

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**Diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en  
la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz, 2021**

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

**AUTOR**

**Cesar Ivan Vega Diaz**

**ASESOR**

**Carmen Chilon Muñoz**

<https://orcid.org/0000-0002-7644-4201>

**Chiclayo, 2025**

**Diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4  
pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo  
Ortiz, 2021**

PRESENTADA POR  
**Cesar Ivan Vega Diaz**

A la Facultad de Ingeniería de la  
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo  
para optar el título de

**INGENIERO CIVIL**

APROBADA POR

Jorge Enrique Alvarez Ruffran  
PRESIDENTE

Segundo Guillermo Carranza Cieza  
SECRETARIO

Carmen Chilon Muñoz  
VOCAL

### **Dedicatoria**

A mis padres, por su apoyo constante en la realización de esta tesis, por sus opiniones y consejos que me han permitido formarme como persona y profesional.

A mis hermanos, que siempre me han dado ánimos para seguir adelante en todo momento.

### **Agradecimientos**

Agradezco a mis padres y hermanos por su apoyo permanente en todos estos años, el cual me ha permitido cumplir todas mis metas y sobre todo en la realización de esta tesis.

A los ingenieros Carmen Chilón Muñoz y Segundo Carranza Cieza por haberme asesorado y ayudado con el desarrollo y culminación de mi tesis.

# Diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz, 2021.pdf

## INFORME DE ORIGINALIDAD



## FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	<b>10%</b>
<b>2</b>	<b>tesis.usat.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>4%</b>
<b>3</b>	<b>Submitted to Universidad Católica de Santa María</b> Trabajo del estudiante	<b>1%</b>
<b>4</b>	<b>repositorio.ucv.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>5</b>	<b>repositorio.upt.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>6</b>	<b>alicia.concytec.gob.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>7</b>	<b>repositorio.continental.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>8</b>	<b>doi.org</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>
<b>9</b>	<b>Submitted to uncedu</b> Trabajo del estudiante	<b>&lt;1%</b>
<b>10</b>	<b>blog.pucp.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>

## Índice

Resumen .....	13
Abstract.....	14
I. Introducción .....	15
II. Revisión de literatura.....	18
2.1 Antecedentes del problema .....	18
2.1.1 Antecedentes Internacionales.....	18
2.1.2 Antecedentes Nacionales .....	18
2.1.3 Antecedentes Locales.....	20
2.2 Bases Teórico-Científicas .....	21
2.2.1 Bases Legales.....	21
2.2.1.1 Norma E.020 - Cargas .....	21
2.2.1.2 Norma E.030 - Diseño sismorresistente .....	21
2.2.1.3 Norma E.050 - Suelos y cimentaciones .....	24
2.2.1.4 Norma E.060 - Concreto armado .....	24
2.2.1.5 Norma E.070 - Albañilería.....	26
2.2.2 Bases Teóricas .....	28
2.2.2.1 Vivienda informal urbana .....	28
2.2.2.2 Estructura .....	29
2.2.2.3 Marcos .....	29
2.2.2.4 Cargas muertas.....	29
2.2.2.5 Cargas vivas.....	30
2.2.2.6 Diseño estructural .....	30
2.2.2.7 Vivienda.....	30
2.2.2.8 Viga.....	30
2.2.2.9 Columna.....	30
2.2.2.10 Peligro sísmico.....	31
2.2.2.11 Albañilería confinada.....	31
2.2.2.12 Altura efectiva.....	31
2.2.2.13 Arriostre .....	31
2.2.2.14 Confinamiento .....	31
2.2.2.15 Espesor efectivo .....	31
2.2.2.16 Unidad de albañilería .....	31
2.2.2.17 Unidad de albañilería sólida o maciza .....	31
2.2.2.18 Unidad de albañilería hueca.....	31

2.2.2.19	Unidad de albañilería tubular.....	32
2.2.2.20	Sismo severo.....	32
2.2.2.21	Sismo moderado.....	32
III.	Materiales y métodos.....	33
3.1	Tipo de investigación.....	33
3.2	Diseño de investigación.....	33
3.3	Población y muestra.....	33
3.4	Criterios de selección.....	33
3.5	Operacionalización de variables.....	33
3.6	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	33
3.7	Procedimientos.....	34
3.8	Plan de procesamiento y análisis de datos.....	34
3.9	Matriz de consistencia.....	35
IV.	Resultados y discusión.....	37
4.1	Descripción de las condiciones actuales de la vivienda en la Asociación de Vivienda El Nazareno:.....	37
4.2	Descripción del proyecto.....	41
4.3	Estudio de mecánica de suelos (EMS).....	42
4.4	Modelamiento del edificio de 4 pisos de albañilería confinada.....	43
4.4.1	Estructuración.....	43
4.4.2	Predimensionamiento.....	46
4.4.3	Metrado de cargas.....	48
4.5	Análisis sísmico de la edificación.....	49
4.5.1	Participación modal y periodos.....	50
4.5.2	Análisis sísmico estático.....	50
4.5.3	Distorsiones de entrepiso o derivas.....	51
4.5.4	Verificación de irregularidades.....	52
4.5.4.1	Irregularidades en altura.....	52
4.5.4.2	Irregularidades en planta.....	53
4.6	Diseño de los elementos estructurales de la edificación.....	56
4.6.1	Diseño de los muros portantes.....	57
4.6.2	Diseño de los elementos de confinamiento.....	67
4.6.2.1	Diseño de las columnas de confinamiento.....	67
4.6.2.2	Diseño de las vigas soleras.....	71
4.6.3	Diseño de la cimentación.....	73
4.6.4	Diseño de la losa aligerada.....	75
4.6.5	Diseño de la losa maciza.....	79

4.6.6	Diseño de la escalera.....	81
4.6.7	Diseño de las vigas dintel .....	85
4.7	Discusión.....	86
V.	Conclusiones.....	89
VI.	Recomendaciones .....	91
VII.	Referencias .....	92
VIII.	Anexos.....	94

## Lista de Imágenes

Imagen 1. Vivienda autoconstruida en la Asociación de Vivienda El Nazareno .....	38
Imagen 2. Presencia de salitre en la vivienda de la Asociación de Vivienda El Nazareno .....	39
Imagen 3. Presencia de salitre en la vivienda de la Asociación de Vivienda El Nazareno .....	39
Imagen 4. Punto de agua en la vivienda de la Asociación de Vivienda El Nazareno ...	40
Imagen 5. Muros de adobe sin sobrecimiento .....	40
Imagen 6. Mapa departamental del Perú .....	41
Imagen 7. Mapa provincial de Lambayeque .....	41
Imagen 8. Mapa distrital de Chiclayo.....	42
Imagen 9. Ubicación del proyecto.....	42
Imagen 10. Vista 3D de la edificación en albañilería confinada.....	43
Imagen 11. Distribución de los muros de albañilería confinada .....	44
Imagen 12. Espesores mínimos para losas .....	47
Imagen 13. Pesos por m <sup>2</sup> de losas aligeradas .....	48
Imagen 14. Cargas vivas mínimas.....	49
Imagen 15. Fórmula de esfuerzo axial máximo de los muros .....	58
Imagen 16. Fórmula para la verificación del control de fisuración de los muros de albañilería .....	59
Imagen 17. Fórmula para la verificación de la resistencia al agrietamiento diagonal de los muros de albañilería.....	60
Imagen 18. Cortantes y momentos que se toman en cuenta para el diseño de los muros portantes en dirección X.....	61
Imagen 19. Ejes locales de un muro horizontal y vertical para un sismo en dirección X .....	61
Imagen 20. Cortantes y momentos que se toman en cuenta para el diseño de los muros portantes en dirección Y .....	62
Imagen 21. Ejes locales de un muro horizontal y vertical para un sismo en dirección Y .....	62
Imagen 22. Fórmula para la verificación de la resistencia al corte de los muros de albañilería .....	63
Imagen 23. Fórmula para la verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros.....	65

Imagen 24. Ilustración del refuerzo horizontal en los muros .....	66
Imagen 25. Fuerzas internas en las columnas de confinamiento.....	67
Imagen 26. Fórmula para la determinación del refuerzo vertical.....	68
Imagen 27. Fórmula para hallar el área mínima de concreto de una columna de confinamiento .....	68
Imagen 28. Fórmula para el diseño por compresión de una columna de confinamiento	69
Imagen 29. Fórmula para el diseño por corte-fricción de una columna de confinamiento .....	69
Imagen 30. Fórmulas para la determinación de los espaciamientos de los estribos de las columnas de confinamiento .....	71
Imagen 31. Fórmulas para el diseño de las vigas soleras .....	72
Imagen 32. Secciones finales de las vigas soleras.....	73
Imagen 33. Verificación del Estado de Servicio 1: $1CM+1CV$ .....	74
Imagen 34. Verificación del Estado de Servicio 2: $1CM+1CV+0.8SismoSeveroX$ .....	74
Imagen 35. Verificación del Estado de Servicio 3: $1CM+1CV+0.8SismoSeveroY$ .....	75
Imagen 36. Distribución de paños de la losa aligerada .....	76
Imagen 37. Distribución de cargas en la losa aligerada .....	77
Imagen 38. Diagrama de momentos flectores en la losa aligerada .....	77
Imagen 39. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa aligerada.....	77
Imagen 40. Verificación de deflexiones en la losa aligerada .....	79
Imagen 41. Distribución de cargas en la losa maciza.....	80
Imagen 42. Diagrama de momentos flectores en la losa maciza.....	80
Imagen 43. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa maciza .....	80
Imagen 44. Medidas de la escalera de la edificación .....	81
Imagen 45. Distribución de cargas en los tramos de la escalera de la edificación.....	82
Imagen 46. Distribución de cargas en el primer tramo de la escalera.....	83
Imagen 47. Distribución de cargas en el segundo tramo de la escalera .....	83
Imagen 48. Diagrama de momentos flectores del primer tramo de la escalera.....	83
Imagen 49. Diagrama de momentos flectores del segundo tramo de la escalera .....	83
Imagen 50. Diagrama de fuerzas cortantes en el primer tramo de la escalera .....	84
Imagen 51. Diagrama de fuerzas cortantes en el segundo tramo de la escalera.....	84
Imagen 52. Secciones finales de vigas dintel .....	85
Imagen 53. Vista general del perfil estratigráfico de la calicata C-01 del estudio de mecánica de suelos .....	95

Imagen 54. Vista general del perfil estratigráfico de la calicata C-02 del estudio de mecánica de suelos .....	95
Imagen 55. Vista general del perfil estratigráfico de la calicata C-03 del estudio de mecánica de suelos .....	96
Imagen 56. Plano de arquitectura en planta del 1er piso, 2do-4to piso y azotea.....	97
Imagen 57. Plano de arquitectura en elevación Corte A-A .....	98
Imagen 58. Plano de arquitectura en elevación Corte B-B y vista frontal .....	98

## Lista de Tablas

Tabla 1. Operacionalización de variables.....	33
Tabla 2. Matriz de consistencia .....	35
Tabla 3. Parámetros para calcular la densidad mínima de muros .....	45
Tabla 4. Densidad mínima de muros en Dirección X.....	45
Tabla 5. Densidad mínima de muros en Dirección Y.....	46
Tabla 6. Centros de masa, centros de rigidez y peso por m <sup>2</sup> de la edificación.....	49
Tabla 7. Participación modal y periodos de la edificación.....	50
Tabla 8. Análisis Sísmico Estático .....	50
Tabla 9. Derivas de entrepiso para la dirección X.....	51
Tabla 10. Derivas de entrepiso para la dirección Y.....	51
Tabla 11. Irregularidad de rigidez – Piso Blando.....	52
Tabla 12. Irregularidad de masa o peso.....	53
Tabla 13. Irregularidad geométrica vertical .....	53
Tabla 14. Irregularidad torsional en X e Y .....	54
Tabla 15. Irregularidad de esquinas entrantes .....	55
Tabla 16. Irregularidad de discontinuidad del diafragma.....	56
Tabla 17. Tipo de unidad de albañilería a utilizar según la zona sísmica .....	57
Tabla 18. Resistencias características de la albañilería .....	57
Tabla 19. Verificación del esfuerzo axial máximo de los muros de albañilería.....	58
Tabla 20. Diseño por fisuración por sismo moderado de los muros portantes.....	63
Tabla 21. Verificación de la resistencia al corte de cada muro portante .....	64
Tabla 22. Verificación de la resistencia al corte de todo el edificio.....	64
Tabla 23. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros ....	65
Tabla 24. Áreas de las barras de acero comerciales .....	66
Tabla 25. Área de acero requerido para el refuerzo horizontal en los muros.....	66
Tabla 26. Distribución de acero a utilizar para el refuerzo horizontal en los muros.....	67
Tabla 27. Diseño de las columnas de confinamiento .....	68
Tabla 28. Medidas finales de las columnas de confinamiento .....	70
Tabla 29. Diseño del refuerzo longitudinal de las columnas de confinamiento.....	70
Tabla 30. Distribución final de los estribos de las columnas de confinamiento .....	71
Tabla 31. Diseño del refuerzo longitudinal de las vigas soleras y la distribución final de los estribos .....	72
Tabla 32. Diseño del refuerzo por flexión del paño 1 de la losa aligerada .....	78

Tabla 33. Diseño del refuerzo por flexión de la losa maciza .....	81
Tabla 34. Diseño del refuerzo por flexión de la escalera .....	84
Tabla 35. Cálculo de secciones y barras de acero de los muros de albañilería, columnas de confinamiento y vigas dintel.....	99
Tabla 36. Ejemplo de diseño de una viga dintel.....	101

### Resumen

La presente investigación tiene como objetivo elaborar el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque; esta vivienda se encuentra en un estado de vulnerabilidad frente a algún evento sísmico ya que ha sido construida sin un diseño estructural previo que garantice la seguridad de sus ocupantes ante estos eventos, debido a la situación actual de esta vivienda no es posible hacer algún reforzamiento o mejoramiento, por esta razón se diseñará una nueva estructura de acuerdo a las normas vigentes de diseño estructural en el sistema de albañilería confinada. Esta investigación es de tipo aplicativo y cuantitativo. Como resultados se tiene que la edificación es regular tanto en planta como en altura, los periodos en X e Y son 0.266s y 0.138s respectivamente, la deriva máxima en X es 0.0021 y la deriva máxima en Y es 0.0006, estos valores son menores al máximo establecido en la Norma E.030, por ello se cumple con el análisis sísmico de acuerdo a la Norma E.030. Los muros portantes se diseñaron cumpliendo las verificaciones del esfuerzo axial máximo, verificación por fisuración y verificación por resistencia de acuerdo a la Norma E.070. Las columnas de confinamiento y vigas soleras también se diseñaron de acuerdo a Norma E.070. Para la cimentación se optó por una platea de cimentación de 60cm de espesor para disminuir los esfuerzos actuantes producidos por la edificación sobre el terreno.

**Palabras clave:** vivienda informal, diseño estructural, edificio, albañilería

### **Abstract**

The objective of this research is to develop the structural design of a 4-story confined masonry building in the El Nazareno Housing Association, José Leonardo Ortiz district, Chiclayo province, Lambayeque department; This house is in a state of vulnerability to some seismic event since it has been built without a previous structural design that guarantees the safety of its occupants in the face of these events, due to the current situation of this house it is not possible to do any reinforcement or improvement, for this reason a new structure will be designed in accordance with the current norms of structural design in the confined masonry system. This research is of an applicative and quantitative type. As results, the building is regular both in plan and in height, the periods in X and Y are 0.266s and 0.138s respectively, the maximum drift in X is 0.0021 and the maximum drift in Y is 0.0006, these values are less than maximum established in Standard E.030, therefore the seismic analysis is complied with in accordance with Standard E.030. The load-bearing walls were designed complying with the maximum axial force verifications, crack verification and resistance verification according to Standard E.070. The confinement columns and floor beams were also designed in accordance with Standard E.070. For the foundation, a 60cm thick foundation plate was chosen to reduce the acting efforts produced by the building on the ground.

**Keywords:** informal housing, structural design, building, brickwork

## **I. Introducción**

La vivienda es importante en un contexto urbano. Es el lugar donde las familias desarrollan su existencia, por ello debe contar con todos los componentes necesarios para cubrir las demandas de la vida urbana del ser humano. Lamentablemente en muchos sectores de las ciudades las viviendas no cuentan con los servicios y características elementales exigentes para este tipo de vida, pues se construye sin las precauciones que debe tener una vivienda de calidad.

Este fenómeno del desarrollo de la vivienda informal, que se presenta en niveles altos en América Latina, también podemos observarla en la nación más rica de América, los Estados Unidos de América. Se puede ver que, en los Estados cercanos a la frontera con México, las ciudades crecen en la periferia, donde los terrenos tienen bajo precio y tienen como características que no tienen en cuenta los permisos de planificación urbana, sin considerar los reglamentos de zonificación y códigos locales. De igual manera, en muchas viviendas unifamiliares en el centro de estas ciudades, los propietarios subdividen sus viviendas para generar apartamentos destinados al arriendo y, por consiguiente, a generarse ingresos extras [1].

En Venezuela, hace mucho tiempo el crecimiento de las edificaciones urbanas está asociada a diferentes conflictos económicos, sociales y políticos que contribuyen al aumento de la pobreza, falta de empleo, inseguridad y a la falta de una vivienda de calidad que no tienen las condiciones para ser habitadas. Lo característico de estas viviendas es su informalidad por su autoconstrucción [2].

En Bogotá, Colombia, en las décadas pasadas la población creció de manera alarmante, por lo que presionó al estado colombiano a implementar un diseño de programas de vivienda en las ciudades originando que la población rural migrara hacia la zona urbana donde se produjo un alarmante crecimiento de la vivienda informal. Esta política de modernidad ocasionó y produjo condiciones paupérrimas de la forma de vivir, expresadas por ejemplo en el origen de barrios informales en el sector vivienda [3].

En Lima Norte se hizo una evaluación de las condiciones constructivas de las viviendas informales para conocer su situación actual, con la finalidad de aplicar un sistema estructural en las viviendas informales del distrito limeño de Carabayllo.

En este estudio se concluyó que es necesario realizar la regularización física o estructural de esas viviendas informales para generar condiciones en la que sus habitantes se encuentren seguros dentro de sus viviendas [4].

En la ciudad de Trujillo se hizo un estudio que tiene como objetivo general la determinación del riesgo sísmico de la vivienda informal. Primero, se analizó las características técnicas: errores de arquitectura, construcción y estructura de las viviendas; segundo, detecta que este problema lo tienen la mayoría de viviendas de esa zona. Es propio de las condiciones económicas paupérrimas de la población. Se utilizaron técnicas descriptivas para recolectar la información como la encuesta, siendo los criterios de identificación la ubicación, el proceso constructivo, la estructura y la calidad de la construcción. Esta información sirvió para elaborar un análisis sísmico y así determinar la vulnerabilidad de dichas viviendas. El autor en base a esto identificó los principales defectos, lo que permitió elaborar una libreta en la que las viviendas informales en zonas de alto riesgo sísmico puedan tener información sobre la construcción y el respectivo mantenimiento que deben tener sus viviendas [5].

En el distrito de José Leonardo Ortiz existe actualmente una población abundante que forma parte de los diferentes pueblos jóvenes. Esta población es mayormente inmigrante, ocuparon terrenos mediante la invasión, carentes de planificación y de servicios esenciales de formalización física y legal. La mayoría de ellos por la prontitud de tener una vivienda han sido diseñadas y construidas con material rústico compuesto mayormente de adobe, sin un diseño estructural adecuado que asegure la seguridad y habitabilidad de sus ocupantes, así como la seguridad de su inversión. Esta tendencia, actualmente, se observa en el pueblo joven El Nazareno, en José Leonardo Ortiz, donde la mayoría de viviendas tiene esta condición.

Como metodología para recolectar información de las viviendas informales de la zona, he utilizado la observación directa de una vivienda con dichas características. He constatado que la construcción de la vivienda ha sido hecha sin un diseño estructural previo a su construcción, lo que la hace vulnerable frente a los posibles eventos sísmicos futuros, hay que tener en cuenta que el Perú, y en particular la costa, se encuentra esperando un sismo severo o un sismo de gran magnitud debido a que nos encontramos ante un silencio sísmico. Se han utilizado materiales rústicos como el adobe principalmente. Su estructura presenta condiciones de riesgo y peligro para la vida de sus ocupantes, se puede ver que algunas de sus paredes se encuentran caídas y solo queda una parte de toda la estructura. Hay que agregar que no cuenta con servicios públicos esenciales de agua, luz y desagüe.

De acuerdo a la descripción anterior y habiendo identificado el problema real, planteo el siguiente problema de investigación: ¿Cuál es el comportamiento sísmico del diseño

estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz?

La investigación se justifica por los siguientes aspectos: como justificación práctica, la investigación se justifica proponiendo dar solución parcial al problema de la vivienda informal en el distrito de José Leonardo Ortiz, específicamente en la Asociación de Vivienda El Nazareno, haciendo un diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos que permita reemplazar la estructura actual de la vivienda; se justifica económicamente ya que permite que las familias tengan una oportunidad de acceder a una vivienda a precio justo y de invertir en condiciones de habitabilidad y de contar con una vivienda que ofrezca la satisfacción de sus necesidades materiales más importantes; socialmente la investigación se justifica permitiendo solucionar problemas sociales muy importantes como la alta densidad poblacional en ciertos sectores de la ciudad, así como las condiciones de convivencia entre los miembros de la sociedad disminuyendo el hacinamiento; como justificación metodológica la investigación ofrece dar solución para corregir errores como la ausencia de un correcto diseño, que proporcione seguridad para sus ocupantes, habitabilidad y sobre todo disminuir los riesgos de vulnerabilidad sísmica y de desastres naturales tan presentes en nuestro país; académicamente se justifica ya que la investigación permite poner en práctica nuevos conocimientos que permitirá solucionar el problema de la falta de un correcto diseño estructural.

Se plantearon los siguientes objetivos:

**Objetivo general:**

Elaborar el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz

**Objetivos específicos:**

- Describir la vivienda informal urbana en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz
- Realizar el estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación
- Elaborar el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz, elaborando la estructuración y el análisis sísmico
- Elaborar el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz, elaborando el diseño estructural y los planos

## **II. Revisión de literatura**

### **2.1 Antecedentes del problema**

#### **2.1.1 Antecedentes Internacionales**

##### **Casas Guzik Nina (2019). Ensayo de un edificio de mampostería confinada de 5 niveles a escala en mesa vibradora**

En esta investigación se planteó que el modelo a escala fuera ensayado teniendo en cuenta registros de aceleración medidos y simulados, de intensidad creciente, con este ensayo se buscó medir el agrietamiento, la resistencia y la carga última de la mampostería confinada. Se concluyó que el modelo a escala del espécimen fue adecuado donde se empleó materiales y técnicas convencionales, también se concluyó que es necesario reducir la separación de 12.5cm de los estribos en los extremos de los castillos, así como en las intersecciones con dadas en aberturas de puertas y ventanas [6].

##### **Sepulveda Castillo Leonardo Antonio (2016). Estudio experimental de soluciones de reparación y refuerzo para muros de albañilería de ladrillos confinada**

El objetivo de esta investigación fue mostrar técnicas de reparación. Se probaron muros a escala real con las técnicas de reparación, donde los muros de 1mx1m fueron los que tuvieron los resultados más favorables. Se concluyó que para los muros de unidades sin huecos el mejor método para la reparación de esas zonas dañadas es la utilización de mortero de cemento [7].

##### **González Gabriela (2018). Estudio del comportamiento de la albañilería confinada en el análisis estático y dinámico para la ciudad de Potosí, Bolivia**

Tuvo como objetivo estudiar el comportamiento estático y el comportamiento dinámico de la albañilería confinada, se utilizó un edificio de 5 niveles que tuviera simetría en altura y en planta, el edificio se modeló en ETABS y se utilizaron las propiedades físico-mecánicas de los ladrillos Dipafex (ladrillo 18 huecos). Se concluyó que tiene un comportamiento óptimo en el análisis estático, y para cumplir con el análisis dinámico se tiene que colocar refuerzo en la albañilería [8].

#### **2.1.2 Antecedentes Nacionales**

##### **Tiña Paz Xiomara Liliana (2018). Análisis y diseño sismo resistente en albañilería confinada en edificio de 4 pisos**

En el Perú la mayor parte de las edificaciones son de albañilería confinada y la mayoría de estas construcciones han sido realizadas por personal no capacitado y con materiales de mala calidad, por lo general a estas construcciones se les llama “autoconstrucciones”. Por esta razón se diseñó una nueva edificación de cuatro niveles siguiendo un orden y

criterios que se deben tener en cuenta. El propósito que se tuvo al realizar el diseño de esta edificación fue garantizar que la estructura no tenga daños ante a un sismo moderado y no colapse frente a un sismo severo, y así salvaguardar la vida de sus ocupantes [9].

**Acero Castañeda & Del Carpio Paz (2020). Diseño de albañilería confinada para una vivienda multifamiliar de cuatro niveles en Lima- Lima- Jesús María**

El objetivo de esta tesis fue realizar el diseño de una edificación de cuatro pisos. El área proyectada fue aproximadamente  $100\text{m}^2$ . El terreno presenta una capacidad portante de  $4.0\text{kg/cm}^2$ . Se consideraron suficiente densidad de muros, lo que permite evitar el problema de torsión [10].

**Paucar Pérez Julio Ramiro (2021). Evaluación y ampliación estructural de una vivienda multifamiliar de albañilería confinada en la ciudad de Huancayo**

El objetivo de esta tesis fue hallar la relación que hay entre la evaluación estructural y la ampliación de una vivienda multifamiliar de 3 pisos de albañilería confinada, esta vivienda está ubicada en Huancayo en la urbanización La Floresta. En la ciudad de Huancayo muchas veces se hacen construcciones sin tener en cuenta la asesoría de un experto o sin utilizar los materiales adecuados, lo que puede traer consecuencias como serias deficiencias estructurales al momento de algún evento sísmico. La vivienda de estudio fue evaluada con la finalidad de conocer si se encontraba en condiciones de soportar dos pisos más o corre el riesgo de caer ante algún evento sísmico, para ello, se empleó el software especializado en edificaciones ETABS para hacer la evaluación y se utilizó también las normas del RNE. Se llegó a la conclusión que la vivienda no tiene el problema de torsión además de tener una rigidez adecuada para soportar algún evento sísmico, es por ello que sí se encontraba en condiciones de poder ampliar dos pisos más [11].

**Velayarce Llanos Segundo (2019). Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicado en el Jr. Santa Rosa S/N, distrito de la Banda de Shilcayo, provincia y departamento de San Martín**

En este estudio se realizó el diseño estructural de una edificación de cuatro niveles de albañilería confinada, utilizando la NTP E.070 junto con las otras normas estructurales, para ello se emplearon los programas ETABS v2016 y Sap2000 v20. El autor concluyó que el diseño cumplió con las exigencias de las normas estructurales, cumpliendo con las derivas además de no tener efectos de torsión. El autor recomendó que la construcción de

estas edificaciones las debe realizar personal calificado ya que cualquier error en el proceso constructivo puede disminuir la vida útil del edificio [12].

### **2.1.3 Antecedentes Locales**

#### **Vega Carmen Xiomara Selene (2021). Análisis comparativo del diseño de una edificación con el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en tres tipos de suelo de la ciudad de Chiclayo**

El objetivo de esta investigación fue comparar el diseño estructural de estos dos sistemas estructurales, teniendo en común la misma arquitectura, para ver cuál es el que aporta mayores ventajas tanto en la parte económica como en la parte estructural. Se tomaron en cuenta estos dos sistemas estructurales ya que tienen una buena densidad de muros además de tener espesores similares. Se concluyó que la edificación de muros estructurales tiene mayores ventajas estructurales pero su construcción es más costosa comparado con la edificación de albañilería confinada, aun así, esta diferencia de costos no resulta muy significativa ya que se utilizó una misma arquitectura y la misma zona sísmica [13].

#### **Cayatopa Delgado Kedin Javier (2019). Análisis económico comparativo entre sistemas con albañilería confinada y armada en un edificio residencial - Chiclayo**

Este estudio se planteó como objetivo principal realizar la comparación económica de estos dos sistemas estructurales. Se cumplió con los requisitos exigidos de la NTP E.070 Albañilería, se utilizó un valor de  $R=2.55$  ya que se encontró la irregularidad de discontinuidad del diafragma. Se realizó el análisis estático y dinámico de acuerdo a la NTP E.030. Finalmente se hizo el metrado y análisis de costos unitarios donde la conclusión fue que el edificio de albañilería armada es más económico en un 4% con respecto al edificio diseñado con albañilería confinada [14].

#### **Diego Ramos Liz Analí & Granda Vasquez Antonio Giuseppe (2021). Diseño estructural entre albañilería confinada y armada con placa P-14, en vivienda multifamiliar, El Valle, Jicamarca – 2021**

Esta tesis tuvo como objetivo principal comparar dos sistemas estructurales para conocer los puntos positivos y negativos de ambos sistemas estructurales, se modelaron ambos sistemas en el software ETABS 2019 cumpliendo con las especificaciones mínimas indicadas en las diferentes normas estructurales. Se concluyó que los dos sistemas estructurales se diseñaron de acuerdo a lo establecido en las normas estructurales [15].

**Cano Bonilla Henry Luis (2019). Diseño sísmico y estructural del edificio multifamiliar Las Flores en la Urbanización El Ingeniero III, Pimentel – Chiclayo – Lambayeque**

Se hizo el diseño estructural de una edificación de 4 pisos con un área de 160m<sup>2</sup>, el cual tiene un uso de departamentos, donde el primer piso tiene un uso de estacionamiento mientras que para los pisos superiores tiene un uso de departamentos. Esta estructura se diseñó en el programa Sap2000 y se comprobó que cumpla con todas las especificaciones exigidas en la NTP E.030. Finalmente, el autor recomendó que la construcción de estas edificaciones debe hacerse empleando mano calificada para evitar problemas futuros [16].

**Alcantara Chuquilin Alex (2021). Diseño estructural del mercado de abastos de Posope Alto del Distrito de Pátapo, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque**

Se diseñó el mercado de abastos de Posope Alto ya que la estructura actual es muy deficiente y no está de acuerdo a las necesidades de la población, este mercado cuenta con 4 módulos y se diseñó con dos sistemas estructurales, se diseñó de acuerdo a las exigencias de las normas estructurales vigentes cumpliendo con sus requisitos mínimos, los programas utilizados fueron ETABS 2016 y Sap2000 v20 y se realizó el análisis estático y también el análisis dinámico, además se utilizó el software SAFE v2018 para el diseño de la cimentación [17].

## **2.2 Bases Teórico-Científicas**

### **2.2.1 Bases Legales**

#### **2.2.1.1 Norma E.020 - Cargas**

Esta NTP se utilizará para conocer las cargas aproximadas a las que va a estar sometida la estructura, estas cargas pueden ser cargas vivas, cargas muertas y en algunos casos se colocarán otras cargas dependiendo de las características propias de la estructura, con estas cargas se procederá posteriormente a ejecutar el análisis sísmico correspondiente en concordancia a la NTP E.030 donde se debe garantizar que la estructura soportará las cargas colocadas [18].

#### **2.2.1.2 Norma E.030 - Diseño Sismorresistente**

En esta NTP se indica las exigencias mínimas que se debe tener en cuenta al diseñar una edificación para soportar los eventos sísmicos. Lo que se busca con esta norma es evitar al mínimo las pérdidas humanas al momento del sismo, en estructuras esenciales como colegios y universidades asegurar su continuidad y evitar el colapso ya que luego del

sismo sirven como refugio para quienes se hayan visto afectados, y en general minimizar los daños en cualquier estructura.

En el capítulo I, esta norma nos da alcances sobre algunos aspectos importantes que debemos tener en cuenta como por ejemplo tratar que la estructura sea simétrica tanto en altura como en planta, evitando estructuras irregulares que puedan perjudicar el diseño estructural, tratando que el centro de masas esté lo más cerca posible al centro de rigideces; también se debe tratar que la estructura tenga poco peso, enfatizando esta característica principalmente en los pisos altos, para ello se deben seleccionar los materiales adecuados para su construcción; también se debe dotar a la estructura de la resistencia necesaria para soportar las cargas laterales o cargas sísmicas colocando los elementos estructurales como las placas en una posición conveniente para soportar estos eventos sísmicos; esta norma también nos indica que debe haber continuidad estructural de los elementos en altura y en planta; se debe dotar a la estructura de cierta ductilidad controlando las derivas, también nos indica que en la etapa constructiva debe haber buenas prácticas y una supervisión rigurosa.

En el capítulo II, la norma primero nos da alcances sobre la zonificación a tener en cuenta a la hora de realizar el análisis sísmico donde divide al Perú en cuatro zonas sísmicas dándole diferentes factores “Z” a cada zona. La norma nos menciona las condiciones geotécnicas que hay que tener en cuenta en el proyecto como el tipo de suelo, la norma clasifica al suelo en cuatro perfiles, el tipo S0 que es un perfil de roca dura; el tipo S1 que es un perfil de suelo muy rígido donde la principal característica es que tiene una capacidad portante mínima de  $1\text{kg/cm}^2$ ; el tipo S2 que es un perfil de suelo intermedio donde se tiene una capacidad portante que está entre  $0.5\text{kg/cm}^2$  y  $1\text{kg/cm}^2$ ; el tipo S3 que es un perfil de suelo blando donde se tiene una capacidad portante que está entre  $0.25\text{kg/cm}^2$  y  $0.5\text{kg/cm}^2$ ; adicionalmente, encontramos un tipo de suelo S4 que es un perfil para condiciones excepcionales donde se tienen suelos muy flexibles y de todas maneras es necesario hacer un EMS. Mediante la Tabla N°3 encontramos el factor de suelo “S”, también mediante la Tabla N°4 podemos conocer los valores “T<sub>P</sub>” y “T<sub>L</sub>” según el perfil del terreno, con esos periodos “T<sub>P</sub>” y “T<sub>L</sub>” y adicionalmente conociendo el periodo de la estructura, podemos conocer el factor de amplificación sísmica “C”.

En el capítulo III, la norma muestra otro factor que se utiliza en el diseño sismorresistente, este factor es el factor de uso “U” establecido en la Tabla N°5, la norma establece que para edificaciones esenciales como colegios, universidades u hospitales el factor es 1.5 ya que estas edificaciones deben permanecer de pie luego de ocurrido el evento sísmico

porque pueden servir de refugio luego del desastre, para edificaciones importantes la norma le asigna un valor de 1.3, para edificaciones comunes como viviendas, restaurantes u oficinas la norma le asigna un valor de 1.0, finalmente, para edificaciones temporales como depósitos o casetas queda a juicio del proyectista el factor “U” a utilizar. En un proyecto, el sistema estructural dependerá del porcentaje de fuerza cortante basal que soporten los elementos estructurales. En la Tabla N°6 se establece el tipo de sistema estructural que se permite diseñar conforme a la categoría de la edificación y a la zona sísmica en donde se ubique. Otro factor utilizado en el análisis sísmico es el coeficiente “R”. En la Tabla N°10 se muestran las restricciones en cuanto a las irregularidades estructurales que se permiten y las que no se permiten conforme a la categoría y la zona sísmica de la edificación.

En el capítulo IV, la norma da algunas consideraciones generales para el análisis de la estructura, también muestra la forma de estimar el peso “P” del edificio, el cual se obtiene sumando a la carga muerta un porcentaje de la carga viva, la norma nos menciona que para edificaciones que se encuentren en las categorías A y B, la carga viva a tomar será el 50%, para edificaciones que se encuentren en la categoría C, la carga viva a tomar será el 25%, en azoteas la carga viva a tomar será el 25%, para depósitos se debe tomar el 80% de la totalidad del peso que se vaya a almacenar, además se debe considerar el 100% de toda la carga que se pueda contener en estructuras como tanques y silos. En este capítulo la norma muestra los procedimientos para el análisis sísmico de la edificación, se debe hacer el análisis estático o análisis dinámico, por lo general para el Perú se hace el análisis dinámico ya que se encuentra en una zona sísmica; si se quiere hacer el análisis estático se debe calcular la fuerza cortante en la base el cual se determina mediante la expresión  $Z*U*C*S*P/R$ , se debe tener en cuenta además que la relación  $C/R$  no deberá ser menor que 0.11, además el periodo se puede estimar como la relación de la altura total de la edificación y el factor  $C_T$ ; para realizar el análisis dinámico también se debe obtener la fuerza cortante basal multiplicando la pseudo aceleración  $Z*U*C*S*g/R$  y la masa de la edificación, además se debe tener en cuenta que al verificar los modos de vibración, la suma de las masas efectivas debe ser como mínimo el 90% de la masa total, donde los tres primeros modos predominantes se deben tener en cuenta para el análisis; con respecto al tercer tipo de análisis, el análisis dinámico tiempo - historia, solamente se puede usar con la finalidad de realizar alguna de verificación y no como reemplazo o sustituto de cualquiera de los dos primeros métodos de análisis mencionados.

En el capítulo V, la norma establece como primer punto la forma de cálculo de los desplazamientos laterales, el cual para edificaciones regulares se utiliza el coeficiente  $0.75R$  y para edificaciones irregulares se utiliza el coeficiente  $0.85R$ , ambos coeficientes se tienen que multiplicar por los valores conseguidos del análisis lineal. En la Tabla N°11 se muestra las derivas máximas de entrepiso para cada material empleado en la estructura. También se muestra la separación entre edificios que se debe tener en cuenta para impedir el contacto entre edificaciones en un movimiento sísmico.

En el capítulo VI, se muestran los criterios a tener en cuenta para los elementos no estructurales.

En el capítulo VII, la norma menciona algunas reglas para diseñar las cimentaciones de la estructura, menciona que todo EMS debe incluir el efecto de los sismos para el cálculo de la capacidad portante del terreno, se debe proveer de elementos de conexión a las zapatas aisladas si la estructura se encuentra en un suelo S3 o S4 y para las zonas Z3 y Z4, también son obligatorias las vigas de conexión en suelos donde la capacidad portante sea menor que  $0.15\text{Mpa}$  [19].

### **2.2.1.3 Norma E.050 - Suelos y cimentaciones**

Esta NTP nos da los criterios que se debe tener en cuenta para diseñar las cimentaciones de las edificaciones.

En el capítulo I, se establece los requerimientos mínimos que se tendrán en cuenta para el EMS para fines de cimentación de las edificaciones, para que así las estructuras sigan funcionando posteriormente de un evento sísmico.

En el capítulo II, se muestran los estudios e información necesaria que se debe tener en cuenta antes de realizar el EMS.

En el capítulo III, se muestran las condiciones de cimentación para el análisis como las cargas a utilizar, los asentamientos, el factor de seguridad para las cimentaciones y la presión admisible.

En el capítulo IV, la norma muestra todo lo referente a las cimentaciones superficiales, primeramente, las dimensiones de la zapata a obtener según su geometría, también nos da un alcance sobre los tipos de suelos que son recomendables para apoyar las cimentaciones [20].

### **2.2.1.4 Norma E.060 - Concreto armado**

Esta NTP establece los requerimientos necesarios al momento de diseñar en concreto armado.

En el capítulo I, se muestran los alcances generales, además la norma muestra la información necesaria que debe ir en los planos como las normas utilizadas en el diseño, el  $f'c$ , el acero de refuerzo utilizado, el detalle de cada uno de los elementos estructurales, entre otros.

En el capítulo II, se exponen las notaciones y definiciones de los términos utilizados de aquí en adelante.

En el capítulo III, la norma muestra los materiales empleados en la elaboración del concreto y los diferentes ensayos a realizar para asegurar la calidad del concreto en obra, también da algunos alcances para el acero de refuerzo, adicionalmente, muestra los requisitos para la utilización de los aditivos en el concreto y las normas que deben cumplir. También muestra los criterios que se debe tener en cuenta en el almacenamiento de los materiales para prevenir su deterioro.

En el capítulo IV, se dan a conocer los requisitos de durabilidad en el concreto, donde se muestran unas tablas que se deben tener en cuenta para diferentes condiciones del concreto a la hora de hacer un diseño de mezcla.

En el capítulo V, se muestran algunos criterios con respecto a la calidad, mezclado y colocación del concreto, se muestran unas tablas empleadas para la dosificación en el diseño de mezcla del concreto. Se tiene en cuenta los requisitos para la preparación, mezclado, transporte, colocación y curado del concreto. La norma establece los requisitos que se debe tener en cuenta en la elaboración del concreto en climas fríos y en climas cálidos.

En el capítulo VI, se muestran los criterios a tener en cuenta para el diseño de encofrados y las tuberías embebidas en el concreto, estas tuberías no deberían dañar ni debilitar las vigas de la estructura, en cuanto a las columnas, estas tuberías o ductos deben tener como máximo el 4% del total del área total de la sección transversal, en este capítulo también se hace mención a las juntas de construcción y su importancia para la edificación durante un movimiento sísmico.

En el capítulo VII, la norma establece los detalles del refuerzo, empieza mostrando el doblado de los ganchos estándar, menciona que el doblado del acero debe hacerse en frío, también las consideraciones a tener en cuenta antes de la colocación del acero en el concreto, menciona que deben estar libres de polvo u otros componentes que disminuyan su adherencia en el concreto, menciona como debe ser la colocación del refuerzo y los límites del espaciamiento entre barra y barra, además el recubrimiento que debe tener el

concreto para proteger al acero, menciona las características que deben tener los estribos para su correcto funcionamiento.

En el capítulo VIII, menciona las consideraciones generales al momento de analizar y diseñar los diferentes elementos estructurales.

En el capítulo IX, la norma establece los requisitos de resistencia y requisitos de servicio que se debe cumplir en el diseño de la estructura, se exponen las diferentes combinaciones que se deben utilizar al momento de diseñar, también se muestran los factores de reducción de resistencia dependiendo del elemento analizado, se muestra la forma de obtener la resistencia de diseño del concreto, además de los requisitos generales de servicio como el control de deflexiones.

En el capítulo X, la NTP muestra los criterios al momento de diseñar por flexión y al momento de diseñar por carga axial de los elementos estructurales como las vigas.

En el capítulo XI, la NTP establece los criterios para el diseño por cortante y torsión, muestra que la resistencia a corte de cualquier elemento “ $V_n$ ” será la suma del cortante que soporta el concreto “ $V_c$ ” y el cortante que soporta el acero “ $V_s$ ”, o sea,  $V_n = V_c + V_s$ , establece además los casos en que es necesario hacer un análisis por torsión.

En el capítulo XII, se muestra el cálculo de las longitudes de desarrollo del refuerzo.

En el capítulo XIII, se menciona los aspectos a tener en cuenta al momento de diseñar losas en dos direcciones.

En el capítulo XIV, se muestran los criterios para analizar y diseñar los muros estructurales.

En el capítulo XV, la norma muestra los criterios para el diseño de las zapatas [21].

#### **2.2.1.5 Norma E.070 - Albañilería**

Esta NTP muestra los requerimientos y consideraciones al momento de diseñar un edificio en el sistema estructural de albañilería.

En el capítulo I, se muestran las exigencias mínimas para diseñar un edificio con este sistema estructural, en cuanto a las instalaciones eléctricas o de telefonía, se deben dejar cavidades para la posterior colocación de estas tuberías que deberán tener un diámetro máximo de 55mm, y por ningún motivo se deben picar o recortar los muros para colocarlas. En el caso de las instalaciones sanitarias cuyas tuberías superan los 55mm de diámetro se deben colocar en falsas columnas, en ductos, o en muros no portantes.

En el capítulo II, la norma establece las definiciones y nomenclaturas correspondientes al sistema estructural de albañilería.

En el capítulo III, se muestran los diferentes componentes de la albañilería, empezando por las características y clasificación de la unidad de albañilería, además se muestran algunas de sus limitaciones, también se muestran algunas consideraciones adicionales a utilizar.

En el capítulo IV, se muestran las exigencias básicas en cuanto al procedimiento constructivo para albañilería, se empieza mencionando que la mano de obra debe ser calificada; por jornada de trabajo solo se puede asentar como máximo una altura de 1.30m de muro; los tipos de aparejo utilizados serán el tipo sogá o cabeza, y se deberá traslapar las unidades entre hiladas consecutivas. Se debe cumplir algunos requisitos adicionales además de los mencionados anteriormente ya sea para albañilería confinada o albañilería armada.

En el capítulo V, se dan los requerimientos para la resistencia de prismas de albañilería, mediante algunas tablas se dan a conocer las propiedades de las unidades de albañilería que se deben tener en cuenta para el diseño, además de algunas fórmulas.

En el capítulo VI, se recomienda que los edificios tengan diafragma rígido y continuo ya que deben de integrar a los muros que son portantes para compatibilizar los desplazamientos laterales, si la relación que hay entre sus lados no es mayor que 4 se considerará que el diafragma es rígido. Se deben evitar los asentamientos diferenciales ya que pueden producir daños en los muros. Además, se muestran algunos requisitos para la configuración del edificio y otras configuraciones adicionales. Los muros portantes deben cumplir algunos requisitos como por ejemplo que la sección transversal debe ser simétrica, debe haber una continuidad desde la cimentación hasta el último nivel del edificio, para que un muro sea considerado como resistente a las fuerzas sísmicas deberán tener una longitud mínima de 1.20m. Los muros portantes y no portantes deberán estar debidamente arriostrados por elementos que los confinen.

En el capítulo VII, se muestran las consideraciones estructurales mínimas que se tienen que cumplir al diseñar en albañilería mediante la aplicación de las fórmulas mostradas y algunas consideraciones que deben tener en cuenta.

En el capítulo VIII, se muestran las condiciones para analizar y para realizar el diseño de la estructura de un sistema de albañilería, se menciona que un “sismo moderado” no debería generar fisuras en ningún muro portante. En cuanto al análisis estructural, se realizarán mediante métodos elásticos, la obtención del cortante en la base se obtendrá mediante las consideraciones de la NTP E.030 [22].

## **2.2.2 Bases Teóricas**

### **2.2.2.1 Vivienda informal urbana**

Es aquella que fue edificada sin la autorización de construcción entregado por la municipalidad, la vivienda informal se construye sin un correcto procedimiento constructivo o sin un correcto diseño estructural. Muchas veces son autoconstruidas por el propietario sin la ayuda de un profesional debido a la necesidad de vivienda y también debido a que muchas veces no cuentan con un respaldo económico [23].

Dentro de las causas que provocan el problema de la vivienda informal urbana tenemos:

**Causas políticas:** La causa política más importante es el centralismo costeño y limeño fundamentalmente. Tiene relación con la tenencia desigual de la tierra que se inició con la colonización por parte de los europeos en nuestro país. Los nuevos dueños del Perú ubicaron su sede administrativa en la capital del Virreinato en la actual Lima y en las ciudades que fundaron a lo largo de la costa, y desde allí realizaron la gestión administrativa del Estado y dirigieron la gestión gubernamental muy ligada a la madre patria. Las decisiones de gobierno beneficiaron a este sector geográfico, en desmedro del resto de regiones del Perú creando condiciones beneficiosas y de desarrollo para la costa y el consecuente olvido y ausencia del estado en la sierra y en la selva.

**Causas económicas:** La élite gobernante se formó en el Perú al implementarse una política de apropiación del principal recurso económico de ese tiempo: la tierra. Los españoles implantaron la institución de la encomienda, mediante el cual se apropiaron de extensas tierras y a las personas como encomendados. Este fue el origen del sistema de haciendas en el Perú, sistema de feudalización económica que tuvo presencia hasta muy entrada la república, es decir hasta 1968, fecha en que se produjo la reforma agraria. Durante más de 500 años pocos tuvieron las mejores tierras; la mayoría del pueblo peruano compuesto de campesinos, que tenían como única alternativa ofrecer su fuerza de trabajo como único recurso económico. Tal ha sido la realidad que solo un sector de la población satisfacía adecuadamente sus necesidades, entre ellas la de tener una vivienda de calidad, mientras que el resto de peruanos olvidados por el estado virreinal y republicano, con necesidades insatisfechas, sin suelo para edificar una vivienda formal y de calidad. En este contexto, agobiados por el centralismo gran parte de la población ha optado por construcciones de vivienda informales tanto en la costa como en las demás regiones del Perú, carentes de buen diseño, construcción y habitabilidad, conocidos como viviendas informales. Un ejemplo de ello, los llamados pueblos jóvenes de Lima y de las ciudades de la costa.

Causas geográficas: Como consecuencia de las anteriores causas se produce la inmigración forzosa, gran parte de la población andina y selvática se han volcado hacia la costa, buscando mejores condiciones y satisfacciones como el de la vivienda. Pero al no existir una planificación adecuada del crecimiento urbanístico de las ciudades se produjeron las invasiones de terreno, donde edificaron sus viviendas carentes de todos los servicios y la posibilidad de diseñar y construir una vivienda de calidad.

Las consecuencias de la continuidad de las construcciones de la vivienda informal pueden ser muy graves si no se toma consciencia acerca de la importancia del correcto diseño sismorresistente de una vivienda. El mayor peligro radica en que estas viviendas informales se encuentran vulnerables frente a los sismos, lo que podría provocar numerosas pérdidas humanas y materiales, por otro lado, la continuidad de las viviendas informales hace que la ciudad crezca de manera desordenada sin tener una planificación urbanística adecuada. En los últimos años en nuestro país no hemos tenido un sismo de gran magnitud, por eso se dice que estamos ante un silencio sísmico, y de llegar a suceder un sismo de esta magnitud sucedería que estas viviendas informales representarían un gran peligro para quienes viven en su interior ocasionando muchas pérdidas humanas e incontables pérdidas materiales; así pasó en el sismo de Pisco del año 2007 donde se pudo apreciar la importancia de que las viviendas sean diseñadas estructuralmente antes de su construcción.

#### **2.2.2.2 Estructura**

Una estructura es un sistema de partes que se conectan con el fin de resistir una carga. Algunos ejemplos son los edificios, puentes, barcos, aviones, sistemas mecánicos, entre otros. Se debe considerar seguridad, facilidad de mantenimiento y también la estética si la estructura será específicamente de uso público, además de considerar el aspecto económico y ambiental. Todo este proceso de diseño técnico y creativo necesita de un conocimiento profundo de las propiedades de los materiales [24].

#### **2.2.2.3 Marcos**

Los marcos o también llamados pórticos, se usan por lo general en edificaciones y están conformados por vigas y columnas unidas mediante articulaciones o también pueden estar conectadas rígidamente. Por lo general, si estas conexiones son rígidas, se dice que la estructura es “indeterminada” [24].

#### **2.2.2.4 Cargas muertas**

La carga muerta es la suma de todos los pesos de los elementos como las columnas, vigas, losas, paredes, ventanas, puertas, instalaciones eléctricas, etc. A través de la experiencia

también se pueden estimar estas cargas, tanto para edificaciones de madera, también para edificaciones de acero estructural y para edificaciones de concreto armado [24].

#### **2.2.2.5 Cargas vivas**

Varían en su ubicación y también en su magnitud, se puede considerar como carga viva el peso de aquellos objetos que se colocan de manera temporal en la estructura, o en el caso de puentes, la carga vehicular [24].

#### **2.2.2.6 Diseño estructural**

A parte de las cargas, es importante incluir las incertidumbres de los materiales cuando se diseña una estructura. Las incertidumbres incluyen las variabilidades en las propiedades de los materiales, las cargas producidas por los impactos o las vibraciones, la corrosión o la misma degeneración de los materiales con el tiempo [24].

#### **2.2.2.7 Vivienda**

La vivienda es una obra arquitectónica edificada para resguardar a las personas, protegen a sus ocupantes ante cualquier evento sísmico. Las personas habitan estas viviendas donde pueden pasar momentos familiares [23].

#### **2.2.2.8 Viga**

Son elementos horizontales que por lo general son usados para soportar cargas en dirección de la gravedad, su clasificación varía según los apoyos que tengan, las vigas se diseñan para que puedan resistir momentos a flexión, sin embargo, si se trata de una viga de longitud pequeña y soporta grandes cargas el diseño por corte puede regir el diseño que se va a realizar en la viga. Si el material de este elemento es de acero estructural, la sección transversal es más eficiente, esta viga de acero por lo general tiene la forma de una “I” o una “H” que a su vez se conforma de las alas (conformada por un patín superior y un patín inferior) que soportan muy bien el momento aplicado, por otro lado, el alma de la viga soporta muy bien la fuerza cortante aplicada, este tipo de vigas de acero estructural pueden tener una longitud de hasta 23m si se quiere tener una sola unidad compacta. Por lo general, por la facilidad del proceso constructivo en obra las vigas de concreto tienen una sección rectangular, además, se colocan varillas de acero corrugado de refuerzo para soportar las zonas sometidas a esfuerzos de tensión ya que el concreto soporta muy bien los esfuerzos de compresión, pero no muy bien los esfuerzos de tensión [24].

#### **2.2.2.9 Columna**

Por lo general estos elementos son verticales y resisten cargas axiales de compresión, si el material usado es acero estructural las secciones transversales suelen ser secciones de

ala ancha o secciones tubulares, por otro lado, si el material empleado es concreto, las secciones transversales mayormente usadas son las circulares y rectangulares, se deben incluir varillas de acero corrugado de refuerzo; en ocasiones las vigas aparte de estar sometidas a carga axial están sometidas a un momento flector [24].

#### **2.2.2.10 Peligro sísmico**

Es la exposición que tiene un determinado lugar al momento de ocurrir los fenómenos naturales, en un lapso de tiempo determinado [25].

#### **2.2.2.11 Albañilería confinada**

Es aquella que tiene refuerzo en sus bordes con elementos horizontales y verticales hechos de concreto armado, estos elementos de confinamiento se vacían luego de la construcción de la albañilería [22].

#### **2.2.2.12 Altura efectiva**

Es aquella distancia libre vertical que hay entre los elementos horizontales de confinamiento, si en la parte superior no se tiene elementos de confinamiento, la altura efectiva va a ser igual al doble de su altura real [22].

#### **2.2.2.13 Arriostre**

Es aquel elemento de refuerzo, ya sea vertical u horizontal, que se encarga de dar estabilidad al muro portante y no portante [22].

#### **2.2.2.14 Confinamiento**

Son todos aquellos elementos verticales y horizontales de concreto armado que se encargan de dar ductilidad a un muro portante [22].

#### **2.2.2.15 Espesor efectivo**

En albañilería confinada es el espesor del muro libre de tarrajeo, sin contar la profundidad de las bruñas [22].

#### **2.2.2.16 Unidad de albañilería**

Son aquellos ladrillos de arcilla o concreto y se clasifican como macizas, huecas, alveolares o tubulares [22].

#### **2.2.2.17 Unidad de albañilería sólida o maciza**

Es aquella cuyo porcentaje de huecos es 30% como máximo con respecto a la superficie de asiento del ladrillo [22].

#### **2.2.2.18 Unidad de albañilería hueca**

Es aquella cuyo porcentaje de huecos es más del 30% con respecto a la superficie de asiento del ladrillo [22].

**2.2.2.19 Unidad de albañilería tubular**

También llamado ladrillo pandereta, es aquella cuyos huecos se encuentran paralelos a la superficie de asiento, este tipo de ladrillo de albañilería se emplea principalmente para separar ambientes, y no se debe utilizar para la construcción de muros portantes [22].

**2.2.2.20 Sismo severo**

Es aquel valor dado por NTE E.030, utilizando un factor  $R=3$  [22].

**2.2.2.21 Sismo moderado**

Es aquel que provee fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores generados por el “Sismo Severo” [22].

### III. Materiales y métodos

#### 3.1 Tipo de investigación

Será aplicativo ya que se utilizará las normativas vigentes.

#### 3.2 Diseño de investigación

Será cuantitativo ya que se busca sustentar de manera clara los resultados obtenidos mediante los cálculos realizados.

#### 3.3 Población y muestra

##### Población

Un edificio de albañilería confinada de 4 pisos

##### Muestra

Un edificio de albañilería confinada de 4 pisos

#### 3.4 Criterios de selección

Para modelar el edificio se tomaron los datos del EMS y las diferentes normas de diseño vigentes, para diseñar los elementos estructurales se tomaron en cuenta las características propias de cada uno de los materiales a utilizar en este tipo de edificaciones, además, se consiguió un plano de arquitectura con una densidad adecuada de muros que vaya de acuerdo al sistema estructural a diseñar. Se emplearon los softwares ETABS y SAFE ya que son los softwares más utilizados en el diseño de edificaciones actualmente. De igual manera se utilizó el software AutoCAD porque es uno de los más utilizados para el modelado de planos.

#### 3.5 Operacionalización de variables

*Tabla 1. Operacionalización de variables*

VARIABLES	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS
Diseño estructural	Esta variable se va a medir mediante la aplicación de las normas de diseño E.020, E.030, E.050, E.060 y E.070	<ul style="list-style-type: none"> <li>Estructuración y análisis sísmico</li> <li>Diseño estructural y planos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Cumple con las normas de diseño E.020 y E.030</li> <li>Cumple con las normas de diseño E.050, E.060 y E.070</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ETABS</li> <li>SAFE</li> <li>Microsoft EXCEL</li> <li>AutoCAD</li> </ul>

*Fuente: Propia*

#### 3.6 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Las técnicas utilizadas fueron las siguientes:

Observación directa: Se observó las características de una vivienda informal autoconstruida con material rústico como el adobe cuya estructura se encuentra vulnerable y representa un peligro para sus ocupantes frente a un futuro evento sísmico.

Recopilación de información: Se investigó la información respectiva en tesis, libros, y las normas de diseño de estructuras vigentes, también se recogió información del EMS para saber las propiedades mecánicas del suelo.

Se utilizaron los siguientes instrumentos:

Análisis de documentos: Se emplearon artículos de investigación, libros, tesis y las normas de diseño de estructuras vigentes para diseñar los elementos estructurales que componen la estructura con el principal fin de tener un correcto diseño sismorresistente.

Software de diseño: Se utilizaron los softwares ETABS y SAFE, además el programa Microsoft EXCEL con la finalidad de hacer los cálculos del análisis estructural y posteriormente el diseño de todos los elementos estructurales que componen el edificio. También se empleó el software AutoCAD para la realización de los planos del edificio.

### **3.7 Procedimientos**

Los pasos fueron los siguientes:

1. Se recopilará la información necesaria en tesis, artículos, normas, etc.
2. Se describirá las condiciones actuales de la vivienda informal urbana en la Asociación de Vivienda El Nazareno, distrito de José Leonardo Ortiz
3. Se realizará el estudio de mecánica de suelos
4. Se realizará la estructuración del edificio de albañilería confinada de 4 pisos
5. Se realizará el análisis sísmico del edificio de albañilería confinada de 4 pisos obteniendo periodos, derivas, irregularidades de acuerdo a la Norma E.030 en los softwares ETABS, SAFE y Microsoft EXCEL
6. Se realizará el diseño estructural de los elementos estructurales del edificio de albañilería confinada de 4 pisos en los softwares ETABS, SAFE y Microsoft EXCEL
7. Se realizará los planos del edificio de albañilería confinada de 4 pisos en el software AutoCAD
8. Se elaborarán las conclusiones y recomendaciones

### **3.8 Plan de procesamiento y análisis de datos**

Está conformado de la siguiente manera:

PARTE I:

Recopilación de información

Describir las condiciones actuales de la vivienda informal urbana en la Asociación de Vivienda El Nazareno, distrito de José Leonardo Ortiz

Realizar el estudio de mecánica de suelos

PARTE II:

Realizar la estructuración del edificio de albañilería confinada de 4 pisos

Realizar el análisis sísmico del edificio de albañilería confinada de 4 pisos

PARTE III:

Realizar el diseño estructural del edificio de albañilería confinada de 4 pisos

Realizar los planos del edificio de albañilería confinada de 4 pisos

Realizar las conclusiones y recomendaciones

### 3.9 Matriz de consistencia

Tabla 2. Matriz de consistencia

Problemas	Objetivos	Hipótesis	Variable
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	
¿Cuál es el comportamiento sísmico del diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz?	Elaborar el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz	El diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz tiene un correcto comportamiento sísmico	<b>Variable:</b> Diseño estructural: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuración</li> <li>• Análisis sísmico</li> <li>• Diseño estructural</li> <li>• Elaboración de planos</li> </ul>
Problemas específicos	Objetivos específicos	Hipótesis específicas	
1) ¿Cómo es la vivienda informal urbana en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz? 2) ¿Cuáles son los parámetros del estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación?	1) Describir la vivienda informal urbana en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz 2) Realizar el estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación	1) No tiene hipótesis  2) No tiene hipótesis	

<p><b>3) ¿Cómo influye la estructuración y el análisis sísmico en el comportamiento sísmico del diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz?</b></p>	<p><b>3) Elaborar el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz, elaborando la estructuración y el análisis sísmico</b></p>	<p><b>3) La estructuración y el análisis sísmico influye en el comportamiento sísmico del diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz</b></p>	
<p><b>4) ¿Cómo influye el diseño de los elementos estructurales en el comportamiento sísmico del diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz?</b></p>	<p><b>4) Elaborar el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz, elaborando el diseño estructural y los planos</b></p>	<p><b>4) El diseño de los elementos estructurales influye en el comportamiento sísmico del diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 4 pisos en la Asociación de Vivienda El Nazareno, José Leonardo Ortiz</b></p>	

*Fuente: Propia*

## **IV. Resultados y discusión**

### **4.1 Descripción de las condiciones actuales de la vivienda en la Asociación de Vivienda El Nazareno:**

La vivienda cuenta con algunos problemas como por ejemplo que ha sido construida sin un diseño estructural previo, esto hace que posiblemente sea vulnerable ante algún evento sísmico, hace muchos años que no sucede un sismo de grandes magnitudes, por eso que las viviendas en estas condiciones son las que más vulnerables se encuentran. Esta situación también se puede observar en casi todas las viviendas que se encuentran alrededor de la vivienda en análisis, ya que la mayoría cuentan con casi las mismas características. Esta situación se repite en casi todos los pueblos jóvenes que se encuentran alrededor, muchos de ellos han tenido un crecimiento desordenado e informal a lo largo de estos últimos años. Muchas veces el propietario no cuenta con una buena economía, por ello en ocasiones no se recurre a un profesional para que pueda realizar el cálculo y la posterior realización de los planos correspondientes, esto es importante ya que el ingeniero desde el inicio va a diseñar la edificación para que pueda resistir estos eventos sísmicos dando seguridad a quienes vayan a habitar en la vivienda. También al momento de la construcción de esta vivienda no se tuvo la supervisión apropiada que pueda asegurar un correcto procedimiento constructivo, esto es un aspecto importante ya que va a asegurar que la vivienda se construya de acuerdo a los planos elaborados previamente. Estas condiciones actuales en la que se encuentra la vivienda nos indica que sus ocupantes se encuentran en peligro puesto que no se encuentra apta para poder albergar a personas ya que ante un posible sismo la vivienda puede colapsar y causar daño a sus ocupantes, esto da una idea de lo importante que debe ser para las personas el tema de la seguridad de las viviendas ya que es el lugar donde vamos a pasar gran parte de nuestro tiempo, tampoco le hicieron un mantenimiento periódico por lo que todo esto hizo que estos problemas aceleren su deterioro. En toda vivienda se deben verificar que los materiales utilizados para su construcción sean de buena calidad, esto va a asegurar que la vivienda llegue en buenas condiciones al término de su vida útil, si no se emplean materiales de buena calidad es más probable que vayan a generar gastos futuros adicionales en su mantenimiento. Teniendo en cuenta estas condiciones estructurales de la vivienda en análisis, se propone demoler la estructura actual ya que no tiene las condiciones mínimas de seguridad y habitabilidad para sus ocupantes, puesto que en las condiciones actuales en la que se encuentra ya no es posible realizar una reparación o restauración.

*Imagen 1. Vivienda autoconstruida en la Asociación de Vivienda El Nazareno*



*Fuente: Propia*

El salitre es un problema presente en esta zona de Chiclayo, este problema afecta a casi todas las viviendas, sobre todo a aquellas hechas con materiales como el adobe que absorben rápidamente la humedad si no se les protege adecuadamente. En ocasiones, el salitre proviene de las mismas unidades de adobe puesto que a la hora de su elaboración se usan materiales de mala calidad. Esto no solamente puede afectar a la vivienda, sino que también puede llegar a afectar la salud de quienes viven en ella. Para una correcta protección de los muros de adobe se tienen que proteger desde la cimentación, ya que, a través del fenómeno de capilaridad, la humedad presente en el suelo va a subir poco a poco al muro de adobe e irá debilitando la estructura, además se tiene que separar el muro del suelo a través de un sobrecimiento, también se suele utilizar aditivos especializados para combatir este problema desde la cimentación ya que luego será más complicado atender este problema. Se pueden observar algunas imágenes de lo perjudicial que ha sido el salitre para los muros de la vivienda, puesto que esto ha hecho que los muros se debiliten y que poco a poco vayan cayendo, los muros de la parte posterior de la vivienda son los que están en peores condiciones con respecto a los muros que se encuentran en la parte inicial, esto representa un peligro para quienes habitan en ella ya que los muros poco a poco se van debilitando hasta caer en el peor de los casos, lo que puede ocasionar un accidente. Se puede observar que una de las razones por las que el salitre ha afectado rápidamente a los muros es que éstos no se encontraban debidamente protegidos mediante un sobrecimiento que pueda separar los muros del terreno.

*Imagen 2. Presencia de salitre en la vivienda de la Asociación de Vivienda El Nazareno*



*Fuente: Propia*

*Imagen 3. Presencia de salitre en la vivienda de la Asociación de Vivienda El Nazareno*



*Fuente: Propia*

En muchos pueblos jóvenes del Perú las viviendas no cuentan con servicios básicos, este es el caso de la vivienda en análisis ya que actualmente no cuenta con servicios básicos de luz, agua y desagüe, solamente tiene un punto de agua, pero este recurso solo está presente en una determinada hora del día, generalmente en la madrugada y durante el resto del día no hay flujo de agua. Estas características se encuentran en casi todas las viviendas de este pueblo joven y es una problemática muy común de esta zona. También, al momento de diseñar la nueva vivienda se debe considerar los lugares por donde van a pasar las tuberías de estos servicios básicos para que no debiliten los muros que van a tener una función estructural.

*Imagen 4. Punto de agua en la vivienda de la Asociación de Vivienda El Nazareno*



*Fuente: Propia*

Las lluvias también han afectado a la vivienda haciendo que los adobes se debiliten debido a la humedad, poco a poco estos adobes han ido cayendo sobre todo en la parte posterior de la casa donde no tiene una protección en la parte del techo. A pesar que en la primera parte de la vivienda si contaba con un techo que protegía a los muros de la lluvia, esta protección también se encontraba sin un mantenimiento adecuado, por lo que también estaba en malas condiciones. Como se mencionó anteriormente, se constató también que los muros de adobe no se encontraban sobre un sobrecimiento que los proteja de la humedad y la lluvia.

*Imagen 5. Muros de adobe sin sobrecimiento*



*Fuente: Propia*

## 4.2 Descripción del proyecto

Este proyecto ubicado en la Asociación de Vivienda El Nazareno, distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, tiene un área total de  $146.30\text{m}^2$  (dimensiones de  $7.00\text{m} \times 20.90\text{m}$ ), cuenta con 4 niveles de  $2.70\text{m}$  de altura cada uno y tiene un área techada de  $100.74\text{m}^2$  los cuales se distribuyen de igual manera en cada nivel. Este proyecto será diseñado con el sistema estructural de albañilería confinada siendo este uno de los sistemas estructurales más utilizados en Perú.

*Imagen 6. Mapa departamental del Perú*



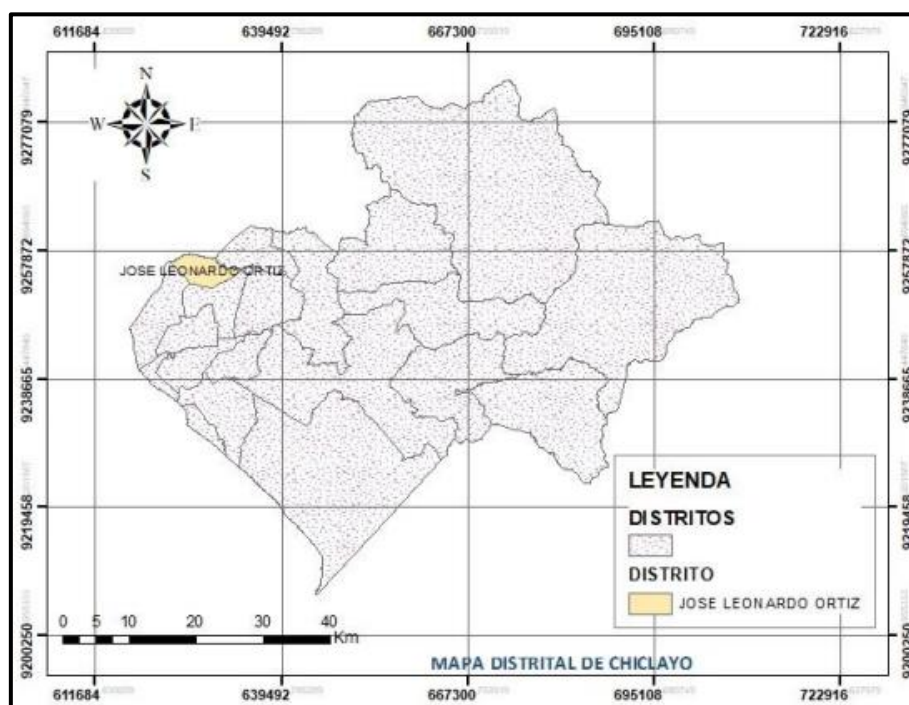
*Fuente: Estudio de Mecánica de Suelos*

*Imagen 7. Mapa provincial de Lambayeque*



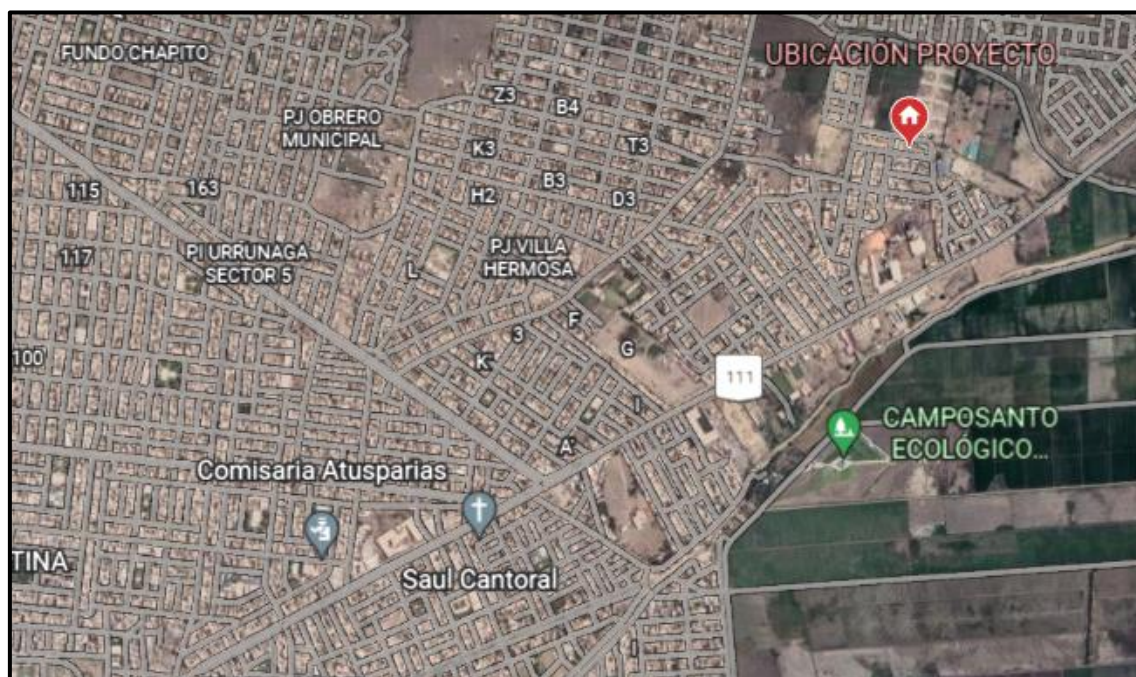
*Fuente: Estudio de Mecánica de Suelos*

Imagen 8. Mapa distrital de Chiclayo



Fuente: Estudio de Mecánica de Suelos

Imagen 9. Ubicación del proyecto



Fuente: Propia

#### 4.3 Estudio de mecánica de suelos (EMS)

Para este proyecto se hicieron 3 calicatas para conocer la capacidad portante del terreno, profundidad de cimentación y otros parámetros que se usarán posteriormente como datos para el análisis sísmico de la edificación y el diseño de la cimentación.

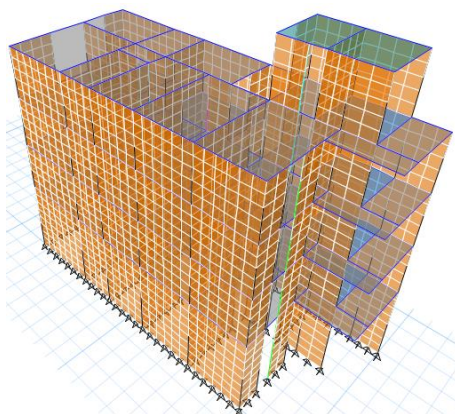
Los datos obtenidos del EMS son los siguientes:

- Zona Sísmica: 4
- Factor de Zona: 0.45
- Estrato predominante: Arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH)
- Perfil tipo: S3 (Suelo Blando)
- Capacidad portante del terreno:  $q_{adm}=0.83\text{kg/cm}^2$

#### 4.4 Modelamiento del edificio de 4 pisos de albañilería confinada

Como punto de partida se procedió a realizar la estructuración y predimensionamiento de todos los elementos estructurales que conforman el edificio. En el modelo se incluyeron los elementos que confinan a los muros portantes ya que también se consideraron en el cálculo del peso del edificio. El modelo se hizo en ETABS v20.

*Imagen 10. Vista 3D de la edificación en albañilería confinada*

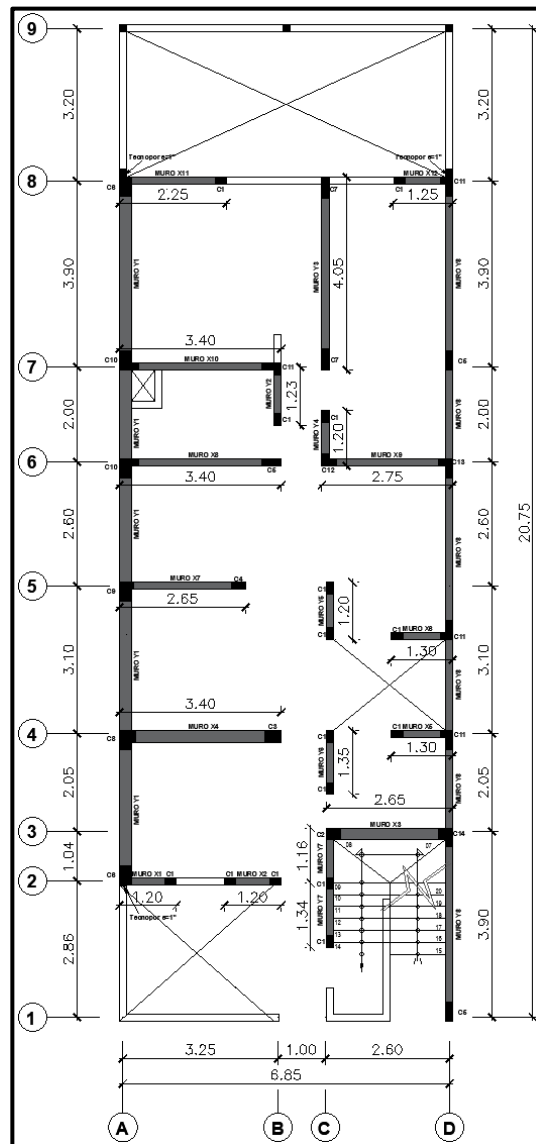


*Fuente: Propia*

##### 4.4.1 Estructuración

Para la estructuración se tomó en cuenta la distribución de los muros según el plano de arquitectura, este plano arquitectónico cuenta con una buena cantidad de muros lo que ayuda al momento de realizar la estructuración ya que no será necesario agregar más muros al proyecto de tal manera que no se vea afectada la distribución arquitectónica de los ambientes de la vivienda, la mayoría de los muros se definieron como muros tipo sogá, excepto algunos que se cambiaron a muros tipo cabeza para cumplir la densidad mínima de muros establecido en la NTP E.070, solamente se tomaron en cuenta aquellos muros con longitudes iguales o mayores a 1.20m para la estructuración según la NTP E.070, ya que éstos son los que van a aportar rigidez a la estructura, los muros menores a 1.20m se consideraron como una carga ya que solo sirven para dividir espacios.

Imagen 11. Distribución de los muros de albañilería confinada



Fuente: Propia

En total la distribución de los muros de la edificación fueron doce muros en dirección X y ocho muros en dirección Y, los cuales se tomaron en cuenta para la verificación de la densidad mínima de muros establecido en la Norma E.070 considerando la siguiente fórmula:

$$\frac{\text{Área de corte de los muros confinados}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum Lt}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Donde: “Z”, “U” y “S” corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y suelo, respectivamente, “N” es el número de pisos del edificio, “L” es la longitud total del muro (mayores a 1.20m) incluyendo las columnas de confinamiento y “t” es el espesor efectivo del muro [22].

La verificación de la densidad mínima de muros no cumplió para la dirección X, por lo que se optó por cambiar el muro X4 a cabeza, con este cambio se cumplió esta verificación para ambas direcciones. A continuación, se muestra un cuadro resumido de la verificación de la densidad mínima de muros.

Tabla 3. Parámetros para calcular la densidad mínima de muros

Número de Pisos (N) =	4		
Factor de Zona (Z) =	0.45		Zona 4 - JLO Chiclayo
Factor de Uso (U) =	1.00		Vivienda C
Factor de Suelo (S) =	1.10		S3 (Suelo Blando)
Área Típica del Piso (Ap) =	100.74	m <sup>2</sup>	
Albañilería Industrial f'm =	65	kg/cm <sup>2</sup>	Tabla 2 y Tabla 9
Albañilería Industrial v'm =	8.1	kg/cm <sup>2</sup>	Tabla 2 y Tabla 9
Albañilería Artesanal f'm =	35	kg/cm <sup>2</sup>	Tabla 2 y Tabla 9
Albañilería Artesanal v'm =	5.1	kg/cm <sup>2</sup>	Tabla 2 y Tabla 9

Fuente: Propia

Tabla 4. Densidad mínima de muros en Dirección X

Dirección XX			
Muro	Longitud L(m)	Espesor t(m)	L x t (m <sup>2</sup> )
<b>X1</b>	1.20	0.13	0.16
<b>X2</b>	1.20	0.13	0.16
<b>X3</b>	2.65	0.13	0.34
<b>X4</b>	3.40	0.23	0.78
<b>X5</b>	1.30	0.13	0.17
<b>X6</b>	1.30	0.13	0.17
<b>X7</b>	2.65	0.13	0.34
<b>X8</b>	3.40	0.13	0.44
<b>X9</b>	2.75	0.13	0.36
<b>X10</b>	3.40	0.13	0.44
<b>X11</b>	2.25	0.13	0.29
<b>X12</b>	1.25	0.13	0.16

$\Sigma(L \times t) =$	<b>3.82</b>
ZUSN =	<b>1.98</b>

$\Sigma(L \times t)/A_p =$	<b>0.0379</b>	<b>CUMPLE</b>
ZUSN/56 =	<b>0.0354</b>	

Fuente: Propia

Tabla 5. Densidad mínima de muros en Dirección Y

Dirección YY			
Muro	Longitud L(m)	Espesor t(m)	L x t (m <sup>2</sup> )
<b>Y1</b>	18.04	0.13	2.35
<b>Y2</b>	1.23	0.13	0.16
<b>Y3</b>	4.05	0.13	0.53
<b>Y4</b>	1.20	0.13	0.16
<b>Y5</b>	1.20	0.13	0.16
<b>Y6</b>	1.35	0.13	0.18
<b>Y7</b>	2.50	0.13	0.33
<b>Y8</b>	20.90	0.13	2.72

$$\begin{array}{l} \Sigma(L \times t) = \\ ZUSN = \end{array} \begin{array}{|c|} \hline \mathbf{6.56} \\ \hline \mathbf{1.98} \\ \hline \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \Sigma(L \times \\ t)/A_p = \\ ZUSN/56 \\ = \end{array} \begin{array}{|c|} \hline \mathbf{0.0651} \\ \hline \mathbf{0.0354} \\ \hline \end{array} \begin{array}{|c|} \hline \mathbf{CUMPLE} \\ \hline \end{array}$$

Fuente: Propia

#### 4.4.2 Predimensionamiento

Para el predimensionamiento de los muros portantes se tomó en cuenta las fórmulas del Capítulo 7 de la NTP E.070 Albañilería, donde se debe cumplir que  $t \geq h/20$  donde “h” es la altura libre de entrepiso, para este proyecto la altura libre es 2.53m por lo que el espesor efectivo del muro es 0.13m. En caso no se cumpla con la densidad mínima de muros o no se cumpla con el diseño por fisuración se deberá cambiar el espesor efectivo a 0.23m.

Se siguió la distribución de los muros del plano de arquitectura, considerando únicamente aquellos muros mayores a 1.20m. Al realizar los cálculos iniciales de la densidad mínima de muros, no fue necesario cambiar algún muro de ladrillo y reemplazarlo por un muro de concreto.

Para el predimensionamiento de losas se tomó en cuenta las recomendaciones de la Tabla 9.1 de la NTP E.060.

Imagen 12. Espesores mínimos para losas

TABLA 9.1 PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES				
	Espesor o peralte mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: Norma E.060 Concreto Armado

Para el predimensionamiento de las losas aligeradas se tiene:

- $L=3.10m$

$$h = \frac{3.10}{21} = 0.15m$$

Para evitar el cálculo de deflexiones y teniendo en cuenta este resultado se optó por colocar el espesor mínimo de 0.17m

Para el predimensionamiento de las losas macizas se tiene:

- $L=2.43m$

$$h = \frac{2.43}{24} = 0.10125m$$

Para evitar el cálculo de deflexiones y teniendo en cuenta este resultado se optó por colocar un espesor de 0.15m

Para el predimensionamiento de las columnas de confinamiento se asumió un espesor igual al muro de albañilería y un peralte mínimo de 0.15m, para el predimensionamiento de las vigas soleras se asumió un espesor igual al espesor de las losas. Más adelante de acuerdo al diseño de estos elementos de confinamiento se verificará si son correctos o si requieren alguna modificación.

Para el predimensionamiento de la escalera se tomó en cuenta la fórmula  $t = L/(20a25)$  donde la luz libre es  $L=3.70m$  asumiendo un espesor  $t=0.15m$  y un espesor efectivo  $hm=0.22m$  para el tramo inclinado.

Se tiene entonces:

- $L=3.70m$
- $h=L/25=0.15m$
- $h=L/20=0.19m$

Además, se definieron las propiedades de los materiales que se van a utilizar tales como el módulo de elasticidad de la albañilería, las resistencias de las pilas y muretes de la albañilería, el módulo de elasticidad del concreto, el peso específico del concreto, entre otros.

- Tipo de albañilería utilizada: Ladrillo King Kong Industrial de arcilla
- Resistencia a la compresión de la albañilería industrial:  $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia al corte de la albañilería industrial:  $v'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad de la albañilería:  $Em = 500 * f'm$
- Módulo de elasticidad del concreto:  $Ec = 15000 * \sqrt{f'c}$
- Peso específico del concreto:  $\gamma_c = 2.4 \text{ tn/m}^3$

#### 4.4.3 Metrado de cargas

Para el metrado de cargas de la losa aligerada se tomó en cuenta los pesos por  $\text{m}^2$  según la Norma E.020 que incluye tanto el peso del ladrillo como el peso del concreto, se tomó en cuenta estos pesos ya que la losa se modeló como un elemento tipo membrana.

*Imagen 13. Pesos por  $\text{m}^2$  de losas aligeradas*

Losas aligeradas armadas en una sola dirección de Concreto Armado		
Con vigueta 0,10 m de ancho y 0,40 m entre ejes.		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m <sup>2</sup> )
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

*Fuente: Norma E.020 Cargas*

También se colocó una carga viva igual a  $200\text{kg/m}^2$  según la NTP E.020 para todas las losas, excepto para la losa aligerada del último piso donde se colocó una carga viva igual a  $100\text{kg/m}^2$ .

Imagen 14. Cargas vivas mínimas

<b>Teatros</b>	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Escenario	7,5 (750)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
<b>Tiendas</b>	5,0 (500) Ver 6.4
Corredores y escaleras	5,0 (500)
<b>Viviendas</b>	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)
(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil	

Fuente: Norma E.020 Cargas

Para el metrado de cargas de la losa maciza se colocó una carga muerta igual a  $360\text{kg/m}^2$  debido a que también se modeló como un elemento membrana. Además, se colocó una carga viva de  $1000\text{kg/m}^2$  que es la carga asumida del tanque elevado.

Para el metrado de cargas de la losa de escalera se asumió una carga muerta de  $628\text{kg/m}^2$  tomando en cuenta el espesor efectivo “ $h_m$ ”, además, esta carga muerta incluye la carga de los acabados. De igual manera, se asumió una carga viva igual a  $200\text{kg/m}^2$ .

Las cargas de los muros no portantes o aquellos cuyas longitudes son menores a 1.20m se colocaron como cargas sobre las vigas.

Para las cargas de los muros cuya altura es de 1.80m de los servicios higiénicos se asumió una carga uniformemente repartida igual a  $w = 0.15 \times 1.80 \times 1350 = 365 \text{ kgf/m}$

Para las cargas de los muros cuya altura es de 1.40m de las ventanas se asumió una carga uniformemente repartida igual a  $w = 0.15 \times 1.40 \times 1350 = 284 \text{ kgf/m}$

Para las cargas de los parapetos de 1.10m del último piso se asumió una carga uniformemente repartida igual a  $w = 0.15 \times 1.10 \times 1350 = 223 \text{ kgf/m}$

#### 4.5 Análisis sísmico de la edificación

Para este proyecto se realizó el análisis sísmico estático y dinámico según la NTP E.30. Todos los datos se obtuvieron del programa ETABS v20.

Como punto de partida se calculó los centros de masa y rigidez de cada piso del edificio con la finalidad de determinar el peso por  $\text{m}^2$  de la edificación.

Tabla 6. Centros de masa, centros de rigidez y peso por  $\text{m}^2$  de la edificación

Centros de masa y rigidez							
Nivel	Diafragma	Masa X	Masa Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	m	m	m	m
<b>TECHO 01</b>	D1	13.78064	13.78064	3.2448	9.2269	2.9543	9.2005

<b>TECHO 02</b>	D2	12.00655	12.00655	3.2671	9.2	2.8956	9.2806
<b>TECHO 03</b>	D3	12.00655	12.00655	3.2671	9.2	2.8484	9.3117
<b>TECHO 04</b>	D4	9.62319	9.62319	3.4027	8.9765	2.8007	9.314
<b>Masa Total =</b>		<b>47.42</b>	<b>tonf-s<sup>2</sup>/m</b>				
<b>Peso Total =</b>		<b>465.00</b>	<b>tonf</b>				
<b>Área Total =</b>		<b>402.96</b>	<b>m<sup>2</sup></b>				
<b>Peso por m<sup>2</sup> =</b>		<b>1.15</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>				

*Fuente: Propia*

#### 4.5.1 Participación modal y periodos

Los periodos fundamentales se obtuvieron de las tablas del programa ETABS v20 donde se tomaron en cuenta aquellos periodos que tuvieran un mayor porcentaje de masa participativa para cada dirección, obteniendo para la dirección X un periodo de 0.266s y para la dirección Y un periodo de 0.138s.

*Tabla 7. Participación modal y periodos de la edificación*

<b>Participación modal y periodos</b>					
<b>Caso</b>	<b>Modo</b>	<b>Periodo</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>
		sec			
<b>Modal</b>	<b>TX =</b>	0.266	0.7458	4.00E-04	0.0289
<b>Modal</b>	<b>TRZ =</b>	0.178	2.84E-05	5.50E-03	0.5647
<b>Modal</b>	<b>TY =</b>	0.138	2.04E-05	0.8294	5.48E-02

*Fuente: Propia*

#### 4.5.2 Análisis sísmico estático

Se realizó el análisis estático según la NTP E.030 2018 con la finalidad de calcular el cortante basal que actúa en la edificación. A continuación, se exponen los datos conseguidos para el análisis estático.

*Tabla 8. Análisis Sísmico Estático*

<b>Fuerza Cortante en la Base - Norma E030 Artículo 28.2</b>							
<b>Dirección X</b>				<b>Dirección Y</b>			
<b>Z=</b>	0.45	g	Z4-Chiclayo	<b>Z=</b>	0.45	g	Z4-Chiclayo
<b>U=</b>	1		C-Vivienda	<b>U=</b>	1		C-Vivienda
<b>S=</b>	1.1		S3-Blando	<b>S=</b>	1.1		S3-Blando
<b>Tp=</b>	1	seg		<b>Tp=</b>	1	seg	
<b>TL=</b>	1.6	seg		<b>TL=</b>	1.6	seg	
<b>hn=</b>	10.8	m		<b>hn=</b>	10.8	m	
<b>CT=</b>	60			<b>CT=</b>	60		
<b>TX=</b>	0.266	seg		<b>TY=</b>	0.138	seg	

<b>C=</b>	2.5			<b>C=</b>	2.5		
<b>R0=</b>	3		Alb. Conf.	<b>R0=</b>	3		Alb. Conf.
<b>Ia=</b>	1			<b>Ia=</b>	1		
<b>Ip=</b>	1			<b>Ip=</b>	1		
<b>R=</b>	3			<b>R=</b>	3		
<b>C/R &gt;= 0.11</b>	0.83			<b>C/R &gt;= 0.11</b>	0.83		
<b>Coef=</b>	0.4125			<b>Coef=</b>	0.4125		
<b>K=</b>	1			<b>K=</b>	1		
<b>Peso=</b>	465.00	Tnf		<b>Peso=</b>	465.00	Tnf	
<b>VxE=</b>	<b>191.814</b>	<b>Tnf</b>		<b>VyE=</b>	<b>191.814</b>	<b>Tnf</b>	

*Fuente: Propia*

De acuerdo al análisis estático se obtuvieron los siguientes resultados:

- VxE = 191.814tonf
- VyE = 191.814tonf

#### 4.5.3 Distorsiones de entrepiso o derivas

En todo diseño estructural de una edificación se debe controlar los desplazamientos o derivas cuando ocurra un sismo y la NTP E.030 establece unos límites que debe tener cada uno de los sistemas estructurales, para albañilería confinada la NTP E.030 establece una deriva máxima de 0.005. Estas derivas se obtienen dividiendo los máximos desplazamientos relativos de cada entrepiso entre su altura. A continuación, se muestran las derivas para cada piso del edificio.

*Tabla 9. Derivas de entrepiso para la dirección X*

<b>Dirección X</b>							
Nivel	Altura (m)	Despl_Abs	Despl_Abs Real	Despl_Rel Real	Deriva	Deriva Máx	Verificación
<b>TECHO 04</b>	2.7	0.0101	0.0228	0.0052	0.0019	0.005	OK
<b>TECHO 03</b>	2.7	0.0078	0.0176	0.0056	0.0021	0.005	OK
<b>TECHO 02</b>	2.7	0.0053	0.0120	0.0056	0.0021	0.005	OK
<b>TECHO 01</b>	4.2	0.0028	0.0064	0.0064	0.0015	0.005	OK

*Fuente: Propia*

*Tabla 10. Derivas de entrepiso para la dirección Y*

<b>Dirección Y</b>							
Nivel	Altura (m)	Despl_Abs	Despl_Abs Real	Despl_Rel Real	Deriva	Deriva Máx	Verificación
<b>TECHO 04</b>	2.7	0.0027	0.0060	0.0009	0.0003	0.005	OK
<b>TECHO 03</b>	2.7	0.0023	0.0051	0.0013	0.0005	0.005	OK
<b>TECHO 02</b>	2.7	0.0017	0.0038	0.0015	0.0006	0.005	OK
<b>TECHO 01</b>	4.2	0.0010	0.0023	0.0023	0.0006	0.005	OK

*Fuente: Propia*

#### 4.5.4 Verificación de irregularidades

Se debe hacer la verificación de irregularidades en planta y también en altura según la NTP E.030. A continuación, se exponen las tablas mostrando los resultados del análisis de las irregularidades.

##### 4.5.4.1 Irregularidades en altura

##### a) Irregularidad de rigidez – Piso Blando ( $I_a=0.75$ ): REGULAR

Tabla 11. Irregularidad de rigidez – Piso Blando

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO										0.75	1
DIRECCIÓN X											
Nivel	Load Case	VX	UX (ABS)	UX (REL)	Rigidez Entrepiso $K_i$	$70\%K_{i+1}$	ESTRUCTURA	Rigidez Entrepiso $K_i$	$80\%[(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})/3]$	ESTRUCTURA	
		tonf	m	m	tonf/m	tonf/m		tonf/m	tonf/m		
TECHO 04	SxD	59.3738	0.008546	0.001968	30169.61			30169.61			
TECHO 03	SxD	102.5759	0.006578	0.00212	48384.86	21118.73	REGULAR	48384.86			
TECHO 02	SxD	132.1902	0.004458	0.002098	63007.72	33869.40	REGULAR	63007.72			
TECHO 01	SxD	152.6763	0.00236	0.00236	64693.35	44105.41	REGULAR	64693.35	37749.92	REGULAR	
F.I. (X) =							1	F.I. (X) =		1	
DIRECCIÓN Y											
Nivel	Load Case	VY	UY (ABS)	UY (REL)	Rigidez Entrepiso $K_i$	$70\%K_{i+1}$	ESTRUCTURA	Rigidez Entrepiso $K_i$	$80\%[(K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3})/3]$	ESTRUCTURA	
		tonf	m	m	tonf/m	tonf/m		tonf/m	tonf/m		
TECHO 04	SyD	55.1564	0.002385	0.000375	147083.73			147083.73			
TECHO 03	SyD	103.8713	0.00201	0.000515	201691.84	102958.61	REGULAR	201691.84			
TECHO 02	SyD	139.9812	0.001495	0.000596	234867.79	141184.29	REGULAR	234867.79			
TECHO 01	SyD	165.9491	0.000899	0.000899	184592.99	164407.45	REGULAR	184592.99	155638.23	REGULAR	
F.I. (Y) =							1	F.I. (Y) =		1	

→→→ F.I. (X) = 1 F.I. (Y) = 1

Fuente: Propia

##### b) Irregularidad extrema de rigidez ( $I_a=0.50$ ): REGULAR

Al no existir irregularidad de rigidez, no habrá irregularidad extrema de rigidez.

##### c) Irregularidad de resistencia – Piso débil ( $I_a=0.75$ ): REGULAR

Todos los pisos van a resistir lo mismo ya que tienen la misma cantidad de muros (elementos resistentes) en todos los pisos.

##### d) Irregularidad extrema de resistencia ( $I_a=0.50$ ): REGULAR

Al no existir irregularidad de resistencia, no habrá irregularidad extrema de resistencia.

##### e) Irregularidad de masa o peso ( $I_a=0.90$ ): REGULAR

Tabla 12. Irregularidad de masa o peso

<b>IRREGULARIDAD DE MASA O PESO</b>	0.90	1
-------------------------------------	------	---

Nivel	PESO $W_i$ (POR PISO)	$1.5W_{i+1}$	ESTRUCTURA	PESO $W_i$ (POR PISO)	$1.5W_{i-1}$	ESTRUCTURA
	tonf	tonf		tonf	tonf	
TECHO 04	94.37			94.37	176.62	REGULAR
TECHO 03	117.74	141.56	REGULAR	117.74	176.62	REGULAR
TECHO 02	117.74	176.62	REGULAR	117.74	202.71	REGULAR
TECHO 01	135.14	176.62	REGULAR	135.14		
	F.I. =		1	F.I. =		1

→→→ F.I. = 1

Fuente: Propia

#### f) Irregularidad geométrica vertical ( $I_a=0.90$ ): REGULAR

Tabla 13. Irregularidad geométrica vertical

<b>IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL</b>	0.90	1
--	------	---

DIRECCIÓN X							
Nivel	$L_i$	$L_{i+1}$	$1.3L_{i+1}$	ESTRUCTURA	$L_{i-1}$	$1.3L_{i-1}$	ESTRUCTURA
	m	tonf	tonf		tonf	tonf	
TECHO 04	6.85				6.85	8.91	REGULAR
TECHO 03	6.85	6.85	8.91	REGULAR	6.85	8.91	REGULAR
TECHO 02	6.85	6.85	8.91	REGULAR	6.85	8.91	REGULAR
TECHO 01	6.85	6.85	8.91	REGULAR			
	F.I. (X) =			1	F.I. (X) =		1

DIRECCIÓN Y							
Nivel	$L_i$	$L_{i+1}$	$1.3L_{i+1}$	ESTRUCTURA	$L_{i-1}$	$1.3L_{i-1}$	ESTRUCTURA
	m	tonf	tonf		tonf	tonf	
TECHO 04	17.55				17.55	22.82	REGULAR
TECHO 03	17.55	17.55	22.82	REGULAR	17.55	22.82	REGULAR
TECHO 02	17.55	17.55	22.82	REGULAR	17.55	22.82	REGULAR
TECHO 01	17.55	17.55	22.82	REGULAR			
	F.I. (Y) =			1	F.I. (Y) =		1

→→→ F.I. (X) = 1 F.I. (Y) = 1

Fuente: Propia

#### g) Discontinuidad en los sistemas resistentes ( $I_a=0.80$ ): REGULAR

Todos los muros tienen las mismas medidas desde el primer piso hasta el último, por ello no existe esta irregularidad.

#### 4.5.4.2 Irregularidades en planta

##### a) Irregularidad torsional ( $I_a=0.75$ ): REGULAR

Al tratarse de una edificación asimétrica también se tiene que calcular la irregularidad torsional moviendo la masa con una excentricidad accidental  $e=0.05$  en las 4 direcciones

(+X,-X,+Y,-Y) desde la fuente de masa (Mass Source). Se debe tener en cuenta que esta irregularidad solamente se tomará en cuenta si el desplazamiento máximo relativo (deriva) es mayor que el 50% del desplazamiento permisible establecido en la Tabla N° 11 de la NTP E.030, si los desplazamientos relativos máximos son menores entonces no se verifica esta irregularidad.

Tabla 14. Irregularidad torsional en X e Y

<b>IRREGULARIDAD TORSIONAL</b>	<b>0.75</b>	<b>1</b>
--------------------------------	-------------	----------

DIRECCIÓN X							
Nivel	Load Case	Item	Deriva Máx ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ )	Deriva Prom ( $\Delta_{prom}$ )	Ratio	>0.0025	ESTRUCTURA
TECHO 04	SXXD	Diaph D4 X	0.001931	0.001649	1.171	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 03	SXXD	Diaph D3 X	0.0021	0.00181	1.160	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 02	SXXD	Diaph D2 X	0.00208	0.001789	1.163	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 01	SXXD	Diaph D1 X	0.00152	0.001301	1.168	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
F.I. (X) =							<b>1</b>

DIRECCIÓN Y							
Nivel	Load Case	Item	Deriva Máx ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ )	Deriva Prom ( $\Delta_{prom}$ )	Ratio	>0.0025	ESTRUCTURA
TECHO 04	SYD	Diaph D4 Y	0.000339	0.00033	1.027	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 03	SYD	Diaph D3 Y	0.000473	0.000443	1.068	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 02	SYD	Diaph D2 Y	0.00056	0.000512	1.094	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 01	SYD	Diaph D1 Y	0.000552	0.000493	1.120	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
F.I. (Y) =							<b>1</b>

DIRECCIÓN X +Y							
Nivel	Load Case	Item	Deriva Máx ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ )	Deriva Prom ( $\Delta_{prom}$ )	Ratio	>0.0025	ESTRUCTURA
TECHO 04	SXXD +YY	Diaph D4 X	0.001741	0.001673	1.041	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 03	SXXD +YY	Diaph D3 X	0.001838	0.001832	1.003	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 02	SXXD +YY	Diaph D2 X	0.001857	0.001816	1.023	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 01	SXXD +YY	Diaph D1 X	0.001404	0.001319	1.064	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
F.I. (X) =							<b>1</b>

DIRECCIÓN X -Y							
Nivel	Load Case	Item	Deriva Máx ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ )	Deriva Prom ( $\Delta_{prom}$ )	Ratio	>0.0025	ESTRUCTURA
TECHO 04	SXXD -YY	Diaph D4 X	0.002069	0.001614	1.282	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 03	SXXD -YY	Diaph D3 X	0.002305	0.001776	1.298	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 02	SXXD -YY	Diaph D2 X	0.00233	0.001762	1.322	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
TECHO 01	SXXD -YY	Diaph D1 X	0.001762	0.001289	1.367	<b>MENOR</b>	NO SE VERIFICA
F.I. (X) =							<b>1</b>

DIRECCIÓN Y +X							
Nivel	Load Case	Item	Deriva Máx ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ )	Deriva Prom ( $\Delta_{prom}$ )	Ratio	>0.0025	ESTRUCTURA
TECHO 04	SYD +XX	Diaph D4 Y	0.000331	0.000316	1.047	MENOR	NO SE VERIFICA
TECHO 03	SYD +XX	Diaph D3 Y	0.000462	0.000429	1.077	MENOR	NO SE VERIFICA
TECHO 02	SYD +XX	Diaph D2 Y	0.000547	0.000498	1.098	MENOR	NO SE VERIFICA
TECHO 01	SYD +XX	Diaph D1 Y	0.000539	0.000481	1.121	MENOR	NO SE VERIFICA
F.I. (Y) =							1

DIRECCIÓN Y -X							
Nivel	Load Case	Item	Deriva Máx ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ )	Deriva Prom ( $\Delta_{prom}$ )	Ratio	>0.0025	ESTRUCTURA
TECHO 04	SYD -XX	Diaph D4 Y	0.000347	0.000343	1.012	MENOR	NO SE VERIFICA
TECHO 03	SYD -XX	Diaph D3 Y	0.000471	0.000456	1.033	MENOR	NO SE VERIFICA
TECHO 02	SYD -XX	Diaph D2 Y	0.000557	0.000526	1.059	MENOR	NO SE VERIFICA
TECHO 01	SYD -XX	Diaph D1 Y	0.000549	0.000506	1.085	MENOR	NO SE VERIFICA
F.I. (Y) =							1

→→→ F.I. (X) = 1 F.I. (Y) = 1

Fuente: Propia

### b) Irregularidad torsional extrema ( $I_a=0.60$ ): REGULAR

Al no existir irregularidad torsional, no habrá irregularidad torsional extrema.

### c) Esquinas entrantes ( $I_a=0.90$ ): REGULAR

Para que exista esta irregularidad debe tener esquinas entrantes en las dos direcciones necesariamente, de lo contrario no existirá esta irregularidad.

Tabla 15. Irregularidad de esquinas entrantes

ESQUINAS ENTRANTES				0.90	1
DIRECCIÓN X					
Nivel	$L_x$ (MAYOR)	$L_{ESQ}$ (MENOR)	$0.20L_x$	ESTRUCTURA	
	m	m	m		
TECHO 05	6.85	3.25	1.37	IRREGULAR	
TECHO 04	6.85	3.25	1.37	IRREGULAR	
TECHO 03	6.85	3.25	1.37	IRREGULAR	
TECHO 02	6.85	3.25	1.37	IRREGULAR	
TECHO 01	6.85	3.25	1.37	IRREGULAR	
F.I. (X) =				0.9	
DIRECCIÓN Y					
Nivel	$L_y$ (MAYOR)	$L_{ESQ}$ (MENOR)	$0.20L_y$	ESTRUCTURA	
	m	m	m		
TECHO 05	17.55	2.86	3.51	REGULAR	
TECHO 04	17.55	2.86	3.51	REGULAR	
TECHO 03	17.55	2.86	3.51	REGULAR	
TECHO 02	17.55	2.86	3.51	REGULAR	
TECHO 01	17.55	2.86	3.51	REGULAR	
F.I. (Y) =				1	

→→→ F.I. (X) = 0.9 F.I. (Y) = 1

Fuente: Propia

#### d) Discontinuidad del diafragma ( $I_a=0.85$ ): REGULAR

Tabla 16. Irregularidad de discontinuidad del diafragma

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	0.85	1
------------------------------	------	---

EJEMPLO: TECHO 01		
$A_{\text{abertura}} > 0.50A_{\text{bruta}}$		
$A_{\text{abertura}} =$	4.94	m2
$A_{\text{bruta}} =$	100.74	m2
$0.50 * A_{\text{bruta}} =$	50.37	m2
ESTRUCTURA =	REGULAR	
F.J. =	1	

→→→ 

F.J. =	1
--------	---

EJEMPLO: TECHO 01 XX		
$S_{\text{resistente}} > 0.25S_{\text{total}}$		
$S_{\text{resistente}} =$	0.61	m2
$S_{\text{total}} =$	1.16	m2
$0.25 * S_{\text{total}} =$	0.29	m2
ESTRUCTURA =	REGULAR	
F.J. (X) =	1	

EJEMPLO: TECHO 01 YY		
$S_{\text{resistente}} > 0.25S_{\text{total}}$		
$S_{\text{resistente}} =$	2.50	m2
$S_{\text{total}} =$	2.98	m2
$0.25 * S_{\text{total}} =$	0.75	m2
ESTRUCTURA =	REGULAR	
F.J. (Y) =	1	

→→→ 

F.J. (X) =	1	F.J. (Y) =	1
------------	---	------------	---

Fuente: Propia

#### d) Sistemas no paralelos ( $I_a=0.90$ ): REGULAR

No existe irregularidad por sistemas no paralelos.

#### 4.6 Diseño de los elementos estructurales de la edificación

En el sistema de albañilería confinada los elementos que se consideran estructurales son los muros portantes ya que éstos son los que van a soportar las fuerzas de gravedad y también las fuerzas sísmicas, es por ello que al diseñar estos elementos se debe seguir las recomendaciones y requisitos mínimos de la NTP E.070.

El tipo de unidad de albañilería a utilizar será diferente y va a variar de acuerdo a la ubicación del proyecto, como este proyecto se encuentra ubicado en una zona sísmica 4 y además la edificación tiene 4 pisos, entonces la NTP E.070 establece que se debe utilizar un ladrillo sólido industrial con un máximo de 30% de huecos con respecto a su superficie de asentamiento.

Tabla 17. Tipo de unidad de albañilería a utilizar según la zona sísmica

<b>TABLA 2</b>			
<b>LIMITACIONES EN EL USO DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES</b>			
<b>TIPO</b>	<b>ZONA SÍSMICA 2 Y 3</b>		<b>ZONA SÍSMICA 1</b>
	Muro portante en edificios de 4 pisos a más	Muro portante en edificios de 1 a 3 pisos	Muro portante en todo edificio
Sólido Artesanal *	No	Sí, hasta dos pisos	Sí
Sólido Industrial	Sí	Sí	Sí
Alveolar	Sí Celdas totalmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout
Hueca	No	No	Sí
Tubular	No	No	Sí, hasta 2 pisos

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Además, las resistencias características de la albañilería escogidas se pueden encontrar en la Tabla N°9 de la Norma E.070, éstas se utilizarán para el diseño de los muros portantes.

Tabla 18. Resistencias características de la albañilería

<b>TABLA 9 (**)</b>				
<b>RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA Mpa ( kg / cm<sup>2</sup>)</b>				
<b>Materia Prima</b>	<b>Denominación</b>	<b>UNIDAD</b> $f_b$	<b>PILAS</b> $f_m$	<b>MURETES</b> $v_m$
Arcilla	King Kong Artesanal	5,4 (55)	3,4 (35)	0,5 (5,1)
	King Kong Industrial	14,2 (145)	6,4 (65)	0,8 (8,1)
	Rejilla Industrial	21,1 (215)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
Sílice-cal	King Kong Normal	15,7 (160)	10,8 (110)	1,0 (9,7)
	Dédalo	14,2 (145)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
	Estándar y mecano (*)	14,2 (145)	10,8 (110)	0,9 (9,2)
Concreto	Bloque Tipo P (*)	4,9 (50)	7,3 (74)	0,8 (8,6)
		6,4 (65)	8,3 (85)	0,9 (9,2)
		7,4 (75)	9,3 (95)	1,0 (9,7)
		8,3 (85)	11,8 (120)	1,1 (10,9)

Fuente: Norma E.070 Albañilería

#### 4.6.1 Diseño de los muros portantes

Como primer paso para diseñar los muros de albañilería se tiene que verificar el esfuerzo axial máximo de cada muro  $\sigma_m$ , producido por la carga  $P_m$  (Carga gravitacional máxima

de servicio en un muro, metrado con el 100% de sobrecarga), se tiene que diseñar de acuerdo a la fórmula 19.1.b de la Norma E.070 Albañilería.

Imagen 15. Fórmula de esfuerzo axial máximo de los muros

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0,2 f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35 t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f'_m \quad (7.1.1b)$$

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Si cumple con esta condición entonces los muros serán correctos ya que resistirán las cargas de gravedad que actúan en ellos. En este tipo de sistema estructural solo es necesario diseñar los muros del primer piso ya que son los muros que van a soportar los mayores esfuerzos, luego se pueden replicar los resultados hacia los niveles superiores.

Tabla 19. Verificación del esfuerzo axial máximo de los muros de albañilería

Diseño por Cargas Verticales						
Muro	Longitud L(m)	Espesor t(m)	Pm (Kg)	$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$0,2f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right]$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Observación
<b>X1</b>	1.20	0.13	3877.50	2.486	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X2</b>	1.20	0.13	4216.57	2.703	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X3</b>	2.65	0.13	20450.12	5.936	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X4</b>	3.40	0.23	22019.23	2.816	11.7 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X5</b>	1.30	0.13	4760.85	2.817	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X6</b>	1.30	0.13	4164.63	2.464	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X7</b>	2.65	0.13	10761.59	3.124	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X8</b>	3.40	0.13	9904.68	2.241	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X9</b>	2.75	0.13	8139.16	2.277	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X10</b>	3.40	0.13	9071.44	2.052	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X11</b>	2.25	0.13	8062.59	2.756	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>X12</b>	1.25	0.13	3877.39	2.386	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>Y1</b>	18.04	0.13	88112.50	2.124	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>Y2</b>	1.23	0.13	2837.05	1.774	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>

<b>Y3</b>	4.05	0.13	13017.97	2.473	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>Y4</b>	1.20	0.13	3499.81	2.243	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>Y5</b>	1.20	0.13	5183.82	3.323	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>Y6</b>	1.35	0.13	5982.63	3.409	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>Y7</b>	2.50	0.13	12931.44	3.979	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>
<b>Y8</b>	20.90	0.13	68062.12	2.505	8.98 Kg/cm <sup>2</sup>	<b>Muro Correcto</b>

*Fuente: Propia*

Una vez hecha la verificación del esfuerzo axial máximo se debe hacer el diseño por fisuración (por sismo moderado), para lo cual se necesitará la carga  $P_g$  (la totalidad de la carga muerta más un porcentaje de la carga viva) según el artículo 26 de la NTP E.030, además se necesitarán las fuerzas cortantes y momentos flectores causados por el sismo moderado definido en la NTP E.070 Albañilería. Si no se cumpliera esta condición, el espesor del muro debe aumentar.

*Imagen 16. Fórmula para la verificación del control de fisuración de los muros de albañilería*

**8.5.2 Control de Fisuración**

- Esta disposición tiene por propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se considerarán las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.
- Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

$$V_e \leq 0,55V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible} \quad (8.5.2)$$

donde: "Ve" es la fuerza cortante producida por el "sismo moderado" en el muro en análisis y " $V_m$ " es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería (ver 8.5.3).

*Fuente: Norma E.070 Albañilería*

Imagen 17. Fórmula para la verificación de la resistencia al agrietamiento diagonal de los muros de albañilería

**8.5.3 Resistencia al Agrietamiento Diagonal**

- La resistencia al corte ( $V_m$ ) de los muros de albañilería se calculará en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones:

**Unidades de Arcilla y de Concreto:**  $V_m = 0,5 v_m' \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$

**Unidades Silico-calcáreas:**  $V_m = 0,35 v_m' \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$

donde:

$v_m'$  = resistencia característica a corte de la albañilería (ver 5.1.8 y 5.1.9).

$P_g$  = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 Diseño Sismorresistente)

$t$  = espesor efectivo del muro (ver 2.1.13)

$L$  = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

$\alpha$  = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1 \quad (8.5.3)$$

donde: " $V_e$ " es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico;  
y,  
" $M_e$ " es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Es importante saber identificar correctamente los esfuerzos que se deben tener en cuenta en un muro para realizar la verificación por fisuración, es por ello que es importante tener en cuenta los ejes locales en los muros. Para facilitar la extracción de los datos para el diseño de los muros, al momento de modelar el edificio los muros en dirección X deben dibujarse de izquierda a derecha y los muros en dirección Y deben dibujarse de abajo hacia arriba. Es importante tener en cuenta la dirección de los ejes locales de los muros para realizar un correcto diseño estructural. Los esfuerzos que se tomaron fueron los que se muestran a continuación:

Ejes locales que se toman en cuenta para el diseño de los muros portantes:

1. Para un sismo moderado en dirección X:

1.1. Para un muro horizontal se tiene:

1.1.a. Cortante en X ( $V_e$ -X): V22

1.1.b. Momento en X ( $M_e$ -X): M33

1.1. Para un muro vertical se tiene:

1.2.a. Cortante en X ( $V_e$ -X): V33

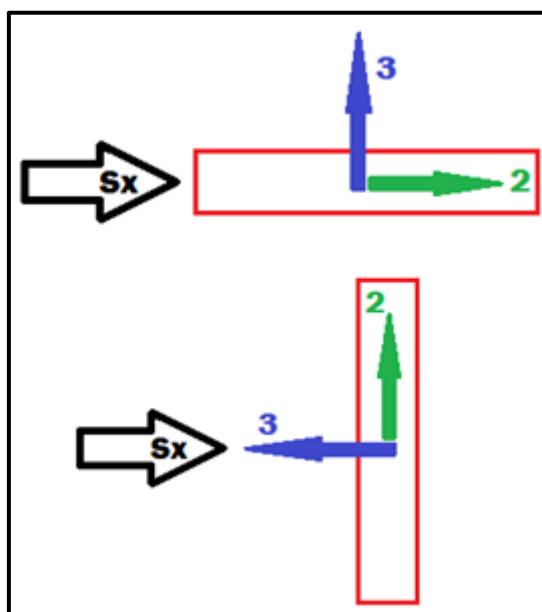
1.2.b. Momento en X ( $M_e$ -X): M22

Imagen 18. Cortantes y momentos que se toman en cuenta para el diseño de los muros portantes en dirección X

TABLE: Pier Forces												
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	
						kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m	
TECHO 01	X1	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	1525.76	2279.09	3.25	4.06	0.7	1529.16	
TECHO 01	X2	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	2497.33	2013.14	0.01	1.2	0.0003196	1492.18	
TECHO 01	X3	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	1298.49	12841.68	6.33	16.47	1.76	12068.08	
TECHO 01	X4	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	10131.51	14898.46	9.72	26.89	2.51	20873.6	
TECHO 01	X5	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	1010.8	1804.12	4.55	5.74	1.23	1577.8	
TECHO 01	X6	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	1184.41	1817.97	4.96	4.26	1.09	1534.52	
TECHO 01	X7	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	5538.28	5628.03	2.25	4.82	0.55	7307.56	
TECHO 01	X8	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	427.87	9848.49	2.27	7.26	0.54	7922.57	
TECHO 01	X9	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	166.1	7058.91	3.01	9.73	0.98	5451.71	
TECHO 01	X10	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	665.5	9750.87	4.36	7.48	0.77	7168.45	
TECHO 01	X11	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	3070.5	3633.28	4.47	9.03	1.04	4407.43	
TECHO 01	X12	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	1234.64	1373.81	3.56	5.66	0.97	1178.99	
TECHO 01	Y1	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	75713.44	8573.19	119.54	209.81	69.07	3916.15	
TECHO 01	Y2	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	2875.53	472.4	7.01	5.98	2.72	28.94	
TECHO 01	Y3	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	981.54	602.37	9.03	5.58	0.39	862.45	
TECHO 01	Y4	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	3494.68	601.54	4.23	5.92	2.53	65.06	
TECHO 01	Y5	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	80.4	59.08	0.41	1.33	0.01	64.67	
TECHO 01	Y6	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	471.06	321.38	5.68	11.45	0.17	92.91	
TECHO 01	Y7	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	8719.22	1658.29	1.2	2.38	2.68	633.43	
TECHO 01	Y8	Sismo Moderado X	Combination	Max	Bottom	44853.71	9697.17	35.36	45.14	17.08	15691.05	

Fuente: Propia (ETABS v20)

Imagen 19. Ejes locales de un muro horizontal y vertical para un sismo en dirección X



Fuente: Propia

2. Para un sismo moderado en dirección Y:

2.1. Para un muro horizontal se tiene:

2.1.a. Cortante en Y (Ve-Y): V33

2.1.b. Momento en Y (Me-Y): M22

2.1. Para un muro vertical se tiene:

2.2.a. Cortante en Y (Ve-Y): V22

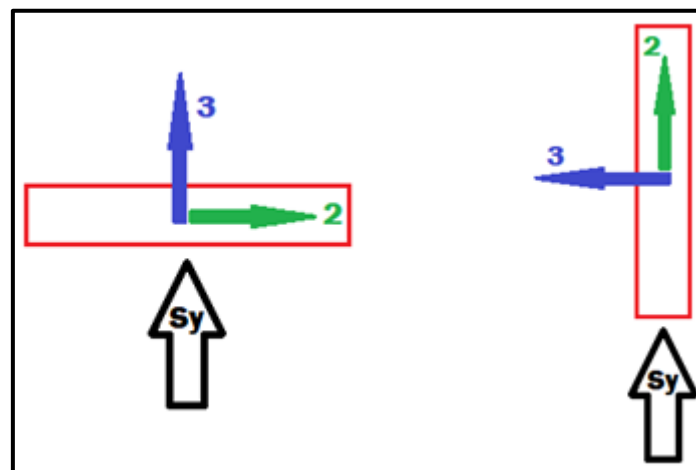
2.2.b. Momento en Y (Me-Y): M33

Imagen 20. Cortantes y momentos que se toman en cuenta para el diseño de los muros portantes en dirección Y

TABLE: Pier Forces											
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
						kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
TECHO 01	X1	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	3308.2	847.77	6.94	5.94	1.87	280.89
TECHO 01	X2	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	789.78	409.22	0.08	1.22	0.002168	265.76
TECHO 01	X3	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	734.6	1949.27	4.89	35	6.38	1806.13
TECHO 01	X4	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	3316.34	1857.68	59.91	110.38	18.59	1541.73
TECHO 01	X5	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	157.98	181.74	8.2	6.91	2.38	145.29
TECHO 01	X6	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	74.07	96.51	8.65	7.23	2.45	71.02
TECHO 01	X7	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	353.3	209.38	10.45	15.84	3.13	234.24
TECHO 01	X8	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	294.38	1125.05	10.82	17.27	3.21	633.26
TECHO 01	X9	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	490.64	728.06	4.91	14.15	2.69	645.75
TECHO 01	X10	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	1776.69	1874.94	8.76	19.69	3.65	986.52
TECHO 01	X11	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	6084.28	1998.09	7.73	9.6	1.92	1144.51
TECHO 01	X12	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	2470.72	564.52	5.47	4.15	1.41	397.57
TECHO 01	Y1	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	3027.21	46804.25	4.93	99.76	2.62	124677.89
TECHO 01	Y2	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	420.45	1068.76	1.63	3.14	0.62	521.88
TECHO 01	Y3	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	4435.16	4265.38	3.02	6.26	0.11	5559.82
TECHO 01	Y4	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	720.08	795.39	1.24	0.62	0.25	522.01
TECHO 01	Y5	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	92.7	545.81	0.11	1.26	0.003012	495.76
TECHO 01	Y6	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	121.99	789.83	0.68	0.56	0.02	696.58
TECHO 01	Y7	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	3076.58	2178.16	1.98	2.13	0.41	2266.77
TECHO 01	Y8	Sismo Moderado Y	Combination	Max	Bottom	1978.36	24355.97	2.58	12.78	0.75	97637.76

Fuente: Propia (ETABS v20)

Imagen 21. Ejes locales de un muro horizontal y vertical para un sismo en dirección Y



Fuente: Propia

A continuación, se puede ver el cuadro resumen con el diseño por fisuración, en esta etapa algunos muros tuvieron que aumentar su espesor para cumplir con esta verificación, los muros X3 y Y1 se cambiaron a muros tipo cabeza para aumentar el espesor de estos muros y así cumplir con esta verificación. En el proceso de diseño se deben escoger los mayores cortantes y los mayores momentos producidos por el sismo moderado para poder reemplazar esos valores en las fórmulas dadas en la NTP 0.70. Es importante que todos los muros deban cumplir con esta verificación para continuar con el proceso de diseño.

Tabla 20. Diseño por fisuración por sismo moderado de los muros portantes

Diseño por Fisuración - SISMO MODERADO												
Muro	Pg (Kg)	Ve <sub>i</sub> - X (Kg)	Me <sub>i</sub> - X (Kg-m)	Ve <sub>i</sub> - Y (Kg)	Me <sub>i</sub> - Y (Kg-m)	Ve <sub>i</sub> (Kg)	Me <sub>i</sub> (Kg-m)	$\frac{V_e * L}{M_e}$	$\alpha$	$V_{ei} = 0.5V'_{ei,atL} + 0.23F_p$	0.55V <sub>m</sub>	$V_e \leq 0.55V_m$
X1	3553.80	2279.09	1529.16	6.94	1.87	2279.09	1529.16	1.79	1.00	7135.37	3924.46	No Fisurado
X2	3696.85	2013.14	1492.18	0.08	0.00	2013.14	1492.18	1.62	1.00	7168.28	3942.55	No Fisurado
X3	17986.25	12841.68	12068.08	4.89	6.38	12841.68	12068.08	2.82	1.00	28821.59	15851.87	No Fisurado
X4	19775.35	14898.46	20873.60	59.91	18.59	14898.46	20873.60	2.43	1.00	36219.33	19920.63	No Fisurado
X5	4274.24	1804.12	1577.80	8.20	2.38	1804.12	1577.80	1.49	1.00	7827.58	4305.17	No Fisurado
X6	3848.44	1817.97	1534.52	8.65	2.45	1817.97	1534.52	1.54	1.00	7729.64	4251.30	No Fisurado
X7	9561.44	5628.03	7307.56	10.45	3.13	5628.03	7307.56	2.04	1.00	16151.38	8883.26	No Fisurado
X8	8935.34	9848.49	7922.57	10.82	3.21	9848.49	7922.57	4.23	1.00	19956.13	10975.87	No Fisurado
X9	7510.52	7058.91	5451.71	4.91	2.69	7058.91	5451.71	3.56	1.00	16206.17	8913.39	No Fisurado
X10	8246.26	9750.87	7168.45	8.76	3.65	9750.87	7168.45	4.62	1.00	19797.64	10888.70	No Fisurado
X11	7247.92	3633.28	4407.43	7.73	1.92	3633.28	4407.43	1.85	1.00	13513.27	7432.30	No Fisurado
X12	3597.46	1373.81	1178.99	5.47	1.41	1373.81	1178.99	1.46	1.00	7408.67	4074.77	No Fisurado
Y1	81569.69	119.54	69.07	46804.25	124677.89	46804.25	124677.89	6.77	1.00	186803.63	102742.00	No Fisurado
Y2	2501.00	7.01	2.72	1068.76	521.88	1068.76	521.88	2.52	1.00	7051.18	3878.15	No Fisurado
Y3	11525.63	9.03	0.39	4265.38	5559.82	4265.38	5559.82	3.11	1.00	23974.14	13185.78	No Fisurado
Y4	3259.84	4.23	2.53	795.39	522.01	795.39	522.01	1.83	1.00	7067.76	3887.27	No Fisurado
Y5	4751.05	0.41	0.01	545.81	495.76	545.81	495.76	1.32	1.00	7410.74	4075.91	No Fisurado
Y6	5263.58	5.68	0.17	789.83	696.58	789.83	696.58	1.53	1.00	8318.37	4575.11	No Fisurado
Y7	11314.30	1.20	2.68	2178.16	2266.77	2178.16	2266.77	2.40	1.00	15764.79	8670.63	No Fisurado
Y8	61257.93	35.36	17.08	24355.97	97637.76	24355.97	97637.76	5.21	1.00	124127.82	68270.30	No Fisurado

Fuente: Propia

También se tiene que verificar la resistencia al corte o resistencia al agrietamiento diagonal causado por el sismo severo en el que se tiene que verificar que cada uno de los muros considerados como portantes sea resistente frente a las fuerzas causadas por el sismo severo.

Imagen 22. Fórmula para la verificación de la resistencia al corte de los muros de albañilería

**8.5.4 Verificación de la resistencia al corte del edificio**

- Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso "i" y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:
 
$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei} \quad (8.5.4)$$
- La sumatoria de resistencias al corte ( $\sum V_{mi}$ ) incluirá sólo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal.

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Tabla 21. Verificación de la resistencia al corte de cada muro portante

Diseño por Resistencia - SISMO SEVERO					
Muro	$V_m = 0.5 v'_m \alpha t L + 0.23 P_g$	$V_E - X$ (Kg)	$V_E - Y$ (Kg)	$V_E$ (Kg)	$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$
X1	7135.37	4558.19	13.87	4558.19	RESISTENTE
X2	7168.28	4026.29	0.16	4026.29	RESISTENTE
X3	28821.59	25683.36	9.78	25683.36	RESISTENTE
X4	36219.33	29796.91	119.83	29796.91	RESISTENTE
X5	7827.58	3608.23	16.39	3608.23	RESISTENTE
X6	7729.64	3635.94	17.31	3635.94	RESISTENTE
X7	16151.38	11256.06	20.90	11256.06	RESISTENTE
X8	19956.13	19696.97	21.64	19696.97	RESISTENTE
X9	16206.17	14117.82	9.83	14117.82	RESISTENTE
X10	19797.64	19501.75	17.52	19501.75	RESISTENTE
X11	13513.27	7266.56	15.46	7266.56	RESISTENTE
X12	7408.67	2747.63	10.94	2747.63	RESISTENTE
Y1	186803.63	239.07	93608.51	93608.51	RESISTENTE
Y2	7051.18	14.02	2137.53	2137.53	RESISTENTE
Y3	23974.14	18.06	8530.77	8530.77	RESISTENTE
Y4	7067.76	8.45	1590.79	1590.79	RESISTENTE
Y5	7410.74	0.83	1091.62	1091.62	RESISTENTE
Y6	8318.37	11.37	1579.66	1579.66	RESISTENTE
Y7	15764.79	2.39	4356.33	4356.33	RESISTENTE
Y8	124127.82	70.71	48711.95	48711.95	RESISTENTE

Fuente: Propia

Así como se verifica la resistencia al corte de cada uno de los muros se tiene que hacer esta verificación para todos los muros del edificio en su conjunto.

Tabla 22. Verificación de la resistencia al corte de todo el edificio

Verificación de la resistencia al corte del edificio	Resistencia al Corte en Dirección X del Edificio, $\sum V_{mi} =$	187935.0 kg	$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$
	Resistencia al Corte en Dirección Y del Edificio, $\sum V_{mi} =$	380518.4 kg	
	Cortante por Sismo Severo en Dirección X, $V_{Ei} =$	152676.3 kg	CUMPLE
	Cortante por Sismo Severo en Dirección Y, $V_{Ei} =$	165949.1 kg	CUMPLE

Fuente: Propia

También se tiene que verificar la necesidad de reforzar horizontalmente los muros, ya que, en este sistema estructural los muros de albañilería fallan por corte, es por eso que para evitar la ruptura de los muros se tiene que asegurar su unión con las columnas de confinamiento con un reforzamiento horizontal. Además, según la NTP E.070 es obligatorio el refuerzo horizontal en el primer nivel si es que la edificación tiene más de tres pisos, en este caso, todos los muros del primer piso serán reforzados mientras que para los pisos superiores los muros serán reforzados de acuerdo a los resultados de los cálculos realizados.

Imagen 23. Fórmula para la verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

<ul style="list-style-type: none"> <li>Las fuerzas internas para el diseño de los muros en cada entrepiso "n" serán las del "sismo severo" (<math>V_{ui}, M_{ui}</math>), y se obtendrán amplificando los valores obtenidos del análisis elástico ante el "sismo moderado" (<math>V_{ei}, M_{ei}</math>) por la relación cortante de agrietamiento diagonal (<math>V_{m1}</math>) entre cortante producido por el "sismo moderado" (<math>V_{e1}</math>), ambos en el primer piso. El factor de amplificación no deberá ser menor que dos ni mayor que tres: <math>2 \leq V_{m1}/V_{e1} \leq 3</math>.</li> </ul>
$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \qquad (8.6)$
<p><b>8.6.1 Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte (<math>V_u \geq V_m</math>), o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, <math>\sigma_m = P_m / (L.t)</math>, mayor o igual que <math>0,05 f'_m</math>, deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.</li> <li>En los edificios de más de tres pisos, todos los muros portantes del primer nivel serán reforzados horizontalmente.</li> <li>La cuantía del acero de refuerzo horizontal será: <math>\rho = A_s / (s.t) \geq 0,001</math>. Las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,5 cm y terminarán con gancho a 90° vertical de 10 cm de longitud.</li> </ul>

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Tabla 23. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

Necesidad de Reforzar Horizontalmente - SISMO SEVERO					
Muro	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	$V_{ui}$ (Kg)	$M_{ui}$ (Kg)	Condición
X1	3.13	3.00	6837.27	4587.48	No Reforzar
X2	3.56	3.00	6039.42	4476.54	No Reforzar
X3	2.24	2.24	28821.59	27085.34	Reforzar
X4	2.43	2.43	36219.33	50745.37	Reforzar
X5	4.34	3.00	5412.36	4733.40	No Reforzar
X6	4.25	3.00	5453.91	4603.56	No Reforzar
X7	2.87	2.87	16151.38	20971.31	Reforzar
X8	2.03	2.03	19956.13	16053.61	Reforzar
X9	2.30	2.30	16206.17	12516.29	Reforzar
X10	2.03	2.03	19797.64	14554.43	Reforzar
X11	3.72	3.00	10899.84	13222.29	No Reforzar
X12	5.39	3.00	4121.43	3536.97	No Reforzar
Y1	3.99	3.00	140412.75	374033.67	No Reforzar
Y2	6.60	3.00	3206.28	1565.64	No Reforzar
Y3	5.62	3.00	12796.14	16679.46	No Reforzar
Y4	8.89	3.00	2386.17	1566.03	No Reforzar
Y5	13.58	3.00	1637.43	1487.28	Reforzar
Y6	10.53	3.00	2369.49	2089.74	Reforzar
Y7	7.24	3.00	6534.48	6800.31	Reforzar
Y8	5.10	3.00	73067.91	292913.28	No Reforzar

Fuente: Propia

El refuerzo horizontal suele colocarse cada 3 a 5 hiladas, para este proyecto se colocará el acero de refuerzo cada 3 hiladas, entre más separación se quiera colocar el acero de refuerzo, mayor será el diámetro a utilizar, por lo general se coloca cada 3 hiladas.

Tabla 24. Áreas de las barras de acero comerciales

BARRA	ÁREA	
6mm	0.28	cm <sup>2</sup>
8mm	0.50	cm <sup>2</sup>
3/8"	0.71	cm <sup>2</sup>
1/2"	1.27	cm <sup>2</sup>
5/8"	1.98	cm <sup>2</sup>
3/4"	2.85	cm <sup>2</sup>
1"	5.07	cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

Tabla 25. Área de acero requerido para el refuerzo horizontal en los muros

Número de hiladas =	3	
Espaciamiento =	30.00	cm
"t" Muro SOGA =	13	cm
"t" Muro CABEZA =	23	cm
As req. t=13cm SOGA =	0.39	cm <sup>2</sup>
As req. t=23cm CABEZA =	0.69	cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

Imagen 24. Ilustración del refuerzo horizontal en los muros



Fuente: Propia

Tabla 26. Distribución de acero a utilizar para el refuerzo horizontal en los muros

<b>Para muros tipo SOGA (t=13cm):</b>
<b>Usar: 1Ø8mm@3hiladas</b>
<b>Para muros tipo CABEZA (t=23cm):</b>
<b>Usar: 1Ø3/8"@3hiladas</b>

Fuente: Propia

## 4.6.2 Diseño de los elementos de confinamiento

### 4.6.2.1 Diseño de las columnas de confinamiento

Estos elementos de confinamiento solamente se encargan de confinar los muros y no soportan ni las cargas de gravedad ni las fuerzas sísmicas. Por lo general estos elementos tienen el mismo ancho de los muros a los cuales confinan.

En la Tabla 11 de la NTP E.070 se encuentran las fórmulas empleadas para hallar las fuerzas internas que tendrán estos elementos de confinamiento.

Imagen 25. Fuerzas internas en las columnas de confinamiento

a) **Diseño de las columnas de confinamiento**

- Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las expresiones de la Tabla 11.

<b>COLUMNA</b>	$V_c$ (fuerza cortante)	$T$ (tracción)	$C$ (compresión)
<b>Interior</b>	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
<b>Extrema</b>	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Donde:

$M = M_{u1} - 1/2 V_{m1} \cdot h$  ("h" es la altura del primer piso).

$F = M/L$  = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M".

$N_c$  = número de columnas de confinamiento (en muros de un paño  $N_c = 2$ )

$L_m$  = longitud del paño mayor ó 0,5 L, lo que sea mayor (en muros de un paño  $L_m = L$ )

$P_c$  = es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria indicada en 8.3.6.

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Imagen 26. Fórmula para la determinación del refuerzo vertical

**a.2 Determinación del refuerzo vertical**

- El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical ( $A_s$ ) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción ( $A_{sf}$ ) y el refuerzo requerido por tracción ( $A_{st}$ ):

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi} \qquad A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi}$$

(8.6.3.a.2)

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0,1 f_c' A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{mm})$$

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Tabla 27. Diseño de las columnas de confinamiento

Diseño de las columnas de confinamiento extrema													
Muro	M (Kg-m)	F (Kg)	Nc	Longitud del paño mayor	0.5L	Lm (m)	Pc (Kg)	Vc (Kg)	T (Kg)	C (Kg)	$\Phi$	$\delta$	ARREGLO
X1	-4438.77	3698.97	2	1.20	0.60	1.20	1776.90	3567.69	1922.07	5475.87	0.70	0.80	4Ø8mm
X2	-4591.33	3826.11	2	1.20	0.60	1.20	1848.43	3584.14	1977.68	5674.53	0.70	0.80	4Ø8mm
X3	-9373.97	3537.35	2	2.65	1.33	2.65	8993.13	14410.79	-5455.78	12530.47	0.70	0.80	4Ø8mm
X4	4927.91	1449.39	2	3.40	1.70	3.40	9887.68	18109.67	-8438.29	11337.06	0.70	0.80	4Ø8mm
X5	-5168.48	3975.76	2	1.30	0.65	1.30	2137.12	3913.79	1838.64	6112.88	0.70	0.80	4Ø8mm
X6	-5174.44	3980.34	2	1.30	0.65	1.30	1924.22	3864.82	2056.12	5904.56	0.70	0.80	4Ø8mm
X7	539.82	203.70	2	2.65	1.33	2.65	4780.72	8075.69	-4577.02	4984.42	0.70	0.80	4Ø8mm
X8	-9190.89	2703.20	2	3.40	1.70	3.40	4467.67	9978.06	-1764.47	7170.87	0.70	0.80	4Ø8mm
X9	-7984.52	2903.46	2	2.75	1.38	2.75	3755.26	8103.08	-851.80	6658.72	0.70	0.80	4Ø8mm
X10	-10489.58	3085.17	2	3.40	1.70	3.40	4123.13	9898.82	-1037.96	7208.30	0.70	0.80	4Ø8mm
X11	-3872.00	1720.89	2	2.25	1.13	2.25	3623.96	6756.64	-1903.07	5344.85	0.70	0.80	4Ø8mm
X12	-5834.99	4667.99	2	1.25	0.63	1.25	1798.73	3704.33	2869.26	6466.72	0.70	0.80	4Ø8mm
Y1	137727.08	7634.54	6	3.98	9.02	9.02	13594.95	20014.67	-5960.41	21229.49	0.70	0.80	4Ø8mm
Y2	-7354.10	5978.95	2	1.23	0.62	1.23	1250.50	3525.59	4728.45	7229.45	0.70	0.80	4Ø8mm
Y3	-13647.83	3369.84	2	4.05	2.03	4.05	5762.82	11987.07	-2392.98	9132.65	0.70	0.80	4Ø8mm
Y4	-7374.69	6145.58	2	1.20	0.60	1.20	1629.92	3533.88	4515.66	7775.50	0.70	0.80	4Ø8mm
Y5	-7887.31	6572.76	2	1.20	0.60	1.20	2375.53	3705.37	4197.23	8948.28	0.70	0.80	4Ø8mm
Y6	-8433.00	6246.67	2	1.35	0.68	1.35	2631.79	4159.19	3614.88	8878.46	0.70	0.80	4Ø8mm
Y7	-13142.15	5256.86	3	1.25	1.25	1.25	3771.43	2955.90	1485.43	9028.29	0.70	0.80	4Ø8mm
Y8	135891.58	6501.99	8	3.98	10.45	10.45	7657.24	10343.99	-1155.25	14159.23	0.70	0.80	4Ø8mm

Fuente: Propia

Imagen 27. Fórmula para hallar el área mínima de concreto de una columna de confinamiento

**a.1 Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento**

- El área de la sección de las columnas será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna (15 t) en  $\text{cm}^2$ .

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Imagen 28. Fórmula para el diseño por compresión de una columna de confinamiento

**Diseño por compresión**

- El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo ( $A_n$ ) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0,85 \delta f_c} \quad (8.6.3-a.1)$$

donde:  
 $\phi = 0,7$  o  $0,75$ , según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente  
 $\delta = 0,8$ , para columnas sin muros transversales  
 $\delta = 1$ , para columnas confinadas por muros transversales

- Para calcular la sección transversal de la columna ( $A_c$ ), deberá agregarse los recubrimientos (ver 4.2.10) al área del núcleo " $A_n$ "; el resultado no deberá ser menor que el área requerida por corte-fricción " $A_{cf}$ ". Adicionalmente, en los casos que la viga solera se discontinúe, el peralte de la columna deberá ser suficiente como para anclar al refuerzo longitudinal existente en la solera.

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Imagen 29. Fórmula para el diseño por corte-fricción de una columna de confinamiento

**Diseño por corte-fricción ( $V_c$ )**

- La sección transversal ( $A_{cf}$ ) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0,2 f_c \phi} \geq A_c \geq 15t (cm^2) \quad (8.6.3-a.1')$$

donde:  $\phi = 0,85$

Fuente: Norma E.070 Albañilería

El área final de la columna de confinamiento será el máximo valor entre el área mínima de concreto (15t), el área de la columna del diseño por compresión ( $A_c$ ) y el área de la columna del diseño por corte-fricción ( $A_{cf}$ ). Finalmente, por motivos de facilidad para el procedimiento constructivo, las medidas finales de la sección de estos elementos de confinamiento se suelen colocar como múltiplos de 5.

Tabla 28. Medidas finales de las columnas de confinamiento

Diseño final de las columnas de confinamiento								COLUMNA FINAL	
Muro	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	An (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Acf (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> conf 15t (cm <sup>2</sup> )	Areq (cm <sup>2</sup> )	D (cm)	T <sub>final</sub> = t+2 (cm)	D <sub>final</sub> = t+4 (cm)
X1	2.01	-3.22	59.77	119.92	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00
X2	2.01	-0.83	63.65	120.48	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00
X3	2.01	81.47	219.10	484.40	345.00	484.40	21.06	25.00	30.00
X4	2.01	67.15	200.80	608.73	345.00	608.73	26.47	25.00	35.00
X5	2.01	4.43	72.20	131.56	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00
X6	2.01	1.93	68.14	129.91	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00
X7	2.01	-9.12	50.19	271.45	195.00	271.45	20.88	15.00	30.00
X8	2.01	17.13	92.84	335.40	195.00	335.40	25.80	15.00	40.00
X9	2.01	10.98	82.85	272.37	195.00	272.37	20.95	15.00	30.00
X10	2.01	17.58	93.57	332.73	195.00	332.73	25.59	15.00	40.00
X11	2.01	-4.79	57.22	227.11	195.00	227.11	17.47	15.00	25.00
X12	2.01	8.68	79.10	124.52	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00
Y1	2.01	185.90	352.54	672.76	345.00	672.76	29.25	25.00	40.00
Y2	2.01	17.84	93.98	118.51	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00
Y3	2.01	40.68	131.11	402.93	195.00	402.93	30.99	15.00	45.00
Y4	2.01	24.39	104.64	118.79	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00
Y5	2.01	38.47	127.51	124.55	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00
Y6	2.01	37.63	126.15	139.80	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00
Y7	2.01	39.43	129.07	99.36	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00
Y8	2.01	101.03	229.17	347.70	195.00	347.70	26.75	15.00	40.00

Fuente: Propia

Teniendo las medidas finales de estos elementos de confinamiento se procede a hallar el área de acero que se colocará en las columnas de confinamiento mediante las fórmulas establecidas en la NTP E.070.

Tabla 29. Diseño del refuerzo longitudinal de las columnas de confinamiento

Diseño del refuerzo longitudinal de las columnas de confinamiento									
Muro	Ac <sub>final</sub> (cm <sup>2</sup> )	An <sub>final</sub> (cm <sup>2</sup> )	Asf (cm <sup>2</sup> )	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asreq <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Asreq <sub>calculado</sub> (cm <sup>2</sup> )	Asreq <sub>final</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>real</sub> (cm <sup>2</sup> )	ARREGLO
X1	375.00	231.00	1.25	0.54	1.56	1.79	1.79	2.84	4Φ3/8"
X2	375.00	231.00	1.25	0.55	1.56	1.81	1.81	2.84	4Φ3/8"
X3	750.00	546.00	5.05	1.53	3.13	6.57	6.57	7.92	4Φ5/8"
X4	875.00	651.00	6.34	2.36	3.65	8.70	8.70	9.04	4Φ1/2"+2Φ5/8"
X5	375.00	231.00	1.37	0.52	1.56	1.89	1.89	2.84	4Φ3/8"
X6	375.00	231.00	1.35	0.58	1.56	1.93	1.93	2.84	4Φ3/8"
X7	450.00	286.00	2.83	1.28	1.88	4.11	4.11	4.26	6Φ3/8"
X8	600.00	396.00	3.49	0.49	2.50	3.99	3.99	6.50	4Φ1/2"+2Φ3/8"
X9	450.00	286.00	2.84	0.24	1.88	3.08	3.08	4.26	6Φ3/8"
X10	600.00	396.00	3.47	0.29	2.50	3.76	3.76	5.38	4Φ3/8"+2Φ1/2"
X11	375.00	231.00	2.37	0.53	1.56	2.90	2.90	4.26	6Φ3/8"
X12	375.00	231.00	1.30	0.80	1.56	2.10	2.10	2.84	4Φ3/8"
Y1	1000.00	756.00	7.01	1.67	4.17	8.68	8.68	9.04	4Φ1/2"+2Φ5/8"
Y2	375.00	231.00	1.23	1.32	1.56	2.56	2.56	2.84	4Φ3/8"
Y3	675.00	451.00	4.20	0.67	2.81	4.87	4.87	6.50	4Φ1/2"+2Φ3/8"
Y4	375.00	231.00	1.24	1.26	1.56	2.50	2.50	2.84	4Φ3/8"
Y5	375.00	231.00	1.30	1.18	1.56	2.47	2.47	2.84	4Φ3/8"
Y6	375.00	231.00	1.46	1.01	1.56	2.47	2.47	2.84	4Φ3/8"
Y7	375.00	231.00	1.03	0.42	1.56	1.45	1.56	2.84	4Φ3/8"
Y8	600.00	396.00	3.62	0.32	2.50	3.95	3.95	4.26	6Φ3/8"

Fuente: Propia

Teniendo el área de acero longitudinal de las columnas de confinamiento se determina la distribución de los estribos de confinamiento, el espaciamiento se determina mediante las fórmulas proporcionadas por la NTP E.070.

Imagen 30. Fórmulas para la determinación de los espaciamientos de los estribos de las columnas de confinamiento

**a.3 Determinación de los estribos de confinamiento**

- Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135°, estribos de 1 ¼ de vuelta o zunchos con ganchos a 180°. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1,5 d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0,3 t_n f_c (A_c / A_n - 1)} \quad s_2 = \frac{A_v f_y}{0,12 t_n f_c} \quad (8.6.3-a.3)$$



$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} \quad s_4 = 10 \text{ cm}$$

Donde "d" es el peralte de la columna, "t<sub>n</sub>" es el espesor del núcleo confinado y "A<sub>v</sub>" es la suma de las ramas paralelas del estribo.

- El confinamiento mínimo con estribos será [] 6mm, 1 @ 5, 4@ 10, r @ 25 cm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera-columna y estribos @ 10 cm en el sobrecimiento.

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Tabla 30. Distribución final de los estribos de las columnas de confinamiento

Diseño de los estribos de las columnas de confinamiento									
Muro	t <sub>n</sub> = T <sub>final</sub> - 4 (cm)		S1 (cm)	S2 (cm)	S3 (cm)	S4 (cm)	S <sub>final</sub> (cm)	45cm o 1.5d	ARREGLO 
X1	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
X2	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
X3	21.00	6mm	5.71	5.33	6.75	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
X4	21.00	6mm	6.20	5.33	8.00	10.00	5.00	50.00	Ø6mm,10@5,4@10,r@25 C/E
X5	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
X6	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
X7	11.00	6mm	7.10	10.18	6.75	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
X8	11.00	6mm	7.91	10.18	9.25	10.00	5.00	60.00	Ø6mm,12@5,4@10,r@25 C/E
X9	11.00	6mm	7.10	10.18	6.75	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
X10	11.00	6mm	7.91	10.18	9.25	10.00	5.00	60.00	Ø6mm,12@5,4@10,r@25 C/E
X11	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
X12	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
Y1	21.00	6mm	6.61	5.33	9.25	10.00	5.00	60.00	Ø6mm,12@5,4@10,r@25 C/E
Y2	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
Y3	11.00	6mm	8.20	10.18	10.50	10.00	5.00	65.00	Ø6mm,13@5,4@10,r@25 C/E
Y4	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
Y5	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
Y6	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
Y7	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	Ø6mm,9@5,4@10,r@25 C/E
Y8	11.00	6mm	7.91	10.18	9.25	10.00	5.00	60.00	Ø6mm,12@5,4@10,r@25 C/E

Fuente: Propia

#### 4.6.2.2 Diseño de las vigas soleras

Las vigas soleras solamente tienen la función de confinar el muro portante y se diseñan con las fórmulas señaladas en la NTP E.070, a comparación de las vigas diseñadas con la

NTP E.060 que están sometidas a flexión y cortante y que son diseñadas para soportar las fuerzas sísmicas.

Estas vigas soleras se diseñan únicamente a tracción pura, por ello suelen cumplir en casi todos los casos con el acero mínimo recomendado en la NTP E070, el acero que se coloca en los estribos de las vigas soleras también suele cumplir con el acero mínimo dado en la NTP E.070 ya que solamente tienen la función de confinar al acero longitudinal puesto que el diseño por cortante no es tan crítico en una viga solera.

Imagen 31. Fórmulas para el diseño de las vigas soleras

**b) Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel**

- La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a  $T_s$ :  


$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{mm}) \quad (8.6.3-b)$$

donde:  $\phi = 0,9$   
 $A_{cs}$  = área de la sección transversal de la solera

- El área de la sección transversal de la solera ( $A_{cs}$ ) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal ( $A_s$ ), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos: [] 6mm, 1 @ 5, 4@ 10, r @ 25 cm.

Fuente: Norma E.070 Albañilería

Tabla 31. Diseño del refuerzo longitudinal de las vigas soleras y la distribución final de los estribos

Diseño de estribos y refuerzo longitudinal de vigas soleras									
Muro	Ts (Kg)	Asreqcalculado (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	Asreqmin (cm <sup>2</sup> )	Asreqfinal (cm <sup>2</sup> )	Asreal (cm <sup>2</sup> )	ARREGLO	ARREGLO 
X1	3567.69	0.94	15.00	17.00	1.06	1.06	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X2	3584.14	0.95	15.00	17.00	1.06	1.06	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X3	14410.79	3.81	25.00	17.00	1.77	3.81	4.26	6Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X4	18109.67	4.79	25.00	17.00	1.77	4.79	5.38	4Φ3/8"+2Φ1/2"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X5	3913.79	1.04	15.00	17.00	1.06	1.06	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X6	3864.82	1.02	15.00	17.00	1.06	1.06	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X7	8075.69	2.14	15.00	17.00	1.06	2.14	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X8	9978.06	2.64	15.00	17.00	1.06	2.64	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X9	8103.08	2.14	15.00	17.00	1.06	2.14	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X10	9898.82	2.62	15.00	17.00	1.06	2.62	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X11	6756.64	1.79	15.00	17.00	1.06	1.79	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
X12	3704.33	0.98	15.00	17.00	1.06	1.06	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
Y1	46700.91	12.35	25.00	17.00	1.77	12.35	13.94	4Φ3/4"+2Φ1/2"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
Y2	3525.59	0.93	15.00	17.00	1.06	1.06	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
Y3	11987.07	3.17	15.00	17.00	1.06	3.17	5.08	4Φ1/2"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
Y4	3533.88	0.93	15.00	17.00	1.06	1.06	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
Y5	3705.37	0.98	15.00	17.00	1.06	1.06	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
Y6	4159.19	1.10	15.00	17.00	1.06	1.10	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
Y7	3941.20	1.04	15.00	17.00	1.06	1.06	2.84	4Φ3/8"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
Y8	31031.96	8.21	15.00	17.00	1.06	8.21	11.40	4Φ3/4"	Φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E

Fuente: Propia

Imagen 32. Secciones finales de las vigas soleras

NIVEL	VS - 1	VS - 2	VS - 3	VS - 4	VS - 5	VS - 6
	VS15x17	VS15x17	VS15x17	VS25x17	VS25x17	VS25x17
1er A 4to NIVEL						
ESTRIBOS	TIPO 5	TIPO 5	TIPO 5	TIPO 5	TIPO 5	TIPO 5

Fuente: Propia

#### 4.6.3 Diseño de la cimentación

Al diseñar la cimentación del edificio se tiene que verificar que el esfuerzo actuante “ $\sigma_a$ ” sea menor a la capacidad portante del terreno “ $\sigma_t$ ”, con la ayuda del software SAFE v16 se determinará el máximo valor de esfuerzo actuante producido por las cargas de la edificación y los asentamientos producidos.

Se debe hacer estas verificaciones para los tres estados de servicio:

- Servicio 1: 1CM+1CV
- Servicio 2: 1CM+1CV+0.8SismoSeveroX
- Servicio 3: 1CM+1CV+0.8SismoSeveroY

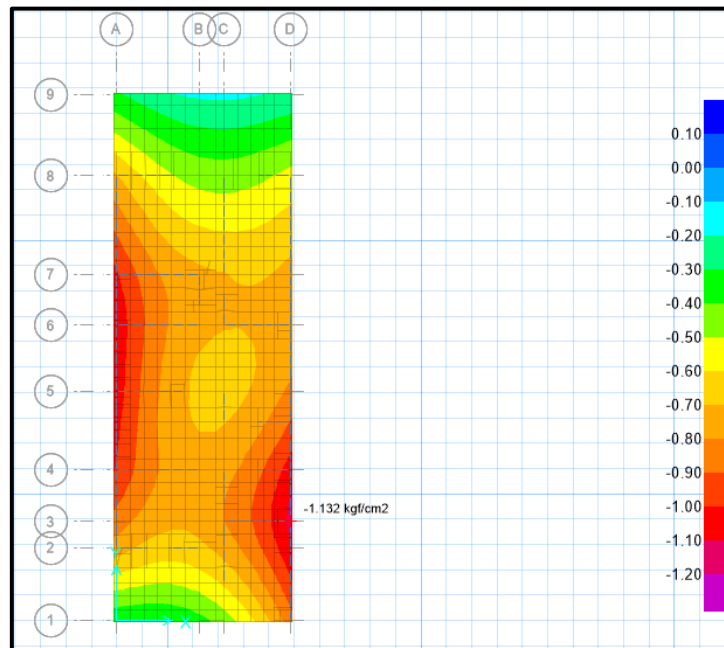
Según el EMS el esfuerzo admisible del terreno tiene un valor de  $0.83\text{kg/cm}^2$ , por lo que le corresponde un valor de Módulo de Balasto de  $1.89\text{kg/cm}^3$ , valor que se introducirá en el software en el proceso de modelado de la cimentación.

Poco a poco se aumentó el ancho de cada uno de los cimientos corridos para disminuir ese esfuerzo actuante máximo, en vista que ese esfuerzo actuante máximo no disminuía lo suficiente y debido a la baja capacidad portante del suelo se optó por colocar una platea de cimentación de 60cm de espesor en lugar de cimientos corridos disminuyendo así los esfuerzos actuantes sobre el terreno. Se debe tener en cuenta también que el valor de la capacidad portante del terreno según el EMS viene con un factor de seguridad igual a 3, por lo tanto, se consideró que el valor final del esfuerzo actuante máximo obtenido es un valor aceptado.

Se verificaron los tres estados de servicio en el diseño de la cimentación.

En la verificación del estado de servicio 1 el esfuerzo actuante es mayor que la capacidad portante del suelo con una diferencia de  $0.302\text{kg/cm}^2$ , por lo que se propone un mejoramiento del terreno para cumplir con esta verificación.

Imagen 33. Verificación del Estado de Servicio 1: 1CM+1CV

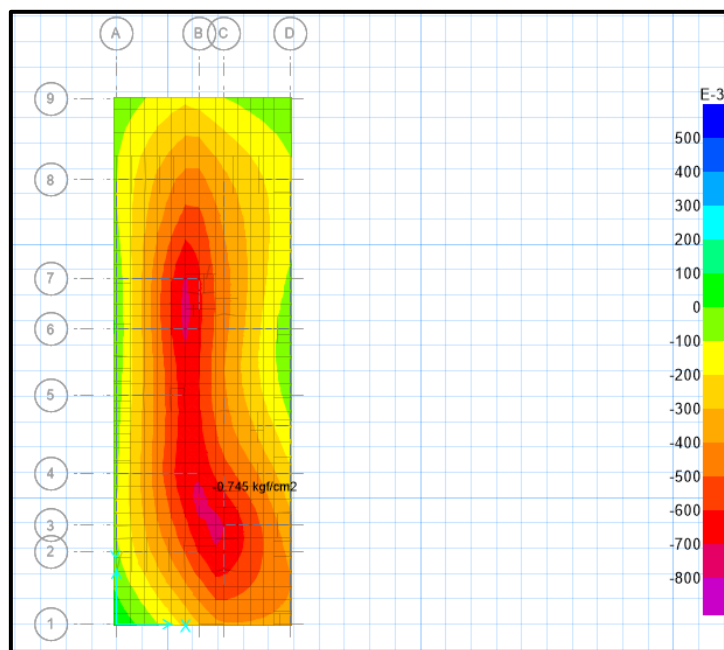


SERVICIO 1 ----- 1CM+1CV		
$\sigma_a =$	1.132	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_t =$	0.83	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia (SAFE v16)

Para la verificación de los estados de servicio 2 y 3 la capacidad portante del suelo se puede aumentar en un 30% según el Capítulo 15.2.4 de la Norma E.060.

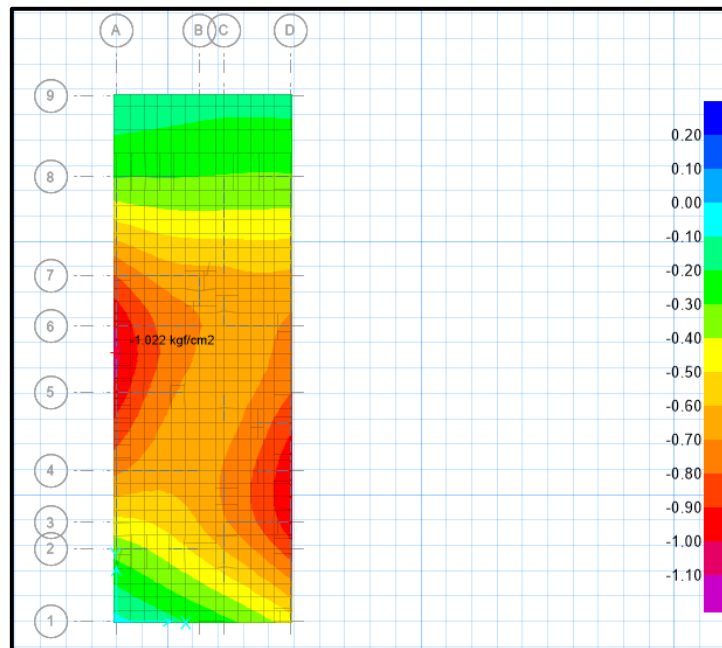
Imagen 34. Verificación del Estado de Servicio 2: 1CM+1CV+0.8SismoSeveroX



SERVICIO 2 ----- 1CM+1CV+0.8SismoSeveroX		
$\sigma_a =$	0.745	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_t =$	1.079	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia (SAFE v16)

Imagen 35. Verificación del Estado de Servicio 3: 1CM+1CV+0.8SismoSeveroY



SERVICIO 3 ----- 1CM+1CV+0.8SismoSeveroY		
$\sigma_a =$	1.022	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_t =$	1.079	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia (SAFE v16)

Los asentamientos producidos para el estado de servicio 1, 2 y 3 fueron 5.99mm, 3.72mm y 5.41mm, respectivamente.

#### 4.6.4 Diseño de la losa aligerada

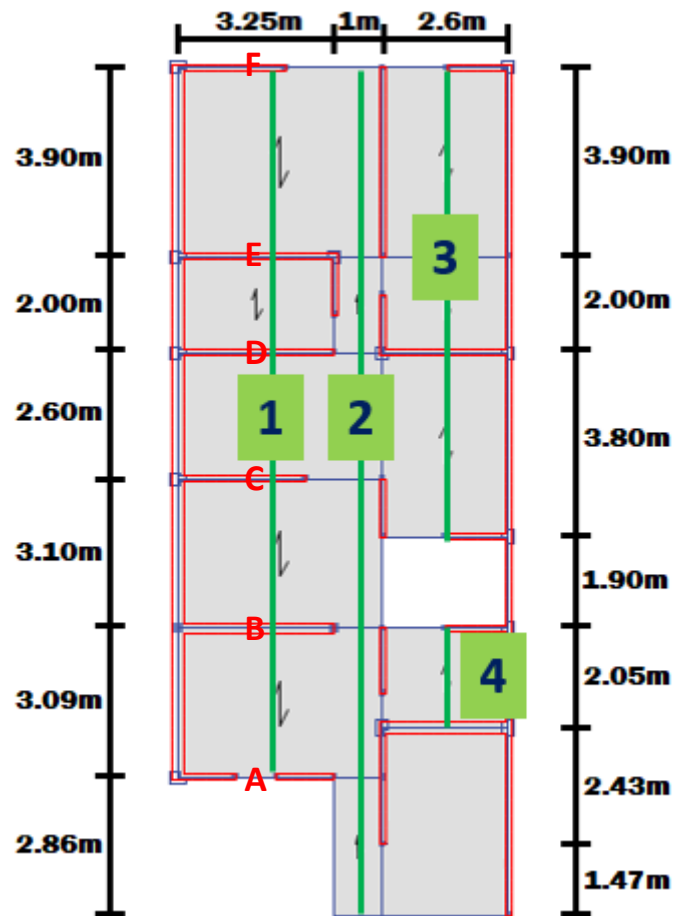
Se diseñó por flexión y se verificó por corte, ya que la losa aligerada no lleva estribos, las deflexiones se verificaron mediante software SAFE v16.

Para este proyecto las losas aligeradas se encuentran en dirección Y.

A continuación, se muestra el desarrollo del diseño del paño 1 de la losa aligerada de la edificación.

sobrecarga=	200	Kgf/m <sup>2</sup>
f'c=	175	Kgf/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200	Kgf/cm <sup>2</sup>

Imagen 36. Distribución de paños de la losa aligerada



Fuente: Propia

1.- Espesor de la losa: 0.17m

2.- Metrado de cargas:

Carga muerta:

Peso de Losa=	0.112 Tnf/m
Peso acabados=	0.04 Tnf/m
<b>Total=</b>	<b>0.152 Tnf/m</b>

Carga viva:

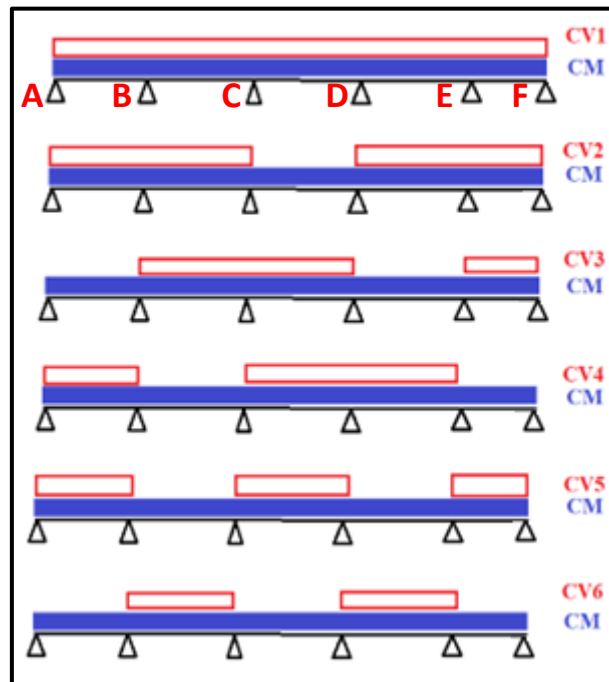
sobrecarga=	0.080 Tnf/m
<b>Total=</b>	<b>0.080 Tnf/m</b>

Cargas últimas:

$W_{u,D}$ =	0.2128 Tnf/m
$W_{u,L}$ =	0.136 Tnf/m
<b><math>W_u</math>=</b>	<b>0.3488 Tnf/m</b>

3.- Distribución de cargas:

Imagen 37. Distribución de cargas en la losa aligerada



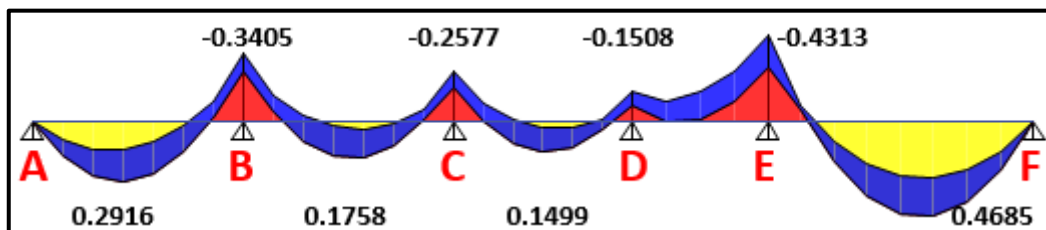
Fuente: Propia

4.- Diagrama de Momentos Flectores y Diagrama de Fuerzas Cortantes:

4.1.- Diagrama de momentos flectores

Unidades: Tonf-m

Imagen 38. Diagrama de momentos flectores en la losa aligerada

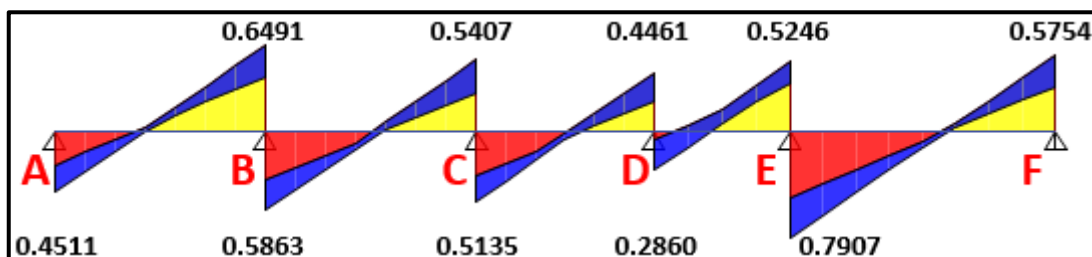


Fuente: Propia (ETABS v20)

4.2.- Diagrama de fuerzas cortantes

Unidades: Tonf

Imagen 39. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa aligerada



Fuente: Propia (ETABS v20)

## 5.- Diseño del refuerzo por flexión:

Tabla 32. Diseño del refuerzo por flexión del paño 1 de la losa aligerada

Paño 1	Mu (Tonf-m)	b (cm)	d (cm)	a <sub>asumido</sub> (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	a <sub>calculado</sub> (cm)	As <sub>mín</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>finaj</sub> (cm <sup>2</sup> )	Usar Ø	As <sub>usado</sub> (cm <sup>2</sup> )
Apoyo A y F		10	14.365				0.63	0.63	1 de 1/2"	1.29
Apoyo B	0.3405	10	14.365	1.90	0.67	1.90	0.63	0.67	1 de 1/2"	1.29
Apoyo C	0.2577	10	14.365	1.41	0.50	1.41	0.63	0.63	1 de 1/2"	1.29
Apoyo D	0.1508	10	14.365	0.81	0.29	0.81	0.63	0.63	1 de 1/2"	1.29
Apoyo E	0.4313	10	14.365	2.45	0.87	2.45	0.63	0.87	1 de 1/2"	1.29
Claro AB	0.2916	40	14.365	0.38	0.54	0.38	0.32	0.54	1 de 1/2"	1.29
Claro BC	0.1758	40	14.365	0.23	0.33	0.23	0.32	0.33	1 de 1/2"	1.29
Claro CD	0.1499	40	14.365	0.2	0.28	0.20	0.32	0.32	1 de 1/2"	1.29
Claro EF	0.4685	40	14.365	0.62	0.88	0.62	0.32	0.88	1 de 1/2"	1.29

Fuente: Propia

## 6.- Refuerzo por temperatura:

$$A_{s,temp} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s,temp} = 0.90 \text{ cm}^2$$

usando barras de 1/4",

$$A_b = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$s = 35.556 \text{ cm} \quad s \leq 5h = 25 \text{ cm}$$

$$\text{usar 1 de 1/4" @ 0.25m} \quad s \leq 40 \text{ cm}$$

## 7.- Verificación por fuerza cortante:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = 0.7907 \text{ Tnf}$$

$$\phi = 0.85$$

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

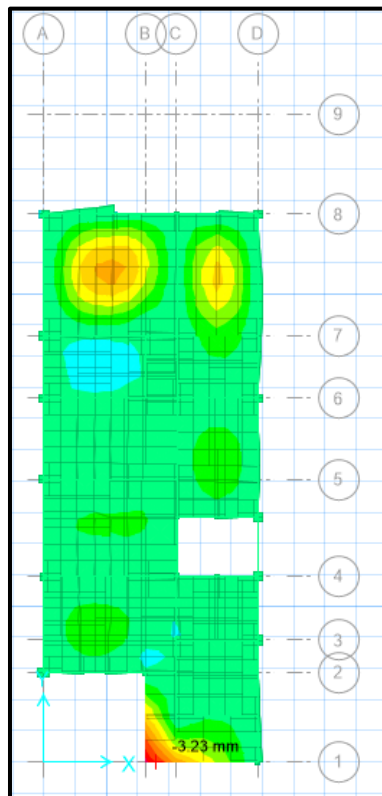
$$d = 14.365 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.94 \text{ Tnf}$$

## 8.- Verificación de deflexiones:

La verificación de las deflexiones se realizó mediante el software SAFE v16 dando una deflexión máxima de 3.23mm.

Imagen 40. Verificación de deflexiones en la losa aligerada



Fuente: Propia (SAFE v16)

#### 4.6.5 Diseño de la losa maciza

Se diseñó por flexión y se verificó por corte.

Para este proyecto la losa maciza se encuentra en la parte superior de la edificación donde se coloca el tanque elevado.

A continuación, se muestra el desarrollo del diseño de la losa maciza de la edificación.

sobrecarga=	1000	Kgf/m <sup>2</sup>
f'c=	175	Kgf/cm <sup>2</sup>
fy=	4200	Kgf/cm <sup>2</sup>

1.- Espesor de la losa: 0.15m

2.- Metrado de cargas:

Carga muerta:

Peso de	
Losa=	0.360 Tnf/m
<b>Total=</b>	<b>0.360 Tnf/m</b>

Carga viva:

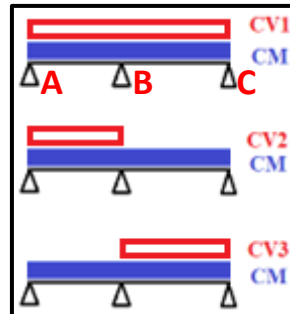
sobrecarga=	1.000 Tnf/m
<b>Total=</b>	<b>1.000 Tnf/m</b>

Cargas últimas:

$W_{u,D} =$	0.504 Tnf/m
$W_{u,L} =$	1.7 Tnf/m
$W_u =$	<b>2.204 Tnf/m</b>

3.- Distribución de cargas:

*Imagen 41. Distribución de cargas en la losa maciza*



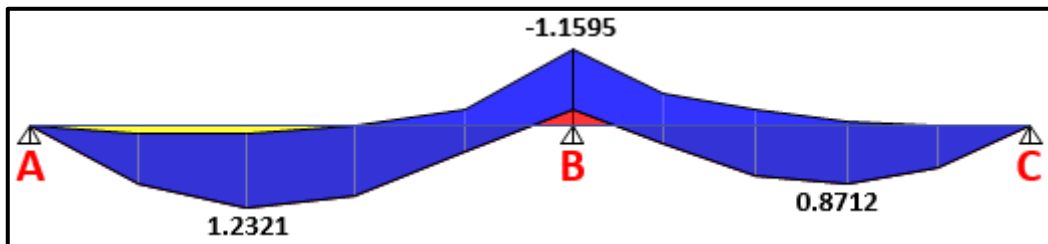
*Fuente: Propia*

4.- Diagrama de Momentos Flectores y Diagrama de Fuerzas Cortantes:

4.1.- Diagrama de momentos flectores

Unidades: Tonf-m

*Imagen 42. Diagrama de momentos flectores en la losa maciza*

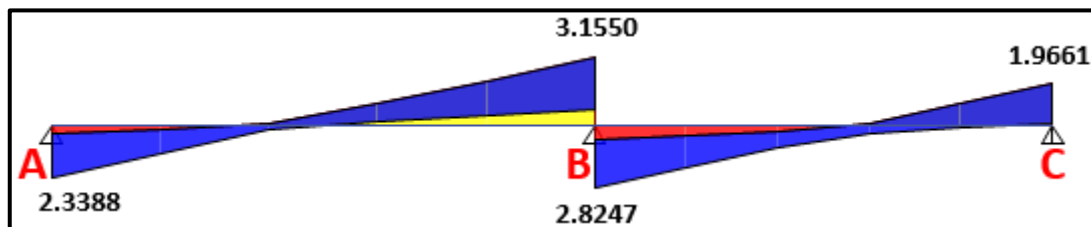


*Fuente: Propia (ETABS v20)*

4.2.- Diagrama de fuerzas cortantes

Unidades: Tonf

*Imagen 43. Diagrama de fuerzas cortantes en la losa maciza*



*Fuente: Propia (ETABS v20)*

5.- Diseño del refuerzo por flexión:

Tabla 33. Diseño del refuerzo por flexión de la losa maciza

Tramo A	Mu (Tonf-m)	b (cm)	d (cm)	a <sub>asumido</sub> (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	a <sub>calculado</sub> (cm)	As <sub>mín</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>final</sub> (cm <sup>2</sup> )	Usar Ø	@
Apoyo A y C		100	12.365				2.70	2.70	1 de 3/8"	0.25m
Apoyo B	1.1595	100	12.365	0.72	2.56	0.72	2.70	2.70	1 de 3/8"	0.25m
Claro AB	1.2321	100	12.365	0.77	2.72	0.77	2.70	2.72	1 de 3/8"	0.25m
Claro BC	0.8712	100	12.365	0.54	1.91	0.54	2.70	2.70	1 de 3/8"	0.25m

Fuente: Propia

#### 6.- Refuerzo por temperatura:

$$A_{s,temp} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s,temp} = 2.70 \text{ cm}^2$$

usando barras de 3/8",

$$A_b = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$s \leq 3h =$$

$$s = 26.296 \text{ cm} \quad 60\text{cm}$$

$$\text{usar 1 de 3/8'' @ 0.25m} \quad s \leq 40\text{cm}$$

#### 7.- Verificación por fuerza cortante:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = 3.155 \text{ Tnf}$$

$$\phi = 0.85$$

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

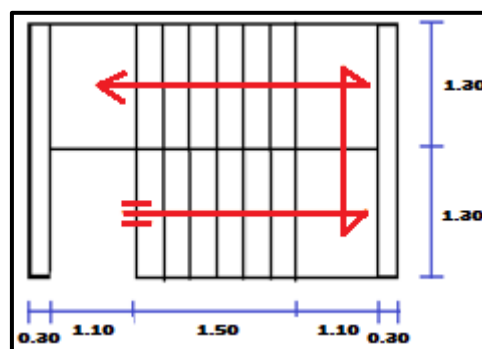
$$d = 12.365 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 7.37 \text{ Tnf}$$

#### 4.6.6 Diseño de la escalera

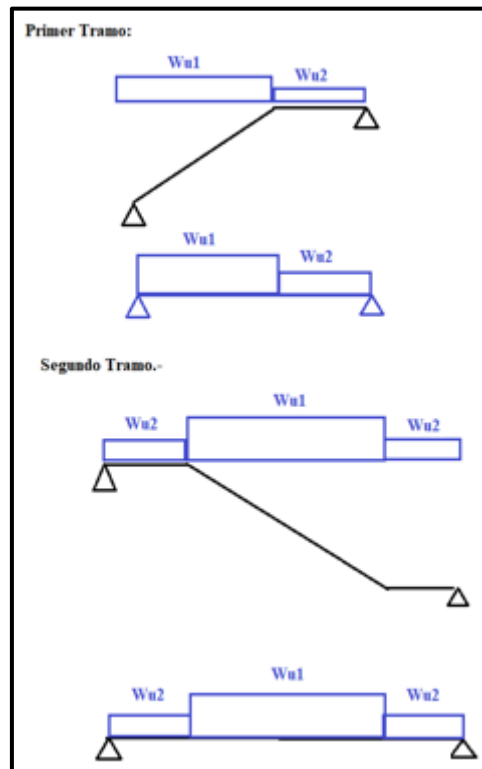
Se realizó por flexión y se verificó por corte. La escalera de este proyecto tiene dos tramos los cuales se diseñan por separado.

Imagen 44. Medidas de la escalera de la edificación



Fuente: Propia

Imagen 45. Distribución de cargas en los tramos de la escalera de la edificación



Fuente: Propia

Paso =	25	cm
Contrapaso =	17.5	cm
f'c =	175	kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>

1.- Espesor de la garganta: 0.15m

2.- Altura promedio del tramo inclinado:

P=	0.25	m
CP=	0.175	m
a =	0.07	m
hm=t+a	0.22	
hm=	0.22	m

3.- Metrado de cargas:

3.1. En el tramo inclinado:

Carga Muerta

Peso de escalera=	0.528	Tnf/m
Acabados=	0.100	Tnf/m
<b>Total=</b>	<b>0.628</b>	<b>Tnf/m</b>

Carga viva.-

Sobrecarga=	0.200	Tnf/m
<b>Total=</b>	<b>0.200</b>	<b>Tnf/m</b>

Carga última.-

$$Wu1 = 1.219 \text{ Tnf/m}$$

3.2. En el tramo horizontal:

Carga Muerta

$$\text{Peso de escalera} = 0.360 \text{ Tnf/m}$$

$$\text{Acabados} = 0.100 \text{ Tnf/m}$$

$$\text{Total} = 0.460 \text{ Tnf/m}$$

Carga viva.-

$$\text{Sobrecarga} = 0.200 \text{ Tnf/m}$$

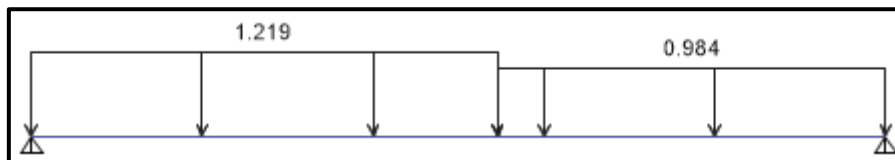
$$\text{Total} = 0.200 \text{ Tnf/m}$$

Carga última.-

$$Wu2 = 0.984 \text{ Tnf/m}$$

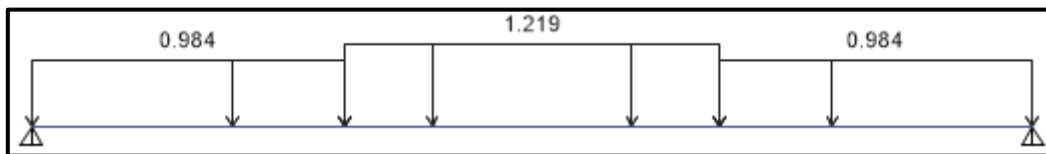
4.- Distribución de cargas:

Imagen 46. Distribución de cargas en el primer tramo de la escalera



Fuente: Propia (ETABS v20)

Imagen 47. Distribución de cargas en el segundo tramo de la escalera



Fuente: Propia (ETABS v20)

5.- Diagrama de Momentos Flectores y Diagrama de Fuerzas Cortantes:

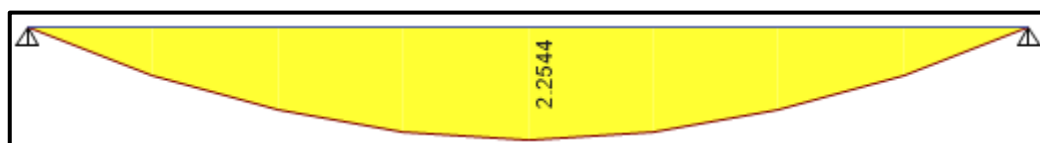
5.1.- Diagrama de momentos flectores

Imagen 48. Diagrama de momentos flectores del primer tramo de la escalera



Fuente: Propia (ETABS v20)

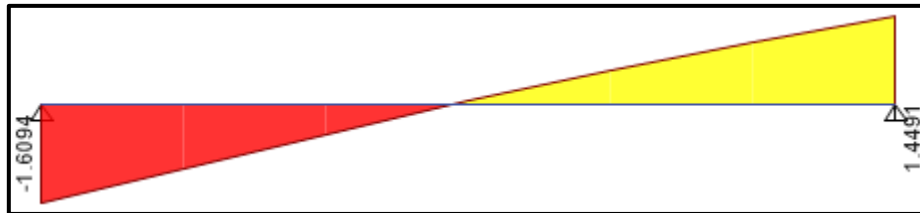
Imagen 49. Diagrama de momentos flectores del segundo tramo de la escalera



Fuente: Propia (ETABS v20)

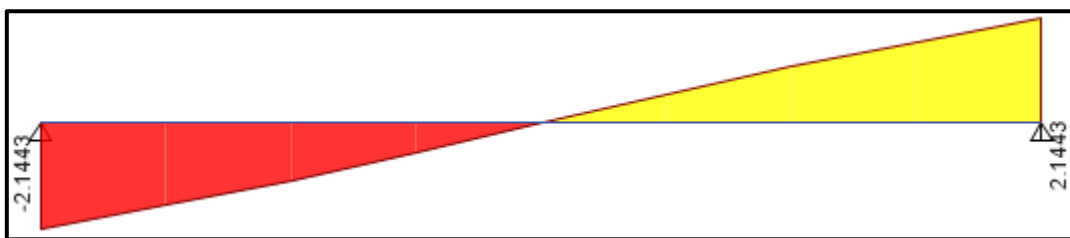
## 5.2.- Diagrama de fuerzas cortantes

Imagen 50. Diagrama de fuerzas cortantes en el primer tramo de la escalera



Fuente: Propia (ETABS v20)

Imagen 51. Diagrama de fuerzas cortantes en el segundo tramo de la escalera



Fuente: Propia (ETABS v20)

## 5.- Diseño del refuerzo por flexión:

Tabla 34. Diseño del refuerzo por flexión de la escalera

1° TRAMO	Mu (Tonf-m)	b (cm)	d (cm)	a <sub>asumido</sub> (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	a <sub>calculado</sub> (cm)	As,min (cm <sup>2</sup> )	As <sub>final</sub> (cm <sup>2</sup> )	Usar Ø	@
Refuerzo +	0.95	100	19.365	0.37	1.32	0.37	3.96	3.96	1 de 1/2"	0.30m
Refuerzo -	0.53	100	19.365	0.21	0.73	0.21	3.96	3.96	1 de 1/2"	0.30m
2° TRAMO	Mu (Tonf-m)	b (cm)	d (cm)	a <sub>asumido</sub> (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	a <sub>calculado</sub> (cm)	As,min (cm <sup>2</sup> )	As <sub>final</sub> (cm <sup>2</sup> )	Usar Ø	@
Refuerzo +	2.03	100	19.365	0.8	2.83	0.80	3.96	3.96	1 de 1/2"	0.30m
Refuerzo -	1.13	100	19.365	0.44	1.56	0.44	3.96	3.96	1 de 1/2"	0.30m

Fuente: Propia

## 6.- Refuerzo por temperatura (Ambos tramos):

$$A_{s,temp} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{barras de } 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$s = 17.93 \text{ cm}$$

**usar 1 de 3/8" @ 0.175**

## 7.- Verificación por fuerza cortante:

## 7.1.- En el primer tramo:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 1.6094 \text{ Tnf}$$

$$V_c = 13.58 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 11.54 \text{ Tnf}$$

## 7.2.- En el segundo tramo:

$$V_u \leq \phi V_c$$

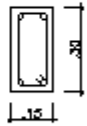
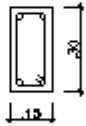


$$\phi = 0.85$$

$V_u$ =	2.1443 Tnf
$V_c$ =	13.58 Tnf
$\phi V_c$ =	11.54 Tnf

#### 4.6.7 Diseño de las vigas dintel

Las vigas dintel se diseñan bajo la NTP E.060. Estos elementos se encuentran ubicados encima de puertas y ventanas, y también se ubican entre muros.

*Imagen 52. Secciones finales de vigas dintel*

<b>NIVEL</b>	<b>VD - 1</b>	<b>VD - 2</b>
	<b>VD15x30</b>	<b>VD15x30</b>
<b>1er A 4to NIVEL</b>		
	<b>4Ø1/2"</b>	<b>4Ø5/8"</b>
<b>ESTRIBOS</b>	 <b>TIPO 6</b>	 <b>TIPO 6</b>

*Fuente: Propia*

#### 4.7 Discusión

Según el EMS el terreno tiene una capacidad portante de  $0.83\text{kg/cm}^2$ , el cual es una baja capacidad portante para fines de construcción de edificaciones, por lo que no es conveniente hacer edificaciones muy altas o de mucho peso porque sería necesario la colocación de una platea de cimentación haciendo que el proyecto sea muy costoso por la cantidad de material a utilizar.

Se optó por seguir la distribución de los muros colocados en el plano arquitectónico para la estructuración, ya que con respecto a otros sistemas estructurales como concreto armado, los muros portantes de albañilería son los que soportan las cargas de gravedad y las cargas sísmicas por lo que es obligatorio tener una densidad adecuada de muros, en ocasiones cuando no se cumple con la densidad mínima de muros señalado en la NTP E.070 y además por arquitectura ya no es posible colocar muros adicionales, se suele reemplazar un muro de albañilería por uno de concreto armado, en este proyecto solo fue necesario cambiar en la dirección X el muro X4 de soga a cabeza logrando que  $\Sigma(Lxt)/Ap=0.0379$  sea mayor a  $ZUSN/56=0.0354$  con el fin de cumplir con esta primera verificación establecido en la NTP E.070 Albañilería.

Para la obtención de los periodos fundamentales de la edificación se tomaron en cuenta aquellos periodos que tenían un mayor porcentaje de masa participativa, además se verificó que estos porcentajes de masa participativa fueran mayores para los periodos traslacionales X e Y con respecto al periodo rotacional en Z, estos resultados fueron 74.58% para la dirección X, 82.94% para la dirección Y y 56.47% para la dirección Z. El periodo en dirección X fue 0.266s y el periodo en dirección Y fue de 0.138s, esto es así debido a que en dirección Y se tiene una mayor longitud total de muros que en dirección X, lo que hace que la edificación sea más rígida en dirección Y. La deriva máxima de entrepiso en la dirección X es 0.0021 y la deriva máxima de entrepiso en la dirección Y es 0.0006, por lo tanto, cumplen con lo establecido en la NTP E.030 ya que son menores a la deriva máxima permisible para un sistema estructural de albañilería confinada cuyo valor máximo es 0.005. Según la verificación de irregularidades esta edificación es regular, para ello se realizaron las verificaciones tanto en altura como en planta, para la comprobación de la irregularidad torsional se movió la masa con una excentricidad accidental  $e=0.05$  en las 4 direcciones (+X,-X,+Y,-Y) desde la fuente de masa (Mass Source) en el modelo de la edificación, los valores finales obtenidos de la verificación de irregularidades fueron  $I_a=1$  y  $I_p=1$ . Con los valores calculados anteriormente se realizó

el análisis sísmico estático obteniendo cortantes basales  $V_{xE}=191.81\text{tonf}$  y  $V_{yE}=191.81\text{tonf}$ .

En una edificación de albañilería confinada los elementos que soportan las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas son los muros portantes, los cuales se tienen que diseñar tanto para sismo moderado como para sismo severo según la NTP E.070. Debido a que la vivienda está en una zona sísmica 4 y tiene 4 pisos se deberá utilizar un ladrillo industrial macizo con un porcentaje máximo de huecos del 30%. En este tipo de sistema estructural solo es necesario diseñar los muros del primer piso ya que son los muros que van a soportar los mayores esfuerzos, luego se pueden replicar los resultados hacia los niveles superiores. Una de las primeras verificaciones en el diseño de los muros portantes es la verificación del esfuerzo axial máximo y según los resultados obtenidos todos los muros son correctos ya que se cumple que el esfuerzo axial máximo  $\sigma_m$  es menor al valor obtenido de la expresión 7.1.1.b de la Norma E.070, por lo tanto, resistirán las cargas de gravedad que actúan en ellos. Luego se realizó el diseño por fisuración (por sismo moderado), los muros X3 y Y1 se tuvieron que cambiar de sogá a cabeza para cumplir esta verificación. Posteriormente se realizó la verificación de la resistencia al corte o resistencia al agrietamiento diagonal de cada uno de los muros (por sismo severo) obteniendo como resultado que todos los muros son resistentes, esta misma verificación se realizó para todos los muros portantes del edificio en su conjunto donde se cumplió que  $\Sigma V_{mi} > V_{Ei}$  tanto para la dirección X ( $187.935\text{tonf} > 152.676\text{tonf}$ ) como para la dirección Y ( $380.518\text{tonf} > 165.949\text{tonf}$ ). Se verificó además la necesidad de reforzar horizontalmente los muros, se concluyó que los muros X3, X4, X7, X8, X9, X10, Y5, Y6 y Y7 necesitan un refuerzo horizontal y se utilizará  $1\text{Ø}8\text{mm}$  cada 3 hiladas para muros tipo sogá y  $1\text{Ø}3/8''$  cada 3 hiladas para muros tipo cabeza. Esta verificación solo aplica para los muros a partir del segundo piso hacia arriba ya que según la NTP E.070 todos los muros del primer nivel deben llevar reforzamiento horizontal en edificaciones de más de tres pisos.

Los muros portantes deben ir confinados por elementos de confinamiento, las dimensiones finales de las columnas de confinamiento son de  $15\text{cm} \times 25\text{cm}$ ,  $15\text{cm} \times 30\text{cm}$ ,  $15\text{cm} \times 40\text{cm}$ ,  $15\text{cm} \times 45\text{cm}$ ,  $25\text{cm} \times 30\text{cm}$ ,  $25\text{cm} \times 35\text{cm}$  y  $25\text{cm} \times 40\text{cm}$ , las dimensiones finales de las vigas soleras son de  $15\text{cm} \times 17\text{cm}$  y  $25\text{cm} \times 17\text{cm}$ .

Para la cimentación se utilizó una platea de cimentación de  $60\text{cm}$  de espesor con el fin de reducir los esfuerzos actuantes producidos por las cargas de la edificación sobre el terreno, se verificaron los tres estados de servicio en el diseño. En la verificación del

estado de servicio 1 el esfuerzo actuante es  $\sigma_a=1.132\text{kg/cm}^2$  y es mayor que la capacidad portante del terreno  $\sigma_t=0.83\text{kg/cm}^2$ , por lo que se propone un mejoramiento del terreno para cumplir con esta verificación, para la verificación de los estados de servicio 2 y 3 el esfuerzo admisible del terreno se puede aumentar en un 30% según el Capítulo 15.2.4 de la NTP E.060, para el estado de servicio 2 el esfuerzo actuante es  $\sigma_a=0.745\text{kg/cm}^2$  y es menor que el esfuerzo admisible del terreno  $\sigma_t=1.079\text{kg/cm}^2$ , para el estado de servicio 3 el esfuerzo actuante es  $\sigma_a=1.022\text{kg/cm}^2$  y es menor que el esfuerzo admisible del terreno  $\sigma_t=1.079\text{kg/cm}^2$ .

## V. Conclusiones

1. El EMS se utilizó para conocer la capacidad portante del terreno, se utilizó el método de Terzaghi y se obtuvo un valor de  $0.83\text{kg/cm}^2$ , por lo que el suelo no es apto para hacer edificaciones muy altas o muy pesadas, razón por la cual se ha optado por realizar una edificación de 4 pisos.
2. La edificación tiene dimensiones de  $7.00 \times 20.90\text{m}$  y se diseñó con muros de albañilería confinada en ambos sentidos puesto que cuenta con una densidad adecuada de muros y no fue necesario colocar muros adicionales o reemplazar algún muro de albañilería por uno de concreto armado.
3. Para cumplir la verificación de la densidad mínima de muros en la dirección X solo fue necesario cambiar el muro X4 de sogá a cabeza para lograr que  $\sum(Lxt)/Ap=0.0379$  sea mayor a  $ZUSN/56=0.0354$ , para la dirección Y no fue necesario realizar alguna modificación puesto que se cumplió que  $\sum(Lxt)/Ap=0.0651$  sea mayor a  $ZUSN/56=0.0354$ .
4. Los periodos fundamentales de la edificación fueron  $0.266\text{s}$  para la dirección X y  $0.138\text{s}$  para la dirección Y, los cuales se verificaron que tengan un mayor porcentaje de masa participativa con respecto al periodo rotacional en la dirección Z, estos resultados fueron  $74.58\%$  para la dirección X,  $82.94\%$  para la dirección Y y  $56.47\%$  para la dirección Z. Las derivas máximas de entrepiso fueron  $0.0021$  para la dirección X y  $0.0006$  para la dirección Y, por lo tanto, cumplen con lo señalado en la NTP E.030 donde el valor máximo para albañilería confinada es  $0.005$ .
5. Se deberá utilizar ladrillos macizos industriales con un máximo de  $30\%$  de huecos para los muros portantes ya que el proyecto está en una zona sísmica 4 y tiene 4 pisos.
6. Todos los muros cumplieron la verificación del diseño por fisuración, también la verificación de resistencia al corte o resistencia al agrietamiento diagonal obteniendo como resultado que todos los muros son resistentes, esta misma verificación se realizó para todos los muros portantes del edificio en su conjunto donde se cumplió que  $\sum V_{mi} > V_{Ei}$  tanto para la dirección X ( $187.935\text{tonf} > 152.676\text{tonf}$ ) como para la dirección Y ( $380.518\text{tonf} > 165.949\text{tonf}$ ).
7. Se verificó además la necesidad de reforzar horizontalmente los muros, se concluyó que los muros X3, X4, X7, X8, X9, X10, Y5, Y6 y Y7 necesitan un refuerzo horizontal y se utilizará  $1\text{Ø}8\text{mm}$  cada 3 hiladas para muros tipo sogá y

1Ø3/8" cada 3 hiladas para muros tipo cabeza, este reforzamiento se hará a partir del segundo piso ya que todos los muros del primer piso serán reforzados.

8. Para el diseño de la cimentación se utilizó una platea de cimentación de 60cm de espesor, además, en la verificación del estado de servicio 1 el esfuerzo actuante es  $\sigma_a=1.132\text{kg/cm}^2$  y es mayor que la capacidad portante del terreno  $\sigma_t=0.83\text{kg/cm}^2$ , por lo que se propone un mejoramiento del terreno para aumentar su capacidad portante, para el estado de servicio 2 el esfuerzo actuante es  $\sigma_a=0.745\text{kg/cm}^2$  y es menor que la capacidad portante del terreno  $\sigma_t=1.079\text{kg/cm}^2$ , para el estado de servicio 3 el esfuerzo actuante es  $\sigma_a=1.022\text{kg/cm}^2$  y es menor que la capacidad portante del terreno  $\sigma_t=1.079\text{kg/cm}^2$ .

## **VI. Recomendaciones**

1. En suelos con baja capacidad portante se recomienda hacer edificaciones de poca altura ya que los esfuerzos actuantes de la edificación sobre el terreno por lo general serán mayores, por lo que para disminuir estos esfuerzos se necesitará hacer una platea de cimentación encareciendo así el proyecto.
2. Si se va a realizar una edificación de albañilería confinada en zonas de difícil acceso o donde no se suele encontrar unidades de albañilería industriales según la Norma E.070 se recomienda realizar estudios a las unidades de albañilería artesanales de la zona para saber sus propiedades mecánicas y así poder realizar un diseño estructural con los materiales de la zona donde se encuentre el proyecto.

## VII. Referencias

- [1] C. A. Reimers, «El fenómeno de la informalidad en periferias urbanas de los Estados Unidos de América,» 10 09 2014.
- [2] L. R. Villanueva Salas, «La cubierta de la vivienda informal en el Estado Táchira, Venezuela: Evolución, realidad y prospectiva,» 2017.
- [3] F. E. Forero Suárez, «La “informalización” del Hábitat Moderno en Bogotá,» 2009.
- [4] R. Saenz Alva, «Implementación de un sistema estructural en la regularización de edificaciones informales – Carabayllo, 2018,» 2019.
- [5] J. E. Laucata Luna, «Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas informales en la ciudad de Trujillo,» 21 11 2013.
- [6] N. Casas Guzik, «Ensayo de un edificio de mampostería confinada de 5 niveles a escala en mesa vibradora,» 10 2019.
- [7] L. A. Sepulveda Castillo, «Estudio experimental de soluciones de reparación y refuerzo para muros de albañilería de ladrillos confinada,» 2016.
- [8] G. González, «Estudio del comportamiento de la albañilería confinada en el análisis estático y dinámico para la ciudad de Potosí, Bolivia,» 2018.
- [9] X. L. Tiña Paz, «Análisis y diseño sismo resistente en albañilería confinada en edificio de 4 pisos,» 2018.
- [10] R. Acero Castañeda y V. I. Del Carpio Paz, «Diseño de albañilería confinada para una vivienda multifamiliar de cuatro niveles en Lima- Lima- Jesus Maria,» 2020.
- [11] J. R. Paucar Perez, «Evaluación y ampliación estructural de una vivienda multifamiliar de albañilería confinada en la ciudad de Huancayo,» 25 09 2021.
- [12] S. Velayarce Llanos, «Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicado en el Jr. Santa Rosa S/N, distrito de la Banda de Shilcayo, provincia y departamento de San Martín,» 2019.
- [13] X. S. Vega Carmen, «Análisis comparativo del diseño de una edificación con el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en tres tipos de suelo de la ciudad de Chiclayo,» 2021.
- [14] K. J. Cayatopa Delgado, «Análisis económico comparativo entre sistemas con albañilería confinada y armada en un edificio residencial - Chiclayo,» 2019.
- [15] L. A. Diego Ramos y A. G. Granda Vasquez, «Diseño estructural entre albañilería confinada y armada con placa P-14, en vivienda multifamiliar, El Valle, Jicamarca – 2021,» 2021.
- [16] H. L. Cano Bonilla, «Diseño sísmico y estructural del edificio multifamiliar Las Flores en la Urbanización El Ingeniero III, Pimentel – Chiclayo – Lambayeque,» 2019.
- [17] A. Alcántara Chuquilin, «Diseño estructural del mercado de abastos de Posope Alto del Distrito de Pátapo, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque,» 06 2021.
- [18] Ministerio de Vivienda, «Norma E.020 Cargas,» 2020.
- [19] Ministerio de Vivienda, «Norma E.030 Diseño sismorresistente,» 2020.
- [20] Ministerio de Vivienda, «Norma E.050 Suelos y cimentaciones,» 2020.
- [21] Ministerio de Vivienda, «Norma E.060 Concreto armado,» 2020.

- [22] Ministerio de Vivienda, «Norma E.070 Albañilería,» 2020.
- [23] E. D. Alvarado Ullauri, «Análisis de viviendas informales, considerando el período de vida útil para su funcionabilidad. Caso Barrio Nuevo Pilo, Cantón Machala,» 29 11 2016.
- [24] R. C. Hibbeler, Análisis Estructural, Ciudad de México: Pearson, 2012.
- [25] J. Kuroiwa Horiuchi, «Gestión del riesgo de desastres en el siglo XXI,» 01 06 2019.

**VIII. Anexos****Anexo N°1: Declaración Jurada****DECLARACIÓN JURADA**

Yo, **VEGA DÍAZ CÉSAR IVÁN**, de nacionalidad peruana; con documento nacional de identidad N° 73129250, domiciliado en la provincia de Chiclayo Urb. Monterrico III Mz. E Lt. 11, estudiante de Ingeniería Civil Ambiental de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, del curso de Proyecto de Tesis- Ciclo académico 2021-I DECLARO BAJO JURAMENTO que:

Verifiqué la no duplicidad del proyecto de tesis titulado: **DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE 4 PISOS EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA EL NAZARENO, JOSÉ LEONARDO ORTIZ 2021**, de verificarse que si existe el tema antes mencionado me pongo a plena disposición para las sanciones emitidas por la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo según corresponda.

*La verificación de la no duplicidad se realizó en la medida que se pudo por la coyuntura nacional debido al Covid19.*

Chiclayo, 26 de junio del 2021

(firma)



Huella  
Dactilar

**Anexo N°2: Panel fotográfico**

*Imagen 53. Vista general del perfil estratigráfico de la calicata C-01 del estudio de mecánica de suelos*



*Fuente: Propia*

*Imagen 54. Vista general del perfil estratigráfico de la calicata C-02 del estudio de mecánica de suelos*



*Fuente: Propia*

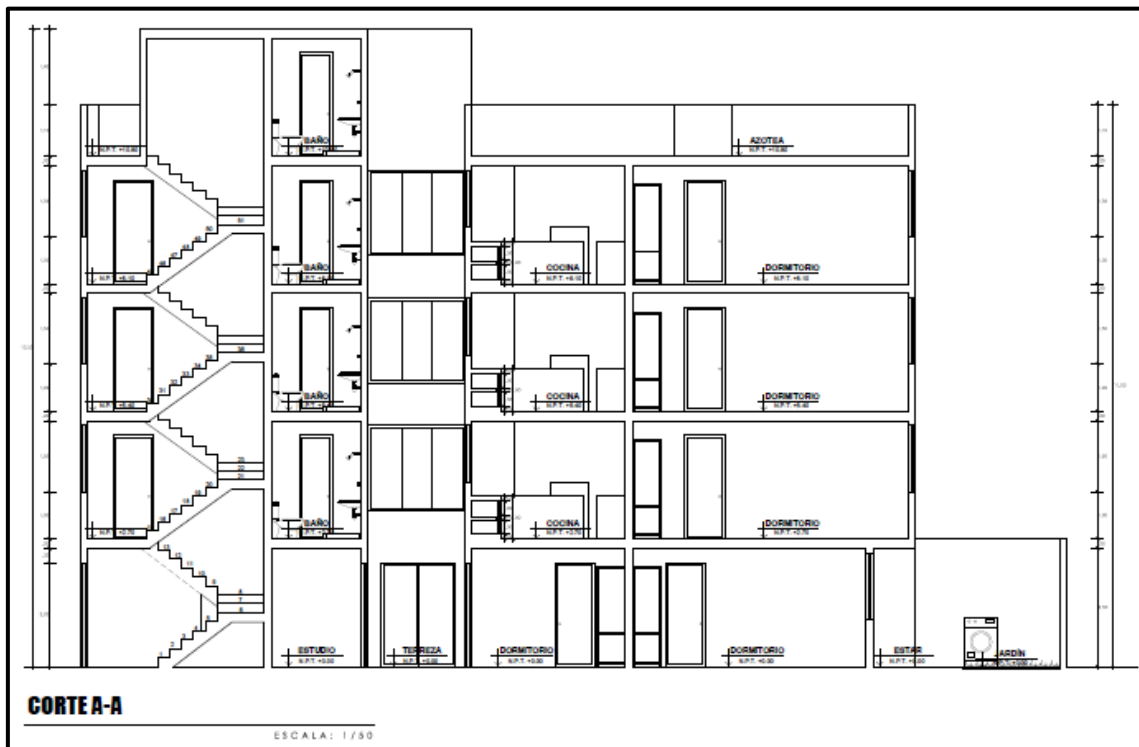
*Imagen 55. Vista general del perfil estratigráfico de la calicata C-03 del estudio de mecánica de suelos*



*Fuente: Propia*

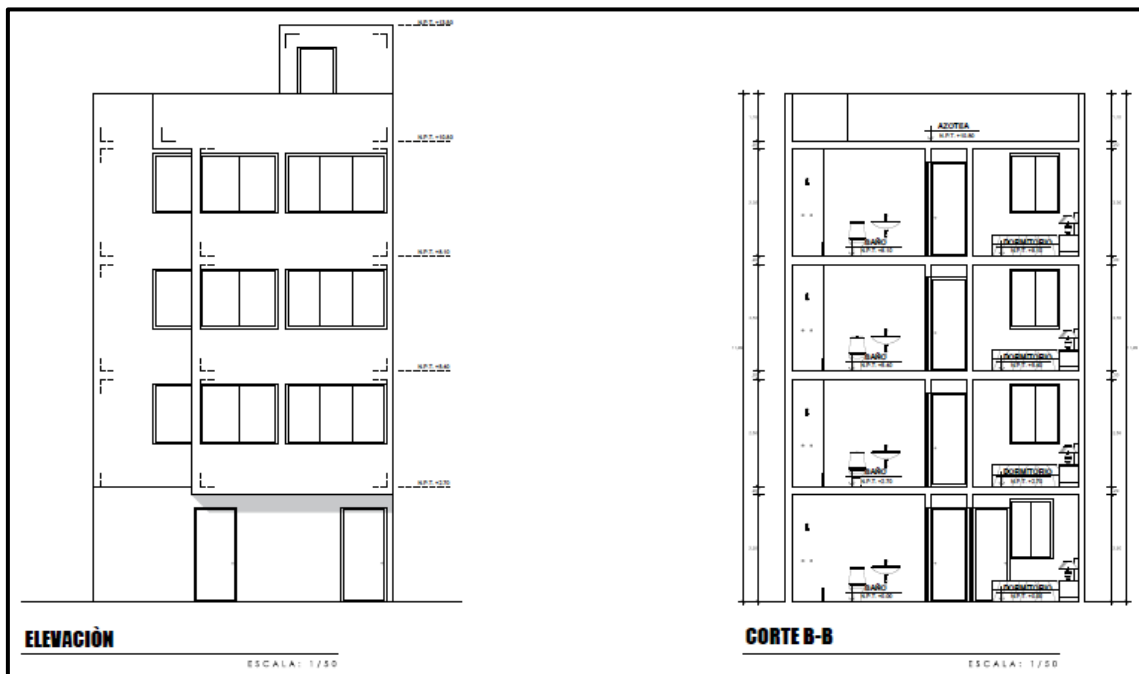


Imagen 57. Plano de arquitectura en elevación Corte A-A



Fuente: Propia (AutoCAD 2021)

Imagen 58. Plano de arquitectura en elevación Corte B-B y vista frontal



Fuente: Propia (AutoCAD 2021)

Anexo N°4: Hojas de cálculo

Tabla 35. Cálculo de secciones y barras de acero de los muros de albañilería, columnas de confinamiento y vigas dintel

	Diseño por Cargas Verticales							Diseño por Fisuración - SISMO MODERADO												
	Muro	Longitud L(m)	Espesor t(m)	P <sub>m</sub> (Kg)	$\sigma_m = \frac{P_m}{T \cdot t}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{f,m} = 1 - \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{adm}}\right)$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Observación	Pg (Kg)	V <sub>e</sub> - X (Kg)	Mei - X (Kg-m)	V <sub>e</sub> - Y (Kg)	Me <sub>i</sub> - Y (Kg-m)	V <sub>e</sub> (Kg)	Me <sub>i</sub> (Kg-m)	$\frac{V_e \cdot L}{M_e}$	$\alpha$	$V_e = 0.5V_{adm} \text{ until } +0.23P_0$	0.55V <sub>adm</sub>	$V_e \leq 0.55V_{adm}$	
TECHO 01	X1	1.20	0.13	3877.50	2.486	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	3553.80	2279.09	1529.16	6.94	1.87	2279.09	1529.16	1.79	1.00	7135.37	3924.46	no Fisurad	
	X2	1.20	0.13	4216.57	2.703	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	3696.85	2013.14	1492.18	0.08	0.00	2013.14	1492.18	1.62	1.00	7168.28	3942.55	no Fisurad	
	X3	2.65	0.23	20450.12	3.355	12 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	17986.25	12841.68	12068.08	4.89	6.38	12841.68	12068.08	2.82	1.00	28821.53	15851.87	no Fisurad	
	X4	3.40	0.23	22019.23	2.816	12 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	19775.35	14898.46	20873.60	59.91	18.59	14898.46	20873.60	2.43	1.00	36219.33	19920.63	no Fisurad	
	X5	1.30	0.13	4760.85	2.817	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	4274.24	1804.12	1577.80	8.20	2.38	1804.12	1577.80	1.49	1.00	7827.58	4305.17	no Fisurad	
	X6	1.30	0.13	4164.63	2.464	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	3848.44	1817.97	1534.52	8.65	2.45	1817.97	1534.52	1.54	1.00	7729.64	4251.30	no Fisurad	
	X7	2.65	0.13	10761.59	3.124	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	9561.44	5628.03	7307.56	10.45	3.13	5628.03	7307.56	2.04	1.00	16151.98	8883.26	no Fisurad	
	X8	3.40	0.13	9904.68	2.241	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	8935.34	9848.49	7922.57	10.82	3.21	9848.49	7922.57	4.23	1.00	19956.13	10975.87	no Fisurad	
	X9	2.75	0.13	8139.16	2.277	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	7510.52	7058.91	5451.71	4.91	2.69	7058.91	5451.71	3.56	1.00	16206.17	8913.39	no Fisurad	
	X10	3.40	0.13	9071.44	2.052	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	8246.26	9750.87	7168.45	8.76	3.65	9750.87	7168.45	4.62	1.00	19797.64	10888.70	no Fisurad	
	X11	2.25	0.13	8062.59	2.756	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	7247.92	3633.28	4407.43	7.73	1.92	3633.28	4407.43	1.85	1.00	13513.27	7432.30	no Fisurad	
	X12	1.25	0.13	3877.39	2.386	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	3597.46	1373.81	1178.99	5.47	1.41	1373.81	1178.99	1.46	1.00	7408.67	4074.77	no Fisurad	
	Y1	18.04	0.23	88112.50	2.124	12 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	81669.69	119.54	69.07	46804.25	124677.89	46804.25	124677.89	6.77	1.00	166803.63	102742.00	no Fisurad	
	Y2	1.23	0.13	2837.05	1.774	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	2501.00	7.01	2.72	1068.76	521.88	1068.76	521.88	2.52	1.00	7051.18	3878.15	no Fisurad	
	Y3	4.05	0.13	13017.97	2.473	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	11525.63	9.03	0.39	4265.38	5559.82	4265.38	5559.82	3.11	1.00	23974.14	13185.78	no Fisurad	
	Y4	1.20	0.13	3499.81	2.243	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	3259.84	4.23	2.53	795.39	522.01	795.39	522.01	1.83	1.00	7067.76	3887.27	no Fisurad	
	Y5	1.20	0.13	5183.82	3.323	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	4751.05	0.41	0.01	545.81	495.76	545.81	495.76	1.32	1.00	7410.74	4075.91	no Fisurad	
	Y6	1.35	0.13	5982.63	3.409	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	5263.58	5.68	0.17	789.83	696.58	789.83	696.58	1.53	1.00	8318.37	4575.11	no Fisurad	
Y7	2.50	0.13	12931.44	3.979	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	11934.30	1.20	2.68	2178.16	2266.77	2178.16	2266.77	2.40	1.00	15764.79	8670.63	no Fisurad		
Y8	20.90	0.13	68062.12	2.505	9 Kg/cm <sup>2</sup>	no Correc	61257.93	35.36	17.08	24355.97	97637.76	24355.97	97637.76	5.21	1.00	124127.82	68270.30	no Fisurad		

Diseño por Resistencia - SISMO SEVERO							Diseño de Reforzar Horizontalmente - SISMO SEVERO				Diseño de las columnas de							
V <sub>e</sub> - X (Kg)	V <sub>e</sub> - Y (Kg)	V <sub>e</sub> (Kg)	$\sum V_{mi} \geq V_{e1}$	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V <sub>u</sub> (Kg)	M <sub>u</sub> (Kg)	Condición	M (Kg-m)	F (Kg)	Nc	Longitud del paño mayor	0.5L	Lm (m)	Pc (Kg)	Vc (Kg)	T (Kg)	C (Kg)
4558.19	13.87	4558.19	ESISTENT	3.13	3.00	6837.27	4587.48	no Reforza	-4438.77	3698.97	2	1.20	0.60	1.20	1776.90	3567.69	1922.07	5475.87
4026.23	0.16	4026.23	ESISTENT	3.56	3.00	6039.42	4476.54	no Reforza	-4591.33	3826.11	2	1.20	0.60	1.20	1848.43	3584.14	1977.68	5674.53
25683.36	9.78	25683.36	ESISTENT	2.24	2.24	28821.59	27085.34	Reforzar	-9373.97	3537.35	2	2.65	1.33	2.65	8993.13	14410.79	-5455.78	12530.47
29796.91	119.83	29796.91	ESISTENT	2.43	2.43	36219.33	50745.37	Reforzar	4927.91	1449.39	2	3.40	1.70	3.40	9887.68	18109.67	-8438.29	11337.06
3608.23	16.39	3608.23	ESISTENT	4.34	3.00	5412.36	4733.40	no Reforza	-5168.48	3975.76	2	1.30	0.65	1.30	2137.12	3913.79	1838.64	6112.88
3635.94	17.31	3635.94	ESISTENT	4.25	3.00	5453.91	4603.56	no Reforza	-5174.44	3980.34	2	1.30	0.65	1.30	1924.22	3864.82	2056.12	5904.56
11256.06	20.90	11256.06	ESISTENT	2.87	2.87	16151.38	20971.31	Reforzar	539.82	203.70	2	2.65	1.33	2.65	4780.72	8075.69	-4577.02	4984.42
19696.97	21.64	19696.97	ESISTENT	2.03	2.03	19956.13	16053.61	Reforzar	-9190.89	2703.20	2	3.40	1.70	3.40	4467.67	9978.06	-1764.47	7170.87
14117.82	9.83	14117.82	ESISTENT	2.30	2.30	16206.17	12516.29	Reforzar	-7984.52	2903.46	2	2.75	1.38	2.75	3755.26	8103.08	-851.80	6658.72
19501.75	17.52	19501.75	ESISTENT	2.03	2.03	19797.64	14554.43	Reforzar	-10489.58	3085.17	2	3.40	1.70	3.40	4123.13	9898.82	-1037.96	7208.30
7266.56	15.46	7266.56	ESISTENT	3.72	3.00	10899.84	13222.29	no Reforza	-3872.00	1720.89	2	2.25	1.13	2.25	3623.96	6756.64	-1903.07	5344.85
2747.63	10.94	2747.63	ESISTENT	5.39	3.00	4121.43	3536.97	no Reforza	-5834.99	4667.99	2	1.25	0.63	1.25	1798.73	3704.33	2869.26	6486.72
239.07	93608.51	93608.51	ESISTENT	3.99	3.00	140412.75	374033.67	no Reforza	137727.08	7634.54	6	3.98	9.02	9.02	13594.95	20014.67	-5960.41	21229.49
14.02	2137.53	2137.53	ESISTENT	6.60	3.00	3206.28	1565.64	no Reforza	-7354.10	5978.95	2	1.23	0.62	1.23	1250.50	3525.59	4728.45	7229.45
18.06	8530.77	8530.77	ESISTENT	5.62	3.00	12796.14	16679.46	no Reforza	-13647.83	3369.84	2	4.05	2.03	4.05	5762.82	11987.07	-2392.98	9132.65
8.45	1590.79	1590.79	ESISTENT	8.89	3.00	2386.17	1566.03	no Reforza	-7374.69	6145.58	2	1.20	0.60	1.20	1629.92	3533.88	4515.66	7775.50
0.83	1091.62	1091.62	ESISTENT	13.58	3.00	1637.43	1487.28	Reforzar	-7887.31	6572.76	2	1.20	0.60	1.20	2375.53	3705.37	4197.23	8948.28
11.37	1579.66	1579.66	ESISTENT	10.53	3.00	2369.49	2089.74	Reforzar	-8433.00	6246.67	2	1.35	0.68	1.35	2631.79	4153.19	3614.88	8878.46
2.39	4356.33	4356.33	ESISTENT	7.24	3.00	6534.48	6800.31	Reforzar	-13142.15	5256.86	3	1.25	1.25	1.25	3771.43	2955.90	1485.43	9028.29
70.71	48711.95	48711.95	ESISTENT	5.10	3.00	73067.91	232913.28	no Reforza	135891.58	6501.99	8	3.98	10.45	10.45	7657.24	10343.99	-1155.25	14159.23

confinamiento EXTREMA										COLUMNA FINAL								
Φ	δ	ARREGLO	As <sub>conf</sub> (cm <sup>2</sup> )	An (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Acf (cm <sup>2</sup> )	Amin conf 15t (cm <sup>2</sup> )	Areq (cm <sup>2</sup> )	D (cm)	T <sub>final</sub> (+2) (cm)	D <sub>final</sub> (+4) (cm)	Ac <sub>final</sub> (cm <sup>2</sup> )	An <sub>final</sub> (cm <sup>2</sup> )	Asf (cm <sup>2</sup> )	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asreq <sub>conf</sub> (cm <sup>2</sup> )	Asreq <sub>conf</sub> (+2) (cm <sup>2</sup> )	Asreq <sub>conf</sub> (+4) (cm <sup>2</sup> )
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	-3.22	53.77	119.92	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00	375.00	231.00	1.25	0.54	1.56	1.79	1.79
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	-0.83	63.65	120.48	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00	375.00	231.00	1.25	0.55	1.56	1.81	1.81
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	81.47	219.10	484.40	345.00	484.40	21.06	25.00	30.00	750.00	546.00	5.05	1.53	3.13	6.57	6.57
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	67.15	200.80	608.73	345.00	608.73	26.47	25.00	35.00	875.00	651.00	6.34	2.36	3.65	8.70	8.70
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	4.43	72.20	131.56	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00	375.00	231.00	1.37	0.52	1.56	1.89	1.89
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	1.93	68.14	129.91	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00	375.00	231.00	1.35	0.58	1.56	1.93	1.93
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	-3.12	50.19	271.45	195.00	271.45	20.88	15.00	30.00	450.00	286.00	2.83	1.28	1.88	4.11	4.11
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	17.13	92.84	335.40	195.00	335.40	25.80	15.00	40.00	600.00	396.00	3.49	0.49	2.50	3.99	3.99
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	10.98	82.85	272.37	195.00	272.37	20.95	15.00	30.00	450.00	286.00	2.84	0.24	1.88	3.08	3.08
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	17.58	93.57	332.73	195.00	332.73	25.59	15.00	40.00	600.00	396.00	3.47	0.29	2.50	3.76	3.76
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	-4.79	57.22	227.11	195.00	227.11	17.47	15.00	25.00	375.00	231.00	2.37	0.53	1.56	2.90	2.90
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	8.68	79.10	124.52	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00	375.00	231.00	1.30	0.80	1.56	2.10	2.10
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	185.90	352.54	672.76	345.00	672.76	29.25	25.00	40.00	1000.00	756.00	7.01	1.67	4.17	8.68	8.68
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	17.84	93.98	118.51	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00	375.00	231.00	1.23	1.32	1.56	2.56	2.56
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	40.68	131.11	402.93	195.00	402.93	30.99	15.00	45.00	675.00	451.00	4.20	0.67	2.81	4.87	4.87
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	24.39	104.64	118.79	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00	375.00	231.00	1.24	1.26	1.56	2.50	2.50
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	38.47	127.51	124.55	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00	375.00	231.00	1.30	1.18	1.56	2.47	2.47
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	37.63	126.15	139.80	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00	375.00	231.00	1.46	1.01	1.56	2.47	2.47
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	33.43	123.07	93.36	195.00	195.00	15.00	15.00	25.00	375.00	231.00	1.03	0.42	1.56	1.45	1.56
0.70	0.80	4φ8mm	2.01	101.03	229.17	347.70	195.00	347.70	26.75	15.00	40.00	600.00	396.00	3.62	0.32	2.50	3.95	3.95

Diseño de estribos y refuerzo longitudinal de columnas de confinamiento													
ARREGLO		As <sub>conf</sub> (cm <sup>2</sup> )	ARREGLO	ln = l <sub>conf</sub> / 4 (cm)	φ	S1 (cm)	S2 (cm)	S3 (cm)	S4 (cm)	S <sub>final</sub> (cm)	45cm o 1.5d	ARREGLO	
4	3/8"	2.84	4φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	3/8"	2.84	4φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	5/8"	7.92	4φ5/8"	21.00	6mm	5.71	5.33	6.75	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	1/2"	9.04	4φ1/2"+2φ5/8"	21.00	6mm	6.20	5.33	8.00	10.00	5.00	50.00	φ6mm,10@5.4@10,r@25 C/E	
4	3/8"	2.84	4φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	3/8"	2.84	4φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
6	3/8"	4.26	6φ3/8"	11.00	6mm	7.10	10.18	6.75	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	1/2"	6.50	4φ1/2"+2φ3/8"	11.00	6mm	7.91	10.18	9.25	10.00	5.00	60.00	φ6mm,12@5.4@10,r@25 C/E	
6	3/8"	4.26	6φ3/8"	11.00	6mm	7.10	10.18	6.75	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	3/8"	5.38	4φ3/8"+2φ1/2"	11.00	6mm	7.91	10.18	9.25	10.00	5.00	60.00	φ6mm,12@5.4@10,r@25 C/E	
6	3/8"	4.26	6φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	3/8"	2.84	4φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	1/2"	9.04	4φ1/2"+2φ5/8"	21.00	6mm	6.61	5.33	9.25	10.00	5.00	60.00	φ6mm,12@5.4@10,r@25 C/E	
4	3/8"	2.84	4φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	1/2"	6.50	4φ1/2"+2φ3/8"	11.00	6mm	8.20	10.18	10.50	10.00	5.00	65.00	φ6mm,13@5.4@10,r@25 C/E	
4	3/8"	2.84	4φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	3/8"	2.84	4φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	3/8"	2.84	4φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
4	3/8"	2.84	4φ3/8"	11.00	6mm	6.53	10.18	5.50	10.00	5.00	45.00	φ6mm,9@5.4@10,r@25 C/E	
6	3/8"	4.26	6φ3/8"	11.00	6mm	7.91	10.18	9.25	10.00	5.00	60.00	φ6mm,12@5.4@10,r@25 C/E	

Diseño de estribos y refuerzo longitudinal de vigas soleras														
Ts (Kg)	Asreq... (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	Asreq... (cm <sup>2</sup> )	Asreq... (cm <sup>2</sup> )	ARREGLO					As... (cm <sup>2</sup> )	ARREGLO	ARREGLO	
3567.63	0.94	15.00	17.00	1.06	1.06	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
3584.14	0.95	15.00	17.00	1.06	1.06	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
14410.79	3.81	25.00	17.00	1.77	3.81	6	3/8"					4.26	6φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
18109.67	4.79	25.00	17.00	1.77	4.79	4	3/8"	+	2	1/2"		5.38	4φ3/8"+2φ1/2"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
3913.79	1.04	15.00	17.00	1.06	1.06	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
3864.82	1.02	15.00	17.00	1.06	1.06	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
8075.69	2.14	15.00	17.00	1.06	2.14	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
9978.06	2.64	15.00	17.00	1.06	2.64	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
8103.08	2.14	15.00	17.00	1.06	2.14	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
9898.82	2.62	15.00	17.00	1.06	2.62	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
6756.64	1.79	15.00	17.00	1.06	1.79	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
3704.33	0.98	15.00	17.00	1.06	1.06	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
46700.91	12.35	25.00	17.00	1.77	12.35	4	3/4"	+	2	1/2"		13.94	4φ3/4"+2φ1/2"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
3525.59	0.93	15.00	17.00	1.06	1.06	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
11987.07	3.17	15.00	17.00	1.06	3.17	4	1/2"					5.08	4φ1/2"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
3533.88	0.93	15.00	17.00	1.06	1.06	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
3705.37	0.98	15.00	17.00	1.06	1.06	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
4159.19	1.10	15.00	17.00	1.06	1.10	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
3941.20	1.04	15.00	17.00	1.06	1.06	4	3/8"					2.84	4φ3/8"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E
31031.96	8.21	15.00	17.00	1.06	8.21	4	3/4"					11.40	4φ3/4"	φ6mm,1@5,4@10,r@25 C/E

Fuente: Propia

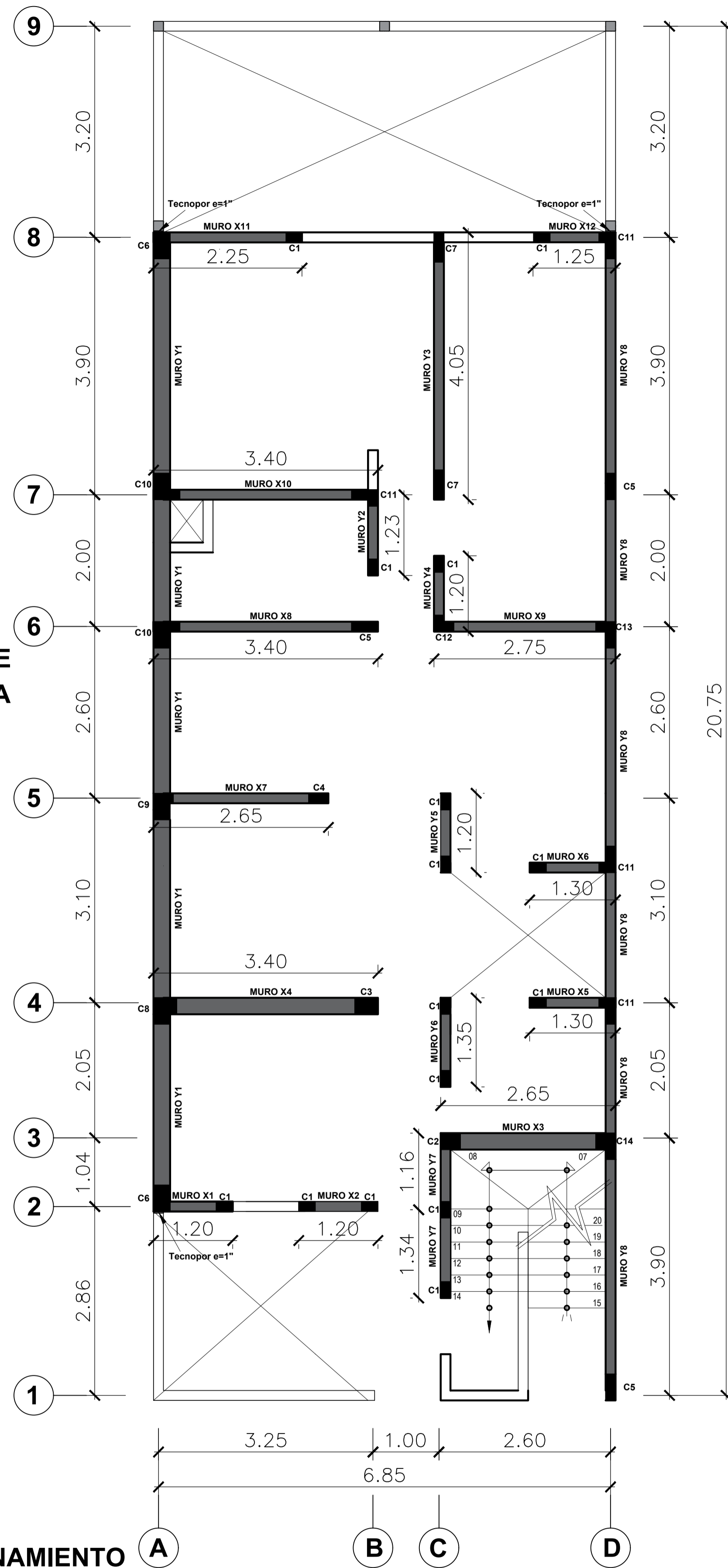
Tabla 36. Ejemplo de diseño de una viga dintel

		EJE 1				1 capa	d	H-	6				
		TRAMO	NUDO/CLARO		Mu(Tn-m)		Dimensiones			d	Resultados		Verificacion de As
							b	h	N CAPA		As	a	
PISO: 1	B - C	NUDO	B	M(-)	0.0000	13	30	1	24	0.00	0.00	0.69	
				M(+)	0.0000	13	30	1	24	0.00	0.00	0.69	
		CLARO	NUDO	M(-)	0.5318	13	30	1	24	0.60	1.31	0.69	
				M(+)	0.3028	13	30	1	24	0.34	0.74	0.69	
		NUDO	C	M(-)	1.5077	13	30	1	24	1.81	3.93	1.81	
				M(+)	0.8129	13	30	1	24	0.94	2.03	0.94	
PISO: 1	C - D	NUDO	C	M(-)	1.5071	13	30	1	24	1.81	3.93	1.81	
				M(+)	0.8126	13	30	1	24	0.94	2.03	0.94	
		CLARO	NUDO	M(-)	0.0751	13	30	1	24	0.08	0.18	0.69	
				M(+)	0.1974	13	30	1	24	0.22	0.48	0.69	
		NUDO	D	M(-)	0.0000	13	30	1	24	0.00	0.00	0.69	
				M(+)	0.0000	13	30	1	24	0.00	0.00	0.69	

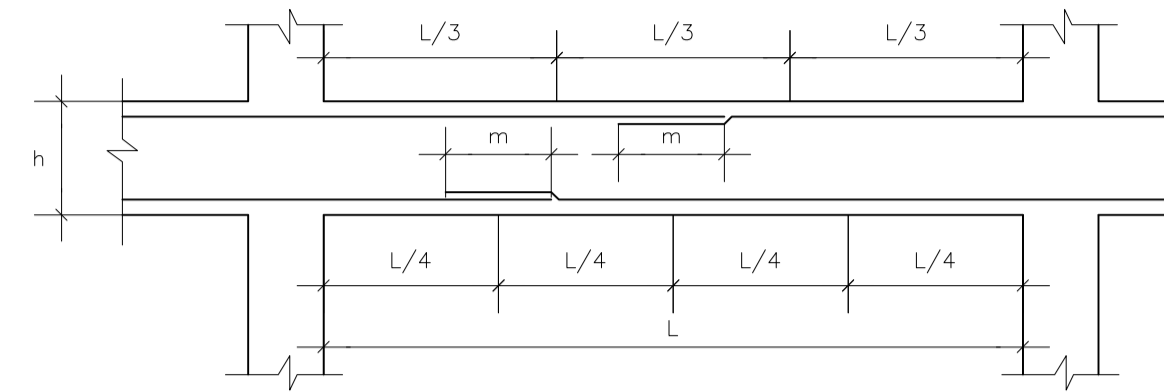
Barras totales de acero					Area Total	p	verificación de Cuantificación	Ancho Mínimo	Momento Resistente		
3/8	1/2	5/8	3/4	1					a Resist (cm)	M Resistente	Verificación
	2				2.58	0.008	CUMPLE	CUMPLE	5.60	2.067	CORRECTO
	2				2.58	0.008	CUMPLE	CUMPLE	5.60	2.067	
	2				2.58	0.008	CUMPLE	CUMPLE	5.60	2.067	CORRECTO
	2				2.58	0.008	CUMPLE	CUMPLE	5.60	2.067	CORRECTO
	2				2.58	0.008	CUMPLE	CUMPLE	5.60	2.067	CORRECTO
	2				2.58	0.008	CUMPLE	CUMPLE	5.60	2.067	
	2				2.58	0.008	CUMPLE	CUMPLE	5.60	2.067	CORRECTO
	2				2.58	0.008	CUMPLE	CUMPLE	5.60	2.067	CORRECTO
	2				2.58	0.008	CUMPLE	CUMPLE	5.60	2.067	CORRECTO
	2				2.58	0.008	CUMPLE	CUMPLE	5.60	2.067	

*Fuente: Propia*

**DISTRIBUCIÓN TÍPICA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA 1RO A 4TO PISO ESCALA 1/50**



**EMPALMES Y TRASLAPES PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS**

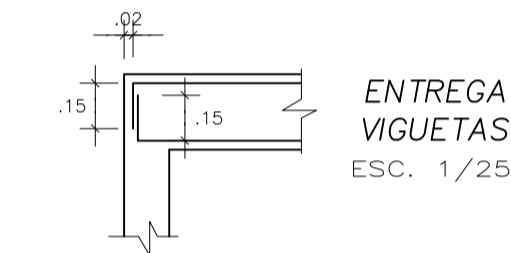
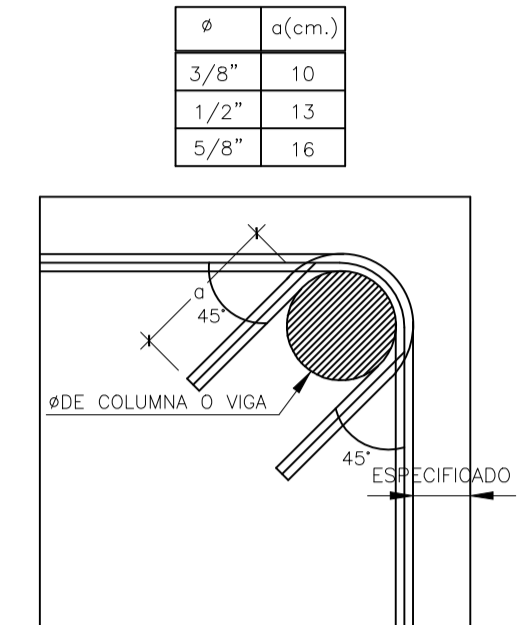


VALORES DE m		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
	h CUALQUIERA	h < .30
3/8"	.40	.30
1/2"	.50	.40
5/8"	.60	.60

**NOTAS.**

- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
- EN ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y 35cm PARA Ø1/2" Y Ø5/8"
- L = LONGITUD DE EMPALME

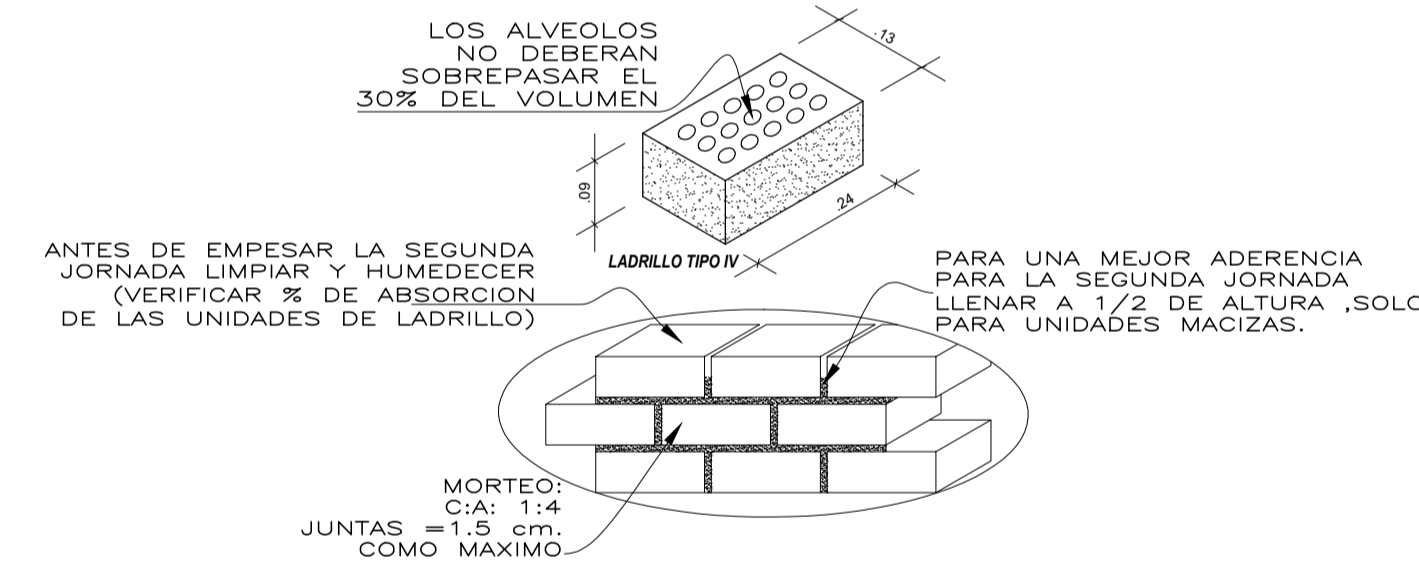
**DETALLE : DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS**



**CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS**

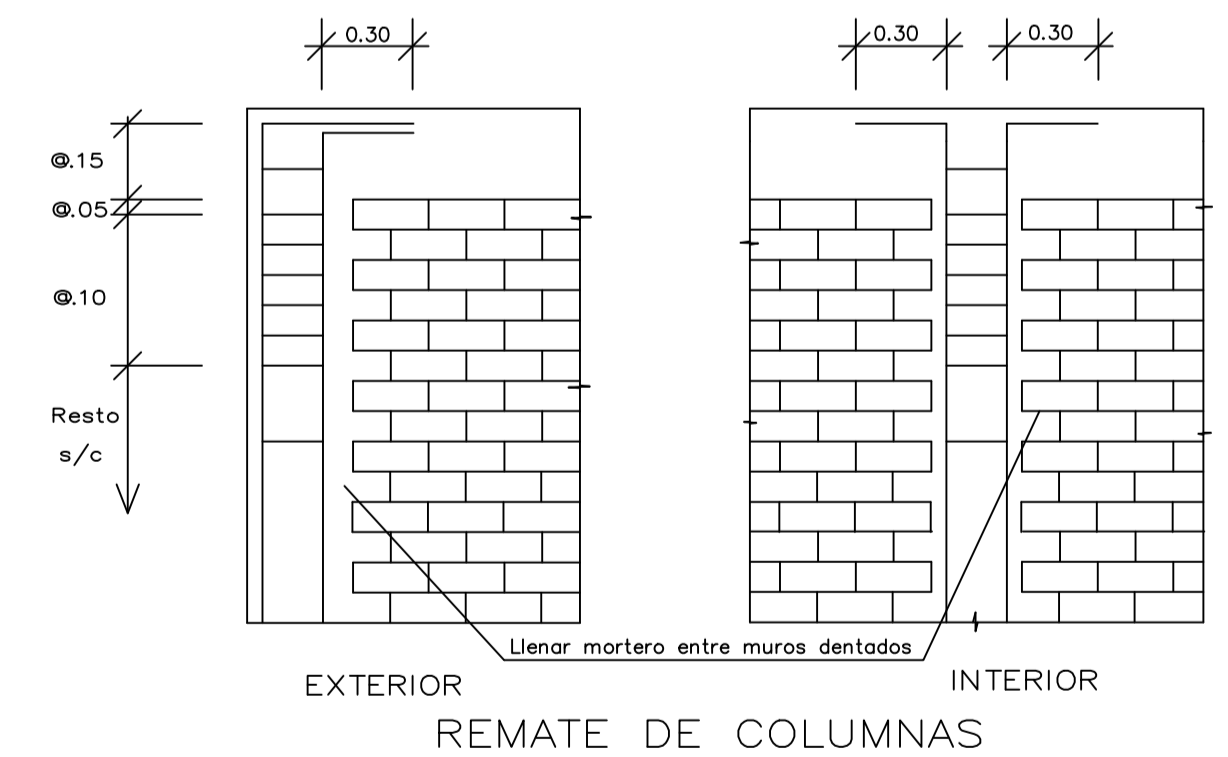
Ø	G (cm)
1/4"	15
3/8"	20
1/2"	25
5/8"	35
3/4"	45

NOTA: EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION, COLUMNA Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALOJARAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.



**CUADRO DE ESTRIBOS**

TIPO	BARRA	DISTRIBUCIÓN
1	6mm	9@.05, 4@.10, r@.25 C/E
2	6mm	10@.05, 4@.10, r@.25 C/E
3	6mm	12@.05, 4@.10, r@.25 C/E
4	6mm	13@.05, 4@.10, r@.25 C/E
5	6mm	1@.05, 4@.10, r@.25 C/E



**CUADRO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO ESCALA 1/25**

NIVEL	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14
1er A 4to NIVEL	C15x25	C25x30	C25x35	C15x30	C15x40	C25x40	C15x45	COL "L"	COL "L"	COL "L"	COL "L"	COL "L"	COL "L"	COL "L"
	4Ø3/8"	4Ø5/8"	4Ø1/2"+2Ø5/8"	6Ø3/8"	6Ø3/8"	4Ø1/2"+2Ø5/8"	4Ø1/2"+2Ø3/8"	3Ø1/2"+5Ø5/8"	7Ø1/2"+3Ø5/8"	7Ø1/2"+3Ø5/8"	10Ø3/8"	8Ø3/8"	10Ø3/8"	3Ø1/2"+5Ø5/8"
ESTRIBOS	TIPO 1	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 1	TIPO 3	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 3	TIPO 3	TIPO 3	TIPO 3	TIPO 1	TIPO 3	TIPO 3

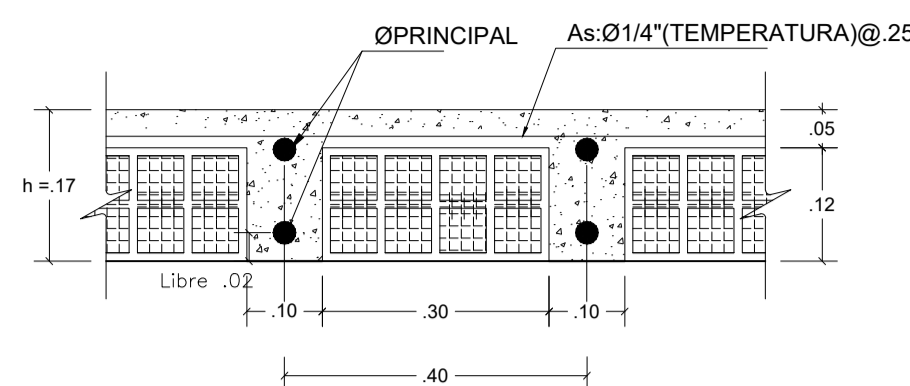
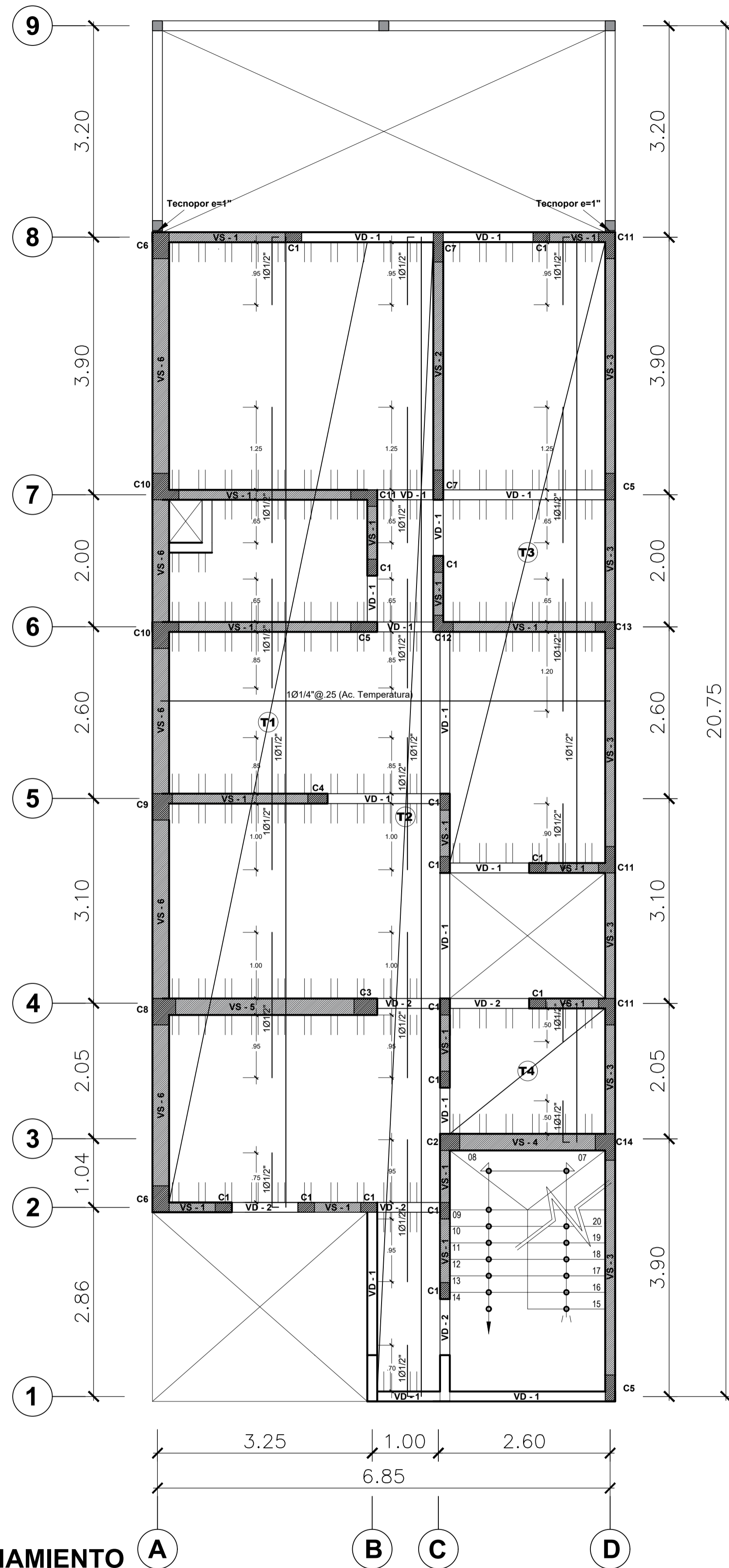
**USAT** UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR: ING. CHILÓN MUÑOZ CARMEN  
 TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE 4 PISOS EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA EL NAZARENO. JOSÉ LEONARDO ORTIZ. 2021

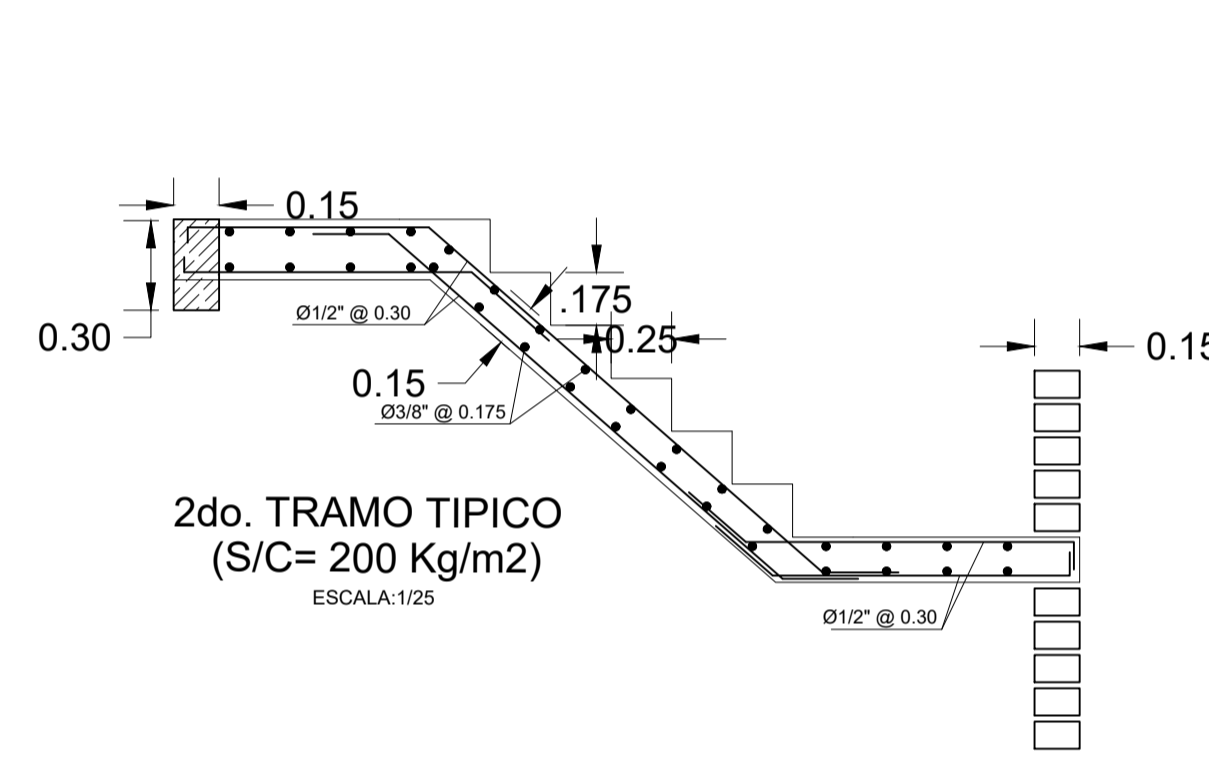
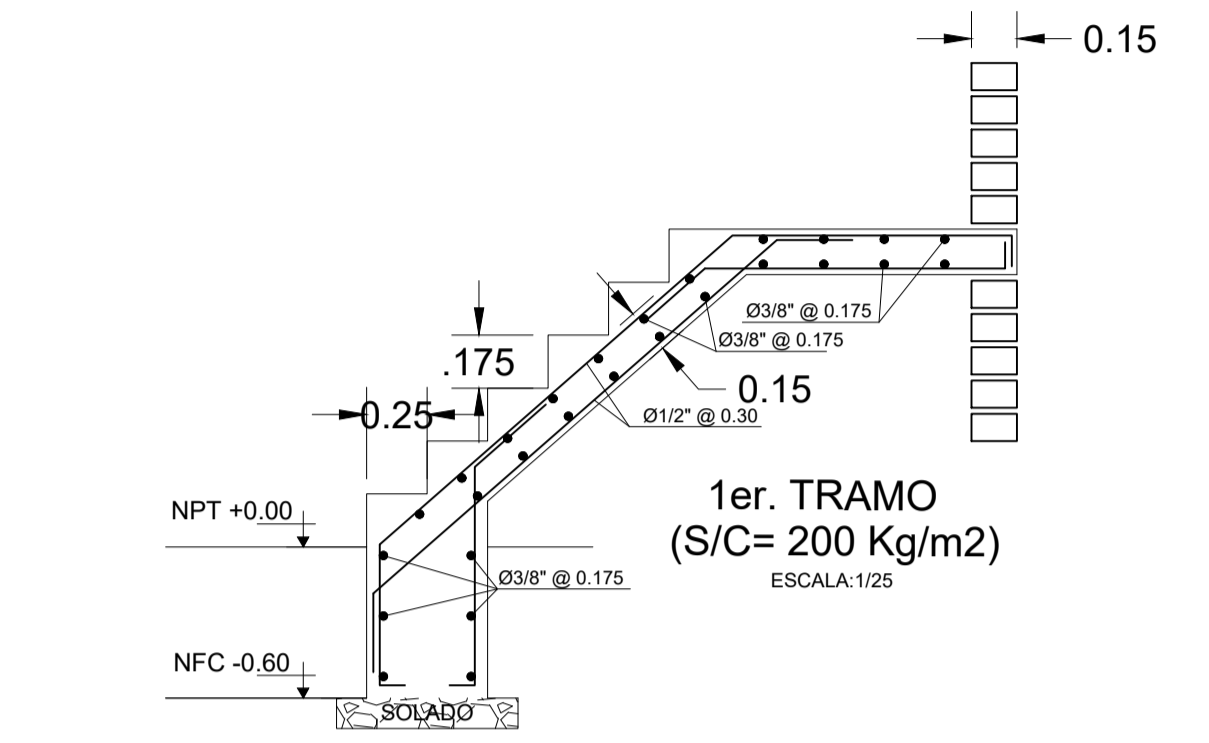
TESISTA: VEGA DÍAZ CÉSAR IVÁN  
 ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS  
 PLANO: DISTRIBUCIÓN DE MUROS  
 UBICACIÓN: CHICLAYO  
 ESCALA: INDICADA  
 FECHA: JUNIO 2022

LÁMINA Nº **E-01**

**ALIGERADO TÍPICO  
1RO A 4TO PISO  
(e=0.17m)  
ESCALA 1/50**



**CORTE TIPO DE ALIGERADO h=17**  
ESC. 1/10



**CUADRO DE VIGAS SOLERAS  
ESCALA 1/25**

NIVEL	VS - 1	VS - 2	VS - 3	VS - 4	VS - 5	VS - 6
	VS15x17	VS15x17	VS15x17	VS25x17	VS25x17	VS25x17
1er A 4to NIVEL						
	4Ø3/8"	4Ø1/2"	4Ø3/4"	6Ø3/8"	4Ø3/8"+2Ø1/2"	4Ø3/4"+2Ø1/2"
ESTRIBOS	TIPO 5	TIPO 5	TIPO 5	TIPO 5	TIPO 5	TIPO 5

**CUADRO DE VIGAS DINTEL  
ESCALA 1/25**

NIVEL	VD - 1	VD - 2
	VD15x30	VD15x30
1er A 4to NIVEL		
ESTRIBOS	TIPO 6	TIPO 6

**CUADRO DE ESTRIBOS**

TIPO	BARRA	DISTRIBUCIÓN
1	6mm	9@.05, 4@.10, r@.25 C/E
2	6mm	10@.05, 4@.10, r@.25 C/E
3	6mm	12@.05, 4@.10, r@.25 C/E
4	6mm	13@.05, 4@.10, r@.25 C/E
5	6mm	1@.05, 4@.10, r@.25 C/E
6	Ø1/4"	1@.05, r@.12 C/E

**CUADRO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO  
ESCALA 1/25**

NIVEL	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14
	C15x25	C25x30	C25x35	C15x30	C15x40	C25x40	C15x45	COL "L"	COL "L"	COL "L"	COL "L"	COL "L"	COL "L"	COL "L"
1er A 4to NIVEL														
	4Ø3/8"	4Ø5/8"	4Ø1/2"+2Ø5/8"	6Ø3/8"	6Ø3/8"	4Ø1/2"+2Ø5/8"	4Ø1/2"+2Ø3/8"	3Ø1/2"+5Ø5/8"	7Ø1/2"+3Ø5/8"	7Ø1/2"+3Ø5/8"	10Ø3/8"	8Ø3/8"	10Ø3/8"	3Ø1/2"+5Ø5/8"
ESTRIBOS	TIPO 1	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 1	TIPO 3	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 3	TIPO 3	TIPO 3	TIPO 3	TIPO 1	TIPO 3	TIPO 3

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

**CONCRETO SIMPLE**  
SOLADOS : C - H 1:12  
CIMENTOS CORRIDOS : C - H 1:10 + 30% PG Ø 6" max.

**CONCRETO ARMADO**  
PLATEA DE CIMENTACION : Fc=100 Kg/cm2  
COLUMNAS, VIGAS : Fc=175 Kg/cm2  
LOSAS : Fc=175 Kg/cm2  
ESCALERA : Fc=175 Kg/cm2  
REFUERZO : fy=4200 Kg/cm2

**RECURRIMIENTOS**  
PLATEA : 7 cm.  
COLUMNAS DE CONFINAMIENTO : 2 cm.  
VIGAS SOLERAS : 2 cm.  
VIGAS DINTEL : 2 cm.  
LOSAS : 2 cm.

**SUELO**  
RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.83 Kg/cm2.

**SISTEMA ESTRUCTURAL**  
DIRECCION X-X : ALBAÑILERÍA CONFINADA  
Deriva (Dh) <= 0.005  
DIRECCION Y-Y : ALBAÑILERÍA CONFINADA  
Deriva (Dh) <= 0.005

**PARAMETROS SISMICOS**  
PERIODO Tx= 0.266 s Ty= 0.136 s  
CORTANTE Vxm= 152.68 Ton Vym= 165.95 Ton

**DEPLAZAMIENTOS**

VIVIENDA	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	Nivel	Desplazamiento (cm)	Nivel	Desplazamiento (cm)
1	1	0.0228 cm	1	0.0060 cm
	2	0.0176 cm	2	0.0051 cm
	3	0.0120 cm	3	0.0038 cm
2	1	0.0228 cm	1	0.0060 cm
	2	0.0176 cm	2	0.0051 cm
	3	0.0120 cm	3	0.0038 cm

**NORMAS DE DISEÑO**  
PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN:  
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14  
NTE E.020 - CARGAS  
NTE E.030 - DISEÑO SISMORESISTENTE  
NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES  
NTE E.060 - CONCRETO ARMADO  
NTE E.070 - ALBAÑILERÍA

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

ASESOR:  
ING. CHILÓN MUÑOZ CARMEN

TESISTA:  
VEGA DÍAZ CÉSAR IVÁN

ESPECIALIDAD:  
ESTRUCTURAS

PLANO:  
LOSAS, COLUMNAS, VIGAS

UBICACIÓN:  
CHICLAYO

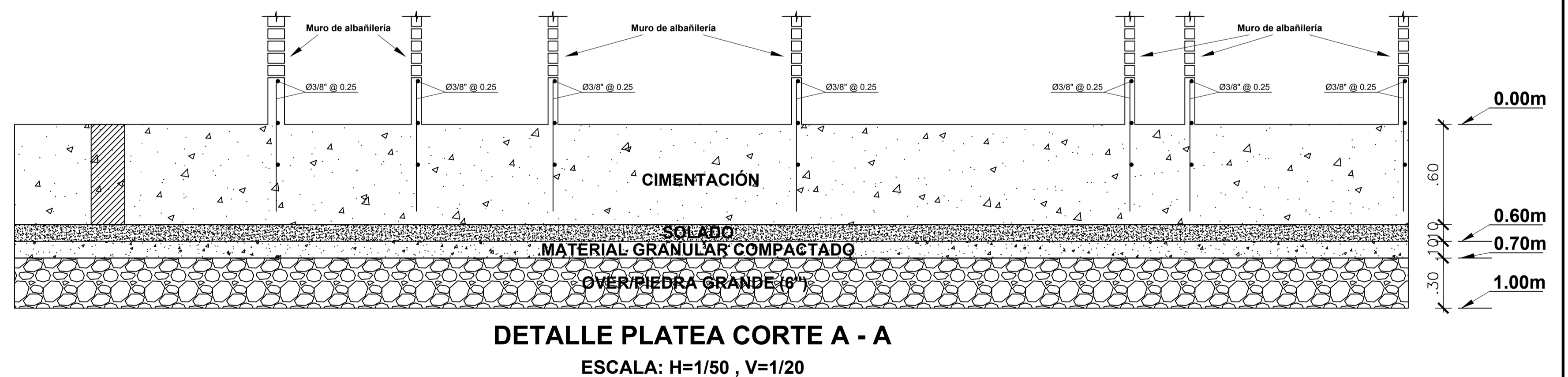
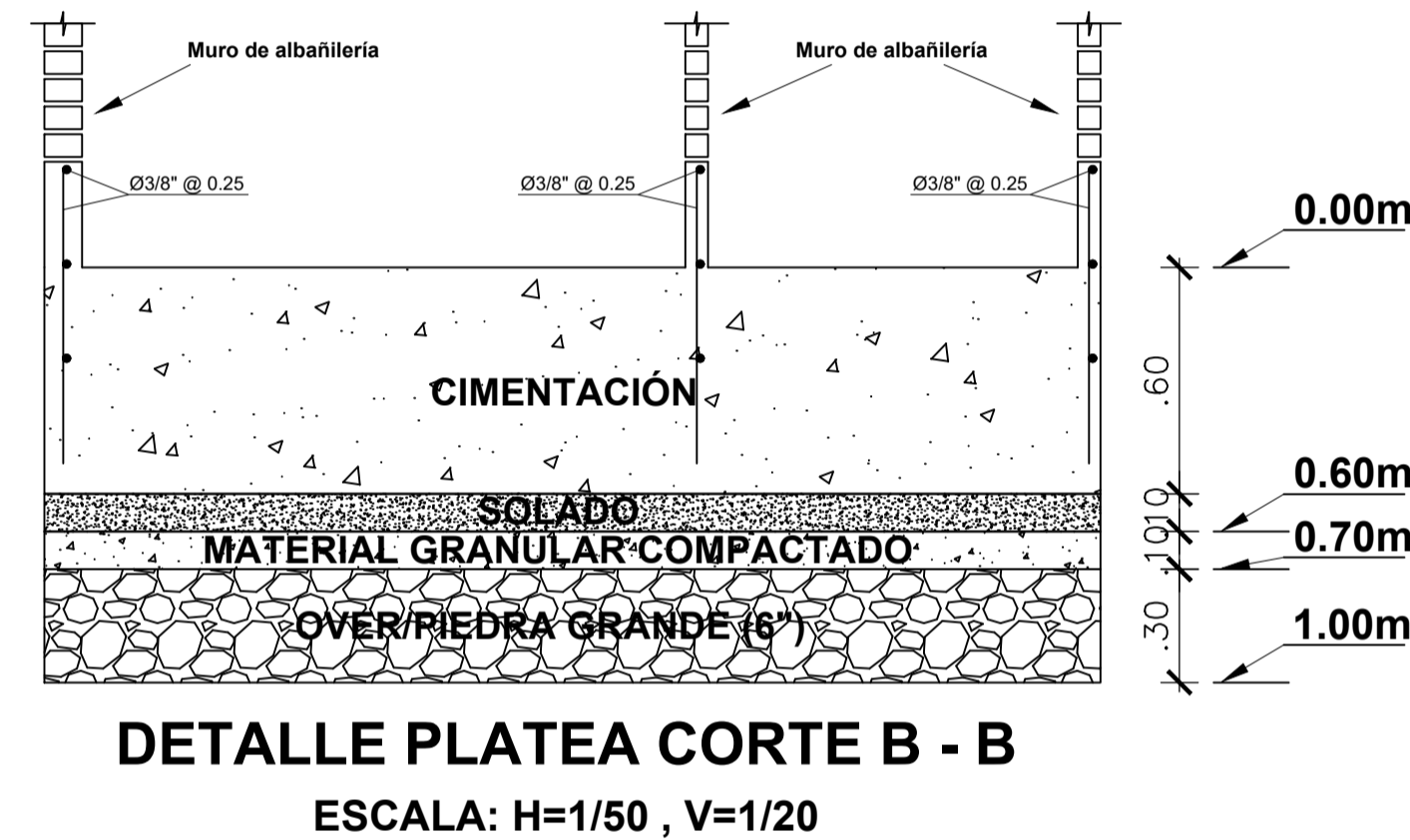
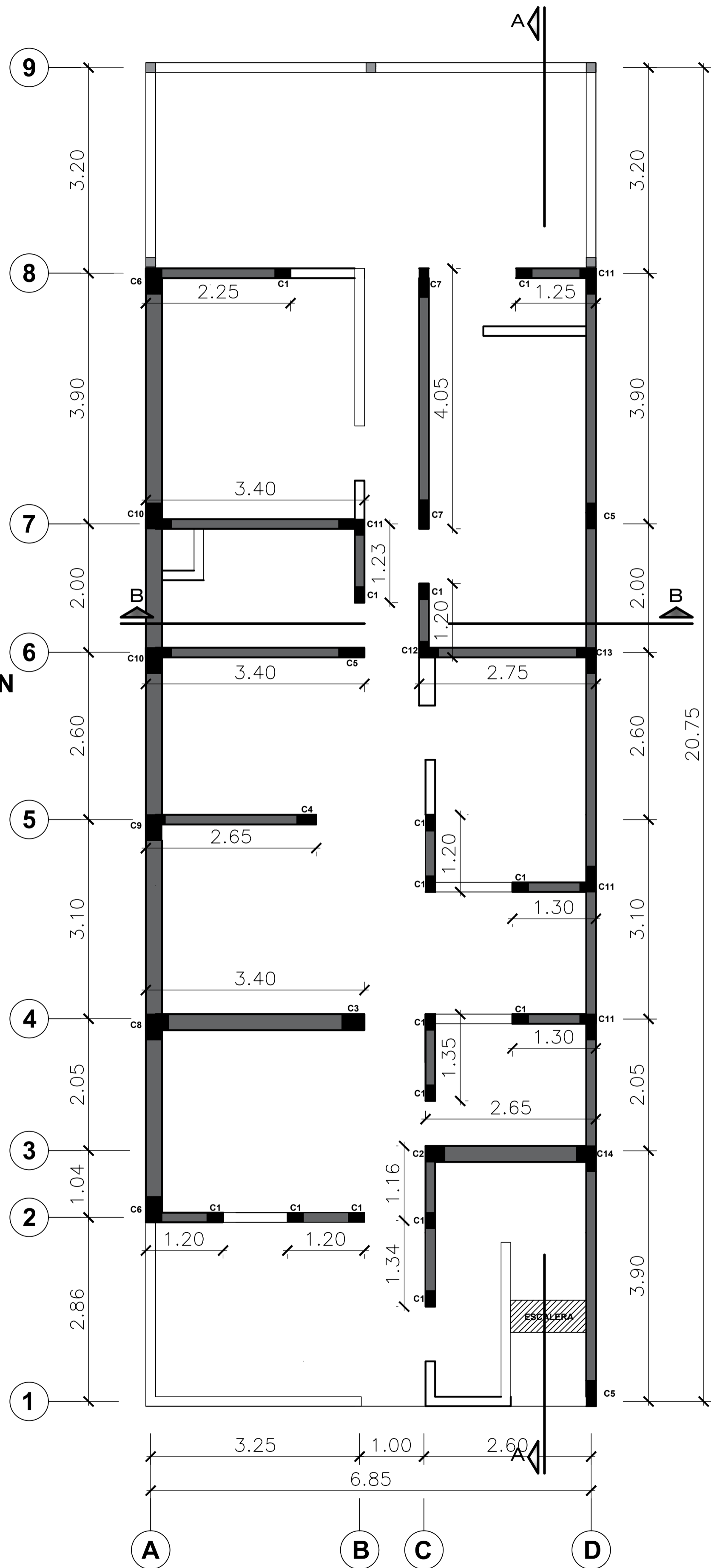
ESCALA:  
INDICADA

FECHA:  
JUNIO 2022

LÁMINA N°  
**E-02**

**PLATEA DE CIMENTACIÓN  
(H=0.60m)**

ESCALA 1/50

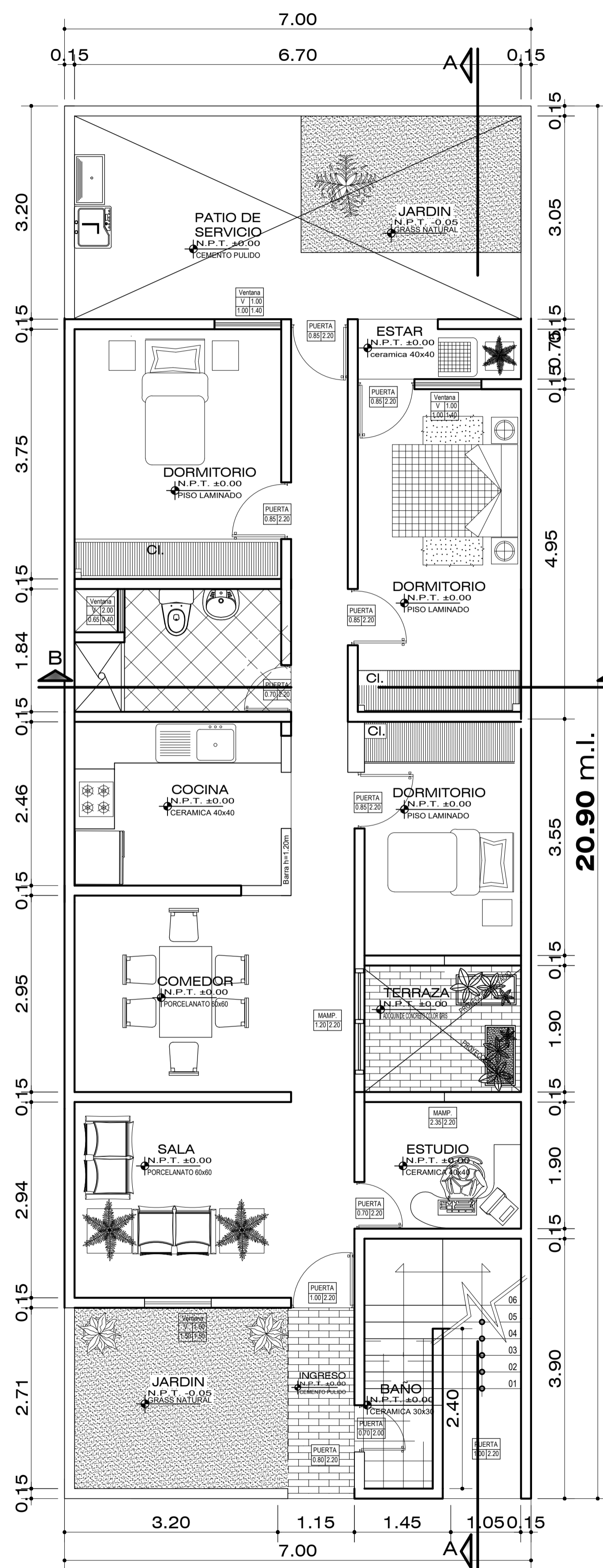


**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

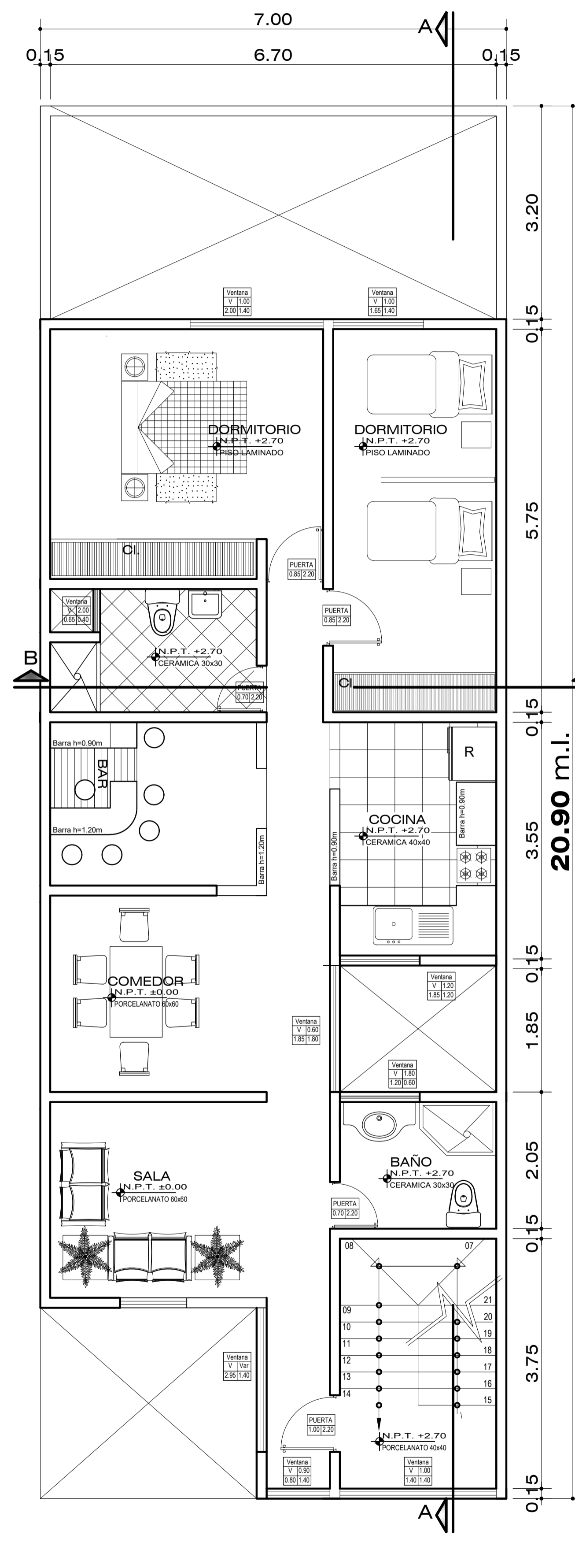
<b>CONCRETO SIMPLE</b>		<b>SOBRECARGA DE DISEÑO</b>	
SOLADOS	: C - H 1:12	Agrupados: Indicada en los planos	
CIMENTOS CORRIDOS	: C - H 1:10 + 30% PG Ø 6" max.	MATERIALES	
PISOS	: f <sub>c</sub> =140 Kg/cm <sup>2</sup>	Cimentación : Cemento Portland MS	
<b>CONCRETO ARMADO</b>		Resto de la Estructura : Cemento Portland MS	
PLATEA DE CIMENTACION : f <sub>c</sub> =100 Kg/cm <sup>2</sup>		Agrupados:	
COLUMNAS, VIGAS : f <sub>c</sub> =175 Kg/cm <sup>2</sup>		El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de:	
LOSAS : f <sub>c</sub> =175 Kg/cm <sup>2</sup>		a. 4" para concreto de cimentación y 2" para concreto de sobrecargas.	
ESCALERA : f <sub>c</sub> =175 Kg/cm <sup>2</sup>		b. 7" para columnas y vigas.	
REFUERZO : f <sub>y</sub> =4200 Kg/cm <sup>2</sup>		c. 2" para el resto de los elementos.	
RECURRIMIENTOS		El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán duras, compactas y resistentes.	
PLATEA	: 7 cm.	Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.	
COLUMNAS DE CONFINAMIENTO	: 2 cm.	Albañilería:	
VIGAS SOLERAS	: 2 cm.	Resistencia a la tracción por compresión de la unidad de albañilería (bloques): f <sub>m</sub> =145 kg/cm <sup>2</sup> .	
VIGAS DINTEL	: 2 cm.	Resistencia a la tracción por compresión de la pared terminada: f <sub>m</sub> = 55 kg/cm <sup>2</sup> .	
LOSAS	: 2 cm.	Esfuerzo de fluencia del refuerzo en muros: f <sub>y</sub> 4200 kg/cm <sup>2</sup> .	
SUELO		Unidad de Albañilería: Ladrillo Tipo King Kong 18 Huecos 9x13x24 cm. Hecho en fábrica con un máximo de 37% de perforaciones.	
RESISTENCIA ADMISIBLE	: 0.83 Kg/cm <sup>2</sup> .	Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:4 (Cemento-arena).	
SISTEMA ESTRUCTURAL		Todos los Muros estarán confinados por Columnas de confinamiento y Vigas de Anclaje, las juntas no podrán deber estar confinadas por columnas.	
DIRECCION X-X	: ALBAÑILERÍA CONFINADA	Deriva (Dh)=0.005	
DIRECCION Y-Y	: ALBAÑILERÍA CONFINADA	Deriva (Dh)=0.005	
PARAMETROS SISMICOS		PERIODO	T <sub>x</sub> = 0.268 s
			T <sub>y</sub> = 0.138 s
		CORTANTE	V <sub>xm</sub> 152.68 Ton
			V <sub>ym</sub> 165.95 Ton
FACTOR DE ZONA	: 0.49g	DESPLAZAMIENTOS	
FACTOR DE USO	: 1.00	Dirección X-X	
FACTOR DE SUELO	: 1.10	Dirección Y-Y	
FACTOR AMPLIFICACIÓN SISMICA	: 2.5	NIVEL	Abstracción (A-F) (F-20)
PERIODO DEL SUELO	: T <sub>p</sub> = 1.0 s	1	: 0.0228 cm.
FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZA SISMICA	: T <sub>r</sub> = 1.0 s	2	: 0.0176 cm.
	: X-X - 3.0	3	: 0.0120 cm.
	: Y-Y - 3.0	1	: 0.0060 cm.
		2	: 0.0051 cm.
		3	: 0.0038 cm.
NORMAS DE DISEÑO		PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN:	
		REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14	
		NTE E.020 - CARGAS	
		NTE E.030 - DISEÑO SISMORESISTENTE	
		NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES	
		NTE E.060 - CONCRETO ARMADO	
		NTE E.070 - ALBAÑILERÍA	
		DESPLAZAMIENTOS	
		YY: Desplazamiento Máximo del Último Nivel Dirección "Y"	
		XX: Desplazamiento Máximo Relativo de Entrepisos Dirección "X"	
		XX: Desplazamiento Máximo Relativo de Entrepisos Dirección "Y"	
		YY: Desplazamiento Máximo Relativo de Entrepisos Dirección "Y"	

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

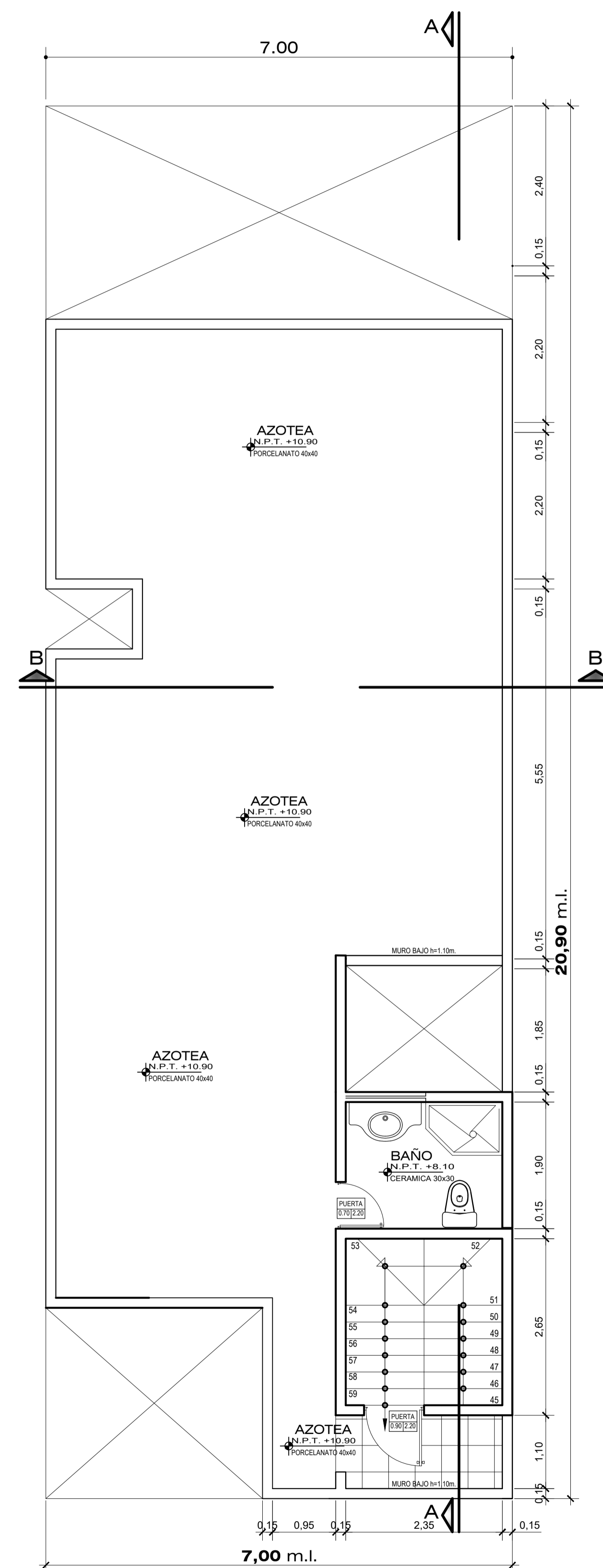
ASESOR: ING. CHILÓN MUÑOZ CARMEN	TESISTA: VEGA DÍAZ CÉSAR IVÁN	LÁMINA Nº <b>E-03</b>
TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE 4 PISOS EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA EL NAZARENO. JOSÉ LEONARDO ORTIZ. 2021	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: CIMENTACIÓN		FECHA: JUNIO 2022
UBICACIÓN: CHICLAYO		
ESCALA: INDICADA	FECHA: JUNIO 2022	



1° PISO

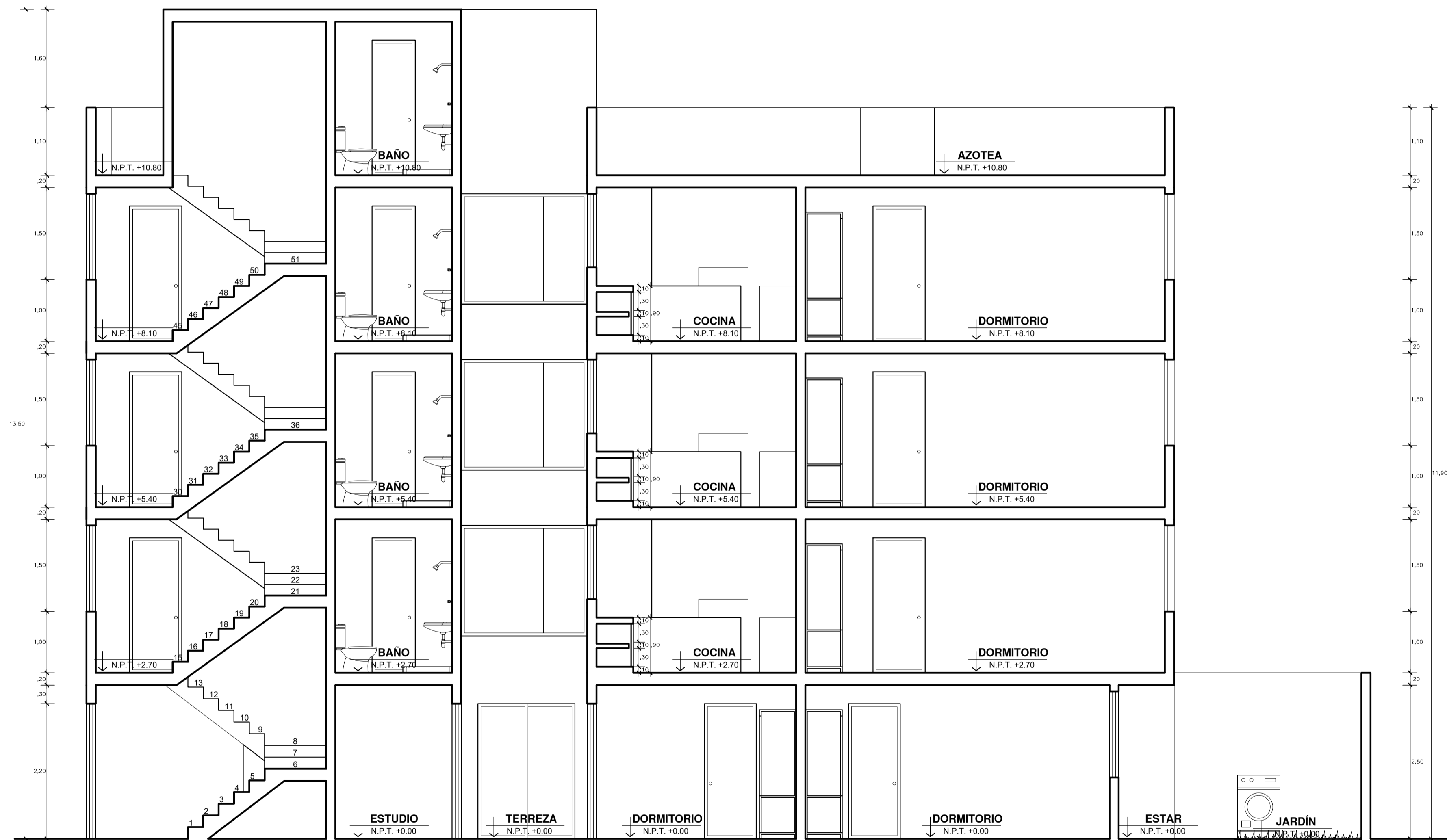


2°, 3° Y 4° PISO



AZOTEA

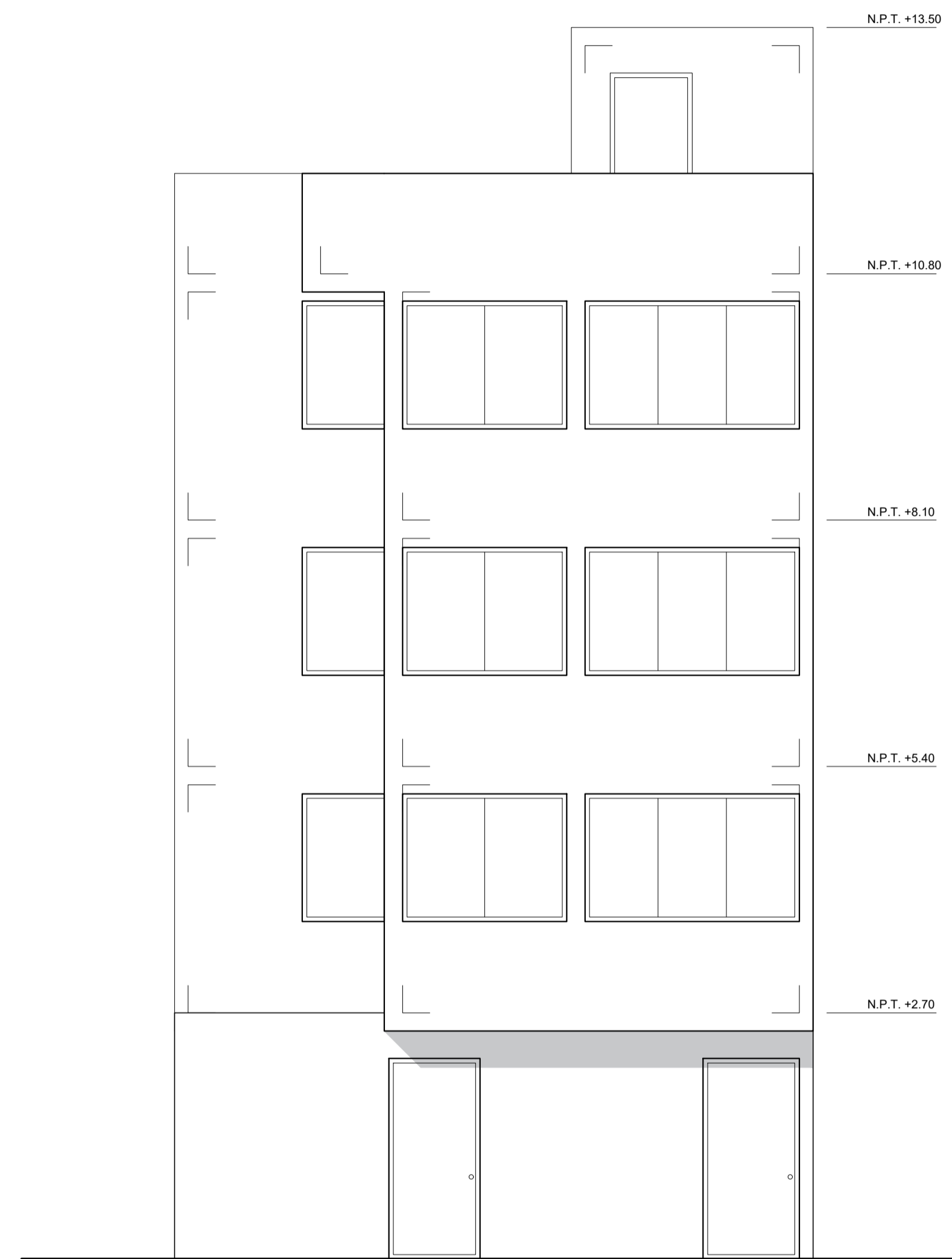
 <b>UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO</b> ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL		LÁMINA N°          <b>A-01</b>
ASESOR: ING. CHILÓN MUÑOZ CARMEN	TESISTA: VEGA DÍAZ CÉSAR IVÁN	
TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE 4 PISOS EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA EL NAZARENO. JOSÉ LEONARDO ORTIZ. 2021	ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA	
PLANO: DISTRIBUCIÓN EN PLANTA		
UBICACIÓN: CHICLAYO	ESCALA: INDICADA	



**CORTE A-A**

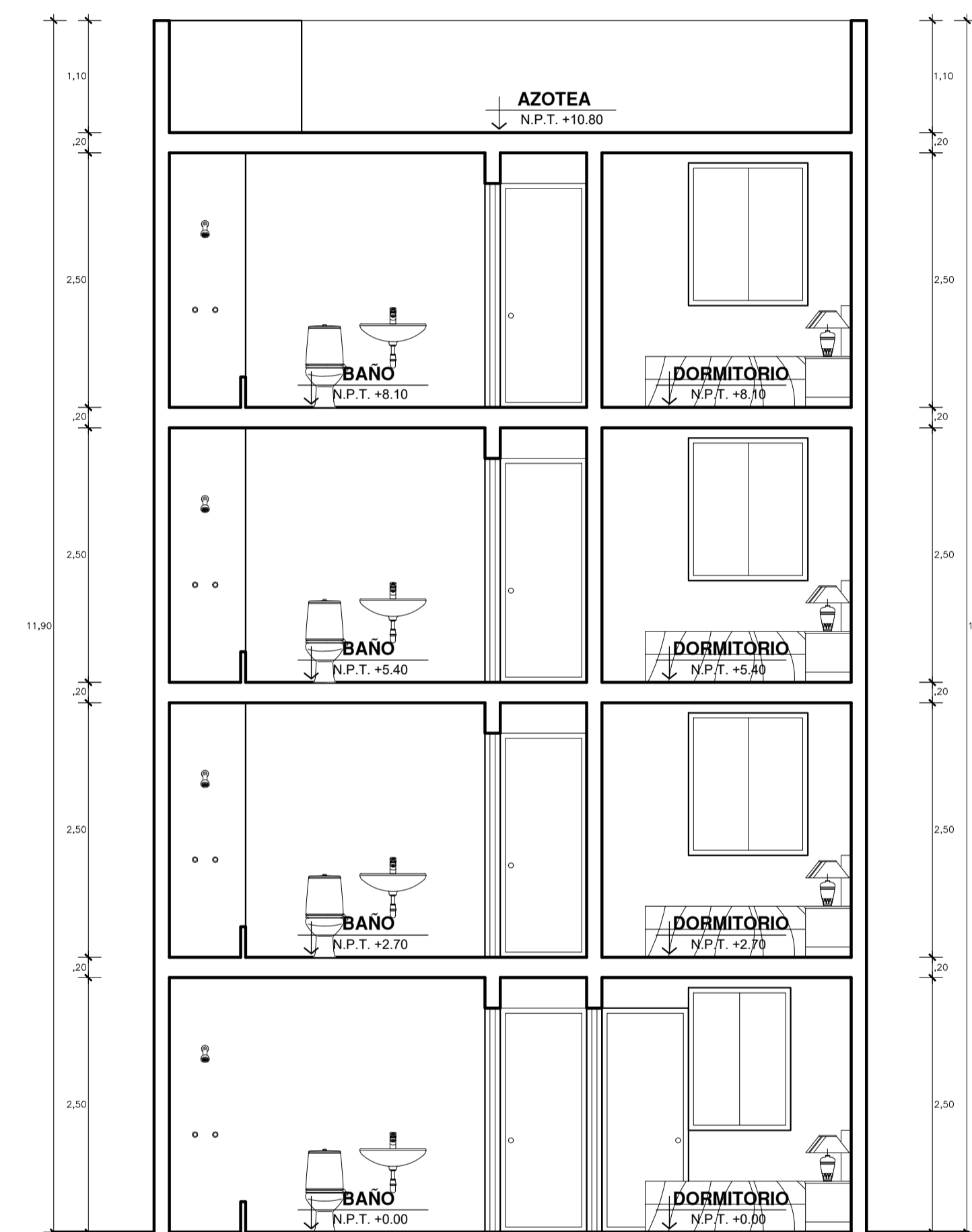
ESCALA: 1/50

 <b>UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO</b> ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL		LÁMINA N°  <h1 style="font-size: 2em;">A-02</h1>
<b>ASESOR:</b> ING. CHILÓN MUÑOZ CARMEN	<b>TESISTA:</b> VEGA DÍAZ CÉSAR IVÁN	
<b>TESIS:</b> DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE 4 PISOS EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA EL NAZARENO. JOSÉ LEONARDO ORTIZ. 2021	<b>ESPECIALIDAD:</b> ARQUITECTURA	
	<b>PLANO:</b> ELEVACIÓN CORTE A-A	
<b>UBICACIÓN:</b> CHICLAYO		
<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> JUNIO 2022	



**ELEVACIÓN**

ESCALA: 1/50



**CORTE B-B**

ESCALA: 1/50

 <b>UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO</b> ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL		
<b>ASESOR:</b> ING. CHILÓN MUÑOZ CARMEN	<b>TESISTA:</b> VEGA DÍAZ CÉSAR IVÁN	LÁMINA N°  <h1 style="font-size: 2em;">A-03</h1>
<b>TESIS:</b> DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE 4 PISOS EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA EL NAZARENO, JOSÉ LEONARDO ORTIZ, 2021	<b>ESPECIALIDAD:</b> ARQUITECTURA	
<b>PLANO:</b> ELEVACIÓN CORTE B-B		
<b>UBICACIÓN:</b> CHICLAYO		
<b>ESCALA:</b> INDICADA	<b>FECHA:</b> JUNIO 2022	