redimensionar la estructura.
- El diseño de concreto de los elementos estructurales cumplió con los parámetros establecidos, por lo que solo fue necesario hacer refuerzos mínimos, esto debido a que la edificación es una vivienda multifamiliar, la cual no presenta grandes sobrecargas ni posee zonas de alta carga muerta. Ya que si hubiera esta afecta por una sobrecarga mucho mayor, los elementos estructurales hubieran requerido de mayor refuerzo, lo cual complicaría más el análisis de dicha estructura.
- Los parámetros mínimos de torsión para el primer análisis no cumplieron, por lo que se tuvo que añadir placas en ambas direcciones, con el fin de rigidizar la estructura y así evitar desplazamientos excesivos. La ubicación de las placas tuvo que ser de manera simétrica, justamente para evitar problemas de torción en la edificación. Una vez analizada la estructura con dichas placas nos dimos cuenta que los problemas de torsión desaparecieron, dándole así un mejor comportamiento sísmico.

## **V CONCLUSIONES**

- Se elaboró el diseño estructural de las edificaciones de concreto armado, tomando como muestra una vivienda multifamiliar. Con lo que se concluye que las dimensiones finales consideradas para el diseño, fueron obtenidas con un redimensionamiento después del primer análisis. Ya que las dimensiones iniciales no cumplían con los requisitos de rigidez estipulados por la norma E 0.30 de diseño sismorresistente.
- Se concluye que la estructura de la edificación diseñada, cumple con los requerimientos mínimos de seguridad y confort establecidos por las normas de

arquitectura y principalmente de estructuras, pertenecientes al Reglamento Nacional de Edificaciones.

- Se concluye que la cortante basal de la edificación como los esfuerzos internos de la edificación, calculada mediante el método estático, fueron mucho más conservadores que las obtenidas mediante el método dinámico de combinación modal espectral.
- Se concluye que para realizar el óptimo diseño de una edificación de concreto armado, es necesario tener un amplio conocimiento de las teorías de análisis estructural, análisis sísmico y de diseño en concreto armado, para una adecuada interpretación de los resultados obtenidos mediante los softwares de análisis estructural, y el uso eficiente de las normativas que regulan el diseño de edificaciones.
- Se concluye que las derivas de piso del modelo final de análisis, cumplen con los requisitos mínimos admisibles estipulados por la norma E 0.30 de diseño sismorresistente.

## **VI RECOMENDACIONES**

- El uso de programas para analizar edificios resulta una herramienta muy útil y práctica en la vida profesional; sin embargo, debe ir acompañado de un buen criterio para elaborar un correcto y óptimo modelamiento estructural, así como de una adecuada interpretación de resultados. Por lo que se recomienda no confiar totalmente en los resultados obtenidos de dichos programas, debiendo realizar una validación de los mismos, mediante un minucioso análisis de dichos resultados.
- Se recomienda tratar en lo posible de que, al momento de realizar el análisis y diseño estructural de una edificación, no se tenga que modificar la arquitectura proyectada inicialmente, ya que, en la vida profesional muchas veces esto será muy difícil de poder realizar por diversos motivos, por lo que el ingeniero civil encargado de proyectar estructuras, deberá estar en la capacidad de brindar una solución estructural óptima para los diversos casos que se le puedan presentar.
- Si el proyectista está encargado del diseño de tanto la arquitectura como la estructura de la edificación, se recomienda que, tenga en cuenta previamente los requisitos estructurales de la edificación al momento de proponer una arquitectura, tal que, si después fuera necesario, se realicen mínimos o nulos cambios en las características de los ambientes, y así satisfacer con la estética y funcionalidad de los ambientes previamente diseñados arquitectónicamente.
- Se recomienda para futuros proyectos tratar de rediseñar la edificación, colocando voladizos, ascensores, entre otros diseños, con la finalidad de ver y analizar cuál es su comportamiento sísmico de cada elemento estructural y así ser que requerimientos de necesitan para su correcto diseño.

## **VII REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

- Allauca, L. Y., & Oue, T. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima. Recuperado el 29 de Mayo de 2018, de [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/162/ALLAUCA\\_LEONIDAS\\_DESE](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/162/ALLAUCA_LEONIDAS_DESE)

MPE%C3%91O\_SISMICO\_EDIFICIO\_APORTICADO\_CINCO\_PISOS.pdf?sequence=1&isAllowed=y

- Angulo, W. (26 de Septiembre de 2017). *RPP Noticias*. Recuperado el 24 de Mayo de 2018, de <http://rpp.pe/economia/economia/capeco-el-70-de-viviendas-en-lima-son-construidas-sin-normas- tecnicas-noticia-1078934>
- Aza, G. S. (2014). *Diseño estructural de un edificio residencial de concreto armado de ocho pisos y semisotano*. Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima. Recuperado el 29 de Mayo de 2018, de [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/5388/AZA\\_GIANCARLO\\_DISE%20ESTRUCTURAL\\_EDIFICIO\\_CONCRETO\\_ARMADO\\_OCHO\\_PISOS\\_SEMISOTANO.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/5388/AZA_GIANCARLO_DISE%20ESTRUCTURAL_EDIFICIO_CONCRETO_ARMADO_OCHO_PISOS_SEMISOTANO.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Bartolome, A. (1998). *Analisis de Edificios*. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Recuperado el 24 de Julio de 2018
- Bazan, E., & Meli, R. (1985). *Diseño sísmico de edificios*. Mexico: Limusa. Recuperado el 24 de Julio de 2018, de <https://es.scribd.com/document/95631654/DISENO-SISMICO-DE-EDIFICIOS-Bazan-Meli>
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. (C. d. Capítulo de Ingeniería Civil, Ed.) Lima: PRINCELINNESS EIRL. Recuperado el 26 de Noviembre de 2018, de <https://es.slideshare.net/esmaton/estructuracion-y-diseo-de-edificaciones-de-concreto-armado-antonio-blanco-blasco>
- Daza, L., & Rincon, J. (26 de Abril de 2011). *Slideshare*. Recuperado el 18 de Mayo de 2018, de <https://es.slideshare.net/Leo-Gbi/ingenieria-japonesa>
- Flores, T. M. (2003). *Estudio del control de rotulas plasticas en porticos de concreto armado*. Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de graduados, Lima. Recuperado el 29 de Mayo de 2018, de <http://tesis.pucp.edu.pe>
- Garcia, L. E. (1998). *Dinamica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogota, Bogota, Colombia. Recuperado el 24 de Julio de 2018
- Gray, S. (17 de Septiembre de 2015). ¿Porqué las edificaciones en Chile resisten a los grandes terremotos? (N. Figueroa, Entrevistador) T13. Recuperado el 17 de Mayo de 2018, de

<http://www.t13.cl/noticia/nacional/por-que-edificaciones-chile-resisten-grandes-terremotos>

- Guevara, I. I., & Vera, E. A. (2013). *Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisotano para un hotel-restaurant ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, provincia del Santa*. Tesis de grado, Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo. Recuperado el 12 de Junio de 2018
- Hernandez, M. A. (2012). *Revision estructural de un edificio de concreto reforzado de 7 niveles construido en la ciudad de Mexico*. Tesis de Maestria, Universidad Nacional Autonoma de Mexico, Departamento de Posgrado. Recuperado el 18 de Mayo de 2018, de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/5162/Tesina%20-%20CD.pdf?sequence=1>
- Loayza, J. L., & Chavez, R. F. (2015). *Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles*. Tesis de grado, Pontificia Universidad Catolica del Peru, Facultad de ciencias e ingenieria , Lima. Recuperado el 12 de Junio de 2018
- Morocho, F. A. (2016). *Diseño estructural de un edificio de coconcreto armado de siete pisos*. tesis de grado, Pontificia Universidad Catolica del Peru, Lima. Recuperado el 12 de Junio de 2018
- Plaza, M. (17 de Septiembre de 2015). ¿Por qué las edificaciones en Chile resisten a los grandes terremotos? (N. Figueroa, Entrevistador) T13. Recuperado el 17 de Mayo de 2018, de <http://www.t13.cl/noticia/nacional/por-que-edificaciones-chile-resisten-grandes-terremotos>
- Quiun, D., Muñoz, A., & Tinman, M. (16 de junio de 2015). *Riesgo sísmico de edificios peruanos*. Recuperado el 17 de Octubre de 2018, de ResearchGate: [https://www.researchgate.net/publication/228966896\\_Riesgo\\_sismico\\_de\\_edificios\\_peruanos](https://www.researchgate.net/publication/228966896_Riesgo_sismico_de_edificios_peruanos)
- Roncal, J. P. (2017). *Diseño esructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos en el distrito de San Isidro*. Tesis de grado, Pontificia Universidad Catolica del Peru, Facultad de Ciencias e Ingenieria, Lima. Recuperado el 13 de Junio de 2018
- Ruiz, A., & Vega, E. (2014). *Diseño estructural de la I.E. Manuel Gonzalez Prada-nivel primaria, distrito de Quiruvilca, Santiago de Chuco, La Libertad*. Tesis de grado, Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingenieria, Trujillo. Recuperado el 13 de Junio de 2018

Sucasaca, H., & Mamani, J. H. (2017). *Evaluacion de los efectos de interaccion suelo-estructura en el estadio universitario UNA-Puno*. Tesis de Grado, Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Puno. Recuperado el 24 de Julio de 2018, de [http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/4975/Sucasaca\\_Collanqui\\_Hermenegildo\\_Mamani\\_Vargas\\_John\\_Henry.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/4975/Sucasaca_Collanqui_Hermenegildo_Mamani_Vargas_John_Henry.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

## ANEXOS:

### ANEXO N° 1: Matriz de Consistencia

#### MATRIZ DE CONSISTENCIA

**TITULO:** Diseño estructural de edificaciones de concreto armado en la ciudad de Trujillo, 2020.

PROBLEMA	OBJETIVOS	MARCO TEÓRICO	HIPOTESIS	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	METODOLOGIA
<p><b>¿Cuál es el diseño estructural de edificaciones de concreto armado en la ciudad de Trujillo?</b></p> <p>La informalidad cuando construimos nuestras viviendas es un mal negocio para el que construye. El reglamento nacional de edificaciones (RNE) indica cuales son los parámetros y las limitaciones que se debe seguir para construir adecuadamente una edificación, sin embargo hay factores que limitan ese proceso, como la falta de conocimiento en cuanto a la necesidad de realizar estudios previos para el diseño de las edificaciones para recién poder construirse, tener la suposición que solo con un maestro de obra a cargo será más que suficiente para ejecutar la obra, y el otro factor, es el económico, ya que muchos de los pobladores no cuentan con dinero para pagarle a un profesional calificado que llevar a cabo su Construcción.</p>	<p><b>General:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>•Diseñar edificaciones de concreto armado en la ciudad de Trujillo, 2019.</li> </ul> <p><b>Específicos:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>•Determinar las medidas de los principales elementos Estructurales.</li> <li>•Analizar el comportamiento estructural que tendrá la edificación ante las diversas solicitudes, verificando que cumple con los requisitos mínimos establecidos en la norma.</li> <li>•Determinar los esfuerzos internos de los elementos estructurales, tales como esfuerzos cortantes y momentos flectores</li> <li>•Determinar las derivas de pisos, aceleración de piso y cortante</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Morocho, 2016) en su tesis titulada “Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos”</li> <li>•(Guevara &amp; Vera, 2013) en su tesis titulada “Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel restaurant ubicado en el distrito de nuevo Chimbote, provincia Santa”</li> <li>•(Loayza &amp; Chávez, 2015) en su tesis titulada “Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles”</li> <li>•(Arteaga, Malavé, &amp; Olival, 2017) en “Comparación del diseño de muros estructurales de concreto armado según FONDONORMA 1753:2006 y ACI 318–14”</li> <li>•(Quiun, Muñoz, &amp; Tinman, 2015) en “Riesgo sísmico de edificios peruanos”</li> <li>•(Roncal, 2017) en su tesis titulada “Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos en el distrito de San Isidro”</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•El diseño estructural de edificaciones de concreto armado permitirá conocer la geometría de los elementos estructurales, así como también el refuerzo de acero.</li> </ul>	<p><b>Variable:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>•Diseño estructural de edificaciones</li> </ul> <p><b>Dimensiones:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Análisis estático.</li> <li>• Análisis dinámico.</li> </ul> <p><b>Indicadores:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• RNE. Norma Técnica E. 030 Diseño Sismorresistente</li> </ul>	<p><b>Diseño de investigación:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• No experimental</li> <li>•Transversal</li> <li>• Descriptivo</li> </ul> <p><b>Unidad de estudio:</b></p> <p>Una edificación de concreto armado.</p> <p><b>Muestra</b></p> <p>Una edificación de concreto armado.</p> <p><b>Técnicas e instrumentos de recolección de datos:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se usará la observación no experimental como técnica de recolección de datos.</li> <li>• El instrumento de recolección de datos que se utilizará será la guía de observación.</li> </ul>

**ANEXO N° 2: Parámetros de la Norma E 030**

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
-------------------------------	--	-----

**Figura 30. Factor de zona (Z) y factor de Uso (U).**  
Fuente: Norma E 030

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

(\*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.  
(\*\*) Para diseño por esfuerzos admisibles.

SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,80	2,00

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

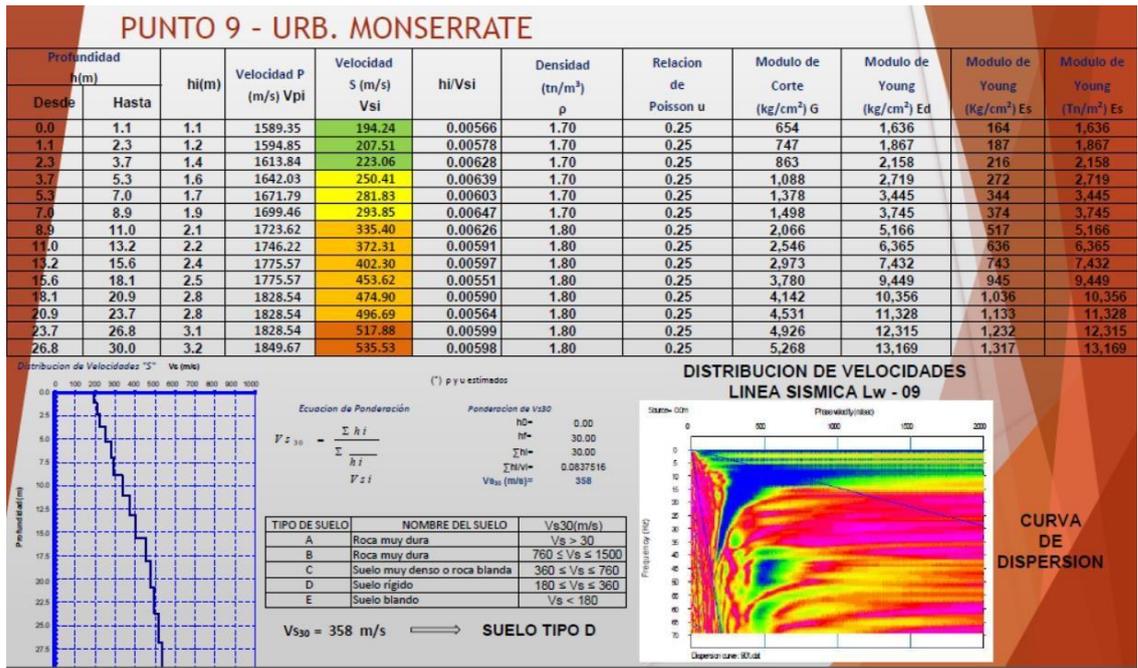
**Figura 31. Coeficiente de reducción (R<sub>o</sub>), factor de suelo (S) y periodo 'T<sub>p</sub>' y 'T<sub>l</sub>'.**  
Fuente: Norma E 030

Material Predominante	( $\Delta_i / h_{ei}$ )
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

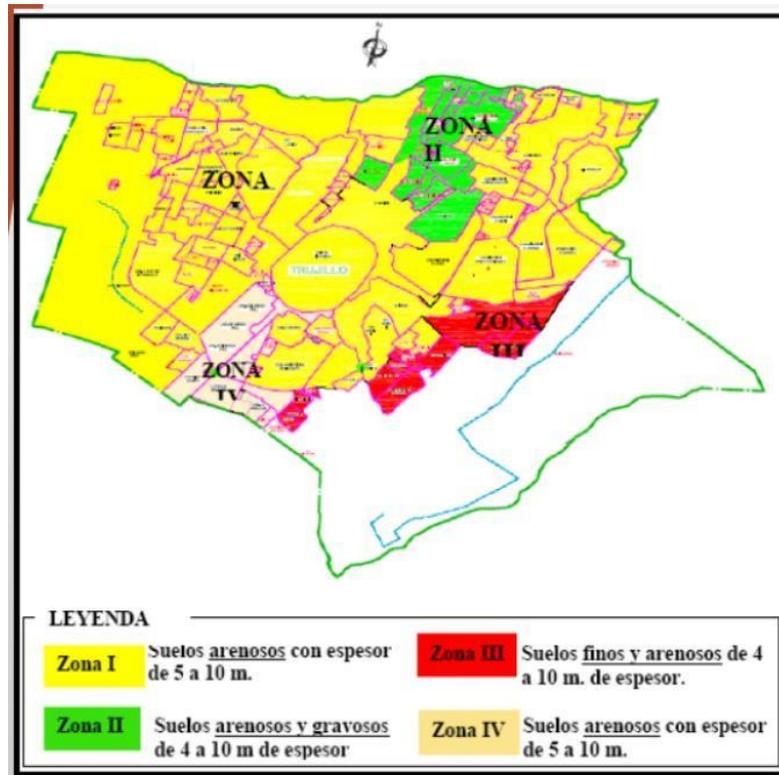
Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta Tabla.

**Figura 32. Límite de distorsión del entrepiso.**  
Fuente: Norma E 030

**ANEXO N° 3: Microzonificación sísmica del distrito de Trujillo**



**Figura 32. Características y propiedades del suelo en la Urb. Monserrate.**  
**Fuente: MSc. Ing. Enrique Lujan Silva (2015)**



**Figura 32. Mapa de microzonificación sísmica del distrito de Trujillo.**  
**Fuente: MSc. Ing. Enrique Lujan Silva (2015)**

**ANEXO N° 4: Guía de observación**

<b>GUIA DE OBSERVACIÓN</b>	
<b>PROYECTO: Diseño estructural de edificaciones de concreto armado en la ciudad de Trujillo, 2020.</b>	
<b>Ubicación de edificación proyectada:</b>	_____ Fecha: _____
<b>Realizado por:</b>	_____ Hoja: _____

<b>PARAMETROS DEL TERRENO</b>	
<b>Dimensiones del terreno:</b>	_____
<b>Linderos del Terreno:</b>	_____
<b>Relieve del terreno:</b>	_____
<b>Tipo de Suelo:</b>	_____
<b>Otros datos adicionales:</b>	_____
	_____
	_____

# ANEXO N° 5: Modelamiento de la edificación en el programa ETAPS 2016

