



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de pórticos de concreto armado y albañilería confinada para la construcción de una vivienda en Mollebaya – Arequipa 2021”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Velazco Uribe German Cristhian (ORCID: 0000-0001-8357-8542)

ASESOR:

Mg. Arévalo Vidal, Samir Augusto (ORCID: 0000-0002-6559-0334)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA-PERÚ

2021

Dedicatoria

A mis Padres, por su amor incondicional, sacrificio y apoyo permanente, por haberme educado y formado. A todos los involucrados que han hecho posible la ejecución de la presente tesis.

Agradecimiento

A Dios

Agradezco a nuestro señor, quien ha inspirado mi espíritu, brindándome sabiduría y fortaleza en los momentos difíciles.

A mi Asesor

Por contar con su dedicación, por su tiempo y esmero en la realización y guía en el presente trabajo.

Índice de contenidos

| | |
|--|------|
| Carátula..... | I |
| Dedicatoria | II |
| Agradecimiento | III |
| Índice de contenidos | IV |
| Índice de tablas | VI |
| Índice de figuras | VIII |
| Resumen..... | IX |
| Abstract..... | X |
| I. INTRODUCCIÓN | 1 |
| II. MARCO TEÓRICO..... | 4 |
| III. METODOLOGÍA..... | 33 |
| 3.1. Tipo y diseño de investigación | 33 |
| 3.2. Variables y operacionalización..... | 33 |
| 3.3. Población, muestra y muestreo..... | 35 |
| 3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos..... | 37 |
| 3.5. Procedimientos..... | 37 |
| 3.6. Método de análisis de datos..... | 37 |
| 3.7. Aspectos éticos | 37 |
| IV. RESULTADOS | 39 |
| 4.1. Generalidades..... | 39 |
| 4.2. Diseño del proyecto..... | 40 |
| 4.2.1. Esquema de muro de albañilería confinada..... | 40 |
| 4.2.2. Estructuración sistema de albañilería confinada | 41 |
| 4.3.1. Verificación de muros por carga vertical..... | 41 |
| 4.3.2. Peso total de la edificación | 45 |

| | | |
|---------|--|----|
| 4.3.3. | Cálculo de la fuerza cortante basal..... | 45 |
| 4.3.4. | Cálculo de las fuerzas inerciales y cortantes por piso | 46 |
| 4.3.5. | Distribución de la fuerza cortante de piso | 47 |
| 4.3.6. | Datos de los muros..... | 47 |
| 4.3.7. | Cálculo de la rigidez de muros..... | 47 |
| 4.3.8. | Determinación del centro de rigidez | 48 |
| 4.3.9. | Cálculo del centro de masa | 48 |
| 4.3.10. | Cálculo del momento polar de inercia | 49 |
| 4.3.11. | Cálculo de los cortantes de traslación | 49 |
| 4.3.12. | Cálculo del momento torsor y excentricidades | 50 |
| 4.3.13. | Cálculo de los incrementos de cortantes por torsión | 54 |
| 4.4.1. | Cálculo de los cortantes de diseño | 55 |
| 4.4.2. | Resumen de los cortantes de diseño..... | 56 |
| 4.4.3. | Diseño de la albañilería confinada..... | 56 |
| 4.4.4. | Análisis y diseño de elementos de confinamiento | 58 |
| 4.5. | Diseño Estructural de sistema apórticado..... | 60 |
| 4.6. | Losa aligerada y cimentacion..... | 64 |
| V. | DISCUSIÓN | 65 |
| VI. | CONCLUSIONES | 71 |
| VII. | RECOMENDACIONES..... | 72 |
| | REFERENCIAS..... | 73 |

Índice de tablas

| | |
|--|----|
| Tabla 1. Factores de zona | 16 |
| Tabla 2. Periodo fundamental según sistema resistente al corte..... | 17 |
| Tabla 3. Usos de las edificaciones..... | 18 |
| Tabla 4. Porcentaje de carga viva según uso de la edificación..... | 18 |
| Tabla 5. Factor de reducción de la fuerza sísmica según el sistema estructural . | 19 |
| Tabla 6. Factor de irregularidad en altura | 21 |
| Tabla 7. Factor de irregularidad en planta | 22 |
| Tabla 8. Operacionalización de las variables..... | 34 |
| Tabla 9. Matriz de consistencia..... | 35 |
| Tabla 10. Densidad de muros en dirección X – Vivienda..... | 42 |
| Tabla 11. Densidad de muros en dirección Y – Vivienda..... | 42 |
| Tabla 12. Parámetros para la evaluación de la densidad de muros - Vivienda... | 43 |
| Tabla 13. Diseño por carga vertical en ambas direcciones - Vivienda..... | 44 |
| Tabla 14. Resumen de resultados del peso total de la vivienda | 45 |
| Tabla 15. Cálculo de fuerzas inerciales y cortantes..... | 47 |
| Tabla 16. Datos geométricos de muros de la vivienda..... | 47 |
| Tabla 17. Rigidez en la dirección X..... | 48 |
| Tabla 18. Rigidez en la dirección Y..... | 48 |
| Tabla 19. Cálculo del centro de rigidez..... | 48 |
| Tabla 20. Cálculo del centro de masa nivel de la vivienda..... | 49 |
| Tabla 21. Cálculo del momento polar de inercia | 49 |
| Tabla 22. Cálculo de cortantes de traslación en la dirección X Nivel 1, Nivel 2-3 | 50 |
| Tabla 23. Cálculo de cortantes de traslación en la dirección Y Nivel 1, Nivel 2-3 | 50 |
| Tabla 24. Cálculo de momento torsor y excentricidad Nivel 3 | 51 |
| Tabla 25. Cálculo de momento torsor y excentricidad Nivel 2 | 52 |
| Tabla 26. Cálculo de momento torsor y excentricidad Nivel 1 | 53 |
| Tabla 27. Cálculo de incrementos de cortantes por torsión nivel 1 | 54 |
| Tabla 28. Cálculo de incrementos de cortantes por torsión nivel 2..... | 54 |
| Tabla 29. Cálculo de incrementos de cortantes por torsión nivel 3..... | 54 |
| Tabla 30. Cálculo de cortantes de diseño en la dirección X Nivel 1..... | 55 |
| Tabla 31. Cálculo de cortantes de diseño en la dirección X Nivel 2 y 3..... | 55 |
| Tabla 32. Cálculo de cortantes de diseño en la dirección Y Nivel 1..... | 55 |

| | |
|--|----|
| Tabla 33. Cálculo de cortantes de diseño en la dirección Y Nivel 2 y 3..... | 56 |
| Tabla 34. Resumen de cortantes de diseño en X – sismo moderado..... | 56 |
| Tabla 35. Resumen de cortantes de diseño en Y – sismo moderado..... | 56 |
| Tabla 36. Diseño de muros en dirección X | 56 |
| Tabla 37. Diseño de muros en dirección X | 57 |
| Tabla 38. Diseño de muros en dirección Y | 57 |
| Tabla 39. Diseño de muros en dirección Y | 57 |
| Tabla 40. Desplazamientos..... | 57 |
| Tabla 41. Diseño de columna y viga solera | 59 |
| Tabla 42. Dimensionamiento de las columnas..... | 63 |
| Tabla 43. Desplazamientos de los diafragmas | 64 |

Índice de figuras

| | |
|---|----|
| Figura 1. Predimensionamiento de losas aligeradas en una dirección. | 8 |
| Figura 2. Predimensionamiento de losas macizas | 9 |
| Figura 3. Predimensionamiento de vigas..... | 9 |
| Figura 4. Otra forma de predimensionamiento de vigas | 10 |
| Figura 5. Predimensionamiento de columnas parte 1 | 10 |
| Figura 6. Predimensionamiento de columnas parte 2 | 11 |
| Figura 7. Predimensionamiento de placas..... | 11 |
| Figura 8. Predimensionamiento de zapatas aisladas | 12 |
| Figura 9. Aislamiento de los elementos no estructurales de los pórticos principales | 13 |
| Figura 10. Fuerzas sísmicas en altura..... | 14 |
| Figura 11. Mapa del Perú dividida en 4 zonas | 15 |
| Figura 12. Factor de amplificación sísmica..... | 16 |
| Figura 13. Forma del espectro de diseño | 17 |
| Figura 14. Consideración de la altura de columna o placas para el metrado de masa sísmica | 19 |
| Figura 15. Cortante de diseño | 20 |
| Figura 16. Modelo matemático para una edificación de dos niveles | 23 |
| Figura 17. Modelo masa-resorte para una edificación de dos niveles | 23 |
| Figura 18. Modos de vibración | 24 |
| Figura 19. Espectro de aceleraciones | 24 |
| Figura 20. Diseño por cortante en vigas | 27 |
| Figura 21. Traslape en vigas | 28 |
| Figura 22. Diseño por cortante en columnas | 30 |
| Figura 23. Ubicación del proyecto | 39 |
| Figura 24. Distribución del primer nivel..... | 39 |
| Figura 25. Distribución del segundo y tercer nivel | 40 |
| Figura 26. Esquema de muros de sistema de albañilería confinada | 40 |
| Figura 27. Modelado en programa Etabs 2018 | 58 |
| Figura 28. Gráfico de la estructura en Etabs 2018 | 63 |

Resumen

El propósito de esta investigación es comparar el comportamiento sísmico de una edificación unifamiliar que está conformado principalmente de concreto armado y de la misma edificación con un sistema estructural de albañilería confinada. El propósito es evaluar si ambas estructuras cumplen con lo especificado en la norma, y descubrir qué modelo de construcción altera menos la arquitectura dada. Se sabe que en Perú debido a la baja eficiencia de la construcción y / o al análisis sísmico, la gente ha visto las casas de albañilería colapsar primero bajo cargas sísmicas durante muchos años. Este estudio planteó una hipótesis la cual especificaba que la vivienda tendría un mejor comportamiento si está tenía el sistema estructural apórticado, pero al omento de realizar los cálculos respectivos esta modificaba grandemente la arquitectura, si bien permite luces más amplias, los elementos crecen en ambas direcciones por lo que grandes peraltes interrumpirían la pequeña edificación. Para probar esto, se realizaron modelos tridimensionales de dos estructuras en el software estructural ETABS 2016, con el período, el desplazamiento y la deriva máxima como los principales datos de salida. Los resultados muestran que, aunque el período del sistema de estructura de hormigón armado es relativamente corto y el valor límite requerido por la norma sísmica E.030 está lejos, el sistema de estructura de albañilería constreñida no está lejos de sus oponentes, el sistema de estructura de albañilería cerrada no está lejos de su oponente, y su deriva es incluso mucho menor que el máximo permitido. Por esta razón, la conclusión principal es que los edificios de albañilería confinada pueden resistir cargas sísmicas como los edificios de hormigón armado.

Palabras clave: Diseño estructural, pórticos, albañilería confinada, vivienda.

Abstract

The purpose of this research is to compare the seismic behavior of a single-family building that is made up mainly of reinforced concrete and of the same building with a confined masonry structural system. The purpose is to evaluate whether both structures comply with those specified in the standard, and to discover which construction model alters the given architecture the least. It is known that in Peru due to low construction efficiency and / or seismic analysis, people have seen masonry houses collapse first under seismic loads for many years. This study proposed a hypothesis which specified that the house would have a better performance if it had the structural system provided, but at the time of carrying out the respective calculations it greatly modified the architecture, although it allows wider spans, the elements grow in both directions. so large banks would interrupt the small building. To test this, three-dimensional models of two structures were performed in the ETABS 2016 structural software, with the period, displacement, and maximum drift as the main output data. The results show that although the period of the reinforced concrete structure system is relatively short and the limit value required by the E.030 seismic standard is far, the constrained masonry structure system is not far from its opponents, the structure system closed masonry is not far from its opponent, and its drift is even much less than the maximum allowed. For this reason, the main conclusion is that confined masonry buildings can withstand seismic loads like reinforced concrete buildings.

Keywords: Structural design, porches, confined masonry, housing.

I. INTRODUCCIÓN

El Perú es un país propenso a los terremotos porque está ubicado en el famoso anillo de fuego. Esta es la razón por la que los terremotos suelen afectar de manera muy incidente en diversas estructuras. Con el tiempo, el incremento en la construcción de casas de albañilería confinada de manera informal ha creado situaciones peligrosas desde el punto de vista estructural, porque se construyen con materiales defectuosos o procedimientos constructivos no adecuados. Sin la suficiente orientación técnica de mano de obra no calificada (ingenieros y arquitectos), las autoridades apenas han tomado medidas para controlarlo mejor, lo que se ha convertido en un hábito cultural. El producto al final es una casa cuyo comportamiento sísmico no puede garantizar la seguridad de los ocupantes.

En la búsqueda de encontrar soluciones para las viviendas sociales donde el material predominante fuera el concreto armado, misma constituida de muros, donde la densidad sea adecuada en ambas direcciones proporcione un mejor comportamiento frente al sismo. Entre el 2001 y el 2006 se han venido usando mallas electrosoldadas en la parte central y refuerzo vertical (acero corrugado) en los extremos para los muros de corte de las viviendas donde tales mallas ofrecen baja ductilidad, así como otros sistemas estructurales que puedan adaptarse a la diversa arquitectura.

Actualmente la ciudad de Arequipa tiene más de un millón de habitantes, número que refleja la gran necesidad de viviendas para satisfacer esta demanda. Por ello, Arequipa se convierte en una ciudad con mucho potencial de crecer verticalmente referente a las edificaciones cuyo uso corresponde a las viviendas (Constructivo, 2020).

Podemos realizar la siguiente formulación del problema general: ¿Por qué es necesario una el diseño de concreto armado de una vivienda con el sistema estructural pórtico y sistema estructural de albañilería confinada en Mollebaya - Arequipa?, se determinó los siguientes problemas específicos: ¿Por qué es necesario realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales de una vivienda en Mollebaya - Arequipa?, ¿Por qué es necesario ejecutar el análisis sísmico de una residencia multifamiliar en Mollebaya - Arequipa?, ¿Por qué es necesario realizar el diseño de los elementos estructurales de la superestructura de

una vivienda en Mollebaya - Arequipa? Y ¿Por qué es necesario realizar el diseño de los elementos estructurales de la subestructura de una vivienda en Mollebaya - Arequipa?

Como justificación metodológica tenemos que, el presente trabajo de investigación se usa con cierto nivel de detalle cada una de las etapas del diseño estructural, teniendo en cuenta consideraciones de la norma de edificación vigente, buscando la idealización más próxima de la estructura real en base a modelos matemáticos que puedan determinar la respuesta (comportamiento) estructural frente a un evento sísmico. Además, para poder validar los modelos matemáticos.

Como justificación personal se cuenta con bibliografía y artículos científicos que están relacionados con el diseño de concreto armado en edificaciones. Además, hay que destacar que estas referencias son muy generales dentro del ámbito de la ingeniería. Asimismo, estando así el investigador motivado y capacitado.

Como justificación social esta investigación contribuirá a resolver parte de los problemas de crecimiento poblacional y hacinamiento que existe en las viviendas solución con las construcciones verticales.

El beneficio es que se desarrollarán viviendas seguras y económicas para viviendas de carácter social de manera que se colabore con la comunidad del Perú. Así mismo se busca el incremento en el uso del concreto armado como material predominante en las edificaciones; ya que, posee una adecuada respuesta estructural frente a un evento sísmico.

El presente trabajo de investigación posee la información suficiente tales como libros, internet, revistas, cursos virtuales, etc. Con respecto al factor tiempo será en un periodo corto de aproximadamente 6 meses. Se hace hincapié que quien tomará todos los datos y los llevará a los demás procedimientos para posteriormente realizar el diseño estructural adecuado solo será el investigador. Asimismo, cabe resaltar que el financiamiento será con recursos propios del investigador, de tal manera que el presente proyecto no requiere un mayor costo o un auspiciador.

El objetivo general es: Realizar el diseño de concreto armado de una vivienda con el sistema estructural pórtico y sistema estructural de albañilería confinada en Mollebaya - Arequipa y los objetivos específicos son: Determinar el predimensionamiento de los elementos estructurales de una vivienda en Mollebaya - Arequipa, Determinar el análisis sísmico de una vivienda de los elementos estructurales de una vivienda en Mollebaya - Arequipa, Determinar el diseño de los elementos estructurales de la superestructura de una vivienda de los elementos estructurales de una vivienda en Mollebaya – Arequipa, y Determinar el diseño de los elementos estructurales de la subestructura de una vivienda de los elementos estructurales de una vivienda en Mollebaya - Arequipa.

La hipótesis general es Existe una mejora significativa al realizar el diseño de concreto armado de una vivienda con el sistema estructural pórtico a comparación del sistema estructural de albañilería confinada en Mollebaya - Arequipa y como hipótesis específicas tenemos: Existe una mejora significativa al determinar el predimensionamiento de los elementos estructurales de una vivienda con el sistema estructural pórtico en Mollebaya - Arequipa, Existe una mejora significativa al determinar el análisis sísmico de una vivienda sistema estructural pórtico en Mollebaya - Arequipa, Existe una mejora significativa al determinar el diseño de los elementos estructurales de la superestructura de una vivienda con el sistema estructural pórtico en Mollebaya - Arequipa y Existe una mejora significativa al determinar el diseño de los elementos estructurales de la subestructura de una vivienda con el sistema estructural pórtico en Mollebaya - Arequipa.

II. MARCO TEÓRICO

Como **antecedentes internacionales**, tenemos a:

Según Gomez Cardenas, (2017) en su tesis de grado titulada: “Análisis comparativo de respuesta sísmica de vivienda de dos pisos de pórticos resistentes a momentos versus de muro portante”, de la Universidad Técnica de Machala - Ecuador, llegó a las siguientes conclusiones:

En el siguiente trabajo práctico se realizó un análisis comparativo de dos sistemas estructurales uno para pórticos resistentes a momentos versus otro de muros portantes de acuerdo a los requerimientos mínimos establecidos para edificaciones de viviendas unifamiliares de dos pisos en una zona sísmica muy alta según la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015. (NEC-2015) Mediante la aplicación de un software “ETABS 2015” se realizó la modelación y el análisis de comportamiento de los sistemas estructurales, para el sistema de pórticos resistentes a momentos se utilizó planos estructurales de la urbanización privada San Patricio y para muros portantes de la urbanización Palmeras de la ciudad de Machala. Debido a que el ultimo sismo en el Ecuador que fue en abril del 2016 se notó la vulnerabilidad de las viviendas ante movimientos telúricos siendo así una exigencia el cumplimiento de los requisitos mínimos para viviendas de dos pisos de la NEC-2015 que están vigentes en el país que aseguren la calidad constructiva, seguridad estructural y la estabilidad de la vivienda para efectos sísmicos que se produzcan en dicha zona de edificación. Para el primer caso se utilizó un sistema de pórtico tradicional constituidos por columnas, vigas y paredes de albañilería de bloques versus un sistema de muros portantes de hormigón armado con malla electro-soldada que trabajan en un solo conjunto. Este sistema que viene siendo utilizado en el medio constructivo por la facilidad y agilidad de la construcción de la edificación en el cual se utiliza piezas de aluminio reforzado.

Según Martinez Loor, (2018) en su tesis de grado titulada: “Influencia del empleo de ladrillo artesanal de Guayaquil en el comportamiento sísmico de edificaciones de albañilería confinada de mediana altura”, de la Universidad de Guayaquil - Ecuador, llegó a las siguientes conclusiones:

El proyecto incluyó la investigación de muestras de ladrillos artesanales de la ciudad de Guayaquil, que se han probado para comprender las propiedades físicas que pueden proporcionar cuando se utilizan en sistemas de mampostería restringidos. Para ello, se modelaron tres edificios con la ayuda del programa Etabs y se idealizaron para posicionarlos en diferentes perfiles de suelo de la ciudad. El estudio se realizó bajo las condiciones de diseño de las normas NEC-15, E.070 y E.030, que permiten la creación de tablas para controlar los esfuerzos del muro por gravedad y cargas cortantes. Los datos necesarios para calcular el control de tensiones en el muro se extraen del programa Etabs. Antes del modelado se realizó un predimensionamiento que permitió conocer el número de muros requeridos en cada dirección. A través del modelado se verificó el desplazamiento máximo, control de deriva, masa participante y modo de vibración de la estructura. Estos son los datos clave que nos permitieron comparar los comportamientos sísmicos para cada modelo.

Según Pinoargote Rovello, Mateo Villao, & Medina Carvajal, (2021) en su tesis de grado titulada: “Análisis, diseño y comparación técnica y económica entre una vivienda de dos plantas con pórticos de hormigón armado y una de muros portantes de hormigón armado en el cantón Santa Elena provincia de Santa Elena”, de la Universidad de Guayaquil - Ecuador, llegó a las siguientes conclusiones:

El objetivo del presente estudio es realizar el diseño y análisis de una vivienda con pórticos de hormigón armado y otra de muros portantes de hormigón armado destacando las ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas, mostrando nuevas propuestas en el ámbito de la construcción de obras civiles tomando en consideración el análisis comparativo técnico y económico de los dos sistemas. En la investigación primero se realiza un modelamiento de la vivienda de dos pisos en el programa Etabs para los dos sistemas. Se realiza los cálculos de los elementos estructurales para que cumplan con los requerimientos de resistencia establecidos en la norma NEC-15 y ACI318-19, lo que nos permite determinar cómo se está comportando la estructura ante las cargas introducidas. A partir de este diseño se realizó el análisis presupuestario de cada sistema de construcción con el fin de compararlos a gran escala y determinar que, al construir doce viviendas con el sistema de muros portantes, este presenta un menor costo y menor tiempo de

ejecución en comparación con el de pórticos de hormigón armado que solo se podría construir dos viviendas, considerando que el encofrado que se compra sirve para la construcción de las otras viviendas.

Como antecedentes nacionales, tenemos a:

Según Barrueto Zamora, (2019) en su tesis de grado titulada: “Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción de un edificio de viviendas multifamiliares del distrito de Surquillo”, de la Pontificia Universidad Católica del Perú, llegaron a las siguientes conclusiones:

El propósito de esta investigación es comparar el comportamiento sísmico de un edificio residencial multifamiliar construido principalmente con hormigón armado y un edificio residencial multifamiliar construido con una mezcla de elementos de mampostería restringida y hormigón armado. Lo que se busca es evaluar los parámetros sísmicos y la respuesta inelástica de las dos estructuras, y descubrir qué modelo de construcción sufrirá menos daño bajo cargas sísmicas. La principal motivación para realizar este estudio fue encontrar las principales diferencias sísmicas entre los tipos de edificios en función del sector económico de la población. La población con altos recursos económicos puede permitirse casas de hormigón armado, mientras que la población restante solo puede construir casas de mampostería. Debido a la baja eficiencia de la construcción y / o al análisis sísmico, la gente ha visto casas de mampostería durante muchos años son los primeros en colapsar. La hipótesis de este trabajo de investigación establece que, si se diseñan correctamente, los edificios de mampostería confinada pueden soportar cargas sísmicas como los edificios de hormigón armado. Para probar esto, se realizaron modelos tridimensionales de dos estructuras en el software estructural ETABS 2016, con el período, el desplazamiento y la deriva máxima como los principales datos de salida. Los resultados muestran que, aunque el período del sistema de estructura de hormigón armado es relativamente corto y la distancia requerida por el estándar sísmico E.030 está muy lejos, el sistema de estructura de mampostería restringida no está lejos de sus oponentes, e incluso se desvía mucho menos que el valor máximo permitido. Por esta razón, la principal conclusión a la

que se llega es que los edificios de mampostería confinada pueden resistir cargas sísmicas como los edificios de hormigón armado.

Según Esteban Mollehuara & Cordova Landa, (2020) en su tesis de grado titulada: “Comportamiento sísmico de los sistemas estructurales de pórticos y albañilería confinada en una vivienda multifamiliar, Jr. Mantaro, El Tambo, 2020”, de la Universidad Continental - Perú, llegó a las siguientes conclusiones:

En la ciudad de Huancayo, los sistemas estructurales más utilizados son los pórticos de hormigón armado y la mampostería cerrada. Además, la alta actividad sísmica en países como Perú hace que su investigación sea indispensable y rigurosa. Es por esto que el objetivo del estudio es determinar las diferencias en el comportamiento sísmico dinámico asociado con porches y sistemas estructurales de mampostería restringida en casas multifamiliares, Jr. Mantaro 2020. Para lograr este objetivo, el sistema estructural y el análisis sísmico correspondiente de los dos se desarrollaron con la ayuda del software ETABS 2016 v2.0. El resultado es el valor del período de vibración natural, el desplazamiento lateral y la deriva. Finalmente, se concluye que el comportamiento sísmico del sistema de estructura de armazón de hormigón armado es ligeramente diferente al del sistema de estructura de mampostería confinada. De esta forma, se confirmó la hipótesis que se habría planteado en el estudio.

Según Quispe Ccoa & Apaza Aguilar, (2017) en su tesis de grado titulada: “Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía”, de la Universidad Peruana Unión, llegó a las siguientes conclusiones:

Es necesario realizar un adecuado diseño estructural de la edificación, que como sabe nuestro país se encuentra en una zona con frecuente actividad sísmica, lo que ha llevado a los ingenieros a desarrollar diseños estructurales que puedan soportar los severos terremotos que puedan ocurrir que el comportamiento del edificio antes del terremoto depende del diseño de la estructura para poder predecir edificios seguros y evitar pérdidas económicas y muertes. En la construcción de infraestructura siempre se busca el ahorro, por lo que se debe utilizar el sistema estructural más económico y tener mejor desempeño en caso de un terremoto. Por

tanto, el análisis estructural canónico de edificios administrativos se desarrolla en sistemas de hormigón armado y mampostería restringida, ambos con la misma configuración arquitectónica. En este sentido, se lleva a cabo en las siguientes etapas: Primera etapa: modelización, análisis sísmico estructural estático o considerando las fuerzas equivalentes y análisis sísmico dinámico modal espectral en un sistema de concreto armado, siempre considerando los parámetros dados por el Reglamento Nacional de Edificaciones. Como segunda fase: modelamiento, análisis sísmico dinámico moda espectral para el sistema estructural de albañilería confinada, considerando los parámetros dados por el Reglamento Nacional de Edificaciones. Para la tercera fase: Análisis y Evaluación económica en ambos sistemas desarrollados. Y Como última fase cuarta: se realizó la comparación de ambos sistemas estructurales. Por lo tanto, el sistema de concreto armado y el de albañilería confinada cada uno presentan adecuado comportamiento estructural ante sismo moderados, pero el sistema de albañilería confinada es más económico, que en este caso resultaría ser el más efectivo para la construcción de esta edificación administrativa.

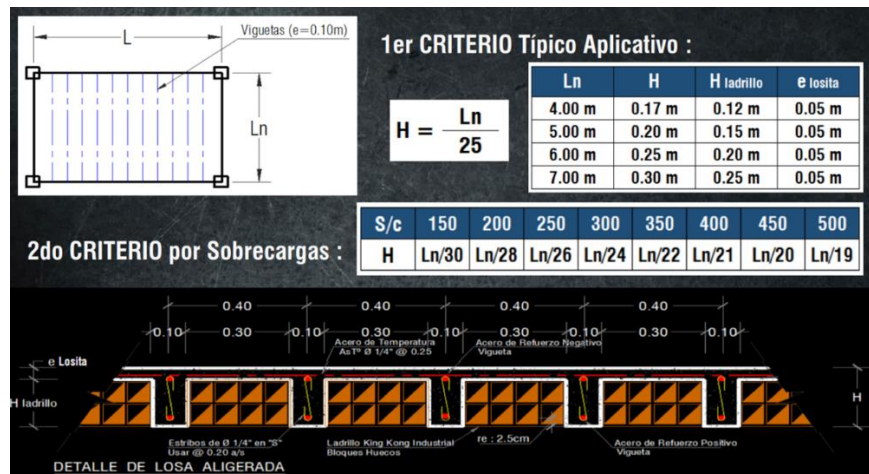
Bases teóricas

Concepción Estructural.

Concepción De La Superestructura.

Para el caso de las losas aligeradas se tendrá en cuenta los siguientes criterios:

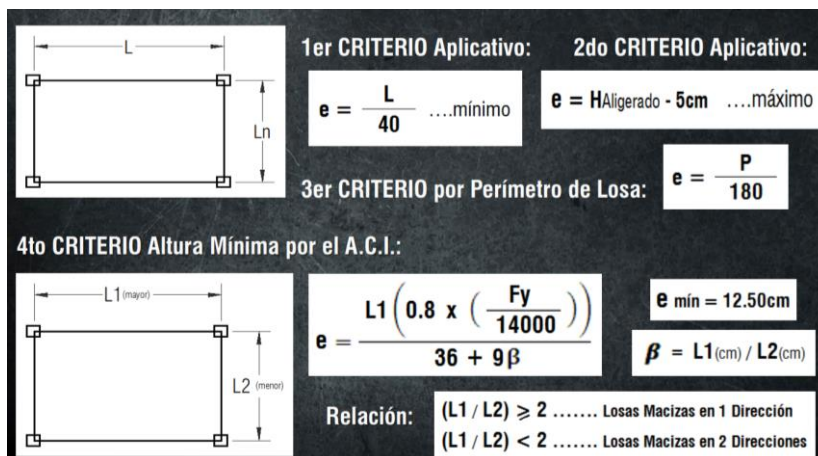
Figura 1. Predimensionamiento de losas aligeradas en una dirección.



Fuente: Cersa Ingenieros, 2016.

Para el caso de las losas macizas se tendrá en cuenta los siguientes criterios:

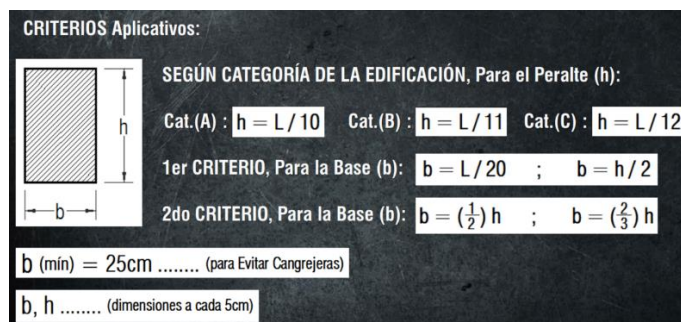
Figura 2. Predimensionamiento de losas macizas



Fuente: Cersa Ingenieros, 2016.

Las vigas estructurales se han dimensionado según los criterios prácticos ($h=L/10$ a $L/12$) y luego en base a los resultados que se obtendrán los programas estructurales Etabs 2018 de cómo trabajan, se reducirán o ampliarán las secciones típicas.

Figura 3. Predimensionamiento de vigas



Fuente: Villarreal Castro, 2020.

Figura 4. Otra forma de predimensionamiento de vigas

| Ancho de la viga: $b = \frac{1}{20}$ del ancho tributario | | | |
|---|-----------------|-------------------|---------------|
| USO | Dpto y oficinas | Garajes y tiendas | Depósitos |
| S/C (kg/m ²) | 250 | 500 | 1000 |
| Peralte (h) | $\frac{L}{11}$ | $\frac{L}{10}$ | $\frac{L}{8}$ |

Fuente: Morales Morales, (2014).

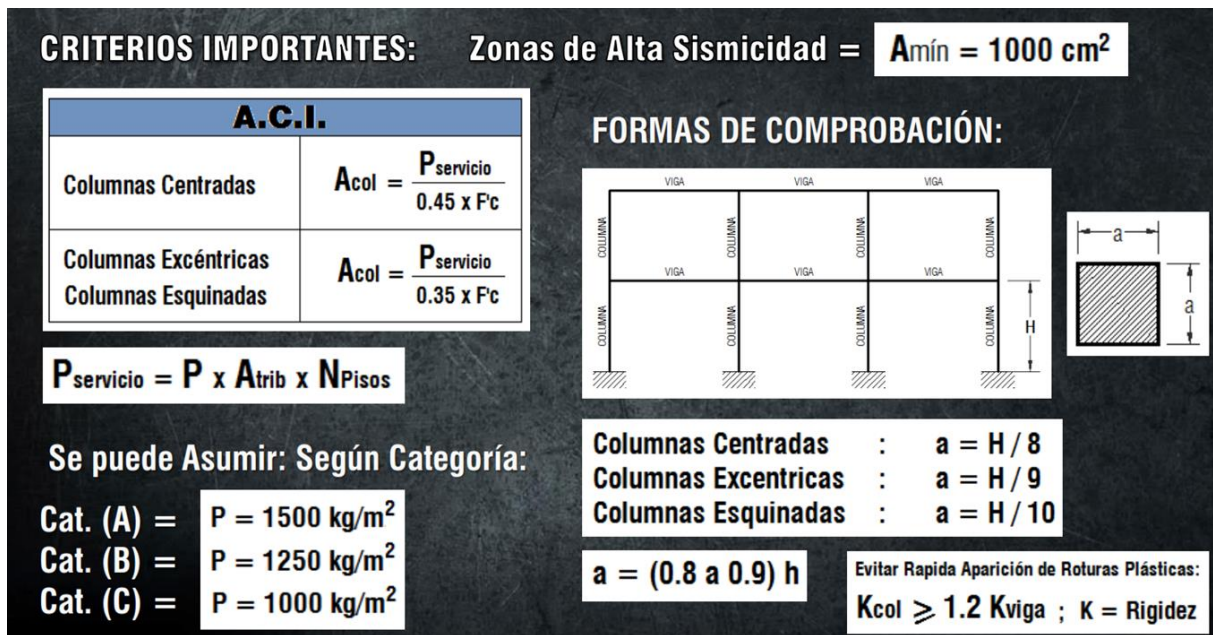
Para el caso de las columnas se pueden considerar los siguientes criterios de la Figura 5 y 6 como se puede ver a continuación:

Figura 5. Predimensionamiento de columnas parte 1

| | | | | |
|--|-------------------------------------|--|---|---|
| Columnas Centradas (Para los primeros pisos) | $P = 1.10 \times P_G$ $n = 0.30$ | $b \times D = \frac{1.10 \times P_G}{n \times F_c}$ | $b \times D = \frac{1.25 \times P_G}{n \times F_c}$ | $b \times D = \frac{1.50 \times P_G}{n \times F_c}$ |
| Columnas Centradas (Para los 4 últimos pisos) | $P = 1.10 \times P_G$ $n = 0.25$ | $b \times D = \text{cm}^2$ | | |
| Columnas Excéntricas | $P = 1.25 \times P_G$ $n = 0.25$ | $P_G = (\text{Carga Muerta} + \text{Carga Viva}) \times (A_{\text{Trib}}) \times (N_{\text{Pisos}})$ | | |
| Columnas Esquinadas | $P = 1.50 \times P_G$ $n = 0.20$ | $A_{\text{Trib}} = \text{Área Tributaria}$ $N_{\text{Pisos}} = \text{Número de Pisos}$ | | |

Fuente: Morales Morales, (2014).

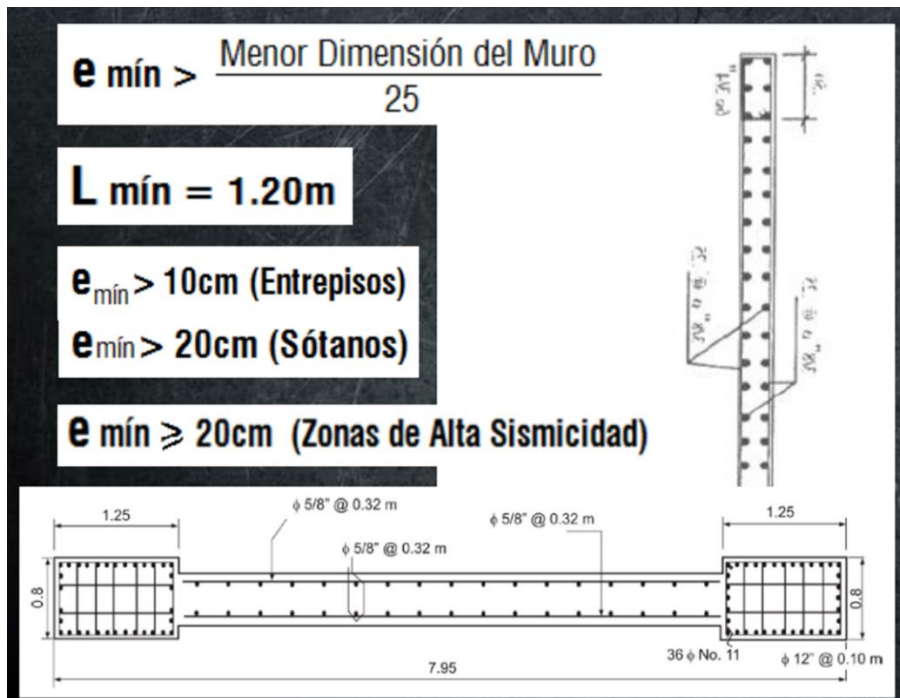
Figura 6. Predimensionamiento de columnas parte 2



Fuente: Villarreal Castro, 2020.

Para el predimensionamiento de las placas tendremos en cuenta la Figura 7.

Figura 7. Predimensionamiento de placas



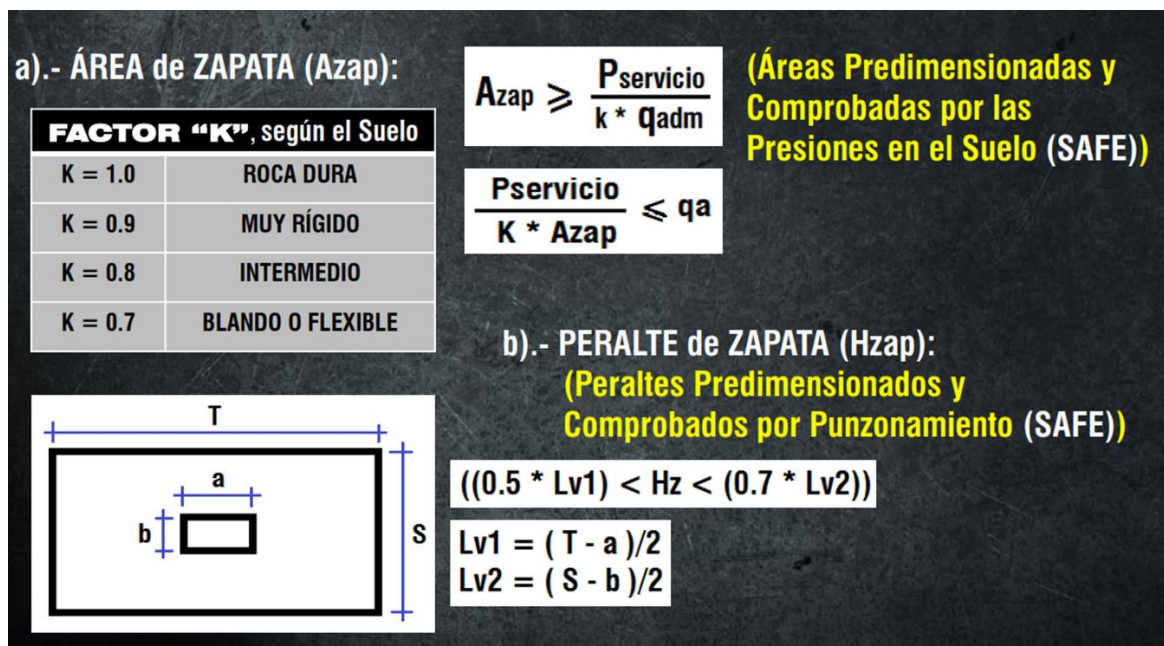
Fuente: Villarreal Castro, 2020.

Concepción de la Sub-estructura.

En lo que se refiere a la estructura de la cimentación o sub-estructura, es concebido de acuerdo a las hipótesis de carga que se encontrará sometido en todo su ciclo de vida , por lo que se debe calcular la combinación de carga por volteo, esto es ocasionado por los efectos de sismo, esto se debe percibir por sobremanera en las zapatas aisladas, que se plantean en suelos rígidos, todo esto debe estar referido al estudio de mecánica de suelos, con lo que también se evaluará las zapatas corridas que cubrirán también placas o muros de corte y zapatas aisladas en columnas aisladas.

Para el predimensionamiento de las zapatas aisladas tendremos en cuenta la **Figura 8**:

Figura 8. Predimensionamiento de zapatas aisladas



Fuente: Villarreal Castro, 2020.

Concepción de los Elementos no Estructurales.

Para los elementos que no son considerados estructurales como son la carpintería metálica y la de madera, con la que contará la infraestructura, así como los muros que servirán como división entre los ambientes o de cerramiento los cuales no trabajarán a nivel de superestructura, llamados también como tabiquería

así también se considera los alfeizar. Los elementos que no son estructurales se deberán de aislar con tecnopor de 1" de espesor, del mismo modo deberá de aislarse toda la carpintería de la estructura, de esta manera podrá oscilar de manera libre, en los muros que se ha determinado como albañilería confinada, que quiere decir que los elementos de albañilería están unidos a elementos estructurales concreto armado que son de confinamiento, tanto confinamiento vertical como columnas y horizontal como son las vigas. Se deberá efectuar y considerar el aislamiento según los planos de estructuras. Todo estará de acuerdo a la norma técnica peruana como base para realizar los cálculos de juntas de aislamiento de elementos no estructurales de tecnopor, y otros elementos.

Figura 9. Aislamiento de los elementos no estructurales de los pórticos principales



Fuente: Elaboración propia

Análisis sísmico

El diseño sísmico según el comité de la Norma E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones indica lo siguiente:

- En las estructuras pueden suceder en el sitio en su vida de servicio, advirtiéndose posibles perjuicios dentro de términos admisibles. Además, la estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados.
- Debido a movimientos sísmicos rígidos que puedan suceder en el sitio donde se encuentra la edificación no correspondería colapsar, ni producir perjuicios graves a las personas.

Por lo que se vinculan estrechamente en una relación entre la Filosofía de Diseño Sismorresistente de la Norma:

- Disminuir los daños a la propiedad.
- Cerciorar la persistencia de los servicios básicos.
- Prescindir de pérdidas de vidas.

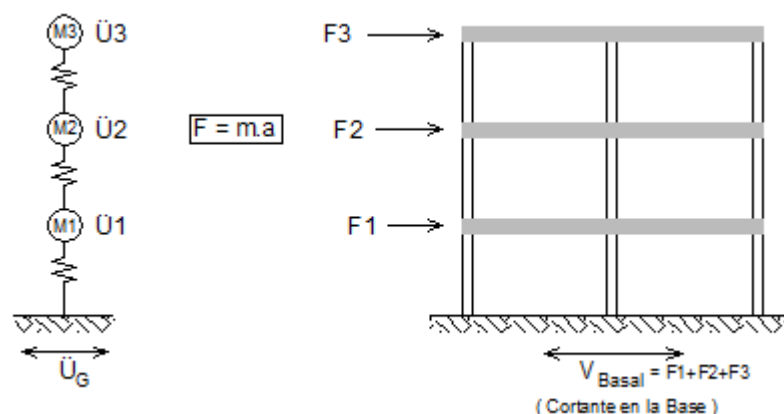
Asimismo, se ejecutarán las dos tipologías de análisis sísmicos:

- Análisis Estático o de fuerzas equivalentes.
- Análisis Modal Espectral.

Análisis Estático

Representa las demandas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en cada piso donde se ubica en el centro de masas respectivo.

Figura 10. Fuerzas sísmicas en altura



Fuente: Piqué del Pozo, J. R., 2010

Donde solo se puede aplicar hasta 5 niveles para estructuras de albañilería y 10 niveles en edificaciones aporricadas.

Fuerza Cortante en la Base

Se debe determinar con la siguiente relación:

$$V = \frac{ZUSC}{R} P$$

Donde:

V: Cortante basal.

Z: Factor zona.

U: Factor uso.

C: Factor de amplificación sísmico.

S: Factor suelo.

R: Factor de reducción sísmica.

P: Peso de la edificación.

Parámetros de Sitio

Factor Zona

Para poder definir de manera precisa la ubicación del proyecto tendremos en cuenta las Figuras 11 y la Tabla 1.

Figura 11. Mapa del Perú dividido en 4 zonas



Fuente: Comité Técnico Norma E 030, 2018

Tabla 1. Factores de zona

| Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z" | |
|------------------------------------|------|
| ZONA | Z |
| 4 | 0,45 |
| 3 | 0,35 |
| 2 | 0,25 |
| 1 | 0,10 |

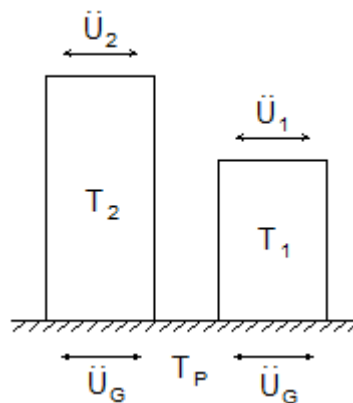
Fuente: Comité Técnico Norma E 030, 2018

Factor de Amplificación Sísmica

Se calcula bajo la expresión que se presenta a continuación, el elemento de aumento de respuesta estructural con razón al incremento del suelo.

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5$$

Figura 12. Factor de amplificación sísmica



Fuente: Comité Técnico Norma E 030, 2018

Donde:

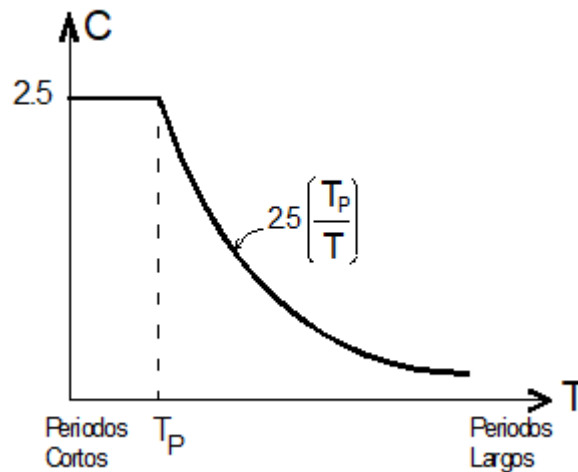
T: Período de la estructura.

T_p : Período donde desciende la curva C.

$$T_1 < T_2 \rightarrow C_1 > C_2 \rightarrow V_1 > V_2$$

Se puede decir que a menor periodo mayor coeficiente de ampliación sísmica y por lo tanto mayor cortante basal. Podemos corroborar lo mencionado en la Figura 12.

Figura 13. Forma del espectro de diseño



Fuente: Piqué del Pozo, J. R., 2010

Período Fundamental

En lo que respecta al periodo fundamental de la estructura dependerá de la altura que tenga la misma y del sistema resistente al corte, como se puede observar en la Tabla 2.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Tabla 2. Periodo fundamental según sistema resistente al corte

| Sistema Resistente al Corte | C_T |
|--|-------|
| Sólo pórticos | 35 |
| Pórticos, cajas de ascensores, escaleras | 45 |
| Muros de corte | 60 |

Fuente: Comité Técnico Norma E 030, 2018

Factor de Uso

Para determinar el factor de uso se tendrá en cuenta la Tabla 3.

Tabla 3. Usos de las edificaciones

| Tipo | Edificaciones | U |
|------|---------------|-----|
| A | Esenciales | 1.5 |
| B | Importantes | 1.3 |
| C | Comunes | 1.0 |
| D | Menores | (*) |

Fuente: Comité Técnico Norma E 030, 2018

Peso de la Edificación

Para el peso de la edificación se considera el 100% de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva según la Tabla 4.

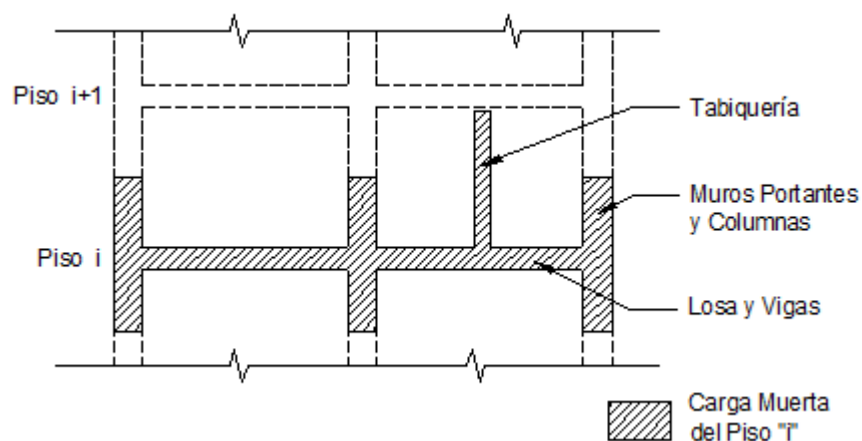
Tabla 4. Porcentaje de carga viva según uso de la edificación

| Tipo | % | Carga |
|----------------|-----|------------------------|
| A y B | 50 | Viva |
| C | 25 | Viva |
| Depósito | 80 | Peso total almacenable |
| Azotea, Techo | 25 | Viva |
| Tanques, Silos | 100 | Peso total almacenable |

Fuente: Comité Técnico Norma E 030, 2018

La altura de los elementos verticales tales como la columnas, placas o muros de corte se considerará el promedio de las alturas que que concurren al entepiso analizado, como se muestra en la Figura 13.

Figura 14. Consideración de la altura de columna o placas para el metrado de masa sísmica



Fuente: Elaboración propia

Coefficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica

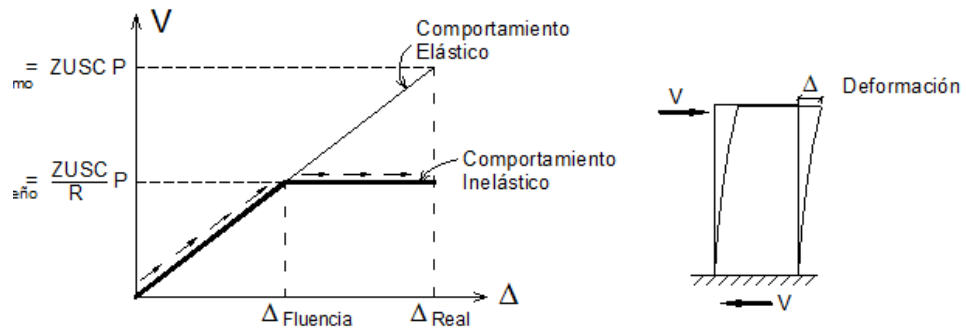
Para del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas en altura se tendrá en cuenta la Tabla 5.

Tabla 5. Factor de reducción de la fuerza sísmica según el sistema estructural

| Sistema Estructural | Coefficiente Básico de Reducción R_o (*) |
|--|--|
| Acero: | |
| 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 |
| Concreto Armado: | |
| Pórticos | 8 |
| Dual | 7 |
| De muros estructurales | 6 |
| Muros de ductilidad limitada | 4 |
| Albañilería Armada o Confinada | 3 |
| Madera | 7(**) |

Fuente: Comité Técnico Norma E 030, 2018

Figura 15. Cortante de diseño



Fuente: Elaboración propia

Tabla 6. Factor de irregularidad en altura

| | |
|---|------|
| <p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p> | 0,75 |
| <p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p> | 0,50 |
| <p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p> | 0,90 |
| <p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p> | 0,90 |
| <p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p> | 0,80 |
| <p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p> | 0,60 |

Fuente: Comité Técnico Norma E 030, 2018

Tabla 7. Factor de irregularidad en planta

| Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA | Factor de Irregularidad I_p |
|--|---|
| <p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p> | 0,75 |

| Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA | Factor de Irregularidad I_p |
|--|---|
| <p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p> | 0,60 |
| <p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p> | 0,90 |
| <p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p> | 0,85 |
| <p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.</p> | 0,90 |

Fuente: Comité Técnico Norma E 030, 2018

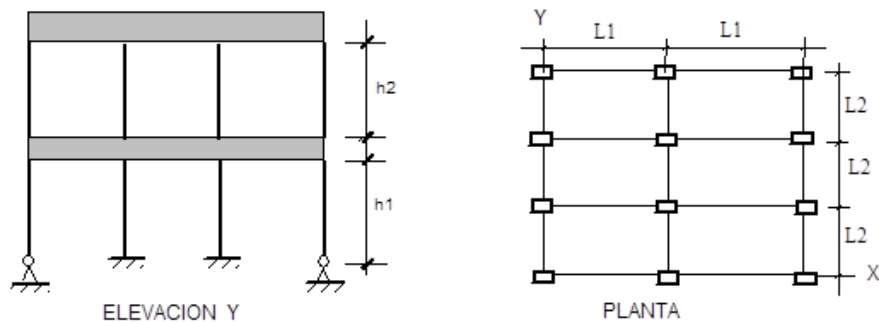
Análisis Dinámico

Deberá utilizarse aplicado a toda edificación catalogada como irregular; además, Edificaciones convencionales: Análisis Modal Espectral.

Análisis por Superposición Modal Espectral

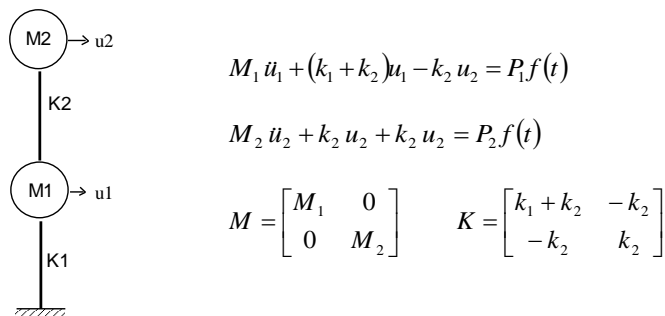
Se debe considerar un adecuado modelamiento de la estructura. También, determinar las matrices de masas y rigidez. Además, el recurso de determinar la dificultad de servicios particulares. También, el determinar los factores de colaboración estática, no olvidar analizar espectros de diseño: Aceleraciones o desplazamientos. Asimismo, pasamos a deducir respuestas modales y por último combinar respuestas modales para todo efecto.

Figura 16. Modelo matemático para una edificación de dos niveles



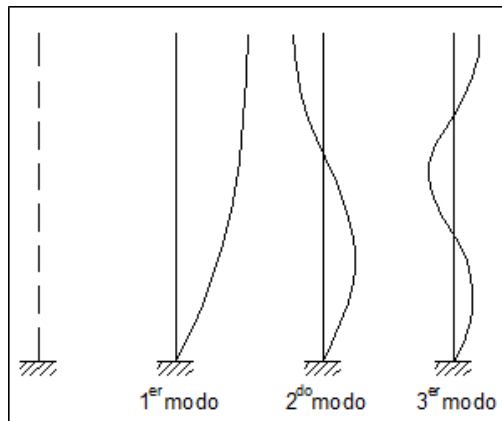
Fuente: Piqué del Pozo, 2010

Figura 17. Modelo masa-resorte para una edificación de dos niveles



Fuente: Piqué del Pozo, 2010

Figura 18. Modos de vibración



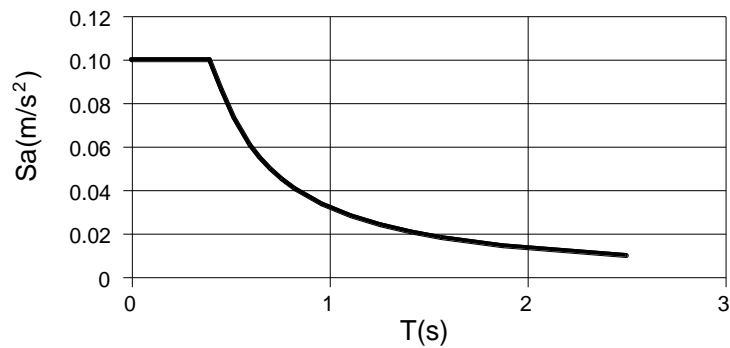
Fuente: Piqué del Pozo, 2010

Aceleración Espectral

$$S_{a,i} = g \left(\frac{ZUSC}{R} \right)$$

Figura 19. Espectro de aceleraciones

Z = 0.4
U = 1.0
S = 1.0
R = 10



$$S_{a,i} = g \left(\frac{ZUSC}{R} \right)$$

Fuente: Elaboración propio

Combinación modal

Elección a la combinación cuadrática completa, CQC.

$$R_k = 0.25 \sum |R_i| + 0.75 \sqrt{\sum R_i^2}$$

Composición cuadrática completa, CQC.

$$R_k = \sqrt{\sum \sum R_{ki} \rho_{ij} R_{kj}}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+r)r^{3/2}}{(1+r)^2 + 4\beta^2 r(1+r)^2} \quad r = \frac{w_j}{w_i}$$

Fuerza Mínima

- Para cada dirección considerada en el cálculo, el esfuerzo cortante acumulado no debe ser menor al 80% del valor calculado usando el método estático para estructuras regulares y < 90% para estructuras irregulares. Es posible.
- Si es inexcusable aumentar el offset alcanzar la señal mínima, todos los resultados obtenidos deben incrementarse proporcionalmente, a excepción del offset.

Diseño de los elementos estructurales

Vigas

Cuando se debe realizar el diseño de una viga se tendrá en cuenta las consideraciones de la siguiente figura.

La resistencia requerida para cargas muertas (*CM*) y cargas vivas (*CV*) será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \quad (9-1)$$

Si en el diseño se tuvieron que considerar cargas de sismo (*CS*), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \quad (9-4)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \quad (9-5)$$

Diseño por flexión

En el diseño por flexión se debe tomó en cuenta las limitaciones del acero mínimo y máximo. De acuerdo a lo estipulado en la norma técnica peruana E 060, el acero mínimo debe de ser:

$$A_{smin} = \frac{0.85 * \sqrt{f'c}}{fy} bw * d \quad A_{smin} = \frac{14}{fy} bw * d$$

Donde:

- b_w = ancho de viga
- d = peralte efectivo
- f'_c = resistencia del concreto en compresión
- f_y = resistencia en fluencia del acero

El acero que se considerará como el máximo es de 75% del acero balanceado, lo cual se debe prever después de calculado las cantidades de acero mínimo y máximo, como también el calcular la cantidad de acero necesario para resistir el momento último que se obtiene del análisis. Por ello se debe calcular el valor de K_u con la siguiente expresión:

$$K_u = \frac{M_u}{b_w * d^2}$$

Donde:

- M_u = Momento último
- b_w = Ancho de viga
- d = Peralte efectivo

Luego hallamos la cuantía (ρ) en función del valor K_u para después hallar el área de acero necesaria:

$$A_s = \rho * b_w * d$$

Esta área de acero hallada está en función a los diámetros de aceros disponibles en el mercado.

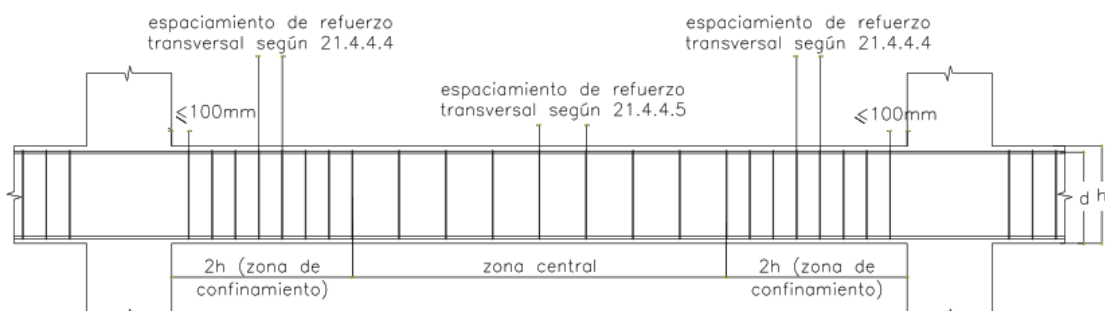
Distribución y distanciamiento de estribos

La distancia máxima entre los estribos para una viga que recibe cargas sísmicas es la siguiente: En el área límite de dos veces la profundidad ($2H$), se aplica lo siguiente:

- Primero, apoye a 5 cm de la superficie de apoyo.
- 0,25 veces el borde efectivo de la viga ($d / 4$)
- 8 veces el diámetro de la varilla longitudinal o 30 cm^2
- 24 veces el diámetro del soporte.
- igual a 10 cm.

Afuera del área límite, las distancias no excederán 0,5 veces el borde efectivo de la viga.

Figura 20. Diseño por cortante en vigas

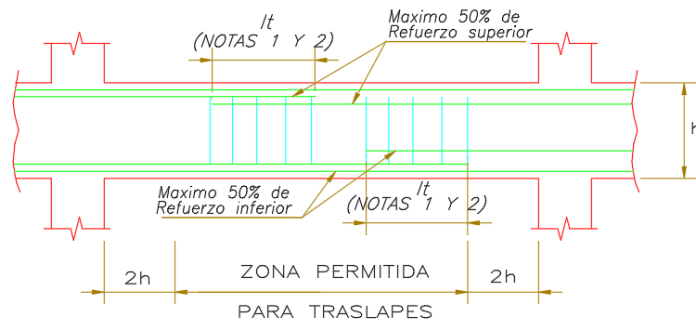


Fuente: Comité Norma E 060, 2009

Empalmes por traslape

Estos empalmes ocurren cuando el acero utilizado o requerido tiene mayores dimensiones a solo una pieza por lo cual se deben hacer estas transiciones en zonas donde se considere esfuerzos menores, ya que los elementos estructurales como vigas no absorben cargas de sismo, las zonas en las que se presenta menos esfuerzo se encuentran en el tercio central inferior de estas.

Figura 21. Traslape en vigas



Fuente: Elaboración propia

Diseño de columnas

Cuando se va a realizar el diseño de columnas d debe considerar las fuerzas axiales, así como los momentos flectores, todo esto se evalúa en un diagrama de interacción, en donde participan las cargas actuantes en 5 diferentes tipos de combinaciones.

Diseño por flexo compresión

Este tipo de diseño se realiza amplificando las cargas mediante combinaciones de cargas de diseño, estipuladas por la normativa del país, con el cual se puede realizar un diagrama de interacción, esto nos permite examinar cada columna siempre teniendo en cuenta las cargas axiales y el momento flector último, previo cálculo de la sección transversal y cantidad de cuantía mínima, la cual debe ser 1%, y también considerando la cuantía máxima de 4%, en una zona altamente sísmica.

Diseño por corte

Cuando se realiza el diseño se debe entender que se debe considerar la cortante V_u tomando en cuenta las resistencias nominales M_n , en los extremos laterales de lo que se refiere a la luz libre de aquel elemento que tiene una carga axial última P_u .

La cortante última se halló con la siguiente formula

$$V_u = \frac{M_n \text{ sup} + M_n \text{ inf}}{L_n}$$

La resistencia del concreto por corte se debe determinar con:

$$V_c = 0.3 * \sqrt{f'_c} * bw * d * \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g} \right)$$

Donde:

- N_u : Carga axial última
- A_g : Área bruta de la columna

La contribución del acero está dada por la siguiente formula:

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

Por lo tanto; se debe cumplir:

$$\phi(V_c + V_u) \geq Vu$$

Separación de estribos

La distribución de los estribos dentro de un sistema dual tipo I, así como de un sistema de muros confinados debería ser:

- Diámetro de estribos debe ser de 8mm para diámetros menores a 3/8", 3/8" de barras longitudinales, para diámetros de 3/8" hasta 1" y 1/2" para diámetros de más de 1".

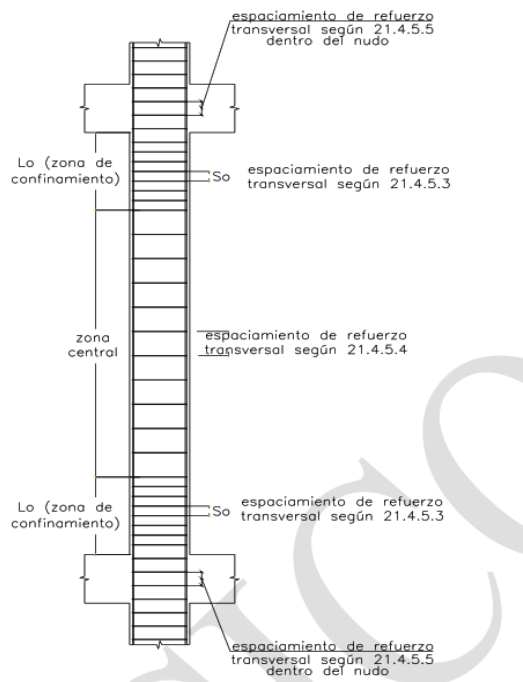
El distanciamiento en el área de confinamiento será menor o igual a:

- 8 veces el diámetro del a barra longitudinal de menor diámetro.
- La mitad de la menor extensión de la sección transversal se la columna.
- Menor o igual a 10cm.

La longitud de confinamiento será de:

- Altura libre de la columna entre seis (H/6).
- La mayor medida de la sección transversal de la columna.
- El mayor o igual valor que 50cm.

Figura 22. Diseño por cortante en columnas



Fuente: Comité Norma E 060, 2009

Definición de términos

Carga de servicio

Se denomina así a la carga que no ha sido amplificada según las consideraciones de la Norma E. 020 de cargas que forma parte de RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones).

Carga última

Se denomina así a la carga que ha sido amplificada según las consideraciones de la Norma E. 060 de concreto armado que forma parte de RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones).

Columna

Se denomina así al elemento que entre la altura y su dimensión menor del elemento es mayor a 3. Fundamentalmente, estos elementos trabajan a Compresión y Momento flector.

Concreto

Es una mezcla entre cemento portland o similar más los agregados finos y gruesos y el agua. También, puede incluirse aditivos en caso se requiera.

Estribo

Se llama así al refuerzo que es paralelo a la sección transversal del elemento estructural. Es importante ya que resistente los esfuerzos de corte y torsión.

Longitud de desarrollo

Es la longitud que se ubica dentro del elemento de concreto armado. Su utilidad proporciona el desarrollo de la resistencia de diseño del refuerzo de una sección crítica.

Losa

Es un elemento de espesor pequeño y tiene carácter estructural. También se le conoce entrepiso o techo. Este último se dice así cuando es la última losa de la edificación. En caso de sismos esta se comporta como un diafragma rígido.

Módulo de elasticidad

Es el cociente entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente. Para valores que estén dentro del rango elástico que proporciona el material.

Muro de corte o placa

Son elementos verticales que soportan fuerzas normales, momento flector y fuerza cortante.

Refuerzo corrugado

Son barras cuya rugosidad es importante para poder fijarse bien con el concreto. Los diámetros comerciales que se suelen usar son; 6mm, 8 mm, 1/4", 3/8", 1/2", 5/8", 3/4", 1" y 1 3/8".

Resistencia a fluencia

Es la resistencia mínima que especifica en la zona de tracción.

Viga

Es un elemento estructural que trabaja predominantemente a corte y flexión.

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

Este estudio de investigación que es de tipología de investigación aplicada. Tiene una correlación de investigación con algunos niveles de investigación que corresponden a lo que se refiere descriptivo y correlacional, los cuales son de corte transversal; esto significa que la variable independiente que corresponde a comparación de diseño con el sistema estructural pórtico de concreto armado y diseño con albañilería confinada y variable dependiente vivienda unifamiliar; puesto que con ambas se establecerá una relación. Por último, se considera que el corte transversal y que la información proporcionada corresponde específicamente al año 2021.

Este estudio realizado se dispuso que sea como diseño de investigación correspondiente a no experimental, de corte transversal y de asociación correlacional. Considerando la primera variable determinada para esta investigación no podrá ser manipulada. Por la característica segunda la información que produzca de realizar esta investigación se utilizará en un tiempo determinado. Con referencia a la última característica la información que se utilizará en un tiempo programado. Por la característica de la investigación se podrá determinar la relación que existente entre sus variables dependiente e independiente como son la comparación de los diseños de albañilería confinada y pórticos y una vivienda unifamiliar.

3.2. Variables y operacionalización

Como variables del proyecto de investigación tenemos:

Variable independiente:

- Comparación de diseño con el sistema estructural pórtico de concreto armado y diseño con albañilería confinada.

Variable dependiente:

- Vivienda unifamiliar.

En la siguiente Tabla se muestra la tabla de operacionalización de variables:

Tabla 8. Operacionalización de las variables

| VARIABLE (S) | DEFINICIÓN CONCEPTUAL | DEFINICIÓN OPERACIONAL | DIMENSIONES | INDICADORES |
|--|---|--|--|----------------------------------|
| <p>Variable independiente : Comparación de diseño con el sistema estructural pórtico de concreto armado y diseño con albañilería confinada.</p> | <p>En el diseño de las estructuras para obtener dimensiones, longitudes adecuadas; además, de la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal cada uno los elementos estructurales que lo conforman como por ejemplo vigas, columnas, losas, placas, cimentación, etc. Garantizando la seguridad estructural y una estructura económica.</p> | <p>Se medirá a través de softwares computacionales para poder extraer la información necesaria para el diseño apórticado y el diseño de albañilería confinada de la estructura. Asimismo, se realizará el análisis sísmico, respetando las consideraciones del reglamento nacional de edificaciones.</p> | Predimensionamiento de elementos estructurales | Elementos horizontales |
| | | | | Elementos horizontales |
| | | | Análisis sísmico | Derivas de entrepiso |
| | | | | Desplazamiento lateral |
| | | | Diseño de vigas | Acero de refuerzo longitudinal |
| | | | | Acero de refuerzo transversal |
| | | | Diseño de columnas | Acero de refuerzo longitudinal |
| | | | | Acero de refuerzo transversal |
| | | | Diseño de placas | Acero de refuerzo longitudinal |
| | | | | Acero de refuerzo transversal |
| | | | Diseño de Losas | Acero de refuerzo longitudinal |
| | | | | Acero de refuerzo de temperatura |
| Diseño de cimentación | Acero de refuerzo longitudinal | | | |
| | Acero de refuerzo transversal | | | |
| <p>Variable dependiente:</p> | <p>Es aquella en la que una construcción</p> | <p>Se respetarán los parámetros urbanísticos del</p> | Construcción horizontal | Área de terreno |
| | | | Construcción | |

| | | | | |
|----------------------|---|--|----------|--------------------------|
| Vivienda unifamiliar | vertical u horizontal algunas veces está dividida en varios niveles en un terreno | distrito de Mollebaya. Así como también las sugerencias de la Norma de Edificaciones del Perú. | vertical | Altura de la edificación |
|----------------------|---|--|----------|--------------------------|

Fuente: Elaboración propia

3.3. Población, muestra y muestreo

Población

Se refiere a todas las viviendas unifamiliares de concreto armado y albañilería confinada del distrito de Mollebaya.

Muestra

Morada unifamiliar de 3 niveles en el distrito de Mollebaya.

Muestreo

En esta investigación se considerará el muestreo como no probabilístico y de clasificación por conveniencia.

El muestreo para esta investigación pertenece al muestreo no probabilístico con una clasificación por conveniencia.

Tabla 9. Matriz de consistencia

| PROBLEMA | OBJETIVO | HIPÓTESIS | METODOLOGÍA | POBLACIÓN |
|--|--|--|---|---|
| <p>Problema general:</p> <p>¿Por qué es necesario una el diseño de concreto armado de una vivienda con el sistema estructural pórtico y sistema estructural de albañilería confinada en Mollebaya - Arequipa?</p> | <p>Objetivo general:</p> <p>Realizar el diseño de concreto armado de una vivienda con el sistema estructural pórtico y sistema estructural de albañilería confinada en Mollebaya - Arequipa</p> | <p>Hipótesis general:</p> <p>Existe una mejora significativa al realizar el diseño de concreto armado de una vivienda con el sistema estructural pórtico a comparación del sistema estructural de albañilería confinada en Mollebaya - Arequipa</p> | <p>Tipo:</p> <p>Aplicada</p> <p>Diseño:</p> <p>No experimental Descriptivo Correccional</p> | <p>Población:</p> <p>Todas las viviendas unifamiliares de concreto armado y albañilería confinada del distrito de Mollebaya.</p> |
| <p>Problemas específicos:</p> <p>¿Por qué es necesario realizar el</p> | <p>Objetivos específicos:</p> <p>Determinar el predimensionamiento</p> | <p>Hipótesis específicas:</p> <p>Existe una mejora significativa al</p> | | |

| | | | | |
|--|--|--|--|--|
| predimensionamiento de los elementos estructurales de una vivienda en Mollebaya - Arequipa? | de los elementos estructurales de una vivienda en Mollebaya - Arequipa | determinar el predimensionamiento de los elementos estructurales de una vivienda con el sistema estructural pórtico en comparación con el sistema de albañilería confinada en Mollebaya - Arequipa | Var. Independiente: | |
| ¿Por qué es necesario realizar el análisis sísmico de una vivienda multifamiliar una vivienda en Mollebaya - Arequipa? | Determinar el análisis sísmico de una vivienda de los elementos estructurales de una vivienda en Mollebaya - Arequipa | Existe una mejora significativa al determinar el análisis sísmico de una vivienda sistema estructural pórtico en comparación con el sistema de albañilería confinada en Mollebaya - Arequipa | | |
| ¿Por qué es necesario realizar el diseño de los elementos estructurales de la superestructura de una vivienda en Mollebaya - Arequipa? | Determinar el diseño de los elementos estructurales de la superestructura de una vivienda de los elementos estructurales de una vivienda en Mollebaya - Arequipa | Existe una mejora significativa al determinar el diseño de los elementos estructurales de la superestructura de una vivienda con el sistema estructural pórtico en comparación con el sistema de albañilería confinada en Mollebaya - Arequipa | Var. Dependiente: Vivienda unifamiliar | |
| ¿Por qué es necesario realizar el diseño de los elementos estructurales de la subestructura de una vivienda en Mollebaya - Arequipa? | Determinar el diseño de los elementos estructurales de la subestructura de una vivienda de los elementos estructurales de una vivienda en Mollebaya - Arequipa | Existe una mejora significativa al determinar el diseño de los elementos estructurales de la subestructura de una vivienda con el sistema estructural pórtico en comparación con el sistema de albañilería confinada en Mollebaya - Arequipa | | |

Fuente: Elaboración propia

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

La investigación que se desarrolló para elaborar este trabajo se basa en la observación, hecho que se realizó de manera minuciosa, la cual se registró detenidamente para poder analizar posteriormente, las metas de esta investigación fueron evaluadas utilizando como instrumento la recolección de datos, por lo que se utilizó hojas de cálculo en Excel y softwares estructurales como Etabs 2018.

3.5. Procedimientos

- Estructuración de la vivienda unifamiliar a partir de los planos arquitectónicos.
- Predimensionamiento de los elementos estructurales del sistema estructural que resiste las cargas verticales y sísmicas.
- Análisis sísmico que estará compuesto por el Análisis Estático o de fuerzas equivalentes y el Análisis Dinámico.
- Diseño de los elementos estructurales con vigas, losas, columnas, placas, escaleras con el Software Etabs 2018.
- Diseño de los elementos de la subestructura como zapatas aisladas, conectadas y combinadas.

3.6. Método de análisis de datos

El método utilizado en esta investigación fue el descriptivo y correlacional, dado este método de análisis de datos se catalogará y sistematizará, cada uno de los componentes que actúan en esta investigación, y su estructura.

3.7. Aspectos éticos

Como se determinó al inicio de la investigación, la oficina de Investigación de la UCV en Lima, indica que el investigador deberá comprometerse con mostrar los resultados con la debida veracidad, respetando la propiedad intelectual, responsabilidad y ética. Es por eso que para el desarrollo de la investigación se ha considerado lo indicado previamente por la universidad en su oficina de Investigación, probándose que se ha presentado este trabajo de manera original, evitando algún tipo de copia.

El propósito específico de esta investigación es el de realzar el diseño de una vivienda unifamiliar, pero optando por dos tipos de sistemas estructurales como son

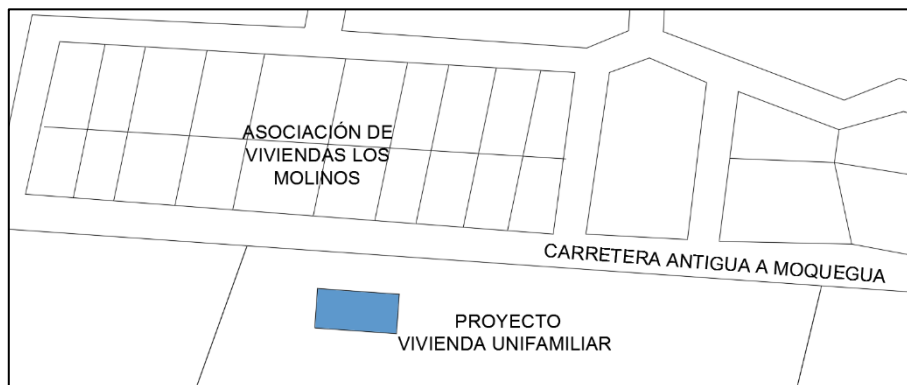
los sistemas de albañilería confinada y la de un sistema apórticado, al realizar esta comparación en todo momento se buscó que la vivienda sea segura, y como meta que alguno de estos diseños sea el más económico para poder ejecutar, el beneficio lo tendrían los residentes de esta vivienda, pobladores del Perú que podrán vivir tranquilamente en este tipo de viviendas, mejorando su calidad de vida.

IV. RESULTADOS

4.1. Generalidades

La vivienda que se ha diseñado se encuentra ubicada en el distrito de Mollebaya en la ciudad de Arequipa. Se realizó el diseño para tres niveles, con un área de terreno de 20000 m². El primer y segundo nivel tiene un área techada de 303 m², estableciendo un área techada por cada nivel de 101 m².

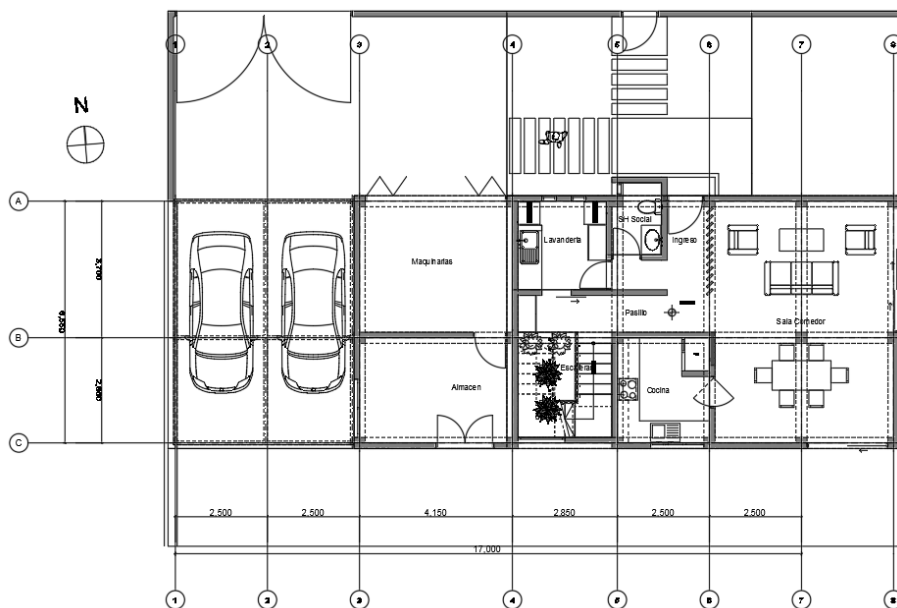
Figura 23. Ubicación del proyecto



Fuente: Elaboración propia

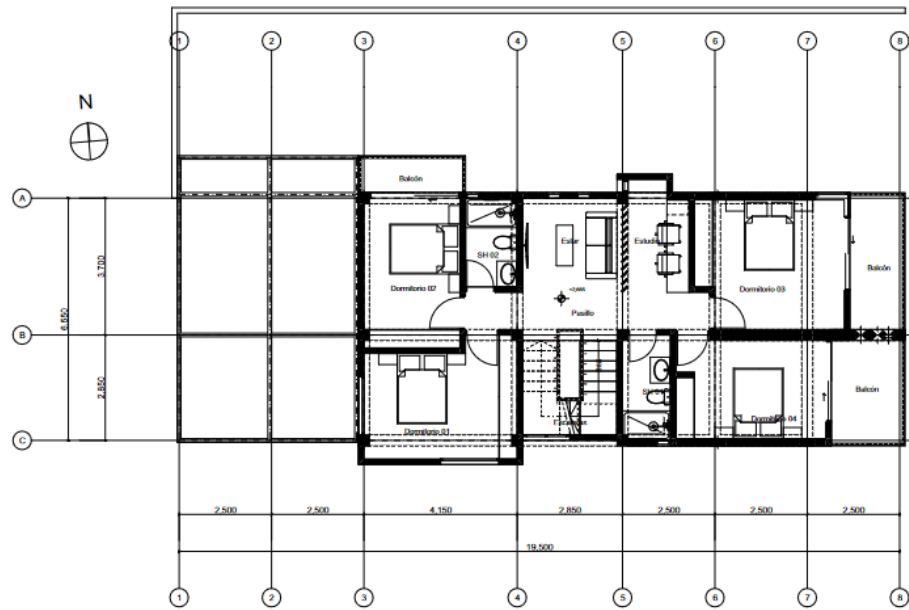
Las plantas arquitectónicas propuestas para este terreno son las siguientes:

Figura 24. Distribución del primer nivel



Fuente: Elaboración propia

Figura 25. Distribución del segundo y tercer nivel

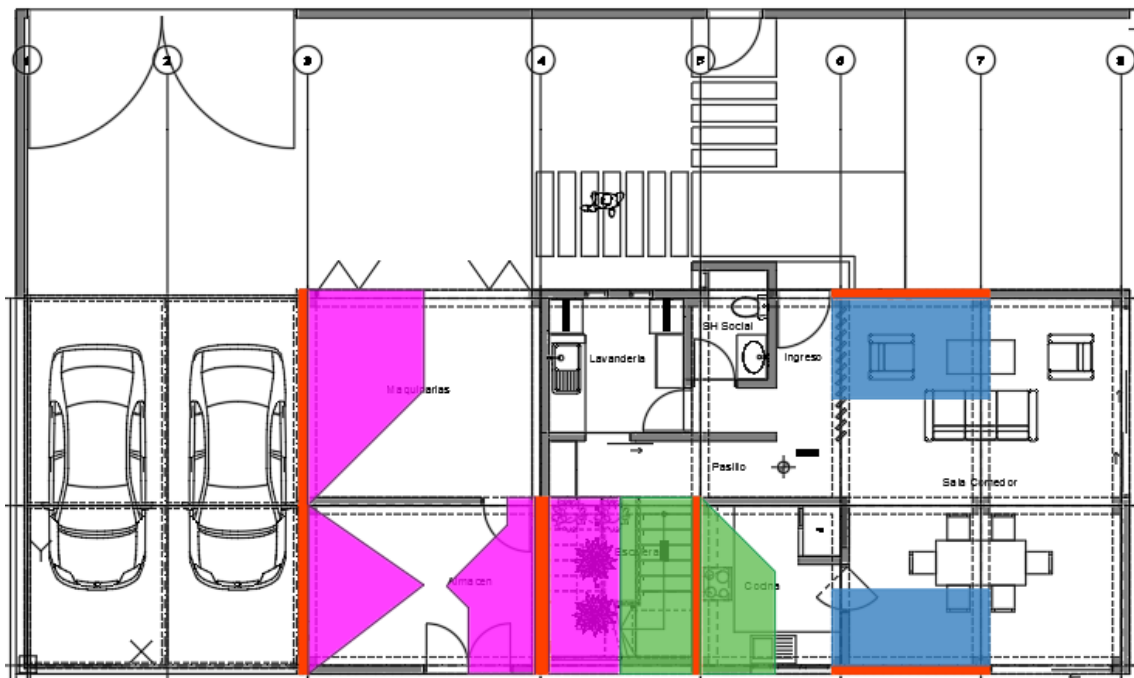


Fuente: Elaboración propia

4.2. Diseño del Proyecto

4.2.1. Esquema de muros Sistema de Albañilería Confinada

Figura 26. Esquema de muros de sistema de albañilería confinada



Fuente: Elaboración propia

Tanto como en los ejes X e Y están sombreados de color rojo los muros portantes, estos se utilizarán para el sistema estructural de Albañilería Confinada.

4.2.2. Estructuración Sistema de Albañilería Confinada

La edificación tiene las siguientes características:

- Se ha dispuesto muros de ladrillo confinados en dirección Y, los muros confinados de espesor $t = 0.15$ m excepto el muro Y3 y Y4 cuyo espesor es de $t = 0.25$ m, con lo que se logra obtener la densidad adecuada como lo indica la norma E.070.
- Se ha dispuesto muros de ladrillo confinados en dirección X, cuyo espesor es de $t = 0.15$ m con lo que se logra obtener la densidad adecuada como lo indica la norma E.070.
- Los muros de la estructura son de longitud mayor al mínimo de 1.20 m como indica la norma E.070.
- Los muros tendrán una altura de 2.40 m.
- Por la ubicación y tipo de suelo del proyecto se consideran los siguientes datos según la norma E.030, $Z = 0.35$, suelo $S = 1,20$, los períodos $T_P = 1$ y $T_L = 1.6$, $U = 1$, $R_0 = 3$, $C_T = 60$, edificación de categoría C, se adicionaría un 25%.

4.3. Sistema estructural de Albañilería Confinada

4.3.1. Verificación de muros por carga vertical

La densidad mínima de muros, se verificará en la dirección X e Y, con la siguiente expresión matemática.

$$\frac{\sum L * t}{A_p} \geq \frac{Z * U * S * N}{56}$$

Donde:

L: longitud total del muro incluyendo columnas.

t: 0.15 m y 0.25 m de espesor de muro

A: 101.0 m² área de la planta típica.

Z: 0.35 ya que pertenece a la Z3

S: 1.20 ya que según EMS se ubicará en un S3.

C: 2.5

U: 1.00 ya que es una edificación común.

N: 3 que es el número de niveles.

Tabla 10. Densidad de muros en dirección X – Vivienda

| Dirección "X" | | | | |
|---------------|--|------|-------------------------|-------------|
| Muro | Longitud y espesor específico de muros (m) | | Área de muros portantes | Material |
| | 0.15 | 0.25 | | |
| 1X | 2.80 | | 0.42 | Albañilería |
| 2X | 2.80 | | 0.42 | Albañilería |
| | | | | |
| | | | | |
| | | Σ | 0.84 | |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11. Densidad de muros en dirección Y – Vivienda

| Dirección "Y" | | | | |
|---------------|--|------|-------------------------|-------------|
| Muro | Longitud y espesor específico de muros (m) | | Área de muros portantes | Material |
| | 0.15 | 0.25 | | |
| 1Y | 2.85 | | 0.43 | Albañilería |
| 2Y | | 3.15 | 0.79 | Albañilería |
| 3Y | | 3.15 | 0.79 | Albañilería |
| 4Y | 3.15 | | 0.47 | Albañilería |
| | | Σ | 2.48 | |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12. Parámetros para la evaluación de la densidad de muros - Vivienda

| Parámetro | Valor | Especificación |
|-----------|--------|-----------------|
| Z | 0.35 | Zona 3 |
| U | 1 | Vivienda |
| S | 1.2 | Suelo tipo S3 |
| N | 3 | Número de pisos |
| A | 101.38 | Área en planta |

Fuente: Elaboración propia

$$Z * U * S * N = 1.26$$

$$Z * U * S * \frac{N}{56} = 0.0225$$

Dirección X, cumple.

$$0.035743 > 0.0225$$

Dirección Y, cumple.

$$0.024413 > 0.0225$$

El siguiente análisis se realizará para un metro lineal de muro, el esfuerzo axial actuante producido por la carga de gravedad máxima de servicio, que debe incluir el 100% de sobrecarga.

$$\text{Esfuerzo actuante: } \sigma = \frac{P_g}{L * t}$$

$$\text{Esfuerzo admisible: } \sigma \leq 0.2 f' m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.25 f' m$$

Donde:

L: longitud total del muro incluyendo columnas (L > 1.20 m)

t: espesor efectivo (0.15 m y 0.25 m)

P_g: carga axial actuante

h: altura libre del muro (2.40 m)

f'm: resistencia a la compresión axial de la albañilería (65 kg/cm²)

Cálculo del esfuerzo axial admisible:

$$\sigma_{n1} = 0.2 * 65 \left[1 - \left(\frac{2.30}{35 * .25} \right)^2 \right] = 12.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{n2} = 0.2 * 65 \left[1 - \left(\frac{2.30}{35 * .15} \right)^2 \right] = 10.50 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor no debe ser mayor a:

$$0.25 f'm = 0.25 * 65 = 16.25 \text{ kg/cm}^2$$

A continuación, se presenta el cálculo por carga vertical de todos los muros, en la que debe cumplir $\sigma < \sigma_n$ (máximo), y se debe considerar los siguientes datos:

- Peso albañilería: 1800 kg/m³
- Peso concreto armado: 2400kg/m³
- N° niveles: 3
- Peso aligerado: 300 kg/m²
- Peso acabado: 100 kg/m²
- Altura de muro: 2.40 m
- Sobrecarga típica: 200 kg/m²
- Sobrecarga última: 100 kg/m²
- f'm: 65 kg/cm²

Tabla 13. Diseño por carga vertical en ambas direcciones - Vivienda

| Muro | t (m) | Área tributaria (m2) | Peso propio muros (kg) | Peso aligerado e=0.20 (kg) | Peso acabados de aligerado (kg) | Total carga muerta "Pd" (kg) | Total carga viva "Pl" (kg) | Pd + Pl (kg) | σ : esfuerzo axial actuante (kg/cm2) | σ : esfuerzo axial admisible (kg/cm2) | σ : esfuerzo axial máximo (kg/cm2) |
|------|-------|----------------------|------------------------|----------------------------|---------------------------------|------------------------------|----------------------------|--------------|---|--|---|
| 1X | 0.15 | 5.00 | 1944.00 | 4500.00 | 1500.00 | 7944.00 | 2500.00 | 10444.00 | 2.90 | 10.50 | 9.75 |
| 2X | 0.15 | 3.79 | 1944.00 | 3411.00 | 1137.00 | 6492.00 | 1895.00 | 8387.00 | 2.33 | 10.50 | 9.75 |
| 1Y | 0.15 | 5.85 | 1944.00 | 5265.00 | 1755.00 | 8964.00 | 2925.00 | 11889.00 | 3.30 | 10.50 | 9.75 |
| 2Y | 0.25 | 7.32 | 3240.00 | 6588.00 | 2196.00 | 12024.00 | 3660.00 | 15684.00 | 2.61 | 12.10 | 16.25 |
| 3Y | 0.25 | 7.33 | 3240.00 | 6597.00 | 2199.00 | 12036.00 | 3665.00 | 15701.00 | 2.62 | 12.10 | 16.25 |
| 4Y | 0.15 | 3.10 | 1944.00 | 2788.20 | 929.40 | 5661.60 | 1549.00 | 7210.60 | 2.00 | 10.50 | 9.75 |

Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Peso total de la edificación

Para determinar el peso total de la edificación, se adiciona la carga muerta y la carga viva a un 25%, según lo estipulado para vivienda o edificación categoría C, en la norma E.030 “Diseño sismorresistente”, estimación de peso.

Tabla 14. Resumen de resultados del peso total de la vivienda

| Descripción | Peso (t) |
|-------------------------|-----------------|
| Peso muros portantes | 60.96 |
| Peso muros no portantes | 167.42 |
| Peso losa aligerada | 30.41 |
| Peso acabado | 10.14 |
| Pd (t) = | 268.94 |
| Sobrecarga típica | 40.55 |
| Sobrecarga última | 10.14 |
| Pl (t) = | 50.69 |

Fuente: Elaboración propia

$$P_D + P_L = 268.94 + 50.69 = 319.63 \text{ t}$$

$$P_D + 25\%P_L = 268.94 + 0.25 * 50.69 = 281.61 \text{ t}$$

4.3.3. Cálculo de la fuerza cortante basal

En la norma E.030 “Diseño sismorresistente” establece que la cortante basal se determina de la siguiente manera:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Donde:

V: fuerza cortante en la base de la estructura.

Z: factor de zona. (0.35)

S: factor de amplificación del suelo. (1.20)

U: factor de uso o importancia. (1.0)

C: factor de amplificación. (2.50)

R: coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas. (3)

Factor de amplificación sísmica (C): 2.5

C_T: Para albañilería 60

$$\frac{C}{R} = \frac{2.50}{3} = 0.833 \geq 0.125 \dots \text{OK}$$

Por lo tanto:

$$V = \frac{0.35 * 1.0 * 2.50 * 1.20}{3} * 281608 \text{ kg} = 98562.63 \text{ kg}$$

4.3.4. Cálculo de las fuerzas inerciales y cortantes por piso

Estas se calculan con la siguiente expresión:

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

Donde:

n: número de pisos del edificio.

k: exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada.

Sí, $T \leq 0.5$ segundos: $k = 1.00$

Sí, $T \geq 0.5$ segundos: $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

$$T = 0.138 \leq 0.5; k = 1.00$$

V_i: fuerza cortante en el entrepiso i por sismo moderado.

V_{ei}: fuerza cortante en el entrepiso i por sismo severo.

Tabla 15. Cálculo de fuerzas inerciales y cortantes

| Piso | Pi (kg) | hi (m) | Pi*hi (kg.m) | $a_i = \frac{P_i * (h_i)^2}{\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^2}$ | F _i (kg) | Vi (kg) | Incidencia | Ve _i = 2Vi (kg) |
|------|---------|--------|--------------|--|---------------------|-----------|------------|----------------------------|
| 3 | 89645 | 9.6 | 860592 | 0.364 | 35840.955 | 35840.955 | 36.36% | 71681.91 |
| 2 | 179290 | 4.8 | 860592 | 0.364 | 35840.955 | 35840.955 | 36.36% | 71681.91 |
| 1 | 268935 | 2.4 | 645444 | 0.273 | 26880.716 | 62721.670 | 63.64% | 125443.34 |
| | | | 2366628 | V = | 98562.625 | | | |

Fuente: Elaboración propia

4.3.5. Distribución de la fuerza cortante de piso

Para el cálculo de la rigidez en cada muro se tomó un sistema coordinado referencial, que tiene origen en el punto (0, 0).

4.3.6. Datos de los muros

Datos de la geometría de los muros portantes considerando el sistema de coordenadas referencial.

Tabla 16. Datos geométricos de muros de la vivienda

| Muro | h (m) | t (m) | l (m) | x (m) | y (m) |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1X | 2.4 | 0.15 | 2.80 | 11.01 | 6.76 |
| 2X | 2.4 | 0.15 | 2.80 | 11.01 | 0.08 |
| 1Y | 2.4 | 0.15 | 2.85 | 0.08 | 4.93 |
| 2Y | 2.4 | 0.25 | 3.15 | 4.30 | 1.58 |
| 3Y | 2.4 | 0.25 | 3.15 | 7.08 | 1.58 |
| 4Y | 2.4 | 0.15 | 3.15 | 0.08 | 1.58 |

Fuente: Elaboración propia

4.3.7. Cálculo de la rigidez de muros

$$E_m = 32500 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 17. Rigidez en la dirección X

| Muro | h (m) | l (m) | x (m) | y (m) | 3(h/l) | 4(h/l)^3 | 3(h/l)+4(h/l)^3 | t (cm) | Kx(kg/cm) |
|------|-------|-------|-------|-------|--------|----------|-----------------|--------|-----------|
| 1X | 2.4 | 2.80 | 11.01 | 6.76 | 2.57 | 2.52 | 5.09 | 15 | 95769 |
| 2X | 2.4 | 2.80 | 11.01 | 0.08 | 2.57 | 2.52 | 5.09 | 15 | 95769 |
| 1Y | 2.4 | 0.15 | 0.08 | 4.93 | 48.00 | 16384.00 | 16432.00 | 285 | 564 |
| 2Y | 2.4 | 0.25 | 4.30 | 1.58 | 28.80 | 3538.94 | 3567.74 | 315 | 2869 |
| 3Y | 2.4 | 0.25 | 7.08 | 1.58 | 28.80 | 3538.94 | 3567.74 | 315 | 2869 |
| 4Y | 2.4 | 0.15 | 0.08 | 1.58 | 48.00 | 16384.00 | 16432.00 | 315 | 623 |

198463

Fuente: Elaboración propia

Tabla 18. Rigidez en la dirección Y

| Muro | h (m) | l (m) | x (m) | y (m) | 3(h/l) | 4(h/l)^3 | 3(h/l)+4(h/l)^3 | t (cm) | Ky(kg/cm) |
|------|-------|-------|-------|-------|--------|----------|-----------------|--------|---------------|
| 1X | 2.4 | 0.15 | 11.01 | 6.76 | 48.00 | 16384.00 | 16432.00 | 280 | 554 |
| 2X | 2.4 | 0.15 | 11.01 | 0.08 | 48.00 | 16384.00 | 16432.00 | 280 | 554 |
| 1Y | 2.4 | 2.85 | 0.08 | 4.93 | 2.53 | 2.39 | 4.92 | 15 | 99186 |
| 2Y | 2.4 | 3.15 | 4.30 | 1.58 | 2.29 | 1.77 | 4.05 | 25 | 200377 |
| 3Y | 2.4 | 3.15 | 7.08 | 1.58 | 2.29 | 1.77 | 4.05 | 25 | 200377 |
| 4Y | 2.4 | 3.15 | 0.08 | 1.58 | 2.29 | 1.77 | 4.05 | 15 | 120226 |
| | | | | | | | | | 621274 |

Fuente: Elaboración propia

4.3.8. Determinación del centro de rigidez

Cálculo del centro de rigidez del edificio en cada nivel (C.R.).

$$x_{C.R.} = \frac{\sum_{i=1}^n (K_{iy} * x_i)}{\sum_{i=1}^n K_{iy}} \quad y_{C.R.} = \frac{\sum_{i=1}^n (K_{ix} * y_i)}{\sum_{i=1}^n K_{ix}}$$

Tabla 19. Cálculo del centro de rigidez

| Muro | x (cm) | y (cm) | Kx (kg/cm) | Ky (kg/cm) | y*Kx | x*Ky |
|------|---------|--------|---------------|---------------|-----------------|------------------|
| 1X | 1101.00 | 676.00 | 95769 | 554 | 64739776.63 | 609731.01 |
| 2X | 1101.00 | 8.00 | 95769 | 554 | 766151.20 | 609731.01 |
| 1Y | 7.50 | 492.50 | 564 | 99186 | 277615.70 | 743895.91 |
| 2Y | 430.00 | 157.50 | 2869 | 200377 | 451940.01 | 86162171.79 |
| 3Y | 707.50 | 158.00 | 2869 | 200377 | 453374.74 | 141766829.16 |
| 4Y | 7.50 | 157.50 | 623 | 120226 | 98125.99 | 901697.15 |
| | | | 198463 | 621274 | 66786984 | 230794056 |

Fuente: Elaboración propia

$$x_{C.R.} = 3.71 \text{ m}$$

$$y_{C.R.} = 3.37 \text{ m}$$

4.3.9. Cálculo del centro de masa

Cálculo del centro de masa de la edificación en cada nivel (C.M.).

$$x_{C.M.} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i * x_i)}{\sum_{i=1}^n P_i}$$

$$y_{C.M.} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i * y_i)}{\sum_{i=1}^n P_i}$$

Tabla 20. Cálculo del centro de masa nivel de la vivienda

| Muro | h (m) | t (m) | l (m) | γm (kg/m3) | Peso "P" (kg) | x (m) | y (m) | P*x | P*y |
|--------|--------|-------|-------|------------|-------------------|-------|-------|------------------|------------------|
| 1X | 2.4 | 0.15 | 2.80 | 1800 | 1814.40 | 11.01 | 6.76 | 19976.54 | 12265.34 |
| 2X | 2.4 | 0.15 | 2.80 | 1800 | 1814.40 | 11.01 | 0.08 | 19976.54 | 145.15 |
| 1Y | 2.4 | 0.15 | 2.85 | 1800 | 1846.80 | 0.08 | 4.93 | 138.51 | 9095.49 |
| 2Y | 2.4 | 0.25 | 3.15 | 1800 | 3402.00 | 4.30 | 1.58 | 14628.60 | 5358.15 |
| 3Y | 2.4 | 0.25 | 3.15 | 1800 | 3402.00 | 7.08 | 1.58 | 24069.15 | 5375.16 |
| 4Y | 2.4 | 0.15 | 3.15 | 1801 | 2042.33 | 0.08 | 1.58 | 153.18 | 3216.68 |
| losa | 3.00 | m2 | 495 | kg/m2 | 1485.00 | 2.79 | 3.35 | 4143.15 | 4974.75 |
| losa | 101.38 | m2 | 495 | kg/m2 | 50183.10 | 2.79 | 3.35 | 140010.85 | 168113.39 |
| losa | 101.38 | m2 | 495 | kg/m2 | 50183.10 | 3.53 | 6.45 | 177146.34 | 323681.00 |
| vacíos | 2.20 | m2 | 588 | kg/m2 | 1293.60 | 1.22 | 9.23 | 1571.72 | 11933.46 |
| | | | | | 117466.734 | | | 401814.59 | 544158.56 |

Fuente: Elaboración propia

$$x_{C.M.} = 3.42 \text{ m}$$

$$y_{C.M.} = 4.63 \text{ m}$$

4.3.10. Cálculo del momento polar de inercia

Se calculó el momento polar de inercia.

Tabla 21. Cálculo del momento polar de inercia

| Muro | y = yi - ycr | y ^2 | Kx*y^2 | x = xi - xcr | x^2 | Ky*x^2 | J |
|------|--------------|---------|------------|--------------|---------|------------|-------------------|
| 1X | 3.3948 | 11.5246 | 1103702.37 | 7.2952 | 53.2192 | 29472.67 | 1133175.04 |
| 2X | -3.2852 | 10.7926 | 1033591.84 | 7.2952 | 53.2192 | 29472.67 | 1063064.51 |
| 1Y | 1.5598 | 2.4330 | 1371.43 | -3.6398 | 13.2485 | 1314067.84 | 1315439.27 |
| 2Y | -1.7902 | 3.2048 | 9196.13 | 0.5852 | 0.3424 | 68609.33 | 77805.46 |
| 3Y | -1.7852 | 3.1870 | 9144.83 | 3.3602 | 11.2906 | 2262380.29 | 2271525.12 |
| 4Y | -1.7902 | 3.2048 | 1996.68 | -3.6398 | 13.2485 | 1592818.59 | 1594815.27 |
| | | | | | | | 7455824.67 |

Fuente: Elaboración propia

4.3.11. Cálculo de los cortantes de traslación

Se determinó los cortantes de traslación de los muros, para las direcciones X e Y.

$$V_{trans_i} = \left(\frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} \right) V_n$$

Tabla 22. Cálculo de cortantes de traslación en la dirección X Nivel 1, Nivel 2-3

| Muro | Vtras | % Absorción |
|------|------------------|----------------|
| 1X | 30266.460 | 48.26% |
| 2X | 30266.460 | 48.26% |
| 1Y | 178.146 | 0.28% |
| 2Y | 906.854 | 1.45% |
| 3Y | 906.854 | 1.45% |
| 4Y | 196.898 | 0.31% |
| | 62721.670 | 100.00% |

| Muro | Vtras | % Absorción |
|------|------------------|----------------|
| 1X | 17295.120 | 48.26% |
| 2X | 17295.120 | 48.26% |
| 1Y | 101.797 | 0.28% |
| 2Y | 518.202 | 1.45% |
| 3Y | 518.202 | 1.45% |
| 4Y | 112.513 | 0.31% |
| | 35840.955 | 100.00% |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23. Cálculo de cortantes de traslación en la dirección Y Nivel 1, Nivel 2-3

| Muro | Vtras | % Absorción |
|------|------------------|----------------|
| 1X | 55.909 | 0.09% |
| 2X | 55.909 | 0.09% |
| 1Y | 10013.482 | 15.96% |
| 2Y | 20229.373 | 32.25% |
| 3Y | 20229.373 | 32.25% |
| 4Y | 12137.624 | 19.35% |
| | 62721.670 | 100.00% |

| Muro | Vtras | % Absorción |
|------|------------------|----------------|
| 1X | 31.948 | 0.09% |
| 2X | 31.948 | 0.09% |
| 1Y | 5721.990 | 15.96% |
| 2Y | 11559.642 | 32.25% |
| 3Y | 11559.642 | 32.25% |
| 4Y | 6935.785 | 19.35% |
| | 35840.955 | 100.00% |

Fuente: Elaboración propia

4.3.12. Cálculo del momento torsor y excentricidades

Se muestra el resultado del cálculo del momento torsor y las excentricidades.

Tabla 24. Cálculo de momento torsor y excentricidad Nivel 3

| Descripción | Valores |
|--------------------|----------------|
| Vx (3) | 35840.955 |
| Vy (3) | 35840.955 |
| Fx (3) | 35840.955 |
| | |
| Fy (3) | 35840.955 |
| | |
| x c.m. | 3.421 |
| y c.m. | 4.632 |
| x c.r. | 3.715 |
| y c.r. | 3.365 |
| dx | 3.568 |
| dy | 3.999 |
| J(1) | 7455824.670 |
| Peso nivel | 0.364 |
| | |
| Mtx1 | 52585.345 |
| Mtx2 | 38253.171 |
| Mty1 | 16937.377 |
| Mty2 | 4150.190 |
| ex | 0.294 |
| ey | -1.267 |
| eaccx | 0.178 |
| eaccy | 0.200 |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25. Cálculo de momento torsor y excentricidad Nivel 2

| Descripción | Valores |
|--------------------|----------------|
| Vx (2) | 35840.955 |
| Vy (2) | 35840.955 |
| Fx (2) | 35840.955 |
| Fx (3) | 35840.955 |
| | |
| Fy (2) | 35840.955 |
| Fy (3) | 35840.955 |
| | |
| x c.m. | 3.421 |
| y c.m. | 4.632 |
| x c.r. | 3.715 |
| y c.r. | 3.365 |
| dx | 3.568 |
| dy | 3.999 |
| J(1) | 7455824.670 |
| Peso nivel | 179290.000 |
| | |
| Mtx1 | 52585.345 |
| Mtx2 | 38253.171 |
| Mty1 | 16937.377 |
| Mty2 | 4150.190 |
| ex | 0.294 |
| ey | -1.267 |
| eaccx | 0.178 |
| eaccy | 0.200 |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26. Cálculo de momento torsor y excentricidad Nivel 1

| Descripción | Valores |
|--------------------|----------------|
| Vx (1) | 62721.670 |
| Vy (1) | 62721.670 |
| Fx (1) | 26880.716 |
| Fx (2) | 35840.955 |
| Fx (3) | 35840.955 |
| Fy (1) | 26880.716 |
| Fy (2) | 35840.955 |
| Fy (3) | 35840.955 |
| | |
| x c.m. | 3.421 |
| y c.m. | 4.632 |
| x c.r. | 3.715 |
| y c.r. | 3.365 |
| dx | 3.568 |
| dy | 3.999 |
| J(1) | 7455824.670 |
| Peso nivel | 268935.000 |
| | |
| Mtx1 | 92024.353 |
| Mtx2 | 66943.049 |
| Mty1 | 29640.409 |
| Mty2 | 7262.833 |
| ex | 0.294 |
| ey | -1.267 |
| eaccx | 0.178 |
| eaccy | 0.200 |

Fuente: Elaboración propia

4.3.13. Cálculo de los incrementos de cortantes por torsión

En el siguiente cuadro se aprecia el incremento de cortantes en los muros por efectos de torsión.

Tabla 27. Cálculo de incrementos de cortantes por torsión nivel 1

| Muro | Kx | Ky | y = yi - ycr | x = xi - xcr | Dirección X | | Dirección Y | |
|------|---------------|---------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | | | | $\Delta V1x$ | $\Delta V2x$ | $\Delta V1y$ | $\Delta V2y$ |
| 1X | 95769 | 554 | 3.3948 | 7.2952 | 0.123470147 | 0.089818269 | 0.000494186 | 0.000121091 |
| 2X | 95769 | 554 | -3.2852 | 7.2952 | -0.119484209 | -0.086918701 | 0.000494186 | 0.000121091 |
| 1Y | 564 | 99186 | 1.5598 | -3.6398 | 0.000333391 | 0.000242903 | -0.044161061 | -0.010820849 |
| 2Y | 2869 | 200377 | -1.7902 | 0.5852 | -0.001950861 | -0.001419153 | 0.014342367 | 0.003514331 |
| 3Y | 2869 | 200377 | -1.7852 | 3.3602 | -0.001945412 | -0.001415189 | 0.082359186 | 0.020180592 |
| 4Y | 623 | 120226 | -1.7902 | -3.6398 | -0.000423574 | -0.000308129 | -0.053528864 | -0.013116256 |
| | 198463 | 621274 | | | | | | |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28. Cálculo de incrementos de cortantes por torsión nivel 2

| Muro | Kx | Ky | y = yi - ycr | x = xi - xcr | Dirección X | | Dirección Y | |
|------|---------------|---------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | | | | $\Delta V1x$ | $\Delta V2x$ | $\Delta V1y$ | $\Delta V2y$ |
| 1X | 95769 | 554 | 3.3948 | 7.2952 | 0.123470147 | 0.089818269 | 0.000494186 | 0.000121091 |
| 2X | 95769 | 554 | -3.2852 | 7.2952 | -0.119484209 | -0.086918701 | 0.000494186 | 0.000121091 |
| 1Y | 564 | 99186 | 1.5598 | -3.6398 | 0.000333391 | 0.000242903 | -0.044161061 | -0.010820849 |
| 2Y | 2869 | 200377 | -1.7902 | 0.5852 | -0.001950861 | -0.001419153 | 0.014342367 | 0.003514331 |
| 3Y | 2869 | 200377 | -1.7852 | 3.3602 | -0.001945412 | -0.001415189 | 0.082359186 | 0.020180592 |
| 4Y | 623 | 120226 | -1.7902 | -3.6398 | -0.000423574 | -0.000308129 | -0.053528864 | -0.013116256 |
| | 198463 | 621274 | | | | | | |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29. Cálculo de incrementos de cortantes por torsión nivel 3

| Muro | Kx | Ky | y = yi - ycr | x = xi - xcr | Dirección X | | Dirección Y | |
|------|---------------|---------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | | | | $\Delta V1x$ | $\Delta V2x$ | $\Delta V1y$ | $\Delta V2y$ |
| 1X | 95769 | 554 | 3.3948 | 7.2952 | 0.123470147 | 0.089818269 | 0.000494186 | 0.000121091 |
| 2X | 95769 | 554 | -3.2852 | 7.2952 | -0.119484209 | -0.086918701 | 0.000494186 | 0.000121091 |
| 1Y | 564 | 99186 | 1.5598 | -3.6398 | 0.000333391 | 0.000242903 | -0.044161061 | -0.010820849 |
| 2Y | 2869 | 200377 | -1.7902 | 0.5852 | -0.001950861 | -0.001419153 | 0.014342367 | 0.003514331 |
| 3Y | 2869 | 200377 | -1.7852 | 3.3602 | -0.001945412 | -0.001415189 | 0.082359186 | 0.020180592 |
| 4Y | 623 | 120226 | -1.7902 | -3.6398 | -0.000423574 | -0.000308129 | -0.053528864 | -0.013116256 |
| | 198463 | 621274 | | | | | | |

Fuente: Elaboración propia

4.4. Diseño estructural de Albañilería Confinada

4.4.1. Cálculo de los cortantes de diseño

Se muestra los cálculos de los cortantes de diseño de los muros para ambas direcciones.

Tabla 30. Cálculo de cortantes de diseño en la dirección X Nivel 1

| Muro | Vxtrans | $\Delta V1x$ | $\Delta V2x$ | ΔVx (asumido) | Vx (diseño) | % de Absorción |
|------|-----------|--------------|--------------|--------------------------|-------------|-------------------|
| 1X | 30266.460 | 0.123470147 | 0.089818269 | 0.123470147 | 30266.583 | 48.26% |
| 2X | 30266.460 | -0.119484209 | -0.086918701 | 0 | 30266.460 | 48.26% |
| 1Y | 178.146 | 0.00033391 | 0.000242903 | 0.00033391 | 178.146 | 0.28% |
| 2Y | 906.854 | -0.001945412 | -0.001415189 | 0 | 906.854 | 1.45% |
| 3Y | 906.854 | -0.001945412 | -0.001415189 | 0 | 906.854 | 1.45% |
| 4Y | 196.898 | -0.000423574 | -0.000308129 | 0 | 196.898 | 0.31% |
| | 62721.670 | | | | | 100.00% |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31. Cálculo de cortantes de diseño en la dirección X Nivel 2 y 3

| Muro | Vxtrans | $\Delta V1x$ | $\Delta V2x$ | ΔVx (asumido) | Vx (diseño) | % de Absorción |
|------|-----------|--------------|--------------|--------------------------|-------------|-------------------|
| 1X | 17295.120 | 0.07055437 | 0.051324725 | 0.07055437 | 17295.190 | 48.26% |
| 2X | 17295.120 | -0.068276691 | -0.049667829 | 0 | 17295.120 | 48.26% |
| 1Y | 101.797 | 0.000190806 | 0.000138801 | 0.000190806 | 101.798 | 0.28% |
| 2Y | 518.202 | -0.001111664 | -0.000808679 | 0 | 518.202 | 1.45% |
| 3Y | 518.202 | -0.001111664 | -0.000808679 | 0 | 518.202 | 1.45% |
| 4Y | 112.513 | -0.000242042 | -0.000176074 | 0 | 112.513 | 0.31% |
| | 35840.955 | | | | | 100.00% |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32. Cálculo de cortantes de diseño en la dirección Y Nivel 1

| Muro | Vytrans | $\Delta V1y$ | $\Delta V2y$ | ΔVy (asumido) | Vy (diseño) | % de Absorción |
|------|-----------|--------------|--------------|-----------------------|-------------|-------------------|
| 1X | 55.909 | 0.000494186 | 0.000121091 | 0.000494186 | 55.910 | 0.09% |
| 2X | 55.909 | 0.000494186 | 0.000121091 | 0.000494186 | 55.910 | 0.09% |
| 1Y | 10013.482 | -0.044161061 | -0.010820849 | 0 | 10013.482 | 15.96% |
| 2Y | 20229.373 | 0.082359186 | 0.020180592 | 0.082359186 | 20229.455 | 32.25% |
| 3Y | 20229.373 | 0.082359186 | 0.020180592 | 0.082359186 | 20229.455 | 32.25% |
| 4Y | 12137.624 | -0.053528864 | -0.013116256 | 0 | 12137.624 | 19.35% |
| | 62721.670 | | | | | 100.00% |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33. Cálculo de cortantes de diseño en la dirección Y Nivel 2 y 3

| Muro | Vytrans | $\Delta V1y$ | $\Delta V2y$ | ΔVy (asumido) | Vy (diseño) | % de Absorción |
|------|-----------|--------------|--------------|-----------------------|-------------|----------------|
| 1X | 31.948 | 0.000282392 | 6.91949E-05 | 0.000282392 | 31.949 | 0.09% |
| 2X | 31.948 | 0.000282392 | 6.91949E-05 | 0.000282392 | 31.949 | 0.09% |
| 1Y | 5721.990 | -0.025234892 | -0.006183343 | 0 | 5721.990 | 15.96% |
| 2Y | 11559.642 | 0.047062392 | 0.011531767 | 0.047062392 | 11559.689 | 32.25% |
| 3Y | 11559.642 | 0.047062392 | 0.011531767 | 0.047062392 | 11559.689 | 32.25% |
| 4Y | 6935.785 | -0.030587922 | -0.007495003 | 0 | 6935.785 | 19.35% |
| | 35840.955 | | | | | 100.00% |

Fuente: Elaboración propia

4.4.2. Resumen de los cortantes de diseño

El siguiente cuadro presenta el resumen de los cortantes de diseño de los muros.

Tabla 34. Resumen de cortantes de diseño en X – sismo moderado

| Muro | Ve | %Absorción |
|----------|------------------|------------|
| 1X | 30266.583 | 48.26% |
| 2X | 30266.460 | 48.26% |
| Σ | 60533.043 | 96.51% |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35. Resumen de cortantes de diseño en Y – sismo moderado

| Muro | Ve | %Absorción |
|----------|------------------|------------|
| 1Y | 10013.482 | 15.96% |
| 2Y | 20229.455 | 32.25% |
| 3Y | 20229.455 | 32.25% |
| 4Y | 12137.624 | 19.35% |
| Σ | 62610.016 | 99.82% |

Fuente: Elaboración propia

4.4.3. Diseño de la albañilería confinada

En el diseño de muros se debe cumplir la siguiente relación: $2 \leq \left(\frac{V_{m1}}{V_{e1}}\right) \leq 3$; la cual se cumple en la dirección Y que es la que se está diseñando.

Tabla 36. Diseño de muros en dirección X

| Muro | v'm (kg/m ²) | t (m) | l (m) | Ve (kg) | h (m) | Me (kg-m) | α | α mín. | α asumido |
|------|--------------------------|-------|-------|----------|-------|-------------|----------|---------------|------------------|
| 1X | 81000 | 0.15 | 2.8 | 30266.58 | 4.8 | 145279.599 | 0.583 | 0.333 | 0.583 |
| 2X | 81000 | 0.15 | 2.8 | 30266.46 | 4.8 | 145279.0064 | 0.583 | 0.333 | 0.583 |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37. Diseño de muros en dirección X

| Muro | Pg | Vm (kg) | 0.55Vm | Vm1/Ve1 (calculado) | Vm1/Ve1 (mínimo) | Vm1/Ve1 (máximo) | Vm1/Ve1 (asumido) | Vu (kg) | Mu (kg-m) |
|------|----------|----------|-----------|------------------------|---------------------|---------------------|----------------------|------------|--------------|
| 1X | 10444.00 | 12324.62 | 6778.541 | 0.41 | 2 | 3 | 2.00 | 60533.1663 | 290559.20 |
| 2X | 8387.00 | 11851.51 | 6518.3305 | 0.39 | 2 | 3 | 2.00 | 60532.9193 | 290558.01 |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38. Diseño de muros en dirección Y

| Muro | v'm (kg/m ²) | t (m) | l (m) | Ve (kg) | h (m) | Me (kg-m) | α | α mín. | α asumido |
|------|-----------------------------|-------|-------|----------|-------|-------------|----------|---------------|---------------------|
| 1Y | 81000 | 0.15 | 2.85 | 10013.48 | 4.8 | 48064.71563 | 0.594 | 0.333 | 0.594 |
| 2Y | 81000 | 0.25 | 3.15 | 20229.46 | 4.8 | 97101.3845 | 0.656 | 0.333 | 0.656 |
| 3Y | 81000 | 0.25 | 3.15 | 20229.46 | 4.8 | 97101.3845 | 0.656 | 0.333 | 0.656 |
| 4Y | 81001 | 0.15 | 3.15 | 12137.62 | 4.8 | 58260.59351 | 0.656 | 0.333 | 0.656 |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39. Diseño de muros en dirección Y

| Muro | Pg | Vm (kg) | 0.55Vm | Vm1/Ve1 (calculado) | Vm1/Ve1 (mínimo) | Vm1/Ve1 (máximo) | Vm1/Ve1 (asumido) | Vu (kg) | Mu (kg-m) |
|------|----------|-------------|-------------|------------------------|---------------------|---------------------|----------------------|------------|--------------|
| 1Y | 11889.00 | 13014.50906 | 7157.979984 | 1.30 | 2 | 3 | 2.00 | 20026.9648 | 96129.43 |
| 2Y | 15684.00 | 24537.59344 | 13495.67639 | 1.21 | 2 | 3 | 2.00 | 40458.9102 | 194202.77 |
| 3Y | 15701.00 | 24541.50344 | 13497.82689 | 1.21 | 2 | 3 | 2.00 | 40458.9102 | 194202.77 |
| 4Y | 7210.60 | 14216.7571 | 7819.216406 | 1.17 | 2 | 3 | 2.00 | 24275.2473 | 116521.19 |

Fuente: Elaboración propia

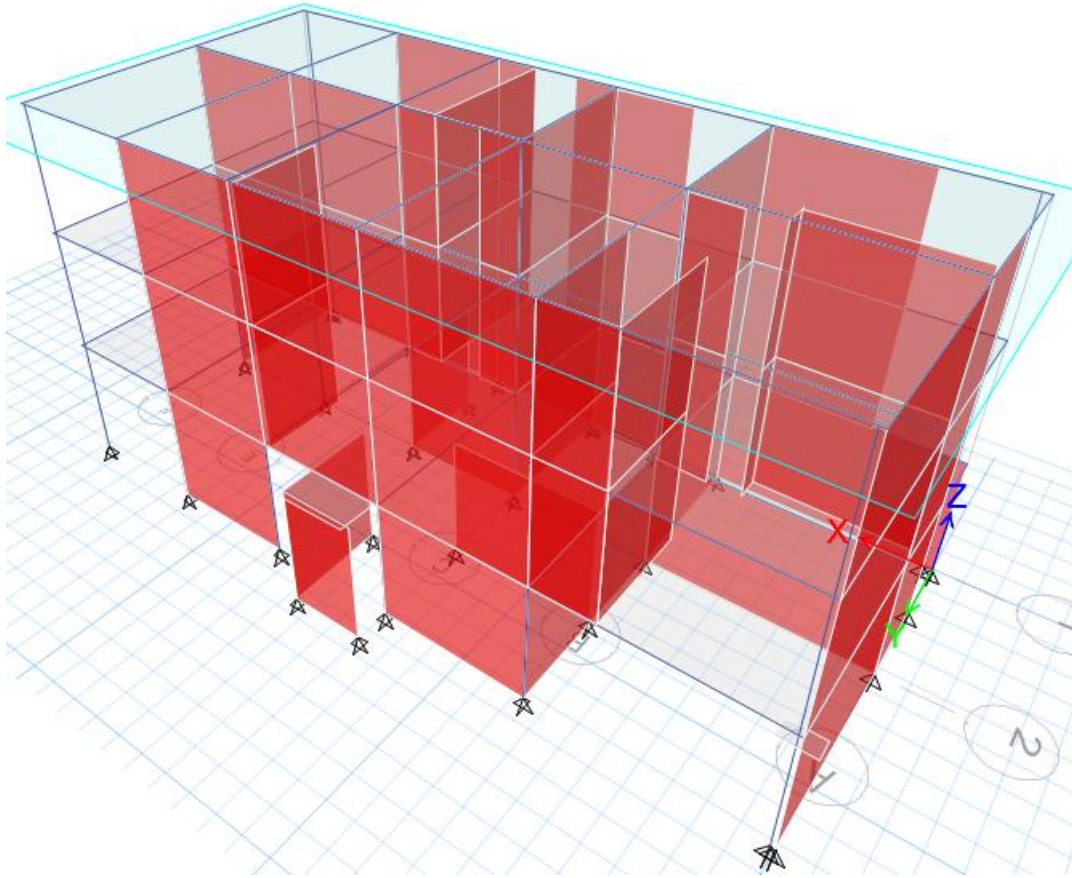
Se modelo de acuerdo a lo calculado en el programa ETABS con lo que se obtuvo que el máximo desplazamiento es de 2.519×10^{-7} m siendo menor a lo establecido en la norma de 0.005 m.

Tabla 40. Desplazamientos

| Story | Diaphragm | Load Case/Combo | UX m | UY m | UZ m |
|--------|-----------|-----------------|-----------|-----------|---------|
| Story3 | D3 | Comb1 | 2.519E-07 | 6.354E-07 | 0 |
| Story2 | D2 | Comb1 | 2.519E-07 | 6.354E-07 | 0 |
| Story1 | D1 | Comb1 | 2.36E-08 | 2.734E-07 | 0 |

Fuente: Elaboración propia

Figura 27. Modelado en programa Etabs 2018



Fuente: Elaboración propia

4.4.4. Análisis y diseño de elementos de confinamiento

Tabla 41. Diseño de columna y viga solera

| MURO | X | | Y | | X | | Y | |
|--|---------------------------------|---------|---------------------------------|---------------------------------|---------|---------------------------------|---------|---------------------------------|
| COLUMNA | C1 | C2 | C2 | C2 | C2 | C1 | C2 | C3 |
| UBICACIÓN | EXTERNA | INTERNA | INTERNA | INTERNA | INTERNA | EXTERNA | INTERNA | EXTERNA |
| Pg (kg) | 23115.00 | | 15939.00 | 14191.00 | | 23115.00 | | 23115.00 |
| Vm (kg) | 60343.62391 | | 40666.24174 | 27965.6284 | | 60343.6239 | | 60343.62 |
| Mu (kg) | 1017697.19 | | 187064.71 | 128641.891 | | 1017697.19 | | 1017697.19 |
| L (m) | 4.05 | | 3.05 | 3.05 | | 2.75 | | 4.05 |
| Lm | 4.675 | | 4.675 | 4.675 | | 4.675 | | 4.68 |
| Nc | 2 | | 2 | 2 | | 2 | | 2.00 |
| M (kg.m) | 948302.0185 | | 140298.534 | 96481.4179 | | 948302.018 | | 948302.02 |
| F (kg) | 234148.6465 | | 45999.51934 | 31633.2518 | | 344837.098 | | 234148.65 |
| Pc (kg) | 7388.79 | | 14431.23 | 9896.865 | | 9603.15 | | 7388.79 |
| h (m) | 2.3 | | 2.3 | 2.3 | | 2.3 | | 2.30 |
| T (tracción) kg | 34827.95578 | | 20777.56067 | 14288.4495 | | 51292.0803 | | 34827.96 |
| C (compresión) kg | 226759.8565 | | 16235.11623 | 11191.9695 | | 335233.948 | | 226759.86 |
| Vc (fuerza cortante) kg | 241537.4365 | | -56101.3663 | -38607.4544 | | 354440.248 | | 241537.44 |
| Diseño por compresión | | | | | | | | |
| fy (kg/cm2) | 4200 | | 4200 | 4200 | | 4200 | | 4200 |
| u | 1 | | 1 | 1 | | 1 | | 1 |
| φ | 0.85 | | 0.85 | 0.85 | | 0.85 | | 0.85 |
| Asf (cm2) | 67.65754525 | | -15.7146684 | -10.814413 | | 99.2829825 | | 67.6575452 |
| Ast (cm2) | 9.75572991 | | 5.820045006 | 4.0023668 | | 14.3675295 | | 9.75572991 |
| As (cm2) | 77.41327516 | | -9.89462343 | -6.81204619 | | 113.650512 | | 77.4132752 |
| 0.1*((f'c*Ac)/fy) | 1.875 | | 1.875 | 1.875 | | 1.875 | | 1.875 |
| As (cm2) Φ | 4 Φ 3/4" | | 4 Φ 3/8" | 4 Φ 3/8" | | 4 Φ 3/4" | | 4 Φ 3/8" |
| | 11.4 | | 2.84 | 2.84 | | 7.92 | | 7.92 |
| δ | 1 | | 1 | 1 | | 1 | | 1 |
| C/φ (φ=0.70) | 323942.6522 | | 23193.02319 | 15988.5279 | | 478905.639 | | 323942.652 |
| As*fy | 47880 | | 11928 | 11928 | | 33264 | | 33264 |
| f'c (kg/cm2) | 210 | | 210 | 210 | | 210 | | 210 |
| 0.85*f'c*δ | 178.5 | | 178.5 | 178.5 | | 178.5 | | 178.5 |
| An | 1557.96948 | | 65.94937359 | 25.5880553 | | 2504.51182 | | 1636.37183 |
| Diseño por corte - fricción | | | | | | | | |
| Acf (cm2) | 6765.754525 | | -1571.46684 | -1081.4413 | | 9928.29825 | | 6765.75452 |
| usar (cm2) | 25*35 | | 25*40 | 25*40 | | 25*40 | | 25*40 |
| Ac (cm2) | 875 | | 1000 | 1000 | | 1000 | | 1000 |
| An | 1237.709814 | | 43.02003776 | 9.78130505 | | 2031.05098 | | 1316.11217 |
| Determinación del refuerzo mínimo | | | | | | | | |
| Asmin (cm2) | 2.875 | | 2.875 | 2.875 | | 2.875 | | 2.875 |
| Estribos | | | | | | | | |
| S1 | -49.87349191 | | 0.163678517 | 0.03596577 | | -20.001901 | | -42.274869 |
| S2 | -49.87349191 | | 0.163678517 | 0.03596577 | | -20.001901 | | -42.274869 |
| S3 | 4.5 | | 4.5 | 4.5 | | 4.5 | | 4.5 |
| S4 | 10 | | 10 | 10 | | 10 | | 10 |
| S utilizar | Φ 1/4" 9@5, 4@10, rto @20 | | Φ 1/4" 9@5, 4@10, rto @20 | Φ 1/4" 9@5, 4@10, rto @20 | | Φ 1/4" 9@5, 4@10, rto @20 | | Φ 1/4" 9@5, 4@10, rto @20 |
| VIGA SOLERAS | | | | | | | | |
| Ts (kg) | 34827.95578 | | 31166.341 | 21432.6742 | | 51292.0803 | | 34827.9558 |
| As (cm2) | 9.213744915 | | 8.245063758 | 5.67001963 | | 13.5693334 | | 9.21374491 |
| | 1.275 | | 1.275 | 1.275 | | 1.275 | | 1.275 |
| As (cm2) Φ | 6 Φ 3/4" | | 6 Φ 3/4" | 6 Φ 3/4" | | 6 Φ 3/4" | | 6 Φ 3/4" |
| Acs (cm2) | 25*40 | | 25*40 | 25*40 | | 25*40 | | 25*40 |
| Asmin (cm2) | 0.0549945 | | 0.0549945 | 0.0549945 | | 0.0549945 | | 0.0549945 |
| Estribos | Φ 1/4" 9@5, 4@10, rto @20 | | Φ 1/4" 9@5, 4@10, rto @20 | Φ 1/4" 9@5, 4@10, rto @20 | | Φ 1/4" 9@5, 4@10, rto @20 | | Φ 1/4" 9@5, 4@10, rto @20 |

Fuente: Elaboración propia

4.5. Diseño estructural de sistema Apórticado

Dimensionamiento de Viga Principal

1.- DATOS DE LOS MATERIALES:

Resistencia del Concreto; $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Efluencia del Acero; Grado 60 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

2.- DATOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO:

Luz mayor de La Viga P; $L_n = 4.150 \text{ m}$
 Ancho Tributario; $B = 1.850 \text{ m}$

3.- CARGAS CARGAS MUERTAS Y VIVAS:

CM de Tabiquería Movil = 150 kg/m^2
 CM de Acabados = 100 kg/m^2

4.- CALCULO DE W:

$WD = 650 \text{ kg/m}^2$ $WL = 200 \text{ kg/m}^2$
 $W = WD + WL = 850 \text{ kg/m}^2$

Peso Propio Viga = 100 kg/m^2

h total Losa Alig. = 0.20 m
 Peso Propio Losa Aligerada = 300 kg/m^2 ← 350

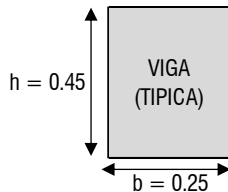
S/C por CV de Entrepiso = 200 kg/m^2

5.- CALCULO DE W_u :

$W_u = (1.4 \times WD_v) + (1.7 \times WL_v) = 1250 \text{ kg/m}^2 = W_u = 0.13 \text{ kg/cm}^2$

6.- DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS POR EL METODO CONVENCIONAL:

Resultado:



$$h = L_n / (4 / \text{Raíz } W_u) = h_1 = 0.37 \text{ m}$$

$$b = B / 20 = b_1 = 0.09 \text{ m}$$

$re = 4.0 \text{ cm}$ ← 4.!
 Usar " h " = $h = 0.45 \text{ m}$ OK
 Usar " b " = $b = 0.25 \text{ m}$ OK

| PARA COMPROBACIONES | | EN LA PRACTICA |
|---------------------|---------------|----------------|
| $h_1 = 0.415$ | $h_1 = 0.346$ | $h_1 = 0.415$ |
| $b_1 = 0.208$ | $b_1 = 0.231$ | $b_1 = 0.208$ |

0.1125

VP As + 3 Φ 5/8"
 As - 2 Φ 3/4"
 Estribos Φ 3/8" 1@5, 4@10, rto @20
 Cortado As + 0.3575
 Cortado As - 0.78

Dimensionamiento de Viga Secundaria

1.- DATOS DE LOS MATERIALES:

Resistencia del Concreto; $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Efluencia del Acero; Grado 60 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

2.- DATOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO:

Luz mayor de La Viga P; $Ln = 3.700 \text{ m}$
 Ancho Tributario; $B = 2.125 \text{ m}$

4.- CALCULO DE W:

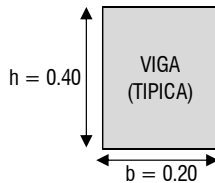
$WD = 700 \text{ kg/m}^2$ $WL = 200 \text{ kg/m}^2$
 $W = WD + WL = 900 \text{ kg/m}^2$

5.- CALCULO DE Wu:

$Wu = (1.4 \times WDv) + (1.7 \times WLv) = 1320 \text{ kg/m}^2 = Wu = 0.13 \text{ kg/cm}^2$

6.- DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS POR EL METODO CONVENCIONAL:

Resultado:



$$h = Ln / (4 / \text{Raíz } Wu) = \begin{matrix} h1 = 0.34 \text{ m} \\ b1 = 0.11 \text{ m} \end{matrix}$$

$re = 4.0 \text{ cm}$ ← 4.0

Usar "h" = $h = 0.40 \text{ m}$ OK
 Usar "b" = $b = 0.20 \text{ m}$ OK

| PARA COMPROBACIONES | | EN LA PRACTICA |
|---------------------|--------------|----------------|
| $h1 = 0.370$ | $h1 = 0.308$ | $h1 = 0.370$ |
| $b1 = 0.185$ | $b1 = 0.206$ | $b1 = 0.185$ |

0.08

VS As + $2 \Phi 5/8''$
 As - $2 \Phi 3/4''$
 Estribos $\Phi 3/8'' 1@5, 4@10, \text{rto } @20$
 Cortado As + 0.3575
 Cortado As - 0.78

Dimensionamiento de Columnas

1.- DATOS ASUMIDOS POR SISMO (REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES) :

| DATOS ASUMIDOS | | CALCULOS | | CORTANTE POR SISMO | |
|----------------------------------|------|----------|------|--------------------|------|
| CATEGORIA DE LA EDIFICACION = | C | U = | 1.00 | Vs = ZUCS x Pe | |
| ZONA SISMICA = | 3 | Z = | 0.35 | T = | 0.21 |
| TIPO DE SUELO = | S3 | TP (s) = | 0.90 | C = | 2.50 |
| PERIODO FUNDAMENTAL = | 1 | S = | 1.40 | ZUCS = | 1.23 |
| ALTURA DE LA EDIFICACION (m) = | 7.20 | CT = | 35 | | |

2.- DATOS ASUMIDOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA:

| | | | | | | | | | |
|-------------------------|-------|---------------------|-------|-------------|----------|-------------|-----|---------------|-------|
| F'c = | 245 | ; Fy = | 4200 | ; # Pisos = | 03 | ; S/c = | 300 | ; e losa A = | 0.200 |
| Acb = | 100 | ; P.P.Col = | 100 | ; P.P.Vig = | 100 | ; S/c = | 150 | ; P.P. Alig = | 350 |
| Tabiquería EP : Tipo = | hueco | ; E. Muro = | 15 cm | ; H. Muro = | 2.40 mts | → P.P.Tab = | 210 | | |
| | | | | | 504 | | | | |
| Tabiquería PAT : Tipo = | hueco | ; E. Muro = | 15 cm | ; H. Muro = | 1.00 mts | → P.P.Tab = | 60 | | |
| | | | | | 210 | | | | |
| 3.- METRADO DE CARGAS : | | CARGA MUERTA : WD = | 860 | ; WL1 = | 300 | ; WL2 = | 150 | | |

3.1 - CARGA TOTAL (PU) :

| | |
|---|---|
| Combinacion Asignada = | 1.4 (WD) + 1.7 (WL) |
| Peso total de cargas de gravedad que soporta la columna cada piso = | 1714.00 Kg/m ² |
| Peso total de cargas de gravedad que soporta la columna, del: | 1ºer Piso al Piso 2 = 3428.00 Kg/m ² |
| Peso total de cargas de gravedad que soporta la columna, del ultimo Nivel y/o Azotea: | Piso 3 = 1249.00 Kg/m ² |
| Peso total de cargas de gravedad en todos los Niveles: 03 Pisos = | 4677.00 Kg/m ² |

4.- DATOS ADICIONALES :

| | | |
|--------------------------------------|-----------|--|
| Altura del Primer Nivel = | 2.400 mts | CORTANTE POR SISMO Vs = ZUCS x Pe Vs = 5729.33 Kg/m ² Pe = PU x Area T |
| Numero de Columnas = | 21 colum | |
| Distorsion Permisible = | 0.007 mts | |
| Modulo de Elasticidad del Concreto = | 2.36E+05 | |

| DIMENSIONAMIENTO | | ANALISIS GENERAL (ESTRUCTURACION SIMETRICA) | | | | | | | | Check | USAR |
|------------------|-----------------|---|-----------|--------|---------------|-----------------|---------------|-------|--------|-------|-------|
| Tipo de Columna | Area Tributaria | Vs (Kg) | b x D | - | Si b = D (cm) | b (cm) (minimo) | D (cm) (Calc) | b x D | | | |
| C-1 | E | 6.520 m ² | 37,355.20 | 570.20 | - | 23.88 cm | 25 cm | 25 cm | 625.00 | OK | 25x25 |
| C-2 | L | 13.050 m ² | 74,767.69 | 806.69 | - | 28.40 cm | 25 cm | 35 cm | 875.00 | OK | 25x35 |

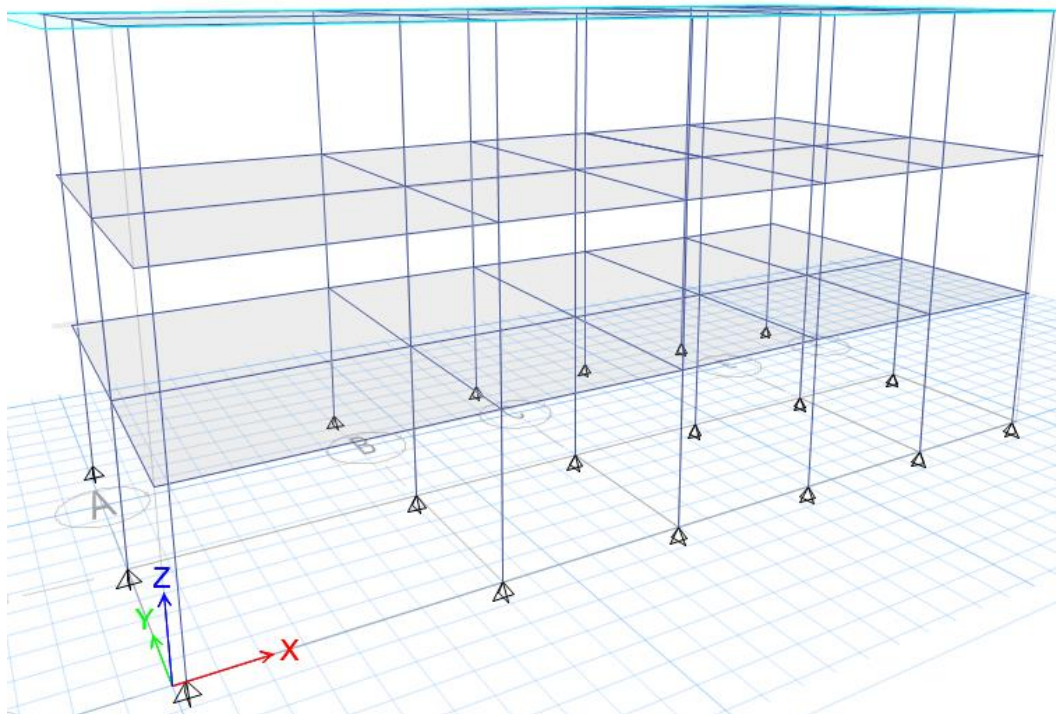
Usar Estribos :  φ 3/8" @ 0.15 m

Tabla 42. Dimensionamiento de las columnas

| C-1 | | Dirección x | Dirección y | C-2 | | Dirección x | Dirección y |
|--------------------------------|---------------------|--|-------------|--------------------------------|---------------------|--|-------------|
| Vu (ton) | | 5.04 | 8.39 | Vu (ton) | | 5.04 | 8.39 |
| b (cm) | | 25 | 210 | b (cm) | | 25 | 210 |
| d (cm) | | 19 | 19 | d (cm) | | 29 | 19 |
| Vc (ton) | | 4.45 | 4.45 | Vc (ton) | | 6.44 | 5.91 |
| ϕVc (ton) | | 3.78 | 3.78 | ϕVc (ton) | | 5.47 | 5.02 |
| Vs (ton) | | 2.96 | 5.42 | Vs (ton) | | 0.96 | 3.96 |
| Av (cm ²) | | 1.42 | 1.42 | Av (cm ²) | | 1.42 | 1.42 |
| s (cm) | | 38.33 | 20.89 | s (cm) | | 179.45 | 28.58 |
| longitud de confinamiento (Lo) | ln/6 (cm) | 34 | 34 | longitud de confinamiento (Lo) | ln/6 (cm) | 34 | 34 |
| | mayor dimens | 25 | 25 | | mayor dimens | 35 | 35 |
| | max (50cm) | 50 | 50 | | max (50cm) | 50 | 50 |
| espaciamiento (So) | 8 db lon menor (cm) | 13 | 13 | espaciamiento (So) | 8 db lon menor (cm) | 13 | 13 |
| | menor dim/2 | 12.5 | 12.5 | | menor dim/2 | 12.5 | 12.5 |
| | max (10cm) | 10 | 10 | | max (10cm) | 10 | 10 |
| d/2 (cm) | d/2 (cm) | 9.5 | 9.5 | d/2 (cm) | d/2 (cm) | 14.5 | 9.5 |
| | 16 db long me | 25 | 25 | | 16 db long me | 25 | 25 |
| | 48 db estrib (c | 45.6 | 45.6 | | 48 db estrib (c | 45.6 | 45.6 |
| | menor dim(cm) | 25 | 25 | | menor dim(cm) | 25 | 25 |
| | max (30 cm) | 30 | 30 | | max (30 cm) | 30 | 30 |
| Distribución de estribos | | $\varnothing 3/8"$ 1@0.05, 5@0.10 y resto a 0.20 | | Distribución de estribos | | $\varnothing 3/8"$ 1@0.05, 5@0.10 y resto a 0.20 | |

Fuente: Elaboración propia

Figura 28. Gráfico de la estructura en Etabs 2018



Fuente: Elaboración propia

Tabla 43. Desplazamientos de los diafragmas

| Story | Diaphragm | Load Case/Combo | UX m | UY m | UZ m |
|--------|-----------|-----------------|-----------|-----------|---------|
| Story3 | D3 | Comb1 | 7.569E-04 | 8.178E-04 | 0 |
| Story2 | D2 | Comb1 | 7.517E-04 | 8.652E-04 | 0 |
| Story1 | D1 | Comb1 | 4.326E-04 | 5.514E-04 | 0 |

Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento máximo es de 8.652×10^{-4} m que es menor a lo establecido en la norma 0.007 m.

4.6. Losa Aligerada y Cimentación

Cuantía losa Aligerada

| As | Cuantía | Ln |
|-----|---------|----------|
| As+ | 1φ1/2" | Continuo |
| As- | 1φ1/2" | 0.80 |
| As- | 1φ1/2" | 0.90 |
| As- | 1φ3/8" | 0.80 |

Dimensiones de la cimentación

| σ: | 2 | kg/cm ² | |
|------|--------------|--------------------|--------------------|
| Muro | Pd + Pl (kg) | Ancho (cm) | H _z (m) |
| 1X | 23115 | 50.00 | 90.00 |
| 2X | 23115 | 50.00 | 90.00 |
| 1Y | 14191 | 50.00 | 90.00 |
| 2Y | 18929 | 50.00 | 90.00 |
| 3Y | 15939 | 50.00 | 90.00 |
| 4Y | 14191 | 50.00 | 90.00 |

V. DISCUSIÓN

- Gomez Cardenas, (2017) en su tesis llegó a las siguientes conclusiones: En este trabajo práctico se realizó un análisis comparativo de dos sistemas estructurales uno para pórticos resistentes a momentos versus otro de muros portantes de acuerdo a los requerimientos mínimos establecidos para edificaciones de viviendas unifamiliares de dos pisos en una zona sísmica muy alta según la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015. (NEC-2015) Mediante la aplicación de un software "ETABS 2015" se realizó la modelación y el análisis de comportamiento de los sistemas estructurales, para el sistema de pórticos resistentes a momentos se utilizó planos estructurales de la urbanización privada San Patricio y para muros portantes de la urbanización Palmeras de la ciudad de Machala. Debido a que el ultimo sismo en el Ecuador que fue en abril del 2016 se notó la vulnerabilidad de las viviendas ante movimientos telúricos siendo así una exigencia el cumplimiento de los requisitos mínimos para viviendas de dos pisos de la NEC-2015 que están vigentes en el país que aseguren la calidad constructiva, seguridad estructural y la estabilidad de la vivienda para efectos sísmicos que se produzcan en dicha zona de edificación. Para el primer caso se utilizó un sistema de pórtico tradicional constituidos por columnas, vigas y paredes de albañilería de bloques versus un sistema de muros portantes de hormigón armado con malla electro-soldada que trabajan en un solo conjunto. Este sistema que viene siendo utilizado en el medio constructivo por la facilidad y agilidad de la construcción de la edificación en el cual se utiliza piezas de aluminio reforzado.

En conclusión, se está completamente de acuerdo, ya que este trabajo al igual que el descrito realiza la comparación comprobando que el sistema de pórticos es más eficiente en este caso.

- Martínez Loor, (2018) en su tesis llegó a las siguientes conclusiones: El proyecto incluyó la investigación de muestras de ladrillos artesanales de la ciudad de Guayaquil, que se han probado para comprender las

propiedades físicas que pueden proporcionar cuando se utilizan en sistemas de mampostería restringidos. Para ello, se modelaron tres edificios con la ayuda del programa Etabs y se idealizaron para posicionarlos en diferentes perfiles de suelo de la ciudad. El estudio se realizó bajo las condiciones de diseño de las normas NEC-15, E.070 y E.030, que permiten la creación de tablas para controlar los esfuerzos del muro por gravedad y cargas cortantes. Los datos necesarios para calcular el control de tensiones en el muro se extraen del programa Etab. Antes del modelado se realizó un predimensionamiento que permitió conocer el número de muros requeridos en cada dirección. A través del modelado se verificó el desplazamiento máximo, control de deriva, masa participante y modo de vibración de la estructura. Estos son los datos clave que nos permitieron comparar los comportamientos sísmicos para cada modelo.

En conclusión, se está completamente de acuerdo, ya que al igual que esta investigación se consideraron los muros portantes y elementos estructurales a los cuales se les sometió a sismo y se pudo determinar que ambos sistemas cumplían con la norma al verificar que los desplazamientos eran inferiores a lo indicado en la norma técnica peruana.

- Pinoargote Rovello, Mateo Villao, & Medina Carvajal, (2021) en su tesis llegaron a las siguientes conclusiones: El objetivo del presente estudio es realizar el diseño y análisis de una vivienda con pórticos de hormigón armado y otra de muros portantes de hormigón armado destacando las ventajas y desventajas de cada uno de los sistemas, mostrando nuevas propuestas en el ámbito de la construcción de obras civiles tomando en consideración el análisis comparativo técnico y económico de los dos sistemas. En la investigación primero se realiza un modelamiento de la vivienda de dos pisos en el programa Etabs para los dos sistemas. Se realiza los cálculos de los elementos estructurales para que cumplan con

los requerimientos de resistencia establecidos en la norma NEC-15 y ACI318-19, lo que nos permite determinar cómo se está comportando la estructura ante las cargas introducidas. A partir de este diseño se realizó el análisis presupuestario de cada sistema de construcción con el fin de compararlos a gran escala y determinar que, al construir doce viviendas con el sistema de muros portantes, este presenta un menor costo y menor tiempo de ejecución en comparación con el de pórticos de hormigón armado que solo se podría construir dos viviendas, considerando que el encofrado que se compra sirve para la construcción de las otras viviendas.

En conclusión, se está completamente de acuerdo, ya que, si bien el sistema apórticado permite luces libres beneficiando a la arquitectura, el sistema de muros confinados es de mayor conocimiento y difusión en Perú, lo que permitiría que se construya con mano de obra calificada.

- Barrueto Zamora, (2019) en su tesis llegó a las siguientes conclusiones: El propósito de esta investigación es comparar el comportamiento sísmico de un edificio residencial multifamiliar construido principalmente con hormigón armado y un edificio residencial multifamiliar construido con una mezcla de elementos de mampostería restringida y hormigón armado. Lo que se busca es evaluar los parámetros sísmicos y la respuesta inelástica de las dos estructuras, y descubrir qué modelo de construcción sufrirá menos daño bajo cargas sísmicas. La principal motivación para realizar este estudio fue encontrar las principales diferencias sísmicas entre los tipos de edificios en función del sector económico de la población. La población con altos recursos económicos puede permitirse casas de hormigón armado, mientras que la población restante solo puede construir casas de mampostería. Debido a la baja eficiencia de la construcción y / o al análisis sísmico, la gente ha visto casas de mampostería durante muchos años son los primeros en colapsar. La hipótesis de este trabajo de investigación establece que, si

se diseñan correctamente, los edificios de mampostería confinada pueden soportar cargas sísmicas como los edificios de hormigón armado. Para probar esto, se realizaron modelos tridimensionales de dos estructuras en el software estructural ETABS 2016, con el período, el desplazamiento y la deriva máxima como los principales datos de salida. Los resultados muestran que, aunque el período del sistema de estructura de hormigón armado es relativamente corto y la distancia requerida por el estándar sísmico E.030 está muy lejos, el sistema de estructura de mampostería restringida no está lejos de sus oponentes, e incluso se desvía mucho menos que el valor máximo permitido. Por esta razón, la principal conclusión a la que se llega es que los edificios de mampostería confinada pueden resistir cargas sísmicas como los edificios de hormigón armado.

En conclusión, se está completamente de acuerdo, ya que al realizar la comparación con la albañilería confinada se determina que para una vivienda este sistema sería la mejor opción, ya que, de acuerdo a sus desplazamientos, sus elementos estructurales son de menores dimensiones.

- Esteban Mollehuara & Cordova Landa, (2020) en su tesis llegaron a las siguientes conclusiones: En la ciudad de Huancayo, los sistemas estructurales más utilizados son los pórticos de hormigón armado y la mampostería cerrada. Además, la alta actividad sísmica en países como Perú hace que su investigación sea indispensable y rigurosa. Es por esto que el objetivo del estudio es determinar las diferencias en el comportamiento sísmico dinámico asociado con porches y sistemas estructurales de mampostería restringida en casas multifamiliares, Jr. Mantaro 2020. Para lograr este objetivo, el sistema estructural y el análisis sísmico correspondiente de los dos se desarrollaron con la ayuda del software ETABS 2016 v2.0. El resultado es el valor del período de vibración natural, el desplazamiento lateral y la deriva. Finalmente, se concluye que el comportamiento sísmico del sistema de estructura de

almazón de hormigón armado es ligeramente diferente al del sistema de estructura de mampostería confinada. De esta forma, se confirmó la hipótesis que se habría planteado en el estudio.

En conclusión, se está completamente de acuerdo, ya que, si bien es cierto que el sistema apórticado da cierta libertad a la arquitectura para proyectar luces de mayores dimensiones, una correcta estructuración de albañilería confinada no difiere mucho.

- Quispe Ccoa & Apaza Aguilar, (2017) en su tesis llegaron a las siguientes conclusiones: Es necesario realizar un adecuado diseño estructural de la edificación, que como sabe nuestro país se encuentra en una zona con frecuente actividad sísmica, lo que ha llevado a los ingenieros a desarrollar diseños estructurales que puedan soportar los severos terremotos que puedan ocurrir, que el comportamiento del edificio antes del terremoto depende del diseño de la estructura para poder predecir edificios seguros y evitar pérdidas económicas y muertes. En la construcción de infraestructura siempre se busca el ahorro, por lo que se debe utilizar el sistema estructural más económico y tener mejor desempeño en caso de un terremoto. Por tanto, el análisis estructural canónico de edificios administrativos se desarrolla en sistemas de hormigón armado y mampostería restringida, ambos con la misma configuración arquitectónica. En este sentido, se lleva a cabo en las siguientes etapas: Primera etapa: modelización, análisis sísmico estructural estático o considerando las fuerzas equivalentes y análisis sísmico dinámico modal espectral en un sistema de concreto armado, siempre considerando los parámetros dados por el Reglamento Nacional de Edificaciones. Como segunda fase: modelamiento, análisis sísmico dinámico moda espectral para el sistema estructural de albañilería confinada, considerando los parámetros dados por el Reglamento Nacional de Edificaciones. Para la tercera fase: Análisis y Evaluación económica en ambos sistemas desarrollados. Y Como última fase cuarta: se realizó la comparación de ambos sistemas estructurales. Por

lo tanto, el sistema de concreto armado y el de albañilería confinada cada uno presentan adecuado comportamiento estructural ante sismo moderados, pero el sistema de albañilería confinada es más económico, que en este caso resultaría ser el más efectivo para la construcción de esta edificación administrativa.

En conclusión, se está completamente de acuerdo, ya que, si bien es cierto que el sistema apórticado da cierta libertad a la arquitectura para proyectar luces de mayores dimensiones, una correcta estructuración de albañilería confinada no difiere mucho, y según estudios hasta se comprueba que este es más económico.

VI. CONCLUSIONES

- Se realizó el diseño de concreto armado de una vivienda con el sistema estructural pórtico y sistema de albañilería confinada en el distrito Mollebaya, Arequipa. En donde se comprobó que la hipótesis planteada es errónea ya que los elementos estructurales de concreto armado son muy robustos, y no se percibe un ahorro en lo que concierne en materiales para una edificación tan pequeña.
- Se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales de una vivienda con el sistema estructural pórtico y sistema de albañilería confinada en el distrito Mollebaya, Arequipa, con los cuales se obtuvo las siguientes dimensiones que no difieren en ambos sistemas: losa aligerada de 0.20 m de espesor, y cimentación de 0.90 m de profundidad y ancho de 0.50 m. Diferenciándose en el sistema apórticado: columnas C1 0.25 m x 0.25 m, C2 0.25 m x 0.35 m, vigas VP 0.45 m x 0.25 m, VS 0.40 m x 0.20 m, y el sistema de albañilería confinada columnas de 0.30 m x 0.15 m, vigas de 0.20 m x 0.20 m y vigas chatas de 0.15 m x 0.20 m, espesor de muros X1 0.15m, X2 0.15m, Y1 0.15m Y2 0.15m, Y3 0.25m, Y4 0.25 m.
- Se realizó el análisis sísmico de una vivienda con el sistema estructural y sistema de albañilería confinada en el distrito Mollebaya, Arequipa, con los cuales se corroboró los datos obtenidos en el predimensionamiento, y se realizó el análisis dinámico de la estructura, con ambos sistemas se obtuvo desplazamientos menores a los indicados en la norma.
- Determinar el diseño de los elementos estructurales de la subestructura de una vivienda con el sistema estructural pórtico y sistema de albañilería confinada en el distrito Mollebaya, Arequipa, con los datos de análisis realizado para la estructura se calculó la cantidad de acero necesaria.

VII. RECOMENDACIONES

- Si se va a utilizar el sistema de columnetas – vigueta para aislar la albañilería del pórtico, se recomienda aumentar la longitud de amarre, de forma que los tabiques de albañilería no sean inestables frente a sismos, y no existan problemas en las uniones columnetas – viga principal.
- Si se decide no aislar la albañilería de la edificación con sistema estructural apórticado, es recomendable tomar precauciones en lo que respecta al diseño, para evitar problemas de torsión, columna corta, piso blando y fracturación de los elementos de la albañilería.
- En el diseño arquitectónico para la edificación debe de tener en cuenta la configuración geométrica, y requerimientos estructurales, para tener en cuenta.
- Se recomienda difundir este tipo de proyectos para promover la formalidad para con el diseño de estructuras de una vivienda, así asegurar al menos en parte la seguridad de las familias que habitarán durante su vida útil.

REFERENCIAS

- Abanto Castillo, F. (2012). *Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería*. Lima, Perú: Editorial San Marcos.
- Barrueto Zamora, J. B. (Enero de 2019). *Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción de un edificio de viviendas multifamiliares del distrito de Surquillo*. Obtenido de Repositorio Pontificia Universidad Católica del Perú: https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/13342/BARRUETO_SAMORA_JOMAR_AN%C3%81LISIS_S%C3%8DSMICO_C OMPARATIVO.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Constructivo. (2020). *Edificios multifamiliares de gran altura marcan tendencia en el mercado de vivienda*. Obtenido de Constructivo: <https://constructivo.com/noticia/edificios-multifamiliares-de-gran-altura-marcan-tendencia-en-el-mercado-de-vivienda-1576071959>
- Esteban Mollehuara, K., & Cordova Landa, C. J. (16 de Noviembre de 2020). *Comportamiento sísmico de los sistemas estructurales de pórticos y albañilería confinada en una vivienda multifamiliar, Jr. Mantaro, El Tambo, 2020*. Obtenido de Repositorio Universidad Continental: <https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/8207>
- Fhaunt. (30 de Mayo de 2019). *Arequipa desarrollo y crecimiento urbano*. Obtenido de Fhaunt: <https://fhaunt.com/blog/arequipa-desarrollo-y-crecimiento-urbano/>
- Gomez Cardenas, W. E. (25 de Agosto de 2017). *Analisis comparativo de respuesta sismica de vivienda de dos pisos de porticos resistentes a momentos versus de muro portante*. Obtenido de Repositorio Universidad Técnica de Machala - Ecuador: <http://repositorio.utmachala.edu.ec/handle/48000/11067>
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2014). *Metodología de la investigación (6ta Edición)*. México D.F.: Mac Graw Hill Education.

- Loayza León, J. L., & Chavez Porras, R. F. (2015). *Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles (Tesis de pregrado)*. Obtenido de Repositorio Digital de Tesis y Trabajos de Investigación PUCP: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6106>
- Martinez Loor, W. S. (2018). *Influencia del empleo de ladrillo artesanal de Guayaquil en el comportamiento sísmico de edificaciones de albañilería confinada de mediana altura*. Obtenido de Repositorio Universidad de Guayaquil - Ecuador: <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/38265>
- Muñoz, A. (19 de Mayo de 2011). *Investigaciones experimentales en placas delgadas de concreto armado con ductibilidad limitada*. Obtenido de Textos PUCP: <http://textos.pucp.edu.pe/pdf/740.pdf>
- Pinoargote Rovello, V. A., Mateo Villao, K. M., & Medina Carvajal, D. N. (13 de Junio de 2021). *Análisis, diseño y comparación técnica y económica entre una vivienda de dos plantas con pórticos de hormigón armado y una de muros portantes de hormigón armado en el cantón Santa Elena provincia de Santa Elena*. Obtenido de Repositorio Universidad Estatal Península de Santa Elena - Ecuador: <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/5965>
- Quispe Ccoa, E., & Apaza Aguilar, P. D. (18 de Diciembre de 2017). *Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía*. Obtenido de Repositorio Universidad Peruana Unión: <https://repositorio.upeu.edu.pe/handle/20.500.12840/981>
- Sociedad Electrica del Sur Oeste S.A. SEAL . (2011). *Planeamiento de Distribución para el Crecimiento de la Demanda en Arequipa*. Arequipa, Perú.
- Universidad del Norte. (2019). *Análisis Estructural*. Obtenido de Universidad del Norte: <http://ylang-ylang.uninorte.edu.co:8080/Objetos/ingenieria/analisis-estructural/analisis.html>