

UNIVERSIDAD SAN PEDRO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL



Comparación del comportamiento estructural y diseño de un edificio multifamiliar de 6 pisos estructurado con sistemas de pórticos y muros estructurales

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Seguin La Rosa, David Leonardo

Asesor:

Ing. Solar Jara Miguel A. (Código ORCID: 0000-0002-8661-418X)

Chimbote – Perú

2021

Palabras Claves:

Tema	Análisis y diseño de edificaciones
Especialidad	Ingeniería estructural

Keywords:

Topic	Analysis and design of buildings
Field	Structural Engineering

Línea de investigación:

Línea	Estructuras
Área	Ingeniería y tecnología
Sub-área	Ingeniería Civil
Disciplina	Ingeniería Civil

Título de la investigación

Comparación del comportamiento estructural y diseño de un edificio multifamiliar de 6 pisos estructurado con sistemas de pórticos y muros estructurales

DEDICATORIA

La presente investigación está dedicada a Dios por guiar mis pasos por el sendero del Bien. A mis padres, Roberto Seguin y Doris La Rosa, por apoyarme en mis momentos más difíciles.

A mis hermanos, Roberto y Amelia, por ser mis mejores ejemplos y ser mis más grandes consejeros.

Por último, a Sakiko por ser mi gran compañera y mi mayor soporte.

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor, Miguel Solar por su apoyo incondicional. Asimismo, a mis profesores y mis colegas.

RESUMEN

El presente comparó el comportamiento estructural entre los sistemas de pórticos y de muros estructurales de concreto armado (o placas) de un edificio multifamiliar de 6 pisos, diseñando la mejor propuesta basada en indicadores estructurales entre los cuales se encuentran la deriva máxima de entrepiso, fuerza cortante estática y dinámica, irregularidades torsionales, factor de escala y el factor de seguridad al volteo de la cimentación.

La estructuración y predimensionamiento de ambos sistemas estructurales se basaron en referencias teóricas y prácticas. Los muros estructurales de concreto armado fueron dimensionados considerando que el 80% de la fuerza cortante sísmica del análisis estático sea resistida únicamente por el concreto. Asimismo, en el dimensionamiento las columnas se consideró solamente la carga axial. Por otro lado, las losas y la viga fueron pre dimensionadas en base a la luz libre entre apoyos.

El modelamiento y análisis sísmico de la edificación con ambos tipos de estructuración se realizó con el software ETABS y en la Norma E.30, respectivamente. Los elementos de concreto armado fueron diseñados basándose en la Norma de Concreto Armado E.060, los cuales fueron verificados por resistencia último como para cargas de servicios.

Se tiene como principal conclusión que ambas estructuraciones cumplieron con los lineamientos de la Norma E.030 pero la mejor opción fue la estructuración basada en muros debido a que presenta mejores resultados en variables relevantes de diseño sísmico y seguridad estructural.

ABSTRACT

The present study compared the structural behavior between the frame systems and reinforced concrete structural walls (or plates) of a 6-story multi-family building, designing the best proposal based on structural indicators, among which are the maximum mezzanine drift, force static and dynamic shear, torsional irregularities, scale factor and the safety factor for foundation overturning.

The structuring and predimensioning of both structural systems were based on theoretical and practical references. The reinforced reinforced concrete structural walls were dimensioned considering that 80% of the seismic shear force of the static analysis is resisted only by the concrete. Likewise, in the dimensioning of the columns, only the axial load was considered. On the other hand, the slabs and the beam were pre-sized based on the free span between supports.

The modeling and seismic analysis of the building with both types of structuring was carried out with the ETABS software and in the E.30 Standard, respectively. The reinforced concrete elements were designed based on the Reinforced Concrete Standard E.060, which were verified for ultimate strength as well as for service loads.

The main conclusion is that both structures complied with the guidelines of Standard E.030, but the best option was the wall-based structure because it presents better results in relevant variables of seismic design and structural safety.

Índice

Palabras clave – keywords – Líneas de investigación	I
Título de la investigación.....	II
Dedicatoria.....	III
Agradecimiento.....	IV
Resumen.....	V
Abstract.....	VI
Índice.....	VII
Índice de tablas.....	VIII
Índice de figuras.....	IX
I. Introducción.....	01
II. Metodología.....	34
III. Resultados.....	35
IV. Análisis y discusión.....	84
V. Conclusiones.....	85
VI. Recomendaciones.....	86
VII. Referencias bibliográficas.....	88
VIII. Anexos y apéndices.....	93

Índice de Tablas

Tabla N°01 Factor α de acuerdo a la sobrecarga de diseño.....	6
Tabla N°02. Factores de Zona Z.....	9
Tabla N°03. Factor de Suelo S.....	9
Tabla N°04. Períodos T_p y T_l	10
Tabla N°05. Sistemas Estructurales de Concreto Armado.....	11
Tabla N°06. Categoría y regularidad.....	12
Tabla N°07. Límites para la distorsión del entrepiso.....	17
Tabla N°08. Factores de reducción por tipo de esfuerzo.....	19
Tabla N°09. Factores de amplificación de carga.....	20
Tabla N°10. Operacionalización de la Variable Independiente.....	32
Tabla N°11. Operacionalización de la Variable dependiente.....	33
Tabla N°12. Parámetros sísmicos de la estructura basada en pórticos.....	40
Tabla N°13. Período fundamental de la estructura	40
Tabla N°14. Masas y pesos de la estructura basada en pórticos.....	41
Tabla N°15. Cortante basal del análisis sísmico.....	41
Tabla N°16. Cálculo de la fuerza distribuida del eje X-X.....	42
Tabla N°17. Cálculo de la fuerza distribuida del eje Y-Y.....	42
Tabla N°18. Cálculo del período fundamental final en X-X	43
Tabla N°19. Cálculo del período fundamental final en Y-Y	43
Tabla N°20. Resultados de parámetros sísmicos.....	44
Tabla N°21. Fuerza cortante de estructura basada en pórticos.....	45
Tabla N°22. Factor de escalamiento de estructura basada en pórticos.....	45
Tabla N°23. Derivas inelásticas en el eje X-X de estructura.....	46
Tabla N°24. Derivas inelásticas en el eje Y-Y de estructura.....	46
Tabla N°25. Irregularidad torsional en X-X de estructura.....	47
Tabla N°26. Irregularidad torsional en Y-Y de estructura	47
Tabla N°27. Parámetros sísmicos de la estructura basada en Muros estructurales.....	49
Tabla N°28. Período fundamental de la estructura basada en Muros estructurales.....	49
Tabla N°29. Masas y Pesos de la estructura.....	50
Tabla N°30. Cortante basal de la estructura	51
Tabla N°31. Cálculo de la fuerza en la estructura basada en Muros estructurales en X-X.....	51
Tabla N°32. : Cálculo de la fuerza en la estructura basada en Muros estructurales en Y-Y.....	51
Tabla N°33. Cálculo del período fundamental X-X de la estructura basada en Muros estructurales.....	52

Tabla N°34. : Cálculo del período fundamental Y-Y de la estructura basada en Muros	
estructurales.....	52
Tabla N°35. Resumen de resultados en estructura basada en muros.....	53
Tabla N°36. Resumen de resultados en estructura basada en muros.....	54
Tabla N°37. Factor de escalamiento en estructura basada en muros.....	54
Tabla N°38. Deriva inelásticas en X-X de la estructura basada en muros	
estructuras.....	55
Tabla N°39. Deriva inelásticas en Y-Y de la estructura basada en muros	
estructuras.....	55
Tabla N°40. Irregularidad Torsional en el eje X-X de estructura basada en muros	
estructurales.....	56
Tabla N°41. Irregularidad Torsional en el eje Y-Y de estructura basada en muros	
estructurales.....	56
Tabla N°42. Momento flectores y acero longitudinal en losa aligerada.....	57
Tabla N°43. Fuerza cortante en losa aligerada.....	58
Tabla N°44. Momento flector y acero longitudinal en vigas	
principales.....	63
Tabla N°45. Diseño final de acero longitudinal en vigas.....	64
Tabla N°46. Fuerza cortante en vigas principales.....	65
Tabla N°47. Comparación de fuerzas cortantes en vigas.....	65
Tabla N°48. Diseño final por fuerza cortante en vigas.....	66
Tabla N°49. Solicitaciones de carga axial y momento flector en	
columna.....	69
Tabla N°50. Solicitaciones de fuerza cortante en columna.....	71
Tabla N°51. Solicitaciones de fuerza cortante amplificadas en columna.....	71
Tabla N°52. Solicitaciones de carga axial y momento flector en muros	
estructurales.....	73
Tabla N°53. Solicitaciones de carga axial y fuerza cortante en muros	
estructurales.....	75
Tabla N°54. Solicitaciones de carga axial y momento flector en	
cimentación.....	78
Tabla N°55. Momento flector, fuerza cortante y diseño en zapata	
combinada.....	80
Tabla N°56. Momento flector en escalera.....	82
Tabla N°57. Fuerza cortante en escalera.....	83

Índice de Figuras

Fig. 01. Losa Maciza.....	05
Fig. 02. Losa Aligerada.....	05
Fig. 03. Dibujo de viga simplemente apoyada y su sección.....	06
Fig. 04. Dibujo de una columna y su sección resistente a sismo.....	07
Fig. 05. Diagrama Esfuerzo-Deformación de una viga.....	21
Fig. 06. Diagrama de Interacción de una columna.....	24
Fig. 07. Corte de barras longitudinales en losas.....	24
Fig. 08. Corte de barras longitudinales en vigas.....	25
Fig. 09. Sección de una viga T de una losa aligerada.....	25
Fig. 10. Tipos de ensanches en una losa aligerada.....	26
Fig. 11. Área de Punzonamiento de una zapata.....	28
Fig. 12. Área de Corte de una zapata.....	28
Fig. 13. Arquitectura de planta típica de la edificación.....	36
Fig. 14. Estructuración en base a pórticos.....	37
Fig. 15. Estructuración en base a muros estructurales.....	38
Fig. 16. Modelamiento 3D de estructura aportificada.....	39
Fig. 17. Espectro Inelástico de Pseudoaceleraciones basado en pórticos.....	45
Fig. 18. Modelamiento 3D de estructura de muros estructurales.....	48
Fig. 19. Espectro Inelástico de Pseudoaceleraciones basado en muros estructurales.....	54
Fig. 20. Diagrama de momento flector de losa aligerada.....	57
Fig. 21. Diagrama de fuerza cortante de losa aligerada.....	58
Fig. 22. Sección transformada de viga T.....	59
Fig. 23. Diagrama de momento flector en viga peraltada con cargas de servicio.....	62
Fig. 24. Diagrama de fuerza cortante en viga peraltada con cargas de sismo.....	62
Fig. 25. Distribución de acero longitudinal en viga.....	63
Fig. 26. Diagrama de fuerza cortante en viga con cargas de servicio.....	64
Fig. 27. Diagrama de fuerza cortante en viga con cargas de sismo.....	64
Fig. 28. Distribución y corte final de acero longitudinal en viga.....	66
Fig. 29. Diagrama de interacción en eje Y-Y de columna C-1.....	69
Fig. 30. Diagrama de interacción en eje X-X de columna C-1.....	70
Fig. 31. Distribución de acero longitudinal y estribos en columna C-1.....	72
Fig. 32. Sección de muro estructural PL-01.....	72
Fig. 33. Diagrama de interacción en Eje X-X de muro estructural PL-01.....	74
Fig. 34. Diagrama de interacción en Eje Y-Y de muro estructural PL-01.....	74
Fig. 35. Distribución final de acero longitudinal y transversal en muros estructural.....	76
Fig. 36. Distribución final de acero en zapata aislada.....	79

Fig. 37. Diagrama de momento flector en zapata combinada.....	79
Fig. 38. Diagrama de fuerza cortante en zapata combinada.....	79
Fig. 39. Distribución final de acero longitudinal en zapata combinada.....	80
Fig. 40. Diagrama de fuerzas distribuidas en escalera.....	81
Fig. 41. Diagrama de momento flector en escalera.....	82
Fig. 42. Diagrama de fuerza cortante en escalera.....	83
Fig. 43. Distribución final de acero en escalera.....	83

I. INTRODUCCIÓN

El correcto diseño y modelamiento sísmico de edificaciones es un paso importante previo a la construcción. En esta etapa se puede intentar predecir el comportamiento de la edificación solicitaciones sísmicas mediante el modelamiento estructural buscando que la edificación cumpla con el propósito último de evitar pérdidas de vidas humanas por derrumbe.

La norma peruana E.030, permite elegir entre diferentes tipos de sistemas estructurales resistentes, los cuales pueden cumplir dependiendo del lugar donde esté ubicada la edificación a construir. En la presente investigación, tenemos que evaluar el comportamiento de dos tipos de estructuración (pórticos y de muros estructurales de concreto armado) y elegir cual es la que cumple todos los objetivos sísmicos, arquitectónicos y de funcionalidad.

Para la presente investigación se recolectó información de investigaciones realizadas con anterioridad, dentro de las cuales se puede encontrar el trabajo de Campaña (2015), que en su tesis titulada “Análisis comparativo de los sistemas estructurales: aporticado y muros portantes, edificio de 10 pisos en Quito” realizó el análisis comparativo de los sistemas mencionados para el mismo espacio y distribución arquitectónica. Se utilizó el programa ETABS 2015 para el modelamiento y análisis sísmico de la edificación tomando como base las normas del NEC 2015. La edificación con sistemas de muros portantes presentó mayor valor de cortante basal estático y dinámico debido al mayor peso. Por otro lado, presentan una menor deriva y una menor excentricidad generando así una menor torsión. Los dos modelos de edificios tuvieron un comportamiento regular en sus modos de vibración y cumplieron con las derivas máximas que indica la norma.

En esa misma línea de investigación Arias y Quijada (2019), en su tesis titulado:

“Comparación de aspectos estructurales y económicos entre un edificio de 8 pisos para vivienda de muros de ductilidad limitada y sistema dual tipo I optimizado” realizaron el análisis, diseño y evaluación estructural - económica del edificio en mención. Se utilizó el programa ETABS 2016 para el modelamiento estructural tomando como base las normas de RNE. Utilizaron parámetros estructurales y económicos con la finalidad de evaluar y comparar los resultados, entre los indicadores mencionados se encuentran las derivas de entrepiso, los cortantes basales, entre otros parámetros sísmicos. Los indicadores estructurales indican que ambas propuestas son similares entre sí. Por otro lado, considerando el factor económico, se llega a la conclusión que el edificio con sistema de muros de ductilidad limitada es la mejor opción para la construcción del proyecto.

Por último, Barrueto (2019) en su tesis: “Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción de un edificio de viviendas multifamiliares del distrito de surquillo” realizó un estudio comparativo del comportamiento sísmico de los sistemas estructurales en mención. Realizó el modelamiento y análisis estructural de ambos casos con el programa ETABS 2016. Como resultado se obtuvo que ambos sistemas estructurales cumplen con todos requerimientos de la norma E.030. Por último, indican que el sistema de albañilería confinada puede ser igual de resistente a los edificios de concreto armado ante a cargas sísmicas.

A continuación, para complementar lo indicado en los antecedentes se describirá la fundamentación científica, en donde se presentarán conceptos relacionado con la investigación como es el caso del proyecto estructural, ingeniería sismorresistente, entre otros.

Proyecto estructural

Un proyecto estructural se puede definir como un conjunto de actividades específicas que se planifican con la intención de interconectar, proporcionar y dimensionar los

elementos de un sistema estructural, de modo que puedan soportar un conjunto de cargas sin sobrepasar las fatigas admisibles de los materiales empleados (Diccionario de Arquitectura y Construcción, s.f.).

➤ **Objetivos del diseño estructural**

Según Otazzi (2008, pg. 11) el objetivo es lograr una estructura segura, funcional y económica para satisfacer una necesidad o función específica. En este contexto, la seguridad se entiende la capacidad resistente de la estructura para servir sin fallas para todas las sollicitaciones a la cual está sometida la estructura durante su vida útil. Por lo tanto, también es necesario prestar atención al control de las deflexiones, vibraciones, agrietamiento, corrosión, durabilidad, entre otros..

Criterios de estructuración y diseño

Entre las buenas prácticas del diseño estructural se mencionan que la estructuración sea lo más simple y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. A continuación, se presentan los criterios principales para lograr una estructura sismo-resistente:

a) Simplicidad y simetría

Las estructuras deben ser lo más simple y simétrica posible, debido a que ésta se puede idealizar de forma más cercana a la realidad y se puede predecir con mayor certeza su comportamiento sísmico.

b) Resistencia y ductilidad

Se deberá proveer a la estructura resistencia sísmica, por lo menos, dos direcciones ortogonales. Asimismo, garantizar un adecuado transporte de cargas con una adecuada resistencia en todos los elementos estructurales.

c) Hiperestaticidad y monolitismo

Se debe lograr que la estructura sea hiperestática con el fin de obtener una mayor capacidad resistente ante solicitaciones sísmicas mediante la formación de rótulas plásticas. Asimismo, es necesario que la estructura sea monolítica, para que ésta trabaje como un solo elemento.

d) Uniformidad y continuidad en la estructura

Debe haber continuidad de la estructura tanto en su planta como en su elevación. Se debe evitar cambios bruscos en los elementos verticales. Por ejemplo, si se debe eliminar algún elemento vertical, hacerlo de manera gradual en los pisos.

e) Rigidez lateral

La rigidez lateral evita que la estructura tenga grandes deformaciones ante fuerzas sísmicas, lo que ayuda a evitar grandes daños en los elementos no estructurales.

De esta manera se evita el aislamiento de estos elementos no estructurales con la estructura en su construcción.

f) Diafragma rígido

Para asumir que todos los puntos de un mismo nivel de la estructura poseen el mismo desplazamiento, se considera una losa rígida en el plano horizontal, la cual debe evitar formas geométricas raras y aberturas grandes. Las fuerzas sísmicas que ocasionan el desplazamiento en cada planta, son distribuidas en los elementos verticales (placas y columnas) según su rigidez.

g) Elementos no estructurales

Los elementos secundarios, como los tabiques, pueden llegar a tener mucha importancia en el diseño. En algunos casos pueden modificar el comportamiento estructural ayudando a disipar energía o, en el peor de los casos, generando problemas no contemplados en la etapa de diseño.

h) Cimentación

La cimentación de la estructura se debe tener en consideración: la transición de la cortante basal de la estructura hacia el suelo, los momentos volcantes, prever los desplazamientos diferenciales de la cimentación y tener en cuenta el fenómeno de licuefacción.

i) Diseño en concreto armado

Elementos estructurales y predimensionamiento

Losas: Las losas tienen y cumplen dos funciones principales: la primera, es la transmisión hacia las vigas de las cargas apoyadas en ellas; y la segunda, es la obtención de la unidad de la estructura, de manera que esta tenga un comportamiento uniforme en cada piso, logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel. (Blanco, 1990)

Las losas se pueden subdividir en los siguientes tipos:

- a) **Losas Macizas:** Este tipo de elementos estructurales tienen un determinado espesor y son de concreto armado, por lo que se obtiene mayor resistencia e inercia (Blanco, 1990).

Para el predimensionamiento de losas macizas se tiene en cuenta el siguiente criterio:

Figura N°1: Losa Maciza



Fuente: Propia

$$h_{maciza} = \frac{L_n}{40}, \text{mín} \dots (2.1.1)$$

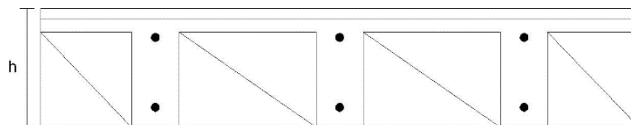
Donde L_n es la mayor longitud.

$$h_{maciza} = h_{aligerado} - 5 \text{ cm}, \text{máx} \dots (2.1.2)$$

- b) **Losas Nervadas y/o Aligeradas:** Este tipo de losas tienen viguetas espaciadas a cada cierta distancia, unidas por una losa maciza superior más delgada. Los espacios son rellenos con ladrillos o bloques de tecnopor. (Blanco, 1990)

Para el predimensionamiento de losas aligeradas se tiene en cuenta el siguiente criterio:

Figura N°2: Losa Aligerada



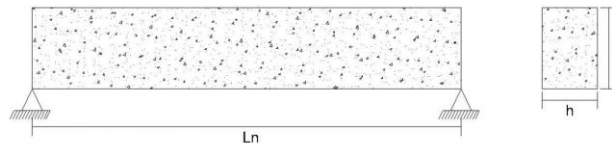
Fuente: Propia

$$h_{aligerado} = \frac{L_n}{25}, L_n \text{ es la longitud menor ... (2.1.3)}$$

Vigas: Son elementos que su principal función es constituir junto con las columnas y muros elementos resistentes a los diferentes esfuerzos producidos por solicitaciones sísmicas (cortantes, momentos y axiales). Además, aportan rigidez y transmiten cargas de gravedad hacía otras vigas o columnas. (Blanco,1990)

Oviedo (2016, pg 50) presenta el predimensionamiento del peralte y ancho de la viga se tomará la siguiente relación:

Figura N°3: Dibujo de viga simplemente apoyada y su sección.



Fuente: Propia

$$h = \frac{L_n}{\alpha} \dots (2.1.4)$$

$$b = \frac{h}{2} \dots (2.1.5)$$

Donde:

L_n = Luz libre de la viga en metros

α = Factor que depende de la sobrecarga

Tabla N°1. Factor α de acuerdo a la sobrecarga de diseño

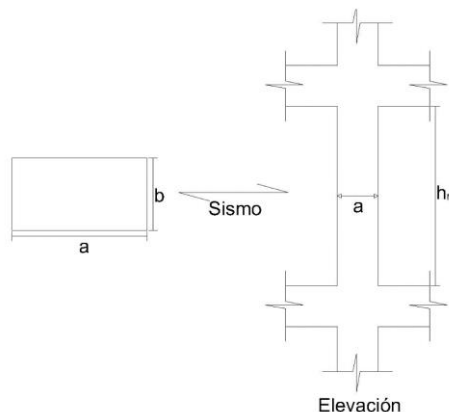
$W_{s/c}$	α
$s/c \leq 0.20 \text{ ton/m}^2$	12
$0.20 < s/c \leq 0.350 \text{ kg/m}^2$	11
$0.35 < s/c \leq 0.60 \text{ kg/m}^2$	10

$0.60 < s/c \leq 0.75 \text{ kg/m}^2$	9
---------------------------------------	---

Fuente: Oviedo, 2016, pg. 50

Columnas: Las columnas son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de flexocompresión. En los casos tener vigas de luces de menores a 6 m., y con un adecuado número de muros o placas en cada dirección, las columnas pueden dimensionarse estimando su carga axial, ya que suele ser crítica para definir su sección (Blanco, 1990).

Figura 4: Dibujo de una columna y su sección resistente a sismo



Fuente: Propia

$$\text{Área de columnas} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 \cdot f'c} \dots (2.1.6)$$

Donde:

$P(\text{servicio}) = \text{Área tributaria} \cdot \text{nro. pisos} \cdot \text{Carga unitaria (1 ton/m}^2\text{)}$.

Muros estructurales: Son paredes de concreto armado que por su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección. (Blanco, 1990).

De acuerdo con Ruiz y Campos (2009) los muros estructurales se predimensionarán considerando que resistirán el 80% de las fuerzas cortante sísmica del análisis estático, como se muestra a continuación:

$$A_C = \frac{0.8 \cdot V_c}{\phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c}} \dots (2.1.7)$$

Donde:

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto

V_c = Cortante sísmica basal.

\emptyset = Factor de reducción sísmica de la Norma E.030.

Cimentación: La cimentación es el elemento estructural que se encuentra en la base de la edificación. Se debe tener siempre en cuenta que la capacidad resistente del suelo deberá ser mayor que la presión obtenida por las cargas de la edificación para evitar el undimiento (Afuso, 2017, pg.86).

$$\sigma = \frac{P}{A} \dots (2.1.8)$$

Donde:

P = Cargas axiales que soportará la cimentación

A = Área de la cimentación

Ingeniería sismorresistente:

La Ingeniería Sismorresistente es la rama específica de la Ingeniería Civil que se encarga de estudiar el comportamiento de las construcciones ante sismos con el objetivo de dar lineamiento en el análisis y diseño para poder proyectar, construir y reforzar obras que se comporten adecuadamente ante los sismos reduciendo los daños que pueden llegar a ocasionar. (INPRES, s.f.).

En Perú, la Norma Técnica E.030 (diseño sismorresistente) da los lineamientos básicos para el análisis de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

Paramatros de sitio

Se necesitará identificar los parámetros sísmicos del lugar del proyecto en función de ciertas características que dependen del tipo y calidad del suelo, sistema estructural, material predominante de construcción, entre otros.

a) **Zonificación:** La Norma E.030 divide en cuatro zonas el terreno nacional, de acuerdo con la distribución espacial de la sismicidad observada, entre otros factores.

El factor Z es un porcentaje de la aceleración de la gravedad y la normal asigna un factor a cada zona como se muestra a continuación:

Tabla N° 02: Factores de Zona Z

Zona sísmica	Factor Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E030

- b) **Condiciones geotécnicas:** La Norma E.030 clasifica cinco tipos de perfiles de suelo en rocas duras (S_0), rocas o suelos muy rígidos (S_1), suelos intermedios (S_2), suelos blandos (S_3) y condiciones excepcionales (S_4).
- c) **Parámetros de sitio:** se debe considerar el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales del proyecto estructural, utilizando los correspondiente valores de los factores de amplificación del suelo S y de los períodos T_p y T_L mostrados a continuación:

Tabla N°03: Factor "S" del Suelo

Factor de Suelo S				
Suelo Zona	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40

Z₁	0.80	1.00	1.60	2.00
----------------------	------	------	------	------

Fuente: Norma E.030.

Tabla N° 04: Períodos "T_P" y "T_L"

Períodos "T_P" y "T_L"				
	Perfil "S" del suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P(s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L(s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma E.030.

d) Factor de amplificación sísmica

De acuerdo a las características del sitio del proyecto estructural se definirá el factor de amplificación sísmica (C) con las siguientes expresiones:

$$T < T_P, \quad C = 2.5 \dots (2.1.9)$$

$$T_P < T < T_L, \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \dots (2.1.10)$$

$$T > T_L, \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \dots (2.1.11)$$

Donde "T" es el período fundamental de la estructura.

e) Categoría de la edificación y factor de uso

De acuerdo a la Norma E.030 las edificaciones son clasificadas en cuatro tipos teniendo como edificaciones esenciales, los hospitales, aeropuertos, estaciones de bomberos y otras edificaciones que no pueden interrumpirse sus actividad luego de que ocurra el sismo severo, por lo que su factor de uso es U=1,5; luego, teniendo como edificaciones importantes, los estadios, centros comerciales, teatros y otras edificaciones donde exista agrupación masiva de personas, por lo que su factor de uso es U=1,3; edificaciones comunes, como viviendas, oficinas, hoteles y

restaurantes, por lo que su factor de uso es $U=1,0$; y edificaciones temporales (Afuso, 2017).

d) Sistemas estructurales de concreto armado

La Norma E.030 clasifica los sistemas estructurales en los siguientes: porticos, muros estructurales, duales (Tipo I y II) y muros de ductilidad limitada (EMLD). Donde la clasificación se realiza en base al porcentaje de fuerza cortante que actúa sobre los elementos estructurales predominantes en la edificación.

e) Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0)

En la Norma E.030 indica que los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, cuando en ésta, la edificación presenta más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponde. A continuación se presenta el Coeficiente Básico de Reducción R_0 para edificaciones de concreto armado.

Tabla N° 05: Sistemas Estructurales de Concreto Armado

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Pórticos	8.00
Duales	7.00
Muros estructurales	6.00
Muros de Ductilidad Limitada	4.00

Fuente: Norma E.030

f) Regularidad estructural y sus restricciones

La Norma E.030 clasifica a las estructuras como regulares o irregulares para cumplir con restricciones de irregularidad, establecer procedimientos de análisis y determinar el coeficiente R.

- g) **Categoría de la Edificación e Irregularidad.** De acuerdo a la importancia y la zona de la edificación, se deberá proyectar respetando las restricciones presentadas a continuación:

Tabla N°06: Categoría y regularidad

CATEGORIA Y REGULARIDAD		
Categoría de la estructura	Zona	Restricciones
A1 y A2	4,3 y 2	No se puede tener irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma E.030

h) Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas:

El coeficiente “R ” de reducción de fuerzas sísmicas se calculará como el producto del coeficiente R_0 del sistema estructural y de los factores I_a o I_p :

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \dots (2.1.12)$$

Análisis estructural

La Norma E.030 indica que en el análisis estructural de estructuras regulares se consideran que el total de la fuerza sísmica actúan independientemente en dos

direcciones ortogonales. Por otro lado, en las estructuras irregulares se consideran que la acción sísmica ocurre en la dirección más perjudicial para el diseño.

Estimación del peso (P)

La Norma E.030 indica que el peso, se calculará adicionando la carga muerta y permanente de la edificación con la carga viva o sobrecarga que está en función de la importancia de la edificación.

Procedimiento de análisis sísmico

La Norma E.030 indica que debe realizarse primero el análisis estático y, seguidamente, el análisis dinámico modal espectral; considerando un modelo con comportamiento lineal y elástico con solicitaciones sísmicas reducidas.

Análisis sísmico estático

Consiste en modelar las cargas horizontales del sismo como cargas estáticas en cada uno de los entrepisos de la estructura. La distribución de estas cargas tienen una forma triangular y corresponde a un primer modo de vibración de forma triangular. Asimismo, las fuerzas de los entrepisos actúan en el centro de masas en cada nivel de la estructura.

a) Fuerza cortante basal

La Norma E.030 establece que la fuerza cortante total basal de la estructura en cada dirección, se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \dots (2.1.13)$$

El valor de C/R no deberá ser menor que 0.11.

b) Distribución de fuerza sísmica en altura

La Norma E.030 indica que las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i para cada dirección principal, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \dots (2.1.15)$$

Donde:

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot (h_j)^k} \dots (2.1.16)$$

Donde “n” es el número de pisos del edificio, “k” es un exponente que está en función al período fundamental de vibración de la estructura “T” para cada dirección principal de análisis, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para $T \leq 0.5 \text{ seg}$ se tiene $k = 1.0$
- b) Para $T > 0.5 \text{ seg}$ se tiene $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

c) Período fundamental de vibración

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

$$T = \frac{h_n}{C_T} \dots (2.1.17)$$

Donde:

$C_T = 35$, para edificios de pórticos de C°A° sin muros de corte o pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$, para edificios de pórticos de C°A° con muros en la caja de ascensores y escalera y/o pórticos de acero arriostrado.

$C_T = 60$, para edificios de albañilería y para todos tipos de edificios de C°A°.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i d_i}} \dots (2.1.18)$$

Donde:

f_i es la fuerza lateral del nivel i

d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i

d) Excentricidad accidental

La Norma E.030 indica para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsional accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i \dots (2.1.19)$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

Análisis sísmico dinámico modal espectral

Consiste en determinar todas las posibles respuestas que pueda tener una estructura a partir de sus deformadas (modos) y sus respectivas frecuencias.

La respuesta final será la combinación de todas las respuestas (combinación modal) a través de una especie de promedio ponderado (cada modo posee un factor de participación que depende de la masa y dirección del sismo).

La Norma E.030 indica que cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

a) Modos de vibración

La Norma E.030 indica que los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros predominante en la dirección de análisis.

b) Aceleración espectral

La Norma E.030 indica que para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definidos por:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \dots (2.1.20)$$

c) Criterios de combinación

La Norma E.030 indica que mediante los criterios de combinación que se indican se podrán obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo:

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \dots (2.1.21)$$

Donde r representa las fuerzas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda^2)} \dots (2.1.22)$$

Donde:

$$\lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \dots (2.1.23)$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05

ω_i, ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j .

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

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \dots (2.1.24)$$

d) Fuerza cortante mínima

La Norma E.030 indica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% de valor calculado para el corante estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberá escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

e) Excentricidad accidental (efectos de torsión)

La Norma E.030 indica que se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad

a) Determinación de desplazamientos laterales

La Norma E.030 indica para estructura regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

b) Desplazamientos laterales relativos admisibles

La Norma E.030 indica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el ítem anterior, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N°10.

Tabla N° 07: Límites para la distorsión del entrepiso

Límites para la distorsion del entrepiso	
Material Predominante	$\left(\frac{\Delta_i}{h_{ei}}\right)$

Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma E.030

➤ **Cimentaciones**

La Norma E.030 indica que las suposiciones que se hagan para los apoyos de la estructura deberán ser concordantes con las características propias del suelo o cimentación.

a) Capacidad portante

La Norma E.030 indica que en todo estudio de mecánica de suelos deberán considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación.

b) Momento de volteo

La Norma E.030 indica que el factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de esta Norma deberá ser mayor o igual que 1,2.

c) Cimentaciones sobre suelos flexibles o de baja capacidad portante

La Norma E.030 indica que para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S_3 y S_4 para las Zonas 4 y 3 se proveerá elementos de conexión, los que deben soportar en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10% de la carga vertical que soporta la zapata.

Para suelos de capacidad portante menor que 0,15 MPa se proveerá vigas de conexión en ambas direcciones.

Diseño en concreto armado

El diseño en concreto armado de acuerdo con la norma peruana actual se basa en el Diseño por resistencia, la cual exige que la resistencia de diseño última de los elementos de concreto armado (ϕR_n) sean mayores o iguales a la resistencia requerida (R_u), tal como se indica a continuación:

$$\phi R_n \geq R_u \dots (2.2.1)$$

El cálculo de la resistencia normal R_n en función de tres factores: las dimensiones de la sección, la cantidad de acero embebido en el concreto, la fuerza del acero f_y y por último, la resistencia del concreto f'_c .

El factor de reducción de resistencia ϕ castiga la resistencia normal de los elementos de concreto armado con el objetivo de introducir en el cálculo los factores que afectan el desempeño real de las secciones como fueron diseñadas teóricamente. Los valores del coeficiente de reducción ϕ y los factores de amplificación se muestran en la Tabla N°11 y Tabla N°12. (Afuso, 2017, pg.39).

Tabla N° 08: Factores de reducción por tipo de esfuerzo

Solicitaciones	Factor ϕ
Flexión	0.90
Tracción y Tracción-Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y flexo-compresión:	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Fuente: Norma E.060, 2009

Tabla N° 09: Factores de amplificación de carga

Factores de amplificación de carga
1.4 CM + 1.7 CV
1.25 (CM+CV) ± CS_X
1.25 (CM+CV) ± CS_Y
0.9 CM ± CS_X
0.9 CM ± CS_Y

Fuente: Norma E.060, 2009

a) Diseño por flexión simple

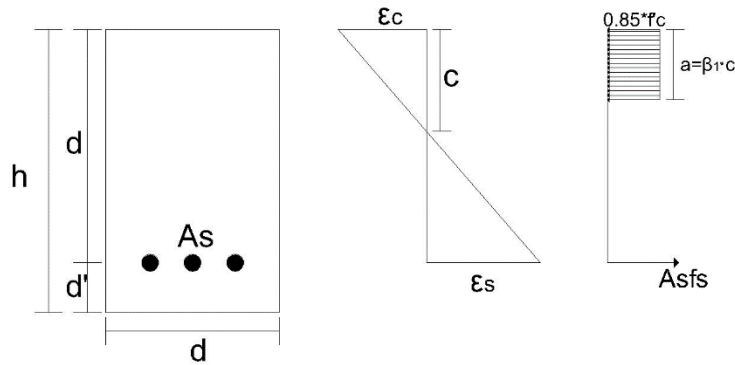
Afuso (2017, pg 39-41) hace mención de las hipótesis para elementos sometidos a flexión que adopta la Norma E.060, las cuales se presentan a continuación:

- Las secciones planas permanecen. Asimismo, las deformaciones del acero y el concreto son directamente proporcionales desde el eje neutro.
- La deformación máxima del concreto, en la fibra al extremo a compresión será de $\epsilon_{cu} = 0.003$.
- Se supone que el acero tiene un comportamiento elastoplástico y lineal.
- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto en los cálculos de elementos sometidos a flexión.
- La relación entre la deformación unitaria y distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto se debe de considerar de cualquier forma de tal manera que prediga una resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio.

- Se supone un bloque equivalente de compresiones $0.85f'_c$ desde la fibra superior de compresión de la sección transversal hasta una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ (para nuestro caso, donde el $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_1 = 0.85$).

A continuación, se presente el equilibrio de fuerzas:

Figura N° 5: Diagrama Esfuerzo-Deformación de una viga



Fuente: Propia

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \dots (2.2.2)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \dots (2.2.3)$$

Se deberá asumir en las ecuaciones 2.2.2 y 2.2.3 que la fluencia del acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Para secciones rectangulares, la cuantía es la relación del área de acero de refuerzo con el producto del ancho de la sección con el peralte efectivo.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \dots (2.2.4)$$

La cuantía también se puede obtener de la siguiente relación:

$$\omega = \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \dots (2.2.5)$$

Por lo tanto el momento último M_u se puede expresar de la siguiente forma:

$$M_u = \phi M_n = \phi \cdot f'_c \cdot \omega \cdot b \cdot d^2 \cdot (1 - 0.59 \cdot \omega) \dots (2.2.6)$$

Cuantía balanceada, acero máximo y mínimo

La cuantía balanceada es obtenida en la falla balanceada que es cuando el concreto y el acero llegan al mismo tiempo a su deformación de agotamiento (ϵ_{cu}) y fluencia (ϵ_y), respectivamente.

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d \dots (2.2.7)$$

El acero mínimo para secciones rectangulares y secciones en T con el ala en compresión sera:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \dots (2.2.9)$$

b) Diseño por cortante

El diseño por fuerzas cortantes para los elementos estructurales, queda definido de la siguiente manera:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_C + V_S) \geq V_u \dots (2.2.10)$$

Donde V_n es la resistencia nominal proporcionada por el concreto (V_C) y el acero (V_S). La fuerza cortante del resultado del análisis amplificado de cargas es V_u .

El diseño de las secciones estructurales y la fuerza cortante “ V_u ” se calcularán a una distancia “ d ” medida desde la cara del apoyo del elemento.

De acuerdo con los lineamientos de la Norma E.060, la resistencia nominal al corte por parte del concreto V_C , se define de la siguiente manera:

- Para elementos sometidos a flexión y corte

$$V_C = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots (2.2.11)$$

Donde “ b_w ” y “ d ” son el ancho y el peralte efectivo del elemento, respectivamente.

- Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_C = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) \cdot b_w \cdot d \dots (2.2.12)$$

Donde “ b_w ” y “ N_u ”, es el ancho del alma y la carga axial de compresión, respectivamente. Por último, A_g es el área bruta de la sección.

Del mismo modo, la Norma E.060 define las siguientes ecuaciones para calcular la resistencia al corte del acero V_S :

$$V_S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots (2.2.13)$$

$$V_S \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \dots (2.2.14)$$

Donde “ A_v ” y “ s ” son el área total de estribo y la separación entre estribos, respectivamente

Espaciamiento mínimo entre estribos

La Norma E.060 indica que se debe garantizar que al menos un estribo cruce la grieta inclinada potencial a 45°:

$$V_S \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \rightarrow s \leq 0.60m \text{ ó } s \leq \frac{d}{2} \dots (2.2.15)$$

$$V_S > 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \rightarrow s \leq 0.30m \text{ ó } s \leq \frac{d}{4} \dots (2.2.16)$$

Estribos mínimos

$$A_{S_{min}} = 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \dots (2.2.17)$$

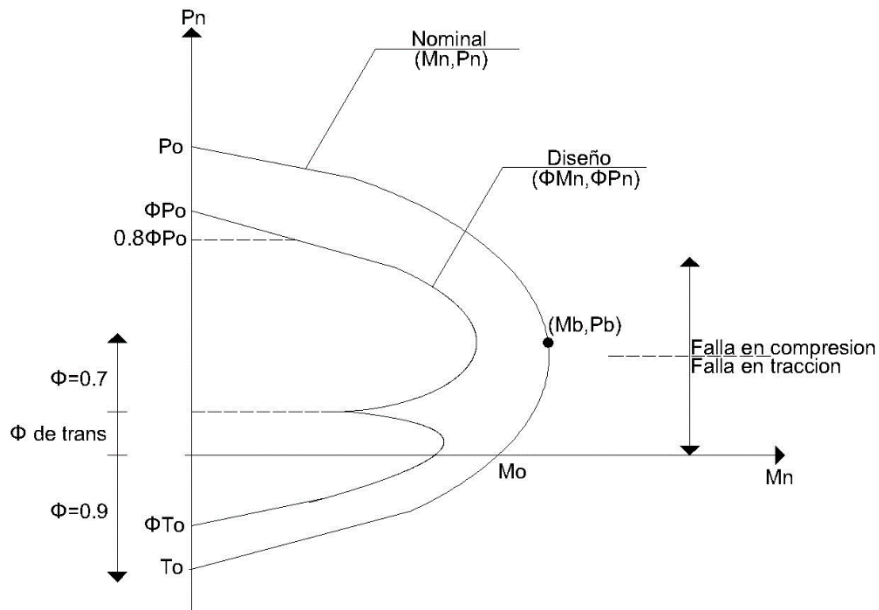
$$A_{S_{min}} = 3.5 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y} \dots (2.2.18)$$

c) Diseño por flexocompresión

Afuso (2017, pg. 45-46) indica que un diagrama de interacción es un lugar geométrico en donde se encuentran todas las combinaciones de P_n y M_n que pueden provocar la falla.

Algunos puntos notables se presentan en el siguiente diagrama de interacción:

Figura N° 6: Diagrama de Interacción de una columna

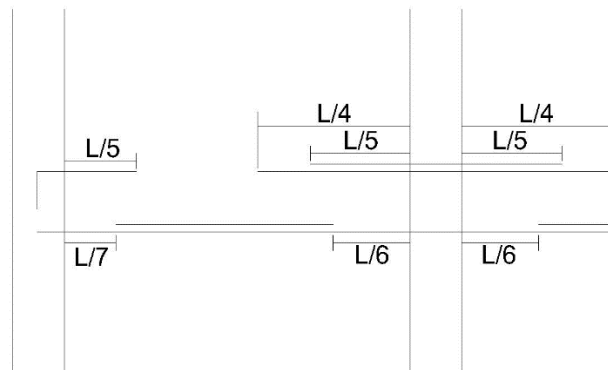


Fuente: Propia

Corte o doblado del refuerzo

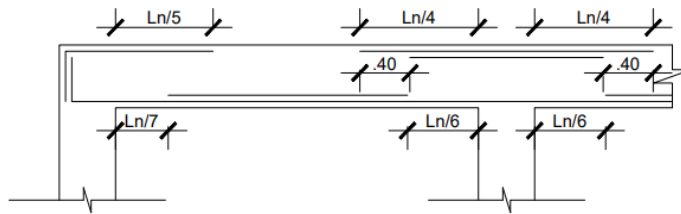
De acuerdo con Vercelli (2017, pg.29) existen zonas en donde en los elementos estructurales donde solo es necesario colocar bastones, como se describe en las figuras N° 12 y N° 13:

Figura N° 7: Corte de barras longitudinales en losas



Fuente: Propia

Figura N° 8: Corte de barras longitudinales en vigas



Fuente: Propia

Longitudes de anclaje y ganchos estandar

Los ganchos estandar y las longitudes de desarrollo se realizarán de acuerdo a los capitulos 7 y 12 de la Norma E.060 respectivamente en cuanto sea aplicable.

Diseño de elementos estructurales y sus consideraciones sísmicas

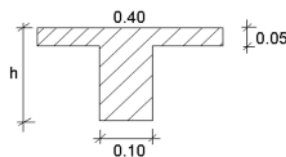
a) Diseño de losas macizas

La Norma E.060 hace referencia que el análisis y diseño de losas macizas se hace mediante el uso del “Método de Coeficiente para Losas Apoyadas en Vigas o Muros”, siempre que cumpla con los requisitos descrito en dicho capitulo.

b) Diseño de losas aligeradas

Luna y Garcia (2017, pg.29) indican que el análisis de fuerzas internas se asume a la vigueta como una viga rectangular (siempre que las compresiones no sean superiores a 5 cm). Las viguetas en las zonas de momentos negativos se diseñan como una viga de 0.10 m de ancho y en la zona de momentos positivos se comportará como una viga de 0.40 m de ancho (Acedo,2013).

Figura N° 9: Sección de una viga T de una losa aligerada

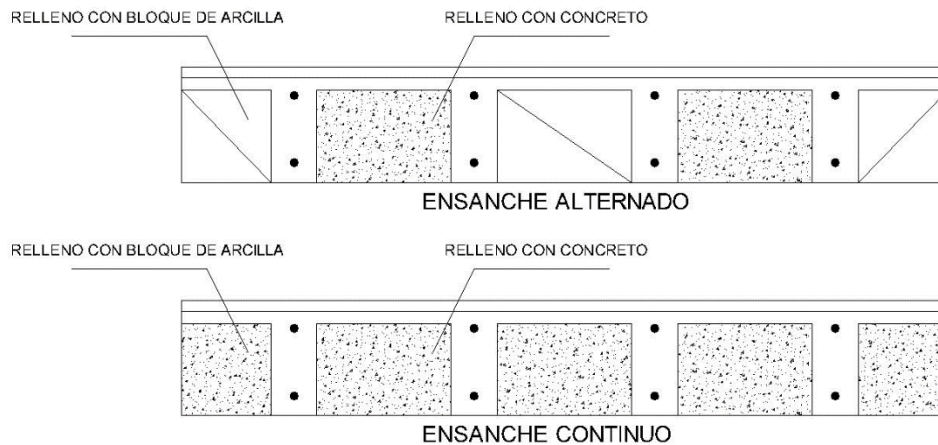


Fuente: Propia

Para el diseño por flexión se toma en cuenta las cantidades máximas y mínimas de acero descritas en la Norma E.060.

Para el diseño por cortante, si la fuerza cortante es mayor que la resistencia al corte aportada por el concreto entonces será necesario utilizar ensanches, los cuales se muestra a continuación.

Figura N° 10: Tipos de ensanches en una losa aligerada



Fuente: Propia

Por último, en la losa maciza superior y perpendicular a la dirección de la losa, se debe colocar el acero necesario para soportar los esfuerzos de contracción y tracción generados por los cambios de temperatura. Esta cantidad de acero corresponde a una cuantía de acero de $\rho = 0.0018 \cdot b \cdot h$ (Luna y Garcia, 2017).

c) Diseño de vigas:

El diseño por flexión, cortante, doblado del refuerzo y longitud de anclaje de vigas se realizarán conforme a los lineamientos del capítulo 21 de la Norma E.060.

d) Diseño de columnas:

El diseño por flexocompresión, cortante, doblado del refuerzo y longitud de anclaje de vigas se realizarán conforme a los lineamientos del capítulo 21 de la Norma E.060.

e) Diseño de muros estructurales:

El diseño por flexocompresión, cortante, doblado del refuerzo y longitud de anclaje de vigas se realizarán conforme a los lineamientos del capítulo 21 de la Norma E.060.

f) Diseño de cimentación:

Una vez predimensionada la cimentación y teniendo tanto las cargas verticales como las de sismo, se procederá a hacer la verificación de las dimensiones de dicha cimentación teniendo en cuenta el momento producido por el sismo y la excentricidad.

Se presentan tres casos de zapatas con carga excéntrica

- Caso de excentricidad $< L/6$. En este caso el esfuerzo P/A es mayor que el esfuerzo en flexión M/I . El esfuerzo es

$$p_{max,min} = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{I/c} \dots (2.2.37), \text{ donde } \frac{I}{c} = \frac{1}{6} * B * L^2$$

- Caso de excentricidad $= L/6$. Debido a que se incrementa el momento llevando excentricidades mayores, la presión mínima disminuye

$$p_{max,min} = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{I/c} \dots (2.2.38), \text{ donde } \frac{I}{c} = \frac{1}{6} * B * L^2$$

- Caso de excentricidad $> L/6$. Si la presión máxima de apoyo P_{max} que produce la carga P no excede de la presión de apoyo permisible del suelo, no es de esperarse que el extremo izquierda de la zapata se levante y el centro de gravedad de distribución triangular de los esfuerzos del suelos, coincide con el punto de acción de la carga p .

$$p_{max} = \frac{2P}{3B(\frac{L}{2}-e)} \dots (2.2.39)$$

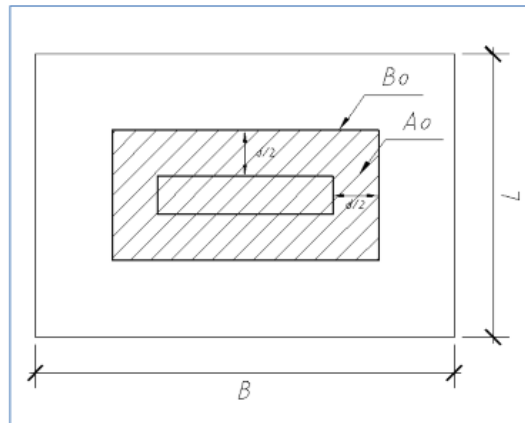
Donde B , L son el ancho y el largo de la zapata respectivamente.

a) Diseño por punzonamiento

Luna y Garcia (2017, pg. 62) indican que el peralte efectivo “ d ” debe ser suficientemente alto para resistir los esfuerzos por cortante.

Se asume un “ d ” y se calcula el perímetro de la sección crítica “ B_0 ” así como su área “ A_0 ” y se calculan V_U y ϕV_C

Figura N° 11: Área de Punzonamiento de una zapata



Fuente: Propia

$$V_U = \sigma_{ult} \cdot (A - A_o) \dots (2.2.40)$$

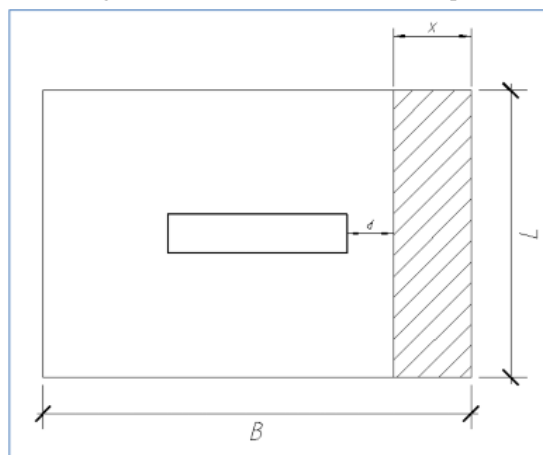
$$\phi V_C = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B_o \cdot d \dots (2.2.41)$$

Se tiene que cumplir que $\phi V_C \geq V_U$, de otra manera, se incrementa la altura del peralte efectivo “d”.

b) Diseño por cortante:

Luna y Garcia (2017, pg. 63) indican el proceso de cálculo de la siguiente manera:

Figura N° 12: Área de Corte de una zapata



Fuente: Propia

Se calculan V_U y ϕV_C , como se muestra a continuación:

$$V_U = \sigma_{ult} \cdot L \cdot x \dots (2.2.42)$$

$$\phi V_C = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \dots (2.2.43)$$

Se tiene que cumplir que $\phi V_C \geq V_U$, de otra manera, se incrementa la altura del peralte efectivo “d”.

Diseño por flexión:

Acedo (2017) indican que en el diseño por flexión se considera que los extremos de la zapata actúan como vigas en voladizo, de la siguiente manera:

$$M_U = \frac{\sigma_{ult} \cdot c^2}{2} \cdot L \dots (2.2.44)$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot \left[d - 0.50 \cdot \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot 1}} \right] \right]} \dots (2.2.45)$$

Se tiene que tener en consideración una cuantía mínima de acero, $As_{min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$

g) Diseño de escaleras:

Luna y Garcia (2017, pg. 78) indican que para el análisis se tomaran en cuenta las cargas generadas por la escalera, el piso terminado y la carga viva y se calculado con las formulas presentadas a continuación:

Tramo Recto

El peso propio del descanso, se obtiene de la siguiente manera:

$$w_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot h_{descanso} \dots (2.2.46)$$

Tramo Inclinado

El peso propio del tramo inclinado (de los pasos, contrapasos y garganta), se obtiene de la siguiente manera:

$$w_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot \left[\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right] \dots (2.2.47)$$

Donde:

p: Paso

cp: Contrapaso

b: Ancho

t: Garganta

Todas las cargas presentadas anteriormente serán multiplicada por el ancho (b) con la finalidad de obtener la carga en kg/m.

Por otro lado, es de suma importancia hacer presente las razones más importantes por las cuales se sostiene la justificación de la presente tesis, la cual es el tiempo que puede llegar a requerir al ingeniero el diseño estructural debido a las diversas variables que hay que tomar en cuenta (sistema estructural, estructuración, parámetros sísmicos, otros). Por lo tanto, el presente trabajo de investigación ayudará a la toma de decisiones sobre la elección del tipo de sistema estructural de una edificación con la finalidad de obtener un mejor comportamiento estructural generando así un valor agregado para los residentes de dicha edificación.

En cuanto a la realidad problemática presente en la investigación se tiene que los sismos ocurridos en el mundo a lo largo de los años, han dejado grandes lecciones sobre lo vulnerable en la que se encuentran las edificaciones, lo cual se debe principalmente a razones técnicas desde la etapa de diseño, construcción hasta la puesta en marcha de la edificación. Entre las principales razones se encuentran la mala estructuración y mal diseño estructural en la etapa de diseño, debido a que en esta etapa se definen las características de la edificación que resistirán los sismos de magnitud e intensidad semejante a los ocurridos anteriormente. Por otro lado, el empleo de malos materiales y las malas práctica en la etapa de construcción generan diferencias sustanciales respecto al modelo comportamiento original empleado para el diseño. (Enciso, 2019)

En respuesta a esta problemática, se han ido innovando y mejorando procesos constructivos y sistemas estructurales buscando reducir al mínimo posible los daños causado por sismos. En el Perú, dos los de los sistemas existentes de mayor aplicación son los de pórticos y muros estructurales de concreto armado. (Enciso, 2019).

En el presente trabajo de investigación se busca modelar, evaluar y diseñar una estructura con sistema estructural de pórticos y de muros estructurales de concreto armado y comparar entre cada uno los resultados obtenidos. De lo mencionado anteriormente, se pretende determinar y comparar las diferencias en los resultados del diseño sísmico de la estructura con pórticos y con muros estructurales ubicada en la ciudad de Nuevo Chimbote. Los resultados permitirán conocer las ventajas y desventajas entre cada sistema estructural.

Por lo tanto, ante la realidad problemática planteada, surge la siguiente pregunta de investigación: ¿Qué tan diferente es el desempeño sísmico entre una estructura con pórticos y con muros estructurales en la ciudad de Nuevo Chimbote?

En cuanto a la conceptualización de las variables se determinaron algunas definiciones importantes para el desarrollo de la presente investigación. Se tiene como variables independientes a la estructuración lo que significa tomar decisiones acerca de la disposición y características que deben tener los diferentes elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento estructura durante su vida útil.

Por otro lado, la variable dependiente viene a ser el diseño en concreto armado de la edificación que se enfoca en verificar que el sistema diseñado tenga la seguridad, utilidad y duración requeridas para el uso al cual el sistema se destine según lo exigen las normas aplicables (Nawy, 1988, pg. 81). De esta manera, la operacionalización de la variable se va a basar en el diseño por resistencia o rotura el cual se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso del mismo. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y, por lo tanto, se estima mejor la capacidad de la pieza. (Harmsen, 2002, pg. 5)

Tabla N° 10: Operacionalización de la Variable Independiente

Variable Independiente	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores
Estructuración	La estructuración significa decidir las características que deben tener la estructura, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil (San Bartolome, Análisis de Edificios, 1998).	La estructuración es el primer proceso en el diseño estructural de cualquier proyecto, siendo la etapa donde se define el material predominante, forma general y estructuración. Con la finalidad de resistir las fuerzas actuantes.	Materiales	Resistencia y peso específico del concreto
			Resistencia y grado de fluencia del acero	
			Predimensionamiento	Dimensiones en m. de vigas. Area en m2. de columnas. Area en m2. ó cm. de placas.

Fuente: Propia

Tabla N° 11: Operacionalización de la Variable dependiente

Variable Dependiente	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores
Diseño en Concreto Armado	El diseño se enfoca en verificar que el sistema diseñado tenga la seguridad, utilidad y duración requeridas para el uso al cual el sistema se destine según lo exigen las normas aplicables, y dicho diseño se presente en forma apropiada en los dibujos de trabajos y en las especificaciones. (Nawy, 1988, pg. 81)	El diseño de los elementos de concreto armado actualmente se basa en el diseño por resistencia el cual se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso del mismo (Harmsen, 2002, pg. 5)	Momento Flector	Cuantía (ρ) por flexión para vigas, columnas, placas y cimentación.
			Fuerza Cortante	Diámetro de acero (A_v) y espaciamiento (s) para cortante en vigas, columnas y placas.

Fuente: Propia

Por otro lado, surgió la necesidad de dar solución al problema antes indicado mediante la hipótesis que la edificación basada en muros estructurales de concreto armado mejoraría significativamente el desempeño estructural respecto a la edificación basada en pórticos.

Asimismo, la presente tesis planteó como objetivo principal comparar el comportamiento estructural y diseño de un edificio multifamiliar de 6 pisos

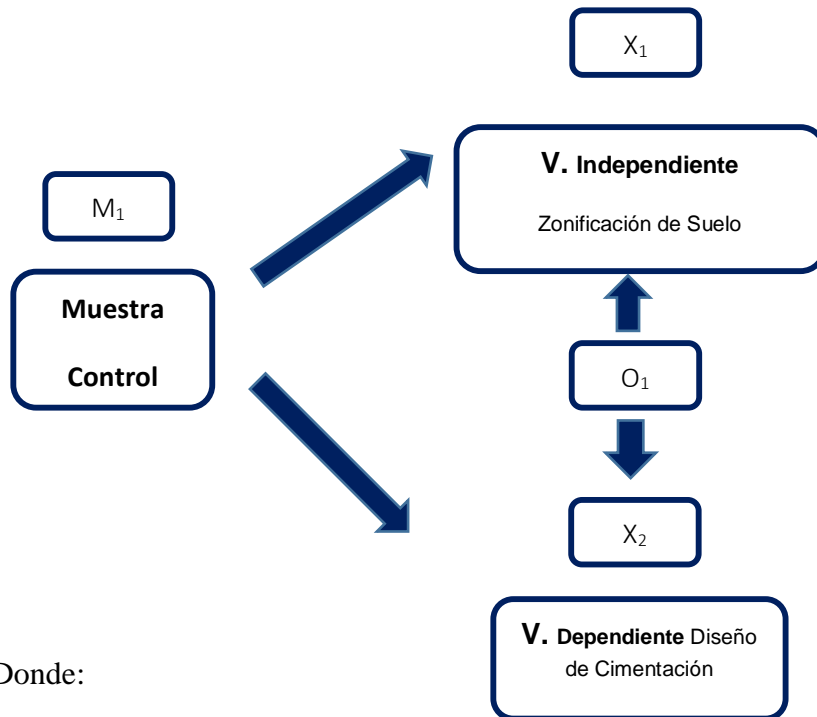
estructurado con sistemas de pórticos y muros estructurales; para lo cual se planificaron seis objetivos específicos:

- Realizar la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales de los sistemas estructurales.
- Realizar el análisis estructural de la edificación de acuerdo a las normas vigentes.
- Comparar y analizar los resultados del análisis estructural de la edificación de acuerdo a los parámetros (Derivado máxima de entrepiso, factor de escalamiento, irregularidad torsional, factor de volteo).
- Elección del sistema estructural y diseñar los elementos de concreto armado de la estructura.
- Elaborar conjunto de planos estructurales de la edificación.

II. METODOLOGÍA

La presente investigación es de tipo descriptiva - aplicada debido a que se pretende realizar el diseño estructural de una edificación de seis pisos con la intención de mejorar los criterios de diseño estructural de cualquier edificación en general. Asimismo, se busca mostrar de forma didáctica cada paso de diseño estructural de la edificación.

En cuando al diseño, para esta investigación se usó un diseño experimental de debido a que se estudia el desempeño estructural de una edificación con diferentes tipos de estructuraciones buscando realizar el diseño en concreto armado.



Donde:

M₁: Muestra Control, Edificación de 6 pisos.

X₁: Variable Independiente, Estructuración con muros estructurales de concreto armado y pórticos

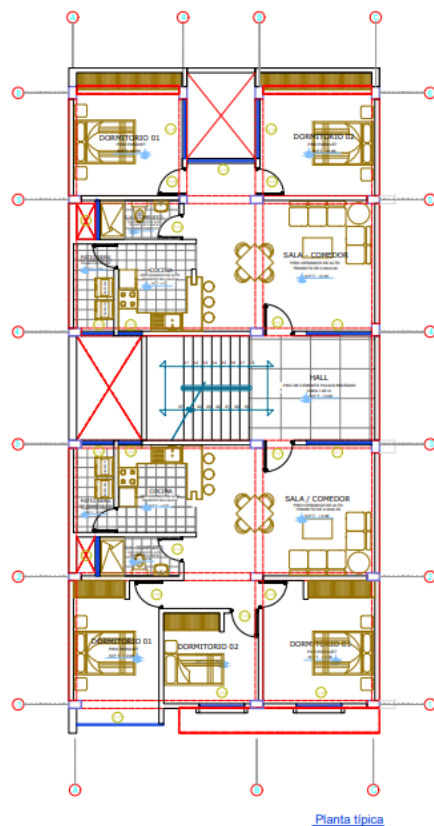
X₂: Variable Dependiente, Diseño en concreto armado

III. RESULTADO

Descripción de la edificación:

La edificación en análisis está destinada a ser una vivienda multifamiliar, ubicada en el distrito de Nuevo Chimbote, provincia Santa, región Ancash. Además, cuenta con 6 niveles arquitectónicos donde el primer nivel tiene los siguientes ambientes: ingreso, cochera, tienda, hall, escalera, jardín y un departamento. Del segundo al quinto nivel está destinado a departamentos. Por último, en el sexto nivel está destinado a la azotea y a un departamento.

Figura N° 13: Arquitectura de planta típica de la edificación



Fuente: Propia

Teniendo las áreas, distribución y altura de los pisos se realizaron la estructuración y predimensionamiento de dos tipos de sistemas estructurales basados en pórticos y muros estructurales para la edificación.

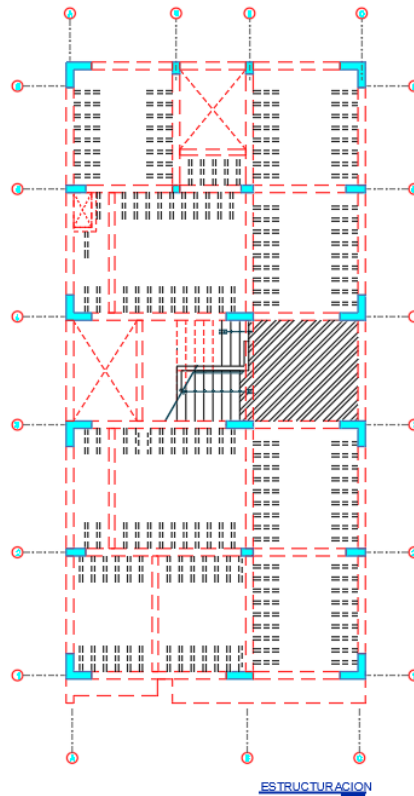
Estructuración y descripción de los modelos

a) Modelo con pórticos

En el primer modelo, las vigas tienen dimensiones de 0.25 m x 0.50 m. para el eje X – X y tienen dimensiones de 0.25 m x 0.40 m. para el eje Y-Y. Las dimensiones de las columnas varían, las columnas principales son de 0.40 m x 0.40 m. y las

columnas secundarias son de 0.25 m x 0.25 m. Las losas aligeradas tienen espesores de 0.20 m y la losa maciza es de 0.15 m.

Figura N° 14: Estructuración en base a pórticos

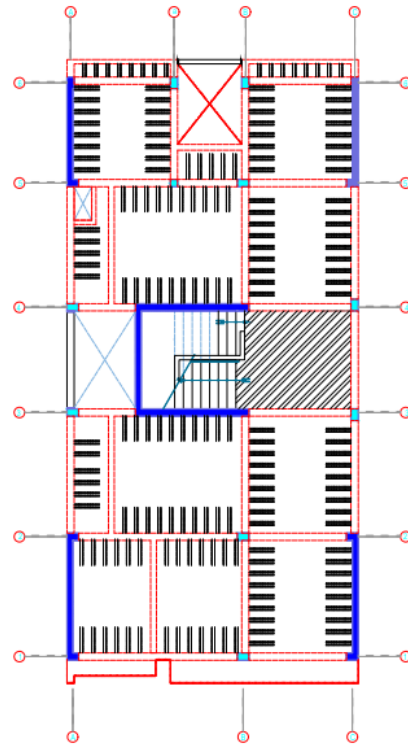


Fuente: Propia

b) Modelo con muros estructurales

En este modelo, las vigas en el eje X – X tienen dimensiones de 0.25 m x 0.50 m., para el eje Y – Y tienen dimensiones de 0.25 m x 0.40 m. Las dimensiones de las columnas varían, las columnas principales son de 0.25 m x 0.40 m. y las secundarias son de 0.25 m x 0.25 m. Las losas aligeradas tienen espesores de 0.20 m y la losa maciza es de 0.15 m. Los muros estructurales en el eje Y – Y son de 0.15 m. de espesor y, para el eje X – X son de 0.25 m. de espesor.

Figura N° 15: Estructuración en base a muros estructurales



Fuente: Propia

Evaluación y análisis de parámetros estructurales

Las evaluaciones de los parámetros estructurales para ambos tipos de sistemas estructurales son los siguientes.

- Deriva máxima de entrepiso.
- Fuerza cortante estática y dinámica.
- Irregularidades torsionales.
- Factor de escala.
- Factor de seguridad al volteo en la cimentación.

Análisis sísmico

El modelamiento estructural tridimensional se realizó en el programa de computación ETABS V19.0.0 para realizar el análisis sísmico de la estructura. En el modelamiento

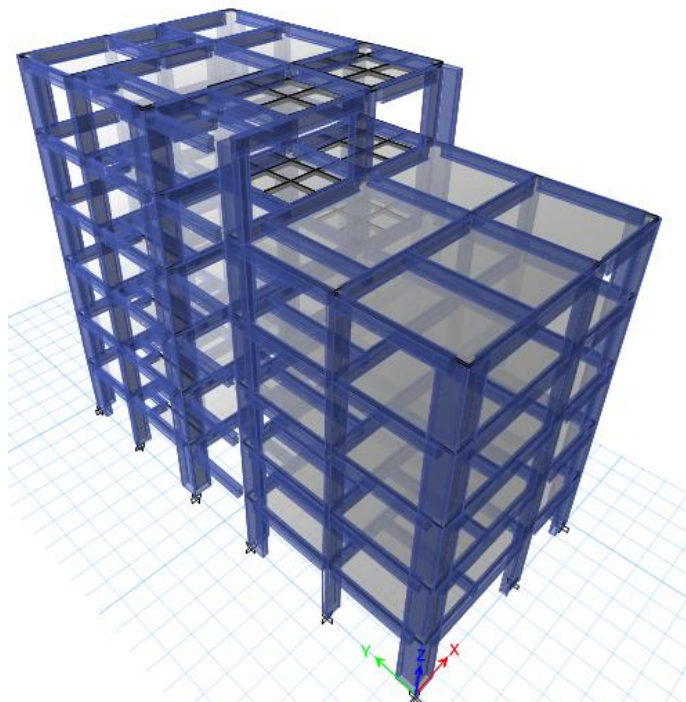
se consideró a cada entrepiso como un diafragma rígido y tres grados de libertad correspondientes a dos traslacionales horizontales y una rotacional dando un total de 18 modos de vibración.

Los encuentros de viga y placa o columna donde no se tenga longitud de anclaje, se modelaron como uniones articuladas libre de momentos. Asimismo, en la formación de los pórticos consideró un brazo rígido con el objetivo de rigidizar la zona de los nudos.

a) Modelo con pórticos

La figura N° 25 muestra la configuración tridimensional de la estructura basada en pórticos.

Figura N° 16: Modelamiento 3D de estructura aporticada



Fuente: Propia

Análisis estático

En base al estudio de mecánica de suelos, se obtuvieron los parámetros sísmicos de la estructura como se presentan a continuación:

Tabla N° 12: Parámetros sísmicos de la estructura basada en pórticos

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Z	0.45	TL	2
U	1.00	Rx-x	8
S	1.05	Ry-y	8
Tp	0.6		

Fuente: Propia

Los períodos y modos de vibración de la estructura se presentan a continuación:

Tabla N° 13: Período fundamental de la estructura

Período fundamental					
Modo	T	Modo	T	Modo	T
1	0.522	7	0.080	13	0.033
2	0.451	8	0.067	14	0.029
3	0.378	9	0.060	15	0.027
4	0.157	10	0.049	16	0.025
5	0.134	11	0.042	17	0.022
6	0.112	12	0.040	18	0.020

Fuente: Propia

El factor de amplificación sísmica C para los ejes principales se calcula a continuación:

En el eje X-X:

$$T < T_p \rightarrow C_{x-x} = 2.50$$

En el eje Y-Y:

$$T < T_p \rightarrow C_{x-x} = 2.50$$

Evaluamos el valor de $C/R \geq 0.11$

Para el eje X-X:

$$\frac{2.50}{8} = 0.3125 \geq 0.11 \rightarrow OK$$

Para el eje Y-Y:

$$\frac{2.5}{8} = 0.3125 \geq 0.11 \rightarrow OK$$

En el cálculo de la masa de la estructura se consideró el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, de acuerdo a la categoría de edificación (tipo C). Los pesos y las masas en cada piso se presentan a continuación:

Tabla N° 14: Masas y pesos de la estructura basada en pórticos

Piso	Masas (tonf-s2/m)		Peso (tonf)	
	Masa X	Masa Y	Peso X	Peso Y
Piso 6	6.61	6.61	64.84	64.84
Piso 5	12.88	12.88	126.31	126.31
Piso 4	12.87	12.87	126.26	126.26
Piso 3	12.87	12.87	126.26	126.26
Piso 2	12.87	12.87	126.26	126.26
Piso 1	12.96	12.96	127.11	127.11
Peso Total			697.05	697.05

Fuente: Propia

A continuación, se presenta el cálculo de la cortante basal:

Tabla N° 15: Cortante basal del análisis sísmico

Cortante Basal			
Eje	ZUCS/R	P	Resultado
X-X	0.1477	697.05	102.92
Y-Y	0.1477	697.05	102.92

Fuente: Propia

Para hallar el período estático de la estructura, primero se debe distribuir fuerzas horizontales en cada piso del edificio. La distribución de fuerzas en cada piso se muestra a continuación

Tabla N° 16: Cálculo de la fuerza distribuida del eje X-X

Cálculo de la fuerza distribuida en el eje X-X						
Nro. Piso	Pi	Hi	K _{x-x}	Pi * (Hi) ² / K _{x-x}	α _{i x-x}	Fix
Piso 6	64.84	2.80	1.01	183.62	0.0930	9.57
Piso 5	126.31	2.80	1.01	357.70	0.1812	18.65
Piso 4	126.26	2.80	1.01	357.57	0.1811	18.64
Piso 3	126.26	2.80	1.01	357.57	0.1811	18.64
Piso 2	126.26	2.80	1.01	357.57	0.1811	18.64
Piso 1	127.11	2.80	1.01	359.96	0.1824	18.77
Total				1973.98	1.0000	102.92

Fuente: Propia

Tabla N° 17: Cálculo de la fuerza distribuida del eje Y-Y

Cálculo de la fuerza distribuida en el eje Y-Y						
Nro. Piso	Pi	Hi	K _{y-y}	Pi * (Hi) ² / K _{y-y}	α _{i y-y}	Fiy
Piso 6	64.84	2.80	1.00	181.55	0.0930	9.57
Piso 5	126.31	2.80	1.00	353.67	0.1812	18.65
Piso 4	126.26	2.80	1.00	353.54	0.1811	18.64
Piso 3	126.26	2.80	1.00	353.54	0.1811	18.64
Piso 2	126.26	2.80	1.00	353.54	0.1811	18.64
Piso 1	127.11	2.80	1.00	355.90	0.1824	18.77
Total				3178.88	1.0000	102.92

Fuente: Propia

A partir de las fuerzas obtenidas en la tabla N° 20 y 21, se obtiene los desplazamientos laterales elásticos. A partir de los desplazamientos, se obtiene el período fundamental de la estructura:

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

Tabla N° 18: Cálculo del período fundamental final en X-X

Dirección X – X					
Nro Piso	Fi	Pi	di (m)	Pi * di ^ 2	fi * di
Piso 6	9.57	64.84	0.01354171	0.0119	0.1296
Piso 5	18.65	126.31	0.01061946	0.0142	0.1981
Piso 4	18.64	126.26	0.00877725	0.0097	0.1636
Piso 3	18.64	126.26	0.00655268	0.0054	0.1222
Piso 2	18.64	126.26	0.00400777	0.0020	0.0747
Piso 1	18.77	127.11	0.00153849	0.0003	0.0289
Total				0.0436	0.7171

Fuente: Propia

Tabla N° 19: Cálculo del período fundamental final en Y-Y

Dirección Y-Y					
Nro Piso	Fi	Pi	di (m)	Pi * di ^ 2	fi * di
Piso 6	9.57	64.84	0.01713724	0.0190	0.1641
Piso 5	18.65	126.31	0.01525766	0.0294	0.2846
Piso 4	18.64	126.26	0.01272807	0.0205	0.2373
Piso 3	18.64	126.26	0.00948951	0.0114	0.1769
Piso 2	18.64	126.26	0.00578316	0.0042	0.1078
Piso 1	18.77	127.11	0.00220179	0.0006	0.0413
Total				0.0851	1.0120

Fuente: Propia

$$T_{x-x} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(0.0436)}{(g * 0.7171)}} = 0.495 \text{ s}$$

$$T_{y-y} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(0.0851)}{(g * 1.0120)}} = 0.582 \text{ s}$$

De acuerdo con la norma E.030 debido a que en el análisis no se ha considerado la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá considerar sólo al 85%, como se muestra a continuación:

$$T_{x-x} = 0.85 * 0.495 = 0.421$$

$$T_{y-y} = 0.85 * 0.582 = 0.495$$

Finalmente, se puede calcular nuevamente el valor de C para ambas direcciones. Los valores finales se presentan en la tabla N°24:

Tabla N° 20: Resultados de parámetros sísmicos

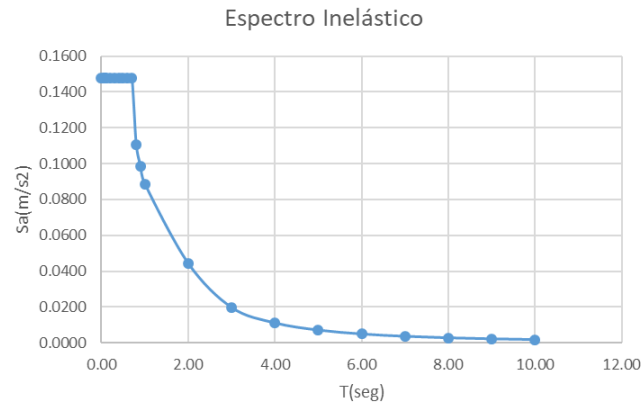
	Dirección X	Dirección Y
T (s)	0.421	0.495
C	2.5	2.49
R	8	8
C/R	0.3125	0.3125
P (ton)	697.05	697.05
V (ton)	102.92	102.92

Fuente: Propia

Análisis dinámico modal espectral

Para hallar la cortante basal dinámica de la estructura, primero será necesario obtener el espectro inelástico de pseudoaceleraciones teniendo en cuenta los parámetros sísmicos locales, como se muestra a continuación:

Figura N° 17: Espectro Inelástico de Pseudoaceleraciones



Fuente: Propia

La fuerza cortante basal obtenida del análisis dinámico modal espectral se muestra a continuación:

Tabla N° 21: Fuerza cortante de estructura basada en pórticos

Fuerzo cortante	Eje X-X (tn)	Eje Y-Y (tn)
V	71.19	83.17

Fuente: Propia

Debido a que la estructura en estudio está clasificada como edificio regular, la fuerza cortante basal dinámica en cada eje principal debe ser mayor al 80% de la fuerza cortante basal estática, en caso contrario, se deberán escalar todas las fuerzas internas.

Tabla N° 22: Factor de escalamiento de estructura basada en pórticos

Factor de Escalamiento		
	Eje X-X	Eje Y-Y
V_{estático} (tn)	102.92	102.92
80% V_{estático}(tn)	82.34	82.34
V_{dinámico}(tn)	71.19	83.17
Factor de escalamiento	1.16	0.99

Fuente: Propia

Como se observa en la Tabla N°26, sólo en el eje X-X se tiene un factor de escalamiento de 1.16.

Las derivas inelásticas de la edificación en estudio se presentan en la siguiente Tabla N°27 y Tabla N°28:

Tabla N° 23: Derivas inelásticas en el eje X-X de estructura

Dirección X-X				
Nro Piso	Deriva elástica	Drift Final	Regulatorio	¿Cumple?
Piso 6	0.000542	0.003	0.007	SI
Piso 5	0.000745	0.004	0.007	SI
Piso 4	0.000951	0.006	0.007	SI
Piso 3	0.001079	0.006	0.007	SI
Piso 2	0.001041	0.006	0.007	SI
Piso 1	0.000613	0.004	0.007	SI

Fuente: Propia

Tabla N° 24: Derivas inelásticas en el eje Y-Y de estructura

Dirección Y-Y				
Nro Piso	Deriva elástica	Drift Final	Regulatorio	¿Cumple?
Piso 6	0.000562	0.003	0.007	SI
Piso 5	0.000756	0.005	0.007	SI
Piso 4	0.000964	0.006	0.007	SI
Piso 3	0.001102	0.007	0.007	SI
Piso 2	0.001063	0.006	0.007	SI
Piso 1	0.000618	0.004	0.007	SI

Fuente: Propia

De acuerdo a las tablas N° 27 y 28 en ambos ejes principales se cumple con los límites establecidos en la Norma.

Momento de volteo

Las fuerzas actuantes en contra de la volcadura son el peso del edificio y la fuerza actuante de volteo es del sismo. Se determinará el Factor de Seguridad a continuación:

$$FS_{x-x} = \frac{\text{Peso} * \frac{X}{2}}{\sum_{i=1}^n F_{ix-x} h_{ix-x}} = \frac{697.05 * 4.9}{828.79} = 4.12$$

$$FS_{y-y} = \frac{\text{Peso} * \frac{Y}{2}}{\sum_{i=1}^n F_{iy-y} h_{iy-y}} = \frac{697.05 * 9.825}{959.28} = 7.14$$

Control de irregularidades

A inicio del análisis, se asumió que la estructura es regular. Por lo tanto, se verificaron dichas irregularidades, teniendo los valores de desplazamiento. A continuación, se presenta la verificación de irregularidad en planta “Irregularidad Torsional”.

Tabla N° 25: Irregularidad torsional en X-X de estructura

Irregularidad Torsional en el Eje X-X						
Piso	Máximo desplazamiento (m)	Promedio desplazamiento (m)	Altura por Piso (m)	Drift Maximo	Drift Promedio	$\Delta_{max} > 1.3 \Delta_{prom}$
Piso 6	0.0139	0.0109	2.8	0.0050	0.0039	Regular
Piso 5	0.0124	0.0099	2.8	0.0044	0.0035	Regular
Piso 4	0.0104	0.0083	2.8	0.0037	0.0030	Regular
Piso 3	0.0077	0.0062	2.8	0.0028	0.0022	Regular
Piso 2	0.0047	0.0038	2.8	0.0017	0.0014	Regular
Piso 1	0.0018	0.0014	2.8	0.0006	0.0005	Regular

Fuente: Propia

Tabla N° 26: Irregularidad torsional en Y-Y de estructura

Irregularidad Torsional en el Eje Y-Y						
Piso	Máximo desplazamiento (m)	Promedio desplazamiento (m)	Altura por Piso (m)	Drift Maximo	Drift Promedio	$\Delta_{max} > 1.3 \Delta_{prom}$
Piso 6	0.0142	0.0141	2.8	0.0051	0.0050	Regular

Piso 5	0.0126	0.0126	2.8	0.0045	0.0045	Regular
Piso 4	0.0106	0.0105	2.8	0.0038	0.0038	Regular
Piso 3	0.0079	0.0079	2.8	0.0028	0.0028	Regular
Piso 2	0.0048	0.0048	2.8	0.0017	0.0017	Regular
Piso 1	0.0018	0.0018	2.8	0.0007	0.0007	Regular

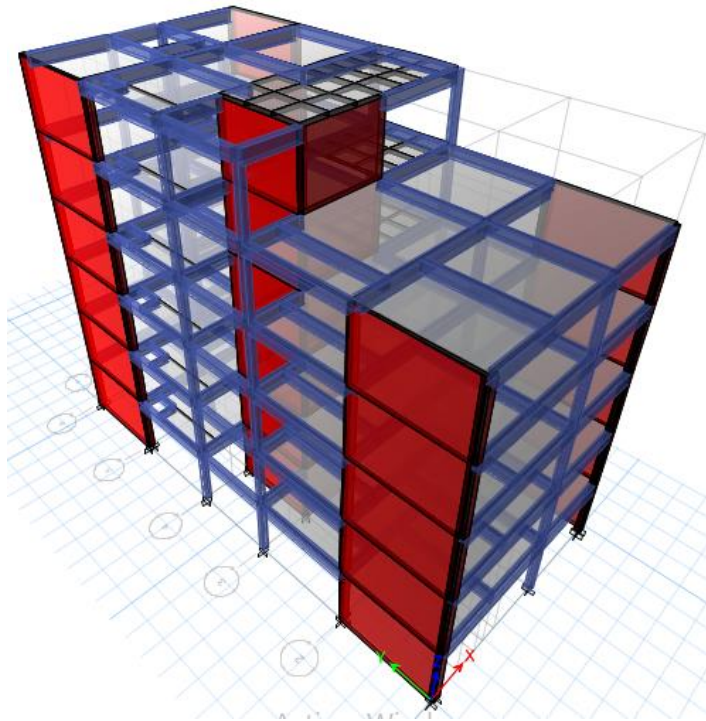
Fuente: Propia

Como se observa en las tablas N° 29 y N° 30, debido a que el edificio no presenta irregularidad torsional el coeficiente de reducción sísmica “R” es el mismo.

b) Modelo con Muros Estructurales

La figura N° 27 muestra la configuración tridimensional de la estructura basada en muros estructurales

Figura N° 18: Modelamiento 3D de estructura de muros estructurales



Fuente: Propia

Análisis estático

Los parámetros sísmicos se presentan a continuación:

Tabla N° 27: Parámetros sísmicos de la estructura basada en Muros estructurales

Parámetro	Valor
Z	0.45
U	1.00
S	1.05
T_p	0.6
T_L	2
R_{x-x}	6
R_{y-y}	6

Fuente: Propia

Los períodos y modos de vibración de la estructural se presentan a continuación:

Tabla N° 28: Período fundamental de la estructura basada en Muros estructurales

Período fundamental					
Modo	T(s)	Modo	T	Modo	T(s)
1	0.312	7	0.038	13	0.017
2	0.275	8	0.031	14	0.016
3	0.203	9	0.026	15	0.015
4	0.077	10	0.024	16	0.014
5	0.066	11	0.021	17	0.013
6	0.050	12	0.019	18	0.011

Fuente: Propia

El factor de amplificación sísmica C para los ejes principales se calcula a continuación:

En el eje X-X:

$$T < T_p \rightarrow C_{x-x} = 2.50$$

En el eje Y-Y:

$$T < T_p \rightarrow C_{x-x} = 2.50$$

Evaluamos el valor de $C/R \geq 0.11$

Para el eje X-X:

$$\frac{2.50}{6} = 0.417 \geq 0.11 \rightarrow OK$$

Para el eje Y-Y:

$$\frac{2.5}{6} = 0.417 \geq 0.11 \rightarrow OK$$

Los pesos y las masas en cada piso se presentan a continuación:

Tabla N° 29: Masas y Pesos de la estructura

Nro Piso	Masas (tonf-s2/m)		Peso (tonf)	
	Masa X	Masa Y	Peso X	Peso Y
Piso 6	6.34736	6.34736	62.27	62.27
Piso 5	13.54966	13.54966	132.92	132.92
Piso 4	14.1263	14.1263	138.58	138.58
Piso 3	14.1263	14.1263	138.58	138.58
Piso 2	14.1263	14.1263	138.58	138.58
Piso 1	14.1263	14.1263	138.58	138.58
Peso Total			749.51	749.51

Fuente: Propia

El resultado del cálculo de la cortante basal del análisis estático, se presenta continuación:

Tabla N° 30: Cortante basal de la estructura

Cortante Basal			
Dirección	ZUCS/R	P	Resultado
X-X	0.196875	749.51	147.56
Y-Y	0.196875	749.51	147.56

Fuente: Propia

La distribución de fuerzas por cada piso y para eje principal, se muestra a continuación:

Tabla N° 31: Cálculo de la fuerza en la estructura basada en Muros estructurales en X-X

Cálculo de la fuerza distribuida en el eje X-X						
Nro Piso	Pi	Hi	K_{x-x}	Pi * (Hi)^{K_{x-x}}	α_{i x-x}	Fix
Piso 6	62.27	2.80	1.00	174.35	0.0831	12.26
Piso 5	132.92	2.80	1.00	372.18	0.1773	26.17
Piso 4	138.58	2.80	1.00	388.02	0.1849	27.28
Piso 3	138.58	2.80	1.00	388.02	0.1849	27.28
Piso 2	138.58	2.80	1.00	388.02	0.1849	27.28
Piso 1	138.58	2.80	1.00	388.02	0.1849	27.28
Total				2098.62	1.0000	147.56

Fuente: Propia

Tabla N° 32: Cálculo de la fuerza en la estructura basada en Muros estructurales en Y-Y

Cálculo de la fuerza distribuida en el eje Y-Y						
Nro Piso	Pi	Hi	K_{y-y}	Pi * (Hi)^{K_{y-y}}	α_{i y-y}	Fiy
Piso 6	62.27	2.80	1.00	174.35	0.0831	12.26
Piso 5	132.92	2.80	1.00	372.18	0.1773	26.17
Piso 4	138.58	2.80	1.00	388.02	0.1849	27.28
Piso 3	138.58	2.80	1.00	388.02	0.1849	27.28
Piso 2	138.58	2.80	1.00	388.02	0.1849	27.28

Piso 1	138.58	2.80	1.00	388.02	0.1849	27.28
Total				2098.62	1.0000	147.56

A partir de las fuerzas obtenidas en las tablas N° 37 y 38, se obtiene los desplazamientos laterales elásticos. A partir de los desplazamientos, se obtiene el período fundamental de la estructura:

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

Tabla N° 33: Cálculo del período fundamental X-X de la estructura basada en Muros estructurales

Dirección X - X					
Nro Piso	F_i	P_i	d_i (m)	P_i * d_i ^ 2	f_i * d_i
Piso 6	12.26	62.27	0.01888	0.0222	0.2314
Piso 5	26.17	132.92	0.015567	0.0322	0.4074
Piso 4	27.28	138.58	0.013377	0.0248	0.3650
Piso 3	27.28	138.58	0.010459	0.0152	0.2854
Piso 2	27.28	138.58	0.006929	0.0067	0.1890
Piso 1	27.28	138.58	0.003107	0.0013	0.0848
Total				0.1024	1.5629

Fuente: Propia

Tabla N° 34: Cálculo del período fundamental Y-Y de la estructura basada en Muros estructurales

Dirección Y-Y					
Nro Piso	F_i	P_i	d_i (m)	P_i * d_i ^ 2	f_i * d_i
Piso 6	12.26	62.27	0.022546	0.0317	0.2764
Piso 5	26.17	132.92	0.020808	0.0576	0.5445
Piso 4	27.28	138.58	0.018039	0.0451	0.4922
Piso 3	27.28	138.58	0.014071	0.0274	0.3839
Piso 2	27.28	138.58	0.009188	0.0117	0.2507
Piso 1	27.28	138.58	0.003931	0.0021	0.1072
Total				0.1756	2.0549

Fuente: Propia

$$T_{x-x} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(0.1024)}{(g * 1.5629)}} = 0.513 \text{ s}$$

$$T_{y-y} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(0.1756)}{(g * 2.0549)}} = 0.586 \text{ s}$$

De acuerdo con la norma E.030 debido a que en el análisis no se ha considerado la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá considerar sólo al 85%, como se muestra a continuación:

$$T_{x-x} = 0.85 * 0.513 = 0.436$$

$$T_{y-y} = 0.85 * 0.586 = 0.498$$

Finalmente, se puede calcular nuevamente el valor de C para ambas direcciones. Los valores finales se presentan en la tabla N°24:

Tabla N° 35: Resumen de resultados en estructura basada en muros

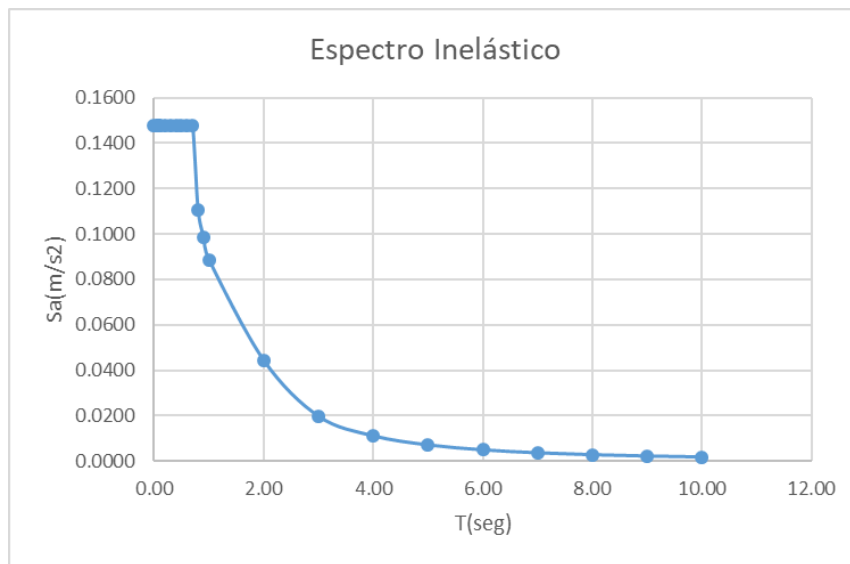
	Dirección X	Dirección Y
T (s)	0.436	0.498
C	2.5	2.5
R	6	6
C/R	0.417	0.417
P (ton)	749.51	749.51
V (ton)	107.56	107.56

Fuente: Propia

Análisis dinámico modal espectral

Para hallar la cortante basal dinámica de la estructura, primero será necesario obtener el espectro inelástico de pseudoaceleraciones teniendo en cuenta los parámetros sísmicos locales, como se muestra a continuación:

Figura N° 19: Espectro Inelástico de Pseudoaceleraciones



La fuerza cortante basal obtenida del análisis dinámico se presenta a continuación:

Tabla N° 36: Resumen de resultados en estructura basada en muros

	Sismo X-X (ton)	Sismo Y-Y (ton)
Fuerza cortante V	92.54	90.49

Fuente: Propia

Para el edificio regular, se debe cumplir que la fuerza cortante basal proveniente del análisis dinámico deberá ser mayor al 80% de la fuerza cortante basal estática, de no ser el caso, se deberá usar el factor de escalamiento de fuerzas.

Tabla N° 37: Factor de escalamiento en estructura basada en muros

Factor de Escalamiento		
	Dirección X-X	Dirección Y-Y

V_{estático}(ton)	147.56	17.56
80% V_{estático}(ton)	118.05	118.05
V_{dinámico}(ton)	92.54	90.49
Factor de escalamiento	1.28	1.30

Fuente: Propia

Como se observa en la Tabla N° 41, tanto en el eje X-X como en el eje Y-Y se tiene factores de escalamiento de 1.28 y 1.30, respectivamente

Las derivas inelásticas de la edificación en estudio se presentan en las siguientes Tablas N° 42 y Tabla N° 43:

Tabla N° 38: Deriva inelásticas en X-X de la estructura basada en muros estructuras

Dirección X-X				
Piso	Deriva elástica	Drift Final	Norma	Cumple
Piso 6	0.00052	0.002	0.007	SI
Piso 5	0.000563	0.003	0.007	SI
Piso 4	0.000566	0.003	0.007	SI
Piso 3	0.000523	0.002	0.007	SI
Piso 2	0.000421	0.002	0.007	SI
Piso 1	0.000209	0.001	0.007	SI

Fuente: Propia

Tabla N° 39: Deriva inelásticas en Y-Y de la estructura basada en muros estructuras

Dirección Y-Y				
Piso	Deriva elástica	Drift Final	Norma	Cumple
Piso 6	0.000255	0.001	0.007	SI
Piso 5	0.000258	0.001	0.007	SI
Piso 4	0.000255	0.001	0.007	SI
Piso 3	0.00023	0.001	0.007	SI
Piso 2	0.000179	0.001	0.007	SI
Piso 1	9.40E-05	0.000	0.007	SI

Fuente: Propia

De acuerdo a las tablas N° 42 y 43 en ambos ejes principales se cumple con los límites establecidos en la Norma.

Momento de volteo

Las fuerzas actuantes en contra de la volcadura son el peso del edificio y la fuerza actuante de volteo es del sismo. Se determinará el Factor de Seguridad a continuación:

$$FS_{x-x} = \frac{\text{Peso} * \frac{X}{2}}{\sum_{i=1}^n F_{ix-x} h_{ix-x}} = \frac{749.51 * 4.9}{1091.47} = 3.365$$

$$FS_{y-y} = \frac{\text{Peso} * \frac{Y}{2}}{\sum_{i=1}^n F_{iy-y} h_{iy-y}} = \frac{749.51 * 9.825}{1073.92} = 6.857$$

Control de irregularidades

A inicio del análisis, se asumió que la estructura es regular tanto en planta como en altura. Por lo tanto, se verificaron dichas irregularidades, teniendo los valores de desplazamiento. A continuación, se presenta la verificación de irregularidad en planta “Irregularidad Torsional”.

Tabla N° 40: Irregularidad Torsional en el eje X-X de estructura basada en muros estructurales

Irregularidad Torsional en el Eje X-X						
Piso	Máximo desplazamiento (m)	Promedio desplazamiento (m)	Altura por Piso (m)	Drift Maximo	Drift Promedio	$\Delta_{max} > 1.3 \Delta_{prom}$
Piso 6	0.0078	0.0066	2.8	0.0028	0.0023	Regular
Piso 5	0.0063	0.0063	2.8	0.0023	0.0023	Regular
Piso 4	0.0048	0.0048	2.8	0.0017	0.0017	Regular
Piso 3	0.0032	0.0032	2.8	0.0012	0.0011	Regular
Piso 2	0.0018	0.0017	2.8	0.0006	0.0006	Regular
Piso 1	0.0006	0.0006	2.8	0.0002	0.0002	Regular

Fuente: Propia

Tabla N° 41: Irregularidad Torsional en el eje Y-Y de estructura basada en muros estructurales

Irregularidad Torsional en el Eje Y-Y						
Piso	Máximo desplazamiento (m)	Promedio desplazamiento (m)	Altura por Piso (m)	Drift Maximo	Drift Promedio	$\Delta_{max} > 1.3 \Delta_{prom}$
Piso 6	0.0035	0.0034	2.8	0.0013	0.0012	Regular
Piso 5	0.0028	0.0028	2.8	0.0010	0.0010	Regular

Piso 4	0.0021	0.0021	2.8	0.0007	0.0007	Regular
Piso 3	0.0014	0.0014	2.8	0.0005	0.0005	Regular
Piso 2	0.0008	0.0007	2.8	0.0003	0.0003	Regular
Piso 1	0.0003	0.0002	2.8	0.0001	0.0001	Regular

Fuente: Propia

Como se observa en las tablas N° 44 y N° 45, el edificio no tiene irregularidad torsional. Por lo tanto, el edificio no cuenta con irregularidades y el valor del coeficiente de reducción sísmica “R” es el mismo.

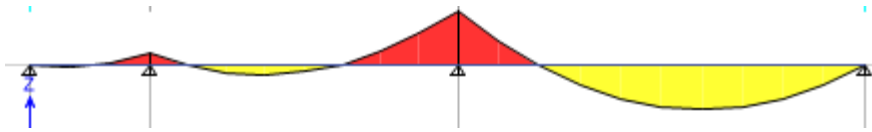
Diseño en concreto armado

a) Diseño de losas aligeradas

Diseño por flexión

Se toma a modo de ejemplo el diseño del aligerado de tres tramos ubicado entre los ejes 4 y 5 del primer nivel. Se presente el diagrama de momento a continuación:

Figura N° 20: Diagrama de momento flector de losa aligerada



Fuente: Propia

Tabla N° 42: Momento flectores y acero longitudinal en losa aligerada

	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	0.0516	0.0206	0.1298	0.1298	0.1218	0.6464	0.6464	0.5352	0.3704
bw (m)	0.1	0.4	0.1	0.1	0.4	0.1	0.1	0.4	0.1
d (m)	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17
ρ	0.00050	0.00005	0.00128	0.00128	0.00030	0.00681	0.00681	0.00132	0.00376
As(cm²)	0.09	0.03	0.22	0.22	0.20	1.16	1.16	0.90	0.64
As final(cm²)	1.29	0.71	1.29	1.29	0.71	1.29	1.29	1.29	1.29

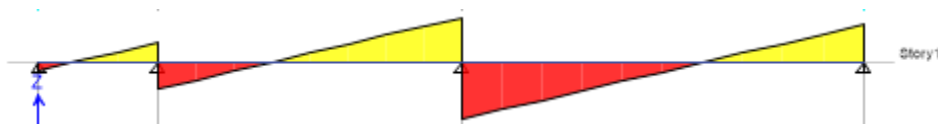
Fuente: Propia

Se observa en la tabla N° 46 que en algunos casos el acero calculado es menor que el acero mínimo; por lo tanto, se considera el acero mínimo.

Diseño por cortante

Se verifico el diseño por cortante para los tres tramos ubicado entre los ejes 4 y 5 del primer nivel.

Figura N° 21: Diagrama de fuerza cortante de losa aligerada



Fuente: Propia

Tabla N° 43: Fuerza cortante en losa aligerada

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
Vu(ton)	0.151	0.400	0.516	0.902	1.119	0.753
bw(m)	10	10	10	10	10	10
ϕVc	1.111	1.111	1.111	1.111	1.111	1.111
¿Necesita Ensanche?	SI	SI	SI	SI	NO	SI

Fuente: Propia

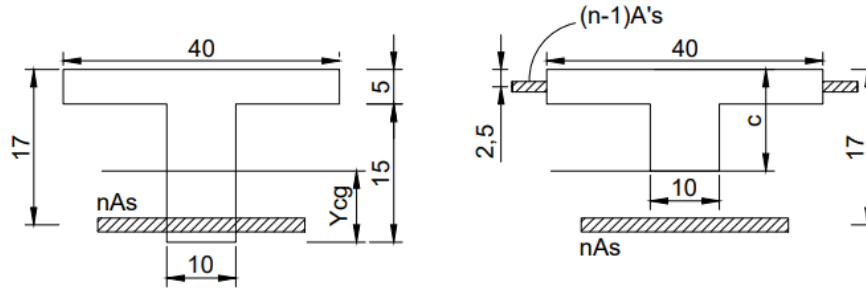
Refuerzo por contracción y temperatura

Se colocó un acero de contracción por contracción y temperatura de 1/4" @ 0.25 m.

Deflexión bajo cargas de servicio

Deflexión instantánea (δ_{ins})

Figura N° 22: Sección transformada de viga T



Fuente: Propia

Se analizará el tercer tramo de la vigueta, las cargas de servicios son las siguientes:

$$w_{servicio} = 1.0 + 1.6 = 2.6 \frac{kg}{cm}$$

El cálculo de inercias se presenta a continuación:

Inercia de la sección bruta

Para ello, primero se calcula la posición del eje neutro:

$$y_{cg} = \frac{40 * 5 * \left(15 + \frac{5}{2}\right) + 10 * \frac{(15)^2}{2} + (9 - 1) * 0.99 * 4.27}{40 * 5 + 10 * 15 + (9 - 1) * 0.99}$$

$$y_{cg} = 13.02 \text{ cm}$$

Luego, la inercia de la sección bruta transformada será:

$$I_g = 40 * \frac{(5)^3}{12} + 40 * 5 * \left(6.98 - \frac{5}{2}\right)^2 + 10 * \frac{(15)^3}{12} + 10 * 15 * \left(13.02 - \frac{15}{2}\right)^2 + (9 - 1) * 0.99 * (13.02 - 4.27)^2$$

$$I_g = 12420.18 \text{ cm}^4$$

Inercia de la sección fisurada

Se calcula la posición del eje neutro de la sección fisurada transformada, como se muestra a continuación :

$$40 * 5 * \left(c - \frac{5}{2}\right) + 10 * \frac{\left(c - \frac{5}{2}\right)^2}{2} = (9 - 1) * 0.99 * (17 - c)$$

que transformando se llega a:

$$5c^2 + 182.92c - 603.39 = 0$$

De donde, considerando la raíz positiva, se obtiene: $c = 3.05$ cm. Ahora, se procede al cálculo de la inercia de la sección fisurada:

$$I_{cr} = \frac{40 * (5)^3}{12} + 40 * 5 * \left(3.05 - \frac{5}{2}\right)^2 + 10 * \frac{(3.05 - 5)^3}{12} + 10 * \frac{(3.05 - 5)^2}{2} + (9 - 1) * (17 - 3.05)^2$$

$$I_{cr} = 2056.11 \text{ cm}^4$$

Inercia efectiva

Primero se debe determinar el momento actuante “Ma” y del agrietamiento “Mcr”.

Estos son:

$$M_a = 0.73 \text{ ton.m} \text{ y } M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{v} = \frac{2 * \sqrt{210} * 12420.18}{13.02} * 10^{-5} = 0.28 \text{ ton.m}$$

Reemplazando se obtiene:

$$I_e = \left[\frac{0.28}{0.73}\right]^3 * 12420.18 + \left[1 - \left(\frac{0.28}{0.73}\right)^3\right] * 2056.11$$

$$I_e = 2640.95 \text{ cm}^4$$

Finalmente, se puede calcular la deflexión instantánea.

$$\delta_{ins} = \frac{5wl^4}{384EI_e} = \frac{5 * 2.6 * (475)^4}{384 * 2.17 * 10^5 * 2640.95} = 3.01 \text{ cm}$$

Deflexión diferida (δ_{dif})

En el cálculo de la deflexión diferida, consideramos la totalidad de la carga muerta y el 50% de la carga viva, de la siguiente manera:

$$w_{servicio} = 100\%(0.16) + 50\%(0.10) = 0.21 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_a = \frac{0.21 * (4.75)^2}{8} = 0.59 \text{ ton.m}$$

El valor del momento de agrietamiento es:

$$M_{cr} = 0.28 \text{ ton.m}$$

Con estos valores se determina la nueva inercia efectiva:

$$I_e = \left[\frac{0.21}{0.59}\right]^3 * 12420.18 + \left[1 - \left(\frac{0.21}{0.59}\right)^3\right] * 2056.11$$

$$I_e = 2523.44 \text{ cm}^4$$

Entonces, la deflexión instantánea resulta ser:

$$\delta_{ins} = \frac{5 * 2.1 * (475)^4}{384 * 2.17 * 10^5 * 2523.44}$$

$$\delta_{ins} = 2.54 \text{ cm}$$

Luego, se calcula de deflexión diferida a continuación:

$$\delta_{dif} = \lambda(\delta_{ins}); \text{ donde } \rightarrow \lambda = \frac{\zeta}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

ζ : Parámetro que depende del tiempo. En nuestro caso se asume como valor igual a 2.0.

ρ' : Cuantía de acero en compresión; la cual se calcula de la siguiente manera:

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{1.57}{40 * 5} = 7.85 * 10^{-3}$$

Luego reemplazando:

$$\lambda = \frac{2.0}{1 + 50 * 7.85 * 10^{-3}} = 1.436$$

Con ello, se calculará la deflexión diferida:

$$\delta_{dif} = \lambda(\delta_{ins}) = 1.436 * 2.54 = 3.6 \text{ cm}$$

Por último, podemos obtener la deflexión total de la viga:

$$\delta_{total} = \delta_{ins} + \delta_{dif} = 3.01 + 3.60 = 6.61 \text{ cm}$$

La deflexión máxima es la siguiente:

$$\delta_{permisible} = \frac{L}{360} = \frac{475}{360} = 1.32 \text{ cm}$$

La deflexión a considerar es la correspondiente a la totalidad de la carga vida:

$$\delta_{ins(100\%CV)} = 3.01 \left(\frac{0.10}{0.26} \right) = 1.15 \text{ cm} < 1.32 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

Como se observa, la viga cumple con los requerimientos de los estados límites de servicios.

b) Diseño de losas maciza

Diseño por flexión

El paño de la losa maciza a diseñar se ubica cerca de la escalera por lo que se colocará el acero mínimo.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 3/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Diseño por cortante

Se calcula la resistencia al concreto a continuación:

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12 = 7834.04 \text{ ton}$$

$$V_u = 0.1961 \text{ ton} \leq \emptyset V_c$$

c) Diseño de vigas peraltadas

Diseño por flexión

Se diseñará la viga V-01 en el eje X-X del eje 5-5 (ver Figura N° 32 y N° 33), la sección de 25x50cm. Se presentan los diagramas de momentos flector, a continuación:

Figura N° 23: Diagrama de momento flector en viga peraltada con cargas de servicio



Fuente: Propia

Figura N° 24: Diagrama de fuerza cortante en viga peraltada con cargas de sismo



Fuente: Propia

Teniendo las características del acero y concreto; además de la geometría de viga, se procede a calcular la cantidad de acero:

Tabla N° 44: Momento flector y acero longitudinal en vigas principales

	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	7.3740	2.126	2.655	2.144	0.756	2.544	2.673	1.679	9.99
b (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
d (m)	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44
ρ	0.004	0.001	0.001	0.001	0.0004	0.001	0.002	0.0009	0.006
As(cm²)	4.67	1.30	1.62	1.31	0.46	1.56	1.64	1.02	6.45
As final(cm²)	7.67	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	7.67
∅	2 ∅ 5/8" + 1 ∅ 3/4"	2 ∅ 5/8"	2 ∅ 5/8"	2 ∅ 5/8"	2 ∅ 5/8"	2 ∅ 5/8"	2 ∅ 5/8"	2 ∅ 5/8"	2 ∅ 5/8" + 1 ∅ 3/4"

Fuente: Propia

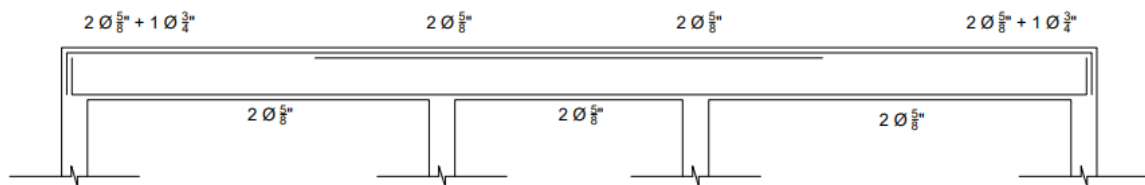
Se comprueba que el acero colocado cumple con los requerimientos de la Norma, como se muestra a continuación

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 * 0.0213 * 25 * 44 = 17.53 \text{ cm}^2$$

$$As_{m\acute{i}n} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 25 * 44 = 2.66 \text{ cm}^2$$

Por último, se obtiene el diagrama final de la viga.

Figura N° 25: Distribución de acero longitudinal en viga



Fuente: Propia

Teniendo en consideración los lineamientos del capítulo 21 de la Norma E.060, se tiene el siguiente diseño final del acero longitudinal para la viga.

Tabla N° 45: Diseño final de acero longitudinal en vigas

Acero final colocado	Área (cm ²)	Mn (tonm)	ØMn (tonm)
2 Ø 5/8"	3.68	6.53	5.88
2 Ø 5/8" + 1 Ø 3/4"	7.67	13.01	11.71

Fuente: Propia

Diseño por corte

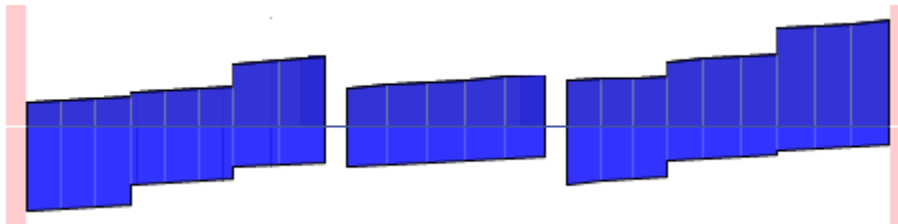
Generalmente, en vigas se necesita de la resistencia al corte tanto de acero como de concreto; por lo tanto, se hace uso de estribos de confinamiento.

Figura N° 26: Diagrama de fuerza cortante en viga con cargas de servicio



Fuente: Propia

Figura N° 27: Diagrama de fuerza cortante en viga con cargas de sismo



Fuente: Propia

En este caso, $\phi = 0.85$ para la sollicitación de cortante. Se calcula V_C de la siguiente manera:

$$V_C = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 44 = 8.45 \text{ ton}$$

Para calcular el espaciamiento “s” del acero se tendrá en consideración usar estribos de 3/8”; por lo tanto, el área es $A_v = 0.71 * 2 = 1.42 \text{ cm}^2$.

Tabla N° 46: Fuerza cortante en vigas principales

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
Vu (ton)	4.68	3.82	2.25	2.90	3.16	5.81
Vc (ton)	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45	8.45
Vs (ton)	-3.77	-4.63	-6.20	-5.55	-5.29	-2.64
Av	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
s (cm)	-	-	-	-	-	-

Fuente: Propia

Como se observa en la tabla N° 50 en todos los casos no se necesita estribos, por lo tanto, se espaciarán con la menor distancia posible.

$$1.1 * \sqrt{210} * 25 * 44 = 17.53 \text{ ton} \geq V_s$$

Entonces, el espaciamiento mínimo será de $\frac{d}{2} \approx 20 \text{ cm}$. Asimismo, se confirma que el área de estribo es mayor a las siguientes:

$$A_{s_{\min}} = 0.2 * \sqrt{210} * \frac{25 * 20}{4200} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 3.5 * \frac{25 * 20}{4200} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Asimismo, en cumplimiento del capítulo 21 de la Norma E0.60, se realiza el siguiente calculo con fines de verificación con las solicitaciones de carga amplificadas por 2.5.

$$w_u = 1.25 * (1.12 + 0.51) = 2.038$$

$$V_u = \frac{(13.01 + 6.53)}{3.25} + \frac{2.038 * 3.25}{2} = 9.32 \text{ ton}$$

Tabla N° 47: Comparación de fuerzas cortantes en vigas

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
Vu (tn)	9.32	9.32	8.18	8.18	9.32	9.32

Vu x 2.5	11.63	9.55	5.40	7.25	7.90	14.63
-----------------	-------	------	------	------	------	-------

Fuente: Propia

De acuerdo a la Tabla N°51, se obtiene se usará el Vu, correspondiente al menor valor.

Tabla N° 48: Diseño final por fuerza cortante en vigas

Vu (ton)	9.32
Vc (ton)	8.45
Vs (ton)	2.52
Av (cm²)	1.42
s (cm)	104.13

Fuente: Propia

El espaciamiento es mayor al mínimo requerido. Asimismo, calculamos el espaciamiento en la zona de confinamiento ($2h = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm}$).

- $\frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11 \text{ cm}$, se toma el mínimo espaciamiento permitido 15 cm.
- $10 \cdot \phi \frac{5}{8}'' = 10 \cdot 1.99 = 19.9 \text{ cm}$
- $24 \cdot \phi \frac{3}{8}'' = 24 \cdot 0.71 = 17.04 \text{ cm}$
- 30 cm

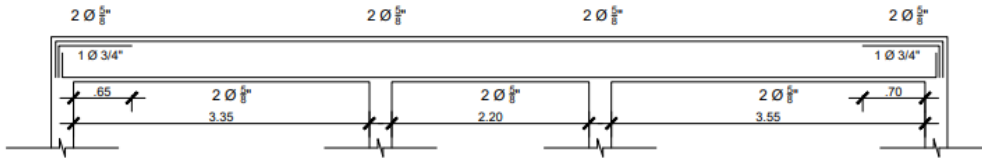
El menor valor es 15 cm, por lo tanto, se tiene la siguiente distribución de estribos:

[1@0.05, 7@0.15, Rto. @0.20.](#)

Corte de fierro

Se hace uso del criterio práctico para el corte de fierro presentado a continuación:

Figura N° 28: Distribución y corte final de acero longitudinal en viga



Fuente: Propia

Deflexión bajo cargas de servicio

Deflexión instantánea (δ_{ins})

Sección en el extremo continuo

$$A_s = 7.67 \text{ cm}^2, M_{servicio} = 0.8024 \text{ ton.m}$$

$$A's = 3.68 \text{ cm}^2, M_{cr} = 1.51 \text{ ton.m}$$

De acuerdo a la Norma E.060, dado que se tiene que $M_{servicio} < M_{cr}$, entonces la inercia efectiva será igual a la inercia bruta $I_{ef} = I_g$. Por otro lado, se determina la deflexión instantánea al centro de la luz:

$$\delta_{ins} = \frac{5}{48} \frac{l_n^2}{E_C I_{ef}} [M_{cl}^+ - 0.1 * (M_i + M_d)]$$

Debido a la carga muerta:

$$\delta_{ins} = \frac{5}{48} \frac{(335)^2}{217371 * 26047} * [57920 - 0.1 * (117760 + 44800)]$$

$$\delta_{ins} = 0.086 \text{ cm (inmediata debida a CM)}$$

Debido al 100% de la carga viva:

$$\delta_{ins} = 0.086 * \left(\frac{691.5}{1147} \right) = 0.05 \text{ cm}$$

Se asume que el 30% de la carga viva actúa permanentemente sobre la viga.

$$\delta_{ins} = 0.05 * 0.3 = 0.015 \text{ cm}$$

Deflexiones diferidas.

$$\rho' = \frac{7.67}{25 * 44} = 0.69\%$$

$$\lambda = \frac{2.0}{1 + 50 * 0.69\%} = 1.49$$

Deflexiones totales

$$\Delta i \text{ cm} = 0.086 \text{ cm}$$

$$\Delta i \text{ cv} = 0.050 \text{ cm}$$

$$\Delta i \text{ cv (30\%)} = 0.015 \text{ cm}$$

$$\Delta d \text{ cm} = 1.49 * 0.086 \approx 0.130 \text{ cm}$$

$$\Delta d \text{ cv(30\%)} = 1.49 * 0.015 \approx 0.022 \text{ cm}$$

a) Deflexión media considerando sólo el 30% de la carga viva actuando como permanentemente

$$\Delta m = \Delta i \text{ cm} + 0.3 \Delta i \text{ cv} + \Delta d \text{ cm} + 0.3 \Delta d \text{ cv}$$

$$\Delta m = 0.086 + 0.015 + 0.130 + 0.022 \approx 0.253 \text{ cm}$$

b) Deflexión máxima considerando que actúa el 100% de la carga viva

$$\Delta \text{máx} = \Delta i \text{ cm} + \Delta i \text{ cv} + \Delta d \text{ cm} + 0.3 \Delta d \text{ cv}$$

$$\Delta \text{máx} = 0.086 + 0.050 + 0.130 + 0.022 \approx 0.288 \text{ cm}$$

En este caso, debido a que existen elementos no estructurales susceptibles de dañarse, el límite sería:

$$\text{Deflexión límite} = \frac{355}{480} = 0.74 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se puede concluir que la viga si cumple con los requerimientos de resistencia bajo cargas de servicios.

Control de fisuración

El tramo 1 de la viga V-01 en el eje X-X, se calcula a continuación:

$$A_{ct} = \frac{2 * (4.795) * 25}{2} = 119 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{256776}{0.9 * 44 * 3.98} = 1629.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Z = 1629.21 * \sqrt[3]{4.795 * 119} = 13513.12 \frac{kg}{cm} \leq Z_{m\acute{a}x}$$

d) Diseño de columnas

Diseño por Flexocompresión uniaxial

Se diseñará la columna C-1 del eje 2, para lo cual se presentan las solicitaciones de carga axial y momento flector, a continuación:

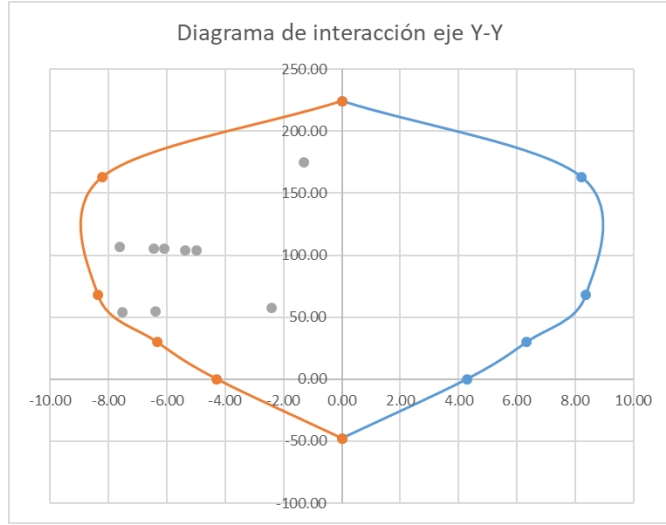
Tabla N° 49: Solicitaciones de carga axial y momento flector en columna

	P	MnX-X	MnY-Y
1.4CM+1.7CV	174.97	-1.32	-1.54
Sismo X-X			
1.25(CM+CV)+CSX	104.98	-6.09	5.42
1.25(CM+CV)-CSX	57.63	-2.41	-6.69
0.9CM+CSX	53.81	-7.53	4.73
0.9CM-CSX	106.76	-7.62	4.78
Sismo Y-Y			
1.25(CM+CV)+CSY	103.70	-4.88	-5.88
1.25(CM+CV)-CSY	104.16	-5.38	5.71
0.9CM+CSY	54.74	-6.40	-5.24
0.9CM-CSY	105.39	-6.44	-5.27

Fuente: Propia

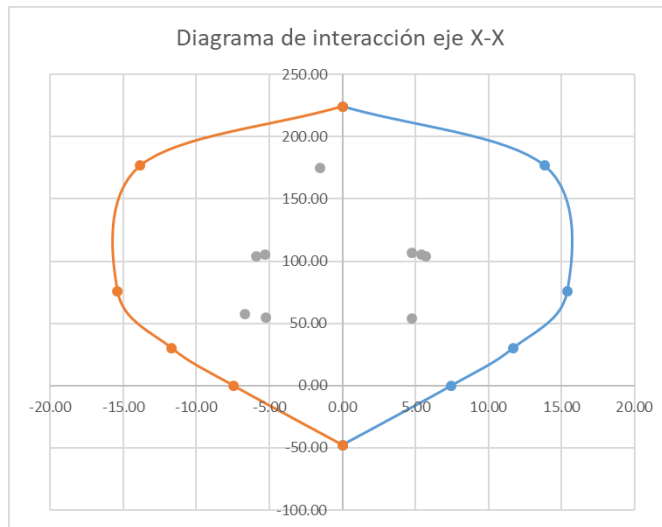
Como se observa en la figura N° 38 y N° 39, el diagrama de interacción refleja un buen comportamiento con el acero mínimo, por lo tanto, se mantendrán las dimensiones y cuantías para todos los pisos.

Figura N° 29: Diagrama de interacción en eje Y-Y de columna C-1



Fuente: Propia

Figura N° 30: Diagrama de interacción en eje X-X de columna C-1



Fuente: Propia

Diseño por cortante

A modo de ejemplo se seguirá con el diseño a cortante de la columna C-2 ubicada en el eje 2-2.

Tabla N° 50: Solicitaciones de fuerza cortante en columna

	P	MnX-X	MnY-Y	VuX-X	VuY-Y
1.4CM+1.7CV	174.97	3.65	6.36	2.61	4.54
Sismo X-X					
1.25(CM+CV)+CSX	104.98	3.82	3.58	2.73	2.56
1.25(CM+CV)-CSX	57.63	0.21	4.73	0.15	3.38
0.9CM+CSX	53.81	5.12	3.00	3.66	2.14
0.9CM-CSX	106.76	5.12	3.00	3.66	2.14
Sismo Y-Y					
1.25(CM+CV)+CSY	103.70	4.13	6.23	2.95	4.45
1.25(CM+CV)-CSY	104.16	4.81	5.95	3.44	4.25
0.9CM+CSY	54.74	4.09	3.47	2.92	2.48
0.9CM-CSY	105.39	4.09	3.47	2.92	2.48

Fuente: Propia

Asimismo, en cumplimiento del lineamiento del capítulo 21 de la Norma, los valores de Vu se deben comparar con los valores amplificados por 2.5.

Tabla N° 51: Solicitaciones de fuerza cortante amplificadas en columna

	VuX-X	VuY-Y	2.5xVuX-X	2.5xVuY-Y
1.4CM+1.7CV	1.19	1.43	2.98	3.58
1.25(CM+CV) +CSX	0.19	2.25	0.48	5.63
1.25(CM+CV) -CSX	0.18	0.28	0.45	0.7
0.90CM ±CSX	0.17	1.66	0.43	4.15
1.25(CM+CV) +CSY	0.36	1.33	0.90	3.33
1.25(CM+CV) -CSY	0.28	1.79	0.70	4.48
0.90CM ±CSY	0.25	1.19	0.63	2.98

Fuente: Propia

De la Tabla N° 54 y 55 se tiene que la fuerza Vu de diseño será 0.70 ton.

Por otro lado, el aporte del concreto para la columna P2 es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{57.63}{140 * 25 * 40}\right) * 25 * 34 = 6.53, V_c > V_s$$

Entonces, el espaciamiento de estribos será de $\frac{d}{2} \approx 17cm$. El espaciamiento en zona de confinamiento, será el menor de los siguientes:

- $8 * \emptyset 3/4" = 8 * 2.84 = 22.72 \text{ cm}$
- $\frac{d}{2} = \frac{25}{2} = 12.50 \text{ cm}$
- 10 cm

Longitud zona de confinamiento, el mayor de:

- $\frac{h_n}{6} = \frac{280}{6} = 46.67 \text{ cm}$
- $L = 40 \text{ cm}$
- 50 cm

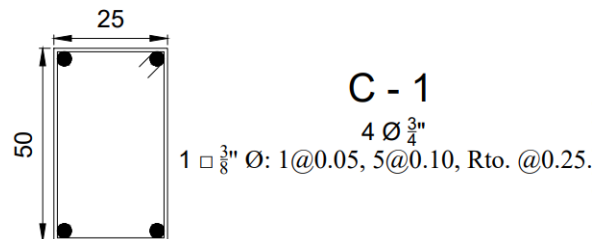
Espaciamiento fuera al confinamiento, no será mayor de los siguientes:

- $s = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{f'_c} * b_w} = \frac{1.42 * 4200}{0.2 * \sqrt{210} * 25} = 82.31 \text{ cm}$
- $s = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b_w} = \frac{1.42 * 4200}{3.5 * 25} = 68.16 \text{ cm}$
- 15 cm

Entonces, se tiene la distribución de estribos de la siguiente manera:

1@0.05, 5@0.10, Rto. @0.20m.

Figura N° 31: Distribución de acero longitudinal y estribos en columna C-1



Fuente: Propia

e) Diseño de placas

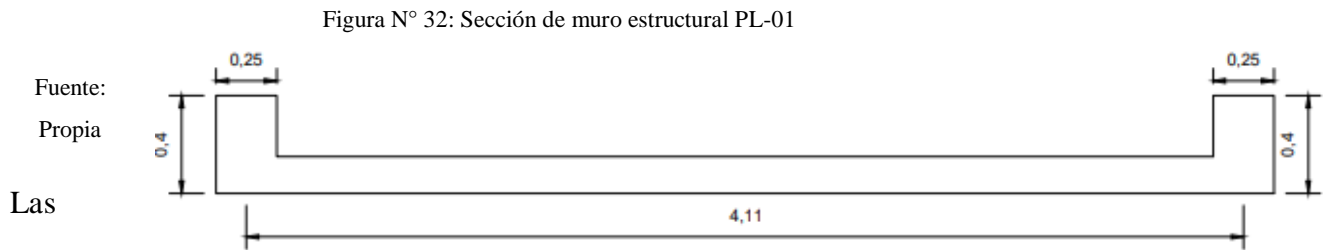
Para saber qué tipo de muro se trata primero calculamos la relación H/L:

$$\frac{H}{L} = \frac{16.8}{4.11} = 4.09$$

Debido a que es un muro esbelto, su diseño se realizará por flexocompresión.

Diseño por Flexocompresión

Se realizará el diseño del muro PL – 01 para el primer piso del proyecto, que tiene las características presentadas a continuación:



solicitudes de cargas son las siguientes:

Tabla N° 52: Solicitaciones de carga axial y momento flector en muros estructurales

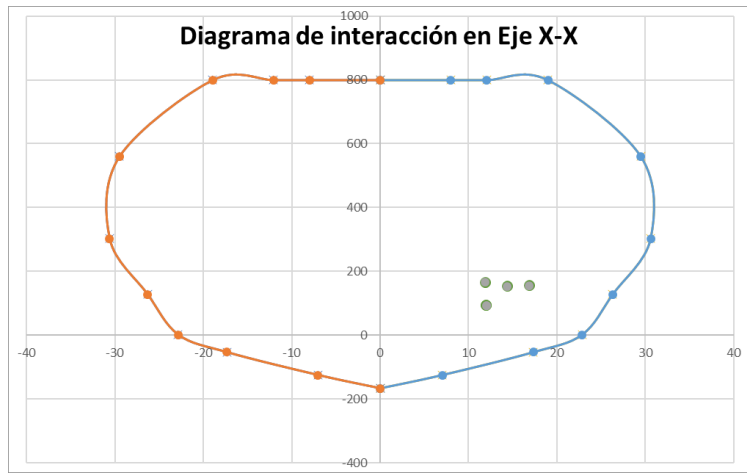
	Combinaciones	P	M2	M3
Sismo en X – X	1.4CM+1.7CV	166.335	11.91	7.13
	1.25(CM+CV)+CS	155.57	16.87	90.45
	1.25(CM+CV)-CS	153.09	14.38	-43
	0.9CM+CS	93.23	12.01	87.57
	0.9CM-CS	93.23	12.01	87.57
Sismo en Y - Y	1.25(CM+CV)+CS	132.37	8.20	173.56
	1.25(CM+CV)-CS	134.29	14.31	239.12
	0.9CM+CS	86.92	9.45	236.24

	0.9CM-CS	86.92	9.45	236.24
--	----------	-------	------	--------

Fuente: Propia

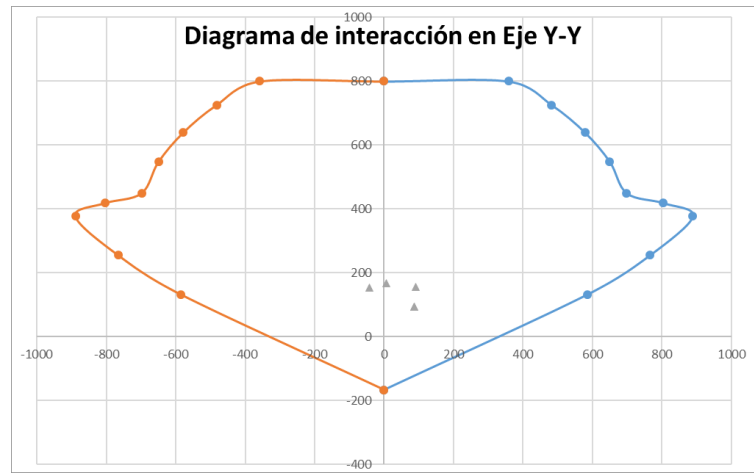
Con el área de acero colocado se obtiene lo siguientes diagramas de interacción:

Figura N° 33: Diagrama de interacción en Eje X-X de muro estructural PL-01



Fuente: Propia

Figura N° 34: Diagrama de interacción en Eje Y-Y de muro estructural PL-01



Fuente: Propia

Se observa que se tiene un comportamiento muy estable de la placa, por lo tanto, se queda con el acero propuesto.

Diseño por corte

El refuerzo por cortante se distribuye a lo largo de la placa de forma horizontal, se obtiene las siguientes solicitaciones:

Tabla N° 53: Solicitaciones de carga axial y fuerza cortante en muros estructurales

	P (ton)	Vxx	Vyy
1.4CM+1.7CV	166.335	-3.62	8.91
1.25(CM+CV)+CSX	155.57	-16.37	11.47
1.25(CM+CV)-CSX	153.09	-10.57	10.03
0.9CM+CSX	93.23	-14.90	7.83
0.9CM-CSX	93.23	-14.90	7.83

Fuente: Propia

Cortante en Y-Y

La máxima fuerza cortante es $V_u = 11.87 \text{ ton}$. Para este caso de carga se tiene un $P_u = 155.57 \text{ ton}$, $M_u = 90.75 \text{ ton} - m$ y del diagrama de interacción se tiene $M_n = 540.3 \text{ ton} - m$.

$$\frac{M_n}{M_{ua}} = \frac{540.3}{90.75} = 5.95 \leq R = 6, OK$$

$$V_u = V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 11.87 * \left(\frac{540.3}{90.75} \right) = 70.67 \text{ ton}$$

Hallando la contribución del concreto:

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{16.8}{4.11} = 4.09 \geq 2.0, \alpha_c = 0.53$$

$$V_c = A_{cw} * (\alpha_c * \sqrt{f'c}) = 15 * 386 * 0.53 * \sqrt{210}$$

$$V_c = 44.47 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{70.67}{0.85} - 44.47$$

$$V_s = 38.67 \text{ ton}$$

Se debe verificar que el V_n sea menor que el máximo admisible, como se realiza a continuación:

$$V_n = V_c + V_s = 44.47 + 38.67 = 83.14 \text{ ton}$$

$$2.6 * \sqrt{f'c} * A_w = 2.6 * \sqrt{210} * 15 * 386 = 218.15 \geq V_n, OK$$

Se obtiene la cuantía horizontal ρ_h , y se verifica que sea mayor al $\rho_{h_{min}} = 0.0025$.

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y} = \frac{38670}{(15 * 386) * 4200} = 0.0016 \leq 0.0025$$

$$\rho_h = 0.0025$$

$$A_{sh} = \rho_h * b * h = 0.0025 * 15 * 100 = 3.75 \text{ cm}^2/m$$

El acero horizontal se distribuye 1/2"@0.15. La cuantía vertical ρ_v se calcula de la siguiente manera:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{16.8}{4.11} \right) * (0.0025 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025$$

Está de acuerdo con el refuerzo colocado por flexocompresión 12Ø1/2" con un espaciamiento $s_{max} = 40 \text{ cm}$.

Cortante en X-X

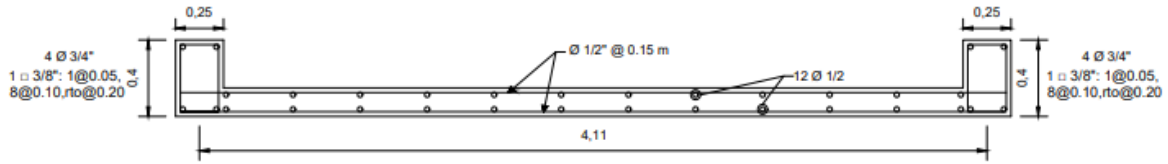
El corte en este caso se repartirá en ambos núcleos. Se tiene la máxima fuerza cortante $V_u = 16.37 \text{ ton}$. Para este caso de carga se tiene un $P_u = 155.57 \text{ ton}$, $M_u = 16.87 \text{ ton} - m$. Se calcula el V_u amplificado:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} = \frac{25.67}{16.87} = 1.52 \leq R = 6, OK$$

$$V_u = V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 16.37 * \left(\frac{25.67}{16.87} \right) = 24.88 \text{ ton}$$

El proceso de diseño es igual al anterior. En cada núcleo habrá 2 estribos cerrados de 3/8", 1@0.05, 8@0.10, resto@0.20

Figura N° 35: Distribución final de acero longitudinal y transversal en muros estructural PL-01



Fuente: Propia

f) Diseño de cimentación

Diseño de zapata aislada

Se diseñará la zapata de la columna C-2, la cual tiene las siguientes solicitaciones:

Tabla N° 54: Solicitaciones de carga axial y momento flector en cimentación

	P (ton)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
CM	49.174	0.033	0.629
CV	19.492	0.011	0.265
CSx	2.253	0.187	1.422
CSy	1.979	0.274	0.798

Fuente: Propia

En primer lugar, calcula el esfuerzo de la carga de servicios más el peso de la zapata

$$A = \frac{1.05 * P_{ser}}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05 * (49.174 + 19.492)}{15.7} = 4.59 \text{ m}^2$$

En este caso se optará por una zapata cuadrada con la finalidad de obtener presiones mejores distribuidas en el terreno y, para que el acero se distribuya de manera similar. Por lo tanto, se usará una zapata de 2.00x2.30m. y un peralte de 0.60 m. Por lo tanto, se estima el peso propio de la siguiente manera:

$$P_p = 2.00 * 2.30 * 0.60 * 2.40 = 6.62 \text{ ton}$$

$$P_s = (D_f - h) * \gamma_s * (A_{zap} - A_{col}) = (1.70 - 0.6) * 1.62 * (6.93 - 0.1)$$

$$P_s = 12.17 \text{ ton}$$

Se analizarán las cargas de gravedad con las cargas de sismo en ambas direcciones, como se realiza a continuación:

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{6 * M}{L * B^2}$$

$$\sigma_x = \frac{(49.174 + 19.492 + 2.253 + 6.62 + 12.17)}{2.00 * 2.30} \pm \frac{6 * (0.033 + 0.011 + 0.187)}{2.30 * (2.00)^2}$$

$$\sigma_x = 19.50 \pm 0.15 = 19.65 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, 19.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 1.3 * 15.7 = 20.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \pm \frac{6 * M}{L * B^2}$$

$$\sigma_x = \frac{(49.174 + 19.492 + 1.979 + 6.62 + 12.17)}{2.00 * 2.30} \pm \frac{6 * (0.033 + 0.011 + 0.798)}{2.30 * (2.00)^2}$$

$$\sigma_x = 19.44 \pm 0.55 = 19.99 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, 18.89 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 1.3 * 15.7 = 20.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En todos se cumple con los esfuerzos admisibles amplificados y están por encima de cero, por lo que no hay tracciones y no hay necesidad de redistribuir los esfuerzos.

Diseño por corte de flexión y punzonamiento

Se verificará el corte en la zapata de la columna C-2.

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50 = 32.64 \text{ ton}$$

$$V_u = \sigma_u * x * L = 20.09 * (1.15 - 0.50) * 1.00 = 13.06 \text{ ton} < \phi V_c$$

Por otro lado, se verificará el corte por punzonamiento, como se muestra a continuación:

$$\phi V_c = 0.53 * 1.06 * \sqrt{f'c} * B_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 330 * 50 = 215.44 \text{ ton}$$

$$V_u = 20.09 * (4.6 - 0.675) = 78.85 \text{ ton} < \phi V_c$$

El peralte asumido cumple por corte y punzonamiento.

Diseño por flexión

Por último, se diseña la zapata por flexión, como se tiene a continuación

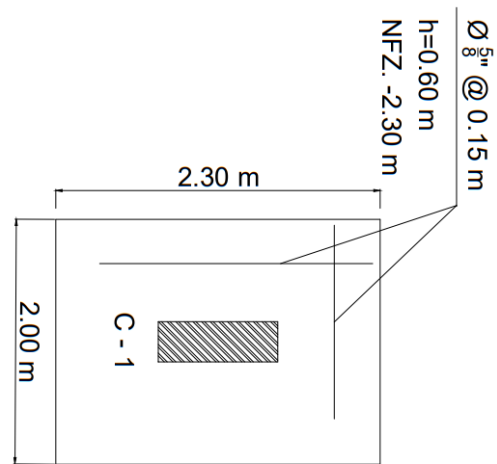
$$M_u = \frac{\sigma_u \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2} \right)^2}{2} = \frac{20.09 * \left(\frac{2.3}{2} - \frac{0.4}{2} \right)^2}{2} = 9.07 \text{ ton} - \text{m.}$$

Con lo cual se obtiene un acero de acero, $A_s = 5.85 \text{ cm}^2$. Por otro lado, se tiene como acero mínimo el siguiente:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Entonces, para un acero de 10.80 cm^2 , se coloca un acero de $5/8'' @ 0.15 \text{ m}$.

Figura N° 36: Distribución final de acero en zapata aislada



Fuente: Propia

Diseño de combinada

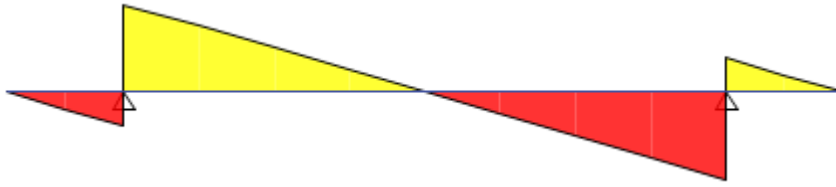
Se diseñará la zapata de la placa PL-P, la cual es asumida como una zapata combinada.

Figura N° 37: Diagrama de momento flector en zapata combinada



Fuente: Propia

Figura N° 38: Diagrama de fuerza cortante en zapata combinada



Fuente: Propia

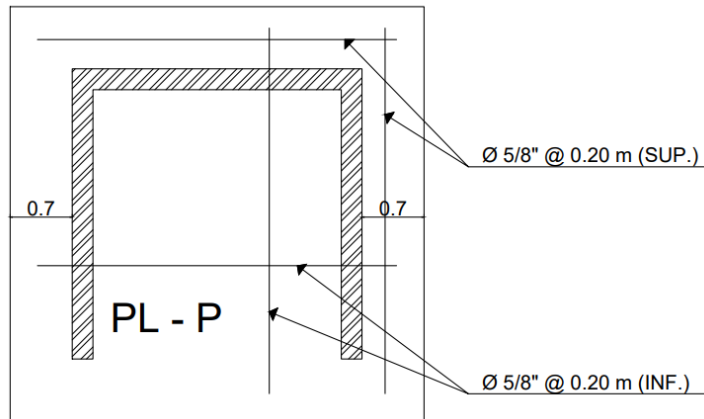
Tabla N° 55: Momento flector, fuerza cortante y diseño en zapata combinada

	Tramo 1	Tramo 2			Tramo 3
	M-	M-	M+	M-	M-
Mu (ton-m)	2.43	2.43	13.69	2.43	2.43
bw (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d (m)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
As (cm2)	1.29	1.29	7.37	1.29	1.29
As min (cm2)	12.08	12.08	12.08	12.08	12.08
Vu (ton)	6.93	17.87	0	18.87	6.93
ØVu	38.40	38.40	38.40	38.40	38.40

Fuente: Propia

Se usará la distribución de acero mínimo en la parte superior e inferior de 5/8" @ 0.20 m.

Figura N° 39: Distribución final de acero longitudinal en zapata combinada



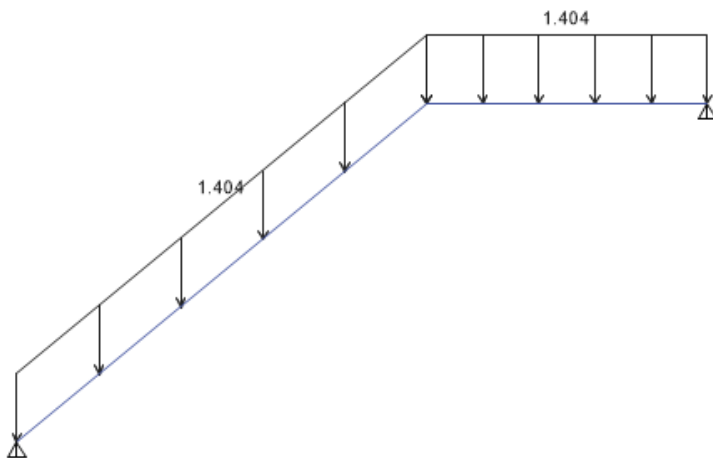
Fuente: Propia

g) Diseño de escaleras

En el caso de las cargas actuantes se consideran: el piso terminado es de 100 kg/m^2 y la sobrecarga es de 200 kg/m^2 . Por último, el peso propio de la escalera se calcula de la siguiente manera:

$$W_p = 2.4 * \left(\frac{0.18}{2} + 0.15 * \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25} \right)^2} \right) = 0.66 \text{ ton/m}$$

Figura N° 40: Diagrama de fuerzas distribuidas en escalera



Fuente: Propia

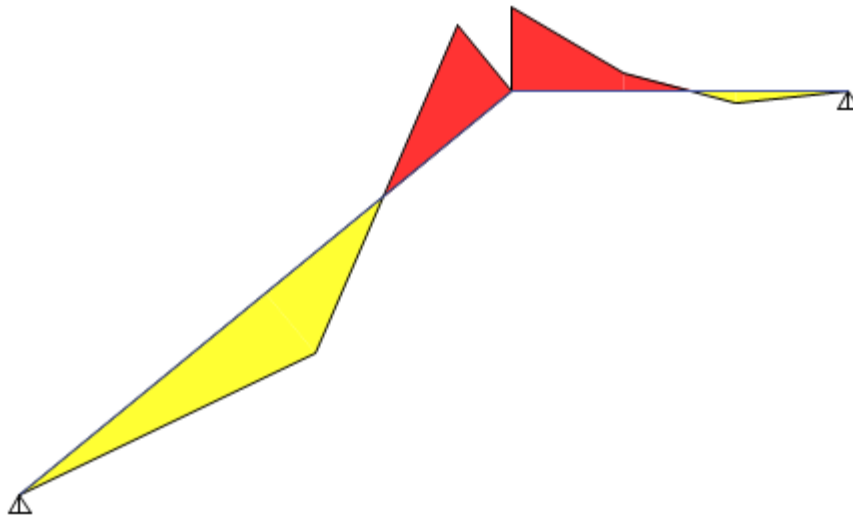
Diseño por flexión

Se diseña con el acero mínimo, como se muestra a continuación:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2 (\text{Ø } 3/8'' @ 0.25\text{m})$$

El diagrama del momento flector se presenta a continuación:

Figura N° 41: Diagrama de momento flector en escalera



Fuente: Propia

Se obtiene las áreas de acero requeridas, de la siguiente manera:

Tabla N° 56: Momento flector en escalera

Mu (ton-m)	0.5622	0.622	0.622	0.075
bw (cm)	100	100	100	100
d (cm)	12	12	12	12
As (cm ²)	1.25	1.39	1.39	0.17
As mín (cm ²)	2.70	2.70	2.70	2.70
Acero Colocado	Ø 3/8'' @ 0.25 m	Ø 3/8'' @ 0.25 m	Ø 3/8'' @ 0.25 m	Ø 3/8'' @ 0.25 m

Fuente: Propia

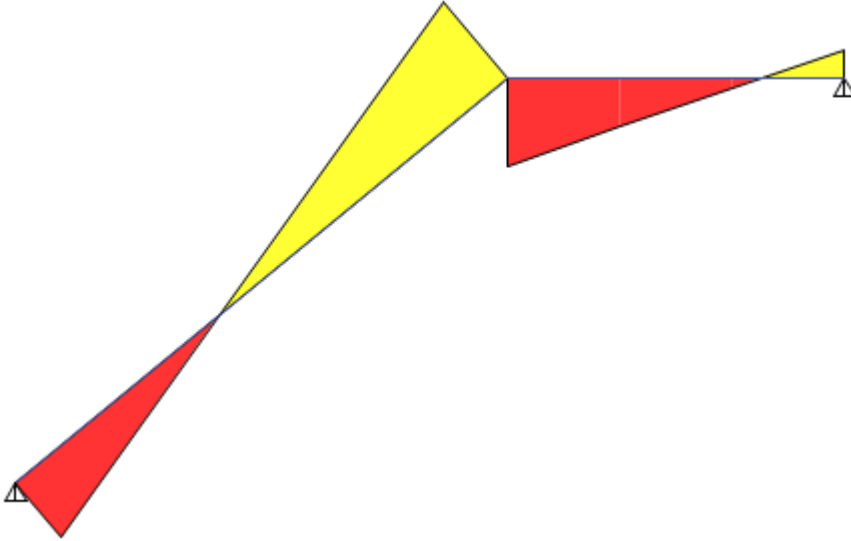
Diseño por corte

La resistencia al cortante dependerá del espesor de la garganta, como se observa a continuación:

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

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 \\ \phi V_c &= 7.843 \text{ ton}\end{aligned}$$

Figura N° 22: Diagrama de fuerza cortante en escalera



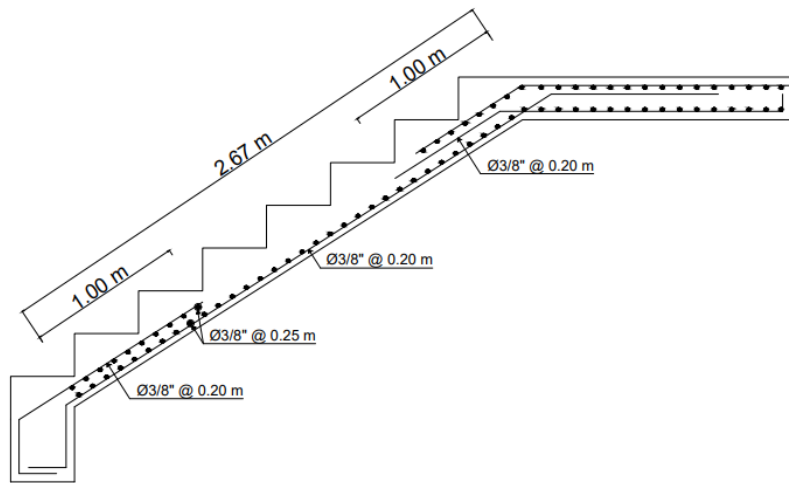
Fuente: Propia

Tabla N° 57: Fuerza cortante en escalera

Vu (ton)	1.82	1.58
bw (m)	1.00	1.00
ϕV_c	7.843	7.843
¿Adecuado?	Si	Si

Fuente: Propia

Figura N° 43: Distribución final de acero en escalera



Fuente: Propia

IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

- Deriva máxima de entrepiso:

Los resultados de las tablas N° 27 y 28 indican que la edificación con base de pórticos cumple al límite con los requerimientos de deriva máxima de entrepiso de la Norma E.030 de concreto armado (0.007) pudiendo generar daños en los elementos no estructurales tales como muros, ventanas, dinteles, entre otros. Las reparaciones de elementos no estructurales pueden provocar dejar inhabitable la edificación por un largo tiempo y también tiene un costo significativamente alto. Además, esta estructuración conlleva a tener secciones de columnas bastante grandes, con lo cual se modifica levemente, la arquitectura propuesta.

Por otro lado, los resultados de las tablas N° 42 y 43 indican que la edificación con base muros estructurales (placas) cumple con holgura los requerimientos de deriva máxima de entrepiso de la Norma E.030 siendo muy poco probable que se genere daños a los elementos no estructurales. Por otro lado, la estructuración no modifica la arquitectura planteada.

- Fuerza cortante estática:

Los resultados de las tablas N° 24 y N° 39 indican una aproximación al primer modo de vibración del edificio en caso de un sismo, tomando en cuenta los parámetros de sitio y el peso del edificio.

En el caso de la edificación basada en pórticos se tiene una fuerza cortante estática basal similar a la edificación basada en muros estructurales, las cuales son de 102.92 ton. y 107.56 ton., respectivamente. Por lo tanto, la edificación basada en muros estructurales es la mejor debido resulta en una menor deriva máxima.

- **Fuerza cortante dinámica:**

Los resultados de las tablas N° 25 y N° 40 indican una aproximación a la sollicitación que exigirá el sismo a la estructura.

En el caso de la edificación basada en pórticos tiene una cortante dinámica de 71.19 ton. y un 83.17 ton. para los ejes X-X y Y-Y, respectivamente. Siendo menor que la cortante dinámica de la edificación con basada en muros estructurales. Sin embargo, en la primera tiene grandes diferencias en magnitud de la fuerza cortante aplicada a cada dirección principal, lo que genera una mayor exigencia a los elementos estructurales en el eje Y-Y.

Por otro lado, para la edificación basada en muros estructurales se tiene 92.54 ton. y 90.49 ton. para los ejes X-X y Y-Y, respectivamente. Con lo cual se tiene un esfuerzo más uniforme y mayor en ambas direcciones.

- **Factor de seguridad al volteo:**

Los resultados obtenidos basado en el peso de la estructura y momento actuante del sismo sobre la edificación, se tiene que la edificación basado en pórticos tiene un mayor momento de volteo en ambas direcciones siendo más propenso a voltearse. Por lo tanto, la edificación basada en muros estructurales es la estructuración con menor riesgo.

- **Irregularidad torsional en planta:**

Los resultados de las tablas N° 29 y N° 30 de la edificación basada en pórticos indican que los drift máximos y promedios son mayores a los presentados en las tablas N° 44 y N° 45 correspondiente a la edificación basada en muros estructurales. Sin embargo, ambas estructuras no presentan irregularidades torsionales. Asimismo, tampoco presentan irregularidades en altura; por lo tanto, el factor R_o sería el factor R final de diseño.

V. CONCLUSION

- El dimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación basado en pórticos tuvo que ser modificado ampliando las dimensiones de las columnas en ambas dimensiones debido a que se superaba en exceso la deriva máxima de entre piso. Indicando que para las condiciones de sitio, altura y uso de la edificación basada en pórticos no era la mejor.
- Los dos tipos de sistemas estructurales lograron la funcionalidad estructural superando los requerimientos de la Norma E.030. La estructuración basada en pórticos cumple al límite en las direcciones X-X e Y-Y con deriva máxima de entrepiso para edificios de concreto armado (0.007). Por otro lado, la estructuración basada en muros estructurales de concreto armado (placas) superó con mayor holgura los requerimientos de la Norma E.030 teniendo una deriva de entre piso para el eje X-X e Y-Y de 0.003 y 0.001, respectivamente. Indicando ser una estructura más segura y con menor riesgo de tener daños en elementos no estructurales.
- La fuerza cortante estática mostro que no había diferencia significativa entre ambos tipos de estructuraciones. Por otro lado, la fuerza cortante dinámica demostró que un comportamiento más estable para la estructura basa en muros estructurales de concreto armado siendo también la que cumple en mayor medida la regularidad torsional en plata exigida por la Norma.

- Por último, la estructuración basa en muros estructurales de concreto armado tiene un menor factor de volteo que la estructuración basa en pórticos de concreto armado. Por lo tanto, la estructura basada en muros estructurales es la elegida para la construcción del proyecto. Además, cumple los lineamientos exigidos por la Norma E.060 tanto para sollicitación por resistencia y por servicio.

VI. RECOMENDACIONES

- Se debe emplear juntas de dilatación en las edificaciones basadas en pórticos para evitar daños en los muros de tabiquería debido a que esta estructuración es muy susceptible a daños en elementos no estructurales. Asimismo, los muros de tabiquería deben estar confinados por columnas y vigas haciéndolas resistentes ante sismos.
- Se debe considerar el uso de losas macizas en ambas direcciones para distribuir mejor las cargas de gravedad y de sismo para estructuras basadas en muros estructurales de concreto armado cuando estén presentes en ambas direcciones. Además, se considera el uso de platea de cimentación.
- Realizar modelamientos estructurales más avanzados considerando el diseño sísmico por desempeño u otros, para proveer mayor confiabilidad a los resultados.
- Considerar otras variables como los costos, facilidad de construcción y tiempo de ejecución para la elección de la mejor opción estructural.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Blanco, A. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Libro 2 de la Colección del Ingeniero Civil. Lima, Perú. Editorial: Colegio de Ingenieros del Perú*

Ottazzi, G. (2008). *Apuntes del Curso de Análisis Estructural I. Lima, Perú. Editorial: PUCP.*

Ruiz, M. y Campos, E. (2009). *Diseño de un edificio de concreto armado de 7 niveles. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.*

Acedo, R. (2013). *Diseño de un edificio de oficinas de concreto armado de siete niveles y dos sótanos. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.*

Aza, G. (2014). *Diseño estructural de un edificio residencial de concreto armado de*

ocho pisos y semisótano. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.

Broncano, M. y Torre, E. (2014). *Diseño estructural en concreto armado de un edificio de seis pisos en la ciudad de Huaraz. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Universidad San Pedro.*

Ottazzi, G. (2018). *Diseño y aspectos constructivos de Edificios de Concreto Armado. Diplomatura de estudio en Diseño Estructural. Lima, Perú. Editorial: PUCP.*

Oviedo, R. (2016). *Diseño sismorresistente de Edificaciones de Concreto Armado, Lima, Perú.*

Afuso, M. (2017). *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicados en el distrito de Barranco. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.*

Campaña, J. (2015). *Análisis comparativo de los sistemas estructurales: aporticado y muros portantes, edificio de 10 pisos en Quito. Tesis de graduación previo la obtención del título de ingeniero civil. Universidad Central del Ecuador. Recuperado: <http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/5415/1/T-UCE-0011-202.pdf>*

Enciso, F. (2019). *Análisis comparativo del diseño sísmico de una estructura con muros continuos y con muros desacoplados incorporando disipadores slb en la ciudad de Huancayo. Tesis para optar el título de ingeniero civil. Universidad Nacional del Centro del Perú. Recuperado: http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/5046/T010_72237105_T.pdf?sequence=1&isAllowed=y*

Arias, D. y Quijada, C. (2019). *Comparación de aspectos estructurales y económicos entre un edificio de 8 pisos para vivienda de muros de ductilidad limitada y sistema dual tipo I optimizado*. Tesis para optar por el título de ingeniero civil. Recuperado: http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/15326/QUIJADA%20LA VADO_ARIAS%20AGUILAR_COMPARACION_ASPECTOS.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Barrueto, J. (2019). *Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción de un edificio de viviendas multifamiliares del distrito de surquillo*. Tesis para la obtención del grado de bachiller. Recuperado: http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/13342/BARRUETO_SAMORA_JOMAR_AN%3%81LISIS_S%3%8DSMICO_COMPARATIVO.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Civit. (2011). *Importante déficit de vivienda a nivel mundial*. *El ojo digital*. Recuperado: <http://www.elojodigital.com/contenido/9919-importante-deficit-de-vivienda-nivel-mundial>

San José. (2012). *Estudio revela el creciente déficit de vivienda en América Latina y el Caribe*. *La Nación*. Recuperado: <https://www.nacion.com/archivo/estudio-revela-creciente-deficit-de-vivienda-en-america-latina-y-caribe/IJNV2JWMSFADLLL7OGO4KIOFHA/story/>

Avalos y Ponte. (2015). *Diseño y alternativas de financiamiento de una vivienda en un complejo habitacional con zonificación RDM en la zona centro sur D, nuevo Chimbote*. Recuperado: <http://repositorio.uns.edu.pe/bitstream/handle/UNS/2705/42980.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

INEI. (2007). *“Mapa de Déficit Habitacional a Nivel Distrital”*. Recuperado: https://www.inei.gov.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib0868/libro.pdf

f

Diccionario de Arquitectura y Construcción. (s.f.). *Proyecto Estructural*. Recuperado: www.porro.com.ar/definicion-de-proyecto+estructural

Virrareal, G. (s.f.). *Predimensionamiento de Elementos Estructurales*. Recuperado: <https://slideplayer.es/slide/3757913/>

El Oficial. (2013). *Interpretación y lectura de planos parte I*. Fuente: <https://www.eloficial.ec/interpretacion-y-lectura-de-planos-estructurales-parte-1/>
Denegri, Y. (2014). *Diseño en Concreto Armado del Edificio el Señorial en el Distrito de Cayma – Arequipa*. Recuperado: <https://tesis.ucsm.edu.pe/repositorio/handle/UCSM/4665>

San Carigliano, P. (2015). *¿Qué es el Análisis Estructural?*. Recuperado: <https://skyciv.com/es/education/what-is-structural-analysis/>

Universidad del Norte. (s.f.). *Etapas de un Proyecto Estructural*. Recuperado: <http://ylang-ylang.uninorte.edu.co:8080/Objetos/ingenieria/analisis-estructural/etapas%20de%20un%20proyecto.html>

Vercelli, J. (2017). *Diseño estructural de un edificio de oficinas de concreto armado de 6 pisos y 2 sótanos ubicados en el distrito de San Miguel*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.

López, G. (2017). *Diseño estructural de un edificio de oficinas en Surco*. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.

García, J. y Luna, D. (2017). *Diseño estructural de un edificio de viviendas en San*

Isidro. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2009). *Norma E.060 de Concreto Armado*

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. (2016). *Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.*

Vega, A. (2017). *Diseño estructural de un edificio de viviendas en Lince. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.*

Chaparro, F. y Durán, G. (2008). *Diseño estructural para el proyecto de construcción edificio nueva sede fundación hogar Piccoli Saggi. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Universidad Pontificia Bolivariana.*

Nawy, E. (1988). *Concreto Reforzado, un enfoque básico. Editorial: Prentice Hall Hispanoamericana.*

Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado. Editorial: Pontificia Universidad Católica del Perú.*

San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de Edificios. Editorial: Pontificia Universidad Católica del Perú.*

RPP. (2016). *Perú es el tercer país de Latinoamérica con mayor déficit de viviendas. Recuperado: <https://rpp.pe/economia/inmobiliaria/peru-es-el-tercer-pais-de-latinoamerica-con-mayor-deficit-de-viviendas-noticia-1014065>,*

Espinoza. (2017). *Déficit habitacional en el Perú. Sociedad Peruana de Bienes Raices.*

Recuperado: <https://bienesraicess.com/blogs/deficit-habitacional-en-el-peru/>

ComexPeru. (2017). *Déficit Habitacional, un problema persistente. Recuperado:*

https://www.comexperu.org.pe/articulo/deficit-habitacional-un-problema-persistente

INPRES. (s.f.). *Ingenieria Sismorresistente. Recuperado:*

http://contenidos.inpres.gov.ar/acelerografos/Ing_Sismoresistente

Virrareal, G. (2015). *Curso Ingenieria Sismorresistente. Recuperado:*

<https://www.youtube.com/watch?v=3q4HdSBx3mY&list=PLtilqewKyggifdMSniA2vhLxpp106ixN>

VIII. ANEXOS

PLANOS

