



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TEMA: ESTRUCTURAS

**“ANALISIS COMPARATIVO ENTRE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y MUROS DE
ALBAÑILERÍA CONFINADA PARA UN EDIFICIO DE VIVIENDA SOCIAL DE
DEPARTAMENTOS, PIURA 2018”**

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Bach. Jhonar Dreiner Tolentino Salinas

Asesor:

Ing. Enrique Durand Bazán

Trujillo Peru

2019



DEDICATORIA

*Dedicar este trabajo a mi Madre,
por su apoyo incondicional y por
nunca dejar de creer en mí y es ella
mi inspiración y fuente de fortaleza.*

Jhonar Tolentino Salinas

AGRADECIMIENTO

Agradecer a Dios por esta gran oportunidad de realizar esta investigación y demostrar lo aprendido en mi centro de estudios

... A mis padres, hermanos y demás familiares que me brindaron su apoyo en la realización de este trabajo

... A mi asesor de tesis, Ing. Enrique Durand Bazán, por haberme brindado su confianza y conocimientos para llevar a cabo esta investigación.

RESUMEN

En la actualidad la realidad de Piura implica una gran demanda de viviendas multifamiliares debido al gran crecimiento poblacional, esto ha tenido como efecto un crecimiento en su gran mayoría horizontal de las construcciones para uso de vivienda, dando como resultado un aumento en los gastos de dotación de servicios básicos; es por ello que en los últimos años ha surgido como alternativa la construcción de edificios de gran altura como solución óptima para satisfacer tal demanda.

La construcción de edificios de gran altura, al requerir menor espacio para su emplazamiento, logra un menor impacto ambiental y un mayor rendimiento en términos económicos en el momento de la construcción, y posterior a ello disminuye los gastos de dotación de servicios básicos tales como: agua, desagüe, electricidad, telefonía, transporte, etc.

La problemática a veces también radica en no saber qué tipo de sistema usar si albañilería estructural o muros netamente de concreto armado (muros de corte), por motivos de costo.

La presente tesis tiene por finalidad la puesta en práctica de los conocimientos obtenidos durante la formación de pre-grado, buscando con el presente proyecto llegar al pleno dominio de la formulación de un proyecto desde la base de un plano arquitectónico hasta llegar al diseño de los elementos estructurales de dicho edificio tanto en albañilería estructural como también en muros de corte ya que este último sistema de construcción se está dando con más continuidad en nuestro medio, dando así el gran paso que significa ir de la teoría a la práctica.

ABSTRACT

Currently the reality of Piura implies a great demand for multifamily housing due to the great population growth, this has had as an effect a growth in its great horizontal majority of constructions for housing use, resulting in an increase in the expenses of endowment of basic services; that is why in recent years the construction of high-rise buildings has emerged as an alternative as an optimal solution to meet such demand.

The construction of high-rise buildings, requiring less space for their location, achieves a lower environmental impact and greater economic performance at the time of construction, and subsequently reduces the cost of providing basic services such as: water, drainage, electricity, telephony, transportation, etc.

The problem sometimes also lies in not knowing what type of system to use if structural masonry or walls of reinforced concrete (cutting walls), for cost reasons.

The purpose of this thesis is to put into practice the knowledge obtained during the undergraduate training, seeking with this project to reach the full domain of the formulation of a project from the base of an architectural plan to the design of the structural elements of this building both in structural masonry as well as in walls of court since this last system of construction is occurring with more continuity in our environment, thus giving the great step that means to go from theory to practice.

CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática.

En varios países del mundo se ha venido sufriendo terremotos, algunos a diferencia de otros han sido más devastadores, y eso nos lleva a tener más conciencia al momento de diseñar y ejecutar nuestras edificaciones, para así prevenir y disminuir las pérdidas humanas y materiales causados por estos fuertes fenómenos naturales.

En la ingeniería moderna a nivel mundial, estamos muy avanzados en conocimientos y tenemos la tecnología de la mano, pero también se puede observar que no se aplica a la ejecución todos estos conocimientos.

Por otro lado, también se tiene que la ingeniería se basa en los costos y presupuestos para su ejecución, por tanto, a nivel mundial es de gran importancia elegir el sistema estructural adecuado para dicha vivienda social ya que así podemos manejar los costos de su ejecución y a su vez tener la más óptima, ya sea albañilería confinada o muros de ductilidad limitada, que se comportaran ante movimientos sísmicos y cargas verticales.

En México, está en un contexto tectónico complicado, complejísimo; tenemos la interacción de cinco placas (tectónicas). Se trata de las placas de Cocos, de Norteamérica, del Pacífico, de Rivera y del Caribe. Las placas son segmentos de la corteza terrestre, a la que dividen como un rompecabezas, cuya interacción al desplazarse sobre un manto semilíquido y viscoso es una de las principales causas de terremotos en el mundo. Si bien el mecanismo es similar, son dos sismos independientes; uno (el terremoto del 7 de septiembre) ocurrió en el Golfo de Tehuantepec y éste (el del 19 de septiembre) se produjo por debajo de los estados de Puebla y Morelos (PÉREZ CAMPOS, 2017)

En Chile, cada 10 años toca un terremoto grande, 2011 hubo uno y en el norte y acaba de ocurrir este, cabe destacar excepto el de Chillan hay en el 60 un terremoto más grande del mundo, 9.5 en la escala de momentos ya pesar de todo ello habido pocas victimas (KUROIWA, 2015)

La situación chilena es única, tenemos una velocidad de convergencia de placas mucho mayor que cualquier otra parte en el mundo (CAMPOS, 2015)

tiene que ver con la actividad y la rapidez con que la placa de Nazca está enterrándose bajo la placa Sudamericana. En el caso de Chile ese movimiento es bastante rápido, hay una acumulación de energía importante año a año (CIENFUEGOS, 2015)

En Perú a través de los años, el Perú está signado por una cadena de movimientos telúricos que han dejado una historia de drama y dolor. Nuestro país, está ubicado dentro del “Cinturón de Fuego” y casi al borde del encuentro de dos placas tectónicas. La Sudamericana y la de Nazca, las que como explican los especialistas, alternan entre ellas, produciéndose un efecto llamado de subducción, el que ha provocado en los últimos años un gran número de sismos de gran poder destructivo en la parte occidental de nuestro territorio. Los sismos locales y regionales tienen su origen en la existencia de fallas geológicas locales. Estos movimientos telúricos son de menor magnitud, pero al producirse muy cerca de la superficie, han tienen un gran poder destructor. El terremoto más destructivo en la historia peruana se produjo en mayo de 1970, el cual causó alrededor de 70 000 víctimas, entre muertos y desaparecidos, en su mayor parte en el departamento de Ancash. Lima tiene una larga historia de sismos. El

más grande terremoto fue el de 1746. De 3 000 casas existentes en la ciudad, sólo quedaron 25 en pie. En el puerto del Callao, debido al tsunami ocurrido después del sismo, de un total de 4 000 personas sólo sobrevivieron 200. Otro terremoto importante ocurrió en 1940, de 8,2 grados Richter, causó 179 muertos y 3 500 heridos. En Arequipa, en 1948, ocurrió un terremoto de 7,5 grados con efectos en Moquegua, Tacna y Puno. Nuevamente en Arequipa hubo un sismo destructivo en 1958 de 7 grados y dos años después otro de 6 grados. En 1979 un terremoto de 6,9 y en 1988 otro de 6,2 grados. El terremoto más reciente en el sur (Arequipa, Moquegua y Tacna) se dio en junio del 2001, con una magnitud de 6,9 grados. Causó importantes daños en un área de 55 500 km², afectando gran parte del suroccidente del Perú (SALGADO, 2007)

En Piura, cuatro temblores más en la región Piura siguieron al de 5,8 grados en la escala de Richter registrado por el Instituto Geofísico del Perú (IGP) a las 04:02 p.m. a 15 kilómetros al noroeste de Máncora, Talara. La primera réplica ocurrió a las 05:03 p.m., con una magnitud de 5,3 grados Richter y cuyo epicentro fue localizado a 18 kilómetros al noroeste de Máncora. La segunda sucedió a las 05:09 p.m., fue de 5,2 grados y su epicentro se ubicó a 18 kilómetros al oeste de Máncora. A las 05:30 se reportó la tercera réplica, de 4,7 grados de magnitud y con epicentro situado a dos kilómetros al noreste de Máncora. La cuarta réplica fue de 4,4 grados de magnitud y su epicentro estuvo localizado a 7 kilómetros al norte de Máncora.

El ingeniero Manuel Boggio, jefe del Indeci Tumbes, declaró que estas secuencias de movimientos telúricos se presentaron debido a la reactivación de la placa existente entre Máncora y Punta Sal. Según manifestó, hasta el momento se han registrado en Tumbes 20 sismos (contando con los de hoy). Por ello, pidió a la población tumbesina estar preparada ante la posibilidad de que llegue un sismo de 7 grados, lo cual podría generar una alerta de tsunami (EL COMERCIO, 2014)

1.2. Formulación del Problema.

¿Cuál es el sistema estructural de menor costo en la construcción de la vivienda social de departamentos cumpliendo las normas sismo resistentes?

1.3. Justificación del problema.

Desde el punto de vista teórico, utilizar los diversos conocimientos adquiridos en nuestra universidad, para realizar los diseños estructurales y elegir el sistema estructural más óptimo para ejecutarse.

Desde el punto de vista aplicativo o práctico, la presente investigación nos permite elegir el sistema estructural de menor costo, y brindar un techo a las personas que lo adquieran.

Desde el punto de vista académico: Esta investigación contribuirá para los futuros egresados de las universidades que decidan investigar sobre sistemas estructurales y su comparación de costos.

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1. Objetivo General.

Diseñar la estructura del edificio de vivienda social de muros de ductilidad limitada, y muros de albañilería confinada, y de ambas soluciones.

1.4.2. Objetivos Específicos.

- ✓ Diseño con muros de ductilidad limitada, y analizar su desempeño
- ✓ Diseño con muros de albañilería confinada, y analizar su desempeño
- ✓ Elaborar el Presupuesto de ambas alternativas
- ✓ Elaborar cuadro comparativo de ambas alternativas

1.5. LÍNEA DE INVESTIGACIÓN.

1.5.1. Según el fin que se persigue.

Investigación Aplicada:

- ✓ También recibe el nombre de investigación práctica o empírica.
- ✓ Se caracteriza porque busca la aplicación o utilización de los conocimientos que se adquieren.
- ✓ La investigación aplicada se encuentra estrechamente vinculada a la investigación básica, porque depende del avance y resultados de esta última, para poder aplicar los conocimientos y contrastar la investigación.
- ✓ Toda investigación aplicada requiere de una investigación básica.

1.5.2. Según el diseño de investigación.

Esta investigación de acuerdo al diseño es del tipo No Experimental – Descriptiva.

1.6. Alcances, Limitacione y Viabilidad de la Investigación

Dentro de los alcances de la presente investigación, por limitaciones de tiempo y costo no se incluyó la realización de Estudio de Mecánica de Suelos, ya que el análisis es comparativo y por lo tanto en los diferentes sistemas constructivos se usará el mismo suelo, entonces se asume un suelo del tipo blando.

La principal dificultad para el desarrollo de esta investigación es la escasez de información reciente sobre la construcción de edificios de muros de ductilidad limitada.

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

2.1.1. (ULLOA CLAVIJO, 2005) “PLANEAMIENTO INTEGRAL DE LA CONSTRUCCIÓN DE CUATRO BLOQUES DE CINCUENTA VIVIENDAS UNIFAMILIARES PARA EL PROGRAMA MÍ VIVIENDA “La tesis que se presenta a continuación consiste en la preparación del planeamiento

integral y controles de obra para el desarrollo de un proyecto inmobiliario a construirse en la ciudad de Trujillo. El proyecto abarca la construcción de 200 módulos de vivienda unifamiliares, bajo las consideraciones del actual programa nacional de vivienda que patrocina el Fondo Mi Vivienda, dentro del Reglamento de Habilitación y Construcción Urbana Especial vigente para estos programas de vivienda.

2.1.2. (ALLAUCA SANCHEZ, 2006) “DESEMPEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CINCO PISOS DISEÑADO CON LAS NORMAS PERUANAS DE EDIFICACIONES” Los procedimientos de diseño establecidos en la mayoría de normas sismo resistentes en el mundo están orientados a evitar el colapso de las edificaciones ante sismos severos. Este es el caso del código peruano de diseño sismo resistente, razón por la que se hace necesario estudiar el desempeño sísmico de las edificaciones peruanas ante diferentes niveles de amenaza sísmica.

2.1.3. (DELGADO EHNI & RODRÍGUEZ-LARRAÍN, 2006) “EDIFICIOS PERUANOS CON MUROS DE CONCRETO DE DUCTILIDAD LIMITADA” En este trabajo se desarrollaron herramientas para estimar el desempeño sismo resistente y para cuantificar las posibles pérdidas materiales (daño) en los edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL), que se están convirtiendo en una alternativa viable para la vivienda económica en el Perú. Para estimar las pérdidas se construyeron funciones de distribución de daño para diferentes escenarios de sismicidad en base a las cuales se obtuvieron curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño.

2.1.4. (CACERES CACERES & ENRIQUEZ RANILLA, 2017) “ANÁLISIS DE COSTOS, DISEÑO SISMO RESISTENTE – ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR” Hoy en día en la ciudad de Arequipa se viene desarrollando como en todas las regiones del Perú el bum de la construcción civil, debido al crecimiento económico en nuestra región, debido a esto; se vienen desarrollando la construcción de edificios en Muros de Ductilidad Limitada, por tal motivo la presente tesis pretende comparar los impactos económicos y respuestas ante eventos sísmicos que son constantes en nuestra ciudad, con las edificaciones construidas en Albañilería Estructural, ya que; estas también son constantes en la región.

2.2. Bases Teóricas

(BARTOLOME, 1998) “ANÁLISIS DE EDIFICIOS” En el análisis estructural de las obras civiles no existen métodos exactos de solución, ni siquiera los programas de cómputo más sofisticados, basados en la técnica de Elementos Finitos, proporcionan resultados "exactos"; esto se debe a que existen una serie de incertidumbres que se presentan no sólo en la

solicitud, sino también en el modelaje estructural. Por ejemplo, en el caso del terremoto de México (1985), también en el de Kobe-Japón (1995), las fuerzas sísmicas sobrepasaron las cargas reglamentarias, produciéndose el colapso de muchas edificaciones, por lo cual, hubo que modificar los códigos respectivos. Asimismo, en los edificios de concreto armado no se acostumbra contemplar los efectos del proceso constructivo, sin embargo, es muy distinto (especialmente en los edificios altos) aplicar las cargas de peso propio de una sola vez sobre el edificio ya construido que colocarlas paulatinamente conforme el edificio va construyéndose. En cuanto al modelaje estructural, generalmente se obvian los problemas de interacción tabique-pórtico, losa-viga y suelo-estructura, empleando (respectivamente) sistemas aperticados con paños libres de tabiques, vigas de sección rectangular y elementos verticales (columnas, placas, muros de albañilería, etc.) empotrados en su base; algunas veces, estas simplificaciones conducen a resultados que están fuera de la realidad. También, es costumbre utilizar un sólo módulo de elasticidad para todo el edificio (que en realidad puede variar de una barra a otra o incluso dentro de la misma barra), despreciar las microfisuras (que en los elementos de concreto armado podrían modificar sustancialmente al momento de inercia de la sección transversal), despreciar los cambios bruscos de la sección transversal de las barras en la zona de los nudos, etc. Por todas las incertidumbres señaladas y otras que sería muy largo numerarlas, es que en este libro se trata de dar énfasis a ciertos aspectos, con el afán de mejorar el comportamiento estructural de los edificios. Por lo que nuestro objetivo es que el lector adquiera los suficientes conocimientos que le permitan: Modelar o idealizar matemáticamente a las estructuras, tratando de representarlas de la manera más real posible y buscar principalmente la sencillez a fin de comprender como se transmiten las cargas de un elemento estructural a otro.

(BLASCO) “ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO” La mayoría de códigos reconoce la complejidad del Diseño Sísmico de las edificaciones y define alcances u objetivos generales. En el caso de la Norma Peruana el criterio de diseño Sismo – resistente se expresa señalando: Las edificaciones se comportan ante los sismos considerando resistir sismos leves, sismos moderados y sismos severos.

Normas de Diseño

Se usaron las siguientes normas:

- ✓ Norma E.020 Cargas.
- ✓ Norma E.030 Diseño sismo resistente.
- ✓ Norma E.050 Suelos y cimentaciones.
- ✓ Norma E.060 Concreto Armado.
- ✓ Norma E.070 Albañilería.

Cargas de Diseño

Para el diseño de los elementos estructurales de esta tesis se consideró tres tipos principales de carga que son mencionadas en la Norma de E-060 del reglamento nacional de edificaciones y estas son:

- Carga Muerta (CM): Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo el peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud pequeña en el tiempo.
- Carga Viva (CV): Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.
- Carga de Sismo (CS): Son aquellas que se generan por la acción sísmica sobre la estructura siguiendo los parámetros establecidos en la Norma E-030 de Diseño Sismo resistente.

Asimismo, cada uno de los elementos se diseñará por el método de diseño por resistencia indicada en la Norma E-060, este método consiste en que las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias por lo menos iguales a las requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que estipulan dicha norma, es decir:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

ϕR_n : Resistencia de Diseño

R_u : Resistencia Requerida

ϕ : Factor de Reducción

La norma indica los valores de factor de reducción de carga para los siguientes casos:

✓ Flexión Pura	0.90
✓ Tracción y Flexo-compresión	0.90
✓ Compresión y Flexo-compresión	0.90
✓ Para miembros con refuerzo en espiral	0.75
✓ Para otro tipo de miembros	0.70
✓ Corte y torsión	0.85
✓ Aplastamiento del concreto	0.70
✓ Concreto simple	0.65

La Norma E-060 establece la resistencia requerida para las siguientes cargas:

- ✓ Cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV): $U=1,4CM + 1,7CV$
- ✓ Cargas de sismo (CS):

$$U=1,25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U=1,25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U=0,90 cm \pm CS$$

$U=0,90 \text{ cm} \pm \text{CS}$

2.3. Definición de términos básicos

Vivienda Social

Vivienda destinada al uso de personas que lo requieran.

Ductilidad

la capacidad para conducir el calor o la electricidad, la dureza, la maleabilidad o la ductilidad son cualidades específicas de ciertos materiales; si te dejas llevar por los acontecimientos en curso, llegarás a controlar todas las situaciones, pero con suavidad y ductilidad

Sismo resistente

Respuesta al sismo de manera adecuada

Albañilería

Unidades de forma rectangular para uso de edificación y que en conjunto pueden soportar cargas laterales y verticales.

CAPITULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. Tipo de Acuerdo al Fin Que Persigue

Aplicada, se caracteriza por que busca aplicar los conocimientos adquiridos.

3.1.2. Tipo de acuerdo al diseño

Descriptiva, tiene una sola variable solo se describe hechos de la realidad.

3.1.3. Diseño de la Investigación

No experimental, no se manipulan deliberadamente las variables.

Transversal, la recolección de datos se da en un solo tiempo.

Descriptiva, Observa y describe la variable tal como se presenta en estado natural

3.2. DEFINICIÓN DE VARIABLES

Análisis Comparativo: los sismos causan muchas pérdidas humanas y materiales, por tanto, se necesita hacer una vivienda resistente y de costo accesible.

3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Definición Conceptual: Los sismos causan muchas pérdidas humanas y materiales, por tanto, se necesita hacer una vivienda resistente y de costo accesible

Definición Operacional: Se usará para el diseño de la Vivienda Social

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS
Análisis Comparativo	Diseño Estructural de Muros Ductilidad Limitada de	Estructuración y Predimensionamiento	Estructuración
			Predimensionamiento
		Análisis por Cargas de Gravedad	Metrado de Cargas
		Análisis Sísmico	Modelamiento Estructural
			Análisis Sísmico Estático
			Análisis Sísmico Dinámico
		Elementos Estructurales	Losas
			Diseño de Vigas
			Diseño de Columnas
			Diseño de Cimentaciones
			Diseño de Muro de Ductilidad Limitada
		Elaboración de Presupuesto	Diseño de Escaleras
			Metrados
			Resumen de Presupuesto
	Análisis de Costos Unitarios		
	Relación de Insumos		
	Diseño Estructural de Muros Albañilería Confinada de	Estructuración y Predimensionamiento	Estructuración
			Predimensionamiento
		Análisis por Cargas de Gravedad	Metrado de Cargas

			Análisis Sísmico	Modelamiento Estructural
				Análisis Sísmico Estático
				Análisis Sísmico Dinámico
			Elementos Estructurales	Losas
				Diseño de Vigas
				Diseño de Columnas
				Diseño de Cimentaciones
				Diseño de Muros de Albañilería Confinada
			Elaboración de Presupuesto	Diseño de Placas
				Metrados
				Resumen de Presupuesto
				Análisis de Costos Unitarios
				Relación de Insumos

3.4. Material de Estudio

3.4.1. Población

Dos módulos típicos de edificio de 5 pisos de vivienda social, Piura 2018

3.4.2. Muestra

Urbanización los Jardines, Piura, Provincia de Piura, Departamento de Piura

3.5. Técnicas, procedimientos e instrumentos

Las técnicas utilizadas en la siguiente investigación fueron:

- a. La Observación Sistemática: Esta técnica permitió recoger la información para la investigación, fue el acto de tomar los planos arquitectónicos con la intención de examinarlos, analizarlos y obtener conclusiones
- b. La Entrevista a profundidad: Esta técnica sirvió para obtener información acerca del sistema constructivo.

3.5.1. De recolección de información

Técnica

Visualización y revisión de planos arquitectónicos

Procedimientos

- Estructuración y pre dimensionamiento.
- Análisis por cargas de gravedad
- Análisis sísmico (Modelamiento estructural, análisis sísmico estático, análisis sísmico dinámico)
- Diseño de elementos estructurales
- Análisis económico
- Programación de ejecución del proyecto
- Análisis comparativo

3.5.2. De procesamiento de información

- Office 2016: Los programas más usados don el Excel, Word, Microsoft Project y el Power Point que sirvieron para procesar y analizar la información para la elaboración de tesis.
- AutoCAD 2D 2017: Este software es usado para la elaboración de planos de estructuras, arquitectura y demás especialidades.
- Etabs 2016: Este software fue utilizado para el análisis, diseño y modelamiento estructural de la edificación investigada.
- S10 Costos y Presupuestos: Fue utilizado para la elaboración del presupuesto, análisis de precios unitarios de la edificación.

CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. ARQUITECTURA DEL EDIFICIO

Para investigar el edificio, se ha decidido dividirlo en módulos, ya que son típicos. Se tienen 2 Módulos Típicos, el cual denominaremos Modulo A y Modulo B.

Modulo A

Consta de 2 módulos típicos de 5 niveles, los cuales se describen a continuación:

Primer Piso

- ✓ 1 zona exclusiva + tienda
- ✓ 7 departamentos
- ✓ Estacionamientos respectivos
- ✓ Escalera y área de circulación

Segundo Piso a Quinto Piso

- ✓ 48 departamentos
- ✓ Escaleras y área de circulación

Modulo B

Consta de 4 módulos típicos de 5 niveles, los cuales se describen a continuación:

Primer Piso

- ✓ 36 departamentos
- ✓ Estacionamientos respectivos
- ✓ Escalera y área de circulación

Segundo a quinto Piso

- ✓ 192 departamentos
- ✓ Escaleras y área de circulación

4.2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

4.2.1. MATARIALES EMPLEADOS

Concreto armado

- ✓ Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Deformación unitaria máxima: $\epsilon_{cu} = 0.003$
- ✓ Módulo de elasticidad: $E_c = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de rigidez al esfuerzo cortante: $G = E_c/2.3$
- ✓ Módulo de Poisson: $\nu = 0.20$

Acero grado 60

- ✓ Límite de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Deformación máxima antes de la fluencia: $ES = 0.0021$
- ✓ Módulo de elasticidad: $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Albañilería

- ✓ Resistencia a la compresión de albañilería: $f'_b = 145 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Resistencia característica a compresión Pilas: $f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2 = 650 \text{ ton/m}^2$
- ✓ Resistencia característica a corte puro Muretes: $v'_m = 8.1 \text{ kg/cm}^2 = 81 \text{ ton/m}^2$
- ✓ Módulo de elasticidad: $E_m = 500 f'_m = 32,500 \text{ kg/cm}^2 = 325,000 \text{ ton/m}^2$
- ✓ Módulo de corte: $G_m = 0.4 E_m = 13,000 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Polisión: $v = 0.25$

4.3. MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Definición del Sistema MDL

Son denominados edificios con muros de ductilidad limitada (MDL) aquellos sistemas de concreto armado conformados por muros portantes de espesor delgado de 10 a 15 cm de espesor. En estos muros no es posible confinar extremos mediante el uso de estribos a corto espaciamiento ni el uso de doble malla de refuerzo por que se generaría congestión y dificultaría el paso del concreto lo cual causa problemas como cangrejeras o fisuras. Los sistemas de piso son de losas macizas que cumplen la función de diafragma rígido. En el sistema no se desarrollan desplazamientos inelásticos importantes. En los muros se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera. La ductilidad final del muro para deformaciones inelásticas está altamente influenciada por la capacidad de deformación del elemento de refuerzo. Comúnmente este tipo de muros era construido con una malla electro soldada, pero también puede ser construido con varillas convencionales, sin embargo, solo con refuerzo longitudinal de malla presenta muy poca ductilidad.

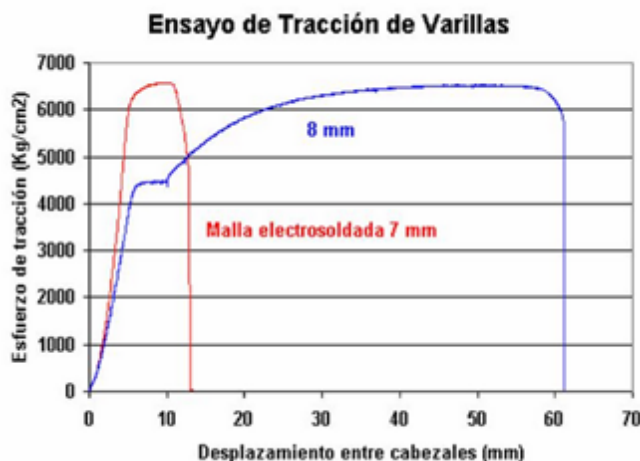


Imagen 1: Ensayo de tracción de una malla electro soldada y una varilla

En el caso de los edificios con MDL, los muros son portantes de las cargas de gravedad y de las fuerzas laterales de sismo; por eso deben diseñarse como elementos sometidos a flexo compresión y a fuerza cortante (VARGAS CASTILLO & TERRAZOS MONROY, 2016)

Ventajas del Sistema MDL

Desde el punto de vista estructural, el uso de muros de concreto asegura las propiedades resistentes y una adecuada rigidez para soportar sismos y cargas. Las ventajas de este sistema se han consolidado principalmente en tres ámbitos: en lo constructivo, en lo arquitectónico y en lo social. En lo constructivo, la principal ventaja en los sistemas de MDL es la rapidez de su proceso constructivo en comparación con los sistemas tradicionales de albañilería. Esto se debe a que la distribución similar permite el uso de encofrados fáciles de armar y desarmar, lo que permite construir un departamento por día. De forma adicional, la rapidez tiene una incidencia en el costo, debido a que este método permite la reducción de la partida de mano de obra. Se ha estimado que un muro de concreto armado tiene el mismo costo que un muro de albañilería confinada y tarrajada, pero en cuanto a tiempo de construcción el segundo supera ampliamente al primero. En lo arquitectónico, el uso del encofrado permite diseñar los departamentos por módulos típicos, de modo adicional brinda acabados que sólo requieren tratamiento superficial elemental o solaqueo; por tanto, la posible ausencia de tarrajeo representa un ahorro económico. En lo social, ya que el costo final de este tipo de sistema será menor en comparación con otros tradicionales, es una alternativa para la obtención de vivienda propia en familias de los sectores económicos C y D. (VARGAS CASTILLO & TERRAZOS MONROY, 2016)

Desventajas del Sistema MDL

Dado al reciente uso del sistema de MDL, no se sabe con certeza el comportamiento real de los edificios ante un sismo en el Perú. Evaluado desde los tres ámbitos considerados anteriormente se tienen lo siguiente: Durante el proceso constructivo, este tipo de edificios es propenso a la formación de fisuras en muros y techos, la congestión de aceros y tuberías conduce a la formación de cangrejeras y segregación del concreto. Por otro lado, se pueden evidenciar problemas de empalmes de aceros a la misma altura. Desde el punto de vista arquitectónico, se presentan incidencias en el confort de los ocupantes, ya que no son estructuras con adecuado aislamiento térmico. Del mismo modo presenta deficiencias acústicas, ya que los muros delgados no aíslan adecuadamente el ruido entre ambientes. En lo social, la formación de grietas genera desconfianza entre los usuarios. Por otro lado, dado que todos los muros tienen capacidad portante, imposibilita la modificación y ampliación de ambientes sin un adecuado estudio. (VARGAS CASTILLO & TERRAZOS MONROY, 2016)

Las ventajas y desventajas antes descritas evidencian lo importante de esta alternativa y su aporte en el sector de construcción de nuestro país.

4.3.1. ESTRUCTURACION Y PRE DIMENSIONAMIENTO

4.3.1.1. Estructuración

Para la estructuración del edificio de vivienda social mediante el sistema de muros de ductilidad limitada se tuvo en cuenta el espesor de 0.10 m como mínimo, según la norma E.060.

Para la estructuración se tuvo en cuenta los siguientes criterios:

a) SIMPLICIDAD

Se debe buscar simplicidad en la estructuración para tener un mejor comportamiento ante los sismos, esto se debe a que, en estructuras simples es más fácil predecir un comportamiento.

b) SIMETRÍA

MODULO A: Se ha considerado una forma rectangular y con algunas entradas en diferentes direcciones.

MODULO B: Se ha considerado una forma rectangular y con algunas entradas en diferentes direcciones.

c) RESISTENCIA Y DUCTILIDAD ADECUADA

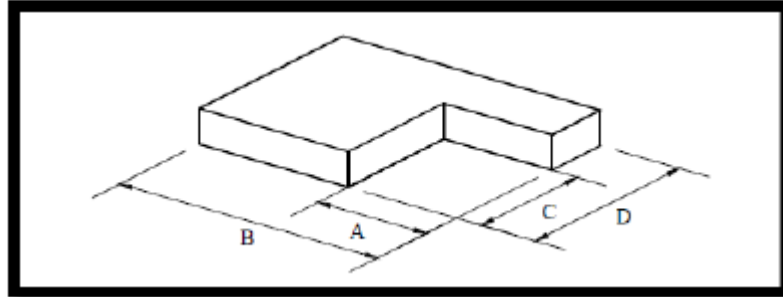
Con la estructuración propuesta, los módulos de la edificación deben tener una resistencia adecuada por lo menos en los dos sentidos ortogonales, con el fin de garantizar la estabilidad del edificio

d) UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

Se ha considerado como elementos estructurales a los muros que tengan continuidad en todos los niveles, para así poder evitar concentración de esfuerzos y cambios bruscos de rigideces.

d.1) IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

De acuerdo al proyecto de arquitectura, se puede observar en la planta irregularidades por esquinas entrantes ya que, según el RNE, la norma E030 indica que la configuración en planta del edificio y sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en la dirección X, es mayor que al 20% correspondiente dimensión total en planta



$$A > 0.20B$$

$$C > 0.20D$$

En nuestro caso tenemos:

MODULO A

LONG. X	10.40 m	
LONG. ESQU.	2.65 m	
% ESQ. ENTRAN	25.481%	IRREGULAR
LONG. Y	35.00 m	
LONG. DIAF.	9.13 m	
% ESQ. ENTRAN	26.086%	IRREGULAR

Por lo tanto, se concluye que nuestra edificación es irregular en planta.

MODULO B

LONG. X	18.15 m	
LONG. ESQU.	2.65 m	
% ESQ. ENTRAN	14.601%	REGULAR
LONG. Y	35.00 m	
LONG. DIAF.	9.13 m	
% ESQ. ENTRAN	26.086%	IRREGULAR

Por lo tanto, se concluye que nuestra edificación es irregular en planta en una dirección.

e) **RIGIDEZ LATERAL**

Para poder controlar las deformaciones de la estructura, se dotó de rigidez lateral en ambas direcciones de la edificación, para esto se debe proveer a la estructura de elementos estructurales en ambas direcciones con el fin de aportar una adecuada rigidez lateral y así poder garantizar el buen desempeño de la estructura.

f) **DIAFRAGMA RÍGIDO**

Se consideró losas rígidas para poder distribuir la fuerza sísmica en los elementos estructurales (muros, placas, etc.) de acuerdo a su rigidez lateral de cada uno.

4.3.1.2. **PREDIMENSIONAMIENTO**

El proceso de pre dimensionamiento consistió en dar una dimensión adecuada a los distintos elementos estructurales. Después del análisis estructural se verificará que las dimensiones asumidas sean las adecuadas para cada uno de los elementos estructurales de nuestra edificación.

4.3.1.2.1. **LOSA ALIGERADA**

En este proyecto se consideró usar losas aligeradas en su mayoría, debido a que son recomendaciones del Ingeniero Antonio Blanco Blasco, quien indica que los esfuerzos cortantes en un muro disminuyen considerablemente cuando se usan este tipo de losa. Así mismo para el pre dimensionamiento seguiremos los criterios tomados de la Bibliografía de Estructuración y Diseño de Edificaciones del Ingeniero Antonio Blanco Blasco.

Luz del Tramo	Menores a 4m	Entre 4 y 5.5 m	Entre 5 y 6,5 m	Entre 6 y 7,5 m
Peralte Losa (cm)	17	20	25	30

Del cuadro anterior y de los requerimientos del presente proyecto el cual tiene una luz de 2.80 metros, se optó por usar una losa de 20 cm. Esto se debe a que el uso de estas losas es más común en nuestras edificaciones, y los elementos de relleno son más comerciales. Por ello se uniformizó el mismo peralte para los demás paños.

4.3.1.2.2. LOSA MACIZA

En este proyecto también se consideró usar losas macizas, para dar más rigidez a la estructura, y también a que se tiene pequeños ductos los cuales quitan continuidad a las losas. Así mismo para el pre dimensionamiento seguiremos los criterios tomados de la Bibliografía de Estructuración y Diseño de Edificaciones del Ingeniero Antonio Blanco Blasco.

<i>Luz del Tramo</i>	<i>Menores a 4 m</i>	<i>Menores a 5.5 m</i>	<i>Menores a 6 m</i>	<i>Menores a 7.5 m</i>
<i>Peralte (cm)</i>	12	15	20	25

Del cuadro anterior y de los requerimientos del presente proyecto el cual tiene una luz de 2.65 metros, se optó por usar una losa de 20 cm. Esto se debe a que por estética usaremos esta losa ya que las losas aligeradas son de 20 cm.

4.3.1.2.3. VIGAS ESTRUCTURALES

Para lo que es vigas estructurales el peralte (h) y la base (b) se pre dimensionaron teniendo en cuenta lo siguiente:

$$h \geq \frac{ln}{10} \text{ ó } \frac{ln}{12}$$

$$0.3h < b < 0.5h$$

La viga que pre dimensionaremos es la que se encuentra en el eje “B” entre los ejes 18 y 20, por lo tanto, tenemos:

$$h \geq \frac{3.52}{10}$$

$$h \geq 0.352 \rightarrow h = 0.40$$

Así mismo tenemos que:

$$0.30 \times 0.40 < b < 0.5 \times 0.40$$

$$0.12 < b < 0.20 \rightarrow b = 0.15 \text{ m}$$

Por lo tanto, se consideró diseñar vigas de 15 x 40 cm, la cual se acomoda a la arquitectura de la edificación.

Asimismo, la resistencia a compresión del concreto es de 210 kg/cm² con el fin de aumentar la rigidez de la edificación.

4.3.1.2.4. COLUMNAS

Para las columnas se usó el siguiente criterio para pre dimensionarlas

$$Area\ de\ Columna = \frac{p(servicio)}{0.45 \times f'c}$$

En este caso nos adecuaremos a la arquitectura de la edificación teniendo columnas de los tipos:

- Columna C-01 = 0.20 x 0.30
- Columna C-02 = 0.30 x 0.30
- Columnas C-03 = 0.20 x 0.20

4.3.2. ANALISIS DE CARGAS POR GRAVEDAD

4.3.2.1.1. METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas se consideró los pesos de cada uno de los elementos estructurales de nuestra edificación.

La Norma E020 establece que los elementos estructurales de un edificio deben ser diseñados para resistir las cargas que se aplique, para ello establece valores para ser usados los cuales son divididos en dos tipos de cargas las cuales fueron usadas en nuestro modelamiento.

Carga Muerta

- Concreto Armado 2400 kg/m³
- Albañilería Hueca 1350 kg/m³
- Aligerados de 20 cm 300 kg/m²
- Losa Maciza de 20 cm 480 kg/m²
- Piso Terminado 100 kg/m²
- Escalera 360 kg/m²

Carga Viva

- Viviendas 200 kg/m²
- Techos 100 kg/m²
- Corredores 200 kg/m²
- Escaleras 200 kg/m²

El siguiente metrado para obtener el valor de “P” lo obtenemos del programa ETABS a quien le asignamos las cargas anteriormente.

TABLE: Módulo A	
Load Case/Combo	FZ
	tonf
Dead	1069.03
Live	250.73
Peso Total (Tn)	1319.76
Area de Edificación (m2)	262.09
Peso por metro cuadrado (Tn)	5.04
Peso por metro cuadrado /piso (tn)	1.01

TABLE: Módulo B	
Load Case/Combo	FZ
	tonf
Dead	1940.57
Live	442.94
Peso Total (Tn)	2383.51
Area de Edificación (m2)	262.09
Peso por metro cuadrado (Tn)	9.09
Peso por metro cuadrado /piso (Tn)	1.82

4.3.3. ANÁLISIS SISMICO

4.3.3.1. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Para nuestro modelamiento se consideró tanto en el eje “x” como en el eje “y” muros de ductilidad limitada de 10 cm. Así como también para aumentar la rigidez del edificio se consideró vigas peraltadas solamente en algunos pórticos donde se ha creído necesario. Con respecto a las losas, que son considerados diafragmas rígidos de nuestro modelo; utilizamos losas aligeradas y macizas de 20 cm, por otro lado, en toda la parte interior se usó vigas chatas con $h=20\text{cm}$ con el fin de adecuarnos a la arquitectura planteada.

Para realizar nuestro modelamiento usamos como herramienta al programa ETABS.

De lo mencionado se muestra a continuación imágenes del modelamiento y estructuración.

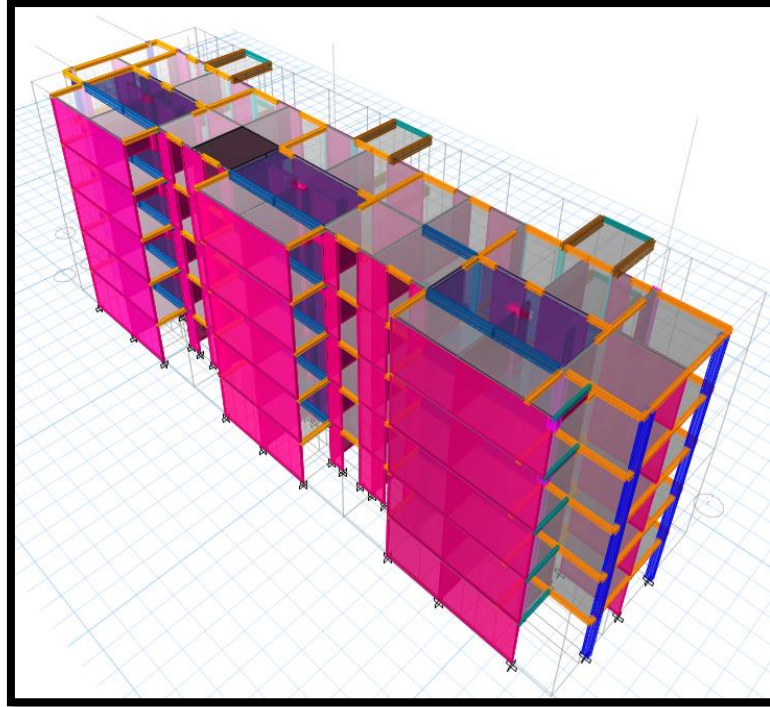


Ilustración 1: Vista en 3D del Edificio (Modulo A): Sistema de MDL

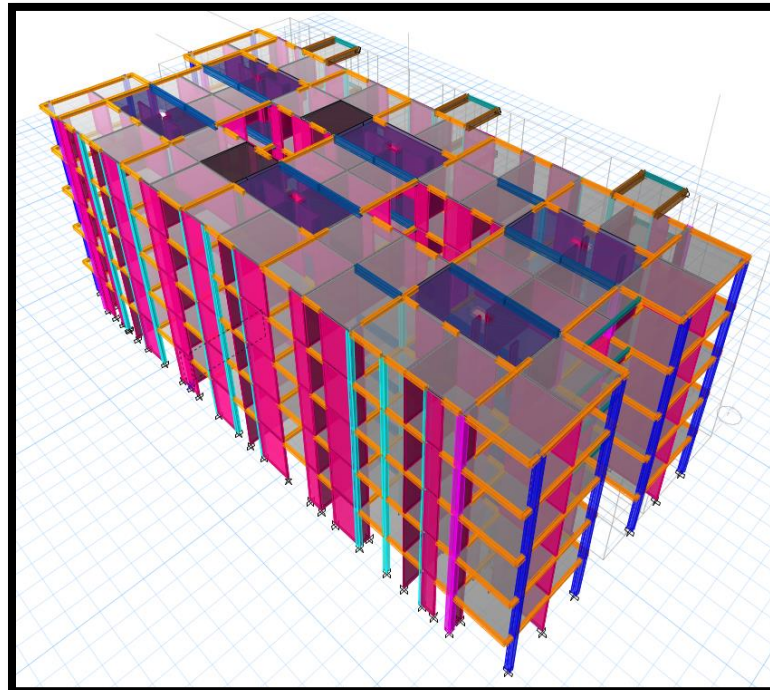


Ilustración 2: Vista en 3D del Edificio (Modulo B): Sistema MDL

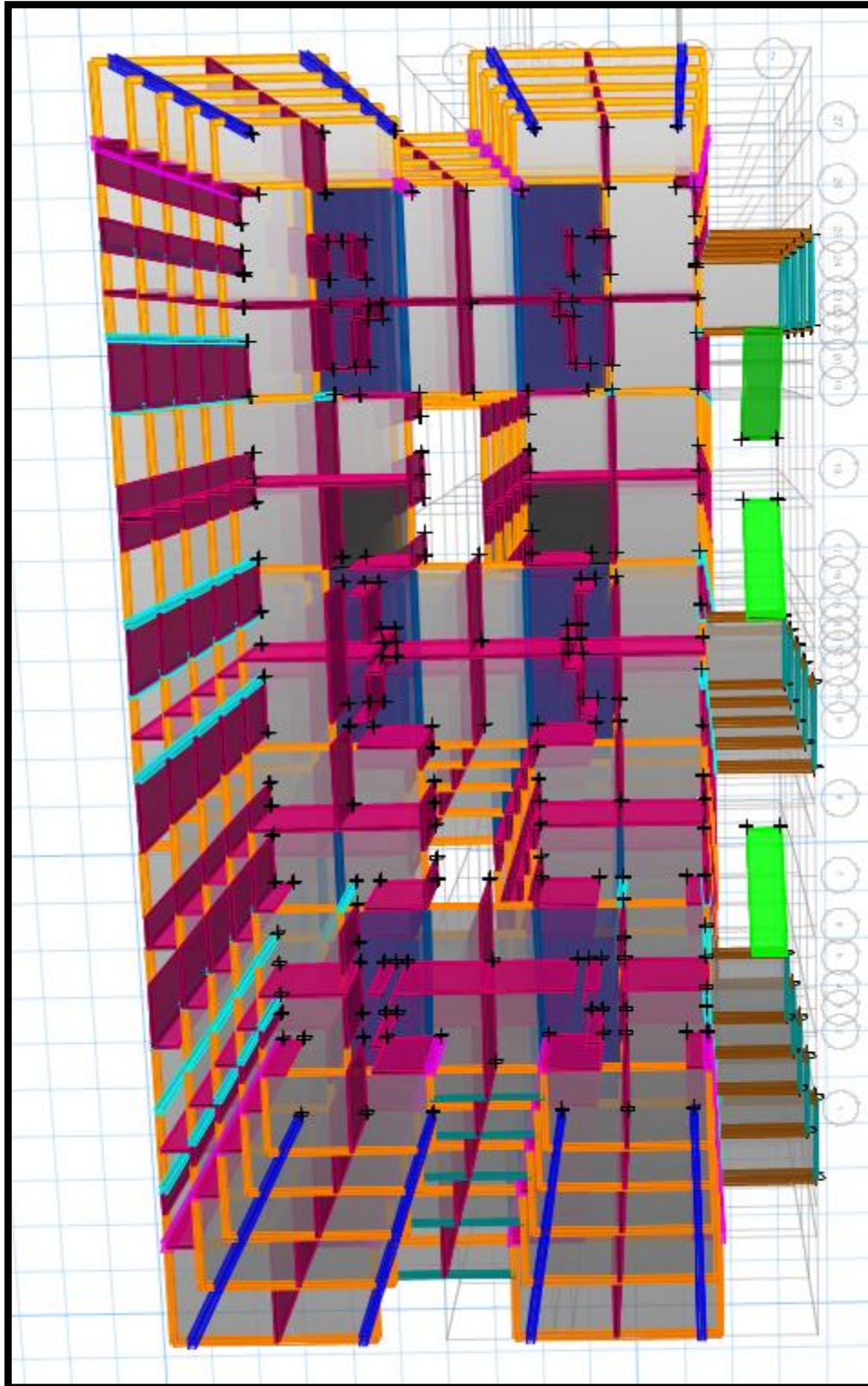


Ilustración 3: Vista de Vigas y Muros de Ductilidad Limitada

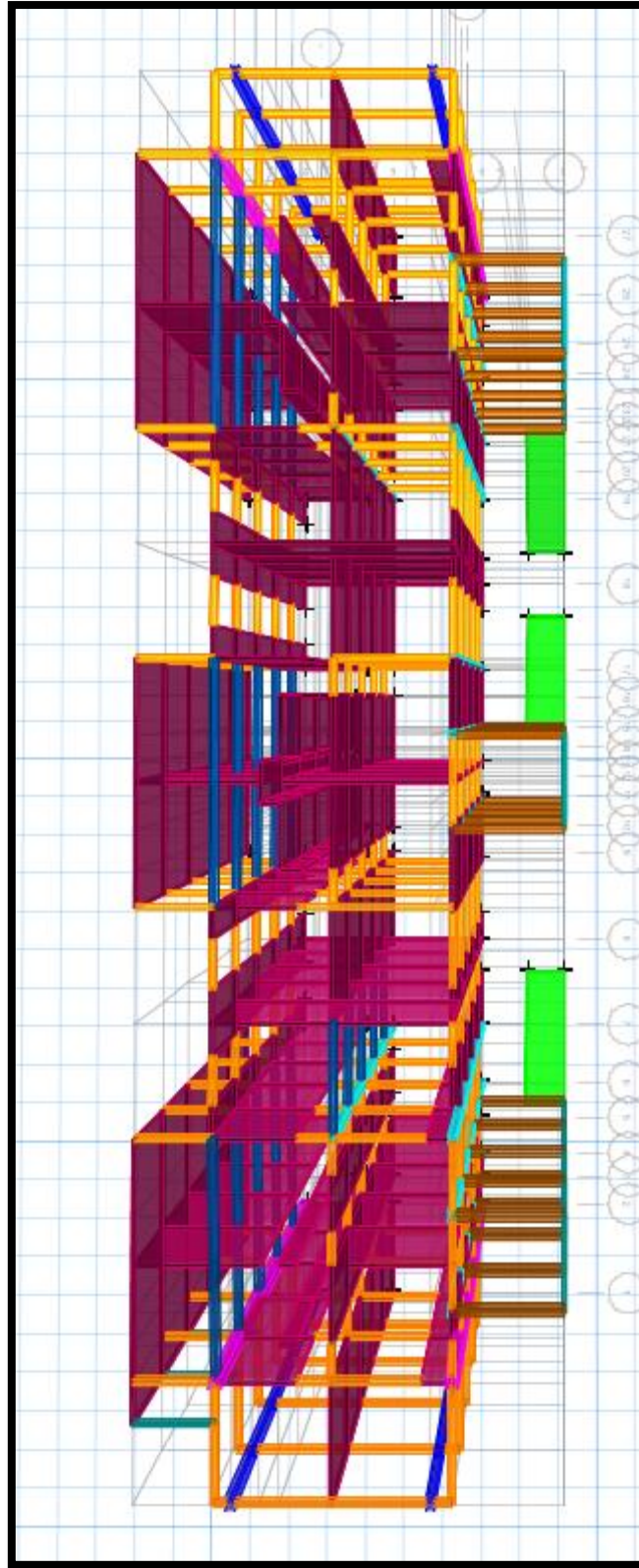


Ilustración 4: Vista de Vigas y Muros de Ductilidad Limitada

4.3.3.2. ANALISIS SISMICO ESTATICO

Para el análisis sísmico, parámetros, procedimientos y condiciones de diseño sismo resistente se siguió las especificaciones de la norma E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones. El objetivo de esta norma es determinar el comportamiento de la estructura a los diferentes tipos de carga, así mismo con este análisis se espera estimar los valores de las fuerzas internas producidos en los elementos estructurales del edificio.

4.3.3.2.1. PARAMETROS GENERALES

- FACTOR DE ZONA (Z): La edificación se encuentra ubicada en Piura la cual por especificación de la norma E 030 se encuentra ubicada en la zona sísmica 4 y le corresponde $Z= 0,45$.
- COEFICIENTE DE USO (U): la edificación se encuentra destinada a vivienda común y de acuerdo a la norma E 030 esta es una edificación común, por lo tanto, le corresponde $U= 1,0$.
- PARAMERTOS DE SUELO (S): La edificación se encuentra cimentada sobre suelo blando al cual corresponde S3 el cual nos otorga un valor de $S= 1,1$ como factor de suelo y un $Tp= 1,0$ para la plataforma del espectro.
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (R): la edificación tiene irregularidad en planta y en ambas direcciones está conformado por muros estructurales y en su mayoría por muros de ductilidad limitada el cual nos otorga un valor de $R=4$, pero por ser una edificación irregular nuestro R en un sentido será $R=0.90 \times 4 = 3,60$.
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SISMICA (C): la edificación de acuerdo a la norma E 030 habla del factor de amplificación sísmica la cual toma la siguiente formula:

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

4.3.3.2.2. CALCULO DEL PESO SISMICO DE LA EDIFICACION

Del metrado de cargas anterior tenemos:

PARA EL MODULO A:

$$P_{CM} = 1069.03 \text{ Tn} \quad \text{y} \quad P_{CV} = 250.73 \text{ Tn}$$

Y de acuerdo a la norma E 030 tenemos que el peso sísmico es:

$$P = 100\%CM + 25\% CV$$

$$P_{sis} = 1131.7123 \text{ Tn}$$

PARA EL MODULO B:

$$P_{CM} = 1940.57 \text{ Tn} \quad \text{y} \quad P_{CV} = 442.94 \text{ Tn}$$

Y de acuerdo a la norma E 030 tenemos que el peso sísmico es:

$$P = 100\%CM + 25\% CV$$

$$P_{sis} = 2051.3037 \text{ Tn}$$

4.3.3.2.3. EXCENRICIDAD DE LA EDIFICACIÓN

De acuerdo a la norma E030 nos menciona también sobre la excentricidad para tener en cuenta los efectos de torsión en la estructura la cual es el 5% de la longitud total de la edificación en ambas direcciones.

Para nuestro caso siguiente:

MODULO A

Dirección X-X

$$10.40 \times 0.05 = 0.52 \text{ m}$$

Dirección Y-Y

$$35.00 \times 0.05 = 1.75 \text{ m}$$

MODULO B

Dirección X-X

$$18.15 \times 0.05 = 0.90 \text{ m}$$

Dirección Y-Y

$$35.0 \times 0.05 = 1.75 \text{ m}$$

4.3.3.2.4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

$$V_{est} = \frac{Z.U.C.S.}{R} . P$$

Con los parámetros anteriormente mencionados tenemos:

MODULO A

$$V_{est} = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.1}{4} . 1131.71$$

$$V_{est} = 350.12 \text{ Tn}$$

MODULO B

$$V_{est} = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.1}{4} . 2051.30$$

$$V_{est} = 634.62 \text{ Tn}$$

4.3.3.3. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

4.3.3.3.1. GENERALIDADES

Para el análisis sísmico dinámico se utilizó la combinación espectral, para lo cual se utilizó el modelo pseudo-tridimensional. Dicha combinación está definida por la siguiente expresión:

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

Con los parámetros sísmicos obtenidos anteriormente tenemos el espectro de pseudo – aceleraciones

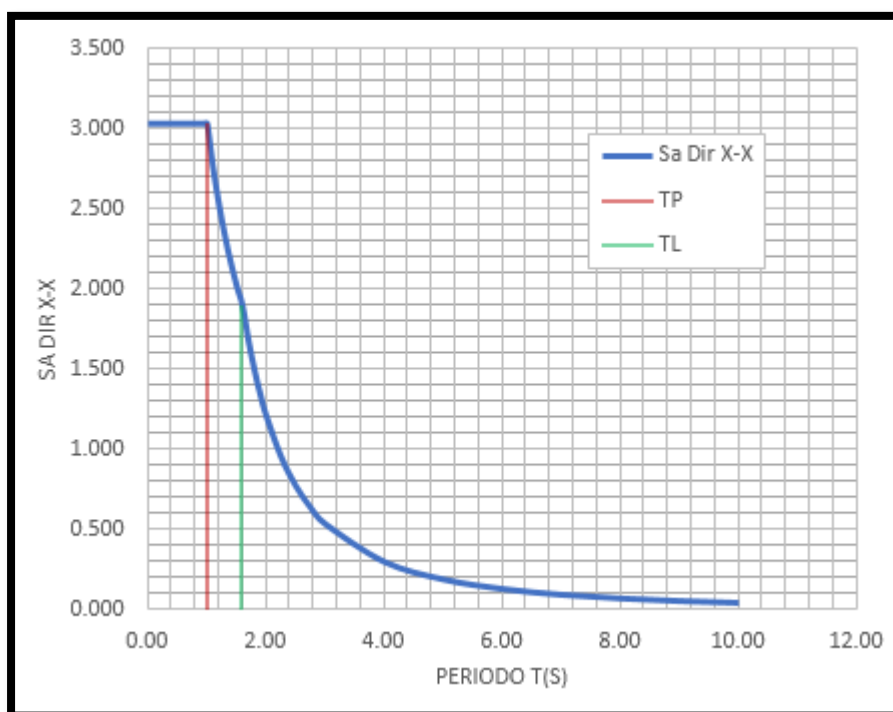


Ilustración 5: Espectro de aceleraciones usando el modelo estructural

Los datos usados para elaborar el diagrama del espectro anterior son los siguientes:

C	T	Sa
2.50	0.00	3.035
2.50	0.02	3.035
2.50	0.04	3.035
2.50	0.06	3.035
2.50	0.08	3.035
2.50	0.10	3.035
2.50	0.12	3.035
2.50	0.14	3.035
2.50	0.16	3.035
2.50	0.18	3.035
2.50	0.20	3.035
2.50	0.25	3.035
2.50	0.30	3.035
2.50	0.35	3.035
2.50	0.40	3.035
2.50	0.45	3.035
2.50	0.50	3.035
2.50	0.55	3.035
2.50	0.60	3.035
2.50	0.65	3.035
2.50	0.70	3.035
2.50	0.75	3.035
2.50	0.80	3.035
2.50	0.85	3.035
2.50	0.90	3.035
2.50	0.95	3.035
2.50	1.00	3.035
2.27	1.10	2.759
2.08	1.20	2.529
1.92	1.30	2.335
1.79	1.40	2.168
1.67	1.50	2.023
1.56	1.60	1.897
1.38	1.70	1.680
1.23	1.80	1.499
1.11	1.90	1.345
1.00	2.00	1.214
0.79	2.25	0.959
0.64	2.50	0.777
0.53	2.75	0.642
0.44	3.00	0.540
0.25	4.00	0.303
0.16	5.00	0.194
0.11	6.00	0.135
0.08	7.00	0.099
0.06	8.00	0.076
0.05	9.00	0.060
0.04	10.00	0.049

4.3.3.3.2. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Según la Norma E030 indica que para estructuras irregulares la fuerza cortante dinámica en la base de un edificio no deberá ser menor al 90 % de la fuerza cortante estática, es decir:

IRREGULARES

$$V_{din} \geq 90\%V_{est}$$

IRREGULARES

$$V_{din} \geq 90\% V_{est}$$

En nuestro caso es:

MODULO A

DIRECCIÓN	V ESTATICO	V DINAMICO	90% V ESTATICO	FACTOR
X-X	374.0571	260.5963	336.65139	1.29185023
Y-Y	370.0205	252.2515	333.01845	1.320184221

MODULO B

DIRECCIÓN	V ESTATICO	V DINAMICO	90% V ESTATICO	FACTOR
X-X	626.8904	426.5201	501.51232	1.175823414
Y-Y	696.545	508.6884	626.8905	1.232366415

4.3.3.3. MODOS Y PERIODOS DE VIBRACIÓN

MODULO A

Para nuestro modelo consideramos 12 modos de vibración, esto con el fin de hallar el porcentaje de masa participativa en cada uno de los modos.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.251	3.20%	1.79%	65.07%
Modal	2	0.192	66.20%	0.86%	3.94%
Modal	3	0.182	1.50%	67.27%	1.21%
Modal	4	0.061	0.43%	0.74%	18.36%
Modal	5	0.056	0.00%	0.01%	0.00%
Modal	6	0.056	0.00%	0.00%	0.00%
Modal	7	0.056	0.08%	0.01%	0.09%
Modal	8	0.049	18.14%	0.00%	0.42%
Modal	9	0.047	0.00%	0.14%	0.01%
Modal	10	0.047	0.00%	0.00%	0.00%
Modal	11	0.047	0.11%	0.01%	0.00%
Modal	12	0.047	0.17%	0.01%	0.02%

Del cuadro anterior tenemos que los dos primeros modos son de traslación y el tercer modo es de rotación el cual veremos a continuación en los gráficos:

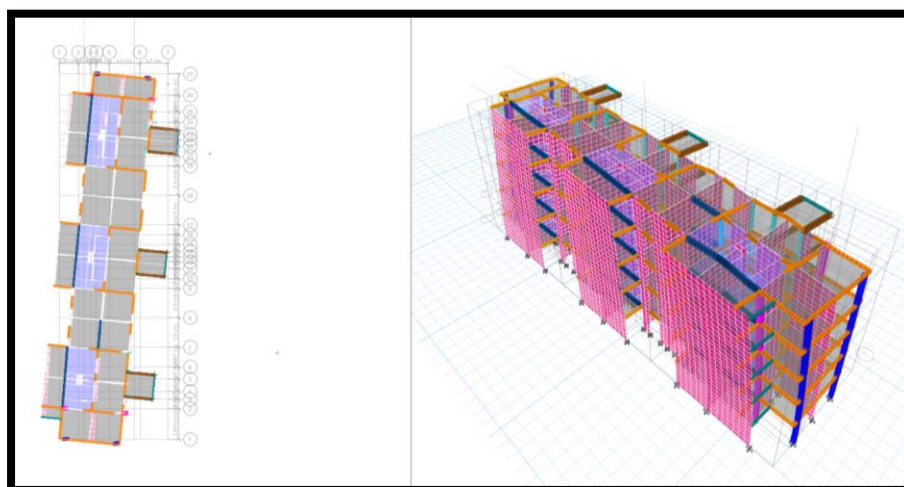


Figura 2.2.1 Vista del primer modo de vibración.
 Traslación en el eje “Y”, con un periodo de 0,251 seg.

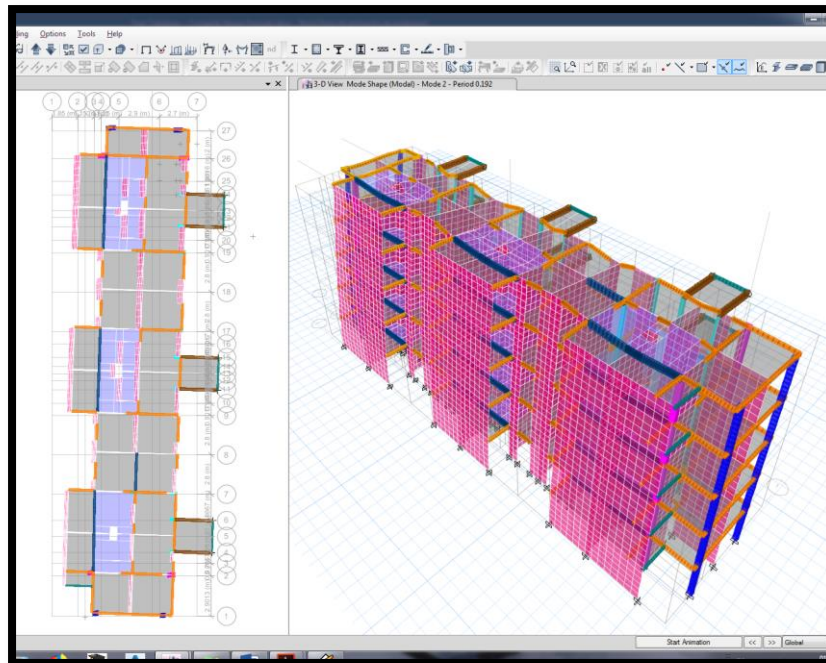


Figura 2.2.2 Vista del segundo modo de vibración.
Traslación en el eje “X”, con un periodo de 0,192 seg.

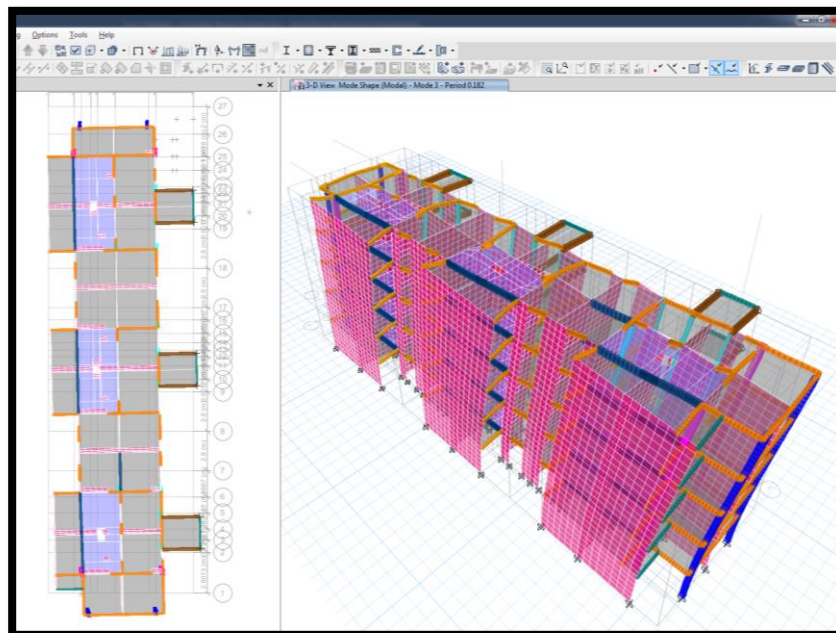


Figura 2.2.3 Vista del tercer modo de vibración.
Rotación en el eje “Z”, con un periodo de 0,182 seg.

Para nuestro modelo consideramos 12 modos de vibración, esto con el fin de hallar el porcentaje de masa participativa en cada uno de los modos.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.227	4.81%	0.15%	65.87%
Modal	2	0.198	0.02%	70.53%	0.17%
Modal	3	0.172	67.23%	0.00%	5.14%
Modal	4	0.057	0.36%	0.02%	13.96%
Modal	5	0.056	0.00%	0.03%	0.00%
Modal	6	0.056	0.00%	0.00%	0.01%
Modal	7	0.056	0.00%	0.00%	0.00%
Modal	8	0.056	0.00%	0.00%	0.26%
Modal	9	0.056	0.00%	0.00%	0.00%
Modal	10	0.056	0.29%	0.01%	4.19%
Modal	11	0.049	0.00%	18.37%	0.02%
Modal	12	0.047	2.52%	0.00%	0.13%

Del cuadro anterior tenemos que los dos primeros modos son de traslación y el tercer modo es de rotación el cual veremos a continuación en los gráficos

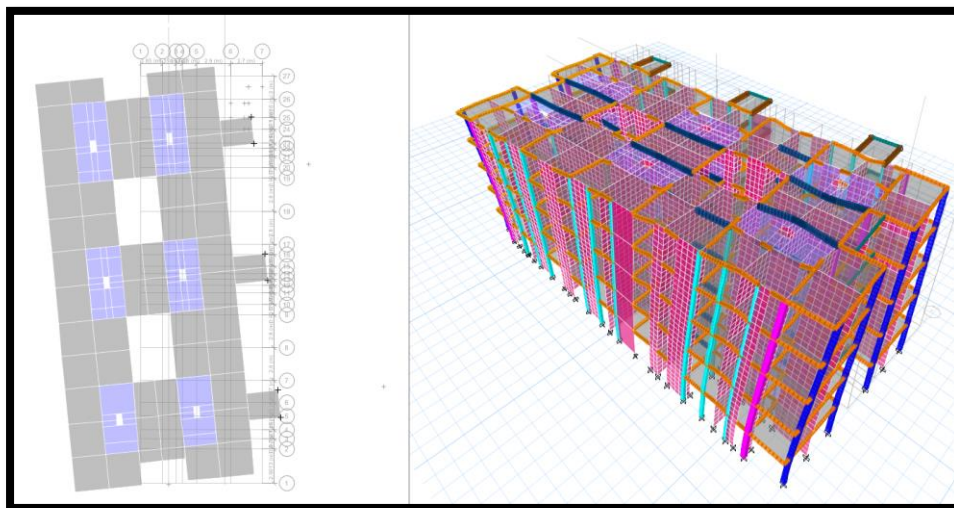


Figura 2.2.4. Vista del primer modo de vibración. traslación en el eje “Y”, con un periodo de 0.227 seg.

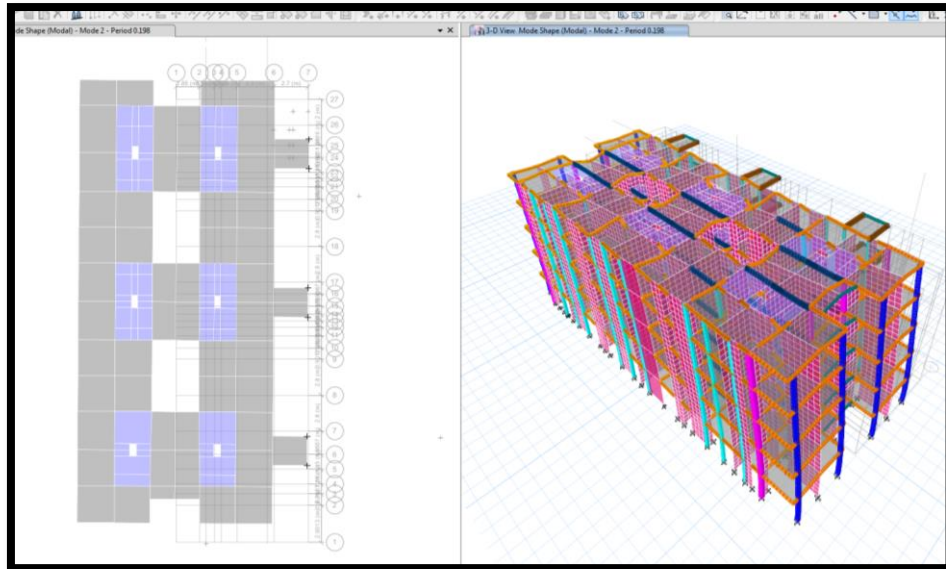


Figura 2.2.5. Vista del segundo modo de vibración.
Traslación en el eje “X”, con un periodo de 0.198 seg.

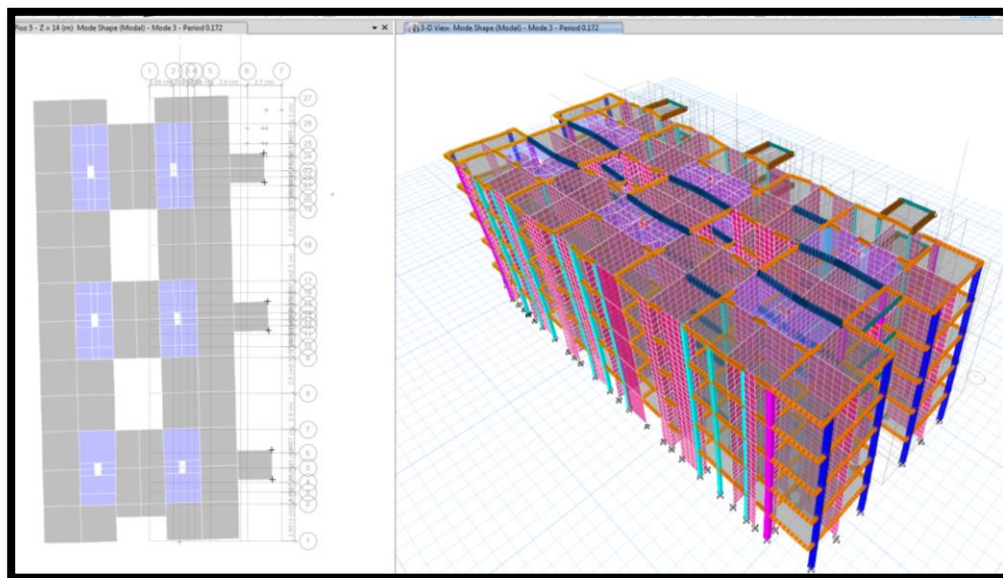


Figura 2.2.6. Vista del tercer modo de vibración.
Rotación en el eje “Z”, con un periodo de 0.172 seg.

4.3.3.3.4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Del modelamiento de la estructura realizado en el programa ETABS obtenemos los desplazamientos y derivas máximas, la Norma E-030 indica que para muros de ductilidad limitada la deriva máxima es de 0,005.

Para calcular el desplazamiento real de nuestra edificación, obtenemos los desplazamientos del modelo el cual lo multiplicaremos por 0.9R, así mismo; como sabemos que la estructura es irregular en un sentido y de acuerdo a la norma sismo – resistente al valor anterior lo multiplicamos por 0.90 para así poder obtener el desplazamiento último y real, es decir:

MODULO A

Este módulo tiene irregularidad de esquina entrante en ambos ejes, por lo tanto, tenemos:

$$\text{DESPLAZAMIENTO REAL} = 0.90 \times R$$

De lo anterior obtenemos en la dirección “X” el siguiente cuadro:

<i>Desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa</i>									
ANÁLISIS ESPECTRAL									
DIRECCIÓN X-X									
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UX REL	he	Δi/he	De Admisible	OBS	
			m	m	(m)				
Piso 5	D5	Desp Inelastico XX R=3.6 Max	0.016	0.004	2.80	0.00131	0.007	Ok	
Piso 4	D4	Desp Inelastico XX R=3.6 Max	0.012	0.004	2.80	0.00137	0.007	Ok	
Piso 3	D3	Desp Inelastico XX R=3.6 Max	0.008	0.004	2.80	0.00130	0.007	Ok	
Piso 2	D2	Desp Inelastico XX R=3.6 Max	0.005	0.003	2.80	0.00106	0.007	Ok	
Piso 1	D1	Desp Inelastico XX R=3.6 Max	0.002	0.002	2.80	0.00057	0.007	Ok	

Así mismo en la Dirección “Y” obtenemos el siguiente cuadro:

<i>Desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa</i>									
ANÁLISIS ESPECTRAL									
DIRECCIÓN Y-Y									
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UY	UY REL	he	Δi/he	De Admisible	OBS	
			m	m	(m)				
Piso 5	D5	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.014	0.003	2.80	0.00119	0.007	Ok	
Piso 4	D4	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.011	0.004	2.80	0.00126	0.007	Ok	
Piso 3	D3	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.007	0.003	2.80	0.00120	0.007	Ok	
Piso 2	D2	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.004	0.003	2.80	0.00097	0.007	Ok	
Piso 1	D1	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.001	0.001	2.80	0.00046	0.007	Ok	

De acuerdo a la Norma E-030 la deriva para edificios de ductilidad limitada es de 0.005 y como se observa en ambas direcciones las derivas máximas son menores a las requeridas.

MODULO B

Este módulo tiene irregularidad de esquina entrante en el eje Y, por lo tanto, tenemos:
 DESPLAZAMIENTO REAL = 0.90 x R

En la Dirección “X” el siguiente cuadro:

Desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa								
ANÁLISIS ESPECTRAL								
DIRECCIÓN X-X								
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UX REL	he	Δi/he	De Admisible	OBS
			m	m	(m)			
Piso 5	D5	Desp Inelastico XX R=4 Max	0.013	0.003	2.80	0.00100	0.007	Ok
Piso 4	D4	Desp Inelastico XX R=4 Max	0.010	0.003	2.80	0.00107	0.007	Ok
Piso 3	D3	Desp Inelastico XX R=4 Max	0.007	0.003	2.80	0.00104	0.007	Ok
Piso 2	D2	Desp Inelastico XX R=4 Max	0.004	0.002	2.80	0.00087	0.007	Ok
Piso 1	D1	Desp Inelastico XX R=4 Max	0.001	0.001	2.80	0.00049	0.007	Ok

Así mismo en la dirección “Y” obtenemos el siguiente cuadro:

Desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa								
ANÁLISIS ESPECTRAL								
DIRECCIÓN Y-Y								
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UY	UY REL	he	Δi/he	De Admisible	OBS
			m	m	(m)			
Piso 5	D5	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.017	0.004	2.80	0.00140	0.007	Ok
Piso 4	D4	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.013	0.004	2.80	0.00149	0.007	Ok
Piso 3	D3	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.009	0.004	2.80	0.00144	0.007	Ok
Piso 2	D2	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.005	0.003	2.80	0.00118	0.007	Ok
Piso 1	D1	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.002	0.002	2.80	0.00058	0.007	Ok

De acuerdo a la Norma E-030 la deriva para edificios de ductilidad limitada es de 0.005 y como se observa en ambas direcciones las derivas máximas son menores a las requeridas.

4.3.3.3.5. TORSION

Por otro lado, la Norma E-030 indica que en el análisis dinámico se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo el cual tiene un valor igual al 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis. En nuestro caso se definió esta excentricidad accidental en el programa ETABS como se muestra a continuación:

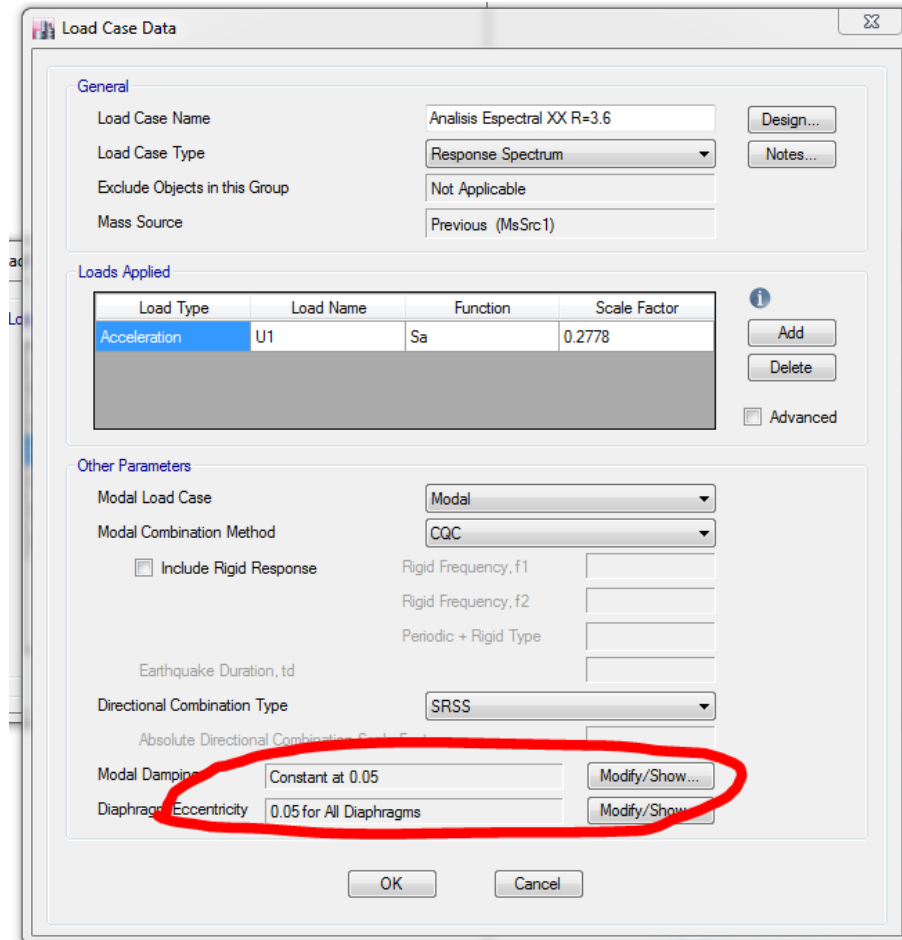


Figura 2.2.4 Muestra la incorporación de la excentricidad

4.3.3.3.6. JUNTAS DE SEPARACION SISMICA

La norma E-030 indica que para la distancia mínima (S) de separación entre edificios se debe considerar lo siguiente:

- $S > 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos adyacentes
- $S > 3 + 0.004 (h - 500)$
- $S > 3 \text{ cm}$

Por otro lado, el edificio debe retirarse del límite de propiedad adyacente a otros lotes edificables distancias no menores a $2/3$ desplazamiento máximo o $S/2$ calculamos la junta de separación para nuestra edificación:

$$S > \frac{2}{3} (0.020 + 0.0059)$$

$$S > 0.017 \text{ m}$$

$$S > 3 + 0.004 (1400 - 500)$$

$$S > 6.60 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación mínima entre edificaciones es de 6.60 cm ahora calcularemos la distancia a retirar el edificio del límite de propiedad

$$\frac{2}{3} \times 6.60 = 4.40 \text{ cm}$$
$$\frac{6.60}{2} = 3.30 \text{ cm}$$

Concluimos que la edificación debe retirarse del límite de propiedad 4.5 cm.

4.3.3.3.7. ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

La Norma E-030 indica que todo edificio debe resistir al volteo que producen las fuerzas de sismo, con un factor de seguridad mayor o igual a 1.5, dicho factor se calcula con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\text{Momento Estabilizante}}{\text{Momento al Volteo}}$$

Del análisis extraemos el momento de volteo

MODULO A

Eje X-X

$$\begin{aligned} M_v &= 2160.26 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_e &= 1131.71 \times 5.20 = 5884.89 \text{ Ton} - \text{m} \\ FS &= 5884.89/2160.26 = 2.72 \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Eje Y-Y

$$\begin{aligned} M_v &= 3324.797 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_e &= 1131.71 \times 17.50 = 19804.92 \text{ Ton} - \text{m} \\ FS &= 19804.92/3324.797 = 5.92 \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

MODULO B

Eje X-X

$$\begin{aligned} M_v &= 4962.99 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_e &= 2051.3 \times 9.075 = 18615.54 \text{ Ton} - \text{m} \\ FS &= 18615.54/4962.99 = 3.75 \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Eje Y-Y

$$\begin{aligned} M_v &= 6202.23 \text{ Ton} - \text{m} \\ M_e &= 2051.3 \times 17.50 = 35897.75 \text{ Ton} - \text{m} \\ FS &= 35897.75/6202.23 = 5.78 \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

En ambos sentidos se puede observar claramente que los factores de seguridad son mayores que 1.50 lo que da como resultado que nuestro edificio es estable.

4.3.4. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.3.4.1. LOSAS

Las losas en general (Aligeradas y Macizas) en la estructura cumplen dos funciones, la primera es la de transmitir uniformemente los esfuerzos a cada uno de los elementos estructurales y la segunda es la de unir los elementos estructurales de tal manera que esta se comporte de manera uniforme ante la acción de un sismo.

En el caso de nuestro edificio se utilizaron losas aligeradas y losas macizas de H= 20 cm desde el primer nivel hasta el quinto nivel, se consideró ese espesor, ya que en la estructura se encuentran luces con una longitud máxima de 3.52 m de acuerdo al pre-dimensionamiento. Como se sabe las losas no se diseñan por sismo, por lo tanto, solo interviene la

primera combinación de cargas en la que solo interviene la carga muerta y la carga viva.

Los elementos de una losa llamadas viguetas se diseñan para requerimientos de flexión y corte que en estas se presentan por acción de su peso propio, piso terminado, tabiques y sobrecargas.

De las losas más usadas tenemos los pesos:

4.3.4.1.1. LOSAS ALIGERADAS

<i>h (cm)</i>	<i>Peso kg/m²</i>
17	280
20	300
25	350
30	420

Asimismo, presentamos los elementos considerados en nuestra losa:

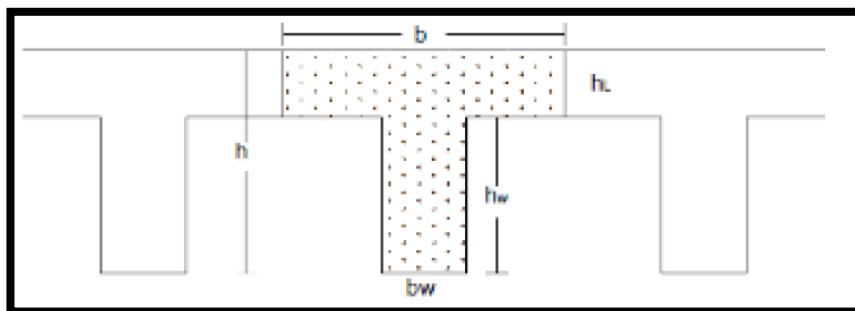


Figura1. Representación de viga de losa aligerada

Para el diseño se tiene las siguientes consideraciones:

$$bw \geq 10 \text{ cm}$$

$$h \leq 3.5 bw$$

$$n \leq 75 \text{ cm}, n: \text{espaciamiento libre.}$$

$$hL > \frac{n}{12}; hL \geq 5 \text{ cm}$$

las losas aligeradas se diseñan por vigueta, normalmente en un paño se selecciona la vigueta más crítica y su diseño se aplica a las demás viguetas del paño con el objetivo de lograr uniformidad en la distribución de refuerzo.

$$N = \frac{1}{b}$$

4.3.4.1.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Momento Positivo

$$K_u = \frac{M_u (+)}{b \cdot d^2} \rightarrow \rho \rightarrow A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

Momento Negativo

$$K_u = \frac{M_u (-)}{b_w \cdot d^2} \leq K_u \max \rightarrow A_s = \rho \cdot b_w \cdot d$$

Si $K_u > K_u \max$

$$b_w = b_w + \frac{n}{2} \rightarrow \text{alterna}$$

$$b_w = b_w + n \rightarrow \text{continua}$$

Asimismo, se debe tener en cuenta que solo se pueden colocar un máximo de 2 varillas de acero en b_w las mismas que no excederán el diámetro de 5/8”.

Para el diseño por flexión se consideró los siguientes puntos:

$$H \text{ Losa} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Peso propio} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$S_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Con los datos anteriores obtenemos el valor de la carga muerta y carga viva

$$C_m = 0.40 \frac{Tn}{m^2} \quad C_v = 0.2 \frac{Tn}{m^2}$$

Como se sabe en las losas no interviene cargas por sismo por lo tanto se usa solo el primer combo de cargas

$$W_u = 1.4 C_m + 1.7 C_v$$

Para nuestra losa

$$W_u = 0.87 \frac{Tn}{m^2}$$

El diseño se realizará por vigueta, por lo tanto, tenemos que dividir dicha carga por el número de viguetas que hay en un metro de ancho de losa

$$W_u = \frac{0.87}{2.5}$$

$$W_u = 0.35 \frac{Tn}{m}$$

Con este valor de la carga ultima por vigueta procedemos a dibujar una representación de la vigueta con ayuda del programa ETABS.

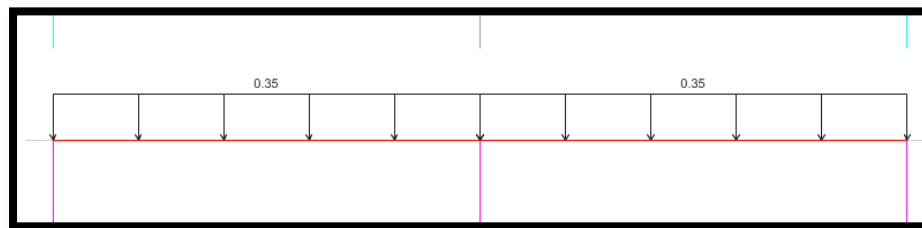


Figura 2. Modelamiento de Viga de losa aligerada

Del diagrama anterior obtenemos el diagrama de momentos flectores

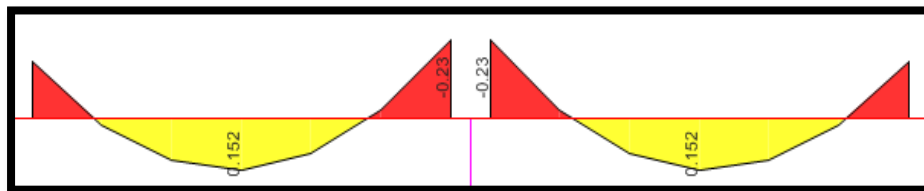


Figura 3. Diagrama de momentos flectores

Momento Positivo

Calculamos K_u para los momentos positivos, $M_u = 0.152 \text{ Tn-m}$

$$K_u = \frac{15200}{40 \times 17^2}$$

$$K_u = 1.31$$

$$\rho = 0.00138 < \rho_{\min} \rightarrow \text{usamos acero minimo}$$

$$\text{Area de acero} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$\text{Area de acero} = 0.0024 \times 40 \times 17$$

$$\text{Área de acero} = 1.632 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, colocaremos 2 varillas de 3/8" a lo largo de la viga.

Momento Negativo

Calculamos K_u para los elementos negativos, $M_u = 0.23 \text{ Tn-m}$

$$K_u = \frac{23000}{10 \times 17^2}$$

$$K_u = 7.96$$

$$\rho = 0.0065 > \rho_{\min} \rightarrow \text{usamos la cuantia calculada}$$

$$\text{Área de acero} = 0.0065 \times 10 \times 17$$

$$\text{Área de acero} = 1.105 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, colocaremos un balancín de 1/2" a 1m cada lado con el fin de que soporte el momento negativo.

4.3.4.1.1.2. DISEÑO POR CORTE

Del diseño anterior obtuvimos momentos, de los cuales también se puede sacar los diagramas de cortantes para cada uno de los tramos del aligerado para reducirlo a "D" de la cara del apoyo.

En el diseño por corte se tiene que tener en cuenta que se cumpla la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \phi V_c$$

Donde:

V_u : Fuerza de corte actuante

V_c : Resistencia del concreto = $1.1 (0.53 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d)$

ϕ : 0.85
bw: Espesor de la viga (10 cm)
h: espesor de la losa
d: peralte efectivo del aligerado (h-3) cm

Si no cumple la condición mostrada se debe realizar los ensanches alternados o continuos según sea lo requerido, hasta lograr que el concreto absorba la fuerza cortante.

Ahora procederemos a inspeccionar nuestra losa, para ver si el concreto absorbe el cortante o tenemos que realizar el respectivo ensanche en la viga de la losa.

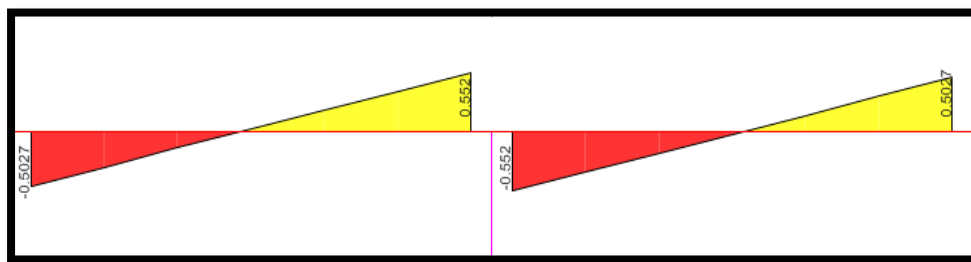


Figura4. Diagrama de fuerzas cortantes $V_u = 0.552 Tn$.

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 14$$

$$V_c = 1.18 Tn$$

$$\phi \cdot V_c = 1.003 Tn$$

En esta verificación se debe confirmar que

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$0.552 Tn < 1.003 Tn \text{ Ok}$$

Por lo tanto, se concluye que no se realizara ensanches debido a que el concreto absorbe todo el cortante de nuestra viga de losa.

4.3.4.1.2. LOSAS MACIZAS

4.3.4.1.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Deben cumplirse siempre las condiciones de equilibrio de fuerzas, compatibilidad de desplazamientos y relaciones constitutivas.

4.3.4.1.2.1.1. ECUACIONES DE DISEÑO

Para secciones rectangulares con falla en tracción se emplean las siguientes expresiones:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$
$$\phi M_n = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (kg \text{ y } cm)$$

Donde:

As: Área de acero requerido por flexión (cm²)

Fy: Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²)

F'c: Resistencia característica a la compresión del concreto (kg/cm²)

- b: ancho de la sección (cm)
- d: peralte efectivo de la sección (cm)

el diseño por flexión se satisface cuando $\phi Mn \geq Mu$.

Acero mínimo, cuantía balanceada y acero máximo

La cantidad de acero obtenida con las expresiones anteriores debe cumplir con los requerimientos establecidos en la norma E.060.

Con el acero mínimo se debe garantizar que la sección fisurada resista al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr})

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad ; \quad f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{kg y cm})$$

Donde:

- I_g : inercia bruta de la sección (cm⁴)
- f'_c : resistencia característica a la compresión del concreto (kg/cm²)
- f_r : resistencia característica a la tracción del concreto (kg/cm²)
- y_t : distancia del eje neutro al borde de la sección (cm)

se obtiene entonces una expresión para el cálculo del acero mínimo en una sección rectangular:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (\text{kg y cm})$$

Para el caso específico de losas macizas, la sección bruta que poseen es considerable, por lo que la norma E.060 [1] propone colocar acero de refuerzo por cambios volumétricos. Según el artículo 9.7.2 de la norma E.060, la cuantía mínima por contracción y temperatura en losas macizas es de 0.0018, de modo que el acero mínimo para estas losas se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right)$$

Donde:

- ϵ_{cu} : Deformación última del concreto (0.003)
- ϵ_y : deformación de fluencia del acero (0.002)

la cantidad máxima de acero es el 75% del acero balanceado

$$A_{smx} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d \quad (\text{kg y cm})$$

4.3.4.1.2.1.1. DISEÑO POR CORTANTE

La norma E.060 indica que la resistencia requerida por fuerza cortante V_u debe ser menor que ϕV_n .

V_n considera el aporte del concreto (V_c) y del acero de refuerzo (V_s).

$$V_n = V_c + V_s$$
$$\phi V_n \geq V_u$$

Se indica también que la fuerza nominal V_n no debe ser mayor que el siguiente valor:

$$V_n < 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (\text{kg y cm})$$

Además, se considera que el aporte del concreto es:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (\text{kg y cm})$$

Luego de calcular el refuerzo que se necesita por flexión y cortante, se deben establecer las longitudes del acero de refuerzo que permitan un adecuado anclaje en los muros adyacentes. La longitud de anclaje permite dotar a las barras de una capacidad de adherencia frente a sollicitaciones de tracción.

4.3.4.1.2.1.1.1. EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

Las losas del edificio se diseñaron con el programa SAFE. Los cálculos se realizaron utilizando un modelo de elementos finitos.

4.3.4.2. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son los elementos que sirven para transmitir las cargas de gravedad hacia las placas y columnas. Entre las cargas que deben soportar se pueden mencionar su peso propio, el peso de las losas macizas y aligeradas que se apoyan en ella, el peso de tabiques, parapetos, etc. Adicionalmente, al producirse un sismo, también cumplen la función de absorber los esfuerzos generados por las deformaciones laterales de los pórticos en el que se encuentren.

4.3.4.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se usó las siguientes formulas:

Se obtiene el valor de M_u de la envolvente de momentos, para luego obtener el valor de:

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

Una vez hallado el valor de K_u obtenemos la cuantía de acero

$$K_u \rightarrow \rho$$

Por último, se halla el área del acero para nuestra viga

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \text{ en cm}^2$$

Las vigas son diseñadas por el método de resistencia ultima de manera que sean capaces de resistir fuerzas de corte y flexión.

Para definir los esfuerzos últimos resultan de la envolvente de las siguientes combinaciones de carga las cuales engloban a cada una de ella, definidas en la norma E 060.

- $U = 1.4 CM + 1.7 CV$ Combinación 1
- $U = 1.25 (CM+CV) + CS$ Combinación 2
- $U = 1.25 (CM+CV) - CS$ Combinación 3
- $U = 0.9 CM + CS$ Combinación 4
- $U = 0.9 CM - CS$ Combinación 5

Una vez aplicadas todas las cargas muertas, vivas y de sismo, se elaboran las distintas combinaciones de carga para que de esta manera hallemos la envolvente de diseño y así poder proceder a la comprobación del diseño estructural existente, así como la culminación de los diseños restantes.

Con el uso del programa ETABS desarrollaremos la viga V-101 (0.15x0.20), correspondiente al eje 20.

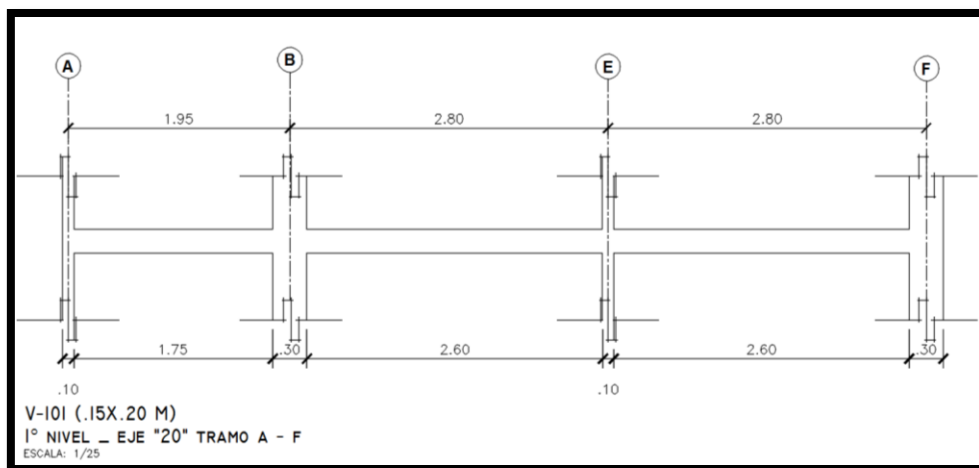


Figura 1: Casco de Viga a ser diseñada

En el siguiente grafico se muestra el diagrama de envolventes de momento flector para las vigas y columnas del pórtico del eje 20.

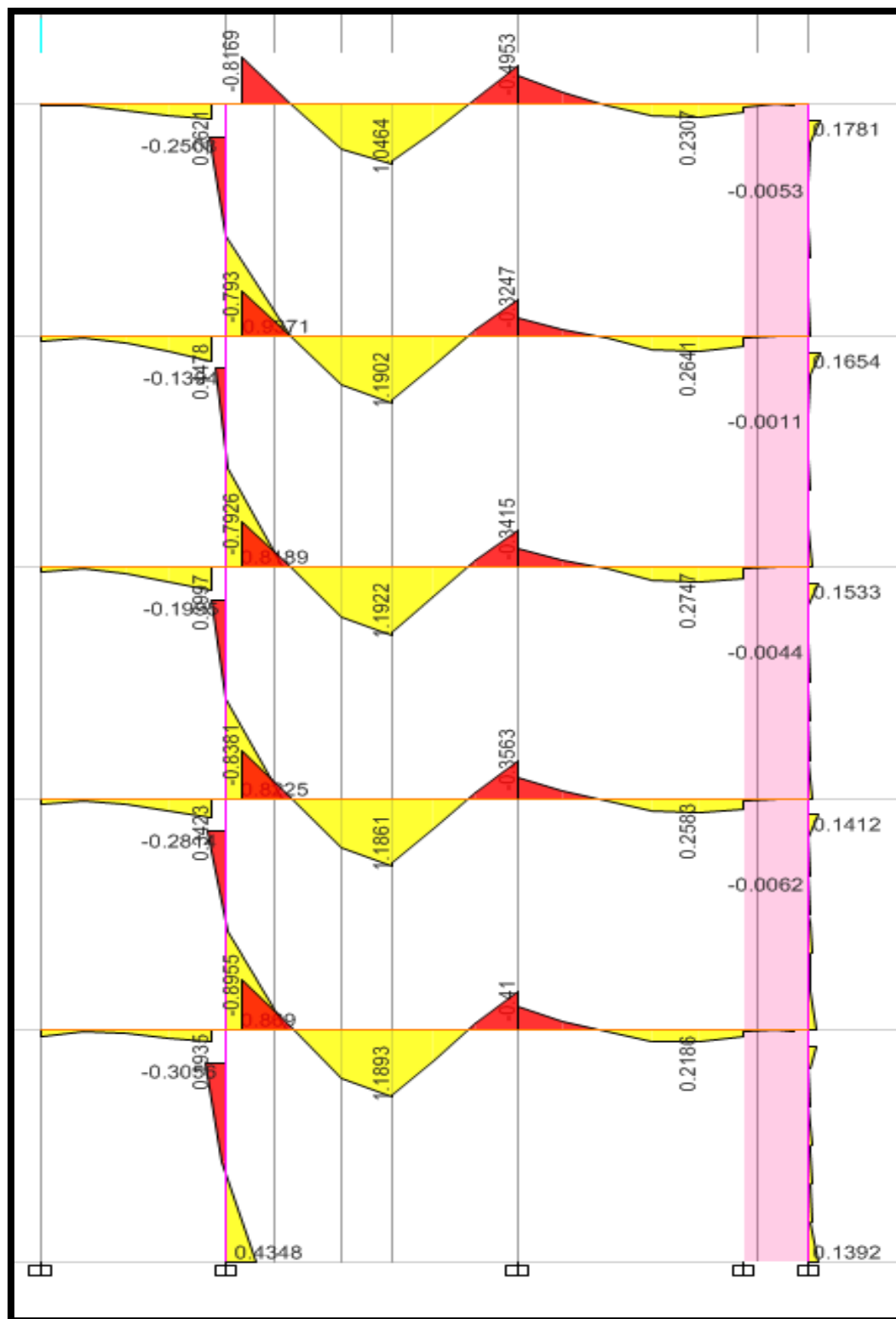


Fig. 2: Diagrama de envolvente de Momentos Flectores para el pórtico del eje 20

Trabajamos con un recubrimiento de 3 cm al estribo, suponemos que las barras serán distribuidas en 2 capas de refuerzo y consideramos que el diámetro de las barras de los estribos será de 3/8”.

En el siguiente gráfico se muestra los valores del acero de refuerzo para las vigas del pórtico del eje 20.

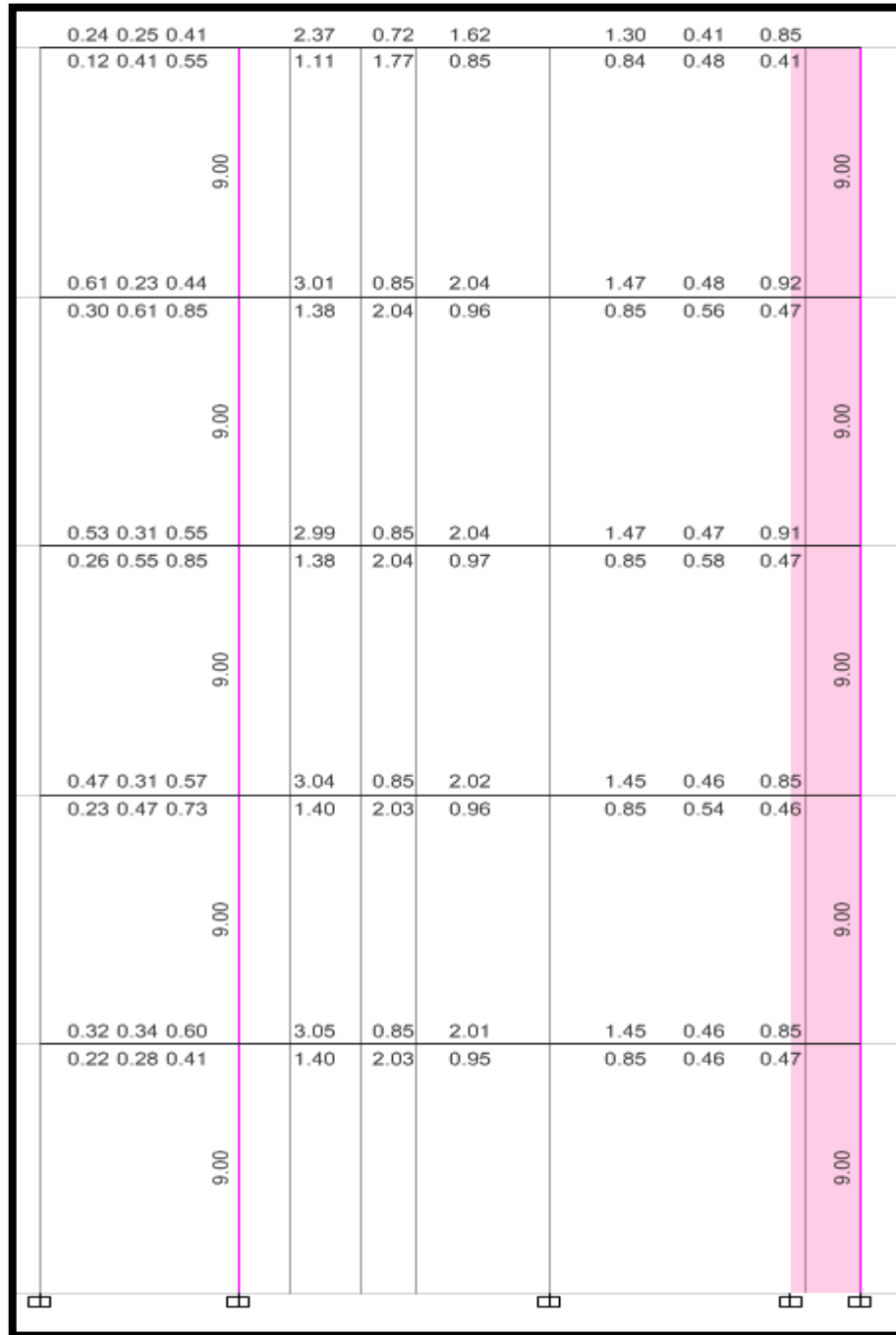


Figura 3: Acero de refuerzo para las vigas del eje 20

En la viga, como vemos en el diagrama, pasaremos como acero principal.

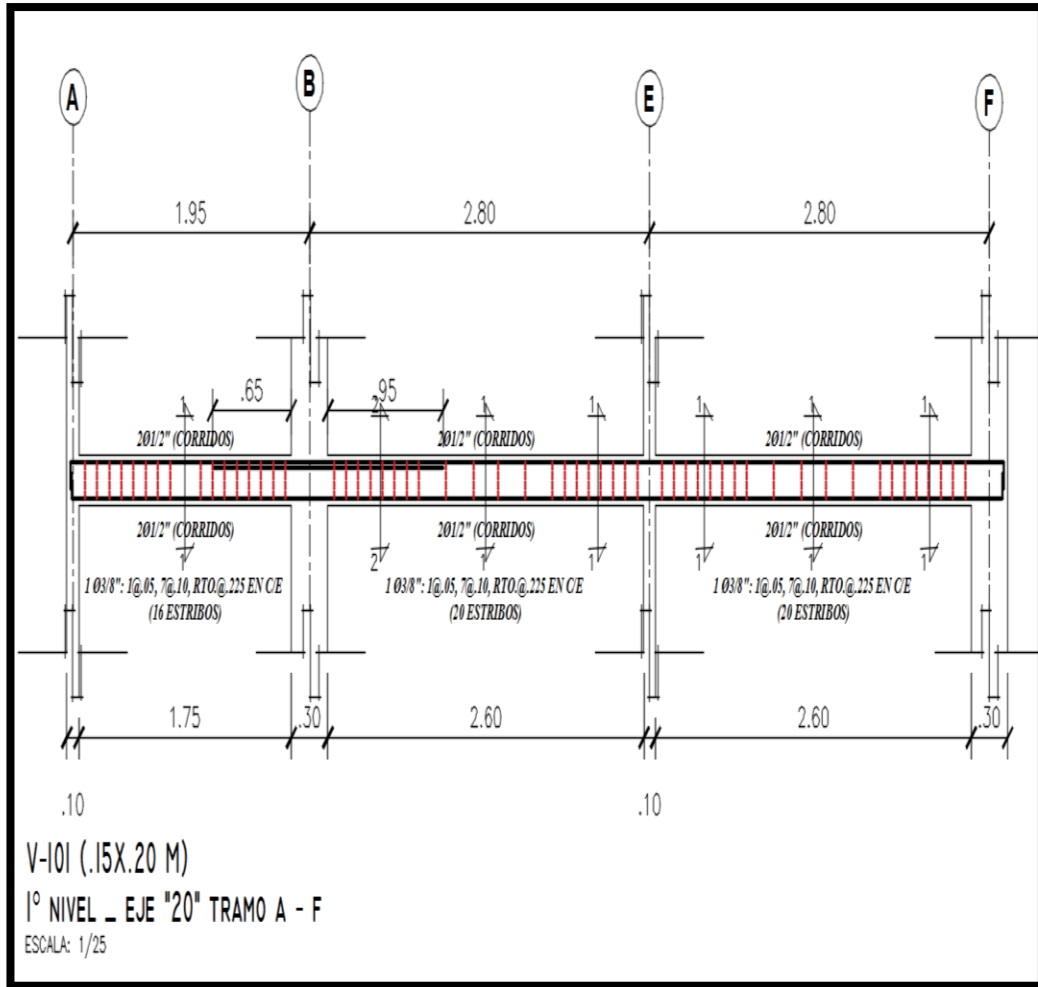
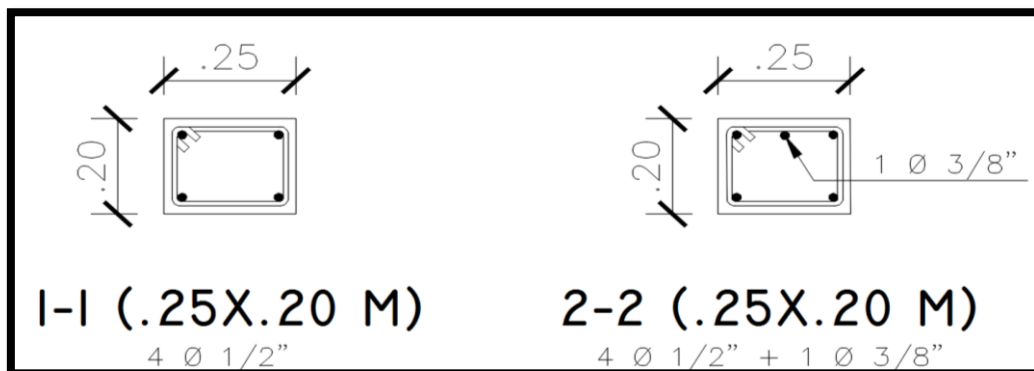


Figura 4: Acero de refuerzo en el 1º nivel del eje 20



4.3.4.2.2. DISEÑO POR CORTE

Con el diseño por cortante buscamos que la cortante del concreto y la del acero absorban y controlen la cortante producido en cualquier sección de la viga.

Se tiene lo siguiente:

- $V_u \leq \Phi V_n$ Se debe cumplir en toda la sección de la viga
- $V_n = V_c + V_s$ Es el aporte del concreto y del acero transversal
- $V_u \leq \Phi (V_c + V_s)$ Condición de diseño por resistencia

El aporte del concreto V_c viene dado por la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d$$

El aporte del acero de refuerzo transversal V_s viene dado por:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

El espaciamiento de los estribos “S” a una distancia “d”:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Y de acuerdo a la norma para los espaciamientos se tiene:

$$\text{Si } V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d \rightarrow S \leq 60 \text{ cm o } S \leq \frac{d}{2}$$

$$\text{Si } V_s \geq 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d \rightarrow S \leq 30 \text{ cm o } S \leq \frac{d}{2}$$

Así mismo la norma también indica una limitación para V_s

$$V_s \leq 2.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

Entonces pasamos ahora a diseñar para fuerzas cortantes. En este caso también se presenta el diagrama de envolventes de fuerzas cortantes para todo el pórtico del eje 20.

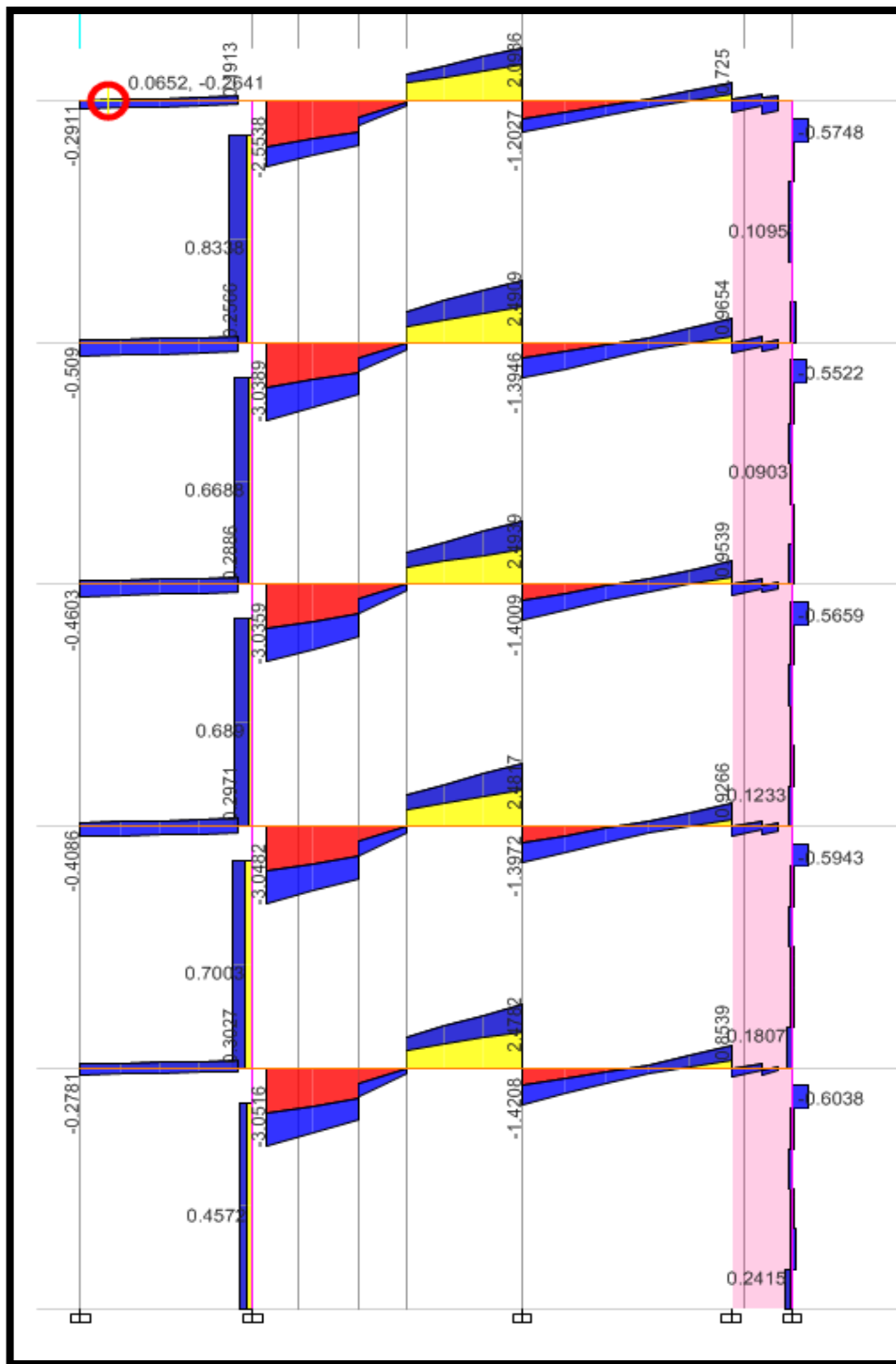


Figura 5: Diagrama de Envolturas de Fuerza Cortante.

El concreto resiste $V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 17 = 3.26 \text{ tonf}$

La norma E.060 exige colocar estribos de confinamiento en una longitud igual a dos veces el peralte del elemento (es decir 40 cm) medidos desde cada extremo hacia el centro de la luz. Esta separación no debe exceder de:

- $d/4 = 17/4 = 4.25$ cm
- $8db = 8 * 0.95 = 7.6$ cm
- 30 cm

Tomamos 10 cm de separación, por lo tanto, empleamos estribo de \varnothing 8mm: 1@.05, 4@.10 en ambos extremos.

Para el tramo central de la viga empleamos la separación máxima permitida que es $17/2 = 8.5$ cm. Quedando la distribución: $\varnothing 3/8$ ": 1@.05, 4@.10, resto @.20 en ambos extremos.

CONTROL DE DEFLEXIONES

De acuerdo a la norma se podrá obviar el control de deflexiones en los cálculos del diseño si se cumple lo siguiente:

$$hn \geq \frac{Ln}{21}$$
$$hn = 20 \text{ cm} \geq \frac{2.80}{21} = 13 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

Por lo tanto, de lo anterior se puede concluir que no habrá control de deformaciones para nuestra viga.

4.3.4.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son los elementos estructurales que reciben las cargas provenientes de las vigas y losas y las transmiten a la cimentación. Además, formando pórticos con las vigas que llegan a ella y conjuntamente con los muros de corte o placas, conforman la estructura sismorresistente de la edificación en estudio.

4.3.4.3.1. ESBELTEZ DE COLUMNAS:

La esbeltez de una columna se evalúa con un factor de corrección denominado δ , el cual se subdivide en δ_1 (δ local o δ individual), que corrige al momento flector debido a cargas de gravedad, y en δ_g (δ global), que corrige al momento flector debido a los desplazamientos laterales relativos generados en la mayoría de casos por el sismo.

El factor δ_1 afecta a las columnas como elementos individuales, mientras que el δ_g afecta a todas las columnas de un entrepiso por igual. Considerando que los desplazamientos laterales son iguales para todas las columnas de un entrepiso.

En un edificio, normalmente las columnas propensas a ser corregidas por esbeltez local son las de menor sección, la de mayor longitud (como por ejemplo el caso de una columna sin arriostramiento intermedio que tenga doble altura), o la de mayor carga axial.

a. Efecto local de Esbeltez

El efecto local de esbeltez en una columna se puede despreciar si cumple lo siguiente:

$$\frac{Ln}{r} < 34 - \frac{M1}{M2}, \text{ donde:}$$

Ln= Luz libre de la columna en la dirección analizada, considerándose la distancia entre las vigas o losas capaces de proporcionar apoyo lateral.

r = Radio de giro de la sección transversal ($\sqrt{\frac{I}{A}}$)

M1 = Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento esta flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M2 = Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Si se diera el caso que no fuera despreciable el efecto de esbeltez, este se debería calcular con la siguiente formula:

$$\delta 1 = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{\emptyset Pc}} \geq 1, \text{ donde:}$$

Pu = Carga amplificada actuante sobre columna.

\emptyset = Factor de reducción de la resistencia, igual a 0.7 para el caso de columnas estribadas.

Pc = Carga critica de pandeo (Formula de Euler)

Cm = Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

b. Efecto Global de Esbeltez

El efecto global de esbeltez (δg) se evalúa, si se conocen las deformaciones laterales de los entrepisos, mediante la siguiente formula:

$$\delta g = \frac{1}{1 - Q} \text{ (Norma Peruana 12.10.2.2. A)}$$

Dónde: Q es el índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante la siguiente formula:

$$Q = \frac{(\sum Pu) \times u}{Vu \times h}$$

- $\sum Pu$ = Suma de las cargas axiales amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.
- u = Deformacion relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden. Para el caso de sismo, u deberá multiplicarse por 0.75 x R (R = coeficiente de reducción).
- Vu = Fuerza cortante amplificada a nivel del entrepiso, debida a las cargas laterales que originan la deformación de la estructura.
- h = Altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso esta arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar.

En este caso δg es igual a 1 y solo se amplificara el momento por $\delta 1$ (efecto local de esbeltez).

Si el índice Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales deben considerarse, y se calculara δg con el valor Q obtenido.

Si el índice Q es mayor a 0.25, deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

4.3.4.3.2. FLEXO – COMPRESION EN COLUMNAS

El diseño por flexo – compresión de las columnas, se hace mediante el uso de los diagramas de interacción, los cuales pueden ser elaborados con el uso de la teoría explicada en diversos libros; sin embargo, para evitar la elaboración de estos diagramas, al menos aquellos de columnas de formas convencionales, se puede hacer uso de los ábacos de diseño, los cuales son diagramas de interacción genéricos elaborados para diferentes formas de columnas, diferentes resistencias del concreto, diferentes resistencias de acero y diferentes disposiciones del refuerzo vertical.

Otra alternativa, la cual es muy usada hoy en día, es hacer uso de programas de cómputo, los cuales permiten obtener de manera rápida diagramas de interacción.

4.3.4.3.3. CORTANTE EN COLUMNAS

El diseño por fuerza cortante de las columnas se debe hacer con el mayor valor de los siguientes dos casos: el mayor V_u de las 5 combinaciones de diseño, o el cortante obtenido de la siguiente fórmula: $\frac{Ma+Mb}{Ln}$; donde Ma y Mb son los momentos nominales a los extremos de la luz libre de la columna, uno en la parte superior y otro en la parte inferior, y L_n es la luz libre de la columna. En el segundo caso mencionado, los momentos de Ma y Mb se obtienen del diagrama de interacción y son los momentos que realmente puede ser capaz de resistir la columna con el acero colocado.

El objetivo de hallar un cortante a partir de los momentos nominales, es el de evitar que el elemento falle por cortante, ya que generalmente al diseñar por flexo-compresión, queda una holgura en el diseño. Esa holgura se traduce como una sobre resistencia que se le da a la columna por flexo-compresión; por lo tanto, se debe compensar este incremento de resistencia haciendo que la columna también tenga una sobre resistencia por cortante. Con esto se asegura que, si el elemento debe fallar, falle por flexión y no por corte.

De los dos casos mencionados líneas arriba, generalmente gobierna el caso del cortante obtenido a partir de los momentos nominales; sin embargo, algunas veces se da que este cortante resulta ser varias veces más grande que el mayor valor de las 5 combinaciones de diseño, lo cual no tiene concordancia con el factor R aplicado, ya que no se tiene por qué diseñar con una fuerza cortante mayor que la que resultaría de multiplicar la fuerza cortante del análisis elástico por el factor de reducción (R).

Teóricamente, para poder conocer cuáles son los valores de los momentos nominales mencionados anteriormente (Ma y Mb), se deben analizar los puntos de diseño que sirvieron para la verificación en el diagrama de interacción, al momento de diseñar por flexo-compresión. Estos puntos son el resultado de aplicar las combinaciones de diseño a las cargas axiales y los momentos flectores. El objetivo, es hallar del mismo diagrama de interacción, qué momento nominal está asociado a cada uno de los 4 puntos, de las 5 combinaciones de diseño, que incluyen el efecto del sismo. Conocidos estos 4 valores de momento nominal, se toma el mayor de ellos, y con ese valor se trabajará.

Como se mostrará en la fórmula del aporte al cortante del concreto (V_c), la carga axial amplificada interviene en ella. Esta carga axial amplificada (U_n) es la correspondiente al momento nominal seleccionado anteriormente, con el que se trabajará.

Entonces, conocido el valor del cortante de diseño (V_u diseño), se aplica la fórmula del aporte al cortante del refuerzo transversal:

$$V_s = \frac{V_u_{\text{diseño}}}{\phi} - V_c, \text{ donde } \phi = 0.85$$

Para el cálculo del V_c se aplica la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{N_u}{140 \times A_g}\right) \times b_w \times d, \text{ donde:}$$

N_u = Carga axial amplificada asociada al momento nominal mayor (explicado líneas atrás).

A_g = Es el área bruta de la sección.

Conocido el valor del V_s , se calcula el espaciamiento de los estribos:

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Para el diseño por cortante de columnas, en la mayoría de los casos no gobierna lo planteado anteriormente, si no que gobierna el espaciamiento indicado por la Norma Peruana que sostiene lo siguiente:

- Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento máximo será el menor de los siguientes tres valores: $16 \times db$ (db = diámetro de la barra), la menor dimensión de la columna o 30 cm.
- Dentro de la zona de confinamiento, el espaciamiento máximo de los estribos será el menor de los siguientes dos valores: 10 cm. O la menor dimensión de la mitad de cada una de las dimensiones de la columna. El primer estribo se colocará a 5 cm. Medido desde la cara.
- La dimensión de la zona de confinamiento será la mayor de las siguientes medidas: $1/6$ de la luz libre de la columna, la máxima dimensión de la sección transversal de la columna o 45 cm

4.3.4.3.3. FLEXION BIAxIAL

En el caso de las columnas de este proyecto, no hubo ninguna que presentara problemas de flexión biaxial, ya que esta es crítica cuando hay un gran momento actuante por cargas de gravedad en la dirección transversal al sismo predominante, lo que no se dio en las columnas del edificio.

4.3.4.3.4. ANCLAJE DE COLUMNAS

Los fierros longitudinales de las columnas, al llegar al último piso (quinto), deberían de anclar con el L_{d_g} y doblar una distancia de $12 db$; sin embargo, por criterios prácticos se ha uniformizado todos los dobleces en 30 cm, que es lo que se necesita para el $\phi 1"$.

4.3.4.3.5. EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA C-2

4.3.4.3.5.1. VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ

a. Efecto Local

Definidas previamente las fórmulas para la verificación del efecto local de esbeltez de las columnas, se procedió a hacer las verificaciones respectivas para la columna C-2 en ambas direcciones:

El criterio establece que, si se cumple la siguiente desigualdad, el efecto local de esbeltez se puede despreciar:

$$\frac{Ln}{r} < 34 - \frac{M1}{M2}$$

Revisando los valores de los momentos en las columnas, siempre se presenta curvatura doble, por lo que, en la desigualdad, el segundo miembro siempre será positivo. Por lo tanto, bastará con verificar que:

$$\frac{Ln}{r} < 34$$

La luz libre de la columna para ambas direcciones es: $2.80 - 0.2 = 2.60$ m.

Por otro lado, los radios de giro correspondientes a cada dirección son:

$$rx = \sqrt{\frac{Ix}{A}} = \sqrt{\frac{0.014}{0.09}} = 0.394 \text{ m} \quad ry = \sqrt{\frac{0.014}{0.09}} = 0.394 \text{ m}$$

Por lo tanto, se tendrá:

$$2.60/0.394 = 6.60 < 34$$

Con lo que se concluye que los efectos locales de esbeltez se pueden despreciar.

Este mismo procedimiento se hizo para las demás columnas y se concluyó que el efecto local de esbeltez era despreciable.

b. Efecto Global

Definidas las formulas previamente, se procedió a hacer las verificaciones respectivas en cada nivel del edificio, para ambas direcciones:

Dirección X:

DIRECCIÓN X-X					
N°PISOS	ΣPu (Ton)	u (cm)	Vu (Ton)	h (cm)	$Q = \frac{\Sigma Pu \times u}{Vu \times h}$
PISO 5	260.502	0.367	100.694	280	0.003
PISO 4	521.792	0.383	225.036	280	0.003
PISO 3	783.047	0.365	289.019	280	0.004
PISO 2	1044.273	0.298	331.161	280	0.003
PISO 1	1331.882	0.160	348.619	280	0.002

Dirección Y:

DIRECCIÓN Y-Y					
N°PISOS	ΣPu (Ton)	u (cm)	Vu (Ton)	h (cm)	$Q = \frac{\Sigma Pu \times u}{Vu \times h}$
PISO 5	260.526	0.335	96.246	280	0.003
PISO 4	521.857	0.353	174.764	280	0.004
PISO 3	783.149	0.337	226.734	280	0.004
PISO 2	1044.411	0.271	253.806	280	0.004
PISO 1	1332.667	0.128	261.738	280	0.002

Analizando los cuadros anteriores, se puede concluir que los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar, ya que los índices Q cumplen con ser menores que 0.05. por lo tanto, se despreciarán los efectos globales de segundo orden.

4.3.4.3.5.2. DISEÑO POR FLEJO – COMPRESIÓN

Seguidamente se mostrará los diagramas de interacción con los que se diseñó la columna C-2 por flexo – compresión, tanto para la dirección X como para la dirección Y. cabe destacar que, a partir del segundo piso hasta el octavo, se mantuvo una misma cuantía de refuerzo vertical; ya que, a partir del segundo piso hacia arriba, basto con la cuantía mínima para obtener diagramas de interacción en los que estuvieran las cargas y momentos amplificados actuantes en la columna.

A continuación, se mostrarán las cargas y momentos, en servicio y amplificados, actuantes en la columna C-2 en el primero y segundo piso, tanto para la dirección X como para la dirección Y, así como sus respectivos diagramas de interacción:

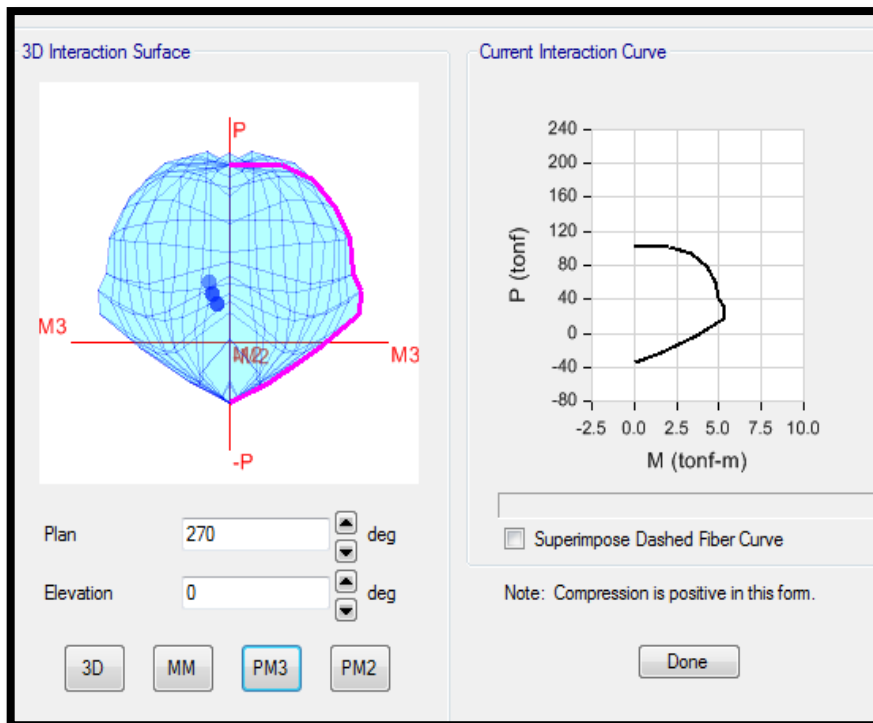


Figura 1: Diagrama de interacción en la dirección X-X de la columna C-2

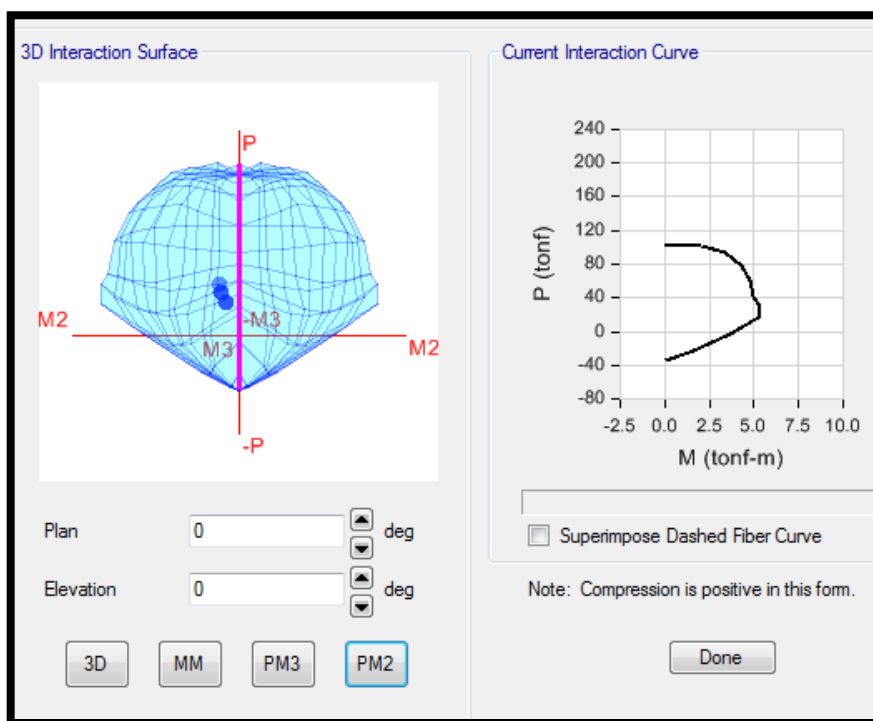


Figura 2: Diagrama de interacción en la dirección Y-Y de la columna C-2

La cuantía mínima para las columnas es el 1% de su sección bruta por lo tanto el acero mínimo es igual a:

$$A_{smin} = 0.01 \times 30 \times 30 = 9.00 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, evaluando con una distribución de acero de $8 \text{ } \varnothing 1/2''$ [8.87 cm²] y que las cinco combinaciones de cargas estén dentro del diagrama de interacción en cada dirección

La norma E.060 exige colocar estribos de confinamiento en una longitud que sea la mayor de:

- $L_n/6 = 260/6 = 43.33 \text{ cm}$
- 30 cm
- 45 cm

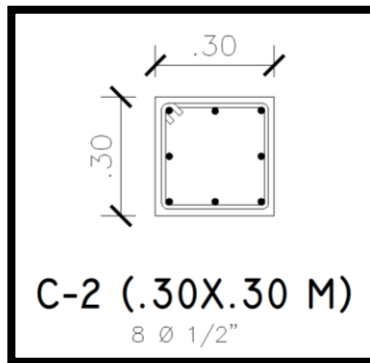
Por lo que la longitud de confinamiento en cada extremo de la columna será 30 cm.

El espaciamiento máximo S_o no deberá exceder de:

- $b/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$
- $8d_b = 8 * 1.27 = 10.16 \text{ cm}$
- 10 cm

Tomamos 10 cm de separación, por lo tanto empleamos estribos de $\varnothing 3/8''$: 1@.05, 5@.10 en ambos extremos.

Para el tramo central de la columna disponemos estribos con la separación de 25 cm para que sea capaz de soportar la fuerza cortante asociada al desarrollo de las resistencias máximas probables en flexión.



4.3.4.4. DISEÑO DE CIMENTACIONES

La cimentación es el elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. Siendo la resistencia del suelo menor que la resistencia del concreto, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro, para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

Se diseñará los elementos que llevarán todos los esfuerzos de columnas, y muros de ductilidad limitada hacia el suelo.

Para nuestro diseño usaremos el programa SAFE, el cual nos ayudara a obtener resultados de una manera más rápida.

Para el diseño y análisis de nuestra cimentación se consideró los siguientes parámetros:

Presión Admisible

$$\sigma_{Adm} = 0.50 \text{ kg/cm}^2$$

Dicho parámetro fue obtenido de un estudio de suelos cercano a la zona, el cual se realizó con el fin de construir en el terreno un edificio de departamentos de cinco niveles, como es nuestro caso.

4.3.4.4.1. ESFUERZOS PARA LA CIMENTACIÓN

Conforme señala nuestro EMS la capacidad portante es de 0.90 kg/cm² y de acuerdo a la norma E-060 para el diseño de cimentaciones este debe aumentar en un 30% de su valor, es decir, nuestra nueva capacidad será 1.17 kg/cm² cuando intervengan las cargas de sismo. Por otro lado, para trabajar en el software SAFE utilizaremos el coeficiente de balasto el cual es igual aproximadamente al doble de la capacidad portante considerado del estudio es decir igual a 2.34 kg/cm².

4.3.4.4.2. CONFIGURACIÓN DE LA LOSA

Para el análisis de la platea de cimentación se consideró una losa maciza de 20 cm de espesor con uñas de dimensiones 20x60cm y 20x40cm con el fin de que la losas esté conectada en los diferentes elementos que soportara.

A continuación, presentaremos los chequeos que se realizaron en la configuración estructural: El análisis estructural se realizó en el programa SAFE, en el cual realizaremos el primer chequeo, tomaremos el 100% de carga muerta y el 100% de carga viva, los esfuerzos generados por estas cargas las comparamos con la capacidad portante del suelo.

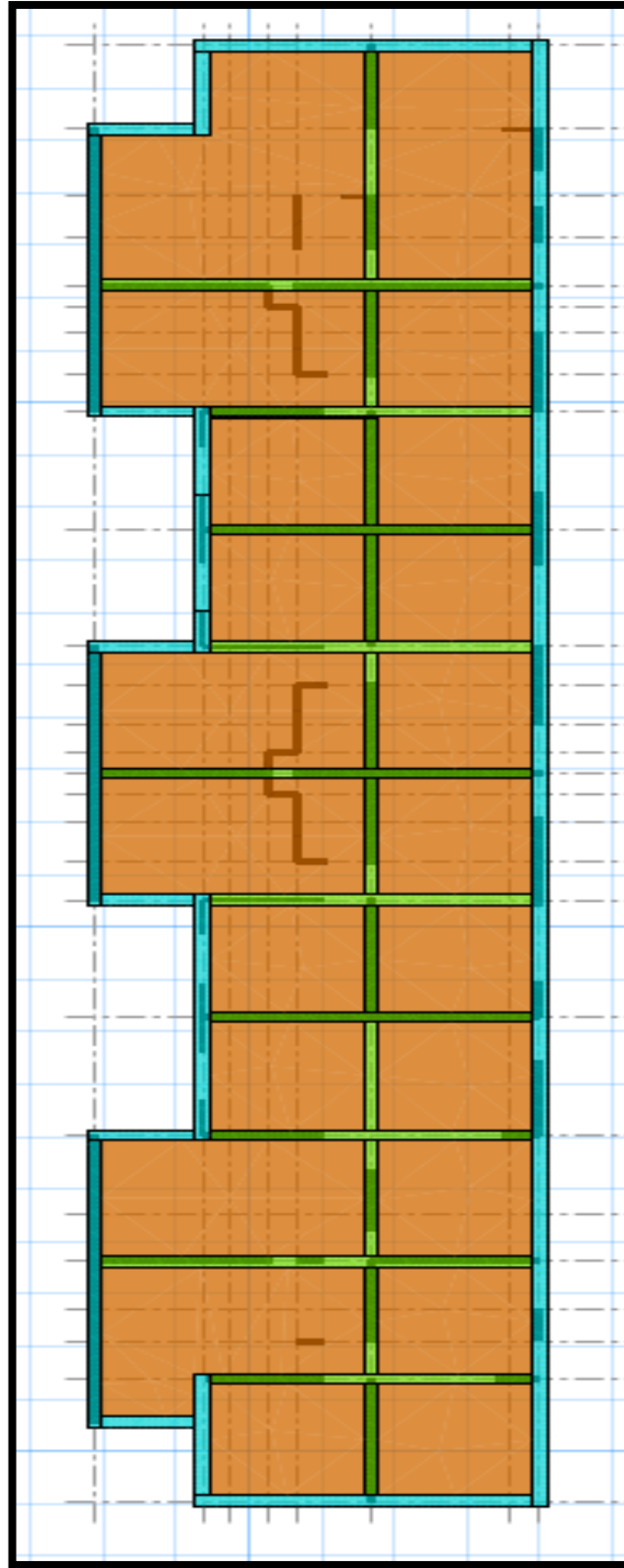


Figura 1: Configuración de placa de cimentación

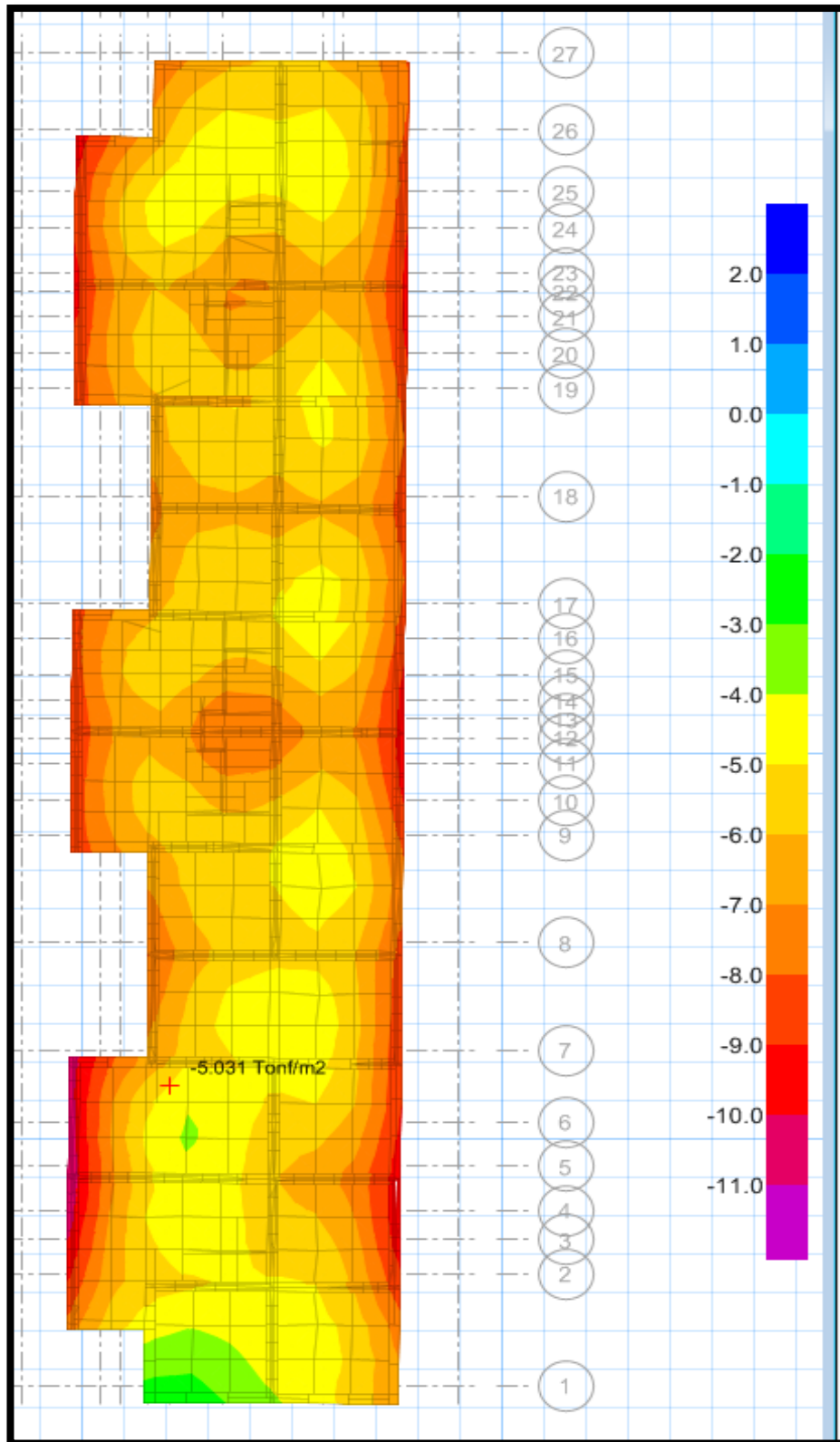


Figura 2: Muestra el 100 % de CM + 100 % CV

Como vemos la cimentación asumida pasa holgadamente y cumple con los parámetros del suelo.

Por otro lado, tomando la envolvente del sismo en X e Y y en CS2 y CS3 hacemos el chequeo sísmico de la cimentación.

El valor que nos dé en estos casos debe ser menor al valor de $1.30 \cdot 1.52 \text{ kg/cm}^2$, es decir menor a 0.65 kg/cm^2 . Dichos chequeos se realizan en ambas direcciones como se ve a continuación:

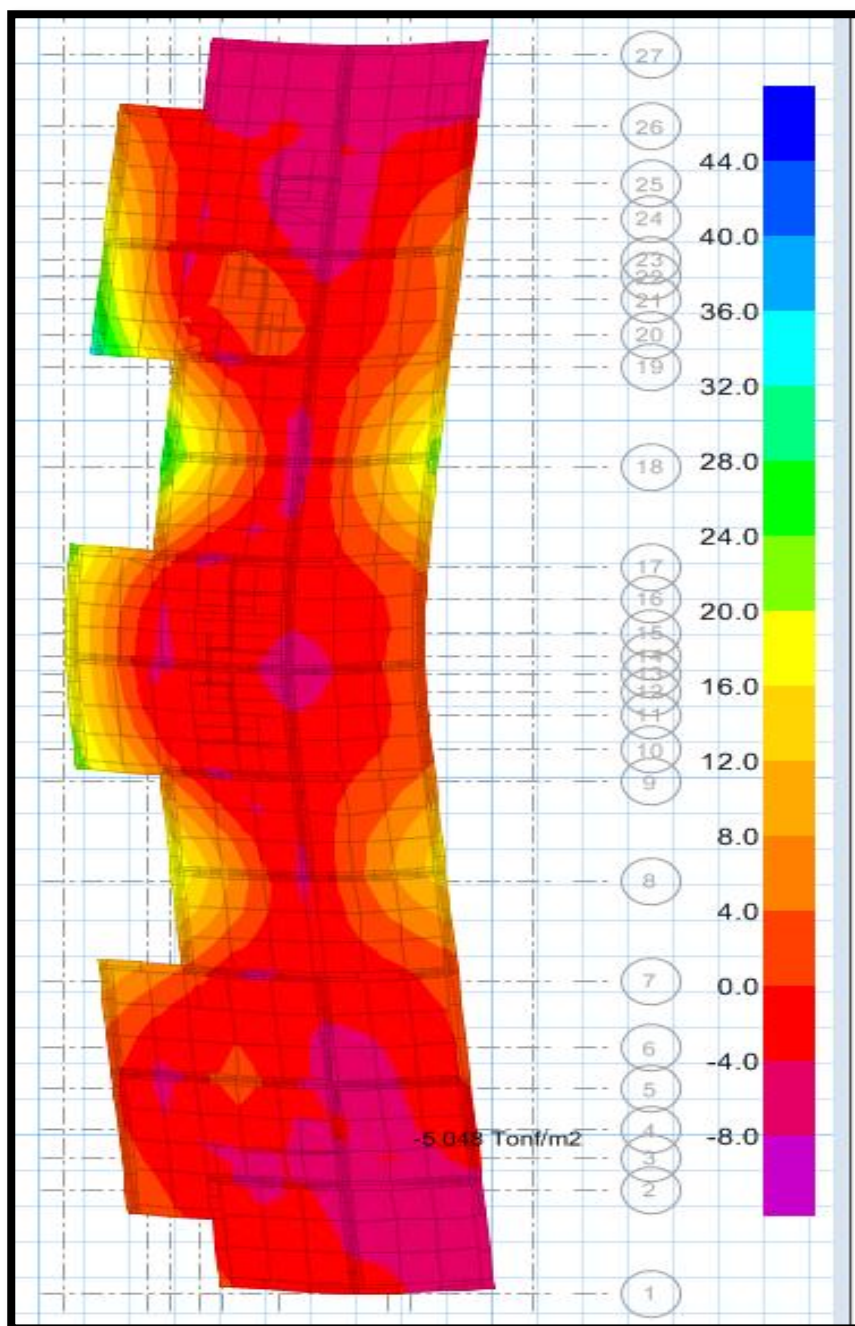


Figura 3: Verificación del sismo en dirección X

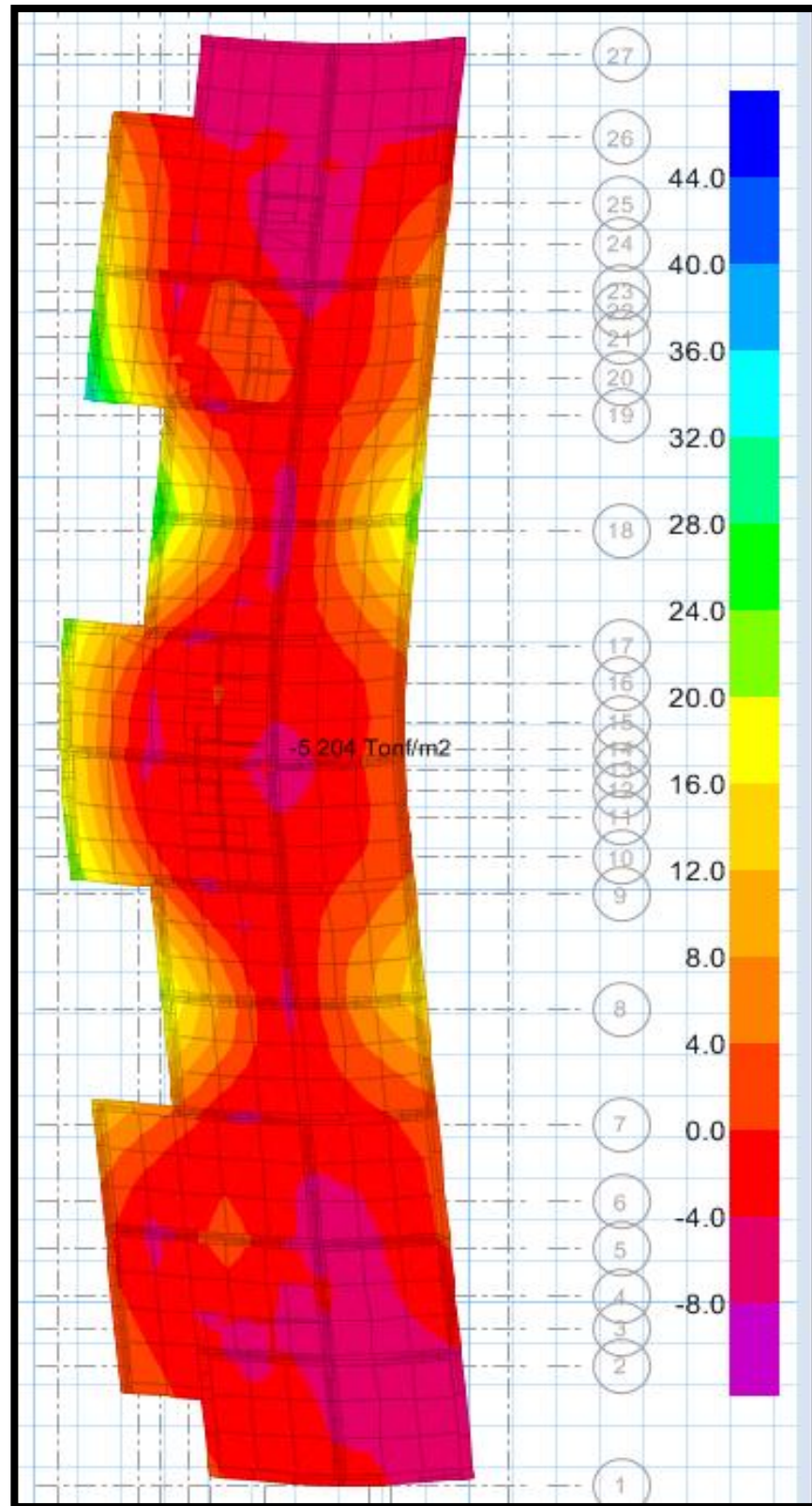


Figura 4: Verificación del sismo en dirección Y

Como se puede observar en ambas direcciones las verificaciones pasan holgadamente comparadas con la capacidad portante del suelo.
Por lo tanto, procederemos al diseño estructural.

4.3.4.4.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSA DE CIMENTACIÓN

El diseño de la platea de cimentación se realizará por cargas de gravedad, al igual que una losa maciza, ya que; prácticamente este se comporta como un diafragma rígido, es por tal motivo que se diseñara de la misma manera que una losa de entre piso es decir por las combinaciones de cargas de gravedad como se muestra a continuación.

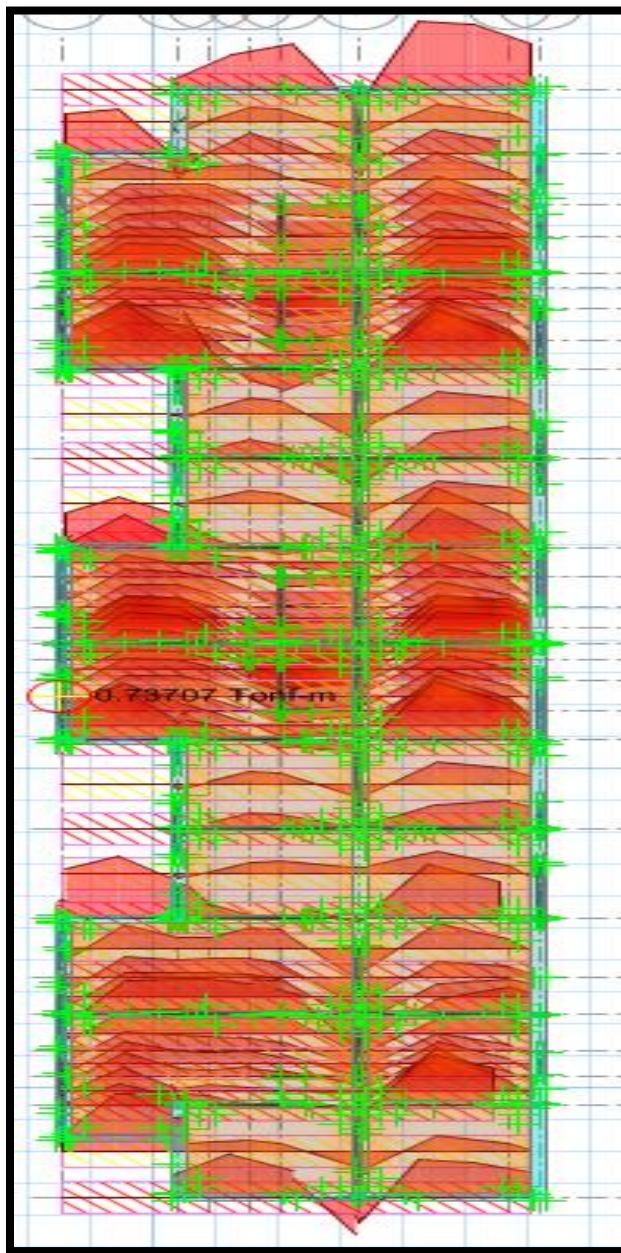


Figura 1: Vista de momentos flectores en la dirección X debido a la carga ultima

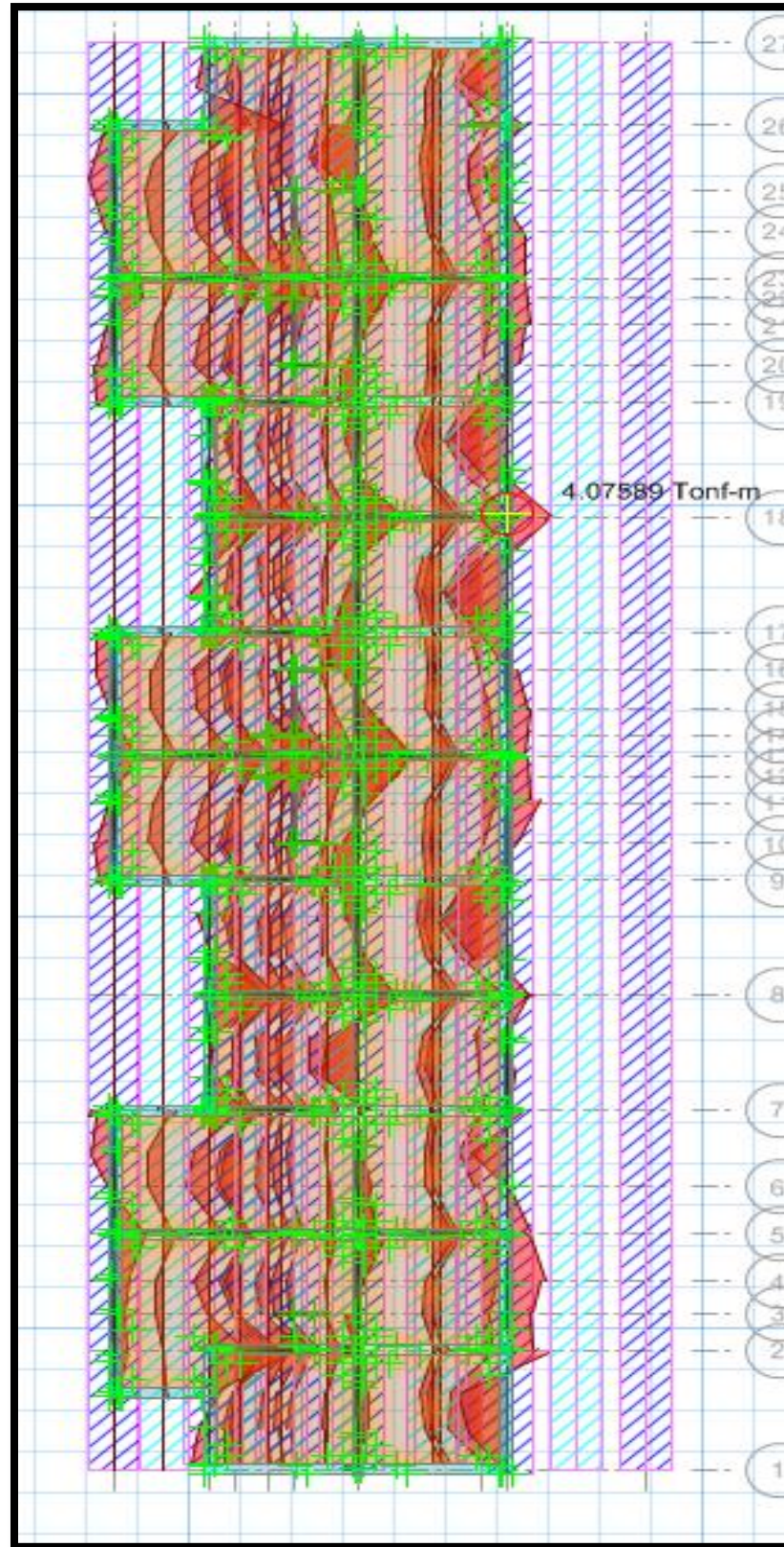


Figura 2: Vista de momentos flectores en la dirección Y debido a carga última

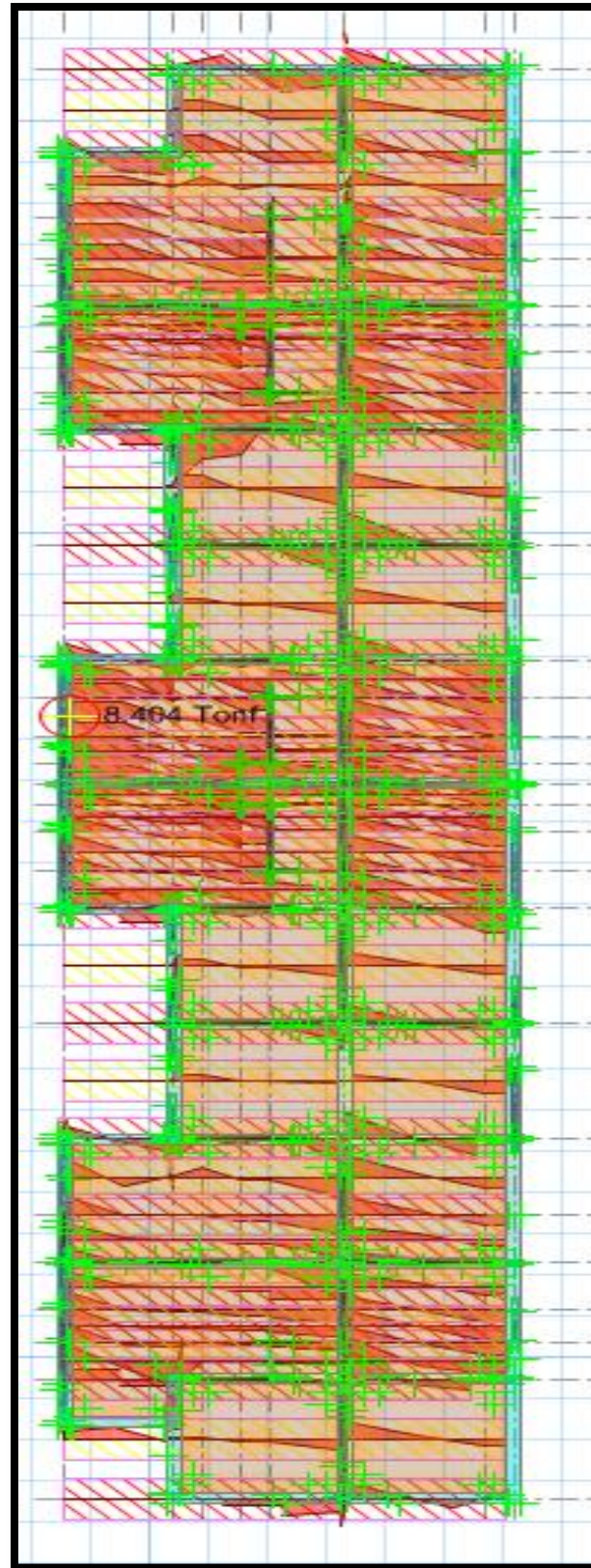


Figura 3: Vista de esfuerzos cortantes en la dirección X debido a carga última

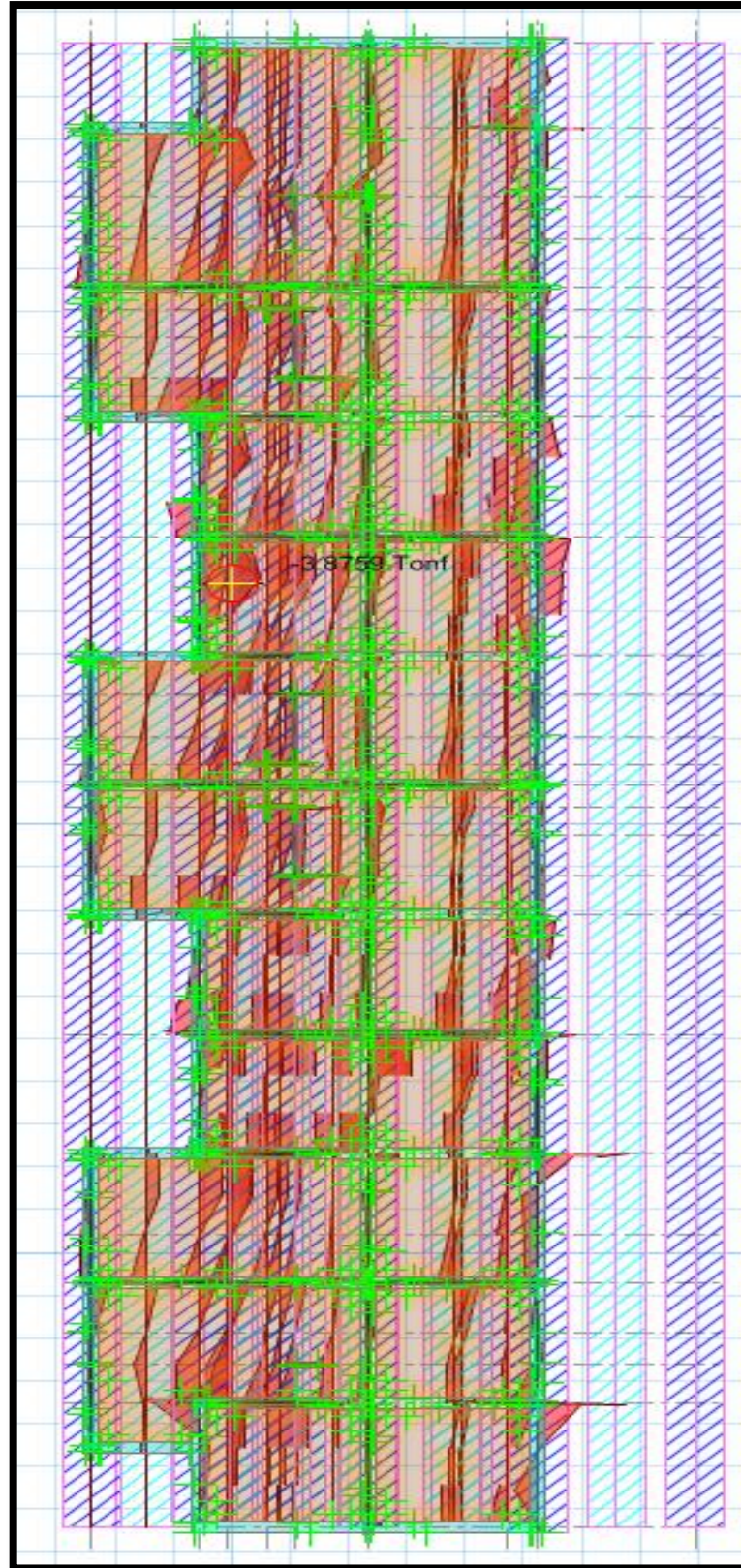


Figura 4: Vista de esfuerzos cortantes en la dirección Y debido a carga última

4.3.4.4. DISEÑO POR FLEXIÓN

Momento Positivo en el eje “X”

$$Mu = 4.43 Tn - m$$

$$a = 100 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$ku = \frac{Mu}{a \times d^2}$$

$$ku = \frac{443000}{100 \times 17^2}$$

$$ku = 15.33$$

$$\rho = 0.00427$$

Pero sabemos que la cuantía mínima es:

$$\rho \text{ min} = 0.0018$$

Y la cuantía máxima es:

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

Por lo tanto, diseñaremos con la cuantía calculada

$$As = \rho \times a \times d$$

$$As = 0.00427 \times 100 \times 17$$

$$As = 7.26 \text{ cm}^2$$

Así mismo procederemos con el cálculo del espaciamiento, para el cálculo usaremos acero de ½” para toda nuestra malla.

$$S = \frac{1.29}{7.26}$$

$$S = 0.178$$

Por lo tanto, usaremos acero de ½” @ 0.15 m.

Momento Negativo en el eje “X”

$$Mu = 7.30 Tn - m$$

$$a = 100 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$ku = \frac{Mu}{a \times d^2}$$

$$ku = \frac{730000}{100 \times 17^2}$$

$$ku = 25.26$$

$$\rho = 0.00731$$

Pero sabemos que la cuantía mínima es:

$$\rho \text{ min} = 0.0018$$

Y la cuantía máxima es:

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

Por lo tanto, diseñaremos con la cuantía calculada

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = 0.00731 \times 100 \times 17$$

$$As = 12.43 \text{ cm}^2$$

Así mismo procederemos con el cálculo del espaciamiento, para el cálculo usaremos acero de ½”, entonces:

$$S = \frac{1.29}{12.43}$$
$$S = 0.103$$

Por lo tanto, usaremos acero de ½” @.10 m.

Momento Positivo en el eje “Y”

$$Mu = 8.29 Tn - m$$
$$a = 100 \text{ cm}$$
$$d = 17 \text{ cm}$$
$$ku = \frac{Mu}{a \times d^2}$$
$$ku = \frac{829000}{100 \times 17^2}$$
$$ku = 28.68$$
$$\rho = 0.008$$

Pero sabemos que la cuantía mínima es:

$$\rho \text{ min} = 0.0018$$

Y la cuantía máxima es:

$$\rho \text{ max} = 0.0159$$

Por lo tanto, diseñaremos con la cuantía calculada

$$As = \rho \times a \times d$$
$$As = 0.008 \times 100 \times 17$$
$$As = 13.6 \text{ cm}^2$$

Así mismo procederemos con el cálculo del espaciamiento, para el cálculo usaremos acero de ½” para toda nuestra malla.

$$S = \frac{1.29}{13.6}$$
$$S = 0.094$$

Por lo tanto, usaremos acero de ½” @ 0.10 m.

Momento Negativo en el eje “Y”

$$Mu = 6.83 Tn - m$$
$$a = 100 \text{ cm}$$
$$d = 17 \text{ cm}$$
$$ku = \frac{Mu}{a \times d^2}$$
$$ku = \frac{683000}{100 \times 17^2}$$
$$ku = 23.63$$
$$\rho = 0.0067$$

Pero sabemos que la cuantía mínima es:

$$\rho \text{ min} = 0.0018$$

Y la cuantía máxima es:

$$\rho_{\max} = 0.0159$$

Por lo tanto, diseñaremos con la cuantía calculada

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$A_s = 0.0067 \times 100 \times 17$$

$$A_s = 11.39 \text{ cm}^2$$

Así mismo procederemos con el cálculo del espaciamiento, para el cálculo usaremos acero de $\frac{1}{2}$ " , entonces:

$$S = \frac{1.29}{11.39}$$

$$S = 0.113$$

Por lo tanto, usaremos acero de $\frac{1}{2}$ " @.10 m.

4.3.4.4.5. DISEÑO POR CORTE

Tenemos los siguientes datos del SAFE:

$$VuX = 8.58 \text{ Tn}$$

$$VuY = 5.68 \text{ Tn}$$

Procederemos con el cálculo del aporte del concreto para contrarrestar el esfuerzo por corte (V_c)

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times a \times d$$

$$\phi = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

$$\phi V_c = 11.098 \text{ Tn}$$

Como se puede ver el aporte del concreto es mayor que los esfuerzos por corte, por lo tanto, no se realiza ningún diseño adicional.

4.3.4.5. DISEÑO DE MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA

Para el diseño de muros de ductilidad limitada se siguió las indicaciones de la norma E-060, el cual nos indica que:

4.3.4.5.1. PARA EL DISEÑO

- Se deberá verificar en el $\frac{1}{3}$ inferior del edificio, que la resistencia nominal a flexo compresión del muro, sea por lo menos igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento de su sección.
- Para no usar los extremos confinados, debe verificarse que la profundidad del eje neutro "c" cumpla con la siguiente relación.

$$c = \frac{lm}{600 \times \frac{\Delta m}{hm}}$$

Donde:

lm : Longitud del muro a diseñar

Δm : Desplazamiento del nivel más alto del muro

hm : Altura total del muro

Si se cumple la relación anterior se tiene que confinar los extremos del muro, así mismo el espesor mínimo del muro ahora sería de 15 cm.

Por otro lado, en caso de que no cumpliera la relación anterior el refuerzo debe tener una cuantía por debajo del 1%.

4.3.4.5.2. DISTRIBUCION VERTICAL Y HORIZONTAL PRELIMINAR

La norma establece dos condiciones:

Si:

$$Vu < 0.27 \times \sqrt{f'c} \times Acw$$

El refuerzo será distribuido

- La cuantía del refuerzo horizontal no será menor que 0.002.
- La cuantía del refuerzo vertical no será menor que 0.0015.
- El espaciamiento “S” en ambas direcciones no será mayor que tres veces el espesor del muro, ni mayor que 40 cm.

Si:

$$Vu > 0.27 \times \sqrt{f'c} \times Acw$$

El refuerzo será distribuido

- La cuantía del refuerzo horizontal será mayor o igual que 0.0025.
- El espaciamiento del refuerzo horizontal no será mayor que 0.2L, ni tres veces el ancho del muro, ni mayor que 40 cm.
- La cuantía del refuerzo vertical será mayor o igual que
$$\rho v = (0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho h - 0.0025))$$
- El espaciamiento del refuerzo vertical no será mayor que 0.33L, ni mayor que tres veces el espesor del muro, ni mayor que 40 cm

4.3.4.5.3. DISEÑO POR FLEXO – COMPRESIÓN

Este diseño se hace con el fin de proveer al muro del acero suficiente para que pueda soportar las fuerzas de flexión y compresión, las cuales actúan de manera simultánea.

4.3.4.5.3.1. MOMENTO CRITICO DE AGRIETAMIENTO

Se debe verificar lo siguiente:

$$\phi \times Mn \geq 1.2 \times Mcr$$

Y el momento nominal es:

$$Mu = \phi Mn$$

Para el cálculo del momento crítico de la sección usamos la siguiente expresión:

$$Mcr = \frac{I_g}{Y_t} \times (2 \times \sqrt{f'c} + \frac{Pu}{Ag})$$

Donde:

Mcr: Momento crítico de la sección.

Ig: Inercia de la sección del muro.

Yt: Distancia del eje centroidal a la fibra más extrema en tracción.

Pu: Carga Axial amplificada

4.3.4.5.4. DISEÑO POR CORTE

La norma E-060 indica la resistencia al corte de los muros de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Vu = \phi Vn$$

$$Vn = Vs + Vc$$

Así mismo la norma especifica que el aporte del concreto es:

$$Vc = Acw \times ac \times \sqrt{f'c}$$

Donde:

$$\diamond ac = 0.8 \rightarrow \text{si } \left(\frac{hm}{lm}\right) < 1.5$$

$$\diamond ac = 0.53 \rightarrow \text{si } \left(\frac{hm}{lm}\right) > 2.5$$

$$\diamond ac = \text{Varia linealmente } 0.8 - 0.53 < \left(\frac{hm}{lm}\right) < 2.5$$

Por otro lado, la norma indica que para el diseño del refuerzo por corte en muros se calculara mediante la siguiente expresión:

$$Vs = Acw \times \rho h \times fy$$

Ahora para el diseño por cortante se debe tener en cuenta que:

$$Vu \geq Vua \times \frac{Mn}{Mua}$$

Donde:

❖ Vua: Cortante ultimo proveniente del análisis

❖ Mua: Momento ultimo proveniente del análisis

❖ Mn: Momento nominal proveniente de los aceros realmente colocados, los cuales están asociados al Pu.

4.3.4.5.5. EJEMPLO DE DISEÑO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Procederemos a realizar el diseño del muro de ductilidad limitada ubicado en el eje 14.

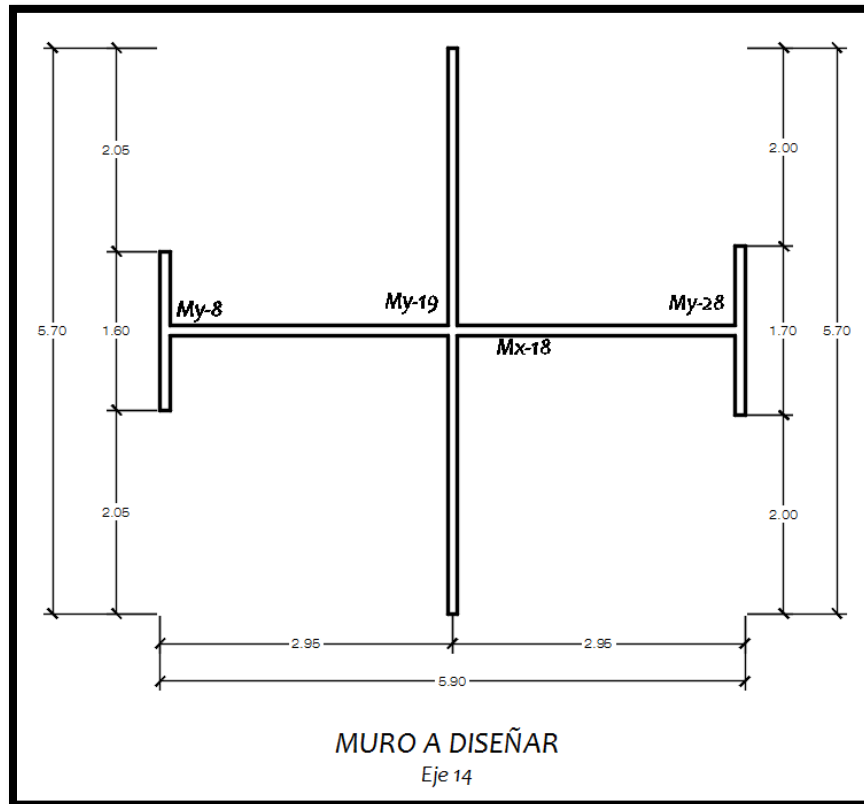


Figura 1: Geometría del muro Mx18

TABLE: Pier Forces									
Story	Pier	Load	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
		Case/Combo		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Piso 1	MX18	CU	Bottom	-71.8885	-0.6061	-0.0016	-0.0009	-0.0018	7.8526
Piso 1	MX18	CU-1X Max	Bottom	-60.1046	69.1959	0.0295	0.0372	0.0294	312.1768
Piso 1	MX18	CU-1X Min	Bottom	-63.535	-70.2324	-0.0323	-0.0388	-0.0325	-298.7992
Piso 1	MX18	CU-1Y Max	Bottom	-60.0668	70.7286	0.0302	0.0381	0.0301	318.8929
Piso 1	MX18	CU-1Y Min	Bottom	-63.5727	-71.765	-0.033	-0.0396	-0.0332	-305.5153
Piso 1	MX18	CU-2X Max	Bottom	-49.0613	69.3031	0.0295	0.0374	0.0297	310.6721
Piso 1	MX18	CU-2X Min	Bottom	-52.4917	-70.1252	-0.0323	-0.0386	-0.0322	-300.304
Piso 1	MX18	CU-2Y Max	Bottom	-49.0236	70.8357	0.0302	0.0382	0.0304	317.3882
Piso 1	MX18	CU-2Y Min	Bottom	-52.5295	-71.6579	-0.0329	-0.0395	-0.0329	-307.0201

Figura 2: Cargas en la base del muro Mx18

PARA LA DIRECCION X-X

CALCULO DEL ACERO PRELIMINAR

Calculamos el acero preliminar del muro, por lo tanto, tenemos que calcular los valores de V_u .

Calculamos el valor de V_u de los datos obtenidos del ETABS, cuyo valor de V_u es:

$$V_u = 0.0329 \text{ ton}$$

Asi mismo comprobaremos lo siguiente:

$$0.27 \times \sqrt{210} \times 100 = 0.39 \text{ Tn}$$

$$V_u = 0.0329 \text{ Tn} < 0.39 \rightarrow \text{estamos en el primer caso}$$

Calculo del acero horizontal

Para este caso $\rho_{min} = 0.002$ el cual coincide con lo calculado por lo tanto el acero horizontal es:

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 10$$

$$A_s = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$S(8 \text{ mm}) = \frac{0.50}{2}$$

$$S(8 \text{ mm}) = 0.25, \text{colocaremos el acero de } 8 \text{ mm a cada } 20 \text{ cm}$$

Calculo del acero vertical

Para este caso $\rho_{min} = 0.0015$, por lo tanto el acero vertical es:

$$A_s = 0.0015 \times 100 \times 10$$

$$A_s = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$S(8 \text{ mm}) = \frac{0.50}{1.50}$$

$$S(8 \text{ mm}) = 0.333 \rightarrow \text{colocaremos el acero de } 8 \text{ mm a cada } 30 \text{ cm.}$$

PARA LA DIRECCIÓN Y-Y

CALCULO DEL ACERO PRELIMINAR

Calculamos el acero preliminar del muro, por lo tanto, tenemos que calcular los valores de V_u .

Calculamos el valor de V_u de los datos obtenidos del ETABS, cuyo valor de V_u es:

$$V_u = 71.765 Tn$$

Así mismo comprobaremos lo siguiente:

$$0.27 \times \sqrt{210} \times 5900 = 23.08 Tn$$

$$V_u = 71.765 Tn > 23.08 Tn \rightarrow \text{estamos en el segundo caso}$$

Calculo del acero horizontal

Para este caso $\rho_{hmin} = 0.0025$ el cual coincide con lo calculado por lo tanto el acero horizontal es:

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 10$$

$$A_s = 2.50 \text{ cm}^2$$

$$S(8mm) = \frac{0.50}{2.50}$$

$$S(8mm) = 0.20, \text{ colocaremos el acero de } 8 \text{ mm a cada } 20 \text{ cm.}$$

Calculo del acero vertical

En este segundo caso para calcular la cuantía realizamos:

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

$$\rho_v = \left(0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{14.00}{5.90} \right) (0.0025 - 0.0025) \right)$$

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 10$$

$$A_s = 2.50 \text{ cm}^2$$

$$S(8mm) = \frac{0.50}{2.50}$$

$$S(8mm) = 0.20 \rightarrow \text{colocaremos el acero de } 8 \text{ mm a cada } 20 \text{ cm.}$$

De estos cálculos preliminares, nuestro muro de ductilidad limitada queda de la siguiente manera:

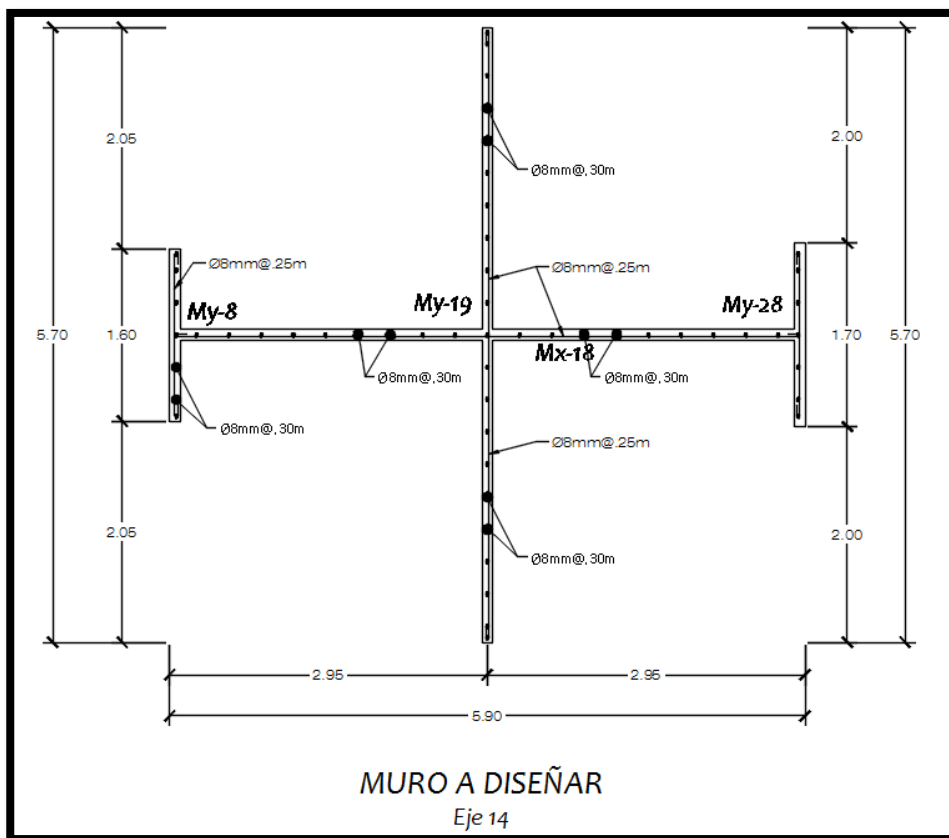
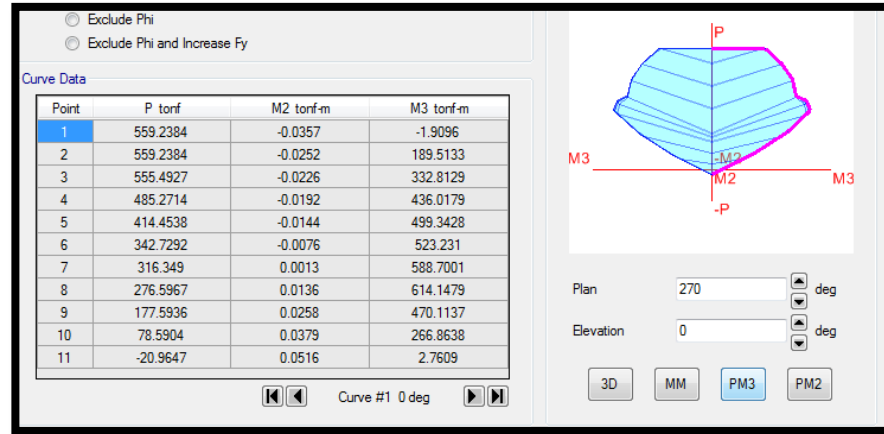


Figura 1: Vista de distribución de acero de refuerzo en el MDL

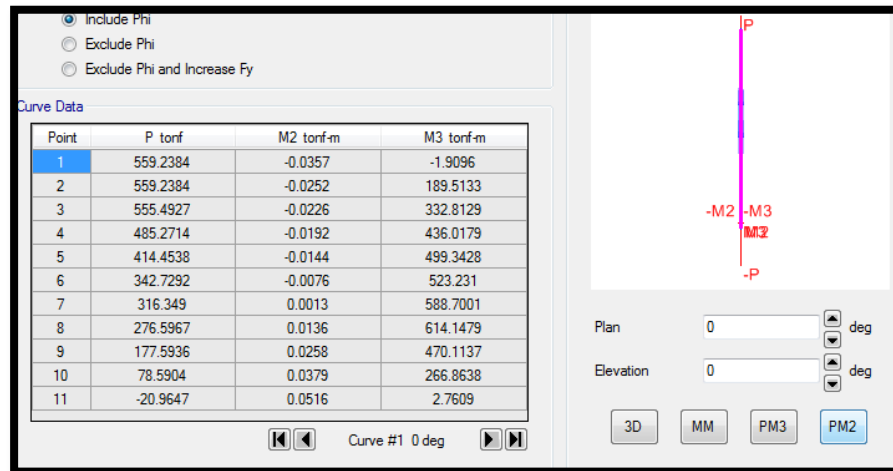
DISEÑO POR FLEJO – COMPRESIÓN

De la figura anterior procederemos a graficar los diagramas de interacción.

ANÁLISIS EN EL EJE X-X



ANÁLISIS EN EL EJE Y-Y



El acero calculado preliminarmente es el adecuado en el diseño por flejo – compresión, ahora procederemos a realizar las demás verificaciones de acuerdo a norma.

CALCULO DEL MOMENTO CRÍTICO DE AGRIETAMIENTO

Se verificará lo siguiente:

$$\phi Mn \geq 1.2Mcr$$

Sabemos que:

$$Mu = \phi Mn$$

EJE X-X

Del cuadro de esfuerzos actuantes anterior tenemos que:

$$Mu = 611.16 Tn - m$$

Luego el momento crítico de la sección es:

$$Mcr = \frac{I_g}{Y_t} x \left(2 x \sqrt{f'c} + \frac{Pu}{Ag} \right)$$

$$Mcr = \frac{1.74}{0.04} x \left(2 x \sqrt{2100} + \frac{558.71}{0.59} \right)$$

$$Mcr = 45179.86 Tn - m$$

Luego procedemos a comprobar lo siguiente:

$$Mu = 611.16 Tn - m$$

$$611.16 \geq 1.2 x 45179.86 = 54215.84 Tn - m \rightarrow NO CUMPLE$$

Por lo tanto, diseñaremos con el momento más crítico de agrietamiento.

EJE Y-Y

Del cuadro de esfuerzos actuantes anterior tenemos que:

$$Mu = 8.37 Tn - m$$

Luego el momento crítico de la sección es:

$$Mcr = \frac{I_g}{Y_t} x \left(2 x \sqrt{f'c} + \frac{Pu}{Ag} \right)$$

$$Mcr = \frac{1.74}{2.95} x \left(2 x \sqrt{2100} + \frac{558.71}{0.59} \right)$$

$$Mcr = 612.60 Tn - m$$

Luego procedemos a comprobar lo siguiente:

$$Mu = 8.37 Tn - m$$

$$8.37 \geq 1.2 x 612.60 = 735.13 Tn - m \rightarrow NO CUMPLE$$

Por lo tanto, diseñaremos con el momento más crítico de agrietamiento.

COMPROBACION DE CONFINAMIENTO DE LOS EXTREMOS DEL MURO

Tenemos que comprobar que se cumpla la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{lm}{600 \times \frac{\Delta m}{hm}}$$

El valor de “c” lo obtenemos directamente del etabs, el cual es

$$c \geq \frac{5.90}{600 \times \frac{0.016}{14.00}} = 8.60$$

$$c = 0.05 \text{ m} < 8.60 \text{ m} \rightarrow Ok$$

Por lo tanto, no es necesario confinar los bordes (núcleos de confinamiento). Sin embargo, se colocó un refuerzo con una cuantía menor al 1% del área en el cual se distribuye.

4.4. MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

4.4.1. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

4.4.1.1. ESTRUCTURACIÓN

Se ha realizado la estructuración de tal manera de buscar lograr una disposición apropiada de los distintos elementos resistentes, en este caso los elementos resistentes más importantes son los muros de albañilería, los cuales serán en su mayoría en aparejo soga de espesor efectivo $t=14\text{cm}$ se hace de esta forma de tal manera que la estructura sea capaz de soportar todas las solicitaciones a las que sea sujeta en su vida útil y a la vez sea también estética, funcional y económica, ya que de esta depende el adecuado comportamiento de la estructura. No se puede pretender que un edificio mal concebido estructuralmente, se comporte satisfactoriamente ante las solicitaciones para las que fue diseñado.

A continuación, veremos algunas consideraciones tomadas para la estructuración:

a. SIMPLICIDAD

Se debe buscar simplicidad en la estructuración, ya que esta característica permite un mejor comportamiento durante los sismos, esto debido a que en una estructura simple se puede predecir mejor su comportamiento sísmico.

b. SIMETRÍA

MODULO A: Se ha considerado una forma rectangular y con algunas entradas en diferentes direcciones.

MODULO B: Se ha considerado una forma rectangular y con algunas entradas en diferentes direcciones.

c. RESISTENCIA Y DUCTILIDAD ADECUADA

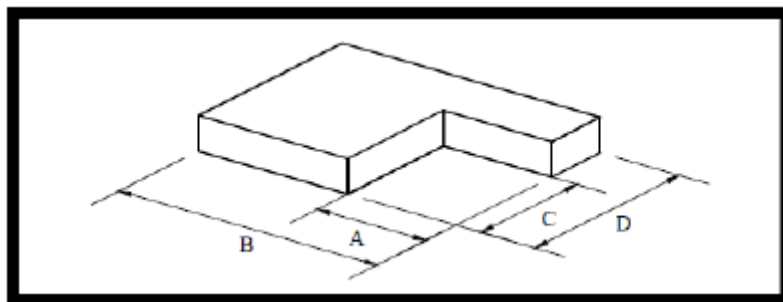
Con la estructuración propuesta, la edificación debe tener una resistencia adecuada por lo menos en las dos direcciones ortogonales con el fin de garantizar la estabilidad del edificio.

d. UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

Se consideró que la estructura sea continua tanto en planta como en elevación con el fin de evitar concentración de esfuerzos y cambios bruscos de rigideces.

d.1. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

De acuerdo al proyecto de arquitectura, se puede observar en la planta irregularidades por esquinas entrantes ya que, según el RNE, la norma E030 indica que la configuración en planta del edificio y sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en la dirección X, es mayor que al 20% correspondiente dimensión total en planta



$$A > 0.20B$$
$$C > 0.20D$$

En nuestro caso tenemos:
MODULO A

LONG. X	10.40 m	
LONG. ESQU.	2.65 m	
% ESQ. ENTRAN	25.481%	IRREGULAR
LONG. Y	35.00 m	
LONG. DIAF.	9.13 m	
% ESQ. ENTRAN	26.086%	IRREGULAR

Por lo tanto, se concluye que nuestra edificación es irregular en planta.

MODULO B

LONG. X	18.15 m	
LONG. ESQU.	2.65 m	
% ESQ. ENTRAN	14.601%	REGULAR
LONG. Y	35.00 m	
LONG. DIAF.	9.13 m	
% ESQ. ENTRAN	26.086%	IRREGULAR

Por lo tanto, se concluye que nuestra edificación es irregular en planta en una dirección.

e. RIGIDEZ LATERAL

Para poder controlar las deformaciones de la estructura, se dotó de rigidez lateral en ambas direcciones de la edificación, para esto se debe proveer a la estructura de elementos estructurales en ambas direcciones con el fin de aportar una adecuada rigidez lateral y así poder garantizar el buen desempeño de la estructura.

f. DIAFRAGMA RIGIDO

Se consideró losas rígidas para poder distribuir la fuerza sísmica en los elementos estructurales (muros, placas, etc.) de acuerdo a su rigidez lateral de cada uno.

4.4.1.2. PREDIMENSIONAMIENTO

El proceso de pre dimensionamiento consistió en dar una dimensión adecuada a los distintos elementos estructurales. Después del análisis estructural se verificará que las dimensiones asumidas sean las adecuadas para cada uno de los elementos estructurales de nuestra edificación.

4.4.1.2.1. LOSAS ALIGERADAS

En este proyecto se consideró usar losas aligeradas en su mayoría, debido a que son recomendaciones del Ingeniero Antonio Blanco Blasco, quien indica que los esfuerzos cortantes en un muro disminuyen considerablemente cuando se usan este tipo de losa. Así mismo para el pre dimensionamiento seguiremos los criterios tomados de la Bibliografía de Estructuración y Diseño de Edificaciones del Ingeniero Antonio Blanco Blasco.

Del cuadro anterior y de los requerimientos del presente proyecto el

Luz del Tramo	Menores a 4m	Entre 4 y 5.5 m	Entre 5 y 6,5 m	Entre 6 y 7,5 m
Peralte Losa (cm)	17	20	25	30

cual tiene una luz de 2.80 metros, se optó por usar una losa de 20 cm. Esto se debe a que el uso de estas losas es más común en nuestras edificaciones, y los elementos de relleno son más comerciales. Por ello se uniformizó el mismo peralte para los demás paños.

4.4.1.2.2. LOSA MACIZA

En este proyecto también se consideró usar losas macizas, para dar más rigidez a la estructura, y también a que se tiene pequeños ductos los cuales quitan continuidad a las losas.

Así mismo para el pre dimensionamiento seguiremos los criterios tomados de la Bibliografía de Estructuración y Diseño de Edificaciones del Ingeniero Antonio Blanco Blasco.

<i>Luz del Tramo</i>	<i>Menores a 4 m</i>	<i>Menores a 5.5 m</i>	<i>Menores a 6 m</i>	<i>Menores a 7.5 m</i>
<i>Peralte (cm)</i>	12	15	20	25

Del cuadro anterior y de los requerimientos del presente proyecto el cual tiene una luz de 2.65 metros, se optó por usar una losa de 20 cm. Esto se debe a que por estética usaremos esta losa ya que las losas aligeradas son de 20 cm.

4.4.1.2.3. VIGAS ESTRUCTURALES

Para lo que es vigas estructurales el peralte (h) y la base (b) se pre dimensionaron teniendo en cuenta lo siguiente:

$$h \geq l_n/10 \text{ ó } l_n/12$$

$$0.3h < b < 0.5h$$

La viga que pre dimensionaremos es la que se encuentra en el eje “B” entre los ejes 18 y 20, por lo tanto, tenemos:

$$h \geq 3.52/10$$

$$h \geq 0.352 \rightarrow h=0.40$$

Así mismo tenemos que:

$$0.30 \times 0.40 < b < 0.5 \times 0.40$$

$$0.12 < b < 0.20 \rightarrow b=0.15 \text{ m}$$

Por lo tanto, se consideró diseñar vigas de 15 x 40 cm, la cual se acomoda a la arquitectura de la edificación.

Asimismo, la resistencia a compresión del concreto es de 210 kg/cm² con el fin de aumentar la rigidez de la edificación.

4.4.1.2.4. COLUMNAS

Para las columnas se usó el siguiente criterio para pre dimensionarlas

$$Area\ de\ Columna = \frac{p(servicio)}{0.45 \times f'c}$$

En este caso nos adecuaremos a la arquitectura de la edificación teniendo columnas de los tipos:

- Columna C-01 = 0.20 x 0.30
- Columna C-02 = 0.30 x 0.30
- Columnas C-03 = 0.20 x 0.20

4.4.2. ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.4.2.1. METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas se consideró los pesos de cada uno de los elementos estructurales de nuestra edificación.

La Norma E020 establece que los elementos estructurales de un edificio deben ser diseñados para resistir las cargas que se aplique, para ello establece valores para ser usados los cuales son divididos en dos tipos de cargas las cuales fueron usadas en nuestro modelamiento.

Carga Muerta

- Concreto Armado 2400 kg/m³
- Albañilería Hueca 1350 kg/m³
- Aligerados de 20 cm 300 kg/m²
- Losa Maciza de 20 cm 480 kg/m²
- Piso Terminado 100 kg/m²
- Escalera 360 kg/m²

Carga Viva

- Viviendas 200 kg/m²
- Techos 100 kg/m²
- Corredores 200 kg/m²
- Escaleras 200 kg/m²

El siguiente metrado para obtener el valor de “P” lo obtenemos del programa ETABS a quien le asignamos las cargas anteriormente.

TABLE: Módulo A	
Load Case/Combo	FZ tonf
Dead	1057.69
Live	229.86
Peso Total (Tn)	1287.55
Area de Edificación (m ²)	262.09
Peso por metro cuadrado (Tn)	4.91
Peso por metro cuadrado /piso (tn)	0.98

TABLE: Módulo B	
Load Case/Combo	FZ tonf
Dead	1922.18
Live	442.94
Peso Total (Tn)	2365.12
Area de Edificación (m2)	262.09
Peso por metro cuadrado (Tn)	9.02
Peso por metro cuadrado /piso (Tn)	1.80

4.4.3. ANÁLISIS SISMICO

4.4.3.1. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Para nuestro modelamiento se consideró tanto en el eje “x” como en el eje “y” muros de albañilería confinada de 13 cm. Así como también para aumentar la rigidez del edificio se consideró vigas peraltadas solamente en algunos pórticos donde se ha creído necesario. Con respecto a las losas, que son considerados diafragmas rígidos de nuestro modelo; utilizamos losas aligeradas y macizas de 20 cm, por otro lado, en toda la parte interior se usó vigas chatas con $h=20\text{cm}$ con el fin de adecuarnos a la arquitectura planteada.

Para realizar nuestro modelamiento usamos como herramienta al programa ETABS.

De lo mencionado se muestra a continuación imágenes del modelamiento y estructuración.

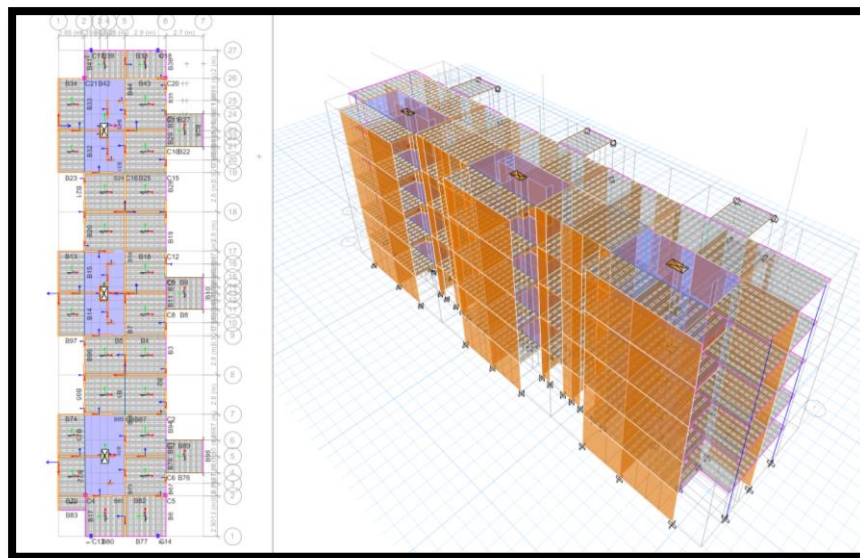


Figura 1: Vista de Modulo 01 (Sistema de Muros de Albañilería Confinada)

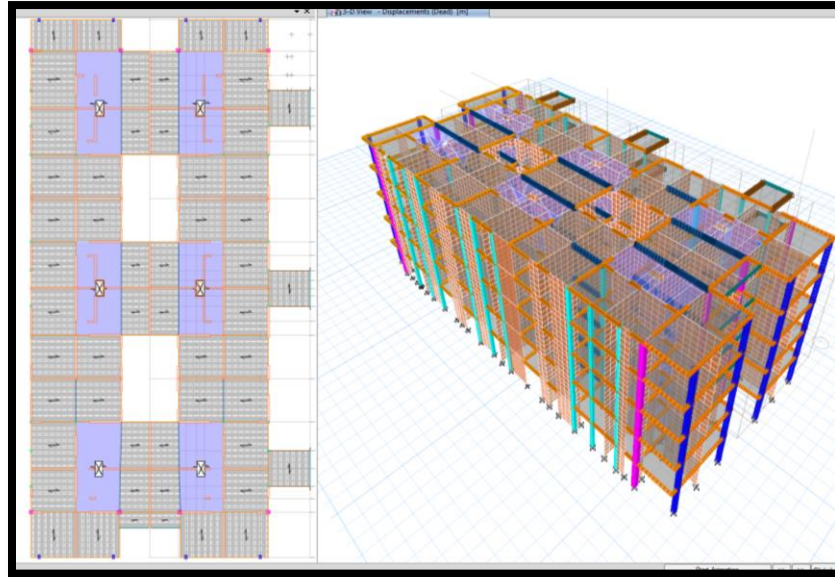


Figura 2: Vista de Modulo 02 (Sistema de Muros de Albañilería Confinada)

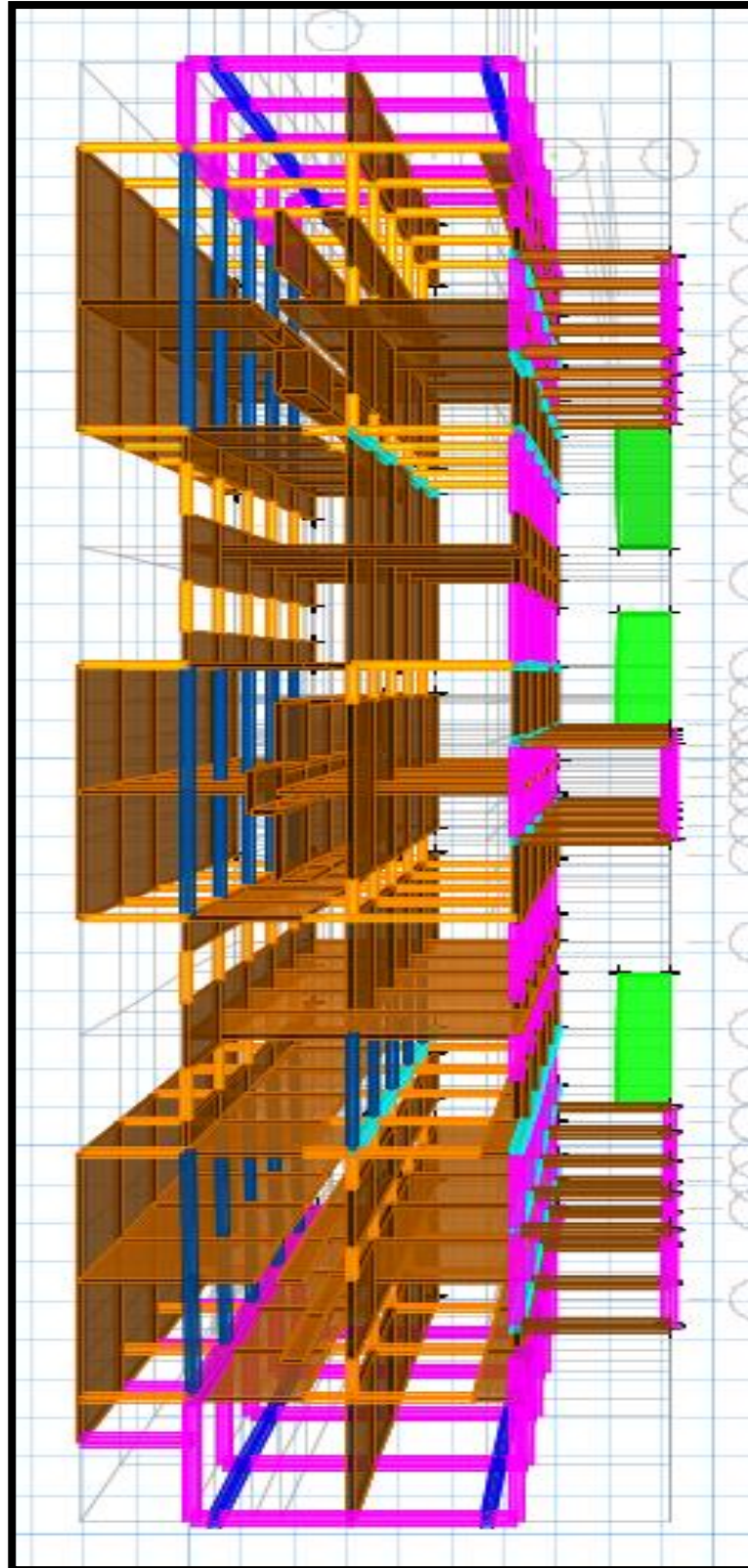


Figura 3: Vista de Vigas y Muros de Modulo 01 (Muros de Albañilería Confinada)

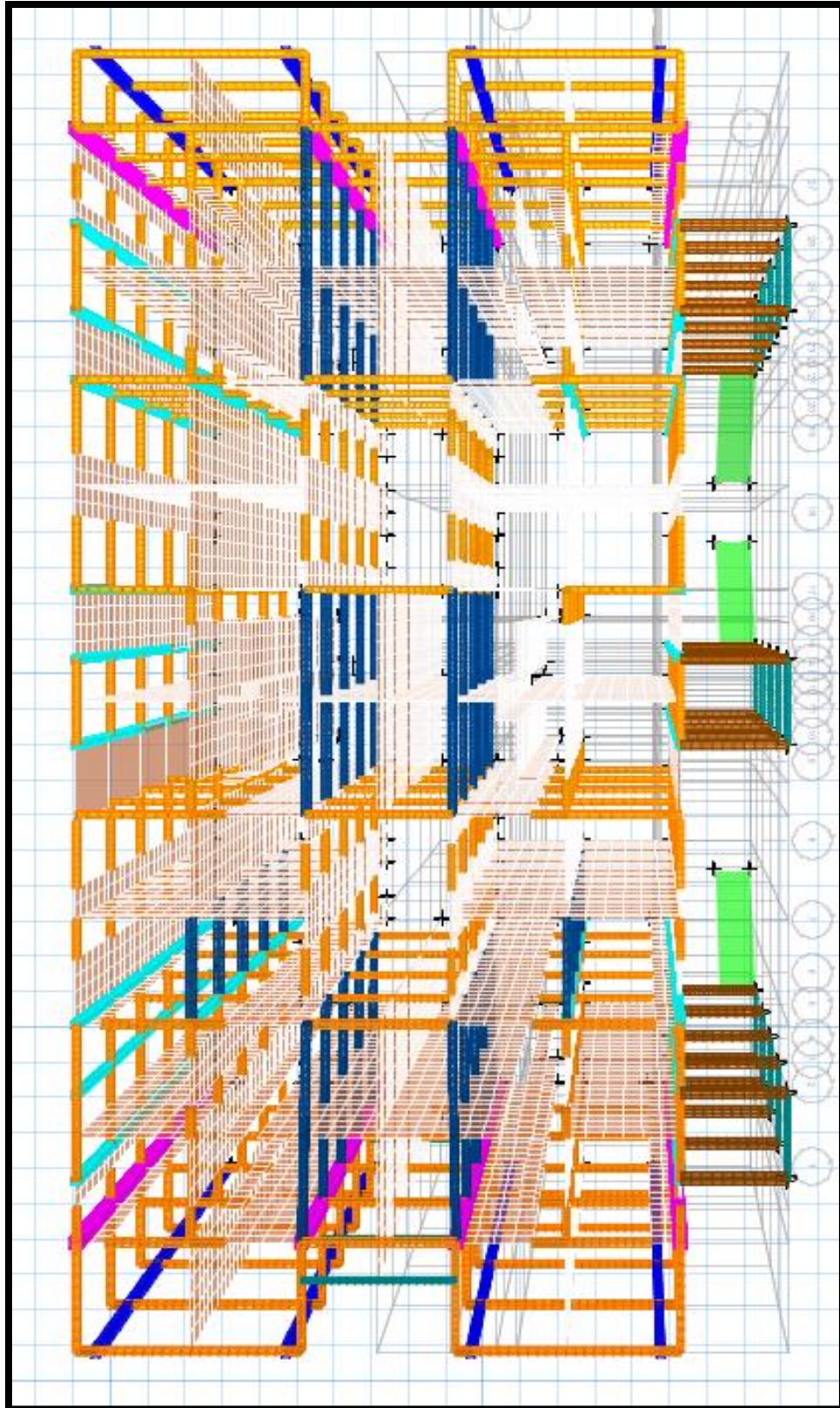


Figura 4: Vista de Vigas y Muros de Modulo 02 (Muros de Albañilería Confinada)

4.4.3.2. ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO

Para el análisis sísmico, parámetros, procedimientos y condiciones de diseño sísmico resistente se siguió las especificaciones de la norma E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

El objetivo de esta norma es determinar el comportamiento de la estructura a los diferentes tipos de carga, así mismo con este análisis se espera estimar los valores de las fuerzas internas producidos en los elementos estructurales del edificio.

4.4.3.2.1. PARAMETROS GENERALES

- FACTOR DE ZONA (Z): La edificación se encuentra ubicada en Piura la cual por especificación de la norma E 030 se encuentra ubicada en la zona sísmica 4 y le corresponde $Z= 0,45$.
- COEFICIENTE DE USO (U): la edificación se encuentra destinada a vivienda común y de acuerdo a la norma E 030 esta es una edificación común, por lo tanto, le corresponde $U= 1,0$.
- PARAMETROS DE SUELO (S): La edificación se encuentra cimentada sobre suelo blando al cual corresponde S3 el cual nos otorga un valor de $S= 1,1$ como factor de suelo y un $Tp= 1,0$ para la plataforma del espectro.
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (R): la edificación tiene irregularidad en planta y en ambas direcciones está conformado por muros estructurales y en su mayoría por muros de ductilidad limitada el cual nos otorga un valor de $R=4$, pero por ser una edificación irregular nuestro R en un sentido será $R=0.90 \times 4 = 3,60$.
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SISMICA (C): la edificación de acuerdo a la norma E 030 habla del factor de amplificación sísmica la cual toma la siguiente formula:

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

4.4.3.2.2. CÁLCULO DE PESO SISMICO DE LA EDIFICACION

Del metrado de cargas anterior tenemos:

PARA EL MODULO A:

$$P_{CM} = 1069.03 \text{ Tn} \quad \text{y} \quad P_{CV} = 250.73 \text{ Tn}$$

Y de acuerdo a la norma E 030 tenemos que el peso sísmico es:

$$P = 100\%CM + 25\% CV$$

$$P_{sis} = 1131.7123 \text{ Tn}$$

PARA EL MODULO B:

$$P_{CM} = 1940.57 \text{ Tn} \quad \text{y} \quad P_{CV} = 442.94 \text{ Tn}$$

Y de acuerdo a la norma E 030 tenemos que el peso sísmico es:

$$P = 100\%CM + 25\% CV$$

$$P_{sis} = 2051.3037 Tn$$

4.4.3.2.3. ESCENTRICIDAD DE LA EDIFICACION

De acuerdo a la norma E030 nos menciona también sobre la excentricidad para tener en cuenta los efectos de torsión en la estructura la cual es el 5% de la longitud total de la edificación en ambas direcciones.

Para nuestro caso siguiente:

MODULO A

Dirección X-X

$$10.40 \times 0.05 = 0.52 \text{ m}$$

Dirección Y-Y

$$35.00 \times 0.05 = 1.75 \text{ m}$$

MODULO B

Dirección X-X

$$18.15 \times 0.05 = 0.90 \text{ m}$$

Dirección Y-Y

$$35.0 \times 0.05 = 1.75 \text{ m}$$

4.4.3.2.4. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

$$V_{est} = \frac{Z.U.C.S.}{R} . P$$

Con los parámetros anteriormente mencionados tenemos:

MODULO A

$$V_{est} = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.1}{4} . 1131.71$$

$$V_{est} = 350.12 Tn$$

MODULO B

$$V_{est} = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.1}{4} . 2051.30$$

$$V_{est} = 634.62 Tn$$

4.4.3.3. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

4.4.3.3.1. GENERALIDADES

Para el análisis sísmico dinámico se utilizó la combinación espectral, para lo cual se utilizó el modelo pseudo – tridimensional. Dicha combinación está definida por la siguiente expresión:

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

Con los parámetros sísmicos obtenidos anteriormente tenemos el espectro de pseudo – aceleraciones.

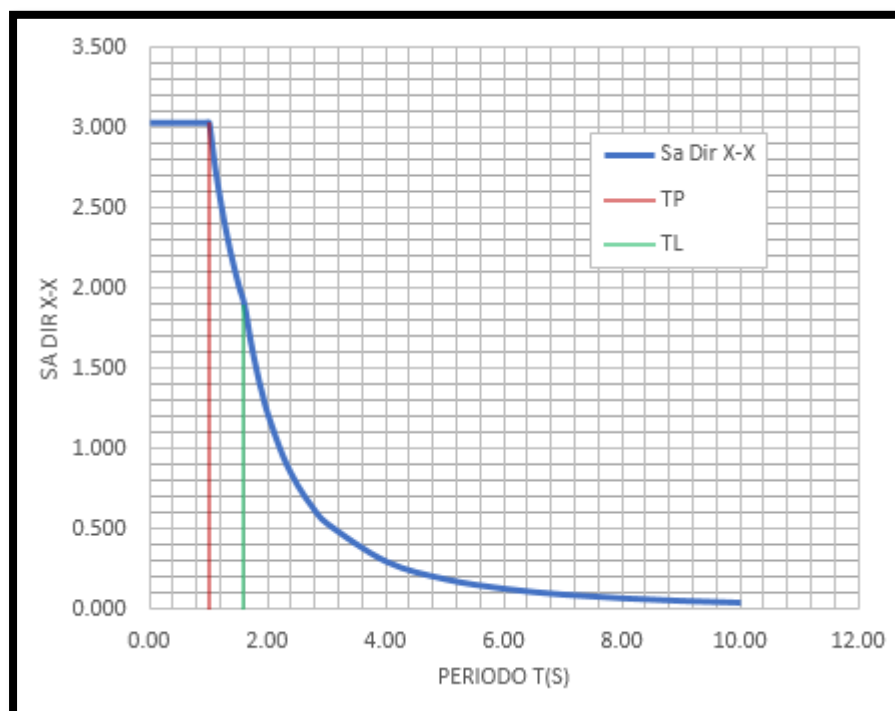


Figura 1: Espectro de aceleraciones usando el modelo estructural

Los datos usados para elaborar el diagrama del espectro anterior son los siguientes:

C	T	Sa
2.50	0.00	3.035
2.50	0.02	3.035
2.50	0.04	3.035
2.50	0.06	3.035
2.50	0.08	3.035
2.50	0.10	3.035
2.50	0.12	3.035
2.50	0.14	3.035
2.50	0.16	3.035
2.50	0.18	3.035
2.50	0.20	3.035
2.50	0.25	3.035
2.50	0.30	3.035
2.50	0.35	3.035
2.50	0.40	3.035
2.50	0.45	3.035
2.50	0.50	3.035
2.50	0.55	3.035
2.50	0.60	3.035
2.50	0.65	3.035
2.50	0.70	3.035
2.50	0.75	3.035
2.50	0.80	3.035
2.50	0.85	3.035
2.50	0.90	3.035
2.50	0.95	3.035
2.50	1.00	3.035
2.27	1.10	2.759
2.08	1.20	2.529
1.92	1.30	2.335
1.79	1.40	2.168
1.67	1.50	2.023
1.56	1.60	1.897
1.38	1.70	1.680
1.23	1.80	1.499
1.11	1.90	1.345
1.00	2.00	1.214
0.79	2.25	0.959
0.64	2.50	0.777
0.53	2.75	0.642
0.44	3.00	0.540
0.25	4.00	0.303
0.16	5.00	0.194
0.11	6.00	0.135
0.08	7.00	0.099
0.06	8.00	0.076
0.05	9.00	0.060
0.04	10.00	0.049

4.4.3.3.2. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Según la Norma E030 indica que para estructuras irregulares la fuerza cortante dinámica en la base de un edificio no deberá ser menor al 90% de la fuerza cortante estática, es decir:

IRREGULARES

$$V_{din} \geq 90\% V_{est}$$

En nuestro caso es:

MODULO A

DIRECCIÓN	V ESTATICO	V DINAMICO	90% V ESTATICO	FACTOR
X-X	383.0805	272.3062	344.77245	1.266120456
Y-Y	378.9466	272.7402	341.05194	1.250464508

MODULO B

DIRECCIÓN	V ESTATICO	V DINAMICO	90% V ESTATICO	FACTOR
X-X	621.3058	441.9529	559.17522	1.265237133
Y-Y	690.3398	507.8115	621.30582	1.223496947

4.4.3.3.3. MODOS Y PERIODOS DE VIBRACIÓN

MODULO A

Para nuestro modelo consideramos 12 modos de vibración, esto con el fin de hallar el porcentaje de masa participativa en cada uno de los modos.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0.471	2.34%	0.04%	68.75%
Modal	2	0.393	68.71%	0.43%	2.38%
Modal	3	0.334	0.45%	69.72%	0.05%
Modal	4	0.124	0.38%	0.05%	17.78%
Modal	5	0.106	18.00%	0.07%	0.38%
Modal	6	0.097	7.94E-06	0.05%	2.23E-06
Modal	7	0.097	1.86E-06	0.01%	5.48E-07
Modal	8	0.096	0.08%	1.23E-06	0.02%
Modal	9	0.09	0.07%	16.87%	0.15%
Modal	10	0.084	0.01%	4.23E-06	3.97E-05
Modal	11	0.081	0.00%	0.01%	7.17E-07
Modal	12	0.081	0.00%	0.02%	2.63E-06

Del cuadro tenemos que los dos primeros modos son de traslación y el tercer modo es de rotación el cual veremos a continuación en los gráficos:

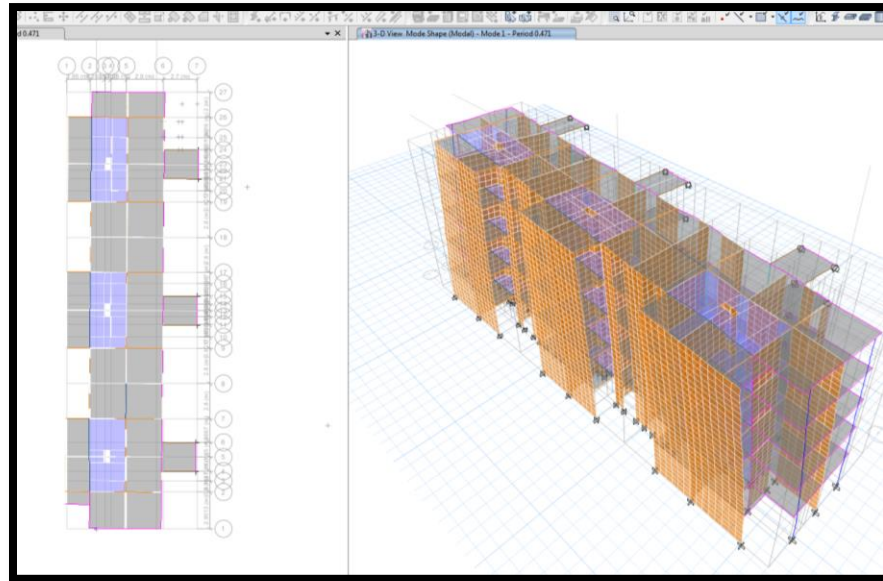


Figura 1: Vista del primer modo de vibración.
Traslación en el eje “Y”, con un periodo de 0.471seg.

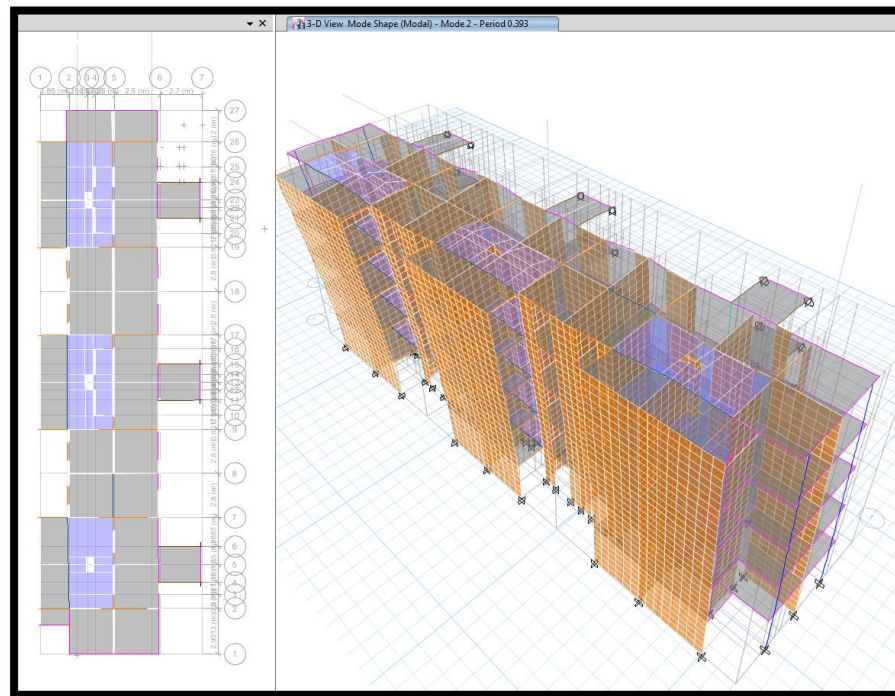


Figura 2: Vista del segundo modo de vibración.
Traslación en el eje “X”, con un periodo de 0,393 seg.

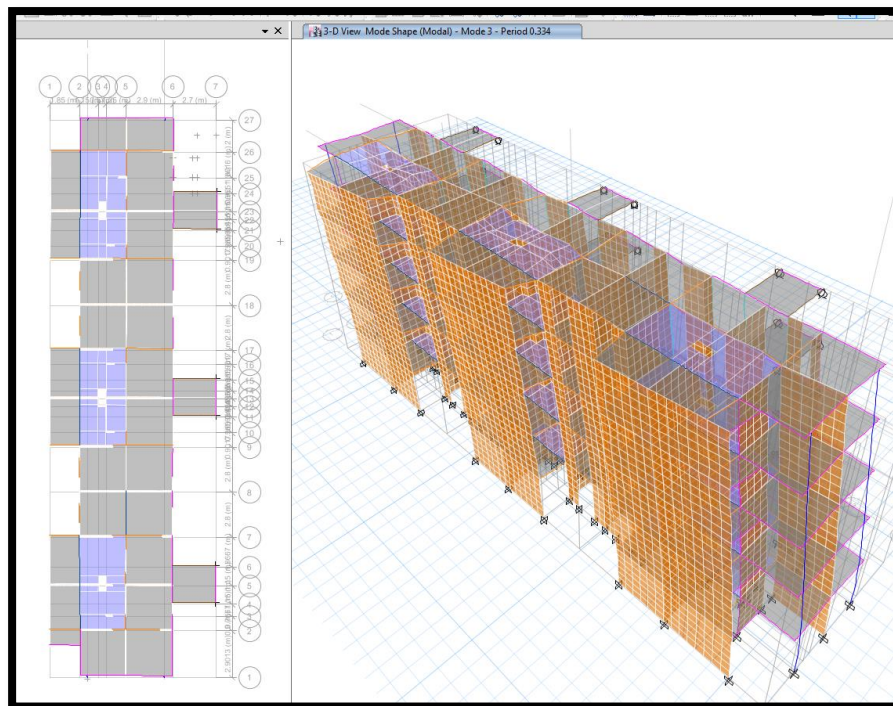


Figura 3: Vista del tercer modo de vibración.
 Rotación en el eje “Z”, con un periodo de 0,182 seg.

MODULO B

Para nuestro modelo consideramos 12 modos de vibración, esto con el fin de hallar el porcentaje de masa participativa en cada uno de los modos.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	0.424	5.19%	0.22%	66.43%
Modal	2	0.356	65.17%	3.03%	4.81%
Modal	3	0.347	2.38%	68.72%	0.53%
Modal	4	0.113	0.64%	0.16%	16.90%
Modal	5	0.099	15.16%	0.73%	0.31%
Modal	6	0.097	0.09%	0.87%	0.02%
Modal	7	0.097	2.54E-06	0.00%	8.31E-06
Modal	8	0.097	1.02E-05	0.01%	3.20E-06
Modal	9	0.097	2.16E-06	0.00%	8.61E-06
Modal	10	0.097	0.00%	0.00%	0.00%
Modal	11	0.097	1.23%	0.58%	0.07%
Modal	12	0.095	0.90%	14.27%	0.34%

Del cuadro anterior tenemos que los dos primeros son de traslación y el tercer modo es de rotación el cual veremos a continuación en los gráficos:

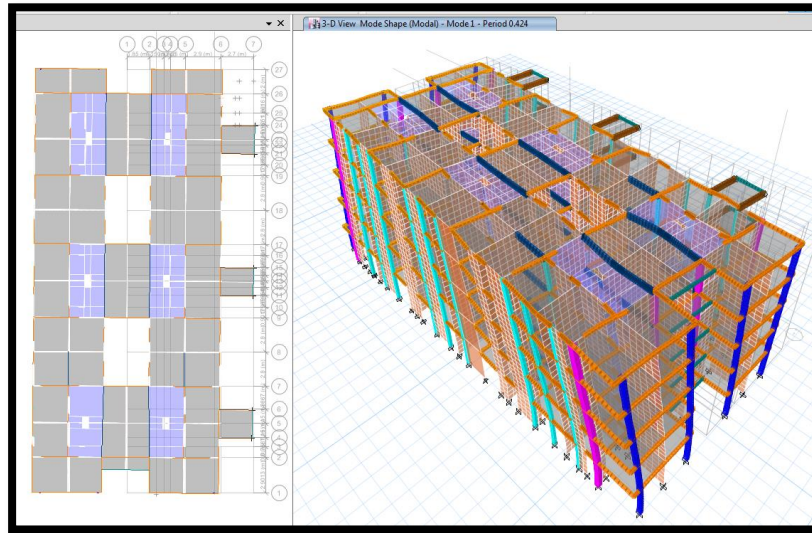


Figura 1: Vista del primer modo de vibración.
Traslación en el eje “Y”, con un periodo de 0,424 seg.

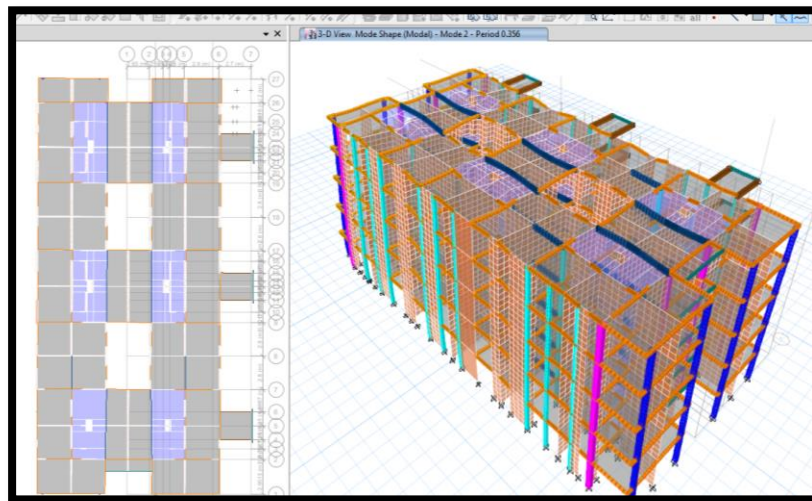


Figura 2: vista del segundo modo de vibración.
Traslación en el eje “X”, con un periodo de 0,356 seg.

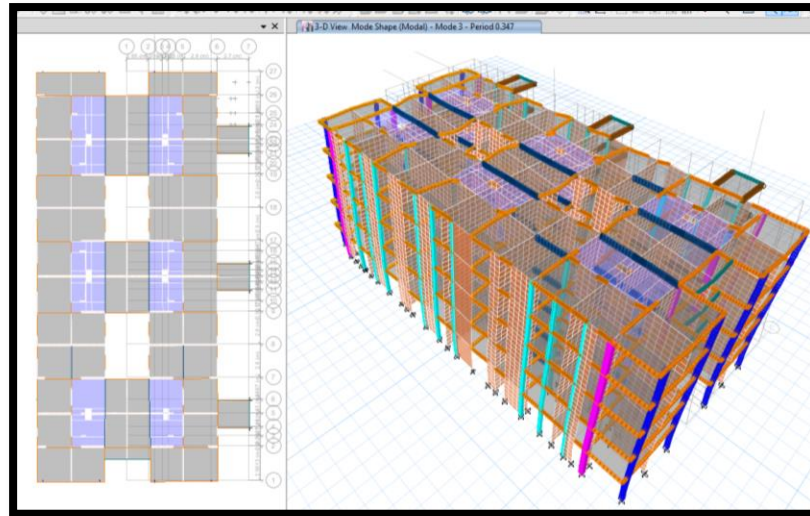


Figura 3: Vista del tercer modo de vibración. Rotación en el eje “Z”, con un periodo de 0,347 seg.

4.4.3.3.4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Del modelamiento de la estructura realizado en el programa ETABS obtenemos los desplazamientos y derivas máximas, la Norma E-030 indica que para muros de ductilidad limitada la deriva máxima es de 0,005.

Para calcula el desplazamiento real de nuestra edificación, obtenemos los desplazamientos del modelo el cual lo multiplicaremos por 0.9R, así mismo; como sabemos que la estructura es irregular en un sentido y de acuerdo a la norma sismo – resistente al valor anterior lo multiplicamos por 0.90 para así poder obtener el desplazamiento ultimo y real, es decir:

MODULO A

Este módulo tiene irregularidad de esquina entrante en ambos ejes, por lo tanto, tenemos:

$$\text{DESPLAZAMIENTO REAL} = 0.90 \times R$$

De lo anterior obtenemos en la dirección “X” el siguiente cuadro

<i>Desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa</i>									
<i>ANÁLISIS ESPECTRAL</i>									
<i>DIRECCION X-X</i>									
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UX REL	he	Δi/he	De Admisible	OBS	
			m	m	(m)				
Piso 5	D5	Desp Inelastico XX R=3.6 Max	0.066	0.015	2.80	0.00518	0.007	Ok	
Piso 4	D4	Desp Inelastico XX R=3.6 Max	0.051	0.016	2.80	0.00564	0.007	Ok	
Piso 3	D3	Desp Inelastico XX R=3.6 Max	0.035	0.016	2.80	0.00558	0.007	Ok	
Piso 2	D2	Desp Inelastico XX R=3.6 Max	0.020	0.013	2.80	0.00470	0.007	Ok	
Piso 1	D1	Desp Inelastico XX R=3.6 Max	0.007	0.007	2.80	0.00239	0.007	Ok	

Así mismo en la Dirección “Y” obtenemos el siguiente cuadro:

<i>Desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa</i>								
ANÁLISIS ESPECTRAL								
DIRECCIÓN Y-Y								
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UY	UY REL	he	Δi/he	De Admisible	OBS
			m	m	(m)			
Piso 5	D5	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.048	0.011	2.80	0.00375	0.007	Ok
Piso 4	D4	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.038	0.012	2.80	0.00420	0.007	Ok
Piso 3	D3	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.026	0.012	2.80	0.00424	0.007	Ok
Piso 2	D2	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.014	0.010	2.80	0.00355	0.007	Ok
Piso 1	D1	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.004	0.004	2.80	0.00143	0.007	Ok

De acuerdo a la Norma E-030 la deriva para edificios de albañilería confinada es de 0.005 y como se observa en ambas direcciones las derivas máximas son menores a las requeridas.

MODULO B

Este módulo tiene irregularidad de esquina entrante en el eje Y, por lo tanto, tenemos:

$$\text{DESPLAZAMIENTO REAL} = 0.9 \times R$$

En la Dirección “X” el siguiente cuadro:

<i>Desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa</i>								
ANÁLISIS ESPECTRAL								
DIRECCIÓN X-X								
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UX REL	he	Δi/he	De Admisible	OBS
			m	m	(m)			
Piso 5	D5	Desp Inelastico XX R=4 Max	0.053	0.011	2.80	0.00404	0.007	Ok
Piso 4	D4	Desp Inelastico XX R=4 Max	0.042	0.012	2.80	0.00446	0.007	Ok
Piso 3	D3	Desp Inelastico XX R=4 Max	0.029	0.012	2.80	0.00446	0.007	Ok
Piso 2	D2	Desp Inelastico XX R=4 Max	0.017	0.011	2.80	0.00385	0.007	Ok
Piso 1	D1	Desp Inelastico XX R=4 Max	0.006	0.006	2.80	0.00217	0.007	Ok

Así mismo en la dirección “Y” obtenemos el siguiente cuadro:

<i>Desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa</i>								
ANÁLISIS ESPECTRAL								
DIRECCIÓN Y-Y								
Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UY	UY REL	he	Δi/he	De Admisible	OBS
			m	m	(m)			
Piso 5	D5	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.052	0.011	2.80	0.00381	0.007	Ok
Piso 4	D4	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.041	0.012	2.80	0.00435	0.007	Ok
Piso 3	D3	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.029	0.013	2.80	0.00450	0.007	Ok
Piso 2	D2	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.016	0.011	2.80	0.00391	0.007	Ok
Piso 1	D1	Desp Inelastico YY R=3.6 Max	0.005	0.005	2.80	0.00187	0.007	Ok

De acuerdo a la Norma E-030 la deriva para edificios de albañilería confinada es de 0.005 y como se observa en ambas direcciones las derivas máximas son menores a las requeridas.

4.4.3.3.5. TORSIÓN

Por otro lado, la Norma E-030 indica que en el análisis dinámico se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo el cual tiene un valor igual al 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis.

En nuestro caso se definió esta excentricidad accidental en el programa ETABS como se muestra a continuación:

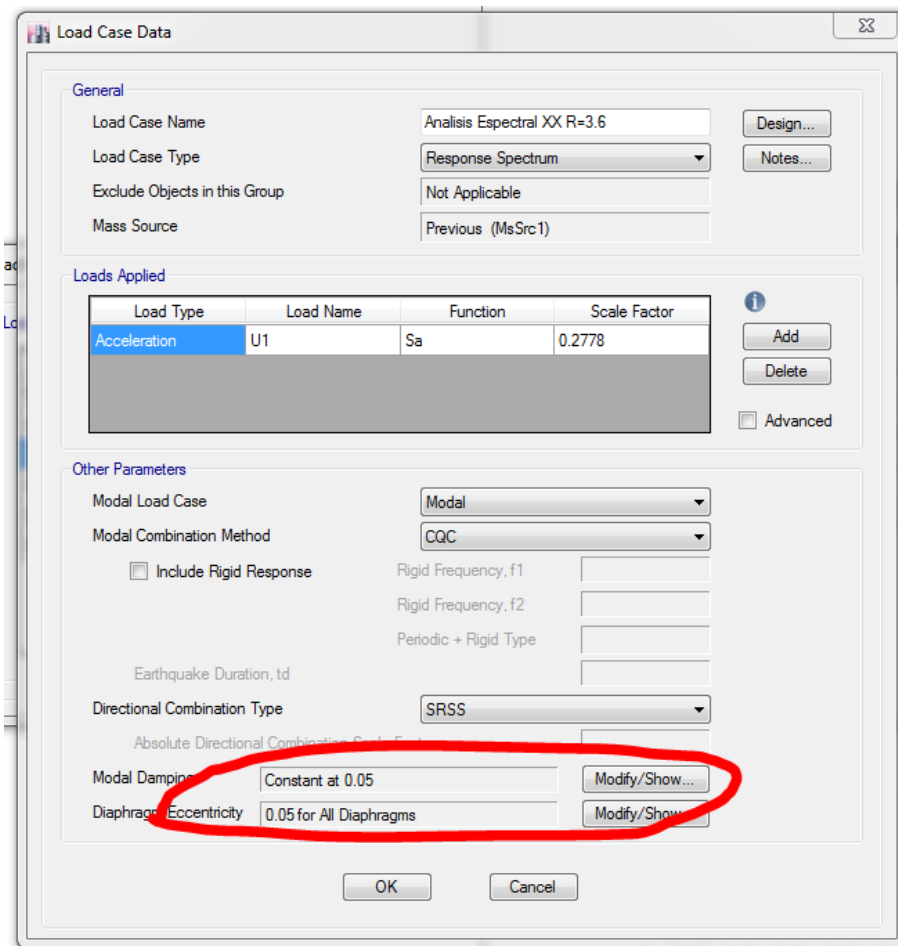


Figura 1: Muestra la incorporación de la excentricidad

4.4.3.3.6. JUNTAS DE SEPARACIÓN SISMICA

La norma E-030 indica que para la distancia mínima (S) de separación entre edificios se debe considerar lo siguiente:

- $S > 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos adyacentes
- $S > 3 + 0.004 (h - 500)$
- $S > 3 \text{ cm}$

Por otro lado, el edificio debe retirarse del límite de propiedad adyacente a otros lotes edificables distancias no menores a $2/3$ desplazamiento máximo o $S/2$ calculamos la junta de separación para nuestra edificación:

$$S > \frac{2}{3} (0.020 + 0.0059)$$

$$S > 0.017 \text{ m}$$

$$S > 3 + 0.004 (1400 - 500)$$

$$S > 6.60 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación mínima entre edificaciones es de 6.60 cm ahora calcularemos la distancia a retirar el edificio del límite de propiedad.

$$\frac{2}{3} \times 6.60 = 4.40 \text{ cm}$$

$$\frac{6.60}{2} = 3.30 \text{ cm}$$

Concluimos que la edificación debe retirarse del límite de propiedad 4.5 cm.

4.4.3.3.7. ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

La norma E-030 indica que todo edificio debe resistir al volteo que producen las fuerzas de sismo, con un factor de seguridad mayor o igual a 1.5, dicho factor se calcula con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\text{Momento Estabilizante}}{\text{Momento al Volteo}}$$

Del análisis extraemos el momento de volteo

MODULO A

Eje X-X

$$M_v = 2160.26 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_e = 1131.71 \times 5.20 = 5884.89 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$FS = 5884.89 / 2160.26 = 2.72 \rightarrow \text{ok}$$

Eje Y-Y

$$M_v = 3324.797 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_e = 1131.71 \times 17.50 = 19804.92 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$FS = 19804.92/3324.797 = 5.92 \rightarrow \text{ok}$$

MODULO B

Eje X-X

$$M_v = 4962.99 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_e = 2051.3 \times 9.075 = 18615.54 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$FS = 18615.54/4962.99 = 3.75 \rightarrow \text{ok}$$

Eje Y-Y

$$M_v = 6202.23 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_e = 2051.3 \times 17.50 = 35897.75 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$FS = 35897.75/6202.23 = 5.78 \rightarrow \text{ok}$$

En ambos sentidos se puede observar claramente que los factores de seguridad son mayores que 1.50 lo que da como resultado que nuestro edificio es estable.

4.4.4. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.4.4.1. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

4.4.4.1.1. DENSIDAD DE MUROS

Verificaremos que la densidad de muros sea la adecuada para nuestro diseño:

MODULO A

Tenemos los siguientes datos:

f_c =	210	E_m =	325000	E_c/E_m =	6.68832773
f_m =	65	E_c =	2173706.51	Area =	262.019

DENSIDAD DE MUROS					
<small>Tabla N°1 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)</small>					
FACTOR DE ZONA "Z"	ZONA	Z			
	ZONA 4	0.45			
<small>Tabla N°3 y N°4 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)</small>					
FACTOR DE SUELO "S"	TIPO	DESCRIPCION	S	TP	TL
	S3	Suelos Blandos	1.05	1.00	1.60
<small>Tabla N°5 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)</small>					
FACTOR DE USO "U"	CATEGORIA	U	OBSERVACIONES		
	"C" Edifi. Comunes	1.00	Revisar Tabla N°6 E.030-2014		
FACTOR "N"	N° PISOS				
	5				
FACTOR AP	AREA(m2)				
	262.019				
n=	1				
CALCULO DE FACTOR SECCION TRANSFORMADA					
n=	E _c	217370.651	n=	6.69	
	E _m	32500			

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X

MUROS DIRECCIÓN X-X					
Descripción	Material	Longitud (m)	n(m)	Espesor	l*t
MX1	Conc	1.95	6.69	0.13	1.70
MX2	Alb	0.80	1.00	0.13	0.10
MX3	Alb	0.40	1.00	0.13	0.05
MX4	Alb	3.10	1.00	0.13	0.40
MX5	Alb	0.44	1.00	0.13	0.06
MX6	Alb	3.00	1.00	0.13	0.39
MX7	Conc	2.10	6.69	0.13	1.83
MX8	Alb	0.70	1.00	0.13	0.09
MX9	Alb	5.90	1.00	0.13	0.77
MX10	Conc	2.10	6.69	0.13	1.83
MX11	Alb	0.55	1.00	0.13	0.07
MX12	Alb	0.60	1.00	0.13	0.08
MX13	Alb	3.10	1.00	0.13	0.40
MX14'	Conc	1.30	6.69	0.13	1.13
MX14	Alb	2.90	1.00	0.13	0.38
MX15	Alb	0.55	1.00	0.13	0.07
MX16	Conc	2.10	6.69	0.13	1.83
MX17	Alb	5.90	1.00	0.13	0.77
MX18	Conc	2.10	6.69	0.13	1.83
MX19	Alb	0.55	1.00	0.13	0.07
MX20	Alb	0.63	1.00	0.13	0.08
MX21	Alb	3.10	1.00	0.13	0.40
MX22	Alb	4.25	1.00	0.13	0.55
MX23	Alb	0.55	1.00	0.13	0.07
MX24	Alb	0.70	1.00	0.13	0.09
ΣLx*t=					15.03

DENSIDAD CALCULADA		>DENSIDAD REQUERIDA
$\frac{\Sigma L*t}{A_p}$	>	$\frac{ZUSN}{56}$
0.05737398	≥	0.042188
OK		

ANÁLISIS DIRECCIÓN Y-Y

<i>MUROS DIRECCIÓN Y-Y</i>					
<i>Descripción</i>	<i>Material</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>n(m)</i>	<i>Espesor</i>	<i>l*t</i>
MY1	Alb	6.90	1.00	0.13	0.90
MY2	Alb	6.13	1.00	0.13	0.80
MY3	Alb	6.93	1.00	0.13	0.90
MY4	Alb	0.85	1.00	0.13	0.11
MY5	Alb	1.60	1.00	0.13	0.21
MY6	Alb	0.85	1.00	0.13	0.11
MY7	Alb	0.85	1.00	1.13	0.96
MY8	Alb	1.60	1.00	2.13	3.41
MY9	Alb	0.85	1.00	3.13	2.66
MY10	Alb	1.72	1.00	4.13	7.10
MY11	Alb	1.09	1.00	5.13	5.59
MY12	Alb	1.72	1.00	6.13	10.54
MY13	Alb	1.62	1.00	7.13	11.55
MY14	Alb	0.59	1.00	8.13	4.80
MY15	Alb	1.32	1.00	9.13	12.05
MY16	Alb	3.10	1.00	10.13	31.40
MY17	Alb	2.02	1.00	11.13	22.48
MY18	Alb	1.42	1.00	12.13	17.22
MY19	Alb	2.90	1.00	13.13	38.08
MY20	Alb	4.33	1.00	14.13	61.18
MY21	Alb	5.70	1.00	15.13	86.24
MY22	Alb	2.22	1.00	16.13	35.81
MY23	Alb	1.32	1.00	17.13	22.61
MY24	Alb	2.30	1.00	18.13	41.70
MY25	Alb	0.82	1.00	19.13	15.69
MY26	Alb	1.12	1.00	20.13	22.55
MY27	Alb	1.80	1.00	21.13	38.03
MY28	Alb	0.90	1.00	22.13	19.92
MY29	Alb	2.12	1.00	23.13	49.04
MY30	Alb	2.12	1.00	24.13	51.16
MY31	Alb	1.70	1.00	25.13	42.72
				4.04	657.52

<i>DENSIDAD</i>		<i>>DENSIDAD</i>
<i>CALCULADA</i>		<i>REQUERIDA</i>
$\frac{\Sigma L * t}{A_p}$	>	$\frac{ZUSN}{56}$
2.50942222	≥	0.042188
OK		

4.4.4.1.1. DISEÑO DEL MURO ESTRUCTURAL Mx18

Para el diseño de muros de albañilería de nuestra tesis consideramos el mismo muro que se vio en ductilidad limitada.

A continuación, procederemos con el diseño con el muro antes mencionado.

Para el diseño de nuestros muros procederemos a realizar las siguientes verificaciones:

1.	DATOS INICIALES:					
	Descripción =	M1			Longitud, L =	5.80
	Ubicación =	Primer Nivel			Espesor, t =	0.13
	f'm =	650.00 Tn/m ²			Altura, h =	2.80

4.4.4.1.2. RESISTENCIA AL CORTE

2. CARGAS Y COMBINACIONES PARA EL DISEÑO						
Descripción	Pm = D+L	Pg = D+0.25L	Ve	Me	Vu	Mu
Valor (Tn)	43.61	38.98	36.57	1.08	73.14	2.16

Notación: P = Carga de gravedad máxima de servicio (incluye el 100% de la sobrecarga, PØ = Carga

3. VERIFICACIÓN POR CARGAS VERTICALES

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L_t} \leq 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'_m$$

$\sigma_m =$	$F_a =$	$0.15 f'_m =$	OK	OK
57.84 Tn/m ²	80.77 Tn/m ²	97.50 Tn/m ²		

Notación: σ_m = Esfuerzo Axial Maximo, F_a = Esfuerzo Admisible por Carga Vertical

4. VERIFICACIÓN DEL AGRIETAMIENTO EN LOS MUROS

El muro no deberá agrietarse ante la acción de sismos moderados, deberá comprobarse la relación

$$V_e \leq 0.55 V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

donde:

$$V_m = 0.5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 P_g$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$$

$V_m =$	39.50	$\alpha =$	1.00
$V'_m =$	81.00	$0.55 V_m =$	21.73
$V_e =$	36.57	Condición =	Agrietado

Notación: v'_m = Resistencia característica al corte de la albañilería, V_m = Fuerza cortante asociada al agrietam

4.4.4.1.3. CONTROL DE FISURACIÓN

Para efecto de controlar la fisuración ante los sismos moderados, que son los mas frecuentes, se debe verificar para todos los muros en cada entrepiso la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

$$V_e \leq 0.55 V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

5. OBTENCIÓN DEL CORTANTE Y MOMENTOS POR EL SISMO SEVERO

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

$$M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

donde: $2 \leq V_{m1} / V_{e1} \leq 3$

$V_u =$	73.14 Tn	$M_u =$	2.16 Tn-f
---------	----------	---------	-----------

6. VERIFICACIÓN DE NECESIDAD DE COLOCAR REFUERZO HORIZONTAL							
Se deberá							
$V_u \geq V_m$		y $\sigma_m = P_m/(t.L) \geq 0.05 f'c m$					
$V_u =$	73.14 Tn			$V_m =$	39.50 Tn		
$\sigma_m =$	57.84 Tn/m ²			$0.05 f'c =$	32.5 Tn/m ²		
La cuantía mínima a ser considerada es: $\rho = A_s/(s.l) \geq 0.001$					Refuerzo Corrido		
				Número de Hiladas	Barra	Numero de Barras	
				ph = 0.001547	3 hiladas	8 mm	4
				Armado =	Ø8 mm @ 3 hiladas		

4.4.4.1.4. DISEÑO POR CORTE FRICCIÓN

Para este diseño consideramos:

A_{cf} = Area de Columna por corte fricción

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2x f'c x \phi} \geq 15t \geq A_c$$

$$A_{cf} = \frac{16.40x1000}{0.2x210x0.85} \geq 15t \geq A_c$$

$$A_{cf} = 459.50 \text{ cm}^2 \text{ --- OK}$$

Así mismo se tiene los siguientes datos:

PISO	A_c (cm ²)	h2 (cm)	h (cm)	A_c (cm ²)	A_n (cm ²)
1	501.83	40.00	40.00	560.00	272.00

Donde:

h2 = la columna de confinamiento

A_c = va al multiplicar h2 por t

De aquí tenemos que:

$$A_n = (b-6) \times (h-6)$$

$$A_n = 272 \text{ cm}^2$$

4.4.4.1.5. CALCULO DEL REFUERZO VERTICAL

Para el calculo del refuerzo vertical usaremos la siguiente expresión:

$$s = \frac{V_c}{\mu f_y \phi} + \frac{T}{f_y \phi}$$

$$A_s = 5.74 \text{ cm}^2$$

Es decir usaremos 4 fierros de ½”

En resumen para nuestro muro tenemos:

PISO	A_{sf} (cm ²)	A_{st} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s min (cm ²)
1	6.27	-	6.27	2.8

4.4.4.1.6. CALCULO DE LOS ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO

Primero calculamos los espaciamientos para los estribos de confinamiento de acuerdo a la Norma:

$$S1 = \frac{Av \cdot fy}{0.3 \cdot tn \cdot f'c \left(\frac{Ac}{An} - 1 \right)}$$

$$S2 = \frac{Av \cdot fy}{0.12 \cdot tn \cdot f'c}$$

$$S3 = \frac{d}{4}$$

$$S4 = 10 \text{ cm}$$

En resumen tenemos los siguientes cálculos:

PISO	Ø Acero	Av (cm2)	S1 (cm)	S2 (cm)	S3 (cm)	S4 (cm)	S (cm)
1	03-ago	1.42	11	30	9.25	10	9.25

En conclusión nuestra columna de confinamiento queda distribuida de la siguiente manera:

- Dimensiones = 25 x 30
- Acero Longitudinal = 6 Ø ½”
- Acero de confinamiento = Ø 3/8”, [1@.05](#), [4@.10](#), RTO@.25 cm
-

4.4.4.1.7. DISEÑO DE VIGAS DE CONFINAMIENTO

Para el diseño de las vigas soleras necesitamos saber los siguientes datos:

Ts = Tracción en la viga solera

$$Ts = \frac{Vm \times Lm}{2L}$$

$$Ts = \frac{32.81}{2}$$

$$Ts = 4.34 \text{ cm}^2$$

Es decir, en resumen tenemos:

LOSA	20	cm	MURO	14	cm
PISO	Ts (tn)	As (cm2)	Ø Acero Min	Ø Acero	# Barras
1	16.4	4.34	1.56	1/2"	4

Es conclusión nuestra viga solera qued distribuida de la siguiente manera:

- Dimensiones = 25 x 20 cm
- Acero Longitudinal = 4 Ø ½”
- Acero de Confinamiento = Ø ¼, [1@.05](#), [4@.10](#), [Rto@.25](#) cm

4.5. ANÁLISIS ECONOMICO

4.5.1. MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA

4.5.1.1. PLANILLA DE METRADOS

Para nuestro proyecto en el sistema de muros de ductilidad limitada se tomaron las partidas necesarias para la construcción de nuestro edificio, solo se tomaron en cuenta partidas de estructuras y arquitectura. Es decir que para esta lista de partidas solo se consideró el cascaron de la estructura a nivel de tarrajeo y solaqueado, por lo tanto no se tomó en cuenta lo que es las instalaciones eléctricas, sanitarias, pintura, carpintería de madera, vidrios, etc. Esto debido que en ambos sistemas estructurales los costos son prácticamente los mismos.

Por otro lado para el metrado de las diferentes partidas se respetó cada uno de los ítems del reglamento nacional de metrados.

Asimismo se planteó las partidas de acuerdo a la realidad de la zona, como es el caso de los encofrados, que en este caso se planteó encofrados de madera y el concreto será preparado en el lugar.

A continuación mostramos una lista de partidas que fueron consideradas para el presente proyecto, tanto para estructuras como para arquitectura.

<i>Planilla de Metrados</i>			
<i>Item</i>	<i>Descripción</i>	<i>Unidad</i>	<i>Metrado</i>
01	ESTRUCTURAS		
01.01	OBRAS PROVISIONALES		
01.01.01	ALMACEN, OFICINA Y GUARDIANA	GLB	1.00
01.01.02	CARTEL DE OBRA	UND	1.00
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES		
01.02.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	GLB	1.00
01.02.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	180.00
01.02.03	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	m2	180.00
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.03.01	EXCAVACION DE ZANJAS CON EQUIPO H=2.5M	M3	162.00
01.03.02	PERFILADO DE ZANJAS	M2	33.60
01.03.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	109.35
01.03.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	52.65
01.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.04.01	SOLADO EN PLATEA DE CIMENTACIÓN	M2	180.00
01.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.05.01	PLATEA		
01.05.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO FC=210 KG/CM2 PLATEA	M3	45.00

01.05.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	KG	3,878.00
01.05.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	M2	14.00
01.05.02	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA		
01.05.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO FC=210 KG/CM2 MUROS DUCTILIDAD LIMIT	M3	55.21
01.05.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	KG	3,689.00
01.05.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	M2	1,471.10
01.05.03	ESCALERAS		
01.05.03.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	10.92
01.05.03.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	KG	638.00
01.05.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL ESCALERAS	M2	62.76
01.05.04	VIGAS		
01.05.04.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	42.06
01.05.04.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	KG	6,222.00
01.05.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL VIGAS	M2	313.07
01.05.05	COLUMNAS		
01.05.05.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	25.00
01.05.05.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	KG	2,352.00
01.05.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL COLUMNAS	M2	234.60
01.05.06	LOSAS		
01.05.06.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	79.03
01.05.06.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	KG	1,204.00
01.05.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	M2	712.50
02	<u>ARQUITECTURA</u>		
02.01	MUROS Y TABIQUES		
02.01.01	MUROS DE LADRILLO KK SOGA	M2	227.24
02.02	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS		
02.02.01	TARRAJEO DE MUROS EXTERIORES	M2	658.00
02.02.02	TARRAJEO DE MUROS INTERIORES	M2	659.00
02.02.03	TARRAJEO DE VIGAS	M2	238.05
02.02.04	TARRAJEO DE COLUMNAS	M2	166.58
02.02.05	VESTIDURA DE DERRAMES	M	530.00
02.02.06	TARRAJEO DE PASOS Y CONTRAPASOS	M2	58.80

02.02.07 02.03	TARRAJEO EN FONDO DE ESCALERAS CIELO RASOS	M2	21.98
02.03.01 02.04	TARRAJEO DE CIELO RASO PISOS	M2	739.50
02.04.01	CONTRAPISO DE 48 mm	M2	739.50

4.5.1.2. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

Se elaboró los análisis de costos unitarios para cada una de las partidas mencionadas anteriormente, teniendo en cuenta los costos reales de los diferentes insumos por la zona, ya que por la zona existen ferreterías que venden por mayor los insumos de construcción, es decir a precio de fábrica. A continuación se muestra el análisis de costos unitarios exclusivamente para muros de ductilidad limitada y sobre cimientos ya que este es uno de los puntos de nuestra comparación de nuestro estudio, tanto en concreto, acero y encofrado. **Muros de ductilidad limitada.**

Partida	01.06.02.01 CONCRETO PREMEZCLADO FC=210 KG/CM2 MUROS DUCTILIDAD LIMITADA					Rend:	50.0000 M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0160	19.91	0.32
	47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.3200	17.66	5.65
	47 00008	OFICIAL	HH	2.000	0.3200	15.98	5.11
							11.08
		Materiales					
	80 07039	CONCRETO PREMEZCLADO FC=210 kg/cm2	M3		1.0000	300.00	300.00
							300.00
		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	11.08	0.33
	49 00032	VIBRADOR A GASOLINA 1 3/4", 4HP	HM	0.500	0.0800	8.07	0.65
							0.98
						Costo unitario por M3 :	312.06

		Equipo					
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.15	0.41
							0.41
					Costo unitario por M2 :		28.53

4.5.1.3. PRESUPUESTO FINAL DE OBRA

Teniendo los metrados finales y los análisis de costos unitarios se presenta a continuación el presupuesto final de nuestro proyecto para el sistema de muros de ductilidad limitada.

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
							01 ESTRUCTURAS
							296,468.45
01.01	OBRAS PROVISIONALES 2,881.91						
	01.01.01 ALMACEN, OFICINA Y GUARDIANA	GLB			1.00 2,000.00	2,000.00	
	01.01.02 CARTEL DE OBRA	UND	1.00	881.91		881.91	
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES 4,965.60						
	01.02.01 MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	GLB				1.00 3,000.00	
	01.02.02 TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2			180.00	5.46 982.80	
	01.02.03 TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	m2			180.00	5.46 982.80	
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS 8,680.86						
	01.03.01 EXCAVACION DE ZANJAS CON EQUIPO H=2.5M	M3			162.00	11.24 1,820.88	
	01.03.02 PERFILADO DE ZANJAS	M2		33.60	6.75	226.80	
	01.03.03 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3			109.35	31.93 3,491.55	
	01.03.04 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3				52.65 59.67	
01.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE 6,080.40						
	01.04.01 SOLADO EN PLATEA DE CIMENTACIÓN	M2			180.00	33.78 6,080.40	
01.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO 273,859.68						
	01.05.01 PLATEA 32,539.49						
	01.05.01.01 CONCRETO Premezclado FC=210 KG/CM2 PLAT	M3				45.00	
	01.05.01.02 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	KG				3,878.00	
	01.05.01.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL M2					14.00 28.53	
	01.05.02 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA 76,500.72						
	01.05.02.01 CONCRETO Premezclado FC=210 KG/CM2 MUR	M3				55.21	
	01.05.02.02 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	KG				3,689.00	
	01.05.02.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL M2					1,471.10 28.53	
	01.05.03 ESCALERAS 9,673.49						
	01.05.03.01 CONCRETO FC=210 KG/CM2 M3			10.92	325.05	3,549.55	
	01.05.03.02 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	KG				638.00	
	01.05.03.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL ESCALE	M2				62.76	
	01.05.04 VIGAS 58,474.97						
	01.05.04.01 CONCRETO FC=210 KG/CM2 M3			42.06	325.05	13,671.60	
	01.05.04.02 ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	KG				6,222.00	
	01.05.04.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL VIGAS	M2				313.07	
	01.05.05 COLUMNAS 30,863.67						
	01.05.05.01 CONCRETO FC=210 KG/CM2 M3			25.00	325.05	8,126.25	

	01.05.05.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60		KG	2,352.00		
		4.69 11,030.88					
	01.05.05.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL COLUM		M2	234.60		
		49.90 11,706.54					
	01.05.06	LOSAS	51,663.09				
	01.05.06.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2 M3		79.03 325.05	25,688.70		
	01.05.06.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60		4.69 5,646.76	1,204.00		
	01.05.06.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL M2		20,327.63	712.50	28.53	
							02 ARQUITECTURA
02.01	MUROS Y TABIQUES		16,806.67				110,906.96
	02.01.01	MUROS DE LADRILLO KK SOGA	M2	227.24 73.96	16,806.67		
02.02	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS		48,221.70				
	02.02.01	TARRAJEO DE MUROS EXTERIORES	M2	658.00 18.67	12,284.86		
	02.02.02	TARRAJEO DE MUROS INTERIORES	M2	659.00 18.67	12,303.53		
	02.02.03	TARRAJEO DE VIGAS	M2	238.05 35.61	8,476.96		
	02.02.04	TARRAJEO DE COLUMNAS	M2	166.58 29.14	4,854.14		
	02.02.05	VESTIDURA DE DERRAMES	M	530.00 15.07	7,987.10		
	02.02.06	TARRAJEO DE PASOS Y CONTRAPASOS	M2	58.80 25.65	1,508.22		
	02.02.07	TARRAJEO EN FONDO DE ESCALERAS	M2	21.98 36.71	806.89		
02.03	CIELO RASOS		26,392.76				
	02.03.01	TARRAJEO DE CIELO RASO	M2	739.50 35.69	26,392.76		
02.04	PISOS		19,485.83				
	02.04.01	CONTRAPISO DE 48 mm	M2	739.50 26.35	19,485.83		
	COSTO DIRECTO						407,375.41
	GASTOS GENERALES 10 %	40,737.54 UTILIDAD 10 %	40,737.54 SUB TOTAL		488,850.49 IGV.18 %	73,327.57	
	PRESUPUESTO TOTAL			562,178.07			
	<i>Son : QUINIENTOS SETENTA Y DOS MIL CIENTO SETENTA Y OCHO CON 7/100 NUEVOS</i>						SOLES

4.5.2. ALBAÑILERÍA CONFINADA

4.5.2.1. PLANILLA DE METRADOS

Para nuestro proyecto en el sistema de muros de albañilería confinada se tomaron las partidas necesarias para la construcción de nuestro edificio, al igual que en el anterior sistema solo se tomaron en cuenta partidas de estructuras y arquitectura. Es decir que para esta lista de partidas solo se consideró el cascarón de la estructura a nivel de tarrajeo y solaqueado, por lo tanto, no se tomó en cuenta lo que es las instalaciones eléctricas, sanitarias, pintura, carpintería de madera, vidrios, etc. Esto debido que en ambos sistemas estructurales los costos son los mismos.

Por otro lado, para el metrado de las diferentes partidas se respetó cada uno de los ítems del reglamento nacional de metrados.

Asimismo, se planteó las partidas de acuerdo a la realidad de la zona, como es el caso de los encofrados, que en este caso se planteó encofrados de madera y el concreto será preparado en el lugar.

A continuación, mostramos una lista de partidas que fueron consideradas para el presente proyecto, tanto para estructuras como para arquitectura.

PLANILLA DE METRADOS			
Item	Descripción	Unidad	Metrado
01	ESTRUCTURAS		
01.01	OBRAS PROVISIONALES		
01.01.01	ALMACEN, OFICINA Y GUARDIANA	GLB	1.00
01.01.02	CARTEL DE OBRA	UND	1.00
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES		
01.02.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	GLB	1.00
01.02.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	180.00
01.02.03	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	m2	180.00
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.03.01	EXCAVACION DE ZANJAS CON EQUIPO H=2.5M	M3	108.00
01.03.02	PERFILADO DE ZANJAS	M2	33.60
01.03.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	46.80
01.03.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	180.00
01.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.04.01	SOLADO EN PLATEA DE CIMENTACIÓN	M2	180.00
01.04.02	CIENTOS CORRIDOS 1:10 C-H + 30%PM	M3	19.49
01.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.05.01	PLATEA		
01.05.01.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	36.00
01.05.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 6	KG	3,878.00
01.05.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PLATE	M2	11.60
01.05.02	LOSAS		
01.05.02.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	79.03
01.05.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 6	KG	1,204.00
01.05.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL LOSA	M2	712.50
01.05.03	ESCALERAS		
01.05.03.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	10.92
01.05.03.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 6	KG	638.00
01.05.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL ESCA	M2	62.76
01.05.04	VIGAS		
01.05.04.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	42.06

01.05.04.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 6	KG	6,222.00
01.05.04.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL VIGAS	M2	313.07
01.05.05	PLACAS		
01.05.05.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	13.21
01.05.05.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 6	KG	1,155.00
01.05.05.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL PLAC	M2	101.47
01.05.06	COLUMNAS		
01.05.06.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	38.77
01.05.06.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 6	KG	5,133.00
01.05.06.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL COLU	M2	568.14
02	ARQUITECTURA		
02.01	MUROS Y TABIQUES		
02.01.01	MUROS DE LADRILLO KK SOGA	M2	569.53
02.01.02	MUROS DE LADRILLO KK CABEZA REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS	M2	54.08
02.02.01	TARRAJEO DE MUROS EXTERIORES	M2	648.00
02.02.02	TARRAJEO DE MUROS INTERIORES	M2	648.00
02.02.03	TARRAJEO DE VIGAS	M2	276.97
02.02.04	TARRAJEO DE COLUMNAS	M2	238.05
02.02.05	VESTIDURA DE DERRAMES	M	530.00
02.02.06	TARRAJEO DE PASOS Y CONTRAPASOS	M2	58.80
02.02.07	TARRAJEO EN FONDO DE ESCALERAS	M2	21.98
02.03	CIELO RASOS		
02.03.01	TARRAJEO DE CIELO RASO	M2	739.50
02.04	PISOS		
02.04.01	CONTRAPISO DE 48 mm	M2	739.50

4.5.2.2. ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Se elaboró los análisis de costos unitarios para cada una de las partidas mencionadas anteriormente, teniendo en cuenta los costos reales de los diferentes insumos por la zona, ya que por la zona existen ferreterías que venden por mayor los insumos de construcción, es decir a precio de fábrica. A continuación mostramos los análisis de costos unitarios para cada una de las partidas de estructuras y arquitectura. Aquí el elemento más predominante es la unidad de albañilería la cual según la norma E-060 tiene ciertas especificaciones, las cuales fueron tomadas en cuenta para la compra de este, es decir en este proyecto se considerará el ladrillo mecanizado King Kong tipo V. De igual manera aquí tomaremos los análisis de costos que serán usados para nuestro estudio de comparación. **Muros de albañilería.**

Partida	02.01.01		MUROS DE LADRILLO KK SOGA				Rend:		10.0000 M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio			Parcial
		Mano de Obra							
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	19.91			1.59
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	17.66			14.13
	47 00009	PEON	HH	0.750	0.6000	14.65			8.79
									24.51
		Materiales							
	02 06203	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	KG		0.0100	3.40			0.03
	04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.0300	50.00			1.50
	17 08180	LADRILLO KK 9X14X24 MECANIZADO	UND		37.0000	1.10			40.70
	21 06993	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 kg)	BOL		0.2080	22.50			4.68
	43 00020	MADERA TORNILLO	P2		0.4000	4.50			1.80
									48.71
		Equipo							
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	24.51			0.74
									0.74
									Costo unitario por M2 :
									73.96
Partida	02.01.02		MUROS DE LADRILLO KK CABEZA				Rend:		7.5000 M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio			Parcial
		Mano de Obra							
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1067	19.91			2.12

4.5.2.3. PRESUPUESTO FINAL DE OBRA

Teniendo los metrados finales y los análisis de costos unitarios se presenta a continuación el presupuesto final de nuestro proyecto para el sistema de muros estructurales de albañilería confinada.

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01	ESTRUCTURAS					304,605.63	
	OBRAS PROVISIONALES					3,881.91	
01.01	ALMACEN, OFICINA Y GUARDIANIAGLB		1.00	3,000.00	3,000.00		
01.01.01							
01.01.02	CARTEL DE OBRA	UND	1.00	881.91	881.91		
01.02	TRABAJOS PRELIMINARES					6,965.60	
01.02.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	GLB	1.00			5,000.00	5,000.00
01.02.02	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	180.00	5.46	982.80		
01.02.03	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	m2		180.00	5.46	982.80	
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS					13,675.64	
01.03.01	EXCAVACION DE ZANJAS CON EQUIPO H=2.5M	M3		108.00	11.24	1,213.92	
01.03.02	PERFILADO DE ZANJAS	M2	33.60	6.75	226.80		
01.03.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3		46.80	31.93	1,494.32	
01.03.04	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3		180.00	59.67	10,740.60	
01.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					9,278.71	
01.04.01	SOLADO EN PLATEA DE CIMENTACIÓN	M2		180.00	33.78	6,080.40	
01.04.02	CIMENTOS CORRIDOS 1:10 C-H + 30%PM	M3		19.49	164.10	3,198.31	
01.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					270,803.77	
01.05.01	PLATEA					34,892.94	
01.05.01.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	36.00	449.56	16,184.16		
01.05.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO	KG		3,878.00	4.69	18,187.82	
01.05.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PLA	M2			11.60	44.91	520.96
01.05.02	LOSAS					82,058.74	
01.05.02.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	79.03	449.56	35,528.73		
01.05.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO	KG		1,204.00	4.69	5,646.76	
01.05.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL LOS	M2			712.50	57.38	40,883.25
01.05.03	ESCALERAS					11,838.35	
01.05.03.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	10.92	449.56	4,909.20		
01.05.03.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO	KG		638.00	4.69	2,992.22	
01.05.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL ESC	M2			62.76	62.73	3,936.93
01.05.04	VIGAS					63,711.86	
01.05.04.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	42.06	449.56	18,908.49		
01.05.04.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO	KG		6,222.00	4.69	29,181.18	
01.05.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL VIGA	M2			313.07	49.90	15,622.19
01.05.05	PLACAS					8,448.48	
01.05.05.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	5.57	449.56	2,503.02		
01.05.05.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO	KG		525.00	4.69	2,462.25	
01.05.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PLA	M2			77.56	44.91	3,483.22
01.05.06	COLUMNAS					69,853.40	
01.05.06.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2	M3	38.77	449.56	17,429.44		
01.05.06.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO	KG		5,133.00	4.69	24,073.77	
01.05.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL COL	M2			568.14	49.90	28,350.19
02	ARQUITECTURA					159,909.94	
02.01	MUROS Y TABIQUES					49,382.14	
02.01.01	MUROS DE LADRILLO KK SOGA	M2	569.53	73.96	42,122.44		
02.01.02	MUROS DE LADRILLO KK CABEZA	M2	54.08	134.24	7,259.70		
02.02	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS					64,649.21	
02.02.01	TARRAJEO DE MUROS EXTERIORES	M2	648.00	26.08	16,899.84		
02.02.02	TARRAJEO DE MUROS INTERIORES	M2	648.00	26.08	16,899.84		
02.02.03	TARRAJEO DE VIGAS	M2	276.97	44.62	12,358.40		
02.02.04	TARRAJEO DE COLUMNAS	M2	238.05	34.40	8,188.92		
02.02.05	VESTIDURA DE DERRAMES	M	530.00	15.07	7,987.10		
02.02.06	TARRAJEO DE PASOS Y CONTRAPASOS	M2		58.80	25.65	1,508.22	
02.02.07	TARRAJEO EN FONDO DE ESCALERAS	M2		21.98	36.71	806.89	
02.03	CIELO RASOS					26,392.76	
02.03.01	TARRAJEO DE CIELO RASO	M2	739.50	35.69	26,392.76		
02.04	PISOS					19,485.83	
02.04.01	CONTRAPISO DE 48 mm	M2	739.50	26.35	19,485.83		
COSTO DIRECTO						464,515.57	

	GASTOS GENERALES 10 %	46,451.56	▼	
	UTILIDAD 10 %	46,451.56	▼	
SUB TOTAL	557,418.69 IGV: 18 %	83,612.80		
PRESUPUESTO TOTAL				641,031.49

Son : SEISCIENTOS CUARENTA Y UNO MIL TREINTA Y UNO CON 49/100 NUEVOS SOLES

4.6. PROGRAMACION DE EJECUCION DEL PROYECTO

4.6.1. PROGRAMACION DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

4.6.2. PROGRAMACION EN MUROS DE ALBAÑILERIA

En ambos ítems la programación se realizó de acuerdo al rendimiento de cada una de las partidas ya sea de muros de ductilidad limitada o muros de albañilería estructural, en cada uno de ellos se tomó en cuenta algunos consejos de ingenieros civiles de la rama que actualmente laboran en área de proyectos del grupo HOCHSCHILD MINING,

En este caso de la programación en albañilería estructural nos dio como resultado 120 días calendarios y en caso de los muros de ductilidad limitada nos dio como resultado 74 días calendarios, esto de acuerdo a la experiencia de los profesionales que nos apoyaron. Así mismo durante el proceso constructivo esta programación varía por muchos factores como son el retardo de materiales, retardo de equipos, etc. Esto podría suceder en ambos casos.

4.7. ANÁLISIS COMPARATIVO

4.7.1. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL Y DISEÑO SISMICO

A continuación se presenta los ítems más sobresalientes para la respectiva comparación, como son en los puntos de análisis estructural, diseño y la configuración estructural para ambos sistemas constructivos.

CUADRO DE ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO SISMICO				
PARA LA CONFIGURACION ESTRUCTURAL	PARAMETROS	ALBAÑILERIA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	RESULTADOS
	CARGA MUERTA (Tn)	640.48	600.65	Se puede ver claramente que los tres parametros considerados son mayores en la configuracion de albañileria.
	CARGA VIVA (Tn)	125.52	125.52	
	PESO SISMICO	691.86	632.03	
	CONFIGURACION ESTRUCTURAL	IRREGULAR EN PLANTA	IRREGULAR EN PLANTA	Esto debido a la consideracion de esquinas entrantes, los cuales en ambas configuraciones tienen esquinas entrantes mayores al 20% de su longitud total.
	FACTOR DE REDUCCION (R)	6	4	Se considera R=6 para el diseño por sismo moderado que es el mas constante en nuestro medio.
	FUERZAS ACTUANTES PARA EL DISEÑO	FUERZA CORTANTE, TRACCION, CORTE FRICCION Y COMPRESION	FUERZA CORTANTE, FLEJO COMPRESION Y CORTE FRICCION	Para el diseño de muros de albañileria se usa los esfuerzos admisible, mientras que para el diseño de muros de ductilidad limitada se considera el diseño por el metodo de resistencia ultima.
	PARAMETROS DE LOS MATERIALES	$f_m=65 \text{ Kg/cm}^2$	$f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$	En albañileria usamos unidades con el parametro indicado, mientras que en muros de ductilidad limitada practicamente gobierna el concreto con el esfuerzo indicado.
MODULO DE ELASTICIDAD DE LOS MATERIALES	325000 Kg/cm^2	$2,173706.51 \text{ Kg/cm}^2$	Claramente se ve que los MDL nos ofrecen una mayor resistencia y mayor rigidez	
CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	AXIAL EN MUROS (Tn)	25.95	240.65	Estos valores fueron tomados de los muros considerados en los diseños y de estos vemos que los esfuerzos axiales son mayores en los muros de ductilidad limitada.
	DENSIDAD DE MUROS	SE CONSIDERO MUROS EN CABEZA ($t=24 \text{ cm}$) Y SOGA ($t=15 \text{ cm}$) PARA LA ESTRUCTURACION	PARA LA ESTRUCTURACION SE CONSIDERO MUROS DE 10 Y 12.5 cm EN AMBAS DIRECCIONES.	Estas consideraciones en ambas configuraciones estructurales se realizo con el fin de que pasaran la densidad de muros requeridas.
	MOMENTOS EN MUROS (Tn-m)	77.84	404.89	
	CORTANTE EN MUROS (Tn)	13.46	46.41	Podemos ver que el cortante es mayor en los muros de ductilidad limitada
ANÁLISIS ESTRUCTURAL	PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA	$T_x=0.22 \text{ Seg.}$ $T_y=0.27 \text{ Seg}$	$T_x=0.11 \text{ Seg.}$ $T_y=0.16 \text{ Seg}$	Tenemos que en muros de albañileria el periodo en ambos sentidos es mayor que en MDL, esto debido a que el primer sistema tiene menor rigidez.
	MASA PARTICIPATIVA	X-X 76.59% Y-Y 69.59%	X-X 76.20% Y-Y 67.48%	De la misma manera la masa participativa en ambos ejes es mayor en los muros de albañileria

	AMBAS DIRECCIONES	AMBAS DIRECCIONES 252.81	
FUERZA CORTANTE ESTÁTICA (Tn)	184.50		Tanto la fuerza dinámica como la fuerza estática son mayores en el sistema de MDL
FUERZA CORTANTE DINÁMICA (Tn)	DIR X-X 143.39 DIR Y-Y 131.79	DIR X-X 195.44 DIR Y-Y 176.10	
FACTOR DE ESCALA	DIR X-X 1.158 DIR Y-Y 1.26	DIR X-X 1.160 DIR Y-Y 1.290	
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (cm)	DIR X-X 1.16 DIR Y-Y 1.33	DIR X-X 0.99 DIR Y-Y 0.88	Los desplazamientos son mayores en los muros de albañilería ya que estos son menos rígidos que los MDL
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DE ENTREPISO (cm)	DIR X-X 0.23 DIR Y-Y 0.17	DIR X-X 0.21 DIR Y-Y 0.11	
MÁXIMA DERIVA	DIR X-X 0.0017 DIR Y-Y 0.0014	DIR X-X 0.0017 DIR Y-Y 0.0009	La deriva máxima en albañilería es de 0.005 y en MDL es 0.005 en ambos casos estamos por debajo de lo considerado por la norma y de la comparación en MDL nuestra deriva es mucho menor que en muros de albañilería
FACTOR DE SEGURIDAD	DIR X-X 3.17 DIR Y-Y 6.38	DIR X-X 2.10 DIR Y-Y 4.55	De acuerdo a la E-030 indica que que los factores de seguridad para el volteo en ambas configuraciones debe ser mayor a 1.5, en nuestro caso tenemos un factor de seguridad que es mayor en muros de albañilería.

4.7.2. ANÁLISIS COMPARATIVO DE TIEMPOS DE EJECUCIÓN

El tiempo requerido para la construcción de un edificio con el sistema de MDL es de 74 días calendario, mientras que un edificio típico construido con AC requiere de 120 días calendario para su construcción. De lo anterior se concluye que existe un ahorro de 46 días a favor del sistema de MDL, esto influye directamente en la disminución de los costos directos, indirectos, costos financieros y el tiempo de entrega de las viviendas.

Esta programación se sustentó en el capítulo anterior, donde vimos programación de obra.

	TIEMPO DE EJECUCIÓN	% COMPARATIVO	DIFERENCIA
ALBAÑILERÍA	120.00	162%	62%
MDL	74.00	100%	



Como se observa en los cuadros y gráficos anteriores la diferencia porcentual es de 62%, lo cual indica que realizando un edificio de albañilería nuestra construcción demoraría mucho más que un edificio de ductilidad limitada, esto nos indicaría que los costos aumentan significativamente como se verá en el ítems siguiente, en el cual compararemos costos.

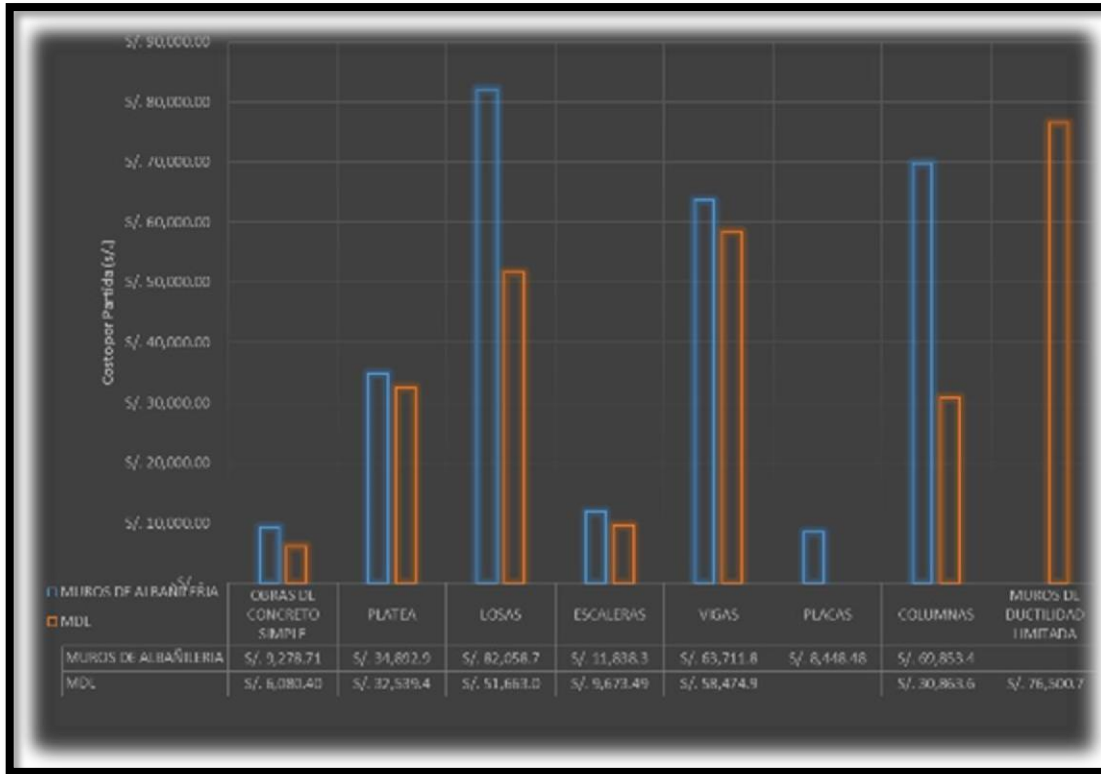
4.7.3. ANÁLISIS COMPARATIVO DEL IMPACTO ECONÓMICO

4.7.3.1. ESTRUCTURAS

En estos ítems compararemos las partidas más representativas en cada uno de las configuraciones estructurales. Como son concreto simple, concreto armado, acero, encofrado, albañilería estructural y tabiquería.

ESTRUCTURAS			
MUROS DE ALBAÑILERIA	COSTO	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	COTOS
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	S/. 9,278.71	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	S/. 6,080.40
PLATEA	S/. 34,892.94	PLATEA	S/. 32,539.49
LOSAS	S/. 82,058.74	LOSAS	S/. 51,663.09
ESCALERAS	S/. 11,838.35	ESCALERAS	S/. 9,673.49
VIGAS	S/. 63,711.86	VIGAS	S/. 58,474.97
PLACAS	S/. 8,448.48	PLACAS	
COLUMNAS	S/. 69,853.40	COLUMNAS	S/. 30,863.67
		MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	S/. 76,500.72

A continuación, se muestra gráficamente el análisis comparativo de estructuras en las diferentes configuraciones estructurales.



Como se puede ver en el cuadro anterior los costos en el sistema de albañilería estructural son mucho mayores que los costos de ductilidad limitada, ya que; en los análisis de costos unitarios los rendimientos en albañilería son menores, puesto que los trabajos en este sistema necesitan mayor cantidad de personal.

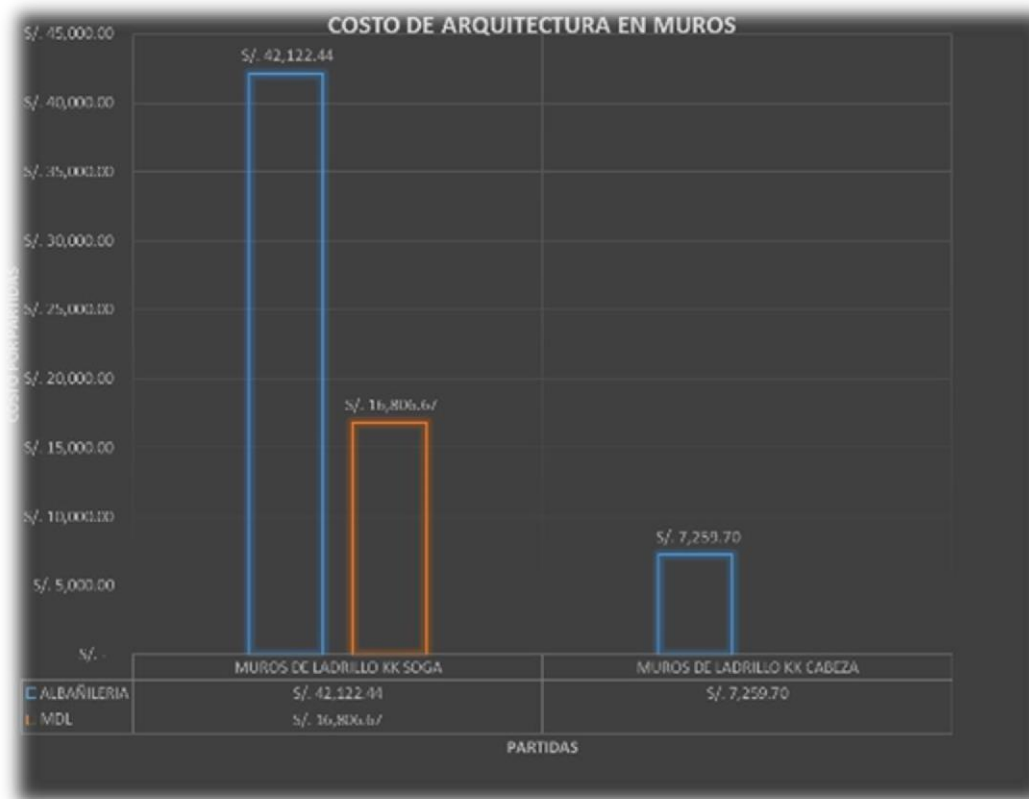
4.7.3.2. ARQUITECTURA

Asimismo, para las partidas de arquitectura se realizamos el análisis comparativo dividiendo en dos aspectos que intervienen en los costos de nuestra edificación.

4.37.3.2.1. ARQUITECTURA DE MUROS

Aquí comparamos las dos partidas que más intervienen en el sub presupuesto en este caso de arquitectura.

ARQUITECTURA DE MUROS			
MUROS DE ALBAÑILERÍA	COSTO	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	COTOS
MUROS DE LADRILLO KK SOGA	S/. 42,122.44	MUROS DE LADRILLO KK SOGA	S/. 16,806.67
MUROS DE LADRILLO KK CABEZA	S/. 7,259.70		



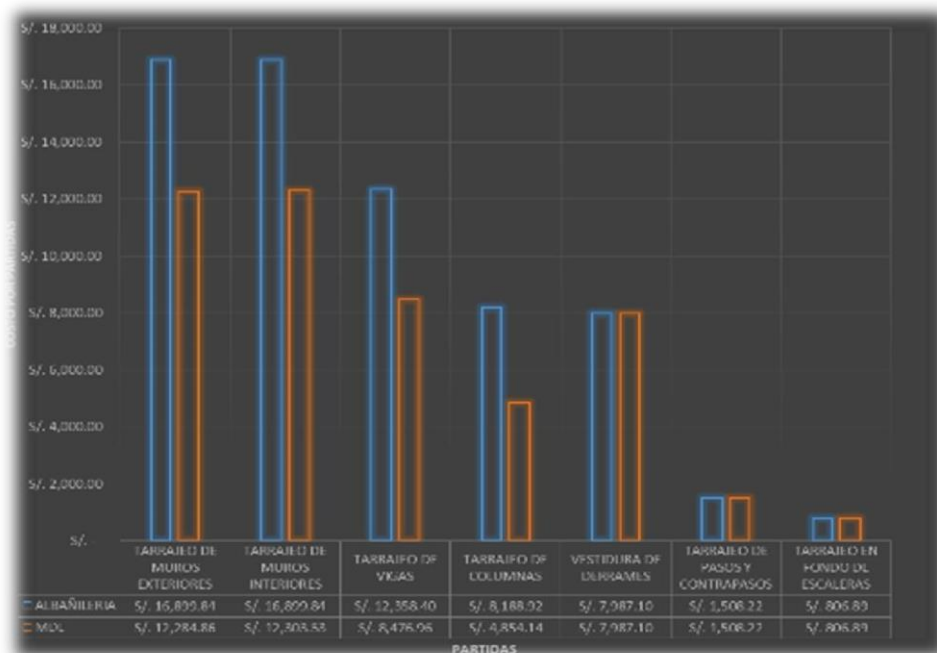
Como se puede ver aquí los costos son elevados en los muros de albañilería estructural con respecto al sistema de muros de ductilidad limitada, esto debido a configuración estructural que se realizó ya sea para pasar la densidad de muros en el cual se tuvo que emplear muros en cabeza y sogá, cosa que no se realizó en los muros de ductilidad limitada, ya que en la configuración de ductilidad limitada solo usamos las unidades de albañilería para lo que fue la tabiquería.

4.7.3.2.2. ARQUITECTURA EN GENERAL

En este punto consideramos las partidas en general, como son tarrajeos de columnas, vigas, losas, muros, etc. Para el análisis económico se consideró que los rendimientos en muros de ductilidad limitada son mayores con respecto a los de albañilería, ya que en los primeros, no es propiamente un tarrajeo por el tipo de encofrado solo se da un pequeño solaqueo para tapar alguna cangrejera que pudo haber quedado de la colocación de concreto respectivo, por tal motivo el avance aquí es mucho mayor y por lo tanto los costos disminuyen como se ve a continuación.

ARQUITECTURA EN GENERAL			
MUROS DE ALBAÑILERIA	COSTO	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	COTOS
TARRAJEO DE MUROS EXTERIORES	S/. 16,899.84	TARRAJEO DE MUROS EXTERIORES	S/. 12,284.86
TARRAJEO DE MUROS INTERIORES	S/. 16,899.84	TARRAJEO DE MUROS INTERIORES	S/. 12,303.53
TARRAJEO DE VIGAS	S/. 12,358.40	TARRAJEO DE VIGAS	S/. 8,476.96
TARRAJEO DE COLUMNAS	S/. 8,188.92	TARRAJEO DE COLUMNAS	S/. 4,854.14

VESTIDURA DE DERRAMES	S/. 7,987.10	VESTIDURA DE DERRAMES	S/. 7,987.10
TARRAJEO DE PASOS Y CONTRAPASOS	S/. 1,508.22	TARRAJEO DE PASOS Y CONTRAPASOS	S/. 1,508.22
TARRAJEO EN FONDO DE ESCALERAS	S/. 806.89	TARRAJEO EN FONDO DE ESCALERAS	S/. 806.89

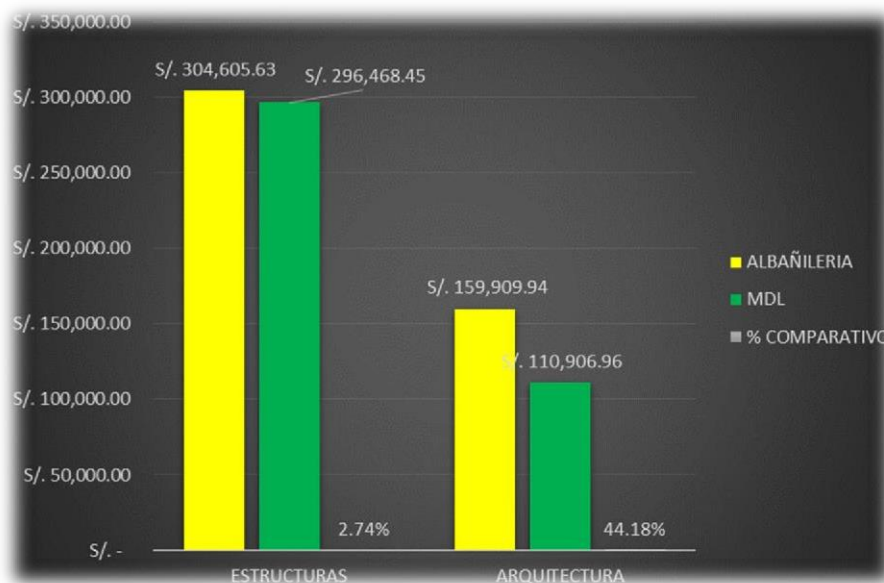


Del gráfico anterior se puede ver claramente la variación de costos entre los sistemas en estudio, en este caso los costos de albañilería son mucho mayores como se ve.

4.7.3.2.3. COMPARACION PORCENTUAL

Aquí consideramos los costos totales tanto en arquitectura como estructuras y costos directos de las dos configuraciones estructurales en estudio, realizando una comparación de cuanto sería el porcentaje de ahorro ya sea en muros de ductilidad limitada o albañilería estructural.

	ALBAÑILERÍA	MDL	% COMPARATIVO
ESTRUCTURAS	S/. 304,605.63	S/. 296,468.45	2.74%
ARQUITECTURA	S/. 159,909.94	S/. 110,906.96	44.18%
COSTO DIRECTO	S/. 464,515.57	S/. 407,375.41	14.03%

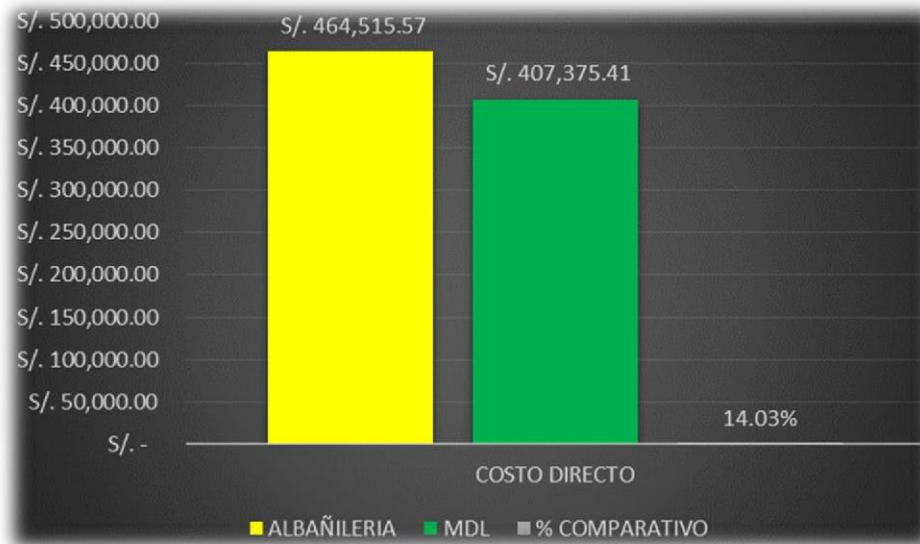


Como se puede ver la diferencia de costosa en estructuras tanto en albañilería como ductilidad limitada es casi mínima ya que la diferencia entre ambos sistemas es de 2.74%, esto debido a muchos factores, ya que no es lo mismo encofrar columnas de confinamiento que a un muro completo como es el caso de los muros de ductilidad limitada.

Por otro lado con respecto a la arquitectura de ambos sistemas si hay una gran diferencia el cual es de 44.18%, ya que en muros de albañilería la cantidad de tarrajeo es mucho mayor de los muros de ductilidad limitada ya que aquí solo se considera el solaqueo, básicamente esto es lo que ocasionada la diferencia de costos.

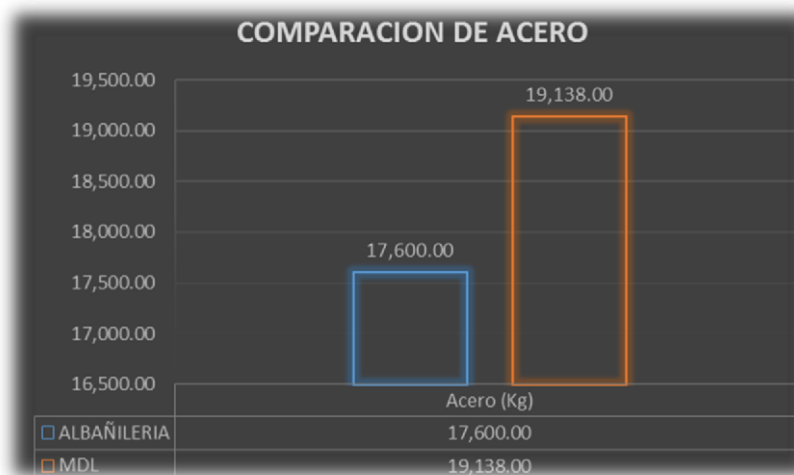
4.7.3.2.4. COMPARACION DE COSTOS DIRECTOS

Realizaremos la comparación de los costos directos finales en el cual se encontró una variación 14.03% entre los presupuestos de albañilería y muros de ductilidad limitada, con lo cual se podría concluir que la ejecución del primer sistema constructivo es mucho más costoso debido a que el rendimiento en muros de ductilidad es mucho mayor por lo tanto los costos de mano de obra y tiempo de ejecución amenoran, dicha comparación se ve a continuación:



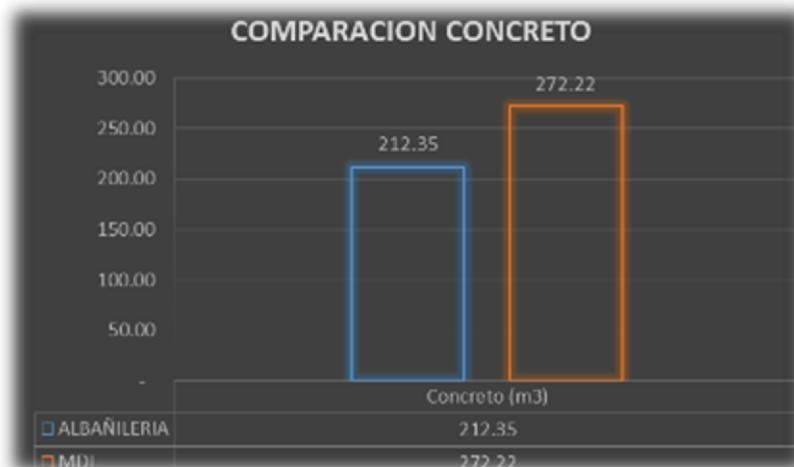
Por otro lado, hay la duda de que la cantidad de acero que se usa en los muros de ductilidad limitada sería lo que aumenta el costo, dicha duda será comparada a continuación:

	ALBAÑILERIA	MDL
Acero (Kg)	17,600.00	19,138.00
Concreto (m3)	212.35	272.22



Como se puede ver, la cantidad de acero en muros de ductilidad limitada es mucho mayor que en albañilería, a pesar de esto el costo es mucho menor en el primer caso.

Por otro lado se comparó la cantidad de concreto que se usará en ambos sistemas constructivos, con el fin de comparar básicamente que lo que aumenta el precio es en realidad el tiempo de ejecución y los rendimientos.



Como se puede observar la cantidad de concreto también es considerablemente mayor en muros de ductilidad limitada. Por tal motivo se concluye que básicamente en estos dos sistemas constructivos la diferencia es la mano de obra.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

La estructura tiene una adecuada rigidez lateral en ambos sentidos, ya que los desplazamientos relativos de entrepiso resultaron menores a los máximos valores permitidos en la norma de diseño sismo resistente E030. Para nuestro caso tenemos:

Ductilidad Limitada: De acuerdo a la norma sismo resistente E-030 la deriva para edificios de Muros de Ductilidad Limitada es de 0.005 y como se observa en ambas direcciones las derivas máximas son menores a las requeridas.

En los dos sentidos:

X: 0.00156

Y: 0.00090

Albañilería Confinada: De acuerdo a la norma sismo resistente E-030 la deriva para edificios de Muros de Albañilería Confinada es de 0.005 y como se observa en ambas direcciones las derivas máximas son menores a las requeridas.

En los dos sentidos:

X: 0.00169

Y: 0.00135

Se observa que en el caso de muros de ductilidad limitada la d_{xx} y la d_{yy} son el 31.25% y el 18% del permisible respectivamente, asimismo, para el caso de albañilería confinada el d_{xx} y el d_{yy} son el 33.75% y el 27% del permisible respectivamente. Por tal motivo se concluye que los desplazamientos laterales máximos de entrepiso del sistema de muros de ductilidad limitada son menores en un 2.50% en la dirección “X” con respecto a los muros de albañilería estructural y 9 % menor a los de albañilería confinada en la dirección “Y”, indicándose así que la rigidez lateral de muros de ductilidad limitada es mayor a la de albañilería confinada.

Para el caso particular de nuestro edificio el mismo que tiene una configuración irregular por lo que los valores del cortante dinámico no deben ser menores al 90% del Cortante Estático en la base, en caso esto no se cumpla se debe utilizar factores de amplificación (FA) para alcanzar este valor en las dos direcciones, los mismos que serán como sigue:

Ductilidad Limitada: En este sistema los factores de amplificación (FA) serán:

X: 1.16

Y: 1.29

Albañilería Confinada: En este sistema los factores de amplificación (FA) serán:

X: 1.16

Y: 1.26

El Periodo Fundamental de Vibración de la estructura (T) y la Masa Participante en el primer modo de vibración son:

Periodos en edificación de Muros de Ductilidad Limitada

TX: 0.11 Seg

TY: 0.16 Seg

Periodos en edificación de Muros de Albañilería Confinada

TX: 0.22 Seg

TY: 0.27 Seg

Como se pudo ver anteriormente los muros de albañilería tienen mayor periodo esto debido a que como se pudo ver en el metrado de cargas este sistema tiene mayor masa a comparación del sistema de muros de ductilidad limitada.

Comparando los pesos calculados manualmente y los calculados por el programa para el caso del sistema de ductilidad limitada se tiene una diferencia de 0.88 % y para el sistema de albañilería estructural se tiene una diferencia del 1.05%, es decir que los cálculos realizados manualmente son casi exactos, así mismo; la diferencia entre ambos sistemas es de un 16.19% con esto concluimos que la herramienta ETABS es un programa confiable, debido a que en el metrado de cargas manualmente hay aspectos que no se consideran como el área de las losas, altura total de muros, etc. Cosa que la herramienta si considera, sobre todo en el metrado del sistema de albañilería.

Con respecto a los muros usados para el diseño en ambos sistemas en esta tesis se pudo observar que los muros de ductilidad limitada absorben más fuerza cortante que los muros de albañilería, esto en el caso de que los muros de ductilidad limitada estén separados por paños, ya que si estos están unidos tanto en el eje “X-X” y “Y-Y” el cortante que absorben serán mayores. Por esta razón también se concluye que los muros de ductilidad limitada son más rígidos que los muros de albañilería.

En el caso de muros de ductilidad limitada se tendrá un ahorro en tiempo y mano de obra respecto a la de muros de albañilería confinada, debido a la gran flexibilidad en el proceso constructivo que este modelo ofrece, a diferencia de la albañilería, este modelo puede habilitarse fuera del área de construcción, igualmente los encofrados, lo que permite tener mayor espacio y reducir la mano de obra considerablemente.

El Costo Directo Total en el sistema de MDL es de S/. 407,375.41 mientras que para AC es de S/. 464,515.57 es decir el Costo Directo Promedio del m² de construcción del cascarón estructural incluyendo la cimentación es de S/. 487.87 para el sistema de MDL, y de S/. 556.31 para el de AC. Entonces se concluye que el metro cuadrado en cascarón estructural del sistema de AC es 12.30 % mayor al sistema de MDL.

RECOMENDACIONES

Se recomienda que los muros no sean muy largos. Los muros deben de tener una longitud similar a los muros de albañilería, entonces estamos hablando de 4 mts de espaciamiento de longitud como tal, para lograr un mejor comportamiento, y una mejor performance estructural.

Es importante especificar de manera correcta todos los detalles que se crea necesarios en los planos de estructuras, ya que el encargado en construir se basara en ellos para su ejecución y una omisión podría llevar a un error constructivo.

El uso de software para realizar el análisis de una edificación debe ir acompañado de un buen criterio para realizar el modelamiento, además de una adecuada interpretación de los resultados.

En edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada se tiene que la poca capacidad aislante del concreto, hace que estas edificaciones sean muy calurosas en verano y bastante frías en invierno. Los problemas térmicos se ven incrementados en el último piso en el cual las temperaturas en el verano llegan a ser altas. Para tratar de atenuar este problema, se recomienda el uso de ladrillo pastelero en la azotea como cobertura.

Se recomienda tener especial cuidado en la ubicación de los muros ya sean estos de Ductilidad Limitada o de Albañilería Confinada ya que todos estos tienen una función estructural y por ende no es posible cambiarlos o quitarlos a criterio de los usuarios para rediseñar la distribución de ambientes o realizar cambios en las instalaciones.

En Muros de Ductilidad Limitada se recomienda tomar las medidas necesarias para la correcta realización del vaciado o usar los correctos materiales, así como una buena calidad de encofrados o formas y también a tener un buen diseño de mezclas que nos brinde un concreto con la suficiente fluidez para un correcto trabajo en muros y losas para evitar resanes innecesarios

En Muros de Ductilidad Limitada se recomienda también informar al comprador del inmueble que los muros se agrietan por naturaleza propia, sin que esto implique problemas de seguridad y se podría ofrecer un servicio de mantenimiento post venta, previamente considerado en el costo de venta del departamento.

BIBLIOGRAFIA

- ✓ SAN BARTOLOME, ANGEL, DANIEL QUIUN Y WILSON SILVA. “Diseño y construcción de estructuras sismo resistentes de albañilería” PUCP.
- ✓ GIAN FRANCO, OTTAZZI PASINO. “Apuntes del curso concreto armado 1” – Pontificia Universidad Católica Del Perú.
- ✓ BLANCO BLASCO, ANTONIO. “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” - Colegio de ingenieros del Perú.
- ✓ SALVADOR ISMAEL, GOMEZ CHAVEZ. “análisis sísmico moderno – ética aplicada” editorial trillas.
- ✓ ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE). “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 – 11).
- ✓ JOSE ENRIQUE, FLORES CASTRO LINARES. “Notas del curso concreto armado 1” Universidad Nacional De San Agustín, 2011.
- ✓ JOSE ENRIQUE, FLORES CASTRO LINARES. “Notas del curso concreto armado 2” Universidad Nacional De San Agustín, 2011.
- ✓ SÁN BARTOLOMÉ, ÁNGEL. “Manual de diseño en albañilería”.
- ✓ NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.020 CARGAS. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2013.
- ✓ NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.030. DISEÑO SISMORRESISTENTE. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2013.
- ✓ NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.050. SUELOS Y CIMENTACIONES. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2013.
- ✓ NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.060. CONCRETO ARMADO. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2013.
- ✓ NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.070. ALBAÑILERÍA. Reglamento Nacional de Edificaciones, 2013.