



UAP

UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS

FACULTAD DE INGENIERIAS Y ARQUITECTURA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

“Análisis y Diseño Estructural Comparativo entre Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada de una Vivienda Multifamiliar en la ciudad de Abancay”

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL BACHILLER
JUAN RIBAUDO RAMOS HUACCHARAQUI

Asesor: Ing. Juan Carlos Tesillo

Abancay, Agosto del 2015

CONTENIDO	
RESUMEN	8
DEDICATORIA	10
INTRODUCCIÓN	11
CAPÍTULO I	
PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO	
1. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO	13
1.1. EL PROBLEMA	13
1.1.1. Selección del problema	13
1.1.2. Delimitación	13
1.1.3. Antecedentes	14
1.1.4. Formulación del problema	14
1.1.4.1. Problema principal	14
1.1.4.2. Problemas secundarios	15
1.2. OBJETIVOS	15
1.2.1. Objetivo principal	15
1.2.2. Objetivos secundarios	15
1.3. HIPÓTESIS Y VARIABLES	15
1.3.1. Hipótesis	15
1.3.2. Variables	16
1.3.2.1. Identificación de variables	16
1.3.2.2. Operacionalización de variables	16
1.4. METODOLOGÍA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN	16
1.4.1. Metodología	16
1.4.2. Tipo y nivel	16
1.5. UNIVERSO Y MUESTRA	16
1.5.1. Universo	17
1.5.2. Muestra	17
1.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	17
1.6.1. Técnicas	17
1.6.2. Instrumentos	17
CAPÍTULO II	
MARCO TEÓRICO	
2. MARCO TEÓRICO	19
2.1. ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL	19
2.1.1. Definición del sistema	19
2.1.2. Importancia del sistema	19
2.1.3. Albañilería o Mampostería	20
2.1.4. Clases de Albañilería	20

2.1.4.1. Por la función estructural	20
2.1.4.2. Por la distribución del refuerzo	21
2.1.5. Consideraciones Básicas para el diseño con este sistema	23
2.1.6. Definiciones y Nomenclaturas	24
2.2. SISTEMA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA	26
2.2.1. Muros de Albañilería Confinada	26
2.2.2. Componentes de la Albañilería Confinada	27
2.2.2.1. Unidades de Albañilería	27
2.2.2.1.1. Clasificación	27
2.2.2.1.2. Características	29
2.2.2.1.3. Limitación en su aplicación	30
2.2.2.1.4. Pruebas	30
2.2.2.1.5. Algunos criterios de aceptación	33
2.2.2.2. Mortero	33
2.2.2.3. Acero de refuerzo	36
2.2.2.4. Concreto	37
2.2.3. Resistencia de prisma de albañilería	37
2.2.4. Criterios de estructuración	39
2.2.4.1. Estructuras de diafragma rígido	39
2.2.4.2. Configuración del edificio	39
2.2.5. Requisitos estructurales mínimos	43
2.2.6. Metrado de cargas	44
2.2.7. Cargas mínimas repartidas E.020	47
2.3. SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	49
2.3.1. Definición del sistema	49
2.3.2. Importancia del sistema	49
2.3.3. Edificios de Muros de Ductilidad Limitada en el Perú	49
2.3.4. Descripción del sistema	51
2.3.5. Componentes	52

CAPÍTULO III

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALBAÑILERÍA CONFINADA	58
3.1. GENERALIDADES	58
3.1.1. Descripción del proyecto	58
3.1.2. Normas empleadas	60
3.1.3. Cargas de diseño	60
3.1.4. Método de diseño	61

3.1.5. Propiedades de los materiales	63
3.2. ESTRUCTURACIÓN	63
3.2.1. Criterios de estructuración	63
3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	65
3.3.1. Losas aligeradas	65
3.3.2. Vigas	66
3.3.2.1. Vigas peraltadas	66
3.3.2.2. Vigas Chatas	67
3.3.3. Muros de albañilería	67
3.3.3.1. Espesor de muros	67
3.3.3.2. Densidad de muros	67
3.3.4. Muros de concreto armado	70
3.3.5. Columna	70
3.3.6. Escalera	70
3.4. ANÁLISIS SÍSMICO	71
3.4.1. Criterios de análisis sísmico	71
3.4.2. Descripción del análisis	72
3.4.3. Modelo estructural	72
3.4.4. Parámetros de análisis sísmico	74
3.4.5. Análisis estático	76
3.4.5.1. Generalidades	76
3.4.5.2. Periodo fundamental	76
3.4.5.3. Peso de la edificación	77
3.4.5.4. Centro de masas y centro de rigideces	77
3.4.5.5. Fuerza cortante en la base	78
3.4.5.6. Distribución de la fuerza sísmica en la altura	78
3.4.5.7. Efectos de torsión	79
3.4.6. Análisis dinámico	79
3.4.6.1. Modos de vibración	79
3.4.6.2. Aceleración espectral	80
3.4.6.3. Criterios de combinación	80
3.4.6.4. Fuerza cortante mínima en la base	80
3.4.7. Resultado de análisis sísmico	81
3.4.7.1. Cortante en la base	81
3.4.7.2. Desplazamientos laterales	81
3.4.7.3. Modos, períodos y masas efectivas	82
3.4.7.4. Fuerzas cortantes y momentos flectores	83
3.4.7.5. Periodo de vibración	84
3.4.8. Junta de separación sísmica	84
3.5. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA	85

3.5.1. Verificación del esfuerzo axial por cargas de gravedad	85
3.5.2. Fuerzas internas en muros	85
3.5.3. Verificación del agrietamiento de muros ante el sismo moderado y severo y de la resistencia global al corte	86
3.5.4. Diseño de muros no agrietados por sismo severo	87
3.6. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	93
3.6.1. Diseño por flexión	93
3.6.2. Diseño por corte	94
3.6.3. Ejemplo de diseño de una losa aligerada típica	95
3.7. DISEÑO DE VIGAS	100
3.7.1. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS	100
3.7.1.1. Diseño por flexión	100
3.7.1.2. Diseño por corte	101
3.7.1.3. Ejemplo de diseño de viga peraltada	102
3.7.2. DISEÑO DE VIGA CHATA	108
3.7.2.1. Diseño por flexión	109
3.7.2.2. Diseño por cortante	109
3.7.2.3. Ejemplo de diseño de viga chata	110
3.8. DISEÑO DE COLUMNAS	113
3.8.1. Diseño por flexocompresión	113
3.8.2. Diseño por corte	113
3.8.3. Ejemplo de diseño de columna	115
3.9. DISEÑO DE PLACAS	117
3.9.1. Diseño por flexocompresión	117
3.9.2. Diseño por cortante	120
3.9.3. Ejemplo de diseño de una placa	122
3.10. DISEÑO DE ESCALERAS	127
3.10.1. Diseño por flexión	130
3.10.2. Diseño por cortante	132
3.11. DISEÑO DE CIMENTACIÓN	132
3.11.1. Diseño de cimiento corrido	132
CAPÍTULO IV	
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	
4.1. ESTRUCTURACIÓN	137
4.1.1. Criterios de estructuración	137
4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	137
4.2.1. Muros de ductilidad limitada	137
4.2.2. Losas macizas y escaleras	138
4.3. ANÁLISIS SÍSMICO	140

4.3.1. Criterios de análisis sísmico	140
4.3.2. Descripción del análisis	141
4.3.3. Modelo estructural	142
4.3.4. Parámetros de análisis sísmico	145
4.3.5. Análisis estático	147
4.3.5.1. Generalidades	147
4.3.5.2. Periodo fundamental	148
4.3.5.3. Peso de la edificación	148
4.3.5.4. Centro de masas y centro de rigideces	149
4.3.5.5. Fuerza cortante en la base	149
4.3.5.6. Distribución de la fuerza sísmica en la altura	149
4.3.5.7. Efectos de torsión	150
4.3.6. Análisis dinámico	150
4.3.6.1. Modos de vibración	151
4.3.6.2. Aceleración espectral	151
4.3.6.3. Criterios de combinación	151
4.3.6.4. Fuerza cortante mínima en la base	152
4.3.7. Resultado de análisis sísmico	152
4.3.7.1. Cortante en la base	152
4.3.7.2. Desplazamientos laterales	153
4.3.7.3. Modos, períodos y masas efectivas	154
4.3.7.4. Fuerzas cortantes y momentos flectores	155
4.3.7.5. Periodo de vibración	155
4.3.8. Junta de separación sísmica	156
4.4. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	157
4.4.1. Consideraciones para el diseño de losa	157
4.4.1.1. Diseño por flexión	157
4.4.1.2. Diseño por corte	158
4.4.1.3. Ejemplo de diseño de losa maciza	158
4.5. DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTO	163
4.5.1. Consideraciones para el diseño de vigas de acoplamiento	163
4.5.2. Diseño por flexión	164
4.5.3. Diseño por cortante	164
4.5.4. Ejemplo de diseño de vigas de acoplamiento	165
4.6. DISEÑO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	167
4.6.1. Consideraciones para el diseño de muros	167
4.6.2. Diseño por flexocompresión	167
4.6.3. Diseño por cortante	169
4.6.4. Ejemplo de diseño de muros	171
4.7. DISEÑO DE CIMENTACIÓN	178

4.7.1. Consideraciones para el diseño de cimentaciones	179
4.7.1.1. Comportamiento e idealización de la platea	179
4.7.2. Diseño por flexión y cortante de platea	181
4.7.3. Ejemplo de diseño de platea de cimentación	182

CAPÍTULO V

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO ENTRE EL SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

5. ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

5.1. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN

5.1.1. Comparación de parámetros sísmicos entre Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada

5.1.1.1. Análisis estructural

a. Cortante estático en la base

b. Fuerza Cortante Mínima en la base (Cortante Dinámico)

c. Desplazamientos laterales

d. Periodo Fundamental de vibración

e. Masa participante en los modos de vibración

5.1.1.2. Consideraciones de diseño

a. Peso de la edificación

b. Configuración estructural

c. Factor de Reducción (R)

d. Diseño de Muros

e. Características de los materiales

5.1.1.3. Diseño estructural

a. Densidad de Muros

5.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SISTEMAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

6.2. RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

RESUMEN

El presente trabajo de tesis consiste en realizar el análisis y diseño estructural comparativo de muros de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada de una vivienda multifamiliar de cinco pisos ubicados en la ciudad de Abancay. El edificio se construirá sobre un suelo que tiene una capacidad portante de 1.5 kg/cm² a partir de la evaluación sísmica de ambos sistemas estructurales de construcción.

La evaluación sísmica, consistirá en hacer una comparación del comportamiento estructural de la edificación frente a las cargas horizontales y verticales, considerando los parámetros sísmicos establecidos en la norma técnica E.030 (diseño sismorresistente) y para el diseño estructural propiamente dicho de la edificación se tomará en cuenta las especificaciones de la norma técnica E.020 (cargas), E.050 (suelos y cimentaciones), E.060 (concreto armado), E.070 (albañilería) así como los alcances de la norma para el diseño de edificios de muros de ductilidad limitada.

En los primeros capítulos se desarrolla el planteamiento metodológico de la tesis, en el cual se describe el problema, los objetivos, la hipótesis, la metodología de investigación, así como el fundamento teórico de los sistemas de Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada.

En el capítulo III, se describe el análisis estructural de la edificación con el sistema de muros de albañilería confinada, partiendo por la estructuración en la cual se buscó una estructura simple y ordenada posible, luego se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales siguiendo los criterios y recomendaciones de los libros de diseño estructural empleados en esta tesis, a continuación se procedió a realizar el metrado de cargas verticales para el análisis sísmico, cumpliendo las normas técnicas antes señaladas con especial énfasis en las solicitudes de la norma E.070 de albañilería para los muros respectivos. Posterior al análisis y verificación del cumplimiento de los requisitos y comprobación sísmica global del edificio, se diseñaron los elementos estructurales tales como: losas, vigas, placas, muros de albañilería confinada,

escalera, cimentación. El mismo procedimiento se realizó para el análisis y diseño estructural de la edificación con muros de ductilidad limitada consideradas en el capítulo IV.

En el capítulo V se presenta el análisis comparativo sísmico del proyecto entre ambos sistemas estructurales, así como las ventajas y desventajas que presentan.

Finalmente se presenta las conclusiones y algunas recomendaciones para el diseño estructural y futuras investigaciones.

DEDICATORIA

A mi madre que ha sabido formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante en los momentos difíciles.

A mi padre que me dio la vida, el cual a pesar de haberlo perdido a temprana edad, ha estado siempre cuidándome y guiándome

A mi amada esposa por su respaldo y comprensión y porque me enseñó que siempre hay una luz al final del camino.

A mis adorados hijos por ser fuentes de motivación a quienes siempre cuidaré para verlos hechos personas capaces y que puedan valerse por sí mismos.

A mis hermanos que son mi fortaleza y el pilar de apoyo, ellos me han elevado espiritualmente y anímicamente para llegar a cumplir con mis objetivos.

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, la ciudad de Abancay ha tenido un crecimiento poblacional vertiginoso y ello trajo consigo la expansión del núcleo urbano; El sistema estructural más empleado en las construcciones de edificaciones es el de pórticos de concreto armado, sin embargo todavía en algunas zonas periféricas de la ciudad se sigue haciendo uso de sistemas convencionales ligadas a las tradiciones y costumbres.

Empero, el mercado de vivienda popular es atendido principalmente por el sector informal (autoconstrucción), lo que está produciendo viviendas de baja calidad con elevados costos financieros y sociales. Existe, en tanto, un severo déficit de ofertas habitacional de calidad y accesibles a sectores mayoritarios de la población, razón por la cual debe de analizarse nuevos sistemas constructivos que garanticen menores costos, tiempos de ejecución y adecuada calidad de viviendas.

Por otra parte también, se están masificando la construcción de viviendas multifamiliares de cinco a siete pisos, las cuales hacen uso de sistemas estructurales tales como: pórticos y albañilería confinada,

La construcción de edificaciones con el sistema de Muros de Ductilidad Limitada en ciudades ubicadas sobre todo en la costa peruana, se está masificando debido a las ventajas que ésta presenta frente a otros sistemas, sin embargo en nuestra ciudad, el uso de éste sistema estructural es mínimo, debido principalmente al desconocimiento técnico y práctico en el proceso constructivo del sistema.

A través de la presente investigación, se proporcionará información técnica y se hará una comparación del comportamiento estructural en la construcción de una vivienda multifamiliar con los sistemas estructurales que contempla la norma peruana: albañilería confinada y muros de ductilidad limitada.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. EL PROBLEMA

1.1.1. Selección del problema

Las edificaciones de concreto armado en nuestra ciudad se desarrollan en base a pórticos conformados por columnas y vigas, dichas edificaciones son realizadas de modo auto-construcción, observándose edificios muy flexibles con poca rigidez lateral, lo cual frente a las sollicitaciones sísmicas las fallas serán inminentes como desplazamientos de entre pisos grandes, torsión, daños en las tabiquerías de bloques, problemas de columna corta, piso blando, etc. Así mismo, en la actualidad y sobre todo en la construcción de viviendas multifamiliares se están empleando la albañilería confinada como sistema estructural, en la cual, la albañilería simple está bordeado por elementos de concreto armado a lo largo de todo su perímetro, éste sistema estructural respecto a los pórticos es más rígido pero menos flexible.

Sin embargo, estos mismos edificios pueden ser diseñados con el sistema estructural de Muros de Ductilidad Limitada el cual usan las distintas paredes divisorias de los ambientes de las viviendas como elementos estructurales, estos muros son portantes de cargas de gravedad y son portantes de las fuerzas horizontales de sismo, éste sistema estructural en nuestro medio no se aplica debido principalmente al desconocimiento técnico y práctico del proceso constructivo, es por eso la necesidad de plantear el proyecto con este sistema estructural.

1.1.2. Delimitación

Se tomará como modelo el proyecto de un edificio multifamiliar que se ubicará en la calle Juan Espinoza Medrano MZ "B" LT 17 de la Urbanización Magisterial en el distrito y provincia de Abancay, región Apurímac.

Dicho edificio cumple con los requisitos arquitectónicos reglamentarios, presentando las siguientes características: cinco pisos, cada piso consta de un departamento con un área por construir de 156.33m². Cada departamento cuenta con una (01) sala – comedor, una (01) cocina – Lavandería, tres (03)

dormitorios, un (01) ambiente para estudio, un (02) baños completos y medio baño para la visita.

Se llevará a cabo el análisis y diseño estructural de la edificación con el sistema de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada.

Para el análisis sísmico del edificio se cumplirá con las especificaciones establecidas en la norma E.030 (diseño sismorresistente) para ambos sistemas, así como el diseño estructural se regirá por la norma E.060 (concreto armado) para el caso de muros de ductilidad limitada y la norma E.070 (albañilería) para el caso de albañilería confinada.

1.1.3. Antecedentes

Existen numerosas investigaciones sobre el Sistema de Albañilería Confinada, siendo las más importantes: "Construcciones de Albañilería-Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural " del Ingeniero 'Ángel San Bartolomé y "Albañilería Estructural" del Ingeniero Héctor Gallegos y Carlos Casabonne, a la fecha continúan las investigaciones.

En lo que respecta al Sistema de Muros de Ductilidad Limitada, en diciembre del 2004, el Servicio de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) incorpora pautas específicas para las Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (MDL) en las Normas de Diseño Sismorresistente y de Concreto Armado, también el Ingeniero Ángel San Bartolomé, publica en sus Blog material sobre el comportamiento y diseño de este sistema estructural esto con la aprobación de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Cabe resaltar que durante los últimos 10 años se vienen empleando en forma masiva el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada para la construcción de edificios multifamiliares en la ciudad de Lima, Arequipa, Trujillo, Piura, etc.

1.1.4. Formulación del problema

1.1.4.1. Problema principal

¿Cuál de los Sistemas Estructurales: Albañilería Confinada, Muros de Ductilidad Limitada, presenta un mejor comportamiento estructural ante la

amenaza sísmica en la construcción de una vivienda multifamiliar en la Ciudad de Abancay?

1.1.4.2. Problemas secundarios

- ¿Cómo es el procedimiento de diseño estructural del Sistema de Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada?
- ¿Es posible identificar las ventajas y desventajas en el diseño estructural, arquitectónico y proceso constructivo de Muros de Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada en la ciudad de Abancay?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo principal

Analizar cuál de los sistemas estructurales en estudio ofrece un adecuado comportamiento estructural frente a la amenaza sísmica en la construcción de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Abancay.

1.2.2. Objetivos secundarios

- Diseñar los elementos estructurales de la edificación de la vivienda multifamiliar en los Sistemas de Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada.
- Identificar las ventajas y desventajas del diseño estructural, arquitectónico y proceso constructivo de Muros de Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada en la construcción de la vivienda multifamiliar en la ciudad de Abancay.

1.3. HIPÓTESIS Y VARIABLES

1.3.1. HIPÓTESIS

El análisis estructural adecuado de los sistemas: albañilería confinada, muros de ductilidad limitada, permite hacer un diseño estructural confiable frente a la amenaza sísmica en la construcción de vivienda multifamiliar en la ciudad de Abancay.

1.3.2. VARIABLES

1.3.2.1 IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

- **VARIABLE INDEPENDIENTE**

Análisis estructural adecuado de los sistemas: albañilería confinada, muros de ductilidad limitada.

- **VARIABLE DEPENDIENTE**

Diseño estructural confiable frente a la amenaza sísmica

1.3.2.2 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLES	INDICADORES
VARIABLE INDEPENDIENTE: Análisis estructural adecuado de los sistemas: albañilería confinada, muros de ductilidad limitada.	Representación y análisis de la vivienda multifamiliar con los diferentes sistemas estructurales en un software.
VARIABLE DEPENDIENTE: Diseño estructural confiable frente a la amenaza sísmica	Riesgo sísmico en Abancay, economía, tiempo.

Tabla 1: Operacionalización de variables

1.4. METODOLOGÍA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN

1.4.1. Metodología

Para el presente estudio se empleará el Método Descriptivo - Aplicativo es decir describir, analizar y aplicar sistemáticamente lo que existe con respecto a las variaciones o condiciones de la situación.

1.4.2. Tipo y nivel

De acuerdo a los propósitos de la investigación y a la naturaleza de la investigación aplicada se empleará la forma Descriptiva – Explicativa.

1.5. UNIVERSO Y MUESTRA

1.5.1. Universo

El universo está constituido por sistemas estructurales tales como: pórticos, muros de ductilidad limitada, albañilería confinada, sistemas mixtos, empleados en la construcción de viviendas multifamiliares.

1.5.2. Muestra

La muestra en estudio está constituida por una vivienda que se construirá de tipo multifamiliar de cinco niveles, 01 departamento por nivel, con un área a construir de 156.33 m² por nivel. Ésta será diseñada y analizada por los Sistemas Estructurales de Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada.

1.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

1.6.1. Técnicas

a. Análisis de contenido

Esta técnica se aplicará a toda la documentación referente a las variables de estudio.

1.6.2. Instrumentos

a. Guía de análisis de contenido

Esta guía estará comprendida por un conjunto de ítems, orientados a recabar información importante para la investigación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL

2.1.1. Definición del sistema

Son las construcciones de albañilería que han sido diseñadas racionalmente, de tal manera que las cargas actuantes durante su vida útil se transmitan adecuadamente a través de los elementos de albañilería (convenientemente reforzados) hasta el suelo de cimentación.

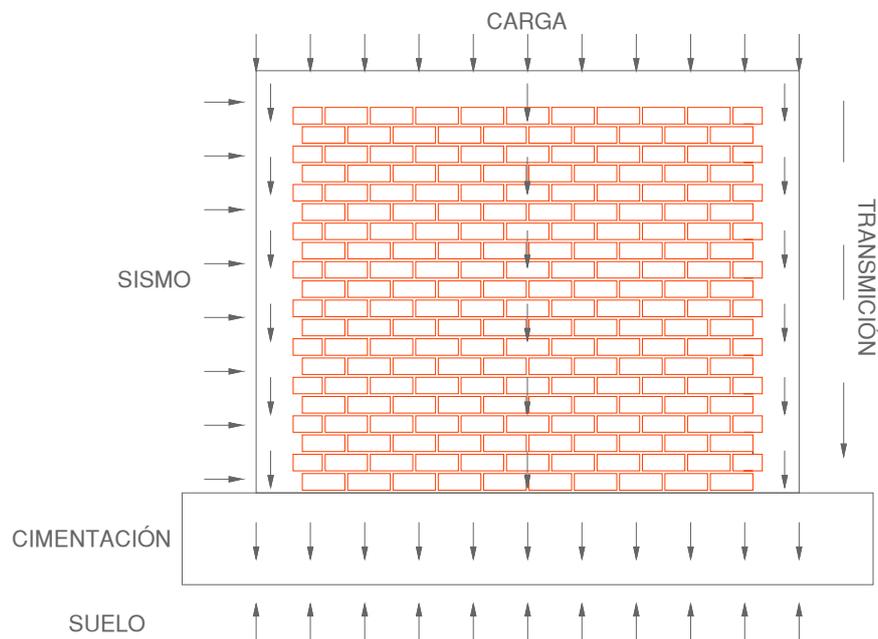


Figura 1: Transmisión de fuerzas a través de un muro confinado

2.1.2. Importancia del sistema

En el Perú éste sistema es el que más se emplea en la construcción de viviendas y edificios multifamiliares de hasta cinco pisos. La razón de su popularidad es que en estas construcciones generalmente se tienen ambientes con dimensiones pequeñas que varían entre 3.00 a 4.50m; entonces resulta muy conveniente que los elementos verticales que sirven para limitar los espacios tengan también funciones estructurales y justamente, los muros de ladrillo cumplen con estos dos requisitos. Además, de

encontrarse en nuestro medio una gran cantidad de materiales con los que se elabora sus unidades básicas.

Así lo demuestra el Estudio de Edificaciones urbanas en Lima y Callao, realizado en Julio del 2003, por la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO), el cual indica que del total de las edificaciones censadas, el 69,9% de las viviendas son de albañilería (ladrillo y concreto) y un 15,6% se utiliza el concreto armado, el cual tienen un comportamiento ante eventos naturales que todavía viene siendo estudiado para lograr un óptimo comportamiento de los elementos que lo conforman.

2.1.3. Albañilería o Mampostería

Conjunto de unidades trabadas o adheridas entre sí con algún material como por ejemplo mortero de barro, cal, cemento, etc. Las unidades pueden ser:

- Naturales: Piedra, Sillar.
- Artificiales: Adobe, tapial, ladrillos, bloques o bloquetas.

2.1.4. Clases de Albañilería

2.1.4.1. Por la función estructural

A. Muro portante

- Muro diseñado y construido
- Se emplea como elemento estructural de una edificación
- Pueden recibir carga paralela y perpendicular a su plano; vertical, eventual y permanente
- Tienen continuidad vertical: va unida al techo

B. Muro no portante

- Muro diseñado y construido
- Sólo transmiten carga
- Pueden recibir carga: peso propio, carga perpendicular a su plano que puede ser viento o sismo
- No tienen continuidad vertical

- **Tipos:**

- ✓ **Alfeizar.-** Muro debajo de una ventana.
- ✓ **Tabique.-** Muro para división de ambiente o cerramiento.
- ✓ **Parapeto.-** Muro baranda para escaleras, azoteas, etc.
- ✓ **Cerco.-** Muro para linderos de terreno.

2.1.4.2. Por la distribución del refuerzo

A. MURO ARMADO

- Se caracterizan por llevar el refuerzo en el interior de la albañilería

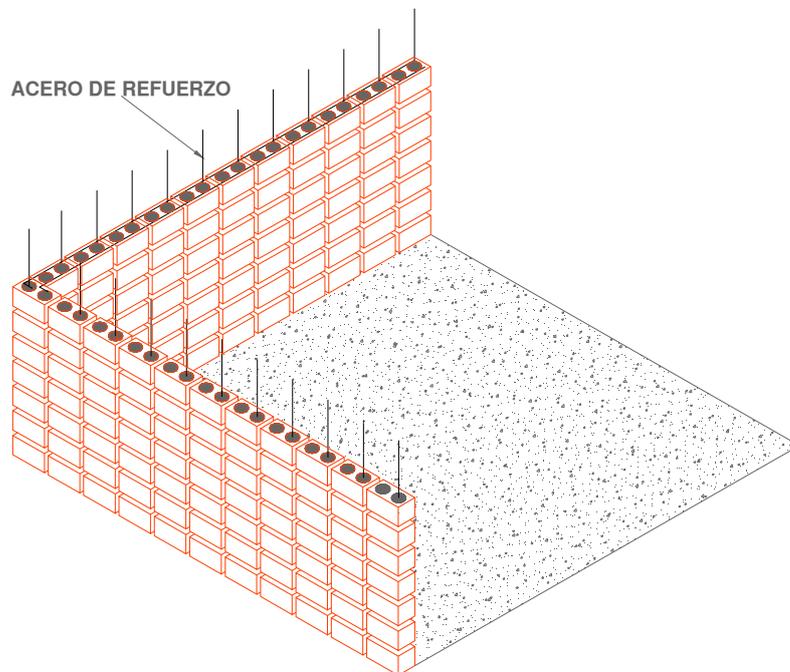


Figura 2: Muro Armado

B. MURO LAMINAR

- Se caracteriza porque está constituido por una placa delgada de concreto, reforzado con una malla de acero central y por 2 muros de albañilería simple que sirven como encofrados de la placa.

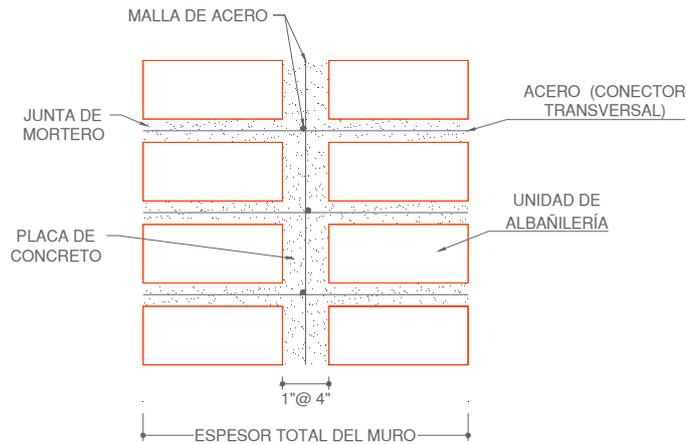


Figura 3: Representación de la estructura física de un Muro Laminar

C. MURO CONFINADO

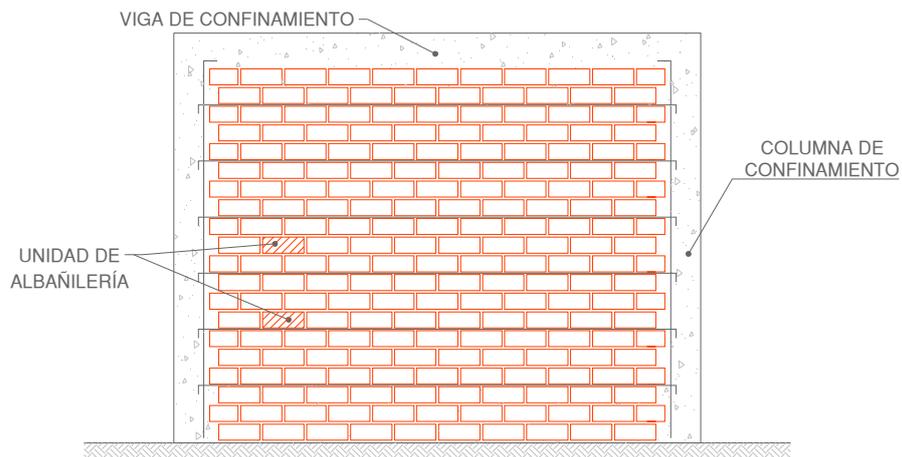


Figura 4: Representación de un Muro de Albañilería Confinado

- Muro de albañilería simple enmarcada en su perímetro con concreto armado.
- Llevan refuerzo en su marco perimetral.
- Usa unidades comunes.
- Usa juntas de mortero horizontal y vertical.
- A veces lleva refuerzo horizontal entre hiladas.
- La albañilería junto con su marco tienen mayor capacidad de deformación inelástica, mayor ductilidad, pero no incrementa su resistencia.

Consideraciones Básicas para el diseño con este sistema.

A. Apropriada para edificios con plantas de ambientes medio a pequeños.

$L = 3 @ 5m.$

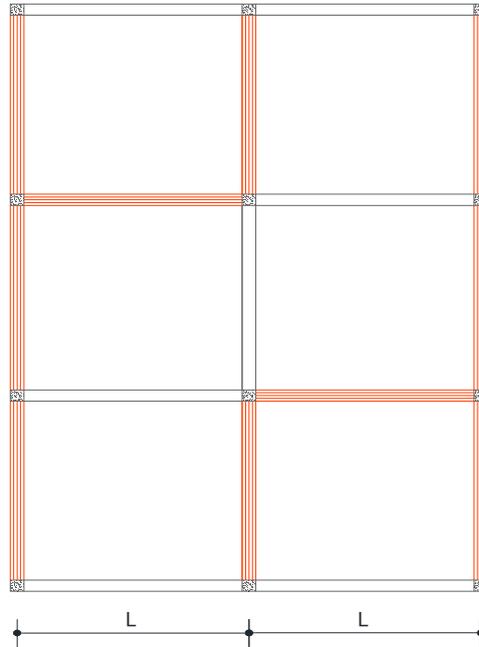


Figura 5: Edificación en planta con ambientes pequeños

B. Plantas casi repetitivas: Continuidad vertical

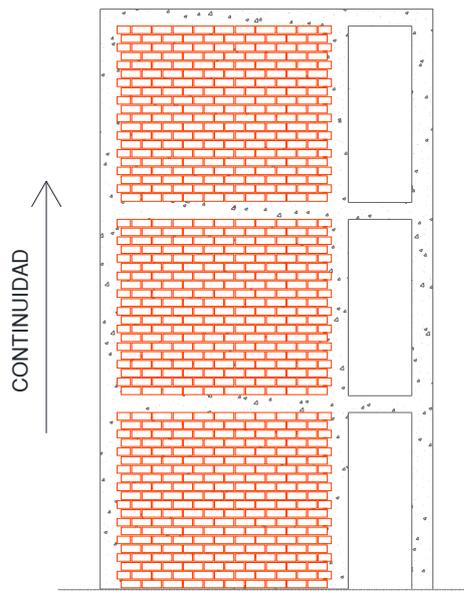


Figura 6: Vista en elevación que representa la continuidad vertical

C. Tener muros en ambas direcciones y en cantidad suficiente

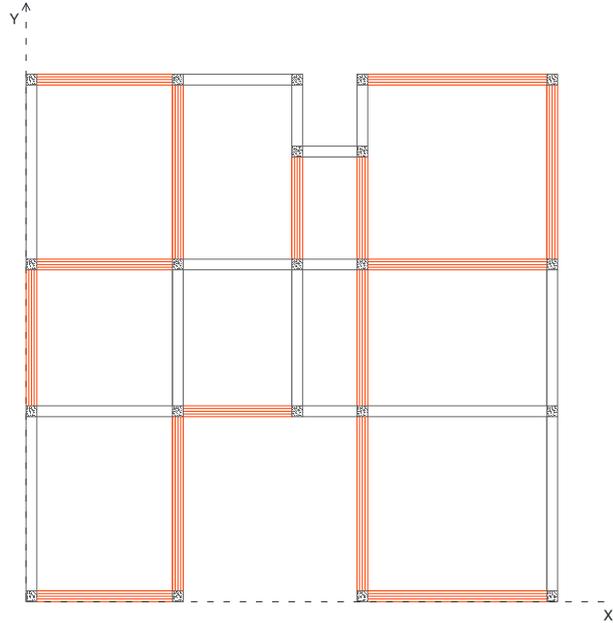


Figura 7: Vista en planta de la distribución de albañilería en ambas direcciones

2.1.5. Definiciones y Nomenclaturas

A. Altura efectiva

Distancia libre vertical que existe entre elementos horizontales de arriostre;
 h_e = altura efectiva.

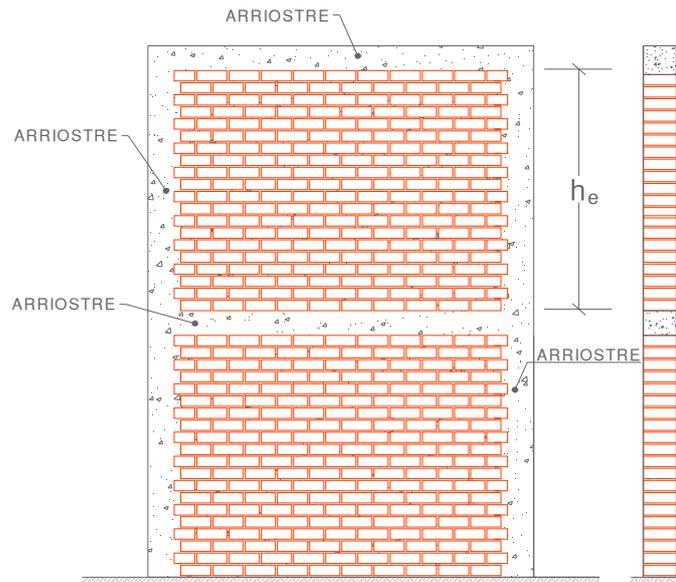


Figura 8: Notación de la altura efectiva

B. Arriostre.

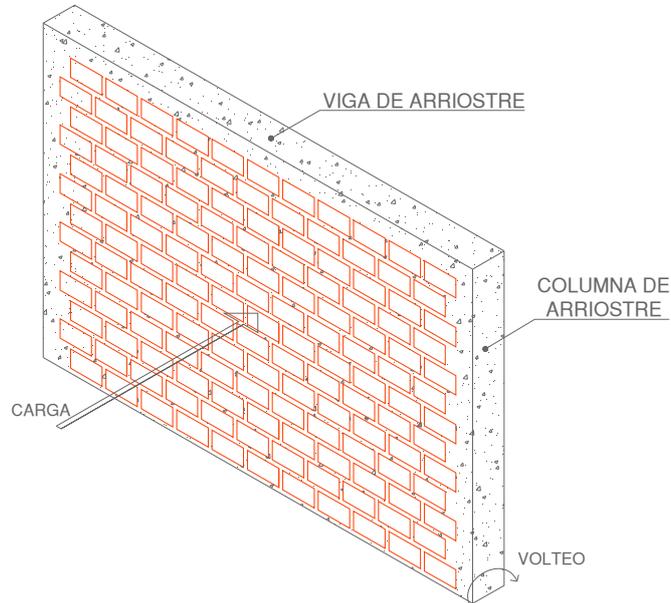


Figura 9: Detalle de arriostre horizontal y vertical

Elemento de refuerzo horizontal, vertical o muro transversal que cumple la función de proveer estabilidad y resistencia a los muros portantes y muros no portantes sujetos a cargas perpendiculares a su plano.

C. Borde libre.

Borde horizontal o vertical no arriostrado de un muro.

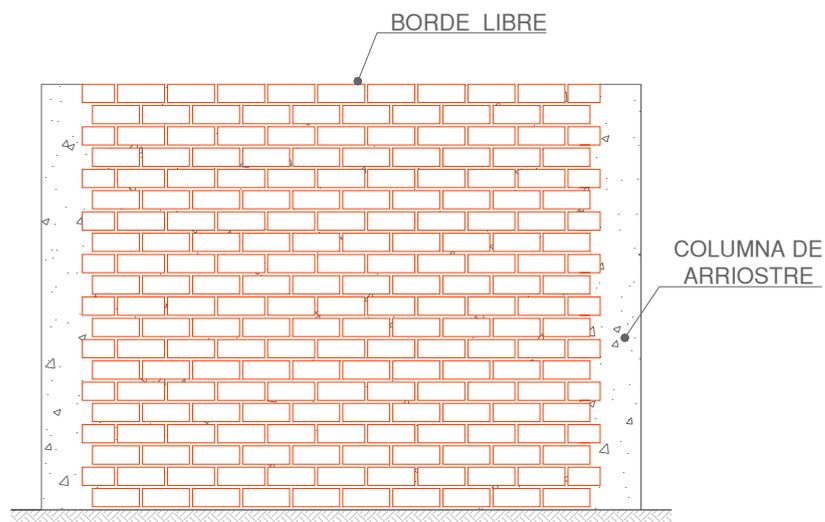


Figura 10: Borde horizontal en un muro de albañilería

D. Columna de confinamiento

Elemento de concreto armado, construido con el propósito de transmitir cargas horizontales y verticales a la cimentación. La columna puede funcionar simultáneamente como arriostre o como confinamiento.

E. Viga solera

Viga de concreto armado vaciado sobre el muro de albañilería para proveerle arriostre y confinamiento

F. Confinamiento

Conjunto de elementos de concreto armado horizontal y vertical, cuya función es proveer ductilidad a un muro portante.

G. Espesor efectivo.

- Espesor del muro sin tarrajeo.
- Si son caravista, se descuenta las bruñas.

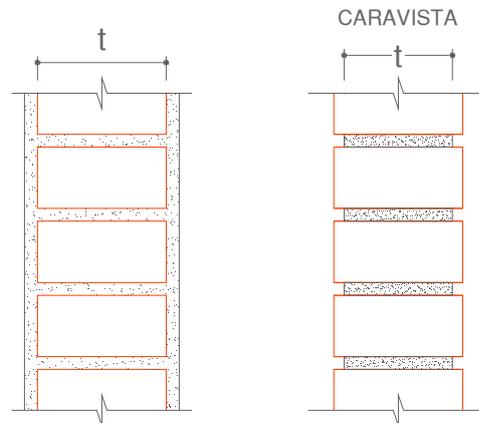


Figura 11: Detalle del espesor efectivo

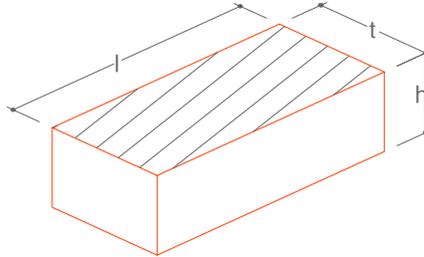
2.2. SISTEMA DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

2.2.1. Muros de Albañilería Confinada

Son muros de albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto se considera como confinamiento horizontal para los muros del primer nivel

2.2.2. Componentes de la Albañilería Confinada

2.2.2.1. Unidades de Albañilería



2.2.2.1.1. Clasificación

a. Por el tamaño

• Ladrillos

Cuando sus dimensiones y peso permiten que sean manipulados con una sola mano en el proceso constructivo del muro.

- ✓ Peso = 3 @ 6 kg
- ✓ $t = 11 @ 14$ cm
- ✓ $l = 23 @ 29$ cm
- ✓ $h = 6 @ 9$ cm

• Bloques

Se requieren las dos manos para su traslado y asentado.

- ✓ Peso = 12 @ 20 kg
- ✓ $t = 14 @ 19$ cm
- ✓ $l = 19 @ 39$ cm
- ✓ $h = 19$ cm

b. Por el material

• Unidades de arcilla

Las arcillas empleadas como materia prima para la fabricación de los ladrillos pueden ser:

- ✓ **CALCÁREAS:** con 15% de carbonato de calcio, unidades de color amarillento.

- ✓ **NO CALCÁREAS:** donde predomina el silicato de alúmina con un 5% de óxido de hierro, que le proporciona un tono rojizo.

Las unidades de arcilla se fabrican en forma artesanal e industrial. El proceso de fabricación es como sigue:

Extracción – molienda – mezclado – moldeado – secado – quemado

- **Unidades sílico-calcáreas**

La materia prima consiste de cal hidratada (10%) y arena (con un 75% de sílice) lo que da lugar a unidades de color blanco grisáceo.

- **Unidades de concreto**

Las unidades de concreto son fabricadas con mezclas de cemento – arena – confitillo – agua, las cuales son dosificados y moldeados convenientemente.

La ventaja de ésta sobre las anteriores es que dependiendo de la dosificación que se emplee puede lograrse unidades con una resistencia que dependa del uso a que se destine.

El proceso de fabricación es como sigue: Dosificación – mezclado – moldeo – curado.

Utilizan baja cantidad de agua (SLUM = 1"), se pueden utilizar después de 28 días de su fabricación.

c. Por el área que ocupan los orificios

A_o = área del orificio
 $A_b = t \times l$ = área bruta de la cara del asiento

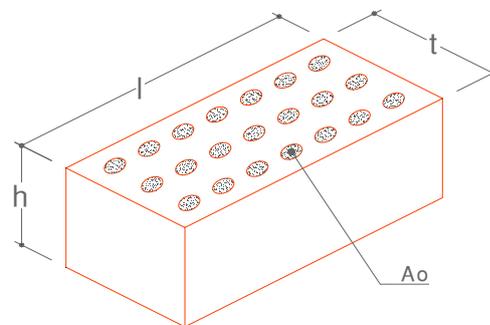


Figura 12: Detalle de una unidad de albañilería con sus dimensiones

- **Sólida o maciza**

Son aquellas que pueden tener o no orificios. Si tienen deben ser necesariamente perpendiculares a la cara del asiento y su área será menor al 30% del área bruta de la cara del asiento.

- **Hueca**

En estas unidades los orificios son también necesariamente perpendiculares a la cara del asiento y el área que ocupan es mayor que el 30% del área bruta de la cara del asiento.

- **Alveolar**

Unidad con huecos para alojar acero.

- **Tubular**

En estas unidades los orificios son paralelos a la cara del asiento. Dentro de estas unidades están los ladrillos "pandereta".

d. Por la fabricación

- **Artesanal:** Proceso empírico.
- **Industrial:** Proceso normalizado.

2.2.2.1.2. Características

- **Objetivo:** Uso estructural.

CLASE	f'b (kg/cm²)
Ladrillo I	50
Ladrillo II	70
Ladrillo III	95
Ladrillo IV	130
Ladrillo V	180
Bloque P	50
Bloque NP	20

Tabla 2: Resistencia a compresión axial de la unidad de albañilería.

Donde: $f'_b = \text{Resistencia característica a compresión mínima.}$

$P = \text{Muro portante}$

$NP = \text{Muro no portante}$

2.2.2.1.3. Limitación en su aplicación

TIPO	ZONA SÍSMICA 2 y 3		ZONA SÍSMICA 1
	Muro Portante > 4 pisos	Muro Portante de 1 @ 3 pisos	Muro portante en todo edificio
Sólido Artesanal	NO	SI (hasta dos pisos)	SI
Sólido Industrial	SI	SI	SI
Alveolar	SI (celdas totalmente rellenas con grout)	SI (celdas parcialmente rellenas con grout)	SI (celdas parcialmente rellenas con grout)
Hueca	NO	NO	SI
Tubular	NO	NO	SI (hasta dos pisos)

Tabla 3: Limitaciones en el uso de la unidad de albañilería para fines estructurales.

2.2.2.1.4. Pruebas

a. Muestreo

- Se efectúa a pie de obra.
- Se selecciona al azar 10 unidades por cada 50 millares.
- Se efectúan pruebas de variación de dimensiones y de alabeo.
- De las unidades seleccionadas 5 se ensayan a compresión y 5 a absorción.

b. Resistencia a compresión axial (f'_b)

- Se efectúa en laboratorio.
- Se obtiene así:

$$f'_b = \bar{x} - s$$

Donde:

$\bar{x} = \text{promedio de la muestra.}$

$s = \text{desviación estándar}$

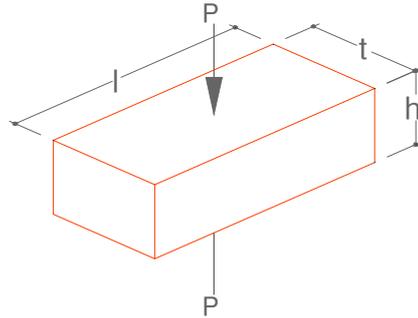
$$s = \sqrt{\frac{\sum(\bar{x} - x_i)^2}{N}}$$

Desviación estándar poblacional

$$s = \sqrt{\frac{\sum(\bar{x} - x_i)^2}{N - 1}}$$

Desviación estándar muestral

$x_i = \text{ensayo de cada unidad ; } N = \text{población}$



$$f'_b = \frac{p}{l \times t}$$

c. Variación dimensional

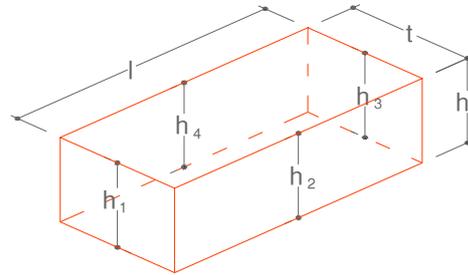
- Utilizado para determinar el espesor de las juntas.

- Dimensiones:

l = largo de la unidad

t = ancho de la unidad

h = altura de la unidad



- Procedimiento:

- ✓ Tomar el promedio de 4 medidas de una dimensión: t, b, l.
- ✓ Por cada arista calcular un valor promedio "Dp" de toda la muestra.

$$V\% = \frac{100 (D_e - D_p)}{D_e}$$

Donde:

D_e = Dimensión dada por el fabricante.

Ejemplo: Altura de la unidad "h"

$$h = \frac{h_1 + h_2 + h_3 + h_4}{4} = D_{p1}$$

$$D_{p2}$$

$$D_{p10}$$

$D_p = \text{promedio total}$

SE EVALUA CADA ARISTA			
CLASE	ALTURA	ANCHO	LARGO
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm
Ladrillo I	± 8	± 8	± 4
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2
Ladrillo V	± 3	± 2	± 2
Bloque P	± 4	± 3	± 2
Bloque NP	± 7	± 6	± 4

Tabla 4: Variación de las dimensiones de acuerdo al tipo de albañilería con fines estructurales.

d. Alabeo

- Mayor concavidad o convexidad (mm)
- Genera mayor espesor de junta.

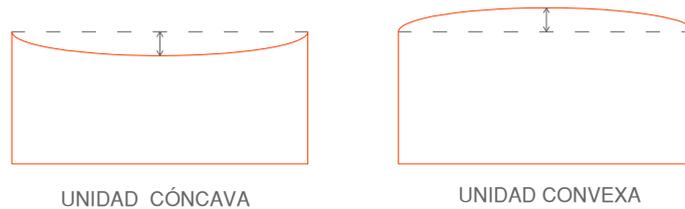


Figura 13: Representación de la convexidad y concavidad de la unidad de albañilería.

- El alabeo promedio se compara con el siguiente cuadro:

CLASE	ALABEO (máximo en mm)
Ladrillo I	10
Ladrillo II	8
Ladrillo III	6
Ladrillo IV	4
Ladrillo V	2
Bloque P	4
Bloque NP	8

Tabla 5: Alabeo máximo de acuerdo al tipo de la unidad de albañilería.

e. Absorción

$$A\% = \frac{(P_1 - P_2)}{P_2} \times 100$$

Donde:

$P_1 =$ Peso en gr de la unidad saturada 24 horas en pozo de agua fría.

$P_2 =$ Peso en gr de la unidad secada en horno a 110°

2.2.2.1.5. Algunos criterios de aceptación

- Absorción
 - ✓ Arcilla < 22%
 - ✓ Sílico – calcáreo < 22%
 - ✓ Concreto P < 12%
 - ✓ Concreto NP < 15%
- El espesor mínimo de las caras laterales correspondientes a la superficie de asentado será: Bloque P = 25mm y Bloque NP = 12mm.
- La unidad de albañilería:
 - ✓ No tendrá materias extrañas en sus superficies o en su interior.
 - ✓ No tendrá resquebrajaduras, fracturas, hendiduras, grietas u otros defectos similares.
 - ✓ No tendrá manchas o vetas blanquecinas de origen salitroso.
- La unidad de arcilla:
 - ✓ Estará bien cocida.
 - ✓ Debe presentar un color uniforme
 - ✓ Del sonido: Tipo metálico.

2.2.2.2. Mortero

a. Definición

Es un adhesivo (mezcla de aglomerantes y agregado fino) que se utiliza para pegar las unidades de albañilería entre sí durante el asentado.

b. Componentes

1. Aglomerantes:

- Cemento Portland IP, I, II
- Cal hidratada normalizada.

2. Agregado fino

- Arena natural gruesa
- Libre de materiales orgánicas y sales
- No usar arena de mar
- No utilizar arena fina
- Debe presentar variedad de tamaños para llenar los espacios vacíos.

GRANULOMETRÍA DE ARENA GRUESA	
MALLA ASTM	% QUE PASA
N° 4	100
N° 8	95 a 100
N° 16	70 a 100
N° 30	40 a 75
N° 50	10 a 35
N° 100	2 a 15
N° 200	Menos de 2

Tabla 6: Granulometría de arena gruesa.

Módulo de Fineza: Tamaño representativo del grano de arena

$$M_F = \frac{\sum \% \text{ retenido acumulado}}{100} \dots \dots \dots \text{Tamiz 100}$$

Criterio de aceptación

- $M_F < 2$ arena fina
- $M_F < 2,5$ grano medio
- $M_F > 3$ arena gruesa

El módulo de fineza estará entre: 1,6 – 2,5

3. Agua

- ✓ Tiene que ser potable
- ✓ Libres de ácidos, aceites, sales, materia orgánica, etc.
- ✓ No utilizar a agua de mar.

c. Funciones del mortero

- Adherir las unidades, corrigiendo las irregularidades que tiene ésta.
- Sellar las juntas contra la penetración de la humedad y del aire.

d. Funciones de los componentes

- **Cemento:** Proporciona resistencia.
- **Cal:** Proporciona trabajabilidad y retentividad (evita que el agua se evapore rápidamente).
- **Arena gruesa:** Da estabilidad volumétrica a la mezcla, permitiendo el asentado y atenúa la contracción por secado.
- **Agua:** Hidrata el cemento y da trabajabilidad a toda la mezcla.

e. Clasificación del mortero para fines estructurales

1. **Tipo P:** Empleado en la construcción de muros portantes.
2. **Tipo NP:** Empleado en la construcción de muros no portantes.

f. Proporción

MORTERO	COMPONENTES			USOS
	CEMENTO	CAL	ARENA GRUESA	
P1	1	0 – ¼	3 – 3 ½	Muros Portantes
P2	1	0 – ½	4 – 5	Muros Portantes
NP	1	0	Hasta 6	Muros no portantes

Tabla 7: Proporción de los componentes del mortero.

g. Características del mortero

- **Consistencia** (Temple o fluidez)

Capacidad que tiene la mezcla de poder discurrir o de ser trabajable. En obra para poder determinar la consistencia se emplea la prueba de revenimiento (SLUMP) en el cono de Abrams = 6"

- **Retentividad**

Capacidad que tiene la mezcla para mantener su consistencia, o de continuar siendo trabajable después de un lapso de tiempo.

2.2.2.3. Acero de refuerzo

- Se utiliza en forma combinada con el concreto, para la construcción de elementos estructurales (vigas, columnas, zapatas, losas, etc), de tal manera que el acero resiste los esfuerzos de tracción y el concreto los de compresión.
- Características:
 - ✓ En el mercado se presentan en forma lisa y corrugada
 - ✓ Acero Grado 60°:

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 60 \text{ ksi}$$

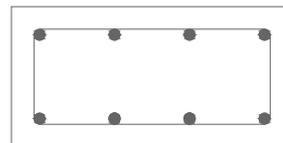
N°	Diámetro		Perímetro cm	Peso		Área cm ²
		cm		kg/ml	barra (kg)	
	6 mm	0.60	1.88	0.22	1.98	0.28
2	1/4"	0.64	2.00	0.25	2.25	0.32
	8 mm	0.80	2.51	0.40	3.60	0.50
3	3/8"	0.95	3.00	0.58	5.22	0.71
	12 mm	1.20	3.77	0.89	8.01	1.13
4	1/2"	1.27	4.00	1.02	9.18	1.29
5	5/8"	1.59	5.00	1.60	14.40	2.00
6	3/4"	1.91	6.00	2.26	20.34	2.84
8	1"	2.54	8.00	4.04	36.36	5.10
11	1 3/8"	3.58	11.20	7.90	71.10	10.60

Tabla 8: Características físicas del acero de construcción.

- ✓ Se pueden utilizar barras lisas en: Estribos.
- ✓ Se debe detallar su anclaje en muros y confinamientos según la norma E. 60 de Concreto Armado.
- ✓ Clave del acero: "Usar la mayor cantidad de barras con el menor diámetro posible" en columnas y vigas de confinamiento.



BIEN



MEJOR

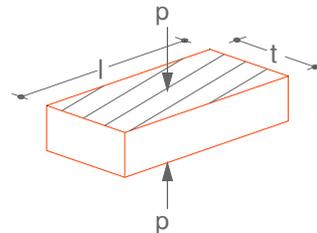
2.2.2.4. Concreto

- Se coloca en los elementos de confinamiento horizontal y vertical
- Resistencia: $f'_c \geq 175 \text{ kg/cm}^2$
- Debe cumplir con la norma E.060 de concreto armado.
- Preparado:
 - ✓ Tiempo mínimo de mezclado: 90 segundos
 - ✓ Tiempo máximo de vibrado: ≤ 15 segundos

2.2.3. Resistencia de prisma de albañilería

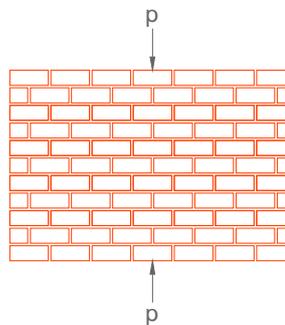
- f'_b = resistencia a compresión axial de una unidad.

$$f'_b = \frac{P}{t \times l}$$



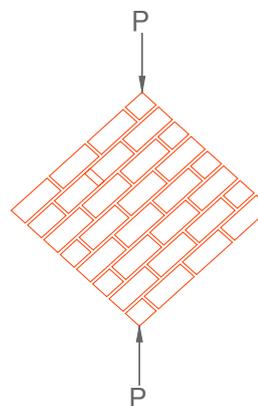
- f'_m = resistencia a compresión axial de la albañilería

$$f'_m = \frac{P_{\text{crítico}}}{\text{área}}$$



- v'_m = resistencia de la albañilería al corte

$$v'_m = \frac{P_{\text{crítico}}}{A_{\text{corte}}}$$



1. La resistencia de la albañilería a compresión axial (f'_m) y a corte (v'_m) se determina de manera empírica (tablas) o mediante ensayos de prismas de acuerdo a la importancia de la edificación, según lo siguiente:

MÉTODOS PARA DETERMINAR f'_m y v'_m									
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA	EDIFICIOS DE			EDIFICIOS DE			EDIFICIOS DE		
	1 A 2 PISOS			3 A 5 PISOS			MÁS DE 5 PISOS		
	Zona Sísmica			Zona Sísmica			Zona Sísmica		
	3	2	1	3	2	1	3	2	1
f'_m	A	A	A	B	B	A	B	B	B
v'_m	A	A	A	B	A	A	B	B	A

Tabla 9: Métodos para determinar f'_m y v'_m .

A = Obtenida de manera empírica, conociendo la calidad del ladrillo y del mortero.

B = Determinada de los ensayos.

2. Obtención de resistencias de albañilería con tablas

Requisito: Mortero P2

- Unidad de arcilla : mortero 1:4
- Unidad de Sílice calcáreo : mortero 1: ½ : 4
- Unidad de concreto : mortero 1: ½ : 4

Tabla 10: RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA (kg/cm ²)				
Materia Prima	Denominación	UNIDAD f'_b	PILAS f'_m	MURETES v'_m
Arcilla	KK artesanal	55	35	5,1
	KK industrial	145	65	8,1
	Rejilla industrial	215	85	9,2
Sílice-cal	KK normal	160	110	9,7
	Dédalo	145	95	9,7
	Estándar	145	110	9,2
Concreto	Bloque tipo P	50	74	8,6
		65	85	9,2
		75	95	9,7
		85	120	10,9

2.2.4. Criterios de estructuración

2.2.4.1. Estructuras de diafragma rígido

- Debe preferirse edificaciones con diafragma rígido y continuo, es decir edificaciones en los que las losas de piso, el techo y la cimentación, actúen como elementos que integran a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales.
- Los diafragmas rígidos deben distribuir la carga de gravedad sobre todos los muros que componen a la edificación, con los objetivos principales de incrementarles su ductilidad y su resistencia al corte, por ello es recomendable el uso de losas macizas, aligeradas armadas (unidireccionales o bidireccionales).
- La cimentación debe constituir el primer diafragma rígido en la base de los muros y deberá tener la rigidez necesaria para evitar que asentamientos diferenciales produzcan daños en los muros.

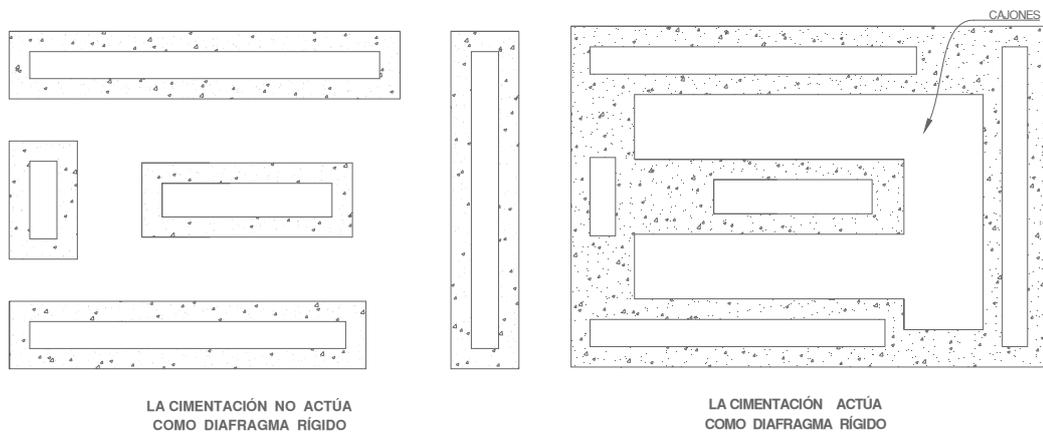


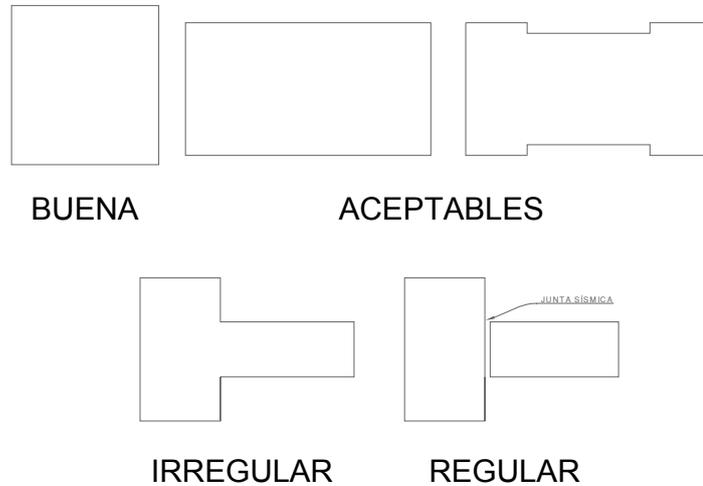
Figura 14: Representación de la cimentación como diafragma rígido y no rígido.

2.2.4.2. Configuración del edificio

La configuración de los edificios con diafragma rígido debe tender a lograr:

- **Plantas simples y regulares:**

Las plantas con formas de L, T, etc., deberán ser evitadas o, en todo caso, se dividirán en formas simples.



- **Simetría**

En la distribución de masas y en la disposición de los muros en planta, de manera que se logre una razonable simetría en la rigidez lateral de cada piso y se cumpla las restricciones por torsión.

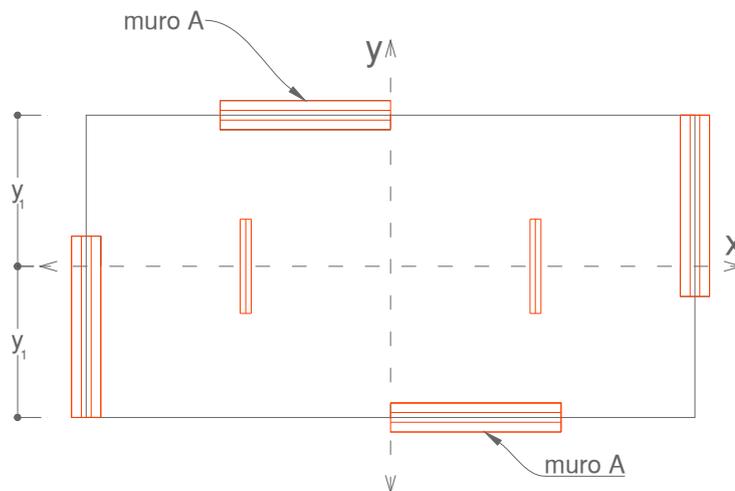


Figura 15: Representación de la simetría en la configuración de una edificación.

Al muro A le corresponde por simetría otro muro A.

La simetría debe ser en el eje X e Y, esto implica:

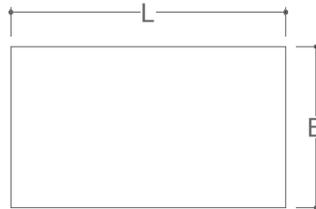
- ✓ Igual dimensión
- ✓ Igual material
- ✓ Rigidez (mismo espesor)

• Proporción

Las proporciones entre las dimensiones mayor y menor en planta deben estar comprendidas entre 1 a 4.

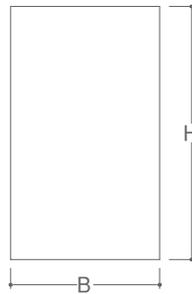
En planta:

$$\frac{L}{B} \leq 4$$



En elevación:

$$\frac{H}{B} \leq 4$$



✓ En albañilería $H_{\text{máx}} = 15\text{m}$ E.070 . . . Máximo 5 pisos

• Regularidad

En planta y elevación, para evitar cambios bruscos de rigideces, masas y discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y horizontales a través de los muros hacia la cimentación.

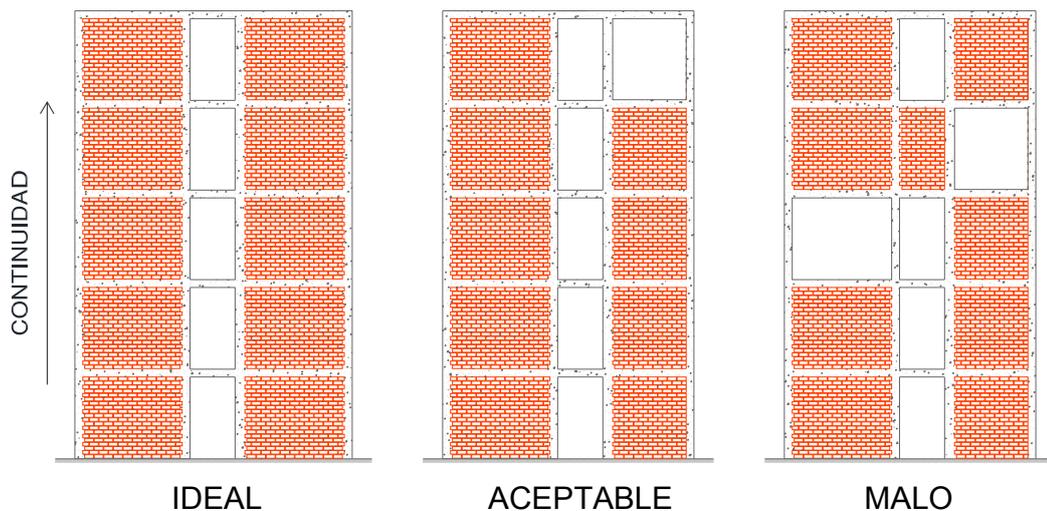


Figura 16: Representación de la regularidad en elevación de la edificación.

- Densidad de muros similares en las dos direcciones principales de la edificación.

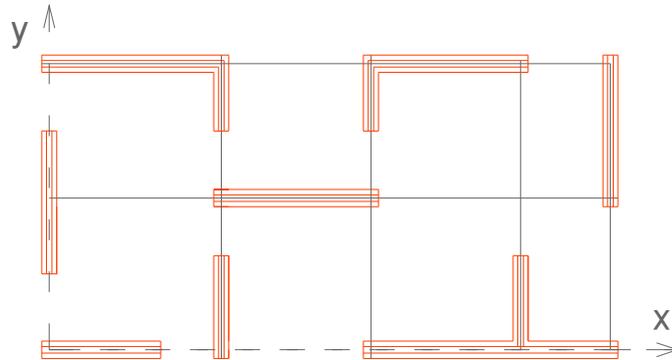


Figura 17: Representación de la densidad de muros de albañilería.

- Vigas dinteles preferentemente deben ser peraltadas: esto aumenta la rigidez, protege a los muros absorber energía sísmica.

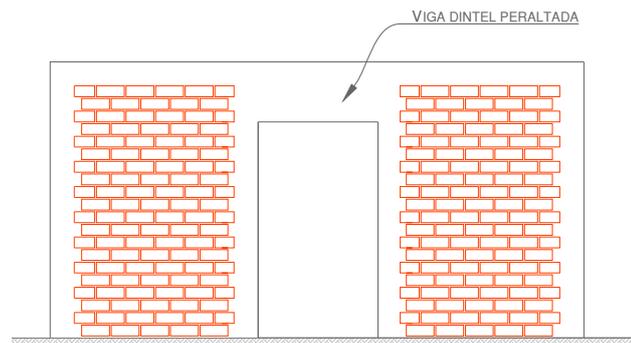


Figura 18: Viga dintel entre muros.

• Aislamiento

Los muros no estructurales deben aislarse del sistema principal: alfeizar, tabique, cerco, parapeto.

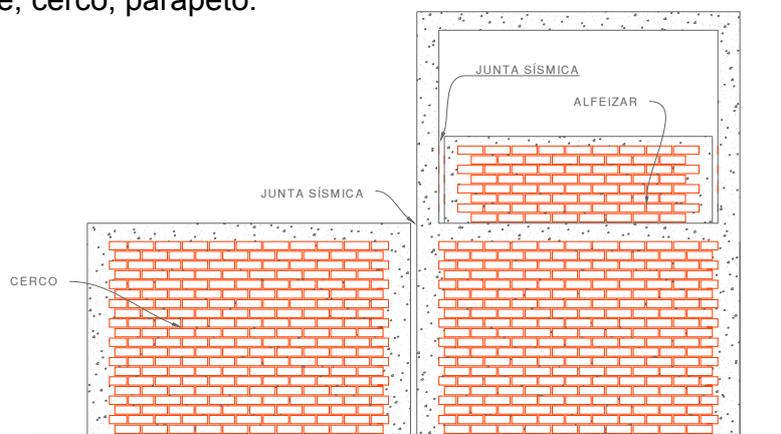


Figura 19: Representación del aislamiento en los muros.

2.2.5. Requisitos estructurales mínimos

a. Espesor efectivo "t"

El espesor efectivo mínimo será:

- $t \geq \frac{h}{20}$, para las zonas sísmicas 2 y 3.
- $t \geq \frac{h}{25}$, para la zona sísmica 1

h = altura libre entre los elementos de arriostre horizontales.

b. Esfuerzo axial máximo

El esfuerzo axial máximo producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0,2f_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0,15f_m$$

L = Longitud total del muro (incluye peralte de las columnas)

De no cumplirse, se puede mejorar la calidad de la albañilería (f_m), aumentar el espesor del muro o transformarlo en concreto armado.

c. Aplastamiento

Cuando existan cargas de gravedad concentradas que actúen en el plano de la albañilería, el esfuerzo axial de servicio producido por dicha carga no deberá sobrepasar a $0,375f_m$

d. Estructuración en planta

• Muros a reforzar

En las zonas sísmicas 2 y 3 se reforzarán cualquier muro portante que lleve el 10% o más de la fuerza sísmica. En la zona sísmica 1 se reforzarán como mínimo los muros perimetrales de cierre.

• DENSIDAD DE MÍNIMA DE MUROS REFORZADOS

La densidad mínima de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Área de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Área de la Planta Típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

- ✓ L = Longitud total del muro (incluye columnas)
- ✓ t = Espesor efectivo del muro
- ✓ A_p = Área de la planta típica
- ✓ Z = Factor zona E.030
- ✓ U = Factor uso E.030
- ✓ S = Factor suelo E.030
- ✓ N = Número total de pisos

De no cumplirse la condición, podrá hacerse lo siguiente:

- Cambiar el espesor a algunos muros

$t = 14\text{cm} \dots t = 24\text{cm} \dots$ mantener la simetría

- Podrá agregarse placas de C°A°, en cuyo caso para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por el factor:

$$n = \frac{E_c}{E_m}$$

- ✓ E_c = módulo elástico del concreto = $15000\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$
- ✓ E_m = módulo elástico de la albañilería

$E_m = 500 f'_m \dots$ arcilla

$E_m = 600 f'_m \dots$ sílice-cal

$E_m = 700 f'_m \dots$ concreto

2.2.6. Metrado de cargas (Norma E.020)

El metrado de carga se hace por elemento estructural y no estructural.

- **Elementos a metrar**

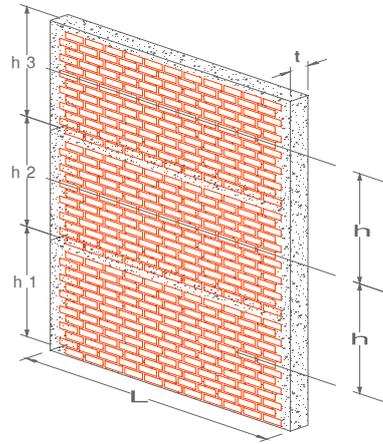
- a. **Muros estructurales**

$$p = \gamma \cdot Vol$$

$$Vol = L \cdot h \cdot t$$

$$\gamma = 1,9 \text{ tn/m}^3 \dots \text{Albañilería}$$

$$h = \text{altura tributaria}$$



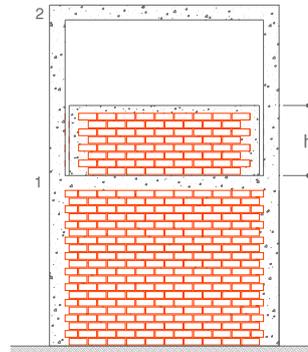
b. Muros no estructurales: Tabiques, alfeizar, parapetos

$$p = \gamma \cdot Vol$$

$$Vol = L \cdot h \cdot t$$

$$\gamma = 1,9 \text{ tn/m}^3$$

$$h = \text{altura del elemento}$$



c. Columnas

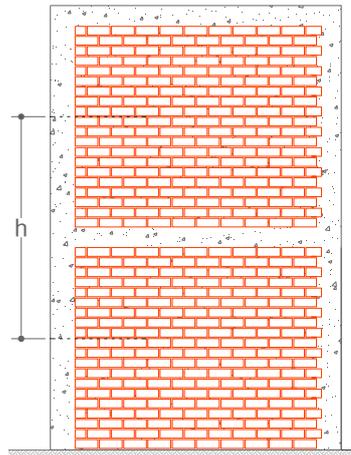
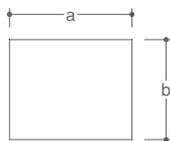
$$p = \gamma \cdot Vol$$

$$\gamma = 2,4 \text{ tn/m}^3$$

$$Vol = h \cdot a \cdot b$$

$$h = \text{altura tributaria}$$

sección de columna

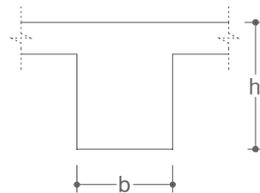


d. Vigas

$$p = \gamma \cdot Vol$$

$$Vol = L \cdot b \cdot h$$

$$\gamma = 2,4 \text{ tn/m}^3$$



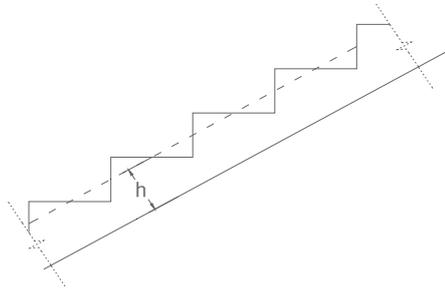
e. Escaleras

$$p = \gamma \cdot Vol$$

$$Vol = L \cdot b \cdot h$$

$$\gamma = 2,4 \text{ tn/m}^3$$

$$b = \text{ancho}$$

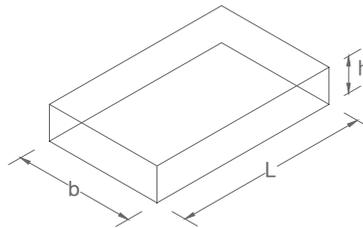


f. Losa maciza

$$p = \gamma \cdot Vol$$

$$\gamma = 2,4 \text{ tn/m}^3$$

$$Vol = L \cdot b \cdot h$$



g. Piso terminado

$$q = 100 \text{ kgf/m}^2$$

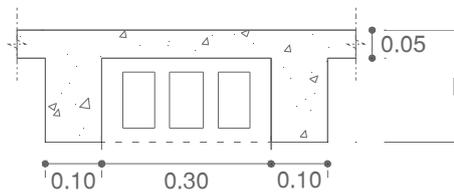
$$p = q \cdot A$$

$$A = b \cdot L$$

h. Losas aligeradas

$$p = q \cdot A$$

$$A = b \cdot L$$



Altura "h" (cm)	q (kgf/m ²)
17	270
20	300
25	350
30	380

i. Carga viva o sobrecarga

$$p = q \cdot A$$

$$q = \dots \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots E. 020$$

2.2.7. Cargas mínimas repartidas norma E.020 – Carga Viva

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m²)
Almacenaje	5,0 (500)
Baños	Igual a la carga principal, sin exceder de 3,0 (300)
BIBLIOTECAS	
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
CENTROS DE EDUCACIÓN	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350)
Auditorios, gimnasios, etc	De acuerdo de lugares de asamblea
Laboratorios	3,0 (300)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
HOSPITALES	
Salas de operación, laboratorios, zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
HOTELES	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
INSTITUCIONES PENALES	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)

LUGARES DE ASAMBLEA	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
OFICINAS	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
TEATROS	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de proyección	3,0 (300)
Escenario	7,5 (750)
TIENDAS	
Tiendas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
VIVIENDAS	
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)
CARGA MÍNIMA DE TECHO	
Techos con inclinación hasta 3°	1,0 (100)
Techos curvos	0,5 (50)
Techos con cobertura liviana y cualquier pendiente	0,3 (30)

Tabla 11: Cargas vivas mínimas

Fuente: RNE Norma E.020

2.3. SISTEMA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

2.3.1. Definición del sistema

Es un sistema estructural donde la resistencia ante cargas sísmicas y cargas de gravedad, en las dos direcciones, está dada por muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. Los muros son de espesores reducidos, se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera. Los sistemas de piso son losas macizas o aligeradas que cumplen la función de diafragma rígido.

2.3.2. Importancia del sistema

El sistema de Muros de Ductilidad Limitada en la actualidad está siendo muy utilizado en el Perú, debido a la facilidad que la industrialización ha traído para éste sistema, mediante el uso de encofrados metálicos estructurales y el uso de concreto premezclado, haciendo más ágil y económico el proceso constructivo de las obras.

La importancia estructural de este sistema, radica en el uso de muros de concreto, lo cual asegura que no se produzcan cambios bruscos de las propiedades resistentes y principalmente de las rigideces.

2.3.3. Edificios de Muros de Ductilidad Limitada en el Perú

a. Historia

Desde la década del 40 se construyen en el Perú edificios de muros portantes de albañilería, sobre cimientos corridos o sobre plateas superficiales de cimentación (San Bartolomé, 2006). Estos edificios se pueden reconocer como los antecesores directos de los actuales Edificios de Muros de Ductilidad Limitada.

En la década del 80 se hicieron algunos edificios con muros portantes de concreto armado que resultaron económicos por razones coyunturales en el precio del acero y del concreto

Estos edificios tenían muros de 15cm de espesor, con una malla central y núcleos confinados en los extremos. En la década del 90, debido al

incremento en el costo del acero y la mano de obra, se dejaron de construir edificios de muros de concreto (Blanco, 2006).

Desde el 2001 los costos relativos del acero, concreto, mano de obra y financiamiento permitieron a la comunidad de ingenieros peruanos retomar la construcción de edificios de muros de concreto. Las empresas concreteras y las productoras de acero habilitado, en coordinación con ingenieros proyectistas y constructores, lograron un edificio de muros de concreto armado de construcción rápida y bien planificada. El resultado fue un edificio económico apropiado para cubrir el déficit habitacional en el sector medio y medio bajo. Por otro lado, el gobierno peruano contribuyó creando programas de ayuda para financiar departamentos.

En el 2003, ya se habían construido muchos edificios sin contar normas específicas. El entusiasmo que generó este nuevo sistema condujo en algunos casos a soluciones estructurales con matices de osadía para enfrentar planteamientos arquitectónicos muy exigentes. Se hicieron algunos edificios de mediana altura (8, 10 pisos) con muros delgados y edificios con losas de transferencia para salvar la discontinuidad de muros entre el nivel de estacionamiento y los niveles de departamentos.

A raíz de esta carencia de normas el Colegio de Ingenieros del Perú forma una comisión para tratar el tema y desarrollar normas específicas. En diciembre del 2004 el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) incorporó las disposiciones específicas para edificaciones de Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada a las Normas de Diseño Sismorresistente y Concreto Armado.

Se estima que mensualmente se vacían alrededor de $16'000\text{m}^3$ de concreto premezclado para Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada, con lo cual se puede estimar que mensualmente se construyen entre 20 y 30 edificios. El promedio del incremento anual en la demanda de concreto premezclado para estos edificios ha sido aproximadamente 50% en los últimos tres años (Pasquel, 2006)

Existen edificios de características similares en otros países de la región como México, Colombia y Chile. Las diferencias son importantes, en el caso de Chile los edificios son mucho más robustos, no encontrándose prácticamente edificios con muros de 10 cm de espesor (Gálvez, 2005).

b. Arquitectura de los edificios

Los edificios que se construyen en el Perú utilizando muros delgados de concreto armado corresponden generalmente a edificios multifamiliares, en los cuales se busca fundamentalmente la economía del proyecto para poner en el mercado departamentos de mediano y bajo costo.

2.3.4. Descripción del sistema

Los edificios de Muros de Ductilidad Limitada, son estructuras de muros portantes, que usan las distintas paredes divisorias de los ambientes de las viviendas como elementos estructurales que reciben a las losas de los entrepisos y de las fuerzas horizontales de sismo.

Los muros son portantes de las cargas de gravedad y son "portantes" de las fuerzas laterales de los sismos.

Deben diseñarse por tanto como elementos sometidos a flexocompresión y fuerza cortante. Los muros de concreto armado son equivalentes a los muros de albañilería y a los de albañilería armada; la diferencia radica en que el concreto tiene mayor resistencia en compresión, mayor resistencia en cortante y mayor módulo de elasticidad.

Podemos obtener entonces soluciones con muros de menor espesor a los que se usarían en albañilería confinada y/o armada, evidentemente los espesores deberán permitir la colocación de una malla de refuerzo y el vaciado de muro.

La norma peruana de concreto armado indica que el espesor mínimo de un muro de carga debe ser 10cm.

Muchas veces el cálculo determina espesores mayores y se usan muros de 12.5, 15 ó 20cm, dependiendo del número de pisos.

La determinación del espesor deberá satisfacer un control de esbeltez por compresión, un diseño por flexocompresión y un diseño por fuerza cortante.

Adicionalmente deberá verificarse problemas locales en algunas zonas de los muros.

La experiencia nos indica que la mayoría de los proyectos de edificios tienen en una dirección de la planta mayor abundancia de muros, mientras la dirección transversal tiene menor densidad de muros.

Independientemente a la densidad de muros en cada dirección, lo ideal es tener muros de longitudes similares, de tal manera que no haya concentraciones de esfuerzos en algunos muros, en algunos casos se recomienda hacer juntas en muros largos para tener longitudes similares.

2.3.5. Componentes

a. Concreto

- **Características**

Los edificios de muros de ductilidad limitada generalmente son trabajados con concretos premezclados, por la facilidad que estos implican en la construcción.

Para los muros de (10 a 12 cm) se necesitan mezclas de concreto con propiedades especiales de trabajabilidad, resistencia y durabilidad. Para lograr esto, se emplean concretos con un asentamiento mayor a 6" que requieren aditivos superplastificantes tipo F o G (ASTM C 94), como el POLYHEED RI. Este aditivo es un retardador de fragua y plastificante de mediano rango que permite alcanzar un slump de 6" a 8", además de reducir el contenido de agua, reducir la segregación y mejorar la trabajabilidad y fluidez en climas calurosos.

El concreto es un material que por naturaleza se agrieta debido a su baja resistencia a la tracción, a la contracción del agua, efectos de temperatura y esfuerzos a tracción ocasionados por las cargas externas. Este tipo de grietas generalmente no constituyen un problema estructural, sino principalmente estético. En el Perú se suele emplear fibras de propileno como la Fibermesh de 19mm (3/4") para controlar el problema de la fisuración por contracción plástica. Estas fibras pueden ser añadidas a la

mezcla tanto en obra o bajo pedido al proveedor de premezclado, en una proporción de aproximadamente 0.6 kg/m^3 . Para ocultar grietas en el Perú se utilizan pinturas elastoméricas.

- **Normas**

El control y ensayo de los materiales así como el producto final del concreto premezclado están normados por el Reglamento Nacional de Construcciones. El capítulo 3 de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060, especifica los requerimientos que deben cumplir los materiales que componen el concreto: cemento, agregados y agua. Esta norma hace referencia a las normas ITENTEC y ASTM.

Otras normas que regulan los materiales y el producto final del concreto premezclado son las normas ASTM C94 (premezclado) ACI – 318.

b. Acero

- **Acero corrugado**

Los aceros corrugados que se producen en el Perú son aceros de grado 60, fabricados por las empresas Aceros Arequipa y SiderPerú.

Las principales características que deben de tener los aceros de refuerzo, están descritas en el artículo 3,4 de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060 y en el artículo 3.5 del ACI-02.

Tabla 12: Características Generales del Acero ASTM A615 fabricado en el Perú

Característica	Valor		ASTM A615
Límite de Fluencia mínimo (f_y)	4200 kg/cm^2		Cumple
Resistencia a la Tracción mínima (f_u)	6300 kg/cm^2		Cumple
Módulo Elasticidad (E_s)	2000000 kg/cm^2		No especifica
Alargamiento de rotura mínimo	Diámetro	Elongación mínima de Rotura	Cumple
	$3/8"$, $1/2"$, $5/8"$ y $3/4"$	9%	
	1"	8%	
	1 $3/8"$	7%	

El acero que se emplea como refuerzo en los edificios de muros de ductilidad limitada es el acero grado 60 ASTM A615.

La figura muestra el diagrama esfuerzo – desplazamiento obtenido de los resultados del ensayo de tracción con barras de Aceros Arequipa corrugadas de 8mm de diámetro (2004-PUCP)

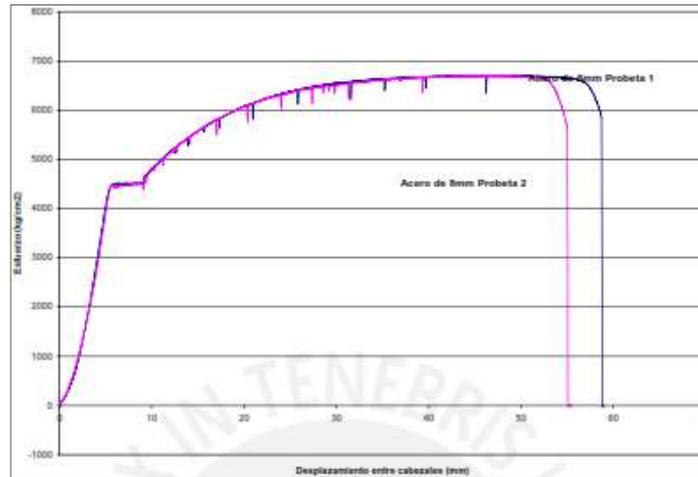


Figura 20: Diagrama Esfuerzo – Desplazamiento de barras de 8mm de diámetro.

- **Malla Electrosoldada**

Las mallas electrosoldadas están conformadas por barras lisas o corrugadas, laminadas en frío, que se cruzan en forma ortogonal, las cuales están soldadas en todas sus intersecciones. En el Perú las mallas electrosoldadas son producidas por la empresa PRODAC.



Figura 21: Malla Electrosoldada

Las características que deben tener los aceros de las mallas electrosoldadas están detalladas en las siguientes normas ASTM: A82, A184, A185, A496 y A497. Al igual que en el caso del acero de refuerzo, sus principales características están descritas en el artículo 3.4 de la Norma Peruana de Concreto Armado E.060 y en el artículo 3.5 del ACI -. 02

La norma ASTM A496 establece las características que debe tener el alambre corrugado trefilado utilizado para la fabricación de las mallas electrosoldadas:

Tabla 13: Características de la Norma ASTM A496

Característica	Valor
Límite de Fluencia mínimo (f_y)	4900 kg/cm ²
Resistencia a la tracción mínima (f_u)	5600 kg/cm ²
Elongación a la rotura	Valor no especificado

La figura muestra el diagrama esfuerzo – desplazamiento, obtenido de los resultados del ensayo de tracción realizado con una muestra de malla electrosoldada de PRODAC QE 257 de 7mm de diámetro (2004 –PUCP)

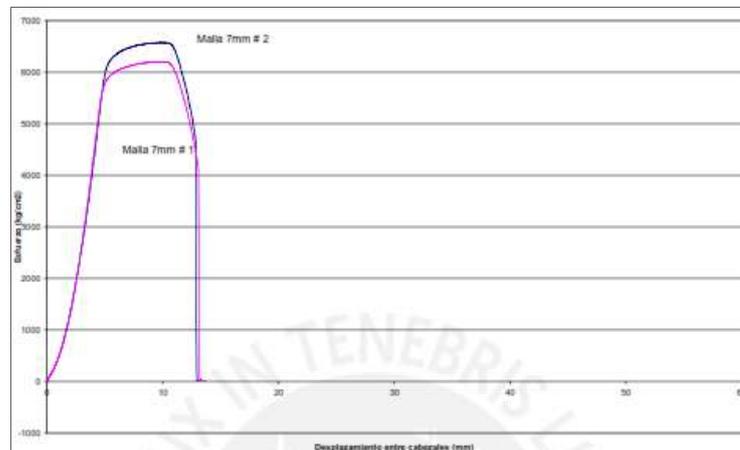


Figura 22: Diagrama esfuerzo – desplazamiento de Mallas Electrosoldadas de 7mm.

Las mallas electrosoldadas se distribuyen en tres presentaciones: planchas para plateas de cimentación y losas, planchas para muros y planchas para dowels o suples. Los dowels y suples se emplean para simplificar la

disposición de las mallas en los muros, en el arranque (dowels) y en encuentros (suples).

Tabla 14: Presentación de Mallas Electrosoldadas en el Perú

Tipo	Tamaño Estándar (m)	Presentación
Mallas para Losas	2.40 x 6.00	-----
Mallas para Muros	2.40 x 3.05	-----
Dowels y Suples	0.80 x 2.40	Planchas de 2.40 x 2.40 m, las cuales se cortan en tres tramos

- **Comparación entre la Malla Electrosoldada y el Acero Corrugado**

La figura muestra el diagrama de esfuerzo – desplazamiento obtenido de los resultados de ensayos de tracción realizados a las varillas de acero corrugado y a las varillas que forman la malla electrosoldada. (2004 – PUCP).

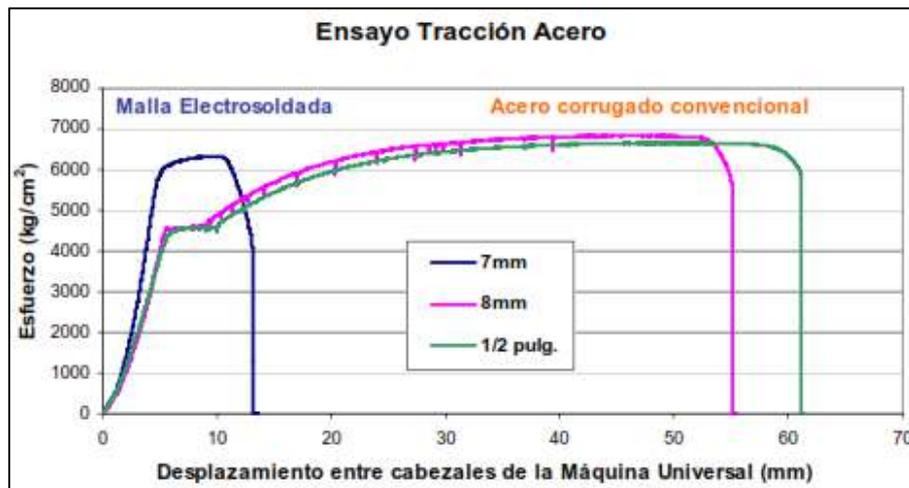


Figura 23: Diagrama Esfuerzo – Desplazamiento de Malla Electrosoldada de 7mm y barras corrugadas de 8mm y 1/2" de diámetro.

Se observa que los aceros peruanos de grado 60 tienen un claro escalón de fluencia, mientras que las mallas electrosoldadas no exhiben tal plataforma. Los ensayos de tracción muestran que la elongación de las mallas electrosoldadas es aproximadamente 4.5 veces menor que la del refuerzo convencional.

CAPÍTULO III

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE ALBAÑILERÍA
CONFINADA**

3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

3.1. GENERALIDADES

3.1.1. Descripción del proyecto

El edificio de vivienda multifamiliar a diseñarse se encuentra ubicado en la Urbanización Magisterial MB LT17 Calle Juan Espinoza Medrano del distrito de Abancay, consta de 6 niveles, con un departamento del primero al quinto nivel, una azotea, un estacionamiento y un total de 819.23m². El proyecto se desarrolla sobre un terreno de forma rectangular de 200m².

El área típica es de 156.33m² incluyendo la escalera, cada departamento consta de sala-comedor, cocina-lavandería, tres dormitorios, dos baños completos, un medio baño y un ambiente de uso múltiple. La circulación vertical es a través de una escalera, la cual comunica con todos los niveles.

Tabla 15: Cuadro de Áreas por construirse

NIVEL	Área (m ²)
Primer piso	156.33
Segundo piso	156.33
Tercer piso	156.33
Cuarto piso	156.33
Quinto piso	156.33
Sexto piso	37.58
ÁREA TOTAL	819.23m²

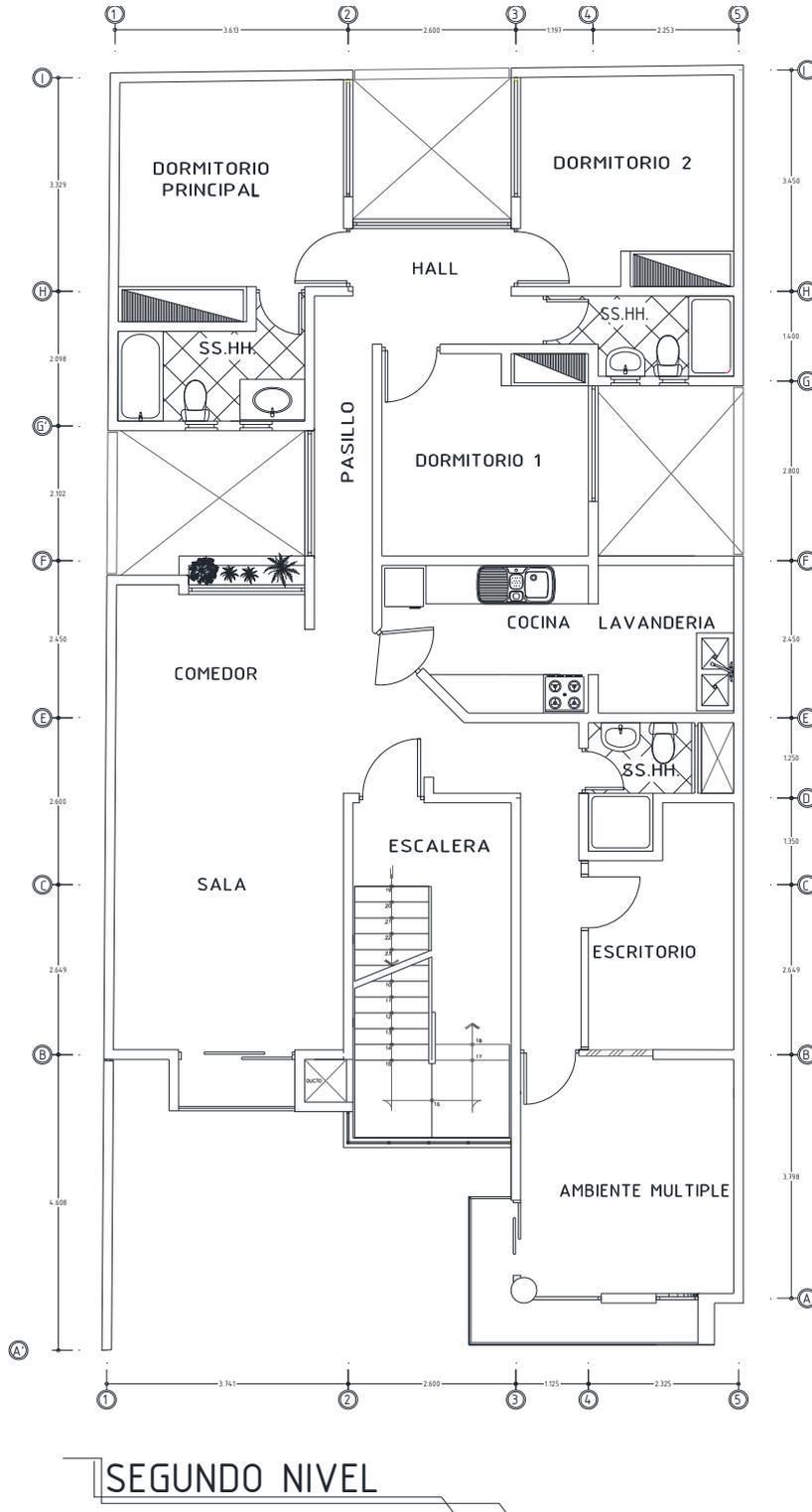


Figura 23: Planta de arquitectura típica del edificio



Figura 24: Corte B-B de elevación del edificio

3.1.2. Normas empleadas

El presente proyecto ha sido elaborado basándose en las siguientes normas:

- Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas.
- Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.
- Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado.
- Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería.

3.1.3. Cargas de diseño

La norma Técnica E.020 recomienda valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño de una estructura, dependiendo del uso al cual

está diseñada la misma. Las cargas a considerar son las denominadas: muertas, vivas y sismo.

Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio que se suponen serán permanentes. Como carga viva (CV), al peso de los ocupantes, materiales equipo, muebles y otros elementos móviles. Finalmente las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura. Para calcular los esfuerzos que estas cargas producen en la estructura se utilizó el programa ETABS 2013.

Las cargas consideradas son:

Carga muerta:

- Concreto armado. 2400kg/m³
- Albañilería con unidades de arcilla (inc. Tarrajeo): 1900kg/m³
- Peso de la losa aligerada de 0.20m de espesor: 300kg/m²
- Peso del piso terminado: 100kg/m²

Carga viva:

- Sobrecarga vivienda: 200kg/m²
- Sobrecarga escalera: 200kg/m²
- Sobrecarga azotea: 100kg/m²

3.1.4. Método de Diseño

Concreto Armado

Los elementos de concreto armado de la estructura están diseñados mediante el método de diseño por resistencia. Este consiste en amplificar las cargas actuantes o de servicio mediante factores y reducir la resistencia teórica de los elementos considerando factores de reducción.

En la Norma E.060 se establece la combinación de cargas actuantes con sus respectivos factores de amplificación, siendo éstas las siguientes:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25(CM+CV) \pm CS$

- $U = 0.9CM \pm CS$
- $U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$

Donde CM es la carga muerta, CV la carga viva, CS la carga correspondiente al sismo y CE el empuje lateral del suelo y del agua.

Además, el reglamento establece factores de reducción (ϕ) de resistencia en los siguientes casos:

- Flexión sin carga axial: 0.90
- Axial con flexión:
 - Tracción con o sin flexión: 0.90
 - Compresión con o sin flexión: espiral 0.90
 - Compresión con sin flexión: otros 0.70
- Cortante o torsión 0.85
- Aplastamiento del concreto 0.70
- Concreto simple 0.65

Resumiendo, para el diseño de los elementos estructurales se debe cumplir que:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida (U)}$$

$$\text{Resistencia de Diseño} = \phi \text{ Resistencia Nominal}$$

Albañilería Confinada

Los elementos de albañilería se diseñaron empleando la Norma E.070, el artículo 23.2 indica que su diseño se realizará por el método de resistencia buscando que la estructura no sufra daños ante eventos sísmicos frecuentes (sismos moderados) y proveer la resistencia necesaria para soportar el sismo severo.

Se debe buscar que los elementos de concreto y de acoplamiento entre muros fallen por ductilidad antes que los muros de albañilería. Estos últimos deben falla por corte ante un sismo severo, por lo que fueron diseñados por

capacidad para que proporcionen una resistencia al corte mayor o igual que la carga producida por sismo severo.

3.1.5. Propiedades de los materiales

Para realizar el diseño se han considerado los siguientes materiales:

- **Concreto:**

Resistencia a la compresión:	$f_c = 210\text{kg/cm}^2$
Módulo de Poisson:	$\mu = 0.25$
Módulo de Elasticidad: $E_c = 15000\sqrt{f_c}$	$E_c = 217370.65\text{kg/cm}^2$

- **Acero de refuerzo**

Esfuerzo de Fluencia:	$f_y = 4200\text{kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad:	$E_c = 2\,000\,000\text{kg/cm}^2$

- **Albañilería:**

Unidad: King Kong Artesanal	
Resistencia a Compresión Axial de la Unidad:	$f'_b = 55\text{kg/cm}^2$
Resistencia a Compresión Axial en Pilas:	$f'_m = 35\text{kg/cm}^2$
Resistencia al Corte en muretes:	$v'_m = 5.1\text{kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad: $E_m = 500f'_m$	$E_m = 17,500\text{kg/cm}^2$
Módulo de Corte: $G_m = 0.4E_m$	$G_m = 7,000\text{kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	$\mu = 0.25$

3.2. ESTRUCTURACIÓN

3.2.1. Criterios de estructuración

Estructurar es definir la ubicación y características de los elementos estructurales principales con el objetivo de que el edificio no presente fallas ante las sollicitaciones de esfuerzos que le transmiten las cargas permanentes y eventuales.

De acuerdo al tema de tesis propuesto, el edificio a diseñar se encuentra estructurado íntegramente por muros de albañilería confinada tanto en la dirección transversal como en la dirección longitudinal.

Existen criterios a tomar en cuenta para conseguir un adecuado comportamiento estructural de la edificación, de acuerdo a estos criterios el edificio en estudio tiene las siguientes características:

Simetría

El edificio a diseñar tiene simetría en la dirección longitudinal (eje Y), esto es importante debido a que la falta de simetría produce efectos torsionales importantes que pueden incrementar los esfuerzos debidos al sismo, pudiéndose sobrepasar los esfuerzos resistentes.

Resistencia

La resistencia ante solicitaciones sísmicas y cargas de gravedad es proporcionada básicamente por muros de albañilería confinada y algunos muros de concreto armado de 15cm de espesor tanto en la dirección longitudinal como para la dirección transversal.

Asimismo, el edificio cuenta con una apropiada continuidad vertical, con suficiente resistencia para garantizar un adecuado transporte de las cargas y evitar concentraciones de esfuerzos.

Ductilidad

En el diseño con muros de albañilería, se colocaron confinamientos necesarios en las direcciones "x" e "y" la cual le aporta ductilidad a la edificación; además de ello se tiene muros de concreto armado sobre todo en el eje "x".

Rigidez lateral

Los elementos que aportan rigidez al edificio son los muros de albañilería y los muros de concreto, por ello el edificio cuenta con una adecuada densidad y distribución de los mismos en ambas direcciones para así poder resistir las fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes.

Diafragma rígido

Los diafragmas están conformados por losas aligeradas armadas en una dirección, las cuales debido a sus componentes y propiedades asegura que se forme un diafragma rígido que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas se distribuyen en los muros de acuerdo a su rigidez lateral.

Elementos no estructurales

El edificio en estudio tiene como elemento no estructural al alfeizar de las ventanas, así como los para parapetos ubicados en la azotea de la edificación. Es importante tener en cuenta que estos elementos tienen que estar separados de los muros estructurales.

3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.1. Losas aligeradas

El criterio para elegir el sentido del aligerado fue en base a la dirección más corta y a la continuidad de los paños.

La regla práctica para determinar el espesor de la losa es dividir la mayor luz de vigueta entre 25. Este espesor considera los 5cm de concreto que se coloca por encima del ladrillo más la altura del ladrillo. Al ser los ladrillos de sección cuadrada de 30x30cm con una altura variable de 12, 15, 20 y 25cm, el espesor de losa a escoger queda restringido a ciertos valores.

$$h \geq \frac{ln}{25}; h = 17, 20, 25 \text{ o } 30\text{cm}$$

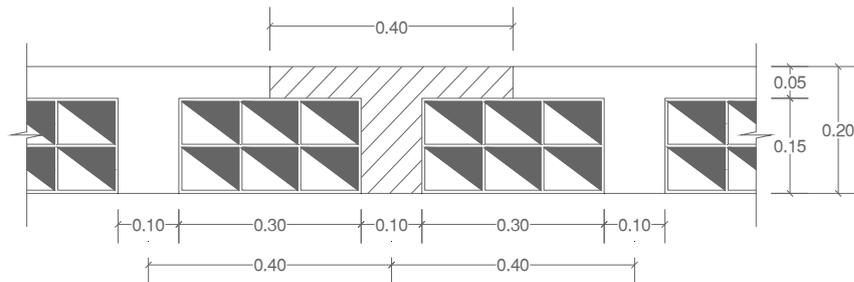
Para los paños más importantes tenemos lo siguiente:

Paño (ejes)	Luz dirección techado (ln)	Peralte ($h = ln/25$)
1-2	3.48	14
3-5	3.30	13

En concordancia con los criterios mencionados tendríamos que usar 17cm, pero se escogió un peralte de 20cm, para que puedan colocarse mejor las

instalaciones de desagüe. Además con un aligerado de 20cm, ya no se verificó deflexiones porque corresponde a un peralte mínimo según la norma E.060.

Figura 25: Corte Típico de Losa Aligerado ($h = 0.20m$)



3.3.2. Vigas

3.3.2.1. Vigas peraltadas

Tomando las recomendaciones del libro de Concreto Armado del Ing. Antonio Blanco, las dimensiones de las vigas pueden obtenerse con las siguientes expresiones:

$$\frac{ln}{12} \leq h \leq \frac{ln}{10}$$

$$0.5h \geq b \geq 0.3h \text{ y } b \geq 0.25m$$

Donde:

h = peralte de la viga (m)

ln = luz libre de la viga (m)

bw = ancho de la viga (m)

La única viga peraltada que tiene la edificación, está ubicada entre los muros Y-6 del eje 1 y la placa x-8 del eje E, el cual tiene una luz libre de 5.13m, por lo cual se tiene:

$$\frac{5.13}{12} \leq h \leq \frac{5.13}{10} = 0.43 \leq h \leq 0.51 \rightarrow h = 0.50$$

$$0.5 * 0.5 \geq b \geq 0.3 * 0.5 \text{ y } b \geq 0.25m$$

$$0.25 \geq b \geq 0.15 \rightarrow b = 0.25m$$

Por lo tanto, la viga peraltada tendrá un peralte de 0.5m y un ancho de 0.25m

3.3.2.2. Vigas Chatas

Las vigas chatas tendrán un diseño simple con el mismo espesor de la losa y ancho suficiente para albergar el acero mínimo (0.25 x 0.20). Servirán únicamente para cerrar los paños correspondientes a la losa aligerada.

3.3.3. Muros de albañilería

3.3.3.1. Espesor de muros

Para el diseño del muro de albañilería se eligió utilizar ladrillos King Kong artesanal, según la Tabla N° 9 de la E.070, en amarre de sogá con un espesor de 0.14m. Se verifica el espesor mínimo requerido mediante el Art. 19 de la misma norma en relación a la altura libre "h" entre los elementos de arriostre horizontales:

$$t \geq \frac{h}{20} \geq \frac{2.4}{20} \geq 0.12m$$

Por tanto, el amarre de sogá será utilizado para los muros de albañilería confinada con un espesor de 0.14m.

3.3.3.2. Densidad de muros

Como parte del predimensionamiento y estructuración del edificio, se debe calcular la densidad mínima de muros portantes mediante la siguiente expresión de acuerdo al art. 19.2 de la NTE E.070:

$$\frac{\text{Área de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Área de la Planta Típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Donde:

L = Longitud total del muro incluyendo columnas (mayor a 1.20m)

t = Espesor efectivo del muro (m) = 0.14m

A_p = Área de la planta típica (m²) = 156.33m²

N = Número de pisos del edificio = 6

Además de la NTE E.030 tenemos:

Z = Factor de zona sísmica. En Abancay (Zona 2) corresponde $Z = 0.30$

U : Factor de uso. Edificio de vivienda (categoría C), $U = 1.00$

S = Factor de suelo (suelo intermedio), le corresponde $S = 1.20$

Por lo tanto:

$$\frac{\sum L.t}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

$$\frac{\sum L.t}{A_p} \geq \frac{0.30 \times 1.00 \times 1.20 \times 6}{56} = 0.0386$$

Se presenta la vista en planta del piso típico para indicar la nomenclatura a utilizado para determinar la densidad mínima de muros

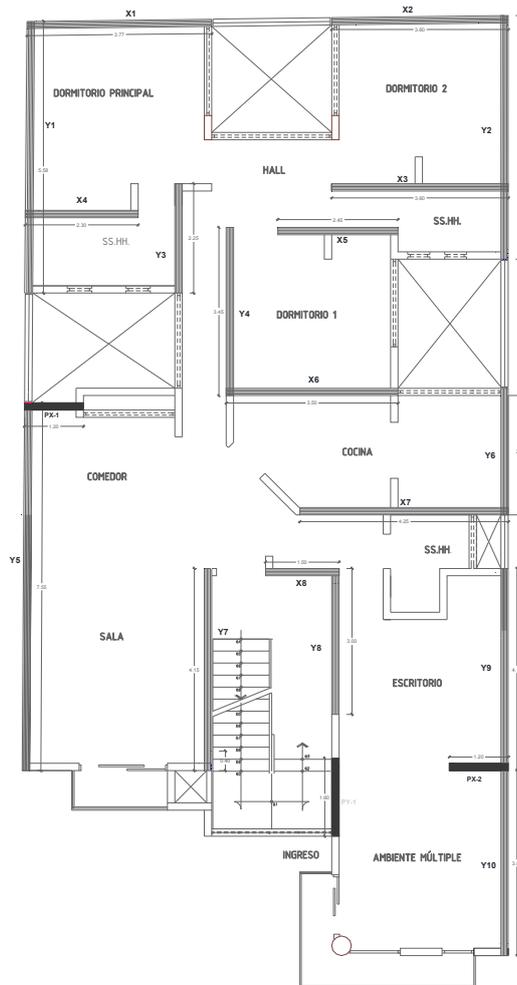


Figura 26: Nomenclatura utilizado para determinar la densidad de muros.

En la siguiente tabla se presenta la longitud de los muros, área de corte ($L \times t$), además la verificación de la densidad de muros en cada dirección.

MUROS EN X					MUROS EN Y				
MURO	L (m)	t (m)	n	Ac(m2)	MURO	L (m)	t (m)	n	Ac(m2)
X - 1	3.77	0.14		0.53	Y - 1	5.58	0.14		0.78
X - 2	3.60	0.14		0.50	Y - 2	5.00	0.14		0.70
X - 3	3.60	0.14		0.50	Y - 3	2.25	0.14		0.32
X - 4	2.30	0.14		0.32	Y - 4	3.45	0.14		0.48
X - 5	2.45	0.14		0.34	Y - 5	7.55	0.14		1.06
X - 6	3.50	0.14		0.49	Y - 6	2.45	0.14		0.34
X - 7	4.25	0.14		0.60	Y - 7	4.15	0.14		0.58
X - 8	1.50	0.14		0.21	Y - 8	3.00	0.14		0.42
PX - 1	1.20	0.15	12.42	2.24	Y - 9	4.15	0.14		0.58
PX - 2	1.20	0.15	12.42	2.24	Y - 10	3.80	0.14		0.53
					PY-1	1.60	0.15	12.42	2.98
		$\Sigma L*t=$	□	7.97			$\Sigma L*t=$	□	8.77

$$\frac{\Sigma L.t}{A_p} \geq 0.0386$$

Para X:

$$\frac{7.97}{156.33} = 0.0509 \geq 0.0386 \quad \text{ok}$$

Para Y:

$$\frac{8.77}{156.33} = 0.0561 \geq 0.0386 \quad \text{ok}$$

En la dirección X-X e Y-Y se observa que el resultado obtenido es mayor al mínimo requerido, sin embargo, esto no garantiza que la distribución de los muros sea definitiva, como se explicará en el Análisis Sísmico del edificio, por las características y fuerzas sísmicas aplicadas al edificio, es posible la inclusión de placas de concreto armado en lugar de muros confinados, dado que la configuración arquitectónica, así como la presencia del 6to piso (bloque más pequeño) se pueden generar desplazamientos laterales grandes bajo la acción de las cargas sísmicas; las cuales serán indicadas en la sección correspondiente.

3.3.4. Muros de concreto armado

Según el artículo 21.9.3.2 de la Norma E.060, el espesor mínimo de muros de corte es de 0.15m, valor que será verificado posteriormente mediante el cálculo de las fuerzas cortantes en la base.

3.3.5. Columna

Dado la presencia de muros de albañilería y muros de concreto armado en ambas direcciones, los momentos que tomarán las columnas serán muy bajos, por lo que básicamente la carga por compresión es la que predominará en estos elementos. Como el edificio sólo cuenta con 6 pisos, las columnas tienen cargas axiales relativamente medianas, del orden de 20 a 50tn.

La recomendación da varios ingenieros en estos casos es de predimensionar a las columnas con área del orden de 900 a 1500cm². Los peraltes a utilizar serán los necesarios para aportar rigidez lateral al edificio.

3.3.6. Escalera

Se dimensionará la escalera de la siguiente manera:

$$t = \frac{h}{25} \geq \frac{2.40}{25} \geq 0.1m$$

Donde:

h = altura de entrepisos (m)

t = espesor de la garganta de la escalera (m)

Se considerará un espesor de 0.17m en la garganta de la escalera para una mejor distribución del acero en el concreto, un espesor de losa para el descanso de 0.20m y un ancho de escalera de 1.20m; dichos valores se verificarán cuando se realice el diseño de la escalera.

Además para el predimensionamiento se debe verificar que:

$$60cm \leq 2c + p \leq 64cm$$

Donde:

c = longitud del contrapaso

p = longitud del paso

En nuestro caso consideramos una longitud de contrapaso de 17.5cm y una longitud de paso de 25cm, entonces $2c + p$ resulta 60cm, valor que se ubica dentro del intervalo.

3.4. ANÁLISIS SÍSMICO

3.4.1. Criterios de análisis sísmico

El Análisis Sísmico se realizó teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, en el cual el criterio de diseño se expresa señalando que las edificaciones se comportarán ante los sismos considerando:

- a. Resistir sismos leves sin daños
- b. Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- c. Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

El diseño sismorresistente busca lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta, y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor. Para lograr un comportamiento inelástico en los elementos estructurales, se diseña considerando una serie de requisitos que buscan proporcionar ductilidad.

El diseño está orientado a evitar el colapso frágil de la estructura aún para el sismo más fuerte, pero acepta que se pueden producir daños estructurales considerando que es más económico reparar o reemplazar las estructuras dañadas que construir todas las estructuras lo suficientemente fuertes para evitar daños.

Debido a este motivo, la norma establece para el diseño, un coeficiente de reducción sísmico, el cual para este caso de sistema estructural de muros de albañilería confinada y considerando nuestra estructura como irregular tenemos un valor de $R = \frac{3}{4} \times 6 = 4.5$

3.4.2. Descripción del análisis

Para la estructura se realizó un análisis estático y un análisis dinámico respetando los parámetros establecidos en los artículos 17 y 18 de la Norma Sismorresistente E.030; así como los valores máximos de desplazamiento lateral estipulados en la norma.

Con el análisis estático se determinó manualmente el periodo fundamental de la estructura, la fuerza cortante en la base y la distribución de la fuerza cortante en cada nivel del edificio.

El análisis dinámico se realizó en el programa ETABS, en el cual se crea un modelo pseudo-tridimensional del edificio y con el uso de un espectro de aceleraciones se determina el desplazamiento lateral de entrepisos, el período de la estructura, las fuerzas cortantes y momentos flectores de los muros debidos al sismo.

3.4.3. Modelo estructural

Como se mencionó, se creó un modelo pseudo-tridimensional en el ETABS 2013, teniendo en cuenta todas las características estructurales del edificio a diseñar tales como:

- El edificio consta de 6 pisos, la altura total del edificio es de 16.05, cada piso con una altura de 2.40m.
- Se define los ejes para la ubicación de los elementos estructurales (muros de albañilería).
- Se definen los materiales y las resistencias del concreto para los diversos elementos estructurales (muros, columnas, losas, vigas, etc).
- Se crearon diafragmas rígidos en cada nivel del edificio, los cuales poseen 3 grados de libertad: 2 de traslación (X e Y) y 1 de rotación (giro en Z): Estos diafragmas rígidos permiten unificar los desplazamientos laterales de los elementos para un determinado nivel.
- Se modelaron los muros de corte (albañilería y concreto) en cada dirección, observándose que se tiene una mayor densidad de muros en la dirección Y. Dichos muros están ligados entre sí por el diafragma rígido.

- Para el análisis dinámico se elabora el espectro de aceleraciones según los parámetros sísmicos que se muestran más adelante.
- Luego se definieron los casos de cargas estáticas (CM y CV) y los casos de carga del espectro de aceleraciones, en el cual se considera una excentricidad del 5%
- Se asignó únicamente las cargas que caen sobre el diafragma, así como en las vigas que soportan cargas adicionales (peso de tabiquería, parapeto), puesto que el programa ya considera el peso propio de los muros de corte.
- Por último se definieron las combinaciones de carga estipuladas por la Norma Peruana.

En la figura 27 se muestra el modelo elaborado en el programa ETABS v 13.1.5, en el cual se pueden observar los ejes de muros de albañilería, muros de concreto, vigas chatas, diafragmas rígidos.

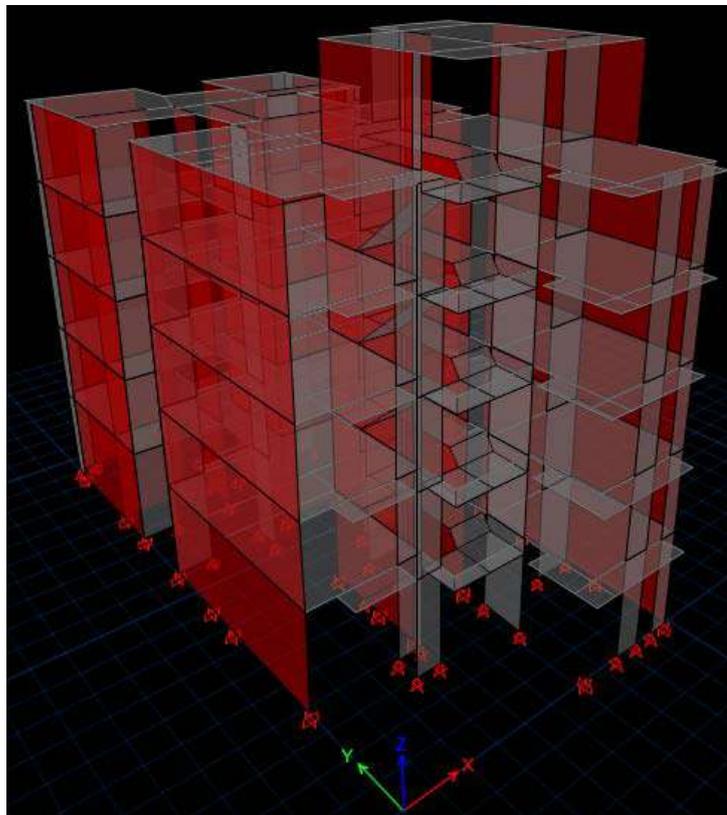


Figura 27: Modelo estructural del edificio.

3.4.4. Parámetros de análisis sísmico

En base a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, se definen los siguientes parámetros para el análisis sísmico

Factor de Zona (Z)

La estructura se ubica en la ciudad de Abancay, por lo que de acuerdo a la Tabla N° 1 del Art. 5 se ubica en la zona 2, por lo tanto **Z = 0.3**

Condiciones Geotécnicas:

El edificio se cimentará sobre grava limoso, para este tipo de suelo, la norma E.030 especifica:

Tipo de suelo:	S ₂ (suelo intermedio)
Factor de amplificación del suelo (S):	1.2
Período del suelo (Tp):	0.6seg.

Factor de Amplificación Sísmica (C):

Este factor se define de acuerdo a las características del lugar donde se edificará la estructura y se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. El cálculo de este factor para cada dirección de análisis se realiza de acuerdo a la siguiente expresión:

$$C = 2.5x \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad ; \quad C \leq 2.50$$

Se define:

$$T = \frac{h_m}{C_T} ; h_m = 16.05 \text{ es la altura del edificio}$$

$$C_T = 60 ; \text{ para edificios con muros portantes en ambas direcciones}$$

Se tiene que:

$$T = \frac{16.05}{60} = 0.27$$

Entonces:

$$C = 2.5x \left(\frac{0.6}{0.27} \right) \leq 2.50$$

Los valores de amplificación sísmica en cada dirección serán:

Dirección X: $C_X = 2.50$

Dirección Y: $C_Y = 2.50$

Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U):

Este edificio de vivienda multifamiliar califica en la **categoría C**, edificios comunes y tendrá un **U = 1.0**

Configuración estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis sísmico y los valores apropiados del coeficiente de reducción de fuerza sísmica "R". Una estructura clasifica como irregular si por lo menos presenta una de las características indicadas en la tabla N°4 o en la tabla N° 5 de la Norma E.030. En caso contrario se dice que la estructura es regular:

Entre las posibles irregularidades en altura tenemos:

- **Irregularidad de Rigidez:** Piso blando

El edificio no presenta esta irregularidad debido a que las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en cada dirección son las mismas en todos los pisos.

- **Irregularidad de Masa:**

Todos los pisos poseen la misma masa, pues son destinadas a viviendas, con excepción de la azotea, pero la norma indica que no es aplicable en estos casos por lo que no se presenta irregularidad por esta característica.

- **Irregularidad de Geometría Vertical:**

Las plantas de la estructura son constantes verticalmente en todo el edificio excepto en la azotea, también la norma indica que no es aplicable en estos casos, por lo que no hay irregularidad por esta característica.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:**

No se encuentran elementos verticales que estén desalineados un nivel con respecto del otro por lo que no hay irregularidad en este punto.

Las irregularidades en planta a presentarse pueden ser:

- **Irregularidad Torsional**

- **Esquinas Entrantes:**

- **Discontinuidad del diafragma:**

Este edificio, sí presenta este tipo de irregularidad, se puede apreciar que hay una importante reducción del diafragma rígido en la zona central.

Luego de analizar las diferentes irregularidades, se concluye que la estructura califica como **IRREGULAR**.

Sistema estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica (R):

El sistema estructural en la dirección X e Y es un sistema de muros estructurales, pues las fuerzas horizontales serán resistidas por muros de albañilería confinada. Por lo tanto se elige como factor de reducción de fuerza sísmica el valor de $R = 6$ para ambas direcciones, según la tabla N° 6 de la Norma E.030. Por lo visto en el punto anterior y por lo indicado en la norma para las estructuras irregulares, el valor de R será afectado por el valor de $\frac{3}{4}$, siendo así, el nuevo valor de **R = 4.5** en ambas direcciones.

3.4.5. Análisis estático

3.4.5.1. Generalidades

El análisis estático se debe realizar en las dos direcciones X e Y, este análisis representa las solicitaciones sísmicas a través de fuerzas horizontales que actúan en cada nivel de la estructura, aplicadas en el centro de masas de cada nivel, se debe considerar la excentricidad accidental, que genera momentos accidentales en la estructura.

3.4.5.2. Periodo fundamental

Para cada dirección el período fundamental se define por:

$$T = \frac{h_m}{C_T}; h_m = 16.05 \text{ es la altura del edificio}$$

$C_T = 60$; para edificios con muros portantes en ambas direcciones

Por lo tanto el período fundamental para ambas direcciones será:

$$T = 0.27 \text{seg.}$$

3.4.5.3. Peso de la edificación

El peso de la edificación se calculó adicionando a la carga muerta una reducción de carga viva. Según el artículo 16.3-b de la Norma E.030, para edificaciones de Categoría C, se considerará el 25% de la carga viva.

Tabla 16: Peso Total del Edificio

Nivel	Carga Muerta (CM) Ton	Carga viva (CV) Ton	Peso = CM+0.25CV	Área m ²	Ratio ton/m ²
6	20.83	6.06	22.35	37.58	0.59
5	118.47	12.90	121.70	156.33	0.78
4	144.63	25.80	151.08	156.33	0.97
3	143.26	25.80	149.71	156.33	0.96
2	143.71	25.80	150.16	156.33	0.96
1	145.12	25.80	151.57	156.33	0.97

$\Sigma =$	746.56	tn
------------	---------------	-----------

3.4.5.4. Centro de masas y centro de rigideces

Nivel	Peso (tn)	Masa (tn*s ² /m)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
1	151.57	15.45	5.21	10.25	5.32	10.90
2	150.16	15.31	5.23	10.22	5.20	11.37
3	149.71	15.26	5.21	10.23	5.19	11.49
4	151.08	15.40	5.22	10.18	5.21	11.43
5	121.70	12.41	5.21	9.95	5.24	11.33
6	22.35	2.28	6.94	5.50	6.36	7.58

3.4.5.5. Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, se determinará mediante la siguiente expresión:

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

Categoría "C"	X-X	Y-Y
Configuración Estructural	Irregular	Irregular
Z	0.3	0.3
U	1.0	1.0
S	1.2	1.2
C	2.5	2.5
R	4.5	4.5
P (tn)	746.56	746.56
V (tn)	149.31	149.31
V = %P	20.00	20.00
C/R ≥ 0.125	0.56	0.56

3.4.5.6. Distribución de la fuerza sísmica en la altura

Esta fuerza F_a es parte de la fuerza cortante que se debe aplicar en la parte superior de la estructura, el resto de la fuerza cortante se debe distribuir a lo largo de la estructura de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$$

Donde: $F_a = 0$, pues el período fundamental es menor de 0.7seg.

F_i = Fuerza en el nivel "i".

P_i = Peso del nivel "i".

h_i = Altura del nivel "i" con relación al nivel del terreno.

V = Fuerza cortante basal estática:

Tabla 17: Fuerza cortante estática en cada nivel del edificio

Nivel	<i>h_i</i> (m)	<i>P_i</i> (ton)	<i>P_i · h_i</i> (ton-m)	<i>V_x</i> (ton)	<i>V_y</i> (ton)	Eje X		Eje Y	
						<i>Fix</i> (ton)	<i>Hi</i> (ton)	<i>F_{iy}</i> (ton)	<i>Hi</i> (ton)
6	16.05	22.35	358.64	149.31	149.31	8.80	8.80	8.80	8.80
5	13.425	121.70	1633.76	149.31	149.31	40.08	48.87	40.08	48.87
4	10.775	151.08	1627.89	149.31	149.31	39.93	88.80	39.93	88.80
3	8.125	149.71	1216.39	149.31	149.31	29.84	118.64	29.84	118.64
2	5.475	150.16	822.13	149.31	149.31	20.17	138.81	20.17	138.81
1	2.825	151.57	428.19	149.31	149.31	10.50	149.31	10.50	149.31
Σ =		746.56	6086.98			149.31		149.31	

3.4.5.7. Efectos de torsión

Según la norma E.030, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de las excentricidades accidentales por cada dirección de análisis. La excentricidad accidental en cada nivel será 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Por tanto, para analizar la estructura se deben desplazar los centros de masa una distancia igual a la excentricidad accidental para cada dirección del edificio.

$$\text{Sismo en X-X} \rightarrow e_a = 0.05 * 9.81 = 0.49$$

$$\text{Sismo en Y-Y} \rightarrow e_a = 0.05 * 19.30 = 0.97$$

3.4.6. Análisis dinámico

Debido a que la edificación es convencional el análisis dinámico se realizó mediante el procedimiento de combinación espectral requerida por la norma E.030 Artículo 18; para dicho análisis es necesario definir lo siguiente:

3.4.6.1. Modos de vibración

De acuerdo a los grados de libertad de cada diafragma se utilizó 3 modos de vibración por cada piso, teniendo para el edificio de 6 pisos, 18 modos de vibración que serán calculados por el programa ETABS.

3.4.6.2. Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones establecido por la norma E.030, que está definido por la siguiente expresión:

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

El espectro de pseudo-aceleraciones resultante fue:

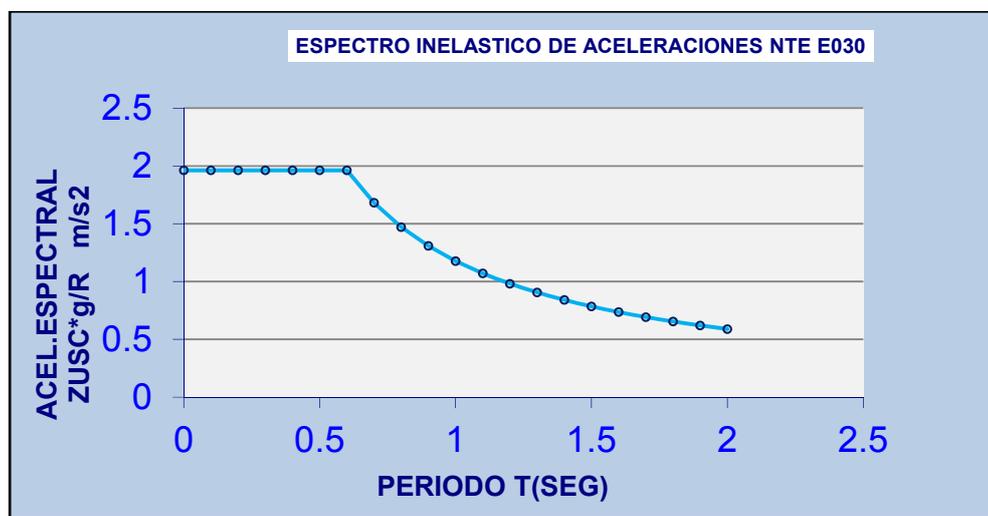


Figura 28: Espectro de pseudo-aceleraciones para ambas direcciones.

3.4.6.3. Criterios de combinación

Para obtener las respuestas máximas, en el programa ETABS, se utilizó la combinación cuadrática completa "CQC" de los valores calculados para cada modo. Según la norma E.030, Art. 18.2-c, para cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total de la estructura.

3.4.6.4. Fuerza cortante mínima en la base

Según la norma E.030 para cada una de las direcciones analizadas, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 90% de la fuerza cortante basal estática para estructuras irregulares. Dado dicho requerimiento se toma como fuerza cortante de diseño al 90% de la fuerza

cortante estática, ya que la fuerza cortante dinámica es menor de acuerdo al análisis dinámico efectuado.

Por lo tanto, para que todos los elementos estructurales del edificio cumplan con lo establecido en la norma, los resultados de fuerzas cortantes y momentos flectores obtenidos por el análisis dinámico deben ser multiplicadas por el factor de amplificación: **(90%Vest.)/(Vdin)**.

3.4.7. Resultado de análisis sísmico

3.4.7.1. Cortante en la base

Como se indicó anteriormente, si la fuerza cortante en la base proveniente del análisis dinámico es menor que el 90% de la fuerza cortante estática, se deberán amplificar los valores de las fuerzas cortantes y momentos por un factor igual a:

Tabla 18. Factor de amplificación

Dirección	Vestático	90% Vestático	Vdinámico	Factor de amplificación
	(ton)	(ton)	(ton)	0.9* Vest./Vdin.
X - X	149.31	134.38	98.20	1.37
Y - Y	149.31	134.38	111.79	1.20

3.4.7.2. Desplazamientos laterales

Según lo estipulado en la norma E.030, Art. 16.4, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico.

Se debe tener en cuenta que de acuerdo con la norma para el diseño de edificios con Albañilería Confinada, el máximo desplazamiento permitido es:

$$\text{Max. Desplazamiento Relativo} = 0.005 \times \text{Altura de entrepiso}$$

Por lo tanto, considerando una altura de entre piso de 2.40m, un factor de reducción sísmico $R = 4.5$ y teniendo en cuenta los requerimientos de la norma, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 19: Desplazamientos laterales del edificio en el eje X-X

Nivel	Deriva (m)	0.75 R R = 4.5	Deriva *0.75R
6	0.001049	3.375	0.003540375
5	0.000815	3.375	0.002750625
4	0.000874	3.375	0.002949750
3	0.000901	3.375	0.003040875
2	0.000847	3.375	0.002858625
1	0.000485	3.375	0.001636875

Tabla 20: Desplazamientos laterales del edificio en el eje Y-Y

Nivel	Deriva (m)	0.75 R R = 4.5	Deriva *0.75R
6	0.000286	3.375	0.000965250
5	0.00031	3.375	0.001046250
4	0.000341	3.375	0.001150875
3	0.000345	3.375	0.001164375
2	0.000334	3.375	0.001127250
1	0.000233	3.375	0.000786375

El desplazamiento relativo máximo en el eje X es 0.0035 y en el eje Y es 0.0012, en ambos casos es menor a 0.005, por lo que se concluye que la estructura cuenta con una rigidez adecuada en ambos ejes.

Este análisis indicaría que existe una sobrerigidización de la estructura, sin embargo, la presencia de los muros de concreto armado se justifican por la necesidad de absorber el cortante producto del sismo hasta llegar a los valores mínimos permitidos de resistencia.

3.4.7.3. Modos, períodos y masas efectivas

Como ya se mencionó anteriormente, según la norma E.030 Art. 18.2-c, para cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total de la estructura,

pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en cada dirección de análisis.

MODOS, PERÍODOS Y MASAS EFECTIVAS					
MODO	Periodo	Masa Participativa (%)		Masa Participativa acumulada (%)	
	(seg)	UX	UY	UX	UY
1	0.368	66.26	0.17	66.26	0.17
2	0.267	0.78	67.78	67.04	67.95
3	0.252	9.52	12.25	76.56	80.20
4	0.135	7.39	0.02	83.95	80.23
5	0.085	8.34	2.42	92.29	82.65
6	0.085	0.82	10.73	93.10	93.38
7	0.077	1.86	1.16	94.97	94.54
8	0.060	0.00	0.01	94.97	94.55
9	0.053	0.01	2.67	94.98	97.22
10	0.048	3.08	0.01	98.06	97.23
11	0.040	0.51	0.14	98.57	97.37
12	0.039	0.00	1.78	98.57	99.15
13	0.032	0.98	0.00	99.55	99.15
14	0.030	0.00	0.69	99.55	99.85
15	0.028	0.21	0.00	99.76	99.85
16	0.025	0.19	0.01	99.94	99.85
17	0.025	0.00	0.14	99.95	99.99
18	0.023	0.05	0.00	99.99	99.99

Del cuadro podemos indicar que, los modos significativos en la dirección X son los modos 1, 3, 4 y 5, cuya suma de porcentajes de masa efectiva es 91.51%, mientras que en la dirección Y, los modos significativos son los modos 2, 3 y 6 con los cuales se obtiene 90.76% de masa efectiva. El período fundamental de la estructura en la dirección X queda definido por el modo 1

3.4.7.4. Fuerzas cortantes y momentos flectores

Al realizar el análisis sísmico, se obtuvieron los factores de amplificación para cada dirección. Adicionalmente se definieron nuevas combinaciones de carga, en las cuales se amplificó la carga de sismo por dichos factores en la

dirección correspondiente, de esa manera de obtuvieron los valores de los momentos flectores y las fuerzas cortantes.

3.4.7.5. Periodo de vibración

De acuerdo al tema de tesis, el suelo considerado es de tipo S_2 por lo tanto tiene un valor $T_p = 0.6\text{seg}$. Se observa que el periodo de la estructura obtenido mediante el análisis dinámico es de 0.368, valor que es mayor que el periodo fundamental que resulta del análisis estático ($T = 0.27\text{ seg}$), por lo tanto, se verifica que el factor C será de 2.5 tal como se había calculado en primera instancia.

3.4.8. Junta de separación sísmica

Según la norma E.030, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas para evitar que tengan contacto al presentarse un sismo, éstas se separarán una distancia mínima "s", igual al mayor de los siguientes valores:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes. (dato desconocido: no se conocen los desplazamientos máximos del edificio vecino).
- 3cm.
- $s = 3 + 0.004(h - 500)\text{cm}$

Donde "h" es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará "s", en nuestro caso, este nivel será el de la azotea, $h = 1605\text{cm}$.

Al no conocer el desplazamiento de los bloques adyacentes, se calculará la distancia "s" según los otros dos criterios. Se hará el cálculo de "s" en la dirección X, pues es la que presenta un mayor desplazamiento. Aplicando el tercer criterio, se obtiene un valor de "s" igual a 7.42cm en ambas direcciones.

El edificio se debe retirar de los límites de la propiedad adyacentes una distancia no menor a los $2/3$ del desplazamiento máximo calculado para

el nivel más elevado de la edificación y a su vez, no será menor que "s/2".

En nuestro caso el desplazamiento máximo calculado fue de 2.68cm, por lo tanto:

- 2/3 del desplazamiento máximo = $2/3 \times 2.68 = 1.79$
- Valor de s/2 = $7.42/2 = 3.71\text{cm}$

Finalmente se consideró que el edificio se retirará **3.5cm** de los límites de la propiedad adyacentes.

3.5. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

3.5.1. Verificación del esfuerzo axial por cargas de gravedad

Se deberá cumplir la expresión:

$$\sigma_{adm} = 0.2 \times f'm \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{35 \cdot t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'm$$

$$\sigma_{adm} = 0.2 \times 35 \left[1 - \left(\frac{260}{35 \times 14} \right)^2 \right] \leq 0.15 \times 35$$

$$\sigma_{adm} = 5.03 \frac{kg}{cm^2} \leq 5.25 \frac{kg}{cm^2}$$

Del análisis, se tiene por ejemplo que el muro Y-5 es el más esforzado con una carga axial de 35.27 ton, produciéndose un esfuerzo axial máximo:

$$\sigma_m = \frac{Pm}{L \cdot t} = \frac{35270kgf}{740cm \times 14cm} = 3.40 \frac{kgf}{cm^2}$$

Se debe verificar que:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_m$$

$$5.03 \frac{kgf}{cm^2} \geq 3.40 \frac{kgf}{cm^2} \dots \dots \dots \text{Cumple condición}$$

3.5.2. Fuerzas internas en muros

En este acápite se detallan los valores de Ve y Me (fuerza cortante y momento flector respectivamente), obtenidos del análisis elástico, así como los valores de las cargas de gravedad acumuladas ($P_g = P_D + 0.25P_L$)

FUERZAS INTERNAS V_e y M_e ANTE SISMO MODERADO X-X, $P_g = PD + 0.25PL$															
Muro	Piso 1			Piso 2			Piso 3			Piso 4			Piso 5		
	V_e	M_e	P_g												
X-1	6.80	13.58	6.03	6.54	9.90	3.95	5.11	5.95	2.82	3.35	2.94	2.02	1.45	0.97	1.91
X-2	4.95	10.66	10.18	5.63	7.71	7.66	4.30	4.54	5.87	2.77	2.19	4.15	1.09	0.68	2.51
X-3	6.30	17.27	11.18	8.83	13.12	7.92	8.67	9.69	5.72	7.60	6.69	3.87	6.52	6.59	2.13
X-4	2.65	6.80	13.62	2.81	4.36	10.76	2.48	2.75	8.00	1.96	1.63	5.33	1.37	1.25	2.73
X-5	4.65	16.18	28.20	5.64	10.83	21.41	4.89	6.54	15.57	3.75	3.55	10.03	2.59	2.49	4.72
X-6	5.79	4.39	7.07	10.85	4.96	4.77	10.35	4.11	3.38	8.50	3.02	2.28	6.56	2.72	1.39

FUERZAS INTERNAS V_e y M_e ANTE SISMO MODERADO Y-Y, $P_g = PD + 0.25PL$															
Muro	Piso 1			Piso 2			Piso 3			Piso 4			Piso 5		
	V_e	M_e	P_g												
Y-1	9.13	19.20	26.92	10.03	14.06	19.45	8.55	8.75	14.36	6.32	4.63	9.50	3.62	1.77	5.18
Y-2	8.013	2.71	8.68	11.69	5.26	5.71	10.32	4.48	4.17	8.22	3.28	2.88	5.66	2.08	2.68
Y-3	0.58	1.69	16.77	0.50	0.88	12.39	0.51	0.70	8.83	0.49	0.74	5.69	0.42	0.68	2.79
Y-4	3.28	9.79	25.65	3.00	5.18	19.73	2.45	2.94	14.49	1.90	2.20	9.44	1.20	1.86	4.49
Y-5	13.26	58.17	35.27	15.50	41.11	25.31	13.57	26.08	18.59	10.21	13.74	12.33	6.28	5.05	7.40
Y-6	3.96	3.49	7.74	4.71	2.20	5.35	4.16	1.07	3.60	3.33	0.87	2.54	2.42	0.56	1.55
Y-7	5.19	11.50	10.43	5.04	7.03	6.57	4.19	4.31	5.12	3.30	3.32	4.87	1.94	2.33	6.71
Y-8	3.89	4.69	9.36	5.02	4.45	6.17	4.67	3.71	4.75	3.96	2.92	3.44	3.10	3.38	2.37
Y-9	14.50	58.85	32.37	17.50	40.96	24.06	15.33	25.63	18.19	11.58	14.26	13.65	6.99	8.60	10.40

3.5.3. Verificación del agrietamiento de muros ante el sismo moderado y severo y de la resistencia global al corte.

Se deberán cumplir las siguientes condiciones:

Ningún muro debe agrietarse ante el sismo moderado: $V_e < 0.55V_m$. De no cumplirse esta expresión, donde puede aceptarse hasta 5% de error, deberá cambiarse la calidad de la albañilería, el espesor del muro, o convertirlo en placa de concreto armado.

En cualquier piso, la resistencia global a fuerza cortante ($\sum V_m$) deberá ser mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo (VE). De no cumplirse esta expresión, deberá cambiarse en algunos muros la calidad de la albañilería, su espesor o convertirlos en placas de concreto armado. Cuando se tenga exceso de resistencia ($\sum V_m > VE$) se podrá dejar de confinar algunos muros internos.

Cuando $\sum V_m > 3VE$, culmina el diseño y se coloca refuerzo mínimo. Esta esta expresión indica que todos los muros del edificio se comportarán elásticamente ante el sismo severo.

Todo muro de un piso superior que tenga $V_u \geq V_m$, se agrietará por corte, y se diseñará como un muro del primer piso. En esta expresión puede admitirse hasta un 5% de error.

Se muestran las comprobaciones realizadas para el primer piso:

SISMO X-X, SISMO SEVERO (VE)												
Muro	t	L	Pg	Ve	Me	α	Vm	0.55 Vm	Vmi/Vei	$2 < \frac{V_{mi}}{V_{ei}} < 3$	Vui	Mui
	(m)	(m)	ton	ton	ton-m		ton	ton			ton	ton
X-1	0.14	3.16	6.03	6.80	13.58	1	12.67	6.97	1.864	2.00	13.59	27.17
X-2	0.14	3.00	10.18	4.95	10.66	1	13.05	7.18	2.637	2.64	13.05	28.12
X-3	0.14	3.60	11.18	6.30	17.27	1	15.42	8.48	2.448	2.45	15.42	42.27
X-4	0.14	2.30	13.62	2.65	6.80	0.90	10.51	5.78	3.959	3.00	7.96	20.39
X-5	0.14	3.50	28.20	4.65	16.18	1	18.98	10.44	4.079	3.00	13.96	48.55
X-6	0.14	2.55	7.07	5.79	4.39	1	10.73	5.90	1.854	2.00	11.57	8.79
				$\Sigma = 31.14$				$\Sigma = 81.36$				
$\Sigma V_m > VE$												
$81.36 \text{ ton} > 2(31.14)$												
$81.36 \text{ ton} > 62.28 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{OK}$												

SISMO Y-Y, SISMO SEVERO (VE)												
Muro	t	L	Pg	Ve	Me	α	Vm	0.55 Vm	Vmi/Vei	$2 < \frac{V_{mi}}{V_{ei}} < 3$	Vui	Mui
	(m)	(m)	ton	ton	ton-m		ton	ton			ton	ton
Y-1	0.14	4.98	26.92	9.13	19.20	1	23.97	13.18	2.63	2.63	23.97	50.41
Y-2	0.14	3.65	8.68	8.01	2.71	1	15.03	8.26	1.88	2.00	16.03	5.42
Y-3	0.14	1.80	16.77	0.58	1.69	0.61	7.80	4.29	13.51	3.00	1.73	5.08
Y-4	0.14	3.45	25.65	3.28	9.79	1	18.22	10.02	5.55	3.00	9.85	29.38
Y-5	0.14	7.40	35.27	13.26	58.17	1	34.53	18.99	2.60	2.60	34.53	151.49
Y-6	0.14	2.42	7.74	3.96	3.49	1	10.42	5.73	2.63	2.63	10.42	9.17
Y-7	0.14	3.75	10.43	5.19	11.50	1	15.79	8.68	3.04	3.00	15.56	34.49
Y-8	0.14	2.70	9.36	3.89	4.69	1	11.79	6.49	3.03	3.00	11.68	14.07
Y-9	0.14	7.80	32.37	14.50	58.85	1	35.29	19.41	2.43	2.43	35.29	143.28
				$\Sigma = 61.80$				$\Sigma = 172.83$				
$\Sigma V_m > VE$												
$172.83 \text{ ton} > 2(61.80)$												
$172.83 \text{ ton} > 123.60 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{OK}$												

3.5.4. Diseño de muros agrietados por sismo severo

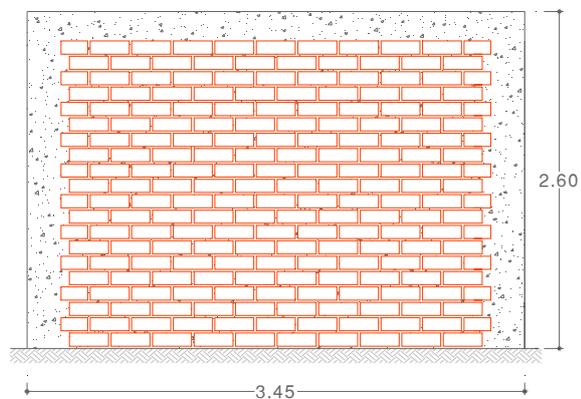
Se aceptará que ante la acción de un sismo severo todos los muros de albañilería confinada del primer piso fallen por corte, el diseño se realizará según el procedimiento descrito en el Blog del Ing. San Bartolomé:

Pg:	Carga axial de gravedad			
Vm:	Resistencia a la fuerza cortante			
Mu:	Momento flector ante sismo severo			
L:	Longitud de muro incluyendo columnas de confinamiento.			
Lm:	Longitud de paño mayor o 1/2L, del mayor. En muros de un paño Lm = L			
Nc:	Número de columnas de confinamiento en el muro de análisis.			
M:	$M = Mu - \frac{1}{2} \cdot Vm \cdot h$			
F:	Fuerza axial producida por "M" en una columna extrema . $F = \frac{M}{L}$			
Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna extrema. $Pc = \frac{Pg}{Nc}$			
T:	Tracción en columna	COLUMNA	Vc Fuerza Cortante	T Tracción
C:	Compresión en columna	Interior	$Vc = \frac{Vm_1 \cdot Lm}{L(Nc + 1)}$	$T = Vm_1 \cdot \frac{h}{L} - Pc$
Vc:	Cortante en columna	Exterior	$Vc = 1.5 \frac{Vm_1 \cdot Lm}{L(Nc + 1)}$	$C = F + Pc$
As:	Área de acero vertical requerida			
δ:	Factor de confinamiento δ = 0.8, columnas sin muros transversales δ = 1.00, columnas con muros transversales			
An:	Área del núcleo confinado.			

A continuación se hará el diseño del Muro X-3, como modelo típico para el diseño de los demás muros que conforman el sistema.

Datos:

- Unidad: 14 x 24 x 8 (arcilla)
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Edificio: 5 pisos
- $Ve = 6.30 \text{ ton}$
- $Me = 17.27 \text{ ton-m}$
- $Pd = 10.82 \text{ ton}$
- $Pl = 1.42 \text{ ton}$
- Unidad: artesanal
- Muro: sogá
- Columnas de confinamiento: 15 x 30



a. Chequeo por Compresión:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_m$$

- $\sigma_{adm} = 0.2 \times f'm \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{35.t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'm$

$$\sigma_{adm} = 0.2 \times 35 \left[1 - \left(\frac{260}{35 \times 14} \right)^2 \right] \leq 0.15 \times 35$$

$$\sigma_{adm} = 5.03 \frac{kg}{cm^2} \leq 5.25 \frac{kg}{cm^2}$$

- $\sigma_m = \frac{Pm}{L.t} = \frac{12240kgf}{345cm \times 14cm} = 2.53 \frac{kgf}{cm^2}$

- $\sigma_{adm} \geq \sigma_m$

$$5.03 \frac{kgf}{cm^2} \geq 2.53 \frac{kgf}{cm^2} \dots \dots \dots OK$$

b. Chequeo por Fisuramiento:

$$Ve \leq 0.55Vm$$

- $Vm = 0.5 \times V'm \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23Pg$

$$\alpha = \frac{Ve \cdot L}{Me} ; \frac{1}{3} < \alpha < 1$$

$$\alpha = \frac{6.30 \times 3.45}{17.27} ; \alpha = 1$$

$$Vm = 0.5 \times 5.10 \times 1 \times 14 \times 345 + 0.23 \times (10820 + 1420)$$

$$Vm = 15131.7 \text{ kgf}$$

- $Ve = 6300kgf$

- $Ve \leq 0.55Vm \rightarrow 6300kgf \leq 0.55(15131.7kgf)$

$$6300kgf \leq 8322.44kgf \dots \dots \dots OK$$

c. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros:

- Todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($Vu \geq Vm$), deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.

Para el muro, se tiene: 15.42 ton = 15.42 ton

- En los edificios de más tres pisos, todos los muros portantes del primer nivel serán reforzados horizontalmente.

En la edificación se tiene cinco pisos.

De acuerdo a las especificaciones, es necesario que lleve refuerzo horizontal en el primer piso la edificación.

La cuantía del refuerzo horizontal será:

$$\rho = \frac{As}{s \cdot t} \geq 0.001 \rightarrow s = \frac{As}{\rho \cdot t}$$

$$\phi = 1/4" \rightarrow s = 22.90cm, \text{ separación máxima}$$

Por lo tanto el refuerzo horizontal a colocarse será: $\phi 1/4"$ cada dos hiladas

d. Diseño de columnas de confinamiento

En el muro a diseñar, sólo hay columnas extremas:

- $V_c = 1.5 \frac{Vm_1 \cdot Lm}{L(Nc+1)} = 1.5 \frac{15131.7 \times 1}{1(2+1)} \rightarrow V_c = 7565.85kgf$

- $T = F - Pc ; Pc = \frac{Pg}{Nc} = \frac{11175}{2} = 5587.5 kgf$

$$F = \frac{M}{L} ; M = Mu_1 - \frac{1}{2} \cdot Vm_1 \cdot h$$

$$M = 42270 - \frac{1}{2} \cdot 15420 \times 2.60 \rightarrow M = 22,224kgf \cdot m$$

$$F = \frac{22,224}{3.45} \rightarrow F = 6441.74kgf$$

$$T = 6441.74 - 5587.5 \rightarrow T = 854.24 kgf$$

- $C = F + Pc \rightarrow C = 6441.74 + 5587.5 \rightarrow C = 12029.24 kgf$

➤ Acero vertical:

$$As = As_t + As_f$$

- $As_t = \text{acero por tracción: } As_t = \frac{T}{\phi \cdot fy} \dots \dots \dots \phi = 0.90$

$$As_t = \frac{T}{\phi \cdot fy} \rightarrow As_t = \frac{854.24}{0.90 \times 4200} \rightarrow As_t = 0.23 cm^2$$

- $A_{s_f} = \text{acero por fricción: } A_{s_f} = \frac{V_c}{\phi \cdot \mu \cdot f_y} \dots \dots \dots \phi = 0.90$

$$A_{s_f} = \frac{7576.85}{0.85 \times 0.8 \times 4200} \rightarrow A_{s_f} = 2.65 \text{ cm}^2$$

- $A_s = A_{s_t} + A_{s_f} = 0.23 + 2.65 \rightarrow A_s = 2.88 \text{ cm}^2$
- $A_{s_{\min}} = 0.1 \frac{f'_c}{f_y} \cdot A_c = 0.10 \times \frac{210}{4200} \times 15 \times 30 \rightarrow A_{s_{\min}} = 2.25 \text{ cm}^2$

Por lo tanto el acero de diseño será: $A_s = 2.88 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 3/8"$

➤ **Sección de la columna**

- $A_n = A_s + \frac{\frac{C}{\phi} - A_s \cdot f_y}{0.85 \delta \cdot f'_c} \dots \dots \dots \text{área necesaria}$

$$\phi = 0.7 \text{ estribos cerrados}$$

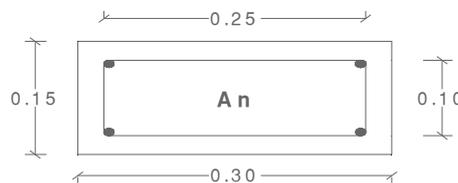
$$\delta = 1.0 \text{ columna con muro transversal}$$

$$A_n = 2.84 + \frac{\frac{12029.24}{0.7} - 2.84 \times 4200}{0.85 \times 1 \times 210} \dots \dots \dots \text{área necesaria}$$

$$A_n = 32.29 \text{ cm}^2$$

- $A_{c_f} = \frac{V_c}{0.2 \times \phi \cdot f'_c} = \frac{7565.85}{0.20 \times 0.85 \times 210} = 211.93 \text{ cm}^2$

Se consideró 15 x 30, y el área del núcleo es mayor al área necesaria.



$$A_n = 10 \times 25 = 250 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Sin embargo, como la edificación es de cinco pisos por criterio, la columna de confinamiento para dicho muro será de: 15 x 50 y el acero será 6φ1/2"

➤ **Estribos en columnas de confinamiento**

• **Zona de confinamiento:**

$$L = 45cm$$

$$L = 1.5d = 1.5 \times 50 = 75cm$$

La zona de confinamiento será: $L = 75cm$

• **Separación de estribos "S" en la zona de confinamiento: opción ϕ 3/8"**

$$S_1 = \frac{Av \cdot fy}{0.3 \text{ tn} \cdot f'c \left[\frac{Ac}{An} - 1 \right]} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{0.3 \times 10 \times 210 \left[\frac{750}{450} - 1 \right]} \rightarrow S_1 = 14.2 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{Av \cdot fy}{0.12 \text{ tn} \cdot f'c} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{0.12 \times 10 \times 210} \rightarrow S_2 = 23.67 \text{ cm}$$

$$S_3 = \frac{d}{4} = \frac{50}{4} \rightarrow S_3 = 12.5 \text{ cm}$$

$$S_4 = 10cm$$

De todos los "S" elegimos el menor, por lo que la separación de los estribos en la zona de confinamiento será de 10cm.

Por lo tanto los estribos en la columna de confinamiento estarán distribuidos de la siguiente manera:

Estribos ϕ 3/8" \rightarrow 1@ 0.05; 7 @0.10; resto @ 0.25

e. Diseño de viga solera

La viga solera se diseña por tracción, no tiene fuerza de corte

$$T_s = Vm_1 \frac{Lm}{2L} = \frac{15131.7}{2} \rightarrow T_s = 7565.85 \text{ kgf}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi \cdot fy} = \frac{7565.85}{0.90 \times 4200} \rightarrow A_s = 2.00cm^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.10 \frac{f'_c}{f_y} \cdot A_{c_{vs}} = 0.10 \frac{210}{4200} \times 25 \times 20 \rightarrow A_{s_{min}} = 2.50 \text{ cm}^2$$

El acero a colocar en la viga solera es: $4\phi 1/2''$

Los estribos en la viga solera serán los mínimos considerados en el reglamento.

Estribos: $\phi 1/4''$: $1@0.05$; $4@0.10$; resto $@0.25$

3.6. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

El diseño de losas aligeradas se entiende como el diseño de las viguetas que la conforman, éstas tienen forma semejante a una viga de sección T y pueden ser tratadas en su diseño como vigas T o como vigas de sección rectangular, ya que la variación de resistencia entre una y otra es muy pequeña, debido a que la zona de las alas de la viga T sólo tiene 5cm de altura o peralte.

Para nuestro caso sólo se considerarán cargas de gravedad, por lo tanto solamente se usará la combinación de carga que corresponde para cargas muertas y cargas vivas: $U = 1.4CM + 1.7CV$

El análisis estructural de un techo aligerado se hace de manera local por paños y según las características que diferencian a cada uno, es decir debe hacerse un análisis por cada paño en que la viga cambie la longitud, carga o condiciones de apoyo.

Mediante la aplicación de las cargas obtenidas del metrado sobre el modelo del aligerado, se procede a hallar los momentos máximos así como las fuerzas cortantes.

3.6.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión consiste en calcular la cantidad de acero necesario que necesitan las viguetas para resistir las tracciones que se presentan en las secciones críticas, es decir, aquellas secciones que presentan los momentos máximos negativos y positivos por efecto de las cargas últimas de gravedad. Las viguetas se diseñarán mediante el procedimiento de diseño de vigas T.

En el cálculo del acero de refuerzo se utilizarán las tablas de diseño por flexión K_u vs ρ para un valor de $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$. Después que se calcula el área de refuerzo para las secciones críticas de momento último positivo se debe verificar mediante equilibrio, que la altura "a" del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión en el concreto sea menor que el espesor del ala de la vigueta ($t = 0.05\text{m}$)

3.6.2. Diseño por corte

Para el diseño por corte se empieza por obtener los resultados del análisis estructural de las fuerzas cortantes últimas evaluadas a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara de la vigueta.

Luego, la resistencia del concreto está en función sólo del concreto existente en la sección, sin tomar en cuenta el aporte del acero ya que en viguetas no existen refuerzos transversales o estribos que pueden ayudar a la resistencia por corte.

Para hallar la resistencia del concreto tenemos la siguiente relación:

$$\phi V_c = \phi (1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

Donde: ϕ = factor de reducción por corte = 0.85

- **Determinación del ensanche**

Siempre que tengamos el caso en que $V_u > \phi V_c$, y debido a que no existe acero de refuerzo que pueda ayudar a incrementar la resistencia por corte, procederemos a hacer ensanches por corte. Dichos ensanches consisten en reemplazar por concreto uno o dos ladrillos que están a los costados de la vigueta, de manera que el área de concreto resistente crezca y pueda resistir el esfuerzo por corte aplicado.

- **Refuerzo por contracción y temperatura**

En la losa superior de 5cm de espesor se debe colocar una malla en sentido transversal al aligerado para resistir los efectos de contracción y cambio de temperatura del concreto en esa dirección. Éste refuerzo será el mismo y de

acuerdo con la norma E.060 para varillas de acero corrugado se usará una cuantía $\rho = 0.0020$. Las varillas que normalmente se usan como acero de temperatura son las de menor área que normalmente es de $\frac{1}{4}$ " de diámetro.

- **Cortes de varilla**

El corte de varilla adecuado nos permitirá tener un diseño económico. Dicho corte debe ser hecho de tal manera que se asegure la adherencia entre el acero y el concreto necesaria para que las varillas de refuerzo trabajen de manera satisfactoria. Como regla práctica tenemos el siguiente gráfico de acuerdo a las condiciones de apoyo y al refuerzo de acero por momentos positivos o negativos.

- **Deflexiones**

De acuerdo con la norma E.060, en las losas aligeradas continuas con sobrecargas menores a $300\text{kg}/\text{cm}^2$ y luces menores de 7.5m no será necesario verificar la deflexión del paño, siempre que se cumpla con la siguiente relación:

$$h = \frac{L}{25}$$

donde: h = espesor total de la losa

3.6.3. Ejemplo de diseño de una losa aligerada típica

Como ejemplo de diseño procederemos al diseño de una vigueta de 3 tramos ubicada entre los ejes E - F, 1 - 5

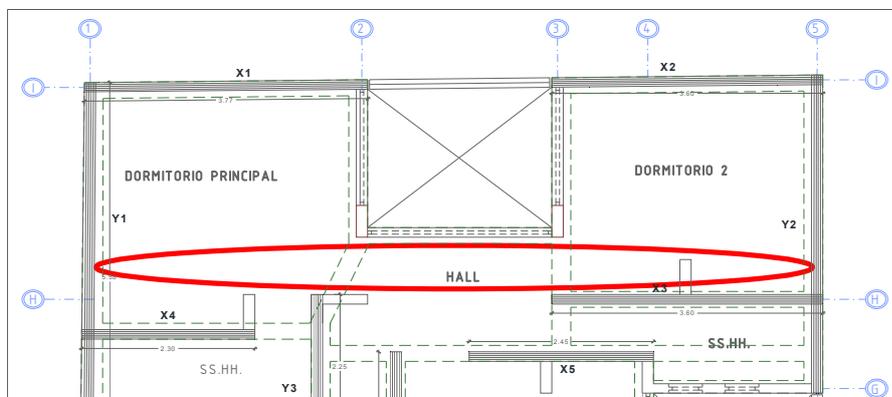


Figura 29: Tramo de losa aligerada a diseñar Eje E-F, 1-5

Para hallar los momentos máximos se realizó la alternancia de sobrecarga, que producen los esfuerzos máximos en los nudos.

Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible. En cambio, para tener el máximo momento flector negativo en un nudo, debe tratarse que es nudo rote la menor cantidad posible, mientras que el nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible.

Para dicha vigueta se tiene las siguientes cargas de diseño:

- Metrado de cargas:

Piso típico:

$$\text{CM: Peso propio del aligerado} = 300 \times 0.4 = 120\text{kg/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \times 0.4 = 40\text{kg/m}$$

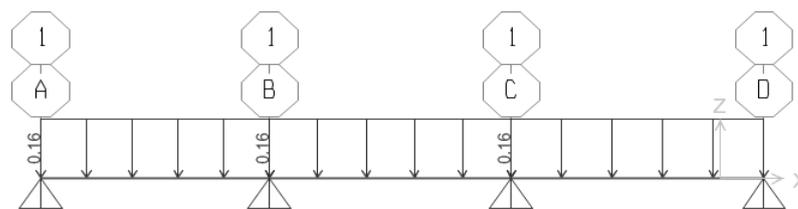
$$\text{Entonces} \quad \mathbf{W_{cm} = 160\text{kg/m}}$$

$$\text{CV: s/c} = 200 \times 0.4 = 80\text{kg/m}$$

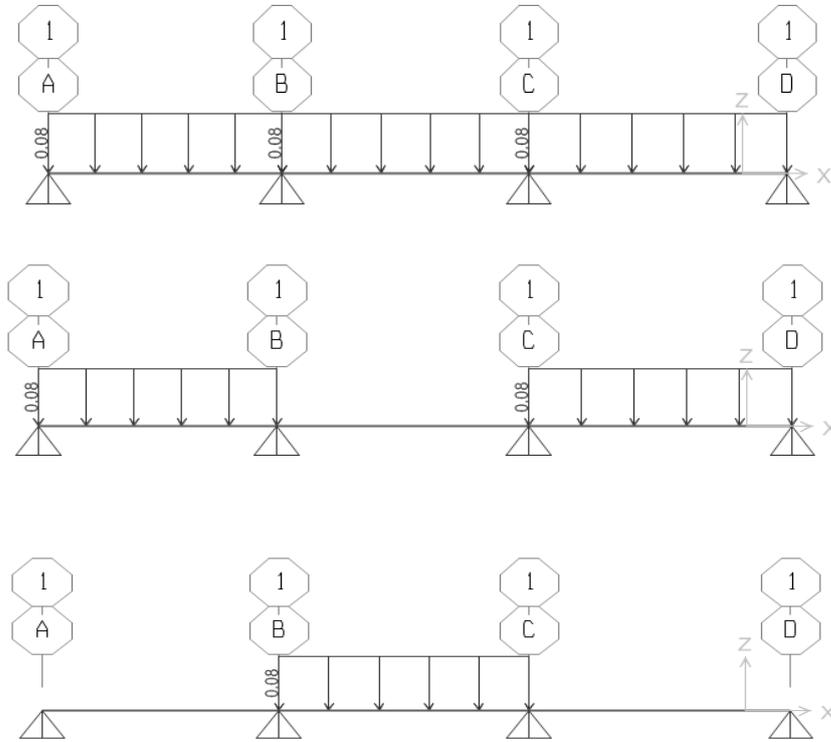
$$\text{Entonces} \quad \mathbf{W_{cv} = 80\text{kg/m}}$$

La carga última para la vigueta es 0.36 ton/m.

Carga muerta



Carga viva: alternancia de carga distribuida



La envolvente de momentos se procederá a realizar a través del programa Sap2000:

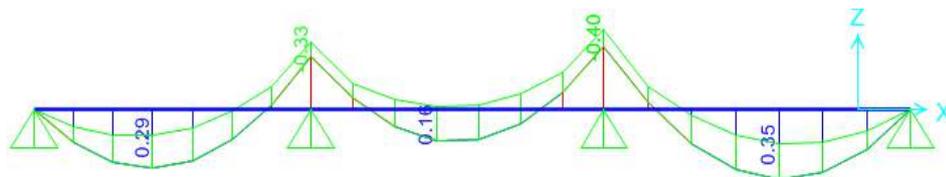


Figura 30. Envolvente de momento flector de la viga en análisis

a. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño se debe tener en cuenta los valores extremos de acero a colocar. Por ejemplo, en el refuerzo mínimo por flexión según la Norma E0.60 nos dice que el momento resistente debe ser mayor en 1.20 veces al momento de agrietamiento para asegurar la falla dúctil, de igual modo fija la cantidad máxima de acero en tracción en función del 75%

de la cantidad de acero necesario para producir la falla balanceada. Estos valores se resumen en la tabla a continuación:

Tabla 21: Propiedades de una vigueta típica: $f'c = 210\text{kg/cm}^2$, $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$

Peralte (h) m	Ig cm ⁴	As ⁺ min cm ²	As ⁻ min cm ²	As ⁺ máx cm ²	As ⁻ máx cm ²
0.17	7275	0.53	1.17	7.01	2.23
0.20	11800	0.61	1.29	7.50	2.71
0.25	22700	0.74	1.47	8.29	3.50
0.30	38430	0.86	1.63	9.08	4.31

Fuente: Apuntes de del curso de concreto Armado
Gianfranco Ottazzi Pasino

En el caso de Momentos negativos al ancho del alma es $b = 10\text{cm}$ y en momentos positivos $b = 40\text{cm}$. Así se tiene:

Para $M_u = 0.29\text{ton-m}$; $K_u = M_u/(bd^2) = 0.29 \times 10^5 / (40 \times 17^2) = 2.51$, de tablas, se obtiene $\rho = 0.0007$, por tanto $A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0007 \times 40 \times 17 = 0.48\text{cm}^2$, pero ésta cantidad es menor al A_s mín requerido, según tabla el A_s^+ mínimo es 0.61cm^2 , por lo que se colocará en función a ésta indicación, por lo tanto será: $A_s = 1\phi 3/8"$.

De la misma forma se obtienen el resto de acero por flexión, a continuación se muestra la tabla con los resultados:

M_u (ton-m)	K_u	ρ	A_s (cm ²)	A_s (cm ²) mínimo	A_s a colocar
+0.16	1.38	0.0003	0.204	0.61	1 $\phi 3/8"$
+0.35	3.03	0.0009	0.612	0.61	1 $\phi 3/8"$
-0.33	11.42	0.0031	0.527	1.29	1 $\phi 1/2"$
-0.40	13.84	0.0039	0.663	1.29	1 $\phi 1/2"$

b. Diseño por corte

De acuerdo al análisis, tenemos el siguiente gráfico de envolvente de la fuerza cortante que actúa sobre la vigueta.

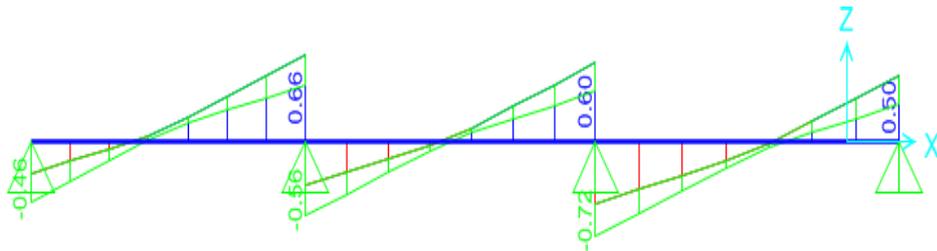


Figura 31: Envolvente de fuerza cortante de la vigueta

El V_u máx a "d" de la cara se produce en el lado izquierdo del tercer tramo:

$$V_u = -0.6615 \text{ ton} = 661 \text{ kg}$$

La resistencia del concreto de la vigueta es:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi (1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d) \\ \phi V_c &= 0.85 \times (1.10 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 17) \\ \phi V_c &= 1220.80 \text{ kg} > V_u \end{aligned}$$

Por lo tanto no requiere ensanche por corte.

c. Control de deflexiones, refuerzo de temperatura

• Deflexiones

De acuerdo a la norma en losas aligeradas continuas, no será necesario verificar deflexiones si:

$$h \geq \frac{l}{21}$$

En nuestro caso la luz de mayor valor es de 3.35m con lo que se obtiene:

$$h = 0.20 \geq \frac{3.35}{21} = 0.16 \quad \text{OK}$$

• Refuerzo de temperatura.

Para la losa de 5cm, tenemos:

$$As = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9\text{cm}^2 \text{ por metro de ancho} = \phi 1/4'' @ 0.25\text{m}$$

En los apoyos extremos se colocarán bastones tomando como base la

$$\text{ecuación: } Mu = \frac{1}{24} \cdot (Wu \cdot ln^2)$$

$$Mu = \frac{1}{24} \cdot (0.35 \times 3.35^2) = 0.16\text{ton} - \text{m}$$

$$As = 0.61\text{cm}^2 = 1\phi 3/8''$$

Finalmente se tiene la distribución de acero en la vigueta como sigue:

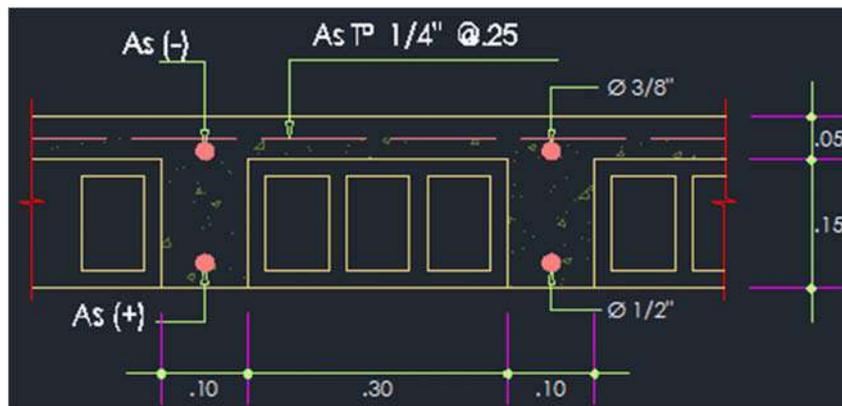


Figura 32: Distribución de acero en losa aligerada

3.7. DISEÑO DE VIGAS

3.7.1. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Para el diseño de vigas se debe hacer un diseño por flexión y por corte, pero adicionalmente éstas se deberán diseñar teniendo en cuenta las fuerzas de sismo que actúan sobre la estructura, razón por la cual se consideran las cinco combinaciones de carga para determinar los esfuerzos de diseño.

3.7.1.1. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño se debe tener en cuenta los valores extremos de acero a colocar. Por ejemplo el refuerzo mínimo por flexión debe tener una cuantía de acero no menor a 0.24% para concreto con $f'c =$

210kg/cm², y el refuerzo máximo debe ser el 75% de la cantidad de acero necesario para producir la falla balanceada.

Una vez hallados los límites para el acero, procedemos a hallar la cantidad de acero necesaria en función a los momentos obtenidos de la envolvente de acuerdo a las cargas que actúan sobre la viga. Para esto procedemos a hallar el valor K_u de acuerdo a la siguiente relación:

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

Donde: M_u = momento último de diseño

b = ancho de viga

d = peralte efectivo de la viga (peralte total menor – 6cm)

Para el armado de las vigas se tienen algunas consideraciones que la norma establece, las cuales se muestran a continuación:

Con éste valor hallamos la cuantía (ρ) relacionada en la tabla de k_u en función a la resistencia del concreto y acero utilizados. Luego la cantidad de acero necesaria será:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

La cantidad de acero (A_s) a usar en el diseño deberá estar en función a los distintos diámetros de acero o sus combinaciones disponibles en el mercado.

3.7.1.2. Diseño por corte

De igual manera al diseño por flexión, para el diseño por corte se empieza por obtener los resultados del análisis estructural de las fuerzas cortantes últimas obtenidas de la envolvente de cortantes a una distancia " d " (peralte efectivo) de la cara de la viga o placa adyacente.

Luego, la resistencia al corte de la viga estará en función de la sección de concreto de la viga y del espaciamiento del acero de refuerzo transversal que se considere en el diseño. Para hallar la resistencia nominal de la viga al corte tenemos las siguientes ecuaciones tanto para el acero como para el concreto:

$$\text{Acero: } \phi V_s = \phi \cdot \left(\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \right)$$

$$\text{Concreto: } \phi V_c = \left(0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \right)$$

$$\text{Entonces: } \phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

donde:

ϕV_n : resistencia nominal al corte.

ϕV_s : resistencia del acero transversal al corte.

ϕV_c : resistencia del concreto al corte.

A_v : área de acero del refuerzo transversal.

d : peralte efectivo de la viga.

s : espaciamiento del refuerzo transversal.

b : peralte efectivo de la viga ($h - 6\text{cm}$)

La norma indica que las vigas sísmicas deben tener un armado de estribos mínimo. Las consideraciones son las siguientes:

- Se deben usar estribos de por lo menos 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8".
- La zona de confinamiento será a una distancia $2h$ de la cara del apoyo. En esta zona el espaciamiento de los estribos será el menor de los siguientes valores:
 - $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor a 15cm.
 - $10db$ longitudinal confinada de menor diámetro.
 - $24db$ del estribo cerrado de confinamiento.
 - 30cm
- Los estribos deben estar espaciados a no más de $0.5d$ fuera de la zona de confinamiento.

3.7.1.3. Ejemplo de diseño de viga peraltada

Como ejemplo se diseñará la viga peraltada de un solo tramo ubicado en el eje E, 1-2'.

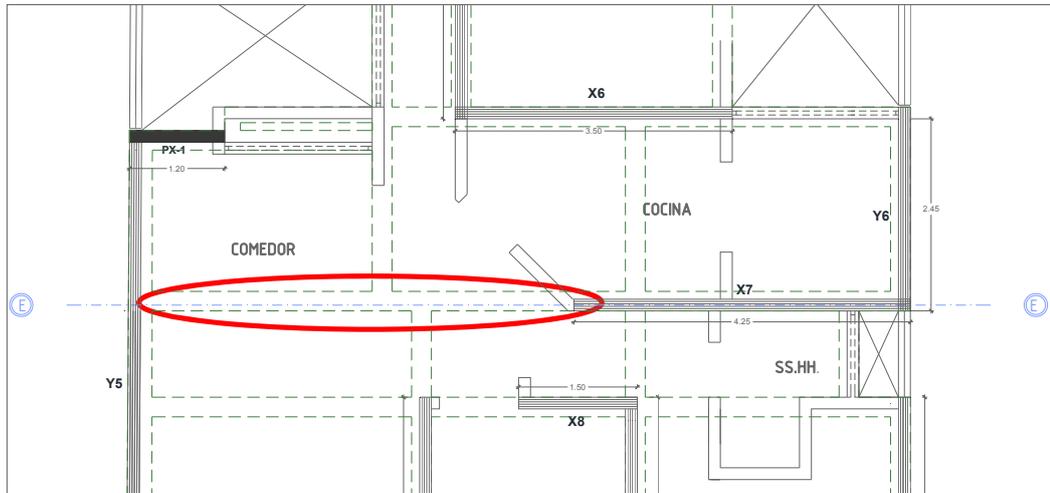


Figura 33: Viga peraltada a diseñar Eje E, 1-3

Al analizar la viga da como resultado el siguiente diagrama de momentos flectores:

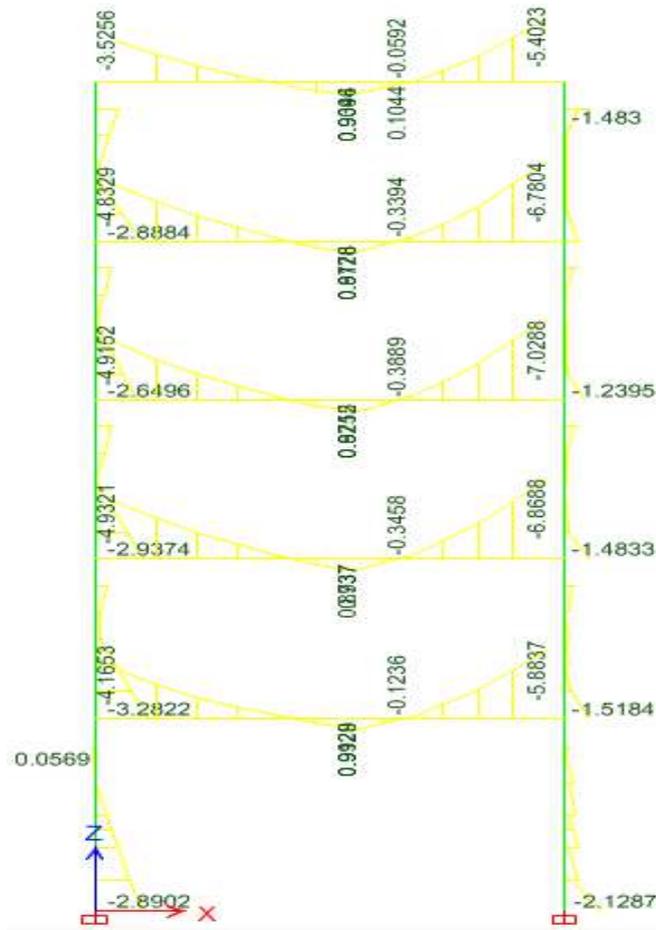


Figura 34: Diagrama de Momentos Flectores de la viga peraltada

Para el cual se tiene los principales momentos para diseño:

$$Mu \text{ max positivo} = 2.42 \text{ ton-m}$$

a. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de cantidad de acero a usar para la viga a diseñar por flexión:

- $As_{max} = 0.75 \times \rho_b \cdot b \cdot d = 0.75 \times 0.02125 \times 25 \times 44 \rightarrow As_{max} = 17.53 \text{ cm}^2$
- $As_{min} = 0.0024 \times b \times d = 0.0024 \times 25 \times 44 \rightarrow As_{min} = 2.64 \text{ cm}^2$

Así tenemos:

- Máximo momento positivo: $Mu = 2.42 \text{ ton-m}$

La compresión se da en la fibra superior de la viga, por lo tanto tendremos:

$$b = 25 \text{ cm} ; d = 44 \text{ cm}$$
$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{242000}{25 \times 44^2} = 5$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.00134$$

Por lo tanto, el área de acero requerida será:

$$As = 0.00134 \times 25 \times 44 \rightarrow As = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

$$2.64 \text{ cm}^2 \leq 1.47 \text{ cm}^2 \leq 17.53 \text{ cm}^2 \quad \text{No cumple}$$

El acero a considerarse será el mínimo: $2\Phi 1/2''$ corridos + $1\Phi 1/2''$ bastón en el centro de la viga.

- Máximo momento negativo: $Mu = -4.92 \text{ ton-m}$ (lado izquierdo)

$$b = 25 \text{ cm} ; d = 44 \text{ cm}$$

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{492000}{25 \times 44^2} = 10.17$$

$$\rho = 0.0027 \rightarrow As = 2.97cm^2$$

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

$$2.64cm^2 \leq 2.97cm^2 \leq 17.53cm^2 \text{ OK}$$

El acero a considerarse en el extremo izquierdo es: 2 $\Phi 1/2$ " corridos + 1 $\Phi 1/2$ " bastón.

- Máximo momento negativo: $Mu = -7.03 \text{ ton-m}$ (lado derecho)

$$b = 25cm ; d = 44cm$$

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{703000}{25 \times 44^2} = 14.52$$

$$\rho = 0.0041 \rightarrow As = 4.51cm^2$$

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

$$2.64cm^2 \leq 4.51cm^2 \leq 17.53cm^2 \text{ OK}$$

El acero a considerarse en el extremo derecho será: 2 $\Phi 1/2$ " corridos + 2 $\Phi 1/2$ " bastón.

El diseño por flexión muestra que en la viga peraltada se generan momentos bajos, y esto se justifica pues ésta es paralela a la dirección de la losa unidireccional, esto implica que se puede reducir el peralte de la viga a 40cm, por lo que la nueva distribución de acero generado por los nuevos valores de momentos será:

Para resistir el momento negativo (izquierdo) se colocarán 2 $\Phi 5/8$ " corridos; así como 2 $\Phi 5/8$ " corridos para el momento negativo derecho.

Para resistir el momento positivo se colocarán 2 $\Phi 5/8$ "

b. Diseño por corte

La fuerza cortante Vu se obtiene a una distancia "d" de la cara de la cara del apoyo, según artículo 11.1.3.1 de la norma E.060, por lo tanto se empleará $Vu = 3.45tn$.

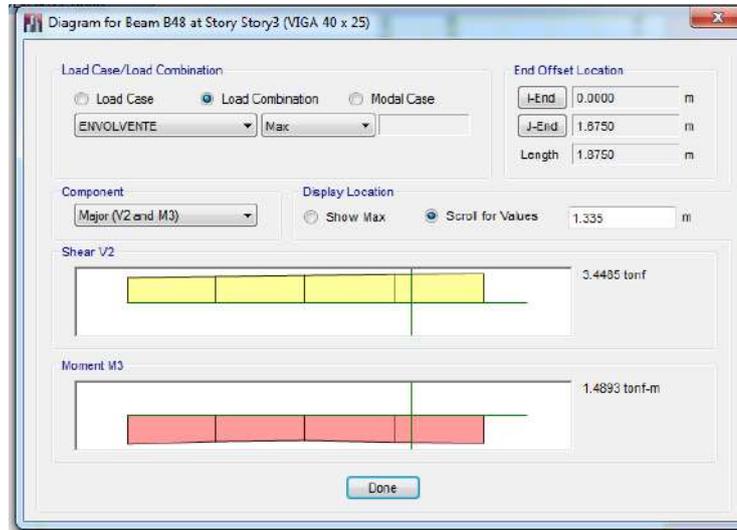


Figura 35: Diagrama de Fuerza Cortante de la viga peraltada

El aporte del concreto viene dado por la siguiente expresión empleado para elementos sometidos a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 34 \rightarrow V_c = 6.53 \text{ ton}$$

Se cumple que $V_u \leq \Phi V_c$, por lo que se requieren estribos mínimos. Se podría utilizar estribos de 8mm, sin embargo, es preferible emplear estribos de 3/8".

b.1. Diseño por corte para vigas sismorresistente

La fuerza máxima producida a una distancia igual a "d" de la cara de la viga es:

$$V_u \text{ max} = 3.45 \text{ ton}$$

Además, si tenemos que los momentos en los extremos de la viga son:

$$\text{Para } A_{s_{\text{izq}}} = 3.96 \text{ cm}^2 ; M_{n_{\text{neg}}} = 5.28 \text{ ton-m}$$

$$\text{Para } A_{s_{\text{der}}} = 3.96 \text{ cm}^2 ; M_{n_{\text{neg}}} = 5.28 \text{ ton-m}$$

$$V_u = \left(\frac{5.28 + 5.28}{5.13} \right) = 2.09 \text{ ton}$$

$$\text{Por lo tanto, } V_u = 3.52 \pm 2.09 = 5.61 \text{ ton y } 1.43 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto de la viga es:

$$\phi V_c = (0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d) = 5.55 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 5.55 \text{ ton} < V_u$$

Por lo tanto hallamos la cantidad de acero de refuerzo por corte necesaria para el diseño:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq \phi V_s + \phi V_c$$

$$5.61 \leq 5.55 + 0.85 V_s$$

$$V_s \geq 0.07 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la viga tendrá los siguientes resultados:

- La zona de confinamiento es igual a $2h = 2 \times 40 = 80\text{cm}$. Tenemos:
 - $d/4 = 34/4 = 8.5\text{cm}$, entonces $S_{o_1} = 10\text{cm}$.
 - $10d_{\text{menor}} = 10 \times 1.27$ (para $\Phi 1/2''$), entonces $S_{o_2} = 13\text{cm}$.
 - $24d_{\text{estribo}} = 24 \times 0.71$ (para $\Phi 3/8''$), entonces $S_{o_3} = 17.00\text{cm}$
 - $S_{o_4} = 30\text{cm}$

Por lo tanto el espaciamiento será $S_o = 10\text{cm}$.

- Fuera de la zona de confinamiento tenemos:
 - $0.5d = 0.5 \times 34 = 17\text{cm}$.
 - $S_{\text{calculado}} = \text{mínimo}$ pues V_s es un valor muy pequeño.

Por lo tanto, fuera de la zona de confinamiento $s = 17\text{cm}$

Luego, según la norma se tendrá la siguiente disposición de estribos:

$$\Phi 3/8'' \ 1@0.05\text{m}, 8@0.10\text{m}, \text{resto } @ 0.17\text{m}$$

Finalmente, el diseño final de la viga peraltada será como el que se indica a continuación en la figura:

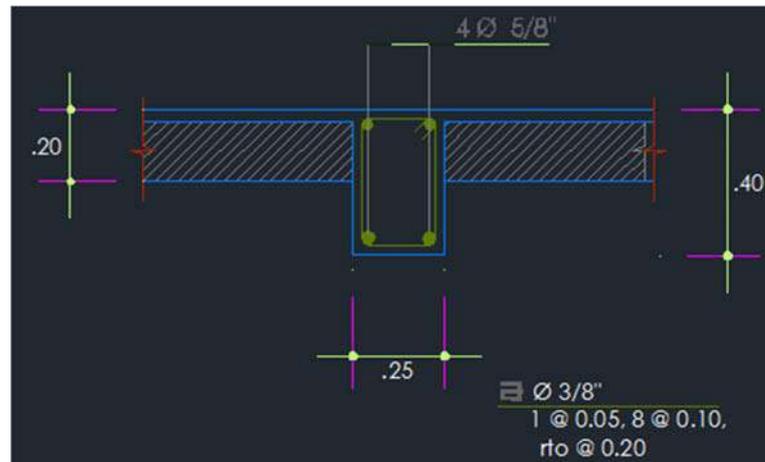


Figura 36: Distribución final de acero en viga peraltada.

3.7.2. DISEÑO DE VIGA CHATA

El diseño de vigas chatas es el mismo que para vigas peraltadas salvo algunas consideraciones y simplificaciones propias de este tipo de vigas.

El diseño se hace únicamente en base a cargas de gravedad y mediante modelos simples de análisis que se detallan más adelante, por lo tanto, solamente se usará la combinación de carga que corresponde para cargas muertas y vivas $U = 1.40CM + 1.7CV$.

Para el análisis de vigas chatas se debe tener en cuenta las condiciones de apoyo de la viga, esto es, teniendo en cuenta la rigidez y momento de inercia que poseen los elementos en los cuales se apoya la viga.

El uso de vigas chatas está normalmente considerado para recibir cargas verticales a lo largo de toda la viga, las cuales normalmente provienen de muros o parapetos, y se usan cuando éstas cargas se distribuyen en dirección paralela a la dirección de armado de la losa aligerada, la cual al tener una carga considerable apoyada sobre una sola vigueta requiere de un refuerzo extra que solamente podrá ser resistido por una viga chata.

Mediante la aplicación de las cargas obtenidas del metrado sobre el modelo de viga chata se procede a hallar el momento máximo, así como las fuerzas cortantes, las cuales definirán las dimensiones finales.

3.7.2.1. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño se debe tener en cuenta los valores extremos de acero a colocar. Por ejemplo, el refuerzo mínimo por flexión debe tener una cuantía de acero de 0.24% para concreto con $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ y acero con $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$, y el refuerzo máximo debe ser el 75% de la cantidad de acero necesario para producir la falla balanceada.

Una vez hallados los límites para el acero, procedemos a hallar la cantidad necesaria en función a los momentos resultantes de acuerdo a las cargas aplicadas. Para esto procedemos a hallar el valor de K_u de acuerdo a la siguiente relación:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

Donde: M_u = momento último de diseño

b = ancho de la viga chata

d = peralte efectivo de la viga chata (peralte total menor – 3cm)

Con este valor hallamos la cuantía (ρ) relacionada de la tabla de K_u en función a la resistencia del concreto y acero utilizados. Luego la cantidad de acero necesaria será:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

La cantidad de acero (A_s) a usar en el diseño deberá estar en función a los distintos diámetros de acero o sus combinaciones disponibles en el mercado.

3.7.2.2. Diseño por cortante

Para el diseño por corte se empieza por obtener los resultados del análisis estructural de las fuerzas cortantes últimas obtenidas a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara de la viga.

Luego, la resistencia del concreto está en función del concreto y acero de refuerzo existente en la sección, sin embargo en el caso de vigas chatas se puede tomar en cuenta sólo el aporte del concreto. Para éstas vigas es común tener valores altos de fuerzas de corte por lo tanto si existe una

fuerza de corte muy alta se deberá anchar la sección de la viga (ya que el peralte no se puede cambiar) para aumentar la sección de concreto y por lo tanto se resista al corete. Para hallar la resistencia del concreto tenemos la siguiente relación, la cual está en base a las dimensiones de la sección de la viga.

$$\phi V_c = \phi (0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d)$$

Para el espaciamiento entre estribos, se puede diseñar de acuerdo a lo que especifica la norma E.060

3.7.2.3. Ejemplo de diseño de viga chata

Al analizar la viga se tiene el siguiente diagrama momento flector:

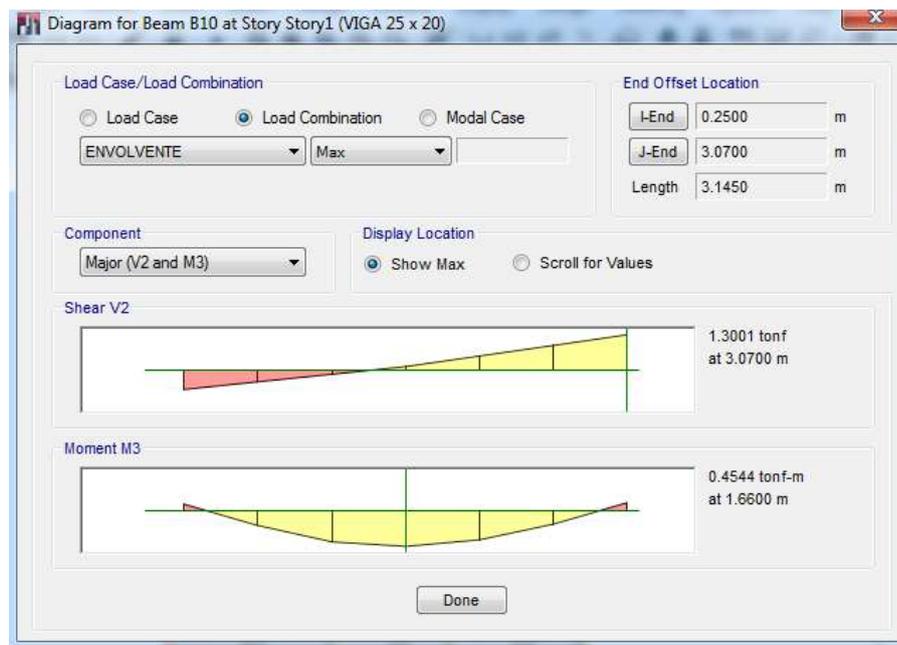


Figura 37: Diagrama de Momento flector y fuerza cortante de la viga chata eje G', 1-1'

Para el cual tenemos los principales momentos para diseño:

- $Mu^+_{max} = 0.45 \text{ ton-m}$
- $Mu^-_{izq} = 0.0870 \text{ ton-m}$
- $Mu^-_{der} = 0.1036 \text{ ton-m}$

a. Diseño por flexión:

Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de la cantidad de acero a usar para la viga chata a diseñar por flexión:

- $As_{max} = 0.75 \times \rho_b \cdot b \cdot d = 0.75 \times 0.02125 \times 25 \times 17 \rightarrow As_{max} = 6.77cm^2$
- $As_{min} = 0.0024 \times b \times d = 0.0024 \times 25 \times 17 \rightarrow As_{min} = 1.02cm^2$

Para el máximo momento positivo: $Mu = 0.45$ ton-m

La compresión se da en la fibra superior de la viga, por lo tanto tendremos:

$$b = 25cm ; d = 17cm$$

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{45000}{25 \times 17^2} = 6.23$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'c = 210kg/cm^2$ y $fy = 4200kg/cm^2$ y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.0017$$

Por lo tanto, el área de acero requerida será:

$$As = 0.0017 \times 25 \times 17 \rightarrow As = 0.72cm^2$$

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

$$1.02cm^2 \leq 0.72cm^2 \leq 6.77cm^2 \quad \text{No cumple}$$

El acero a considerarse será el mínimo: $2\Phi 1/2''$ corridos.

Para el máximo momento negativo: $Mu = 0.1036$ ton-m

La compresión se da en la fibra superior de la viga, por lo tanto tendremos:

$$b = 25cm ; d = 17cm$$

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{10360}{25 \times 17^2} = 1.43$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'c = 210kg/cm^2$ y $fy = 4200kg/cm^2$ y obtenemos la siguiente cuantía:

$$\rho = 0.0003$$

Por lo tanto, el área de acero requerida será:

$$As = 0.0003 \times 25 \times 17 \rightarrow As = 0.72cm^2$$

$$A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$$
$$1.02\text{cm}^2 \leq 0.13\text{cm}^2 \leq 6.77\text{cm}^2 \quad \text{No cumple}$$

El acero a considerarse será el mínimo: $2\Phi 1/2''$ corridos.

b. Diseño por corte:

Las fuerzas producidas a una distancia igual a "d" de la cara de los extremos en la viga son:

$$V_u = +1.22 \text{ ton (lado derecho)}$$

$$V_u = -0.70 \text{ ton (lado izquierdo)}$$

La resistencia del concreto de la viga es:

$$\phi V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 17 \rightarrow \phi V_c = 2.77 \text{ ton}$$

Se observa que: $V_u \leq \phi V_c$, por lo tanto se podrá diseñar con un estribaje mínimo, que respete los espaciamientos mínimos anteriormente dados.

Para la viga chata se usará estribos de $1/4''$ el cual tiene una sección transversal de 0.32cm^2 , entonces procederemos a calcular los espaciamientos:

$$S_{max} = \frac{A_v \times f_y}{0.2 \times \sqrt{f'_c} \cdot b_w}$$

$$S_{max} = \frac{2(0.32) \times 4200}{0.2 \times \sqrt{210} \times 25} = 37.10\text{cm}$$

También se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte efectivo de la viga ($2d = 34\text{cm}$), en el cual el espaciamiento máximo será el menor valor de las siguientes expresiones:

- $0.25d = 0.25 \times 17 = 4.25\text{cm}$
- $10db = 10 \times 1.27 = 12.70\text{cm}$
- $24db_{\text{estribo}} = 24 \times 0.635 = 15.24$
- 30cm

Por lo tanto determinamos que nuestros estribos serán colocados de la siguiente forma: $\Phi \frac{1}{4}$ " : **1@0.05, 4@0.10, Rto @ 0.30.**

Finalmente, el diseño final de la viga chata será como el que se indica a continuación:

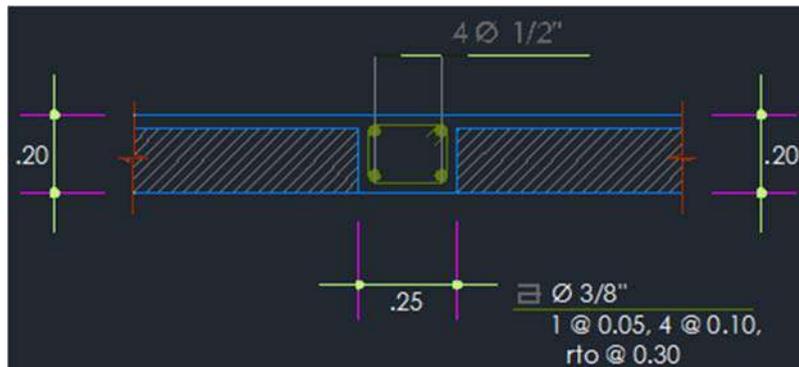


Figura 38: Distribución del acero en la viga chata.

3.8. DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de una columna debe realizarse por flexocompresión y por corte. La resistencia de diseño será calculada a partir de las cargas amplificadas usando las combinaciones que se indican en la norma E.060

3.8.1. Diseño por flexocompresión

Para el diseño de una columna sometida a flexo compresión, teniendo ya el área estimada del predimensionamiento, se estima una distribución del refuerzo y se obtiene el diagrama de interacción $\Phi P_u - \Phi M_u$. Los diagramas de interacción representan las combinaciones de carga axial y momentos flectores últimos de diseño que resiste la sección.

Junto al diagrama de interacción se grafican las combinaciones de carga actuantes, estas deben encontrarse dentro del diagrama de interacción. Para optimizar el diseño, se puede repetir el proceso con otras distribuciones de refuerzo, evaluando las cuantías en cada caso y finalmente se elige la sección más eficiente o sea la que requiera menos refuerzo.

3.8.2. Diseño por corte

a. Procedimiento.

Para el diseño por corte se pueden seguir los siguientes pasos:

- Se obtiene V_u del análisis estructural.
- Se calcula el aporte del concreto:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right)$$

Donde: $A_g = b \cdot h$ (sección de la columna).

N_u = carga axial, P_u máxima de las combinaciones de carga.

- Se calcula el aporte del acero:

$$V_s = \frac{(V_u - \Phi V_c)}{\phi}$$

Donde: V_s es la fuerza cortante absorbida por el acero.

- Se calcula la separación de estribos:

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

Luego, si $V_u < \Phi V_c$, no se requerirá estribos, y se colocaran estribos por requerimiento sísmico en los elementos que lo requieran.

b. Requisitos por diseño sismorresistente

- La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%.
- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo.
- El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 100mm.
- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.

- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 500mm.
- En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300mm.
- El refuerzo transversal del nudo, el espaciamiento no debe exceder de 150mm.

3.8.3. Ejemplo de diseño de una columna (C-3)

Se trata de una columna de 25cm x 50cm con $f'c = 210\text{kg/cm}^2$, y se encuentra en el eje 1-E.

c. Valores de momento y cortante para las combinaciones de carga:

Se tiene los siguientes esfuerzos y combinaciones en el primer nivel.

CARGA	P	MOM 3-3	V 2-2
	(ton)	(ton-m)	(ton)
Muerta	-19.4416	0.3630	-0.2054
Viva	-3.0935	0.0919	-0.0543
Sismo xx	7.5976	1.8994	0.7982
1.4CM + 1.7CV	-32.4772	0.6644	-0.3799
1.25(CM+CV)+1.37CSxx	-17.7602	3.1708	0.7689
1.25(CM+CV)-1.37CSxx	-38.5776	-2.0336	-1.4182
0.90CM + 1.37CSxx	-7.0887	2.9289	0.9087
0.90CM - 1.37CSxx	-27.9062	-2.2755	-1.2784

CARGA	P	MOM 2-2	V 3-3
	(ton)	(ton-m)	(ton)
Muerta	-19.4416	-0.0320	-0.1551
Viva	-3.0935	-0.0070	-0.0376
Sismo yy	2.8669	0.8156	1.2810
1.4CM + 1.7CV	-32.4772	-0.0567	-0.2811
1.25(CM+CV)+1.20CSyy	-24.7286	0.9300	1.2963
1.25(CM+CV)-1.20CSyy	-31.6092	-1.0275	-1.7781
0.90CM + 1.20CSyy	-14.0572	0.9499	1.3976
0.90CM - 1.20CSyy	-20.9377	-1.0075	-1.6768

d. Estimación de cuantía:

Se estima la cuantía: $\rho = 0.01$, Luego $A_s = 12.5\text{cm}^2 \approx 4 \text{ var } 5/8" + 4 \text{ var } 1/2"$ y se distribuye como indica la figura:

e. Diagrama de Interacción:

La figura, muestra el diagrama de interacción donde se verifica que el punto de la combinación más crítica se encuentra en el interior del diagrama.

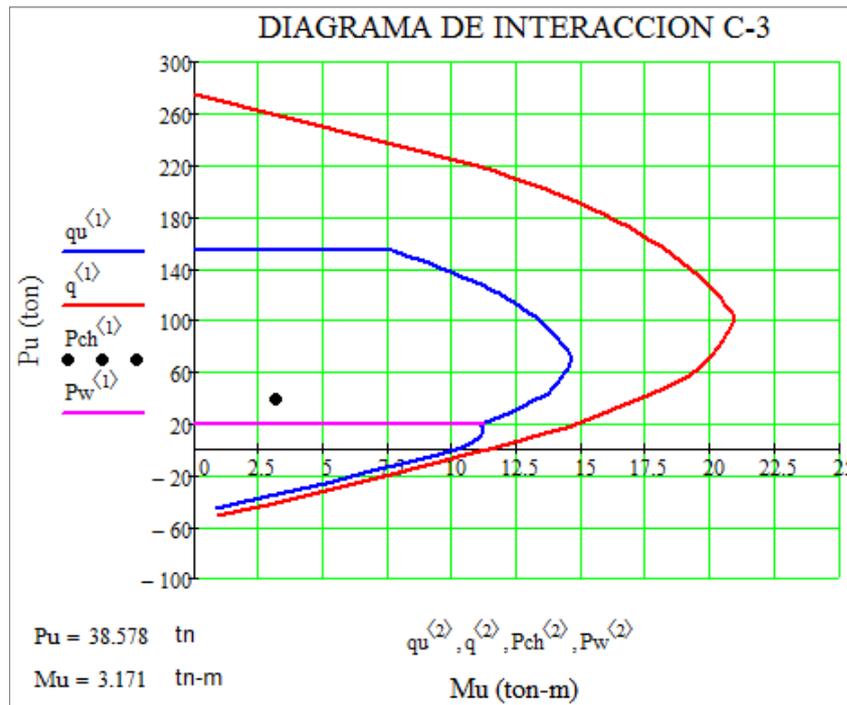


Figura 39: Diagrama de Interacción.

f. Diseño por Corte de Columna C-3:

- **Valores de V_u y ΦV_c :**

Se calcula el máximo valor de V_u de las combinaciones de carga:

$$V_u = 1.42\text{ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \times \left(1 + \frac{P_u}{140 \times A_g}\right)$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 45 \times \left(1 + \frac{38577.6}{140 \times 25 \times 50}\right) = 8963.44 \text{ kg}$$

- **Espaciamientos máximos de Estribos "s"**

Como:

$V_u < \Phi V_c$, luego solo se requiere estribos mínimos, pero se colocará estribos por requerimiento sísmico.

• **Requerimiento sísmico para el espaciamiento de estribos:**

2 \square 3/8": 1@0.05, 5@0.10, rto@0.25 c/extremo

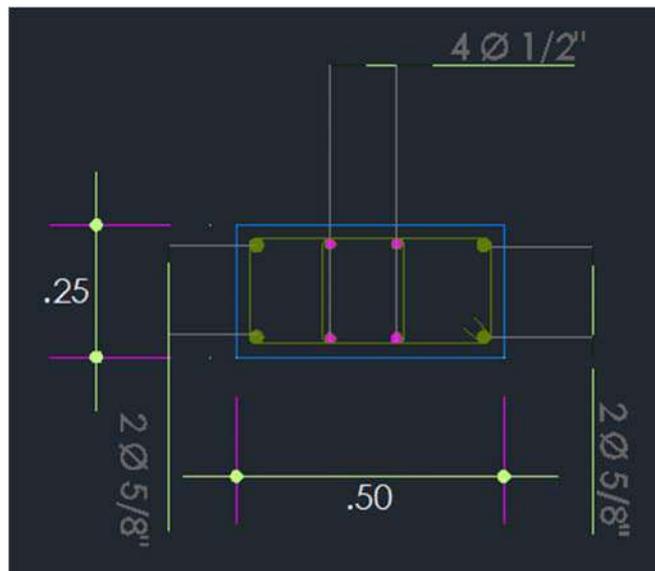


Figura 40: Distribución final de acero en columna 3.

3.9. DISEÑO DE PLACAS

Al igual que las columnas, las placas son elementos verticales que trabajan a flexocompresión. Sin embargo, la diferencia radica en que los muros de concreto son mucho más rígidos y resisten fuerzas cortantes grandes debido a efectos sísmicos.

El diseño de placas, al igual que el diseño de columnas, consiste en dos etapas: diseño por flexocompresión y diseño por corte. Sin embargo, la norma establece ciertos parámetros mínimos para su diseño en el capítulo 21, los cuales se describirán a continuación.

3.9.1. Diseño por flexocompresión

Las placas que tengan una relación de altura total entre la longitud, mayor o igual a 1 ($H/L \geq 1$), serán consideradas como muros esbeltos y, en estos

casos, son aplicables los lineamientos generales establecidos para el diseño de elementos a flexocompresión.

Elementos de borde en muros estructurales de concreto armado:

La norma de concreto armado establece que en algunos casos es necesario confinar elementos de borde en los extremos de los muros. Si el muro en cuestión es continuo desde la base de la estructura hasta la parte más alta de la misma, entonces se deberá confinar los bordes cuando se cumpla la siguiente condición:

$$C = \frac{lm}{600 \cdot \frac{du}{hm}}$$

Donde:

C = Profundidad del eje neutro.

lm = Longitud del muro en el plano horizontal

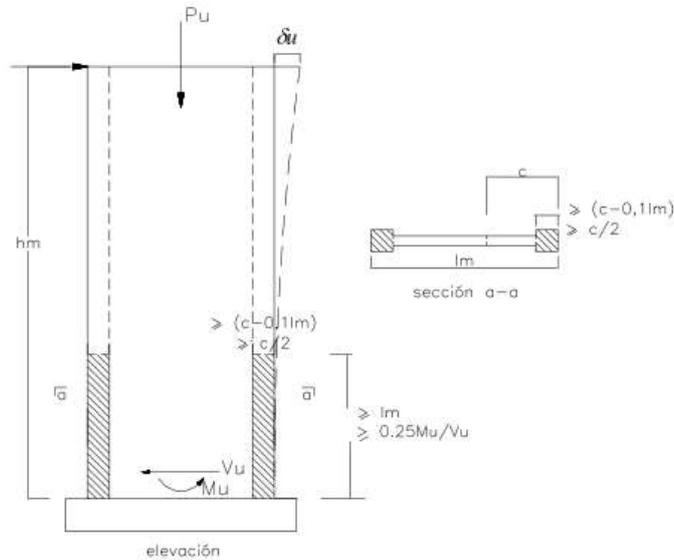
hm = Altura total del muro

du = Desplazamiento lateral en el nivel más alto del muro.

$du/hm > 0.005$

El valor de "c" debe ser calculado empleando la carga axial última de diseño y en el correspondiente momento nominal para dicha carga, el cual deberá ser consistente con el desplazamiento de diseño du . Donde se requieran elementos de borde confinados, el refuerzo debe extenderse verticalmente desde la sección más esforzada una distancia no menor que el mayor entre lm y $(Mu/4Vu)$.

En el acápite 21.9.7.6 de la norma E.060 se explican las condiciones que deben cumplir los elementos de borde en caso sean necesarios:



- La longitud del elemento de borde en la dirección de la placa en planta debe tener una distancia no menor que el mayor valor entre $(C - 0.1 \text{ lm})$ y $C/2$.
- Si la sección diseñada tiene alas en los extremos, entonces los bordes confinados deberán incluir el ancho efectivo del ala y además se deberán extender dentro del alma una distancia no menor a 30cm.
- El espaciamiento de los estribos no debe ser mayor de los siguientes valores:
 - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - La dimensión menor de la sección transversal del elemento de borde.
 - 25cm.
- El refuerzo vertical deberá extenderse dentro del apoyo una longitud no menor a la longitud de desarrollo de la barra. En caso los elemento de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, la longitud mínima de penetración en ellas será 30cm.
- El refuerzo horizontal debe estar anclado para garantizar un buen desempeño. Si el acero llega hasta el núcleo confinado, entonces se deberá anclar con ganchos estándar.

A continuación se describen los pasos para realizar el cálculo de una placa por flexocompresión:

- Se deben calcular las cargas últimas actuantes sobre el elemento y las combinaciones de carga.
- Se debe calcular un área aproximada de acero necesaria en los extremos de la placa, lo cual se logra con la siguiente ecuación:

$$Mu < \phi Mn = \phi \cdot As \cdot fy \cdot d \rightarrow As > \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot d}$$

- Se determinará si es necesario el uso de núcleos confinados. De ser necesarios, se calculará la longitud en planta del borde confinado, la altura en la que se tendrá que colocar estribos y además la separación de los mismos.
- Se dibujará el diagrama de interacción de la placa, considerando el aporte de resistencia de los núcleos y del alma. Luego se ubicará los puntos correspondientes a las combinaciones de carga y se verificará si quedan dentro o fuera del diagrama de interacción. Si se encuentra dentro, entonces el diseño por flexocompresión finaliza, de lo contrario se debe modificar la cuantía de acero suministrada y repetir el procedimiento.

3.9.2. Diseño por cortante

El diseño por cortante para una placa es muy parecido al diseño por cortante realizado para columnas, excepto por algunas consideraciones adicionales que se indican en la norma. Se debe cumplir la siguiente relación.

$$\phi Vn > Vu$$

Donde:

- Vn : resistencia nominal al corte de la sección:

$$Vn = Vc + Vs$$

- Vc : resistencia nominal a corte del concreto (ver acápite 11.10 de la norma E.060).
 - b = Ancho de la sección.
 - d = peralte efectivo.

- N_u = carga axial amplificada normal a la sección transversal. Es positiva si la carga genera compresión y negativa si genera tracción.
- A_g : área bruta de la sección.
- V_s : Resistencia nominal a corte del acero de corte horizontal
$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$
 - A_v : área de acero de estribos que atraviesa el elemento.
 - f_y : resistencia a la fluencia del acero.
 - s : espaciamiento de estribos.
- F : factor de reducción de resistencia (0.85 para fuerza de corte).

Si la relación de lados h_m/l_m es menor de 2, la cuantía de acero vertical suministrada no podrá ser menor a la cuantía del acero horizontal colocada. También es importante mencionar que según lo indica la norma E.060 en el acápite 11.10.4, V_n no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$$

Además, la norma también indica que la fuerza cortante última obtenida en el análisis se debe amplificar por la relación entre el momento nominal de la sección asociado a la mayor carga P_u y el momento último amplificado obtenido en el análisis.

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

El coeficiente de M_n/M_{ua} no debe ser mayor al parámetro R utilizado en el análisis y diseño sismorresistente. Esta condición se deberá cumplir en una altura del muro no menor a la mayor de las siguientes longitudes, medida a partir de la base del muro:

- La longitud del muro.
- $M_u/4V_u$
- La altura de los dos primeros pisos.

Las condiciones antes descritas responden a los requerimientos establecidos por la norma e.060 en el capítulo 21 "Disposiciones especiales para Muros".

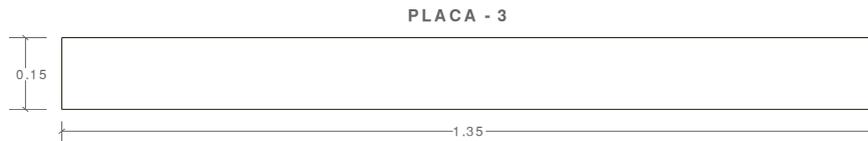
- La cuantía de refuerzo en la dirección horizontal debido al cortante no deberá ser menor que 0.0025 con un espaciamiento menor a 3 veces el espesor del muro ni a 40cm.
- La cuantía de refuerzo vertical debida al cortante no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) \cdot (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Además, el espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor a tres veces el espesor del muro ni a 40cm.

3.9.3. Ejemplo de diseño de una placa

Se trata de la placa 3 de 15cm x 135cm con $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, y se encuentra en el eje H' 3-4.



a. Diseño por flexocompresión

- **Esbeltez de la placa:**

$$\frac{H}{L} \geq 1 \rightarrow \frac{13.25\text{m}}{1.35\text{m}} = 9.81 \geq 1 \text{ cumple}$$

- **Cargas últimas:** tomadas en el primer nivel por ser el más esforzado.

CARGA	P	MOM 3-3	V 2-2	MOM 2-2	V 3-3
	(ton)	(ton-m)	(ton)	(ton)	(ton)
Muerta	-28.6132	0.4048	-0.1675	-0.3230	0.1484
Viva	-3.8347	0.1078	-0.0442	-0.0311	0.028
Sismo xx	3.3416	11.3932	3.1060	0.0198	0.0099
1.4CM + 1.7CV	-46.5775	0.7500	-0.3096	-0.5051	0.2554
1.25(CM+CV)+1.37CSxx	-35.9819	16.2494	3.9906	-0.4155	0.2341
1.25(CM+CV)-1.37CSxx	-45.1379	-14.9679	-4.5198	-0.4698	0.2069
0.90CM + 1.37CSxx	-21.1739	15.9730	4.1045	-0.2636	0.1471
0.90CM - 1.37CSxx	-30.3299	-15.2444	-4.4060	-0.6408	0.2684

CARGA	P	MOM 2-2	V 3-3	MOM 3-3	V 2-2
	(ton)	(ton-m)	(ton)	(ton)	(ton)
Muerta	-28.6132	-0.3230	0.1484	0.4048	-0.1675
Viva	-3.8347	-0.0611	0.0280	0.1078	-0.0442
Sismo yy	1.5747	0.1051	0.2226	2.0768	0.6600
1.4CM + 1.7CV	-46.5775	-0.5561	0.2554	0.7500	-0.3096
1.25(CM+CV)+1.20CSyy	-38.6702	-0.3540	0.4876	3.1329	0.5274
1.25(CM+CV)-1.20CSyy	-42.4495	-0.6062	-0.0466	-1.8514	-1.0566
0.90CM + 1.20CSyy	-23.8622	-0.1646	0.4007	2.8565	0.6413
0.90CM - 1.20CSyy	-27.6415	-0.4168	-0.1336	-2.1278	-0.9428

Con esta información se calcula el acero necesario en los núcleos para que la placa resista el momento flector último. Para esto se asume que la placa se comporta solamente a flexión. De este modo se cumple la siguiente relación:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot d}$$

Se puede asumir que es aproximadamente el 80% del largo de la placa. Entonces:

$$A_s = \frac{1624940}{0.9 \times 4200 \times 0.80 \times 135} = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s \rightarrow 4 \phi \frac{1}{2}''$$

En el alma de la placa se proveerá de acero mínimo, el cual se calcula con la siguiente relación:

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} = \rho_n \geq 0.0025$$

Espaciamiento máximo = 45cm ó 3h (el menor)

$$A_{cv}/m = (100) \cdot (15) = 1500 \text{ cm}^2/m$$

El área de acero en cada dirección por cada metro de muro:

$$\rho \cdot A_{cv} = 0.0025 \times 1500 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Usando : $\emptyset 3/8" \Rightarrow A_s = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$

$$"s"_{requerido} = \frac{A_s}{A_s/m} = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{3.75 \text{ cm}^2/m} = 0.375 \text{ m} < 0.45 \text{ CONFORME}$$

Por lo tanto, considerar: $\emptyset 3/8" @ 0.25$ en 2 capas para el refuerzo vertical

Se verifica la necesidad de uso de elementos de confinamiento en los bordes, para ello el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema debe ser mayor a $0.2 f'_c$.

$$f'_c = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu \cdot \frac{Lw}{2}}{Ig} > 0.2 f'_c$$

Donde:

Ag = área de sección transversal del muro = 2025 cm^2

Lw = longitud del muro = 135 cm

Pu = Carga axial amplificada = 46577.5 kg

Mu = Momento flector amplificado = 1624940 kg-cm

Ig = Momento de inercia de la sección bruta = 3075468.75 cm^4

$$f'_c = \frac{46577.5}{2025} + \frac{1624940 \times \frac{135}{2}}{3075468.75} > 0.2 \times 210$$

$$f'_c = 58.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

De acuerdo al cálculo es necesario confinar los bordes.

La longitud en planta de los bordes confinados será 30 cm .

Es necesario calcular también la altura en la que se confinarán los elementos de borde, la cual debe ser por lo menos el mayor de los siguientes valores:

- $lm = 1.35 \text{ m}$
- $\frac{Mu}{4Vu} = \frac{16.25}{4 \times 4.52} = 0.90 \text{ m}$

Además, se calculará la separación mínima estipulada en la norma, la cual no deberá ser mayor al menor de los siguientes valores:

- $10 \times db$ mayor = $10 \times 1.27 = 12.70\text{cm}$
- La dimensión menor de la sección transversal del elemento de borde = 15cm
- 25cm

Por lo tanto el espaciamiento de los estribos de confinamiento de borde será 12.5cm . A continuación se procederá a calcular el diagrama de interacción de la sección:

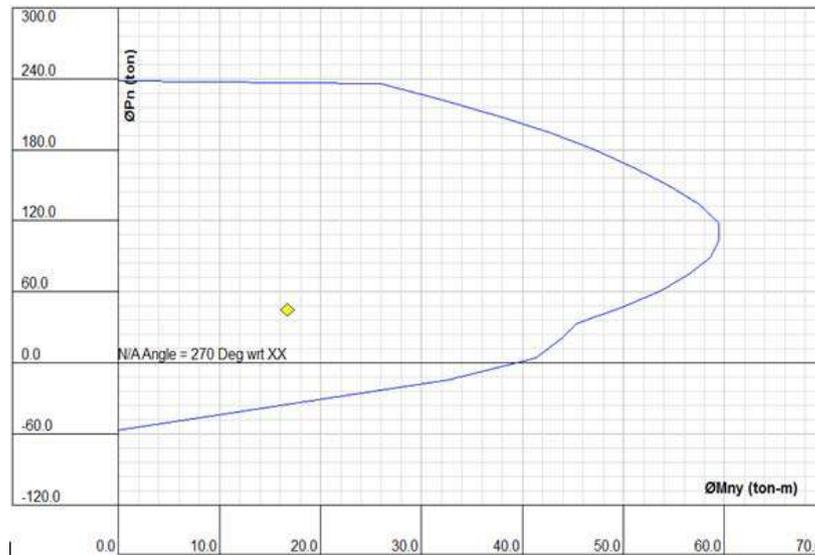


Figura 41: Diagrama de interacción de placa

b. Diseño por Cortante

Como se mencionó en la explicación de diseño por cortante, se debe amplificar la fuerza cortante última obtenida en el análisis por el factor Mn/Mu .

$$V_{diseño} = Vu \cdot \left(\frac{Mn}{Mu} \right); \frac{Mn}{Mu} \leq R$$

$$\frac{Mn}{Mu} = \frac{64.35}{16.25} = 3.96$$

$$\rightarrow V_{diseño} = 17.90 \text{ ton}$$

A continuación, se procede con la misma metodología usada en columnas y vigas para el diseño por resistencia.

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 15 \times 108 \rightarrow \phi V_c = 10\,575.95 \text{ kg}$$

Por otro lado:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{17900 - 10575.95}{0.85} = 8616.53 \text{ kg}$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 108}{8616.53} = 74.75 \text{ cm}$$

La cuantía mínima para refuerzo horizontal de corte es 0.0025, que en términos de acero sería:

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75 \text{ cm}^2 \text{ (para 1m de altura)}$$

Por lo tanto serán necesarios dos filas horizontales de barras de 3/8" cada 37.5cm.

2 filas ϕ 3/8" @ 0.375m



Figura 42: Distribución final de o acero vertical en placa 3.

3.10. DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos estructurales que conectan los diferentes pisos de una edificación y que trabajan generalmente como losas armadas en una dirección.

Tendrá las siguientes características:

- Pasos(p) = 0.25m
- Contrapasos = 0.175m
- Garganta (t) = 0.17m
- Espesor del descanso = 0.20m
- Ancho = 1.20m

Para cada tramo de la escalera tendremos el siguiente metrado:

- Para el tramo recto tenemos:

Carga muerta:

$$\text{Peso propio de la losa: } 2.40 \times 1.00 \times 0.20 = 0.48\text{tn/m}$$

$$\text{Peso piso terminado: } 0.10 \times 1.00 = 0.10\text{tn/m}$$

Carga viva:

$$\text{s/c viviendas: } 0.20 \times 1.00 = 0.20\text{tn/m}$$

Carga última:

$$U = 1.4CM + 1.7CV = 1.4(0.58) + 1.70(0.20) = 1.15\text{tn/m}$$

- Para el tramo inclinado tenemos:

$$W_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] = 0.708 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Carga muerta:

$$\text{Peso propio de la losa: } 0.708 \times 1.00 = 0.708\text{tn/m}$$

$$\text{Peso piso terminado: } 0.10 \times 1.00 = 0.10\text{tn/m}$$

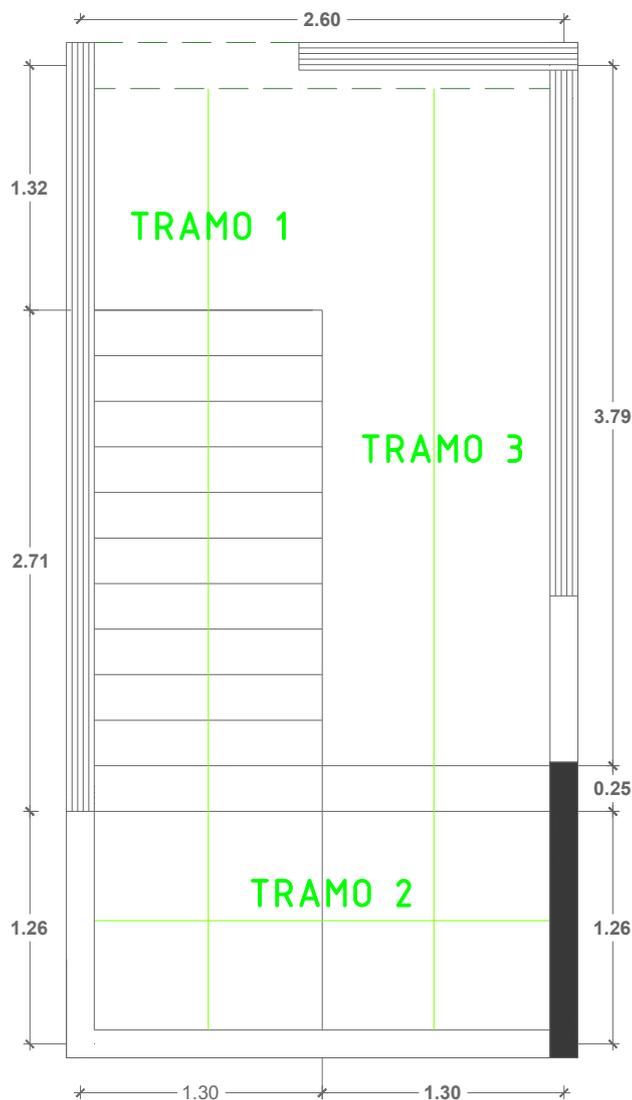
Carga viva:

$$\text{s/c viviendas: } 0.20 \times 1.00 = 0.20 \text{ tn/m}$$

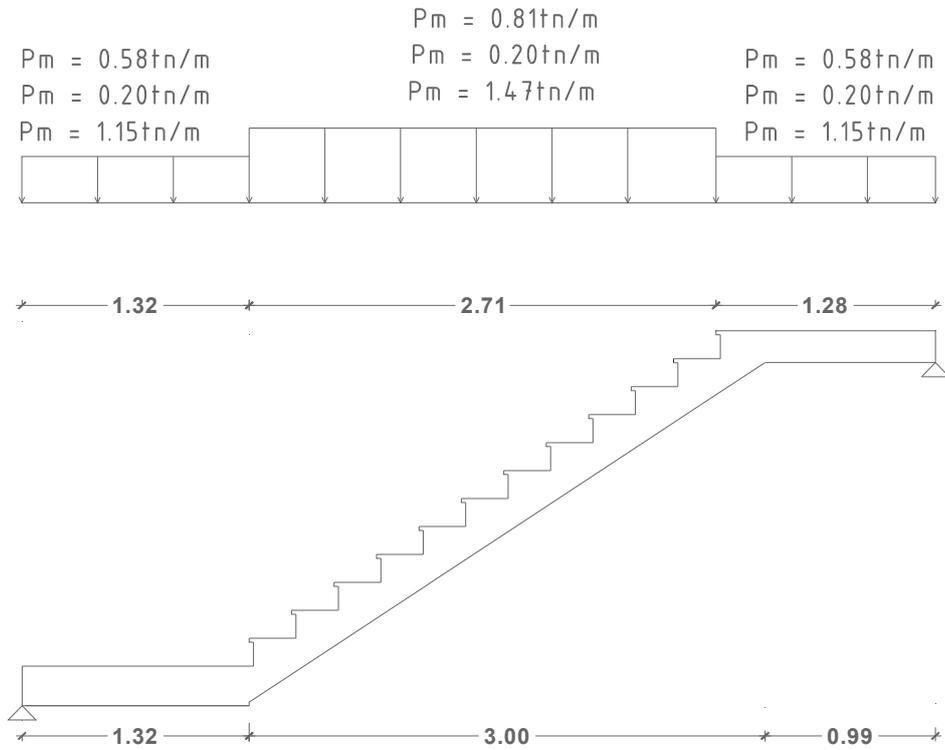
Carga última:

$$U = 1.4CM + 1.7CV = 1.4(0.81) + 1.70(0.20) = 1.47tn/m$$

De acuerdo a lo forma de la escalera mostrada a continuación, se modelaron los tres tramos en SAP2000 con apoyos simples en la base y en los descansos. Las cargas uniformes de 1.47tn/m se emplearon para las zonas inclinadas y las de 1.15tn/m para los descansos.

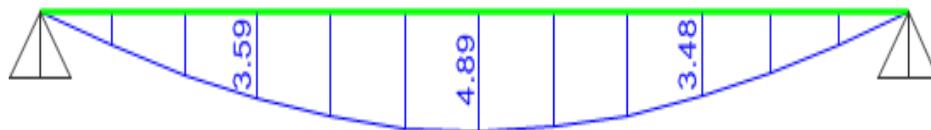


Tramo 1

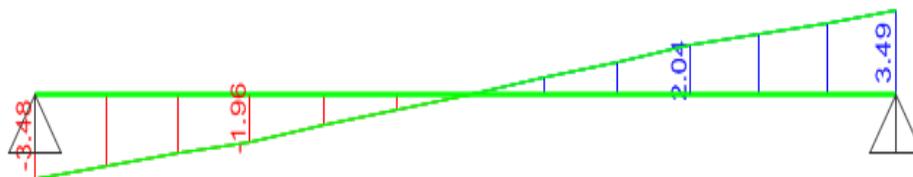


La escalera se modeló como si fuera totalmente horizontal y se obtuvieron los siguientes resultados:

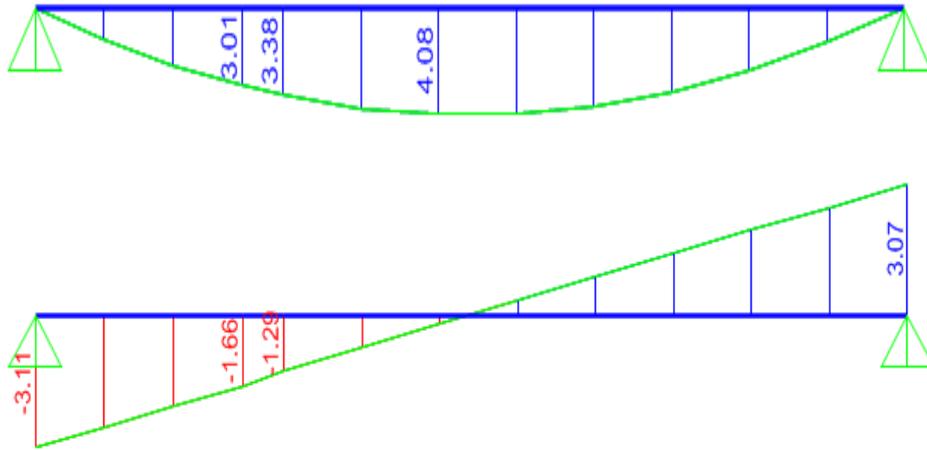
DMF (ton-m) acero positivo



DFC(ton)



Tramo 3



3.10.1. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño hallamos los valores límites de la cantidad de acero a usar por flexión.

Para losa $h = 17\text{cm}$. $A_{s\text{ min}} = 0.0024 \times b \times d = 0.0024 \times 100 \times 14$
 $A_{s\text{ min}} = 3.36\text{cm}^2$

Para losa $h = 20\text{cm}$. $A_{s\text{ min}} = 0.0024 \times b \times d = 0.0024 \times 100 \times 17$
 $A_{s\text{ min}} = 4.08\text{cm}^2$

Tramo 1:

- Máximo momento positivo: $M_u = 4.89\text{ton}\cdot\text{m}$

La compresión se da en la fibra superior del tramo, por lo tanto tendremos:

$$b = 100\text{cm}, d = 17\text{cm}; bd^2 = 28900; K_u = 16.92$$

Con este valor ingresamos a la tabla de diseño en flexión para $f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$ y $f_y = 4200\text{kg}/\text{cm}^2$ y obtenemos la siguiente cuantía: $\rho = 0.0047$.

Por lo tanto el área de acero requerido será:

$$A_s = 0.0047 \times 100 \times 17 = 7.99\text{cm}^2 \rightarrow \Phi 1/2'' @ 0.15\text{m}.$$

- Para acero negativo se tiene:

$$A_{s(-)} = \frac{A_{s(+)}}{2} \geq A_{s_{temp.}}$$

$$As(-) = \frac{7.99}{2} = 4.00cm^2 \text{ y } As_{temp} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60cm^2$$

Por lo tanto el $As(-) = 4.00cm^2 \rightarrow \Phi 1/2 @ 0.30m$

Tramo 3:

- Máximo momento positivo: $M_u = 4.08 \text{ ton-m}$

La compresión se da en la fibra superior del tramo, por lo tanto tendremos:

$$b = 100cm, d = 17cm ; bd^2 = 28900 ; K_u = 14.12$$

Con este valor ingresamos a la table de diseño en flexión para $f'c = 210kg/cm^2$ y $f_y = 4200kg/cm^2$ y obtenemos la siguiente cuantía: $\rho = 0.0039$.

Por lo tanto el área de acero requerido será:

$$As = 0.0039 \times 100 \times 17 = 6.63 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 1/2'' @ 0.20m.$$

- Para acero negativo se tiene: $As(-) = \frac{As(+)}{2} \geq As_{temp}$.

$$As(-) = \frac{6.63}{2} = 3.32cm^2 \text{ y } As_{temp} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60cm^2$$

Por lo tanto el $As(-) = 3.60cm^2 \rightarrow \Phi 1/2'' @ 0.35m$

Refuerzo por contracción y temperatura

En la losa de escalera se tiene que disponer de un refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión para que pueda resistir los esfuerzos por contracción y temperatura. Este refuerzo se puede colocar en 1 o dos capas, , calculándose con la siguiente expresión:

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$$

Donde:

b: Es el ancho de la losa (100 cm)

h: Es el espesor de la losa (20 cm)

Por consiguiente, si consideramos un metro de ancho, el refuerzo que debemos colocar por contracción y temperatura es:

$$As_{mín} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60cm^2$$

Si colocamos varillas corrugadas de $\Phi 3/8''$ en una sola capa, estas deberán estar espaciadas una distancia "s" igual a: $s = (0.71 \times 100/3.60) = 20cm$. En el

caso que el refuerzo se ubique en dos capas, el espaciamiento será: $s = (1.42 \times 100 / 3.60) = 40\text{cm}$.

Finalmente se decidió colocar refuerzo en dos capas con un "s" igual a 40cm

3.10.2. Diseño por cortante

La sección crítica de la losa, donde se evaluará la fuerza cortante, está ubicada a una distancia "d" igual a 0.17m de la cara. La fuerza cortante es = 3.32 ton.

$$V_u \leq \phi VC$$

$$3320 \leq 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

$$3320 \text{ kg} \leq 11098.22 \text{ kg}$$

Según nos indica este análisis, la resistencia al corte de la losa de la escalera es superior a la fuerza cortante última, y por este motivo, no tendremos problemas por corte.

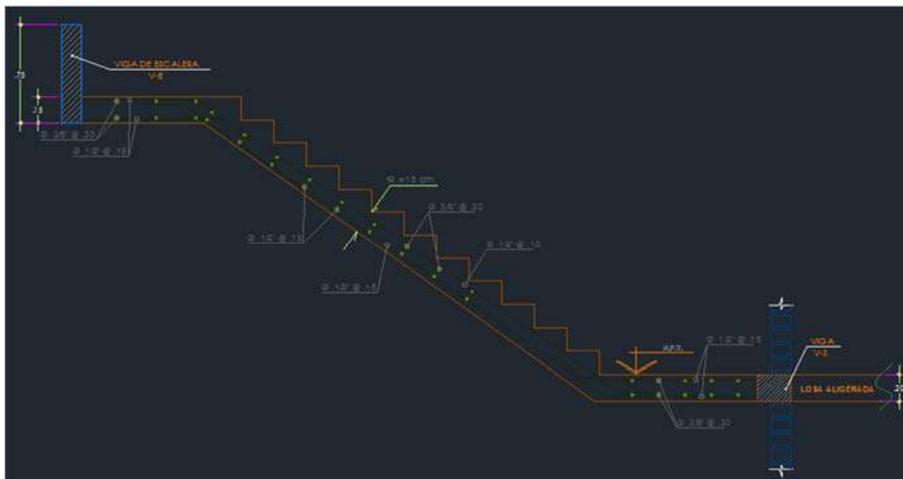


Figura 43: Distribución final de acero en escalera tramo cuarto.

3.11. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

3.11.1. Cimientos corridos

La cimentación de los edificios estructurados a base de muros de albañilería confinada son comúnmente cimientos corridos.

El área de contacto entre las cimentaciones y el terreno se determina en función a las cargas no amplificadas (de servicio).

Dependiendo del ancho del cimiento que se tenga en el cálculo se podrá tomar la decisión de hacer un cimiento de concreto ciclópeo, de concreto simple o de concreto armado. Se pueden presentar tres casos, los cuales son:

- Cuando el ancho "b" es muy pequeño, los volados serán pequeños por consiguiente es probable que no haya posibilidad de tener una falla por corte. Además el volado es tan pequeño que el esfuerzo de flexión $\sigma = Mc/I$ será muy pequeño y seguramente casi despreciable.
- Si el ancho "b" es un poco más grande puede suceder que no se necesite acero de refuerzo por flexión pero que sí se necesite un concreto de una determinada resistencia para asegurar un cortante y una σ tracción resistentes que satisfagan los requerimientos de las fuerzas actuantes.
- Finalmente puede suceder que el ancho "b" sea importante, los volados significativos y entonces se requiera acero de refuerzo por flexión.

a. Ejemplo de diseño del cimiento corrido

Como ejemplo se diseñará el cimiento corrido del muro Y-8, los cuales presenta las siguientes características:

- Pd = 8.83 ton
- L = 3.75 m (longitud del muro)
- Pl = 2.12 ton
- f'c = 140 kg/cm²
- Ms = 4.69 ton-m
- t = 15 cm (espesor del muro)

• Dimensionado

$$P = 1.1(8.83 + 2.12) \rightarrow P = 12.05 \text{ ton}$$

$$M = 4.69 \text{ ton} - m$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{4.69}{12.05} \rightarrow e = 0.39$$

$$L \geq 6e \rightarrow L \geq 2.34 \text{ m}$$

$$q_{max} = \frac{P}{B \cdot L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \leq 1.3q_{adm}$$

$$\frac{12.05}{3.75B} \left(1 + \frac{6 \times 0.39}{3.75} \right) \leq 1.3 \times 15 \rightarrow B \geq 0.6m$$

• **Cálculo del peralte**

$$Fcg = \frac{Pu}{P} = \frac{1.4 * 1.1 * 8.83 + 1.7 * 1.1 * 2.12}{12.05} \rightarrow Fc = 1.46 \dots \dots \text{gravedad}$$

$$Fcs = \frac{Pu}{P} = \frac{1.25 * 1.1 * (8.83 + 2.12)}{12.05} \rightarrow Fc = 1.25 \dots \dots \text{sismo}$$

$$qu = Fcg \cdot q_{adm} = 1.46 \times 15 \rightarrow qu = 21.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$qu = Fcs \cdot q_{adm} = 1.25 \times 1.3 \times 15 \rightarrow qu = 24.38 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Peralte por corte

$$m = 35\text{cm}$$

$$r = 35 - 15/4 = 31.25\text{cm}$$

$$Vc \geq Vu$$

$$Vc = 0.35 \sqrt{f'c} \cdot \text{Area}_{\text{corte}} = 0.35 \times \sqrt{140} \times 100 \times d \rightarrow Vc = 414.13d$$

$$Vu = qu \cdot \text{Área} = qu \cdot (r - d) \cdot 100 \rightarrow Vu = 243.8(26.25 - d)$$

Relacionando ambas ecuaciones tenemos que $d = 55\text{cm}$, $h = 60\text{cm}$

Peralte por tracción y por flexión:

$$\bar{Y} = \frac{60}{2} = 30\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \times 60^3}{12} = 1800000 \text{ cm}^2$$

$$Mu = R \cdot \text{brazo} = 24.38 \times (0.3125 \times 1) \times \frac{0.3125}{2} = 119042 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$F_t = \frac{Mu \cdot \bar{Y}}{I} = \frac{119042 \times 30}{1800000} \rightarrow F_t = 1.98 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \dots \dots \text{actuante}$$

$$f_t = 0.85\sqrt{f'_c} = 0.85\sqrt{140} \rightarrow f_t = 10.08 \frac{kgf}{cm^2} \dots\dots\dots resistente$$

Finalmente, el cemento corrido para el muro Y-8 será:

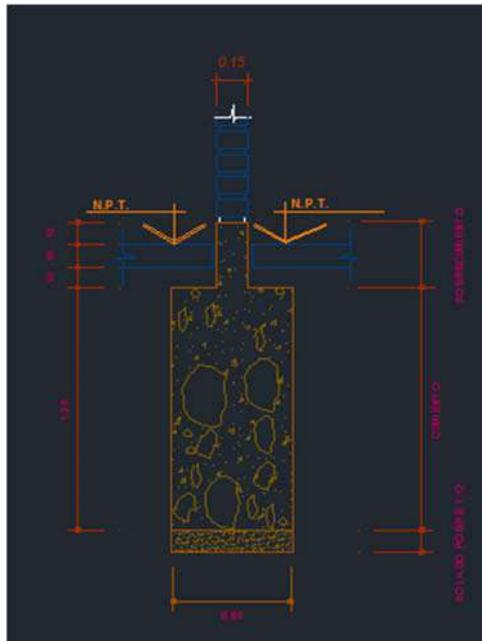


Figura 44: Dimensión del cimiento corrido.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

4. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

4.1. ESTRUCTURACIÓN

4.1.1. Criterios de estructuración

Las estructuras con muros de ductilidad limitada (EMDL) suelen ser estructuras con una importante densidad de muros en ambas direcciones por lo que se aprovechará esta característica y se usarán todos los muros como portantes para resistir cargas de gravedad y también sollicitaciones sísmicas. Debido a que las luces son cortas se usarán losas macizas de poco espesor que estarán apoyadas sobre los muros.

Dada la gran rigidez que aportan los muros, estos absorben la mayor parte de la fuerza cortante de sismo por lo que ya no es necesario utilizar pórticos. Además debemos tomar en cuenta los criterios de simplicidad y simetría de la estructura en planta para poder predecir mejor comportamiento.

En cuanto a la cimentación se utilizará una platea de cimentación debido a la baja capacidad portante del suelo además de su facilidad constructiva y ahorro en tiempo.

4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.2.1. Muros de ductilidad limitada

Estos muros de concreto armado son los que deberán resistir las fuerzas cortantes en su plano inducidas por sismos. Para poder determinar la densidad de muros necesaria en cada una de las direcciones, se compara la fuerza basal aproximada con la resistencia a fuerzas cortantes de los muros de espesor 10cm.

Con los parámetros y requisitos generales del análisis sísmico que serán definidos más adelante, se calcula la fuerza basal aproximada y con esto la longitud de muros necesaria.

Para el valor del peso del edificio consideramos un ratio aproximado de 0.80 ton/m² de peso, por tanto para los 819.23m² de área construida tenemos un peso aproximado de 655.38 ton

$$Z = 0.3, U = 1, C = 2.5, S = 1.2, R = 4 \text{ y } P = 655.38 \text{ ton}$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P = 147.46 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53x\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

El peralte efectivo de la sección se considera como 0.8L

Con el cortante de 147.46 ton verificamos que se necesita una longitud de muros en cada dirección de L = 23.92m

Longitud de muros en la dirección Y = 50.31m (Está bien con el predimensionamiento)

La longitud de muros en la dirección X = 33.90m también cumple con el predimensionamiento.

Se considera que los muros no aportan rigidez para solicitaciones perpendiculares a plano, pero se debe considerar que la carga axial amplificada Pu sea menor que la carga permisible, tal como se indica en la norma E.060 en el artículo 14 acápite 14.5.2

$$\phi P_n = 0.55 \times \phi \times f'c \times A_g \times \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

Donde $\phi = 0.7$, $k = 1$ es el factor de longitud efectiva para muros no restringidos contra la rotación en sus extremos.

Además de esto el muro no debe ser menor de 1/25 de su altura, ni tampoco menor que 10cm.

Los muros de este edificio no tienen problemas de pandeo ya que todos se encuentran arriostrados por muros perpendiculares y cumplen con lo que el espesor es mayor a 1/25 de su altura.

4.2.2. Losas macizas y escaleras

Como criterio práctico y basado en la experiencia, se estima que, para el predimensionamiento del espesor de las losas macizas, éste sea igual a la luz libre dividida por 40 ó el perímetro del paño dividido por 180.

En nuestro caso la luz libre del paño más crítico es de 5.10m ubicada entre los ejes B,D-1,2 y el perímetro de 17.44m entre los mismos ejes, lo cual se tiene:

$$h = \frac{l}{40} = \frac{5.10}{40} \rightarrow h = 0.13cm \quad \text{ó}$$

$$h = \frac{P}{180} = \frac{17.44}{180} \rightarrow h = 0.096cm$$

Así mismo, se debe considerar también las especificaciones de la norma E.060, la cual en su acápite 9.6.3.2 indica que el espesor mínimo de las losas sin vigas interiores (como también es el caso) que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2 será 12.5cm (losas sin ábacos). Por otra parte también en la tabla 9.3 de dicha norma indica que para un $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ se puede estimar en función a $l_n/30$ donde l_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos. Para nuestro caso la luz libre del paño (sin viga interior) es 3.90m y reemplazando en la relación tendríamos un espesor de losa igual a 13cm, éste espesor coincide con el predimensionamiento del otro paño.

Este espesor es pequeño sobre todo en ambientes de baños, en los cuales se tienen tuberías de desagüe de 3" y 4" las cuales necesitan al menos una losa de espesor igual a 15cm para poder atravesar dicho ambiente.

Para éste sistema estructural se ha decidido usar losas macizas de 13cm en todos los paños excepto en los baños y zonas de abertura en la cual se usarán un espesor de 20cm, por las consideraciones expuestas, además éstas ayudarán a mejorar la rigidez en las zonas de abertura.

El espesor de la losa puede variar si el cálculo de flexiones no es satisfactorio para las condiciones del edificio.

Las escaleras poseen pasos y contrapasos, para el predimensionamiento se debe verificar que:

$$60\text{cm} \leq 2c + p \leq 64\text{cm}$$

Donde: c = longitud del contrapaso

p = longitud del paso

En nuestro caso consideramos una longitud de contrapaso de 17.5cm y una longitud de paso de 25cm, entonces $2c + p$ resulta 60cm, valor que se ubica dentro del intervalo.

Se consideró también un espesor de garganta de 12cm, un espesor de losa para el descanso de 12cm y un ancho de escalera de 1.20m. Dichos valores se verificarán más adelante cuando se realice el diseño de la escalera.

Todos estos valores de predimensionamiento se verificarán al momento del diseño.

4.3. ANÁLISIS SÍSMICO

Dado que nuestro país se encuentra en una zona sísmica, es necesario que nuestras estructuras sean capaces de resistir las fuerzas producidas por estos fenómenos, asegurándose de que no ocurra el colapso de la misma y de esta manera evitar la pérdida de vidas.

EL análisis sísmico ayudará a conocer cómo será el comportamiento de la estructura ante la presencia de un sismo; permitiéndonos conocer los períodos de vibración de la estructura, la fuerza cortante en la base del edificio, los desplazamientos laterales y los esfuerzos producidos debido a las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura.

4.3.1. Criterios de análisis sísmico

El análisis sísmico se realizó teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, en el cual el criterio de diseño se expresa señalando que las edificaciones se comportarán ante los sismos considerando:

- Resistir sismos leves sin daños.

- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

El diseño sismorresistente busca lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta, y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor.

El diseño está orientado a evitar el colapso frágil de la estructura aún para el sismo más fuerte, pero acepta que se pueden producir daños estructurales considerando que es más económico reparar o reemplazar las estructuras dañadas que construir todas las estructuras lo suficientemente fuertes para evitar daños.

4.3.2. Descripción del análisis

Para la estructura se realizó un análisis estático y un análisis dinámico respetando los parámetros establecidos en la Norma Sismorresistente E.030, así como los valores máximos de desplazamiento lateral estipulados en la norma EMDL.

Con el análisis estático se determinó manualmente el periodo fundamental de la estructura, la fuerza cortante en la base y la distribución de la fuerza cortante en cada nivel del edificio.

El análisis dinámico se realizó en el programa ETABS, en el cual se crea un modelo pseudo-tridimensional del edificio y con el uso de un espectro de aceleraciones se determina el desplazamiento lateral de entrepisos, el periodo de la estructura y las fuerzas cortantes y momentos flectores de los muros debidos al sismo.

4.3.3. Modelo estructural

Como se mencionó, se creó un modelo pseudo-tridimensional en el ETABS 2013, teniendo en cuenta todas las características estructurales del edificio a diseñar tales como:

- El edificio consta de 6 pisos, la altura total del edificio es de 16.05, cada piso con una altura de 2.50m.
- Se define los ejes para la ubicación de los elementos estructurales (muros de albañilería).
- Se definen los materiales y las resistencias del concreto para los diversos elementos estructurales (muros de ductilidad limitada, columnas, losas)
- Se crearon diafragmas rígidos en cada nivel del edificio, los cuales poseen 3 grados de libertad: 2 de traslación (X e Y) y 1 de rotación (giro en Z): Estos diafragmas rígidos permiten unificar los desplazamientos laterales de los elementos para un determinado nivel.
- Se modelaron los muros de corte (muros de ductilidad limitada) en cada dirección, observándose que se tiene una mayor densidad de muros en la dirección Y. Dichos muros están ligados entre sí por el diafragma rígido.
- Para el análisis dinámico se elabora el espectro de aceleraciones según los parámetros sísmicos que se muestran más adelante.
- Luego se definieron los casos de cargas estáticas (CM y CV) y los casos de carga del espectro de aceleraciones, en el cual se considera una excentricidad del 5%
- Se asignó únicamente las cargas que caen sobre el diafragma.
- Por último se definieron las combinaciones de carga estipuladas por la Norma Peruana.

En la figura 45 se muestra el modelo elaborado en el programa ETABS v 13.1.5, en el cual se pueden observar los ejes de muros de ductilidad limitada, diafragmas rígidos, columnas.

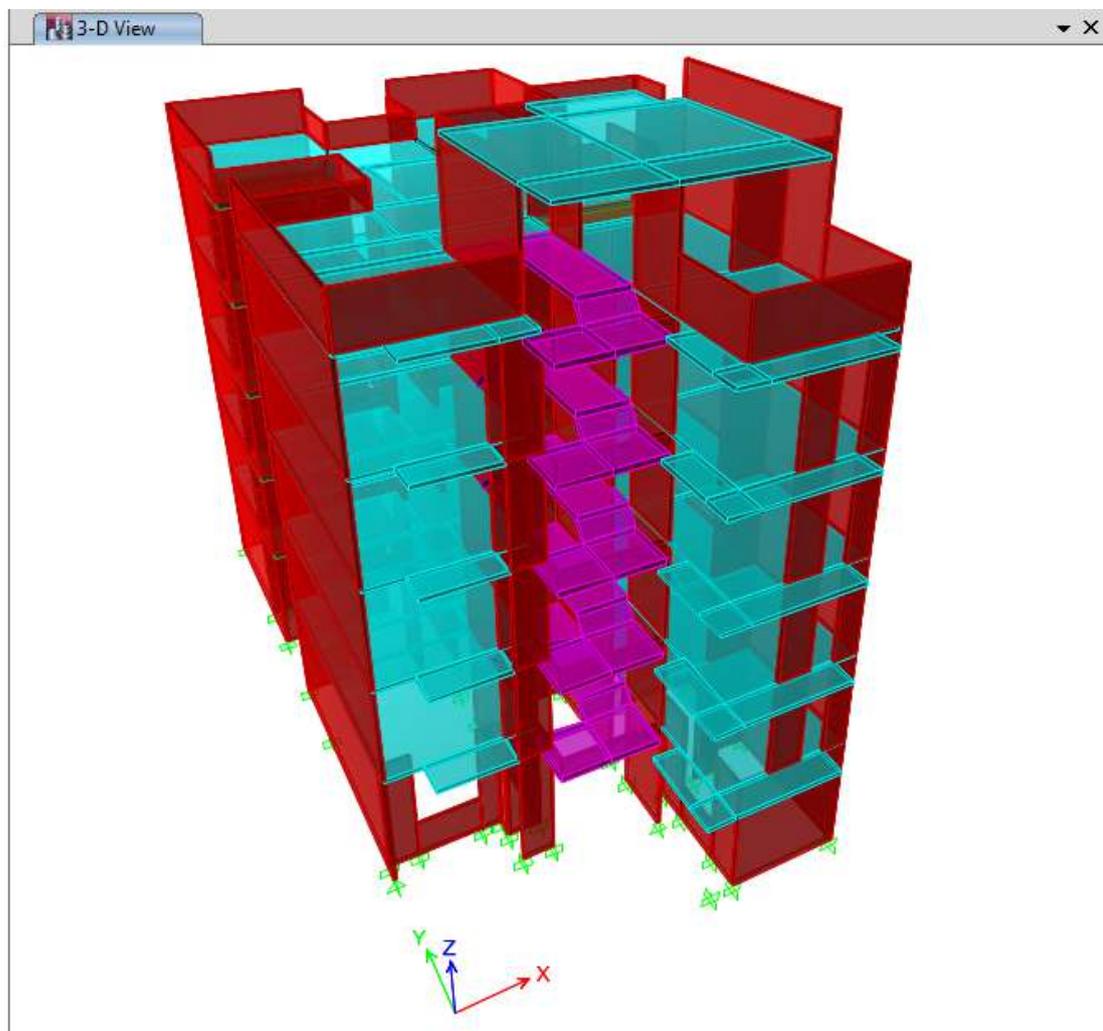


Figura 45: Modelo Estructural del edificio para análisis

En la figura 46 se muestra una planta típica del modelo estructural del edificio donde se aprecian las losas macizas y también los muros de ductilidad limitada.



Figura 46: Modelo Estructural en planta

4.3.4. Parámetros de análisis sísmico

Para cuantificar la carga sísmica, la norma E.030 se basa en parámetros específicos de la estructura. A continuación se identifican dichos parámetros y sus valores para realizar el análisis.

- **Factor de Zona (Z)**

En el artículo 5 de la norma E.030, se divide el territorio nacional en tres zonas diferentes y a cada una de estas le asigna un factor Z. Este valor se define como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El edificio en estudio se encuentra ubicado en la ciudad de Abancay, por lo tanto le pertenece a Zona 2 y su factor es **Z = 0.3**.

- **Condiciones Geotécnicas:**

Estos parámetros toman en cuenta las propiedades del suelo, periodo fundamental de vibración y velocidad de propagación de ondas de corte. Según el estudio de suelos realizado en el terreno del proyecto, corresponde a un tipo de suelo S2.

Parámetros de suelo			
Tipo	Descripción	Tp (s)	S
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2

- **Factor de Amplificación Sísmica (C):**

Este factor se define de acuerdo a las características del lugar donde se edificará la estructura y se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. El cálculo de este factor para cada dirección de análisis se realiza de acuerdo a la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad ; \quad C \leq 2.50$$

Se define:

$$T = \frac{h_m}{c_T}; h_m = 16.05 \text{ es la altura del edificio}$$

$$c_T = 60; \text{ para edificios con muros portantes en ambas direcciones}$$

Se tiene que:

$$T = \frac{16.05}{60} = 0.27$$

Entonces:

$$C = 2.5x \left(\frac{0.6}{0.27} \right) \leq 2.50$$

Los valores de amplificación sísmica en cada dirección serán:

$$\text{Dirección X: } C_X = 2.50$$

$$\text{Dirección Y: } C_Y = 2.50$$

- **Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U):**

De acuerdo a la norma sismorresistente los edificios se clasifican en cuatro categorías: A, B, C y D de acuerdo a la importancia en su uso. Para edificios de vivienda se considera como una edificación común por tanto su categoría es C con un factor de uso **U = 1.0**

- **Configuración estructural**

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis sísmico y los valores apropiados del coeficiente de reducción de fuerza sísmica "R". Una estructura clasifica como irregular si por lo menos presenta una de las características indicadas en la tabla N°4 o en la tabla N° 5 de la Norma E.030. En caso contrario se dice que la estructura es regular.

En el siguiente cuadro se muestran los diversos tipos de irregularidades en planta y en altura, señalando si el edificio presenta alguna de ellas.

Configuración	Tipo de irregularidad	Observación
Altura	Irregularidad de Rigidez-Piso blando	No presenta
	Irregularidad de masa	No presenta
	Irregularidad geométrica vertical	No presenta
	Discontinuidad en los sistemas Resistentes	No presenta
Planta	Irregularidad Torsional	Si presenta
	Esquinas entrantes	Si presenta
	Discontinuidad del diafragma	Si presenta

De las observaciones del cuadro, se concluye que la estructura califica como **IRREGULAR**.

- **Sistema estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica (R):**

El sistema estructural se clasifica según el material usado en la misma y según el conjunto de elementos predominantes que forman parte del sistema estructural sismorresistente en cada dirección, para nuestro caso toda la estructura se construirá con muros de ductilidad limitada y debido a su configuración, el factor de reducción correspondiente en cada dirección será 4. Sin embargo la norma E.030 también especifica que, si se tratase de un edificio irregular, éste valor será reducido a los $\frac{3}{4}$ del mismo, por lo que tendremos:

En X-X: Muros de Ductilidad Limitada

$$R_x = \frac{3}{4} \times 4 = 3$$

En Y-Y: Muros de Ductilidad Limitada

$$R_y = \frac{3}{4} \times 4 = 3$$

4.3.5. Análisis estático

4.3.5.1. Generalidades

El análisis estático se debe realizar en las dos direcciones X e Y, este análisis representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

4.3.5.2. Periodo fundamental

Para cada dirección el período fundamental se define por:

$$T = \frac{h_m}{C_T}; h_m = 16.05 \text{ es la altura del edificio}$$

$$C_T = 60; \text{ para edificios con muros portantes en ambas direcciones}$$

Por lo tanto el período fundamental para ambas direcciones será:

$$T = 0.27 \text{seg.}$$

4.3.5.3. Peso de la edificación

La norma señala que el peso de la estructura se calculará adicionando a la carga muerta un porcentaje de la carga viva, dicho porcentaje dependerá de la categoría en la que se encuentre el edificio, en este caso la categoría a la que pertenece el edificio es la C (Edificaciones comunes), por lo tanto el porcentaje será del 25% de la carga viva. De acuerdo con los resultados obtenidos del metrado de cargas realizado para el edificio se tiene:

Tabla 22: Peso Total del Edificio

Nivel	Carga Muerta (CM) Ton	Carga viva (CV) Ton	Peso = CM+0.25CV	Área m2	Ratio ton/m2
6	25.33	3.50	26.20	37.58	0.70
5	105.09	18.45	109.70	156.33	0.70
4	131.69	28.41	138.79	156.33	0.89
3	131.69	28.41	138.79	156.33	0.89
2	131.18	28.41	138.29	156.33	0.88
1	132.68	28.41	139.79	156.33	0.89

$\Sigma =$	691.56	tn
------------	---------------	-----------

4.3.5.4. Centro de masas y centro de rigideces

Nivel	Peso	Masa	XCM	YCM	XCR	YCR
	(tn)	(tn*s2/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	139.79	14.25	5.28	10.28	5.24	11.46
2	138.29	14.10	5.24	10.40	5.29	12.04
3	138.79	14.15	5.24	10.40	5.37	12.07
4	138.79	14.15	5.23	10.38	5.45	11.91
5	109.7	11.18	5.26	10.08	5.51	11.68
6	26.2	2.67	6.99	5.33	6.90	9.08

4.3.5.5. Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, se determinará mediante la siguiente expresión:

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

Categoría "C"	X-X	Y-Y
Configuración Estructural	Irregular	Irregular
Z	0.3	0.3
U	1.0	1.0
S	1.2	1.2
C	2.5	2.5
R	3	3
P (tn)	691.56	691.56
V (tn)	207.47	207.47
V = %P	30.00	30.00
C/R ≥ 0.125	0.83	0.83

4.3.5.6. Distribución de la fuerza sísmica en la altura

Esta fuerza F_a es parte de la fuerza cortante que se debe aplicar en la parte superior de la estructura, el resto de la fuerza cortante se debe distribuir a lo largo de la estructura de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$$

Donde: $F_a = 0$, pues el período fundamental es menor de 0.7seg.

F_i = Fuerza en el nivel "i".

P_i = Peso del nivel "i".

h_i = Altura del nivel "i" con relación al nivel del terreno.

V = Fuerza cortante basal estática:

Tabla 23: Fuerza cortante estática en cada nivel del edificio

Nivel	h_i (m)	P_i (ton)	$P_i \cdot h_i$ (ton-m)	V_x (ton)	V_y (ton)	Eje X		Eje Y	
						Fix (ton)	Hi (ton)	Fiy (ton)	Hi (ton)
6	16.05	26.20	420.58	207.47	207.47	15.39	15.39	15.39	15.39
5	13.425	109.70	1472.77	207.47	207.47	53.90	69.30	53.90	69.30
4	10.775	138.79	1495.51	207.47	207.47	54.74	124.03	54.74	124.03
3	8.125	138.79	1127.70	207.47	207.47	41.27	165.31	41.27	165.31
2	5.475	138.29	757.12	207.47	207.47	27.71	193.02	27.71	193.02
1	2.825	139.78	394.88	207.47	207.47	14.45	207.47	14.45	207.47
$\Sigma =$		691.56	5668.55			207.47		207.47	

4.3.5.7. Efectos de torsión

Según la norma E.030, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de las excentricidades accidentales por cada dirección de análisis. La excentricidad accidental en cada nivel será 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Por tanto, para analizar la estructura se deben desplazar los centros de masa una distancia igual a la excentricidad accidental para cada dirección del edificio.

$$\text{Sismo en X-X} \rightarrow e_a = 0.05 * 9.86 = 0.49$$

$$\text{Sismo en Y-Y} \rightarrow e_a = 0.05 * 19.30 = 0.97$$

4.3.6. Análisis dinámico

El análisis dinámico de una edificación puede hacerse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo-historia, el primero se usa regularmente en estructuras comunes y el segundo para edificaciones especiales.

Dicho esto, para el caso de nuestro edificio usaremos el análisis por combinación modal espectral.

4.3.6.1. Modos de vibración

Los modos de vibración de una estructura dependen de su rigidez y de su distribución de masas. Cada modo de vibración se asocia a una forma y período. Se considera un modo de vibración por cada grado de libertad en la estructura, en este caso se consideró diafragmas rígidos con 3 grados de libertad por piso que serán calculados por el programa ETABS.

4.3.6.2. Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones establecido por la norma E 0.30, que está definido por la siguiente expresión:

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

El espectro de pseudo-aceleraciones resultante fue:

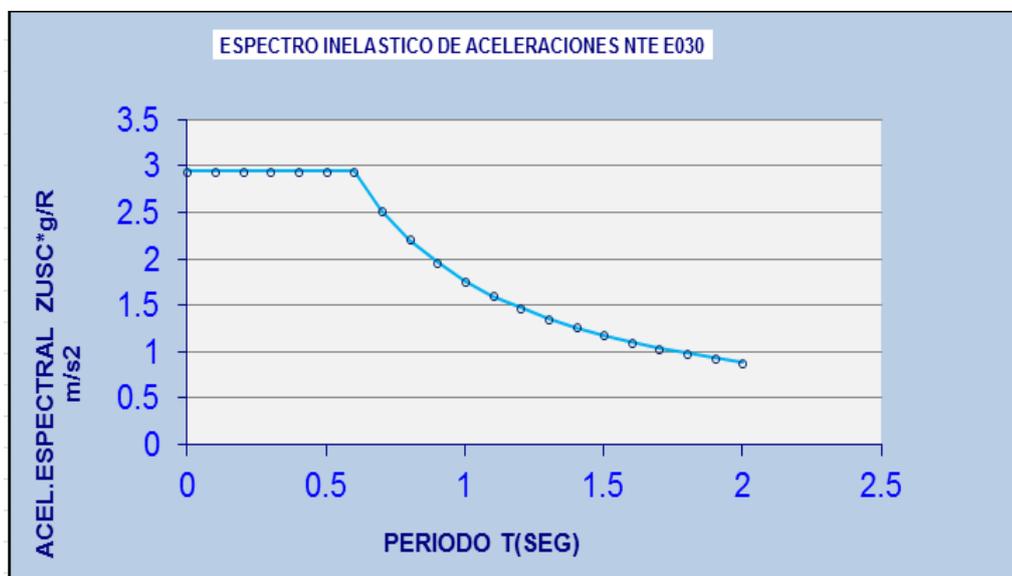


Figura 47: Espectro de pseudo-aceleraciones para ambas direcciones (MDL)

4.3.6.3. Criterios de combinación

Para obtener las respuestas máximas, en el programa ETABS, se utilizó la combinación cuadrática completa "CGC" de los valores calculados para cada modo.

Según la norma E. 030, Art 18.2-c, para cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total de la estructura.

4.3.6.4. Fuerza cortante mínima en la base

La norma E. 030 indica que la fuerza cortante basal obtenida para cada dirección a partir del análisis dinámico no debe ser menor al 80% de la obtenida con el método estático si se trata de una estructura regular y menos al 90% de la misma si es irregular.

4.3.7. Resultados del análisis sísmico

4.3.7.1. Cortante en la base

Como se indicó anteriormente, si la fuerza cortante en la base proveniente del análisis dinámico es menor que el 90% (en nuestro caso) de la fuerza cortante estática, se deberán amplificar los valores de las fuerzas cortantes y momentos por un factor igual a:

Tabla 24: Factor de amplificación

Dirección	Vestático	90% Vestático	Vdinámico	Factor de amplificación
	(ton)	(ton)	(ton)	0.9* Vest./Vdin.
X - X	207.47	186.72	126.38	1.48
Y - Y	207.47	186.72	148.87	1.25

En ambas direcciones el 90% de la fuerza cortante obtenida con el análisis estático es mayor que la cortante basal dinámica obtenida con el software. Por tanto, es necesario escalar los resultados en ambas direcciones.

4.3.7.2. Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales para cada dirección principal se determinarán multiplicando los desplazamientos obtenidos del análisis de la superposición espectral por $0.75R$. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se tendrá en cuenta los valores mínimos de C/R indicados en el artículo 17(17.3) ni la cortante mínima en la base especificada en el artículo 18 (18.2d) de la norma E.030.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado, no deberá ser superior a 0.005 veces la altura de entrepiso por ser la edificación de Muros de Ductilidad Limitada.

Por lo tanto considerando una altura de ente piso de 2.50, un factor de reducción sísmico $R = 3$ y teniendo en cuenta los requerimientos de la norma, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 25: Desplazamientos laterales del edificio en el eje X-X

NIVEL	DERIVA (m)	0.75R R = 3	DERIVA*0.75R
6	0.000557	2.25	0.00125325
5	0.000397	2.25	0.00089325
4	0.000394	2.25	0.00088650
3	0.000400	2.25	0.00090000
2	0.000341	2.25	0.00076725
1	0.000129	2.25	0.00029025

Tabla 26: Desplazamientos laterales del edificio en el eje Y-Y

NIVEL	DERIVA (m)	0.75R R = 3	DERIVA*0.75R
6	0.000126	2.25	0.00028350
5	0.000119	2.25	0.00026775
4	0.000122	2.25	0.00027450
3	0.000121	2.25	0.00027225
2	0.000108	2.25	0.00024300
1	0.000071	2.25	0.00015975

El desplazamiento relativo máximo en el eje X es 0.0012 y en el eje Y es 0.00028, en ambos casos es menor a 0.005, por lo que se concluye que la estructura cuenta con una rigidez adecuada en ambos ejes.

4.3.7.3. Modos, períodos y masas efectivas

Como ya se mencionó anteriormente, según la norma E.030 Art. 18.2-c, para cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en cada dirección de análisis.

MODO	Periodo	Masa Participativa (%)		Masa Participativa Acumulada (%)	
	(seg)	UX	UY	UX	UY
1	0.193	62.07	0.01	62.07	0.01
2	0.128	6.22	30.17	68.30	30.18
3	0.126	4.91	47.25	73.21	77.43
4	0.076	4.97	0.03	78.18	77.46
5	0.046	12.17	0.01	90.35	77.47
6	0.039	0.09	15.95	90.45	93.42
7	0.034	2.98	0.27	93.43	93.69
8	0.026	3.76	0.01	97.19	93.70
9	0.026	0.04	2.38	97.24	96.08
10	0.02	0.66	1.33	97.90	97.41
11	0.019	0.86	0.27	98.76	97.68
12	0.017	0.40	1.08	99.16	98.76
13	0.016	0.50	0.46	99.66	99.23
14	0.016	0.10	0.06	99.76	99.28
15	0.013	0.00	0.59	99.76	99.88
16	0.012	0.20	0.02	99.96	99.89
17	0.011	0.00	0.10	99.96	99.99
18	0.01	0.03	0.00	100.00	100.00

Del cuadro podemos indicar que, los modos significativos en la dirección X son los modos 1, 2, 3, 4 y 5, cuya suma de porcentajes de masa efectiva es 90.34%, mientras que en la dirección Y, los modos significativos son los modos 2, 3 y 6 con los cuales se obtiene 93.37% de masa efectiva. El

período fundamental de la estructura en la dirección X queda definido por el modo 1

4.3.7.4. Fuerzas cortantes y momentos flectores

Al realizar el análisis sísmico, se obtuvieron los factores de amplificación para cada dirección, mostrados en la tabla 27. Adicionalmente se definieron nuevas combinaciones de carga, en las cuales se amplificó la carga de sismo por dichos factores en la dirección correspondiente, de esa manera se obtuvieron los valores de los momentos flectores y las fuerzas cortantes.

Tabla 27: Fuerza cortante y momento flector último del MDL 8 en los ejes X-X e Y-Y respectivamente.

COMBINACIÓN	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM +1.7CV	-46.1105	0.7472	-3.2192
1.25(CM+CV)+1.48CS	-62.1608	22.5522	-90.3797
1.25(CM+CV)-1.48CS	-62.1608	22.5522	-90.3797
0.9CM+1.48CS	-46.6313	22.2543	-89.493
09CM -1.48CS	-46.6313	22.2543	-89.493

COMBINACIÓN	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM +1.7CV	-46.1105	0.7472	-3.2192
1.25(CM+CV)+1.25CS	-43.6235	3.1519	-9.1851
1.25(CM+CV)-1.25CS	-43.6235	3.1519	-9.1851
0.9CM+1.25CS	-28.094	2.854	-8.2985
09CM -1.25CS	-28.094	2.854	-8.2985

4.3.7.5. Periodo de vibración

El suelo considerado es de tipo S₂ la cual tiene un valor T_p = 0.6seg. Se observa que el periodo de la estructura obtenido mediante el análisis dinámico es de 0.193, valor que es menor respecto al periodo fundamental usado en el análisis estático (T = 0.27 seg), pero al reemplazar en la

ecuación del factor C, ésta es mayor a 2.5 lo cual implica que el valor de C es igual 2.5 por lo cual no afecta en el cálculo del cortante estático.

4.3.8. Junta de separación sísmica

Es el espacio físico de separación que debe haber entre dos edificaciones para evitar que estas choquen entre sí durante un movimiento sísmico, éste espacio (s) debe ser el mayor de los siguientes:

- $s = 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- $s > 3\text{cm}$
- $s = 3 + 0.004(h - 500)\text{cm}$, (h = es la altura a la que se calcula el valor de s).

Para nuestro caso, el primer criterio no es aplicable ya que no poseemos información sobre las edificaciones contiguas a la nuestra por lo que sólo revisaremos los dos últimos. Para el último valor para $h = 16.05\text{m}$ por lo que:
 $s = 7.42$

Finalmente, el valor de la junta de acuerdo con la norma E.030 será no mayor de los $2/3$ del desplazamiento real calculado ni menor a $s/2$, por lo tanto:

Desplazamiento máximo = 1.25cm

Entonces $2/3 \times 1.25 = 0.83$

Luego: $s/2 = 7.42/2 = 3.71\text{cm}$

La junta de separación será de $3.71\text{cm} \approx \mathbf{4\text{cm}}$

4.4. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

4.4.1. Consideraciones para el diseño de losa

Para el diseño estructural de losas macizas armadas en dos direcciones existen varios métodos de diseño, la norma peruana E.060 especifica el método de coeficientes, sin embargo para el caso nuestro de nuestro ejemplo usaremos el programa ETABS basado en el método de elementos finitos, debido a la irregularidad geométrica de nuestras losas.

Para el diseño, se considerarán sólo las cargas de gravedad y, por lo tanto, se usará la combinación de carga que corresponde únicamente para cargas muertas y vivas $U = 1.4CM + 1.7CV$

4.4.1.1. Diseño por flexión

Antes de proceder con el diseño por flexión, se debe tener en cuenta los valores extremos de acero a colocar. Por ejemplo, en el refuerzo mínimo por flexión para losas macizas según la norma E.060 es:

$$A_{s_{min}}^{+} = 0.0018bh$$

Donde: b = ancho sobre el que se basa el diseño (normalmente 1m).
 h = espesor de la losa.

Por practicidad es usual utilizar esta cantidad de acero mínimo como malla corrida en una o dos direcciones, de modo que en los lugares que se necesite mayor refuerzo se colocan bastones para economizar el diseño.

Antes de colocar dichos bastones de refuerzo, se debe calcular la cantidad de acero necesaria de acuerdo al momento que resulta del análisis de la losa. Para esto procedemos a hallar el valor de Ku de acuerdo a la siguiente relación:

$$Ku = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

Donde: Mu = momento último de diseño.
 b = ancho sobre el que se basa el diseño (1m)
 d = peralte efectivo de la losa (espesor - 3cm)

Con éste valor hallamos la cuantía (ρ) relacionada de la tabla K_u en función a la resistencia del concreto y acero utilizados. Luego la cantidad de acero necesaria será:

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

Esta cantidad de acero será la necesaria para el ancho "b" para el cual se haya diseñado, además la cantidad de acero que resulte deberá estar en función a los distintos diámetros de acero y espaciamientos dentro del ancho de diseño.

El espaciamiento máximo entre refuerzos no deberá exceder tres veces el espesor de la losa ó 45cm.

4.4.1.2. Diseño por corte

De igual manera al diseño por flexión, para el diseño por corte se empieza por obtener los resultados del análisis estructural de las fuerzas cortantes últimas obtenidas mediante el programa ETABS 2013 para ambas direcciones.

Respecto a la cortante resistente, ésta será diseñada únicamente en base a la resistencia del concreto ya que la losa no posee refuerzo transversal que ayude al corte.

Para hallar la fuerza cortante resistente del concreto usaremos la siguiente ecuación:

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

Donde: f'_c = resistencia del concreto a la compresión
 b = ancho sobre el que se basa el diseño.
 d = peralte efectivo de la losa (espesor - 3cm)

4.4.1.3. Ejemplo de diseño de losa maciza

Como ejemplo procederemos al diseño de la losa maciza ubicada en la parte central de la edificación ejes F - H ; 1 - 5

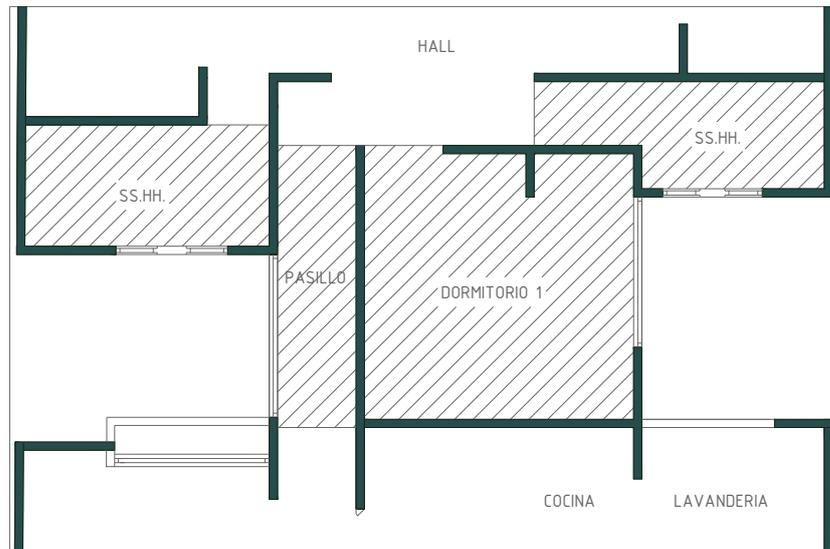


Figura 47: Paños de losa maciza $h = 0.20\text{m}$

a. Análisis estructural

Al no poder usar métodos tradicionales de diseño por la irregularidad de la losa, se utilizará un método computacional de cálculo llamado análisis por elementos finitos.

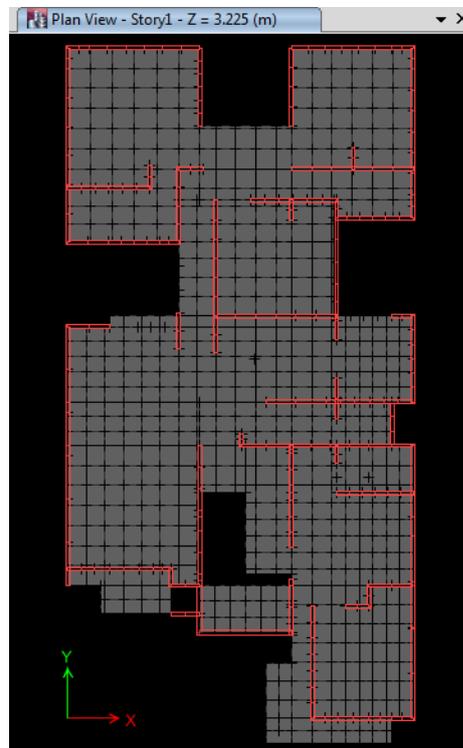


Figura 48: Representación de elementos finitos en el diseño de losas macizas.

Al analizar la losa maciza con el método de elementos finitos nos da como resultado la siguiente distribución en planta de momentos flectores:

Figura 49: Momentos en la losa maciza en la dirección X-X. Se muestran los momentos máximos positivos y negativos obtenidos en la losa.

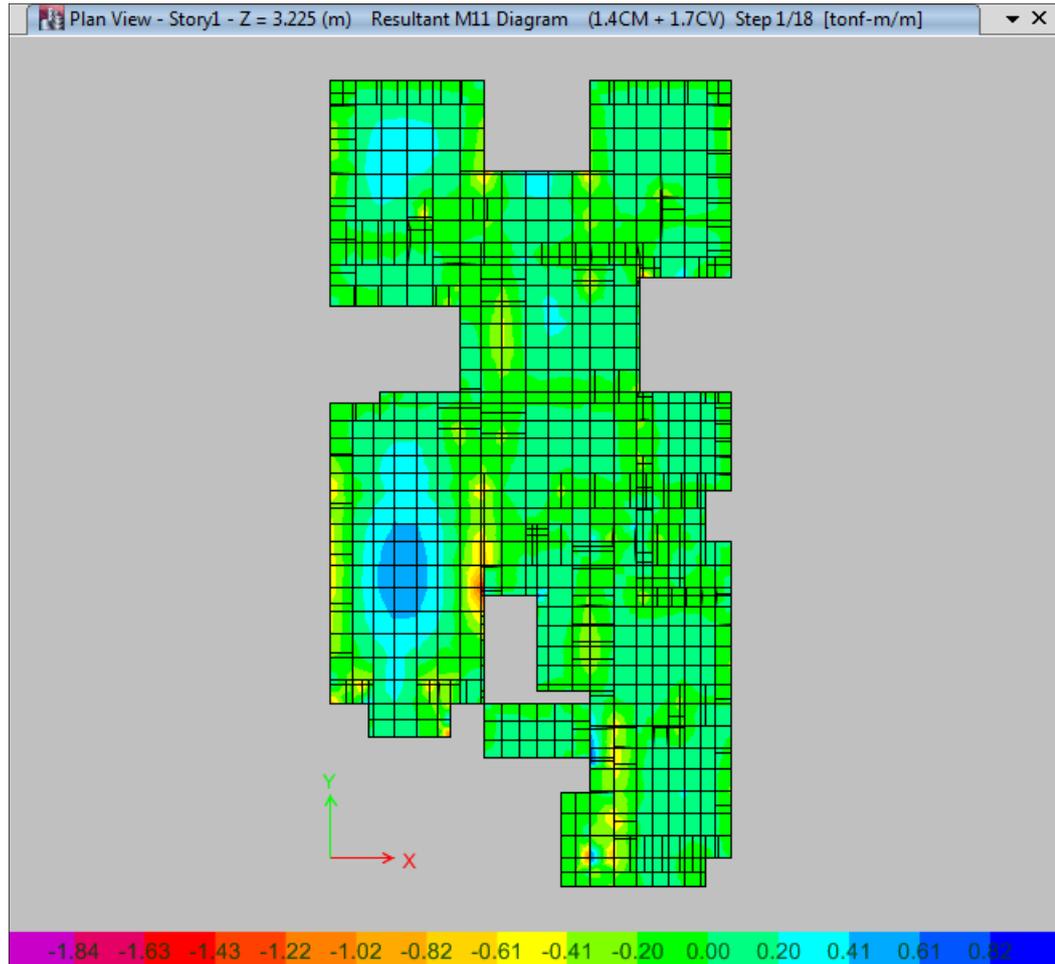
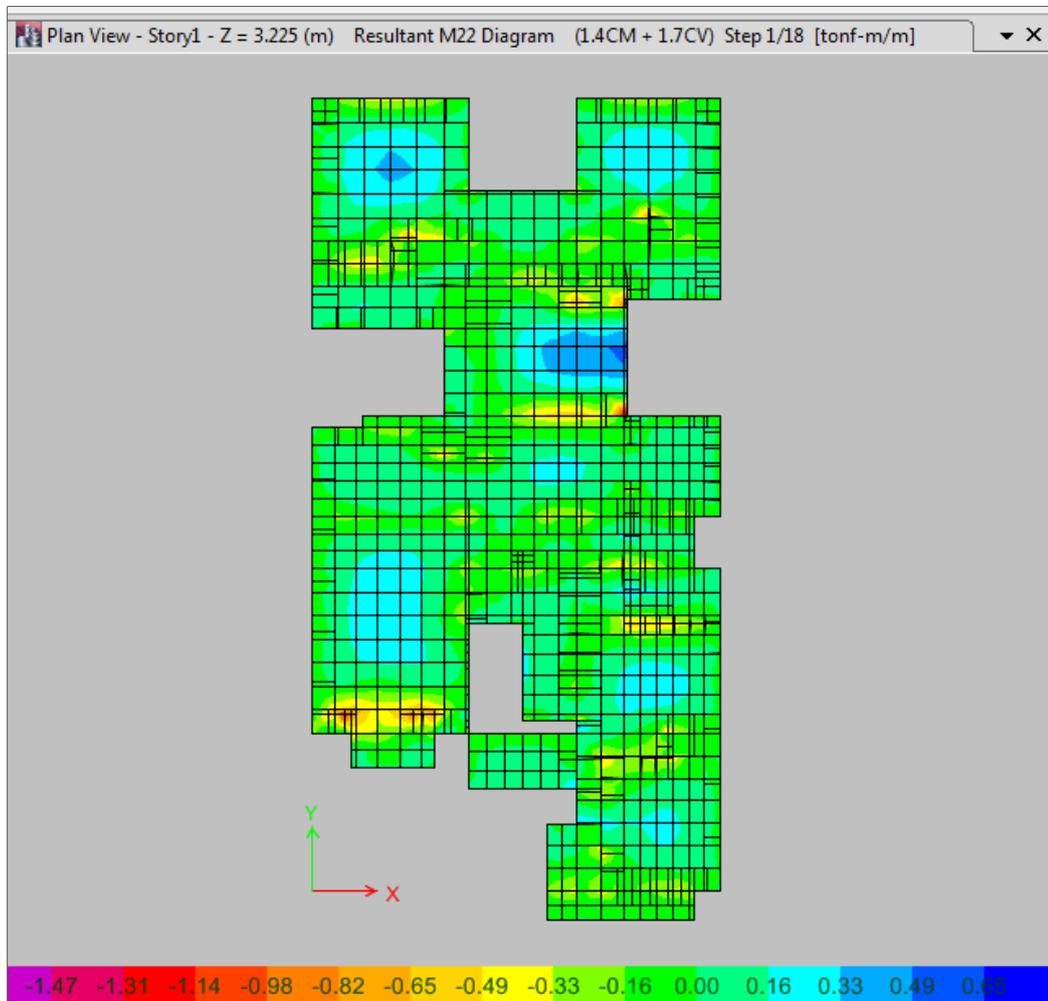


Figura 50: Momentos en la losa maciza en la dirección Y-Y. Se muestran los momentos máximos positivos y negativos obtenidos en la losa.



En ambos diagramas podemos apreciar que las zonas en color lila representan las áreas con mayores momentos negativos y las zonas de color azul, las áreas con mayores momentos positivos, de acuerdo a la leyenda en la parte inferior de cada figura.

De acuerdo con los gráficos de las figuras, podemos decir que los momentos máximos son:

Mu max positivo = 0.82 ton-m

Mu max negativo = -1.84 ton-m

b. Diseño por flexión

Para todos los casos se usará un ancho de 100cm para simplificar los cálculos del acero.

La cantidad de acero necesaria para el momento positivo es:

DATOS		CÁLCULO DEL ACERO		VERIFICACIÓN A_s mín
M_u	= 0.82 tn-m	K_u	= 2.84	A_s mín = 0.0012bh
f'_c	= 210 kg/cm ²	ρ	= 0.0007	2.40cm ² → $\phi 3/8''@0.30$ m
b	= 100 cm	A_s	1.19 cm ²	Asmín > A_s (calculado)
d	= 17 cm	calculado		

Por lo tanto se colocará una malla de $\phi 3/8''@0.30$

La cantidad de acero necesaria para el momento negativo es:

DATOS		CÁLCULO DEL ACERO		VERIFICACIÓN A_s mín
M_u	= 1.84 tn-m	K_u	= 6.34	A_s mín = 0.0012bh
f'_c	= 210 kg/cm ²	ρ	= 0.0017	2.40cm ² → $\phi 3/8''@0.30$ m
b	= 100 cm	A_s	2.89 cm ²	Asmín < A_s (calculado)
d	= 17 cm	calculado		

Por lo tanto se colocará $\phi 3/8''@0.25$ m

Para facilitar la colocación del acero en el proceso constructivo se colocará malla de acero superior e inferior de $\phi 3/8''@0.25$ m

c. Diseño por corte

Las fuerzas cortantes máximas aplicadas sobre el paño de diseño son:

$$V_x = 9.01 \text{ ton/m}$$

$$V_y = 5.33 \text{ ton/m}$$

La resistencia del concreto en la losa es:

$$\text{En X: } \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.10 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_{u_x}$$

$$\text{En Y: } \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.10 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_{u_y}$$

Por lo tanto, no requiere ningún tipo de reforzamiento por corte.

d. Refuerzo por contracción y temperatura:

No requiere refuerzo.

Por lo tanto el dibujo del diseño final de la losa maciza será como el que se indica a continuación en la figura

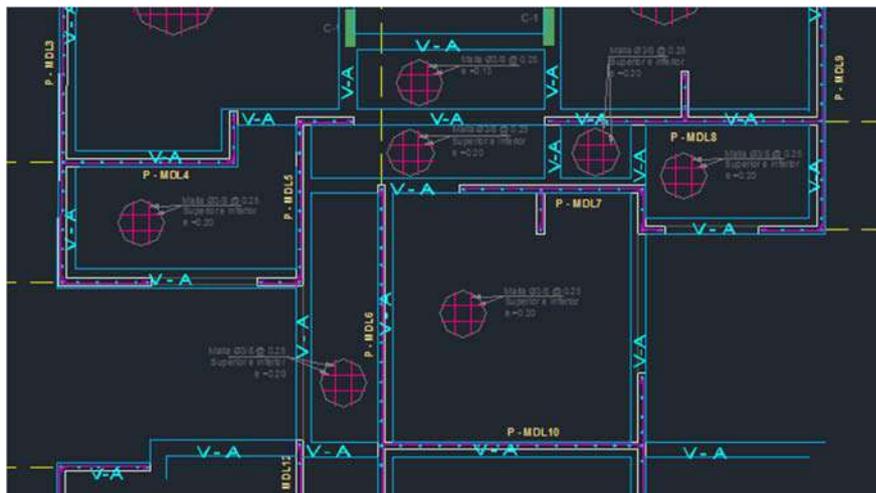


Figura 51: Distribución final de acero en losa maciza $h = 0.20\text{m}$.

4.5. DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTO

De acuerdo a la norma E.060, en caso se recurra a vigas de acoplamiento entre muros, éstas deben diseñarse para desarrollar un comportamiento dúctil y deben tener un espesor mínimo de 15cm. Debido a esta disposición de la norma también se debió aumentar el espesor de los muros unidos por estas vigas a 15cm.

Las consideraciones para el diseño fueron tomadas de los criterios dados por Nilson, A. y de las fórmulas indicadas en al NTE E.060.

4.5.1. Consideraciones para el diseño de vigas de acoplamiento

El edificio tiene una viga de luz a 1.90 m y un peralte de 0.90 m que constituye el parapeto.

Se define como viga de gran peralte a aquella que tiene una relación luz/peralte (l_n/h) menor a 4 ó 5. Por tal razón, la viga entra en esta denominación.

4.5.2. Diseño por flexión

Nilson, A. discute en su libro el comportamiento de las vigas de gran peralte. En este indica, al iniciar el tema, que la hipótesis de Navier (las secciones planas permanecen planas después de la deformación) no se cumple para este caso. Sin embargo, más adelante agrega que "La teoría, confirmada mediante ensayos, indica que la resistencia a flexión puede predecirse con suficiente precisión utilizando los mismos métodos empleados para vigas de dimensiones normales".

Lo explicado por Nilson, A. nos indica que se puede emplear la hipótesis de bloque equivalente de compresiones de la norma NTE E.060. Por lo tanto, las consideraciones para el diseño por flexión son las mismas presentadas para el diseño de las losas macizas.

4.5.3. Diseño por cortante

La resistencia a corte de la viga de acoplamiento se debe calcular considerando el aporte del concreto como del acero de refuerzo. La resistencia al corte que proporciona el concreto se calcula de la misma manera que en el caso de las losas maciza.

En caso que V_u exceda la resistencia a corte proporcionada por el concreto ϕV_c donde $\phi = 0.85$, se debe proveer de refuerzo por cortante. La resistencia de dicho refuerzo se debe calcular con la siguiente expresión:

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \cdot \left(\frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_v h}{S_2} \cdot \left(\frac{11 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] \cdot f_y \cdot d$$

Donde:

A_v : Área de acero de refuerzo vertical (estribos) (cm^2)

s : Espaciamiento de estribos a lo largo de la luz de la viga (cm)

$A_v h$: Área de acero de refuerzo horizontal distribuido en el alma (cm^2).

S_2 : Espaciamiento del refuerzo horizontal en el peralte de la viga (cm).

De dicha expresión se puede apreciar que el aporte del refuerzo horizontal es más significativo que el aporte de los estribos.

Como disposición de la norma también se aclara que:

$$A_v \geq 0.0025 \cdot b \cdot S \text{ y que } S \leq d/5 \dots \text{ó} \dots 30\text{cm.}$$

Además también se indica que:

$$A_{vh} \geq 0.0015 \cdot b \cdot S_2 \text{ y que } S_2 \leq d/5 \dots \text{ó} \dots 30\text{cm.}$$

Por otro lado, se asegura que la viga tenga un comportamiento dúctil. De esta disposición de la norma se entiende que debemos buscar que la viga no falle por cortante dado que dicha falla muestra un comportamiento frágil. Para garantizar esto se debe calcular la fuerza cortante última asociada al mecanismo de falla por flexión.

De dicho principio se obtiene la siguiente expresión:

$$V_{u\text{diseño}} = V_{u\text{isostático}} + V_{u\text{capacidad}} \quad ; \quad V_{u\text{diseño}} = \frac{W_u \cdot \ln\left(\frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n}\right)}$$

4.5.4. Ejemplo de diseño de vigas de acoplamiento

Como ejemplo se diseñará, la viga ubicada en el eje 3 – H',I.

De acuerdo al análisis de dicha viga se tiene un momento último máximo de 1.08 ton-m. Con este valor se diseñará la sollicitación a flexión de las vigas de todos los pisos.

Se presenta a continuación el procedimiento del diseño por flexión.

- $A_{s\text{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} \cdot 15 \times 82 = 2.97\text{cm}^2$
-
- $A_{s\text{propuesto}} = 3.39\text{cm}^2 \rightarrow (3\phi 12\text{mm})$
- $a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3.39 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 15} = 5.32\text{cm}$
- $\phi M_n = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 3.39 \times 4200 \times \left(82 - \frac{5.32}{2}\right) = 10.17 \text{ ton} - \text{m}$
- $M_u < \phi M_n \rightarrow 1.08 < 10.17$

Es necesario conocer la resistencia nominal a flexión de la viga para calcular el cortante por capacidad con el que se diseñará la viga.

- $\phi Mn = 10.17 \rightarrow Mn = 11.20 \text{ ton} - m$
- $Vu_{capacidad} = \frac{Mn_i + Mn_d}{Ln} = \frac{11.20 + 11.20}{1.90} = 11.79 \text{ ton}$
- $Vu_{isostático} = \frac{Wu.Ln}{2} = 1.79 \text{ ton}$
- $Vu_{diseño} = Vu_{isostático} + Vu_{capacidad} = 1.79 + 11.79 = 13.59 \text{ ton}$
- $\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 15 \times 82 = 8.03 \text{ ton}$

Como $Vu > \phi Vc$ entonces es necesario proveer de acero de refuerzo que proporcione resistencia al cortante que no va a poder tomar el concreto.

- $s \leq \frac{d}{5} \dots \text{ó} \dots 30 \text{ cm} \rightarrow s \leq 16.4 \text{ cm} \rightarrow s = 15 \text{ cm}.$
- $Av \geq 0.0025 \cdot b \cdot s \rightarrow Av \geq 0.0025 \times 15 \times 15 \rightarrow Av \geq 0.56 \text{ cm}^2$
- $Av = 1.00 \text{ cm}^2$ (estribos $\rightarrow \phi 8 \text{ mm}$)
- $s_2 \leq \frac{d}{5} \dots \text{ó} \dots 30 \text{ cm} \rightarrow s_2 \leq 16.4 \text{ cm} \rightarrow s_2 \approx 14.8 \text{ cm}$ (4 capas de refuerzo)
- $Avh \geq 0.0015b \cdot s_2 \rightarrow Avh \geq 0.0015 \times 15 \times 14.8 \rightarrow Avh \geq 0.33 \text{ cm}^2$
- $Av_h = 1.00 \text{ cm}^2$. (refuerzo horizontal $\rightarrow 2\phi 8 \text{ mm}$)
- $\phi Vs = 0.85 \left[\frac{1.0}{15} \cdot \left(\frac{1 + \frac{190}{82}}{12} \right) + \frac{1.0}{14.8} \left(\frac{11 - \frac{190}{82}}{12} \right) \right] \cdot 4200 \cdot 82 = 19.71 \text{ ton}$
- $\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs = 8.03 + 19.71 = 27.74 \text{ ton}$
- $Vu < \phi Vn \rightarrow 2.22 < 27.74$

Se presenta la figura, el detalle del refuerzo colocado en las vigas tanto en elevación como en corte.

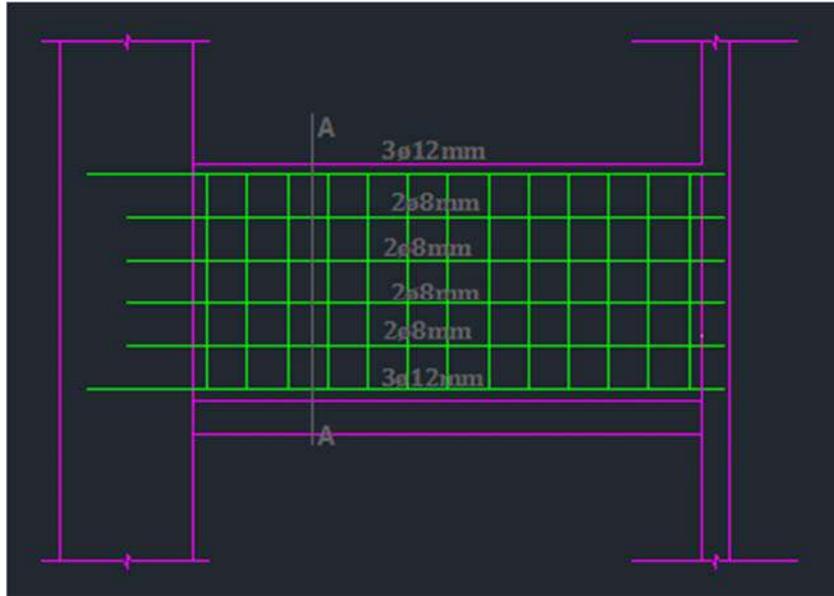


Figura 52: Distribución final de acero en viga de acoplamiento del eje 3, H'-I.

4.6. DISEÑO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

4.6.1. Consideraciones para el diseño de muros

Las consideraciones para el diseño de los muros fueron tomadas del Reglamento Nacional de Edificaciones; en sus acápite correspondientes a diseño en concreto armado (E.060) y diseño sismorresistente (E.030)

Se denominan muros de ductilidad limitada debido a que estos no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. Los muros son de 10 cm de espesor, de manera que no es posible tener núcleos debidamente confinados en sus extremos.

4.6.1.1. Diseño por flexocompresión

Para verificar que se cumpla el diseño por flexocompresión se debe graficar un diagrama de interacción. Dicho diagrama se define como el lugar geométrico de las combinaciones de P y M que agotan la capacidad de la sección.

El gráfico de los diagramas de interacción para fines del presente trabajo se realizó mediante el uso del programa de cómputo SectionBuilder

El procedimiento consiste en dibujar la sección que se quiere diseñar, y luego asignar un armado propuesto del refuerzo. Seguidamente el programa genera los puntos que conforman el diagrama de interacción, de manera que se puedan exportar dichos puntos y dibujar el gráfico en una hoja de cálculo. Una vez que se obtiene de manera gráfica el diagrama de interacción (ϕPn , ϕMn), se procede a insertar los puntos correspondientes a los casos de carga últimos (P_u , M_u). El diseño a flexocompresión consiste en garantizar que todos los puntos se encuentren dentro del diagrama.

El diseño por flexocompresión es un proceso iterativo ya que se debe aumentar o disminuir el refuerzo para lograr que los puntos se encuentren dentro del diagrama, lo más cercano posible al borde.

La norma peruana exige que en edificios de más de tres pisos, como es nuestro caso, se debe proveer del refuerzo necesario para garantizar que $M_n \geq 1.2M_{cr}$. Esta disposición podrá limitarse al tercio inferior del edificio y a no menos de los dos primeros pisos.

De lo anterior se sabe que el momento de agrietamiento resulta de las ecuaciones básicas de resistencia de los materiales. El cual obedece la siguiente expresión de manera que se pueda despejar el momento de agrietamiento:

$$\frac{M_{cr}}{S} - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'c} \quad ; \quad M_{cr} = S \cdot \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right)$$

Otra de las disposiciones descritas en la norma peruana es aquella que regula la necesidad de confinamiento de los extremos de los muros. Para saber si no es necesario confinar los muros, la profundidad del eje neutro "c" deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$c < \frac{l_m}{600 \cdot \left(\frac{\Delta_m}{h_m} \right)}$$

Donde: l_m : longitud del muro

h_m : altura total del muro.

Δm : Desplazamiento inelástico del muro a una altura h_m .

Además: el valor de $\left(\frac{\Delta m}{h_m}\right)$ no debe tomarse menor que 0.005.

Cuando el valor de "c" no cumpla con dicha expresión, los extremos de los muros deberán confiarse con estribos cerrados. Para lo cual deberá incrementarse el espesor del muro a 15cm.

Cuando no sea necesario confinar los extremos del muro, el refuerzo deberá espaciarse de manera tal que su cuantía esté por debajo de 1% del área en el cual se distribuye.

4.6.1.2. Diseño por cortante

La fuerza cortante última de diseño (V_u) debe ser mayor o igual al cortante último proveniente del análisis estructural (V_{ua}), amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado (M_n) y el momento último proveniente del análisis estructural (M_{ua}). De lo anterior se deriva la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right)$$

Para el cálculo de M_n se debe considerar como refuerzo de fluencia efectivo $1.25f_y$, es decir $f_{yc} = 5250 \text{ kg/cm}^2$

El procedimiento descrito para el cálculo de la fuerza cortante última de diseño (V_u) se obtiene de buscar que el muro falle primero por flexión, de manera que la fuerza sísmica no aumente luego que ocurra esto. Es por esa razón que se la una sobre resistencia al muro para la acción de la fuerza cortante.

El valor máximo del cociente amplificador de la fuerza cortante es "R" ya que si se llegase a amplificar por un factor mayor, estaríamos diseñando el muro para que trabaje en el régimen elástico.

El reglamento además indica que para la mitad superior del edificio se podrá usar 1.5 como valor máximo del cociente (M_n/M_{ua}).

Luego de conocida la fuerza cortante última de diseño se debe calcular la resistencia al corte de los muros. La cual se podrá determinar con la siguiente expresión indicada en la norma de muros de ductilidad limitada:

$$\phi V_n = \phi (A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} + A_c \cdot \rho_h \cdot f_y)$$

Donde: $\phi = 0.85$, Factor de reducción de resistencia para cortante.

$A_c = 0.8L$, Área de corte en la dirección analizada

ρ_h = Cuantía de refuerzo horizontal del muro

$$\alpha = 0.8, \quad \text{Si } (h_m/l_m) \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.53, \quad \text{Si } (h_m/l_m) \geq 2.5$$

Si: $1.5 < (h_m/l_m) < 2.5$, α se obtiene de interpolar 0.53 y 0.80

De la expresión anterior se puede afirmar que mientras menor sea la relación entre la altura total del muro y la longitud del sismo, el aporte del concreto a la resistencia al cortante del muro será mucho más significativo.

Cabe destacar que se debe considerar como valor máximo de la resistencia nominal a fuerza cortante el siguiente valor:

$$V_n < 2.7 \sqrt{f'_c} \cdot A_c$$

El diseño por corte fricción es parte del diseño por cortante. Para esto el refuerzo vertical distribuido de debe diseñar para garantizar una adecuada resistencia al cortante por fricción en la base de todos los muros. La resistencia al cortante por fricción se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y)$$

Donde:

$\phi = 0.85$, Factor de reducción de resistencia para cortante.

$\mu = 0.6$, Módulo de fricción del concreto endurecido (sin tratamiento)

$N_u = 0.9N_M$, Fuerza normal última (en función de la carga muerta).

$A_v = \rho_v \cdot t \cdot 100$, Área del refuerzo vertical (cm²).

Con los dos principios de diseño por fuerza cortante descritos anteriormente se debe calcular el refuerzo vertical y horizontal distribuido en el alma del muro de ductilidad limitada. Sin embargo, tales refuerzos deben cumplir con las siguientes limitaciones de cuantías mínimas.

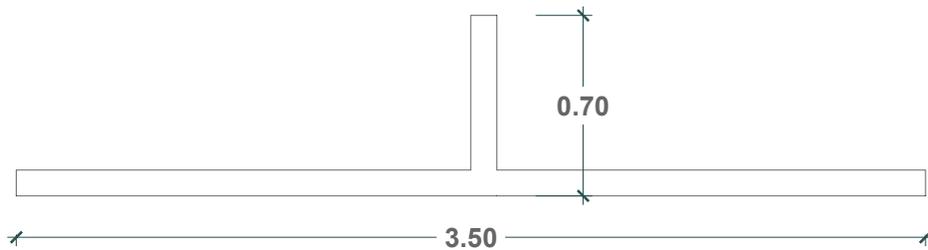
Si $V_u > 0.5\phi V_c$, entonces: $\rho_h \geq 0.0025$ y $\rho_v \geq 0.0025$

Si $V_u < 0.5\phi V_c$, entonces: $\rho_h \geq 0.0020$ y $\rho_v \geq 0.0015$

Si $\left(\frac{h_m}{l_m}\right) \leq 2$, entonces: $\rho_v \geq \rho_h$

4.6.2. Ejemplo de diseño de muros

Como ejemplo se procede a diseñar el muro central cuya planta se muestra en la figura.



Esquema del muro en análisis en el primer piso

De acuerdo al análisis estructural, se presenta la tabla 28, donde se muestran las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores correspondientes a los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

Tabla 28: Cargas provenientes del análisis estructural en el primer piso

CARGA	P (ton)	V2-2 (ton)	V3-3 (ton)	M3-3 (ton.m)	M2-2 (ton.m)
Muerta	-27.0459	0.3702	-0.1117	-1.5791	0.2258
Viva	-5.0134	0.1473	-0.0593	-0.5932	0.1188
Sismo X	15.0608	14.8115	0.1117	59.7804	0.4592
Sismo Y	3.0022	2.0183	0.7763	5.8244	1.8586

Para continuar con el diseño se procede a aplicar las combinaciones de la norma E.060.

Las tablas 29 y 30 muestran los valores de las cargas amplificadas para ambas direcciones con las cuales se diseñará el muro para resistir las sollicitaciones de flexocompresión y de cortante.

Tabla 29: Cargas últimas de diseño para el muro en la dirección X.

COMBINACIÓN	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM +1.7CV	-46.1105	0.7472	-3.2192
1.25(CM+CV)+1.48CS	-62.1608	22.5522	-90.3797
1.25(CM+CV)-1.48CS	-62.1608	22.5522	-90.3797
0.9CM+1.48CS	-46.6313	22.2543	-89.493
09CM -1.48CS	-46.6313	22.2543	-89.493

Tabla 30: Cargas últimas de diseño para el muro en la dirección Y.

COMBINACIÓN	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM +1.7CV	-46.1105	0.7472	-3.2192
1.25(CM+CV)+1.25CS	-43.6235	3.1519	-9.1851
1.25(CM+CV)-1.25CS	-43.6235	3.1519	-9.1851
0.9CM+1.25CS	-28.094	2.854	-8.2985
09CM -1.25CS	-28.094	2.854	-8.2985

Una vez obtenidas las cargas últimas provenientes de las combinaciones de la norma E.060, se procede a calcular el aporte del concreto a la resistencia a la fuerza cortante. De esa manera se podrá obtener una primera aproximación del refuerzo distribuido en el alma. A continuación se muestra la memoria de dicho cálculo:

$$H_m = 13.25m$$

Para la dirección X:

- $l_{m_x} = 3.50m;$ $(h_m/l_m)_x = (13.25/3.50) = 3.79; \quad \alpha_x = 0.53$
- $\phi V_{c_x} = \phi \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} = 0.85 \times 10 \times 0.8 \times 350 \times 0.53 \sqrt{210} = 18.28ton$
- $\phi V_{c_x}/2 = 9.14ton$
- $Vu_x = 22.55ton;$ $Vu_x > \phi V_{c_x}/2; \quad \rho_v \geq 0.0025$
- $Asv_x = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \phi 3/8 "@0.25$

Para la dirección Y

- $l_{m_y} = 0.70m;$ $(h_m/l_m)_y = (13.25/0.70) = 18.93; \quad \alpha_y = 0.53$
- $\phi V_{c_y} = \phi \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} = 0.85 \times 10 \times 0.8 \times 70 \times 0.53 \sqrt{210} = 3.66ton$
- $\phi V_{c_y}/2 = 1.83ton$
- $Vu_y = 3.15ton;$ $Vu_y > \phi V_{c_y}/2; \quad \rho_h \geq 0.0025$
- $Asv_y = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \phi 3/8 "@0.25$

Con el refuerzo vertical distribuido calculado en ambas direcciones se procedió a generar el diagrama de interacción. En el mismo gráfico se ingresó los puntos correspondientes a la carga última amplificada proveniente de la combinación máxima.

Figura 53: Diagrama de interacción para el muro en la dirección X.

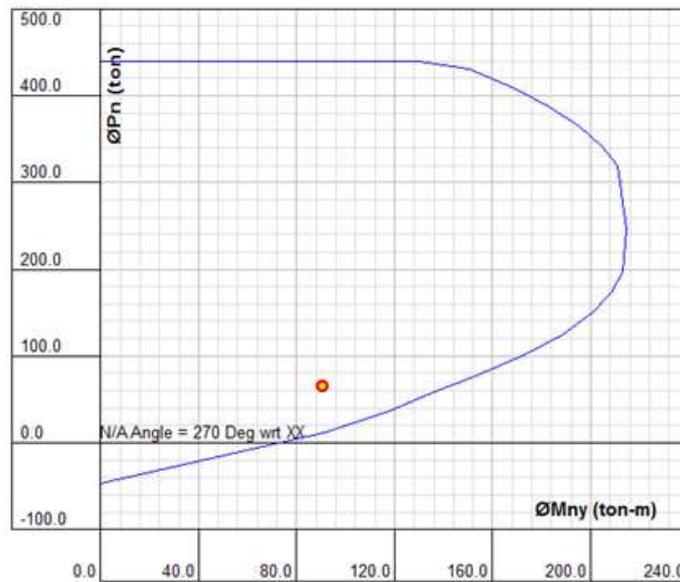
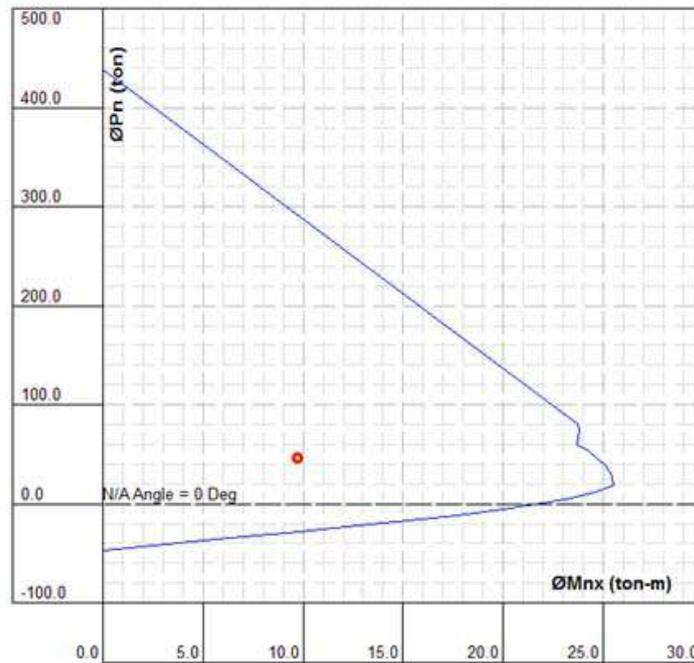


Figura 54: Diagrama de interacción para el muro en la dirección Y.



Los diagramas mostrados representan los diagramas de resistencia de diseño (ϕP_n , ϕM_n).

Una vez que el diseño por flexocompresión se ha cumplido satisfactoriamente se debe verificar las especificaciones de la norma en cuanto al momento de agrietamiento.

Para la dirección X:

- $A = 0.41m^2$; $I_y = 0.35734m^4$; $y = 1.75m$; $S_y = 0.20m^3$
- $Mcr = S. \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) = 200000 \left(2\sqrt{210} + \frac{62160.8}{4100} \right) = 88.29 \text{ ton.m}$
- $1.2Mcr = 105.95 \text{ ton.m}$
- Para: $Pu = 62.16 \text{ ton} \rightarrow Mn_y = 160 \text{ ton.m} \rightarrow Mn > 1.2Mcr$

Para la dirección Y:

- $A = 0.41m^2$; $I_x = 0.00837m^4$; $X = 0.599m$ $S_x = 0.014m^3$
- $Mcr = S. \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) = 14000 \left(2\sqrt{210} + \frac{62160.8}{4100} \right) = 6.18 \text{ ton.m}$
- $1.2Mcr = 7.42 \text{ ton.m}$
- Para: $Pu = 46.11 \text{ ton} \rightarrow Mn_x = 32.00 \text{ ton.m} \rightarrow Mn > 1.2Mcr$

Del cálculo presentado se puede concluir que con el refuerzo colocado se garantiza que la resistencia de diseño de la sección fisurada sea mayor que el momento flector que genera el agrietamiento por flexión.

Una vez culminado el diseño por flexocompresión, se procede a diseñar el muro para la sollicitación por cortante. El procedimiento de diseño para ambas direcciones se muestra a continuación.

Para la dirección X:

- $Mn_x = 160 \text{ ton.m}$; $Mu_x = 90.38 \text{ ton.m}$; $\left(\frac{Mn}{Mu} \right)_x = \left(\frac{160}{90.38} \right) = 1.77$

- $Vu_x = Vu_a \cdot (Mn/Mua) = 22.55 \times 1.77 = 39.91 \text{ ton}$
- $\phi Vn_{m\acute{a}x} = 0.85 \times 2.7 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 350 \times 10 = 93.12 \text{ ton}$
- $\phi Vc_x = 18.28 \text{ ton}$
- $Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{39.91 - 18.28}{0.85} = 25.45 \text{ ton}$
- $Vs = Ac \cdot \rho_h \cdot fy \rightarrow \rho_h = \frac{Vs}{Ac \cdot fy} = \frac{25450}{10 \times 0.8 \times 350 \times 4200} = 0.0022$
- $Ash_x = 0.0022 \times 100 \times 10 = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 3/8" @ 0.30 \text{ m}$

Para la direcci3n Y:

- $Mn_y = 32 \text{ ton} \cdot \text{m} ; Mu_y = 9.19 \text{ ton} \cdot \text{m} ; (Mn/Mu)_y = (32/9.19) = 3.48$
- $Vu_y = Vu_a \cdot (Mn/Mua) = 3.15 \times 3.48 = 10.92 \text{ ton}$
- $\phi Vn_{m\acute{a}x} = 0.85 \times 2.7 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 70 \times 10 = 18.62 \text{ ton}$
- $\phi Vc_y = 3.66 \text{ ton}$
- $Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{10.92 - 3.66}{0.85} = 8.54 \text{ ton}$
- $Vs = Ac \cdot \rho_h \cdot fy \rightarrow \rho_h = \frac{Vs}{Ac \cdot fy} = \frac{8540}{10 \times 0.8 \times 70 \times 4200} = 0.0036$
- $Ash_y = 0.0036 \times 70 \times 10 = 2.52 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 3/8" @ 0.25 \text{ m}$

Adem3s del dise1o por cortante del muro, el cual conlleva a la obtenci3n del refuerzo distribuido horizontalmente en el muro; tambi3n se debe verificar el dise1o de cortante por fricci3n. Con el refuerzo vertical distribuido uniformemente que se coloc3

en el alma para generar el diagrama de interacción, se debe verificar que la resistencia al cortante por fricción sea mayor que la cortante última. El procedimiento de diseño para ambas direcciones se muestra a continuación.

- $N_u = 0.9N_M = 0.9 \times 27.05 = 24.35 \text{ ton}$

Para la dirección X:

- $A_v = \rho_v \cdot t \cdot 100 = 0.0025 \times 10 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{cm}$
- $\phi V_n = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y) = 0.85 \times 0.6 \times (34350 + 2.5 \times 4200) = 22.87 \text{ ton}$
- $V_{u_x} = 22.55 \text{ ton}$
- $V_{u_x} < \phi V_n \dots \dots \text{ok}$

Para la dirección Y:

- $A_v = \rho_v \cdot t \cdot 100 = 0.0025 \times 10 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{cm}$
- $\phi V_n = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y) = 0.85 \times 0.6 \times (34350 + 2.5 \times 4200) = 22.87 \text{ ton}$
- $V_{u_y} = 3.15 \text{ ton}$
- $V_{u_y} < \phi V_n \dots \dots \text{ok}$

Finalmente se tiende el detalle del muro



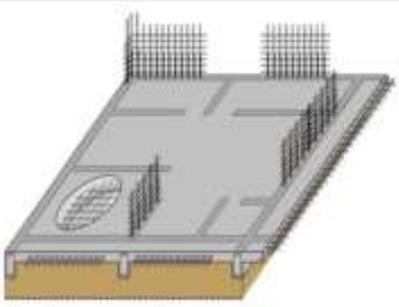
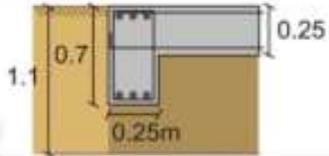
Figura 55: Distribución final de acero en el MDL 8.

4.7. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

La cimentación de los edificios de muros de ductilidad limitada es por lo general una platea de cimentación superficial. En el caso particular del presente proyecto, también se ha optado por este tipo de cimentación.

La losa de cimentación reparte el peso y las cargas del edificio sobre toda la superficie de apoyo, evitando así los asentamientos diferenciales. El espesor de la losa depende del número de pisos: hasta 3 pisos se puede emplear 15cm, hasta 5 pisos se acepta 20cm, de 6 a 8 se acepta de 25 a 30cm. Cuenta además con dientes para confinar el relleno de apoyo con dimensiones que varían desde 25x65 hasta 35x150cm, ubicada debajo de los muros de concreto armado. El refuerzo corresponde a dos mallas y bastones de acero ubicados en la capa inferior bajo los muros.

El siguiente gráfico extraído del artículo "Desempeño Sismorresistente de Edificios de Muros de Ductilidad Limitada" del Ing. Alejandro Muñoz, resume las características básicas de una losa de cimentación:

Tipo de Cimentación	Platea de Cimentación	
Relleno Compactado		
Espesor de Capas	15 a 20 cm.	
Compactación	Primeras capas - 95% del P.M. Última capa - 99% del P.M.	
Material de Relleno	Afirmado granulado carapongo compactado con rodillo.	
Profundidad	Entre 0.8 m a 1.5 m en el suelo típico de Lima.	
Dimensiones de Losa y Dientes de Cimentación		
Espesor de Losa	20 a 25 cm.	
Dientes Típicos	25 x 70 cm.	
Ubicación de Dientes	Perimetrales y debajo de los muros principales.	
Refuerzo de Losa		
Disposición	Dos mallas electrosoldadas.	
Cuantías de Mallas (Aprox.)	Superior: 2.83 cm ² /ml (8 mm @15 cm). Inferior: 1.39 cm ² /ml (8 mm @30 cm).	
Gancho de malla en Dientes perimetrales	No es muy común.	
Bastones inferiores (bajo muros)	Entre 2 y 2.5 cm ² /ml (8 mm @ 20 cm).	

El modelamiento se realizó en el software ETABS 2013, al cual se le asignó el método de elementos finitos para poder obtener las presiones actuantes del terreno y los esfuerzos internos en la platea de cimentación.

El suelo sobre el cual se va a cimentar la estructura se considera dentro del modelo de la platea como un conjunto de resortes distribuidos uniformemente bajo toda la superficie. La rigidez de los resortes (k) es igual al módulo de reacción de la subrasante, o más comúnmente llamado módulo de balasto. Para una presión admisible de 1.5kg/cm^2 , se usó un valor de " k " igual a 4kg/cm^3 .

La figura muestra la imagen del modelo estructural usado para el análisis de la platea de cimentación superficial.

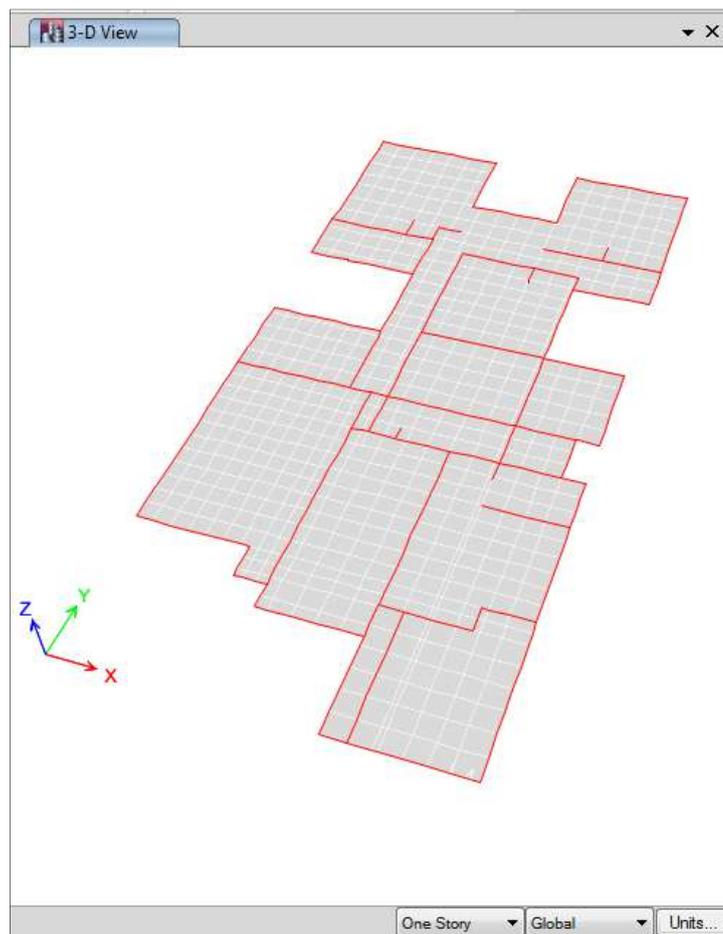


Figura 53: Modelo estructural de la platea de cimentación

4.7.2. Diseño por flexión y cortante de platea

Las consideraciones de flexión y cortante son las mismas que se tuvieron para el diseño de la losa maciza. Esto se debe a que, después de todo, la platea de cimentación es también una losa de concreto armado que trabaja en dos direcciones.

Las figuras, muestran la distribución de momentos flectores y fuerzas cortantes en la platea en ambas direcciones para las combinaciones de gravedad.

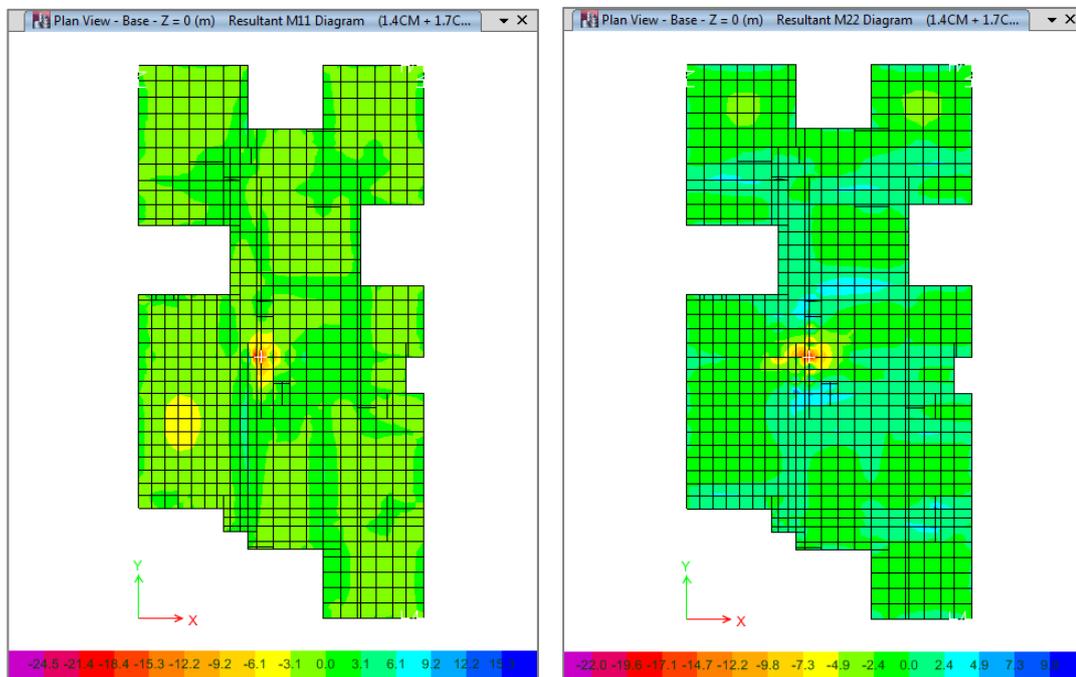


Figura 54: Distribución de momentos flectores en las direcciones X e Y debido a cargas de gravedad (1.4CM + 1.7CV)

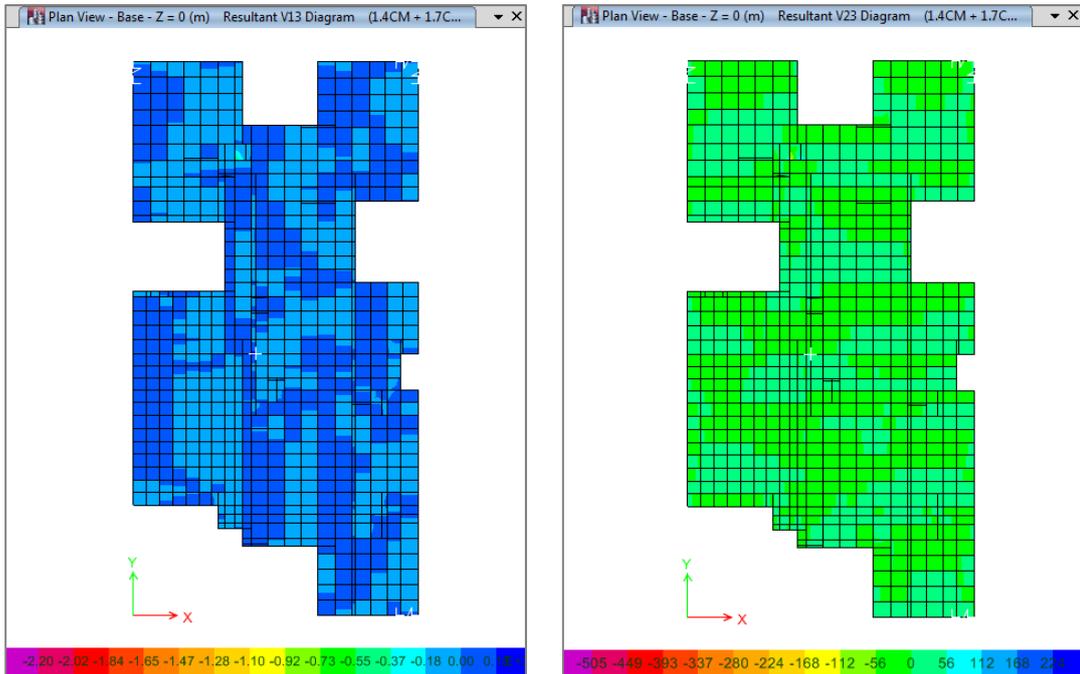


Figura 55: Distribución de fuerzas cortantes en las direcciones X e Y debido a cargas de gravedad (1.4CM + 1.7CV)

4.7.3. Ejemplo de diseño de platea de cimentación

Se presenta a continuación el procedimiento de diseño para el paño comprendido entre los ejes B – F y 1 – 2. La tabla muestra los momentos últimos obtenidos en ambas direcciones, así como el área de acero requerido y el esfuerzo colocado.

El recubrimiento de la losa de cimentación es de cinco centímetros, por lo que $d = 25 - 5 = 20$ cm, $b = 100$ cm y cuantía mínima de 0.0018.

Dirección X		Dirección Y	
Mu (-) ton-m	Mu (+) ton-m	Mu (-) ton-m	Mu (+) ton-m
2.48	3.94	2.13	3.33
As (-) cm ²	As (+) cm ²	As (-) cm ²	As (+) cm ²
Refuerzo colocado	Refuerzo colocado	Refuerzo colocado	Refuerzo colocado
Φ12mm@0.30m	Φ12mm@0.20m	Φ12mm@0.30m	Φ12mm@0.20m

Se consideró colocar una malla corrida superior e inferior de manera que se cumpla los requisitos de contracción y temperatura.

Los dientes de confinamiento tendrán dimensiones de 0.25 x 0.60m con 3 ϕ 3/8" superior e inferior y estribos de 3/8"@0.25m. Estarán ubicados en todo el perímetro del edificio y debajo de los muros portantes.

El diseño por fuerza cortante también se verificó en la platea de cimentación.

El procedimiento de diseño se detalla a continuación.

- $Vu_x = 6.35 \text{ ton}$
- $Vu_y = 8.02 \text{ ton}$
- $\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 25 = 16.32 \text{ ton}$
- $Vu < \phi Vc$

De lo mostrado se puede concluir que el diseño es satisfactorio tanto para la sollicitación de flexión como para cortante.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO ENTRE EL SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

5. ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

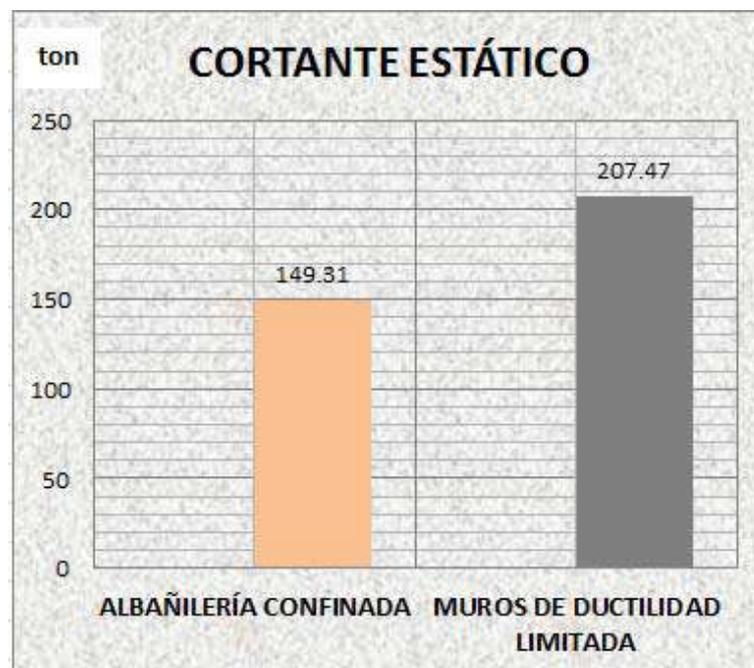
5.1. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN

5.1.1. Comparación de parámetros sísmicos entre Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada

Conocer el análisis de los resultados más importantes, conlleva a realizar un buen proyecto estructural ya que ésta, garantiza que la edificación a construirse cumpla con las condiciones y requisitos del Reglamento Nacional de Edificaciones. Además se debe saber que ambos sistemas están diseñados para ofrecer resistencia a los efectos sísmicos. Bajo esta premisa, los parámetros comparados se muestran a continuación:

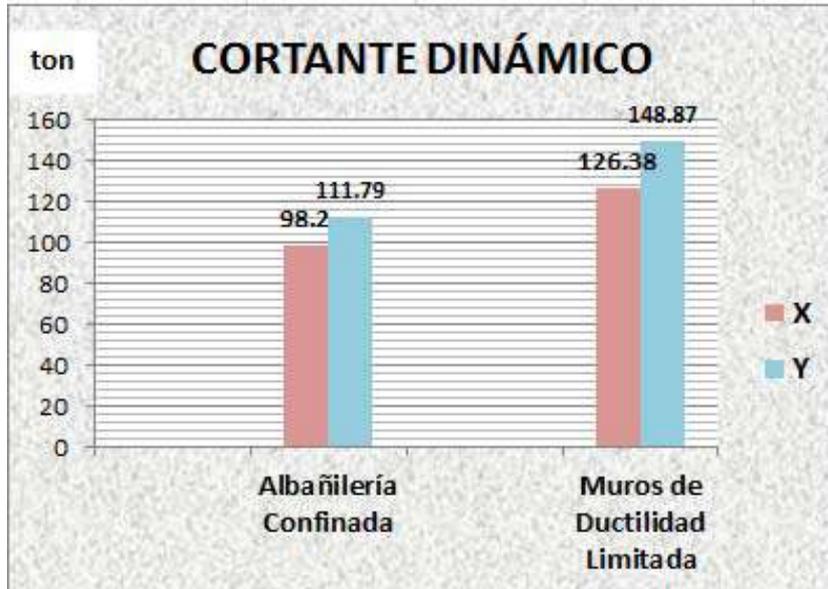
5.1.1.1. Análisis estructural

a. Cortante estático en la base (V)



De la gráfica, se puede apreciar que el cortante estático en la base de la edificación es mayor en los Muros de Ductilidad Limitada en 1.39 veces respecto al cortante de los Muros de Albañilería Confinada.

b. Fuerza Cortante Mínima en la base (Cortante Dinámico)



Se observa en la gráfica que el cortante dinámico en la dirección X es menor al cortante dinámico de la dirección Y en ambos sistemas; y esto se debe principalmente a que en dicha dirección hay menor densidad de muros respecto al otro.

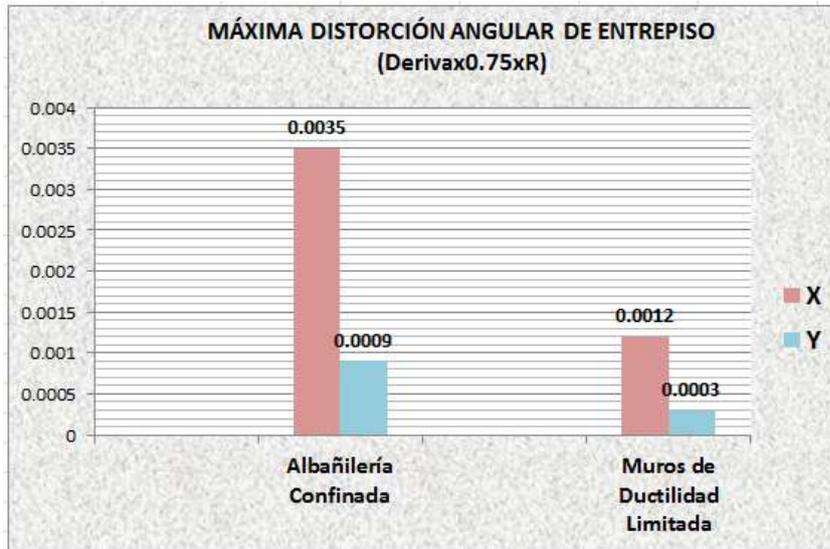
Además se puede observar que el cortante dinámico de los Muros de Ductilidad Limitada es mayor al cortante dinámico de la Albañilería Confinada en 22.30% en la dirección X y 24.91% en la dirección Y respectivamente y esto se debe básicamente a que los Muros de Ductilidad Limitada al ser más rígidos que la Albañilería absorben más fuerza sísmica.

Sin embargo también en ambas direcciones y sistemas constructivos, el Cortante Dinámico es menor al 90% del Cortante Estático, lo cual se debe escalar y de acuerdo a ello amplificar las fuerzas sísmicas para el diseño.

c. Desplazamientos laterales

El desplazamiento lateral máximo de entrepiso para la Albañilería es 0.005 y para los Muros de Ductilidad Limitada también es 0.005 de acuerdo a la

Norma E.030; el análisis sísmico de la edificación para ambos sistemas estructurales respecto al desplazamiento lateral se muestra a continuación:



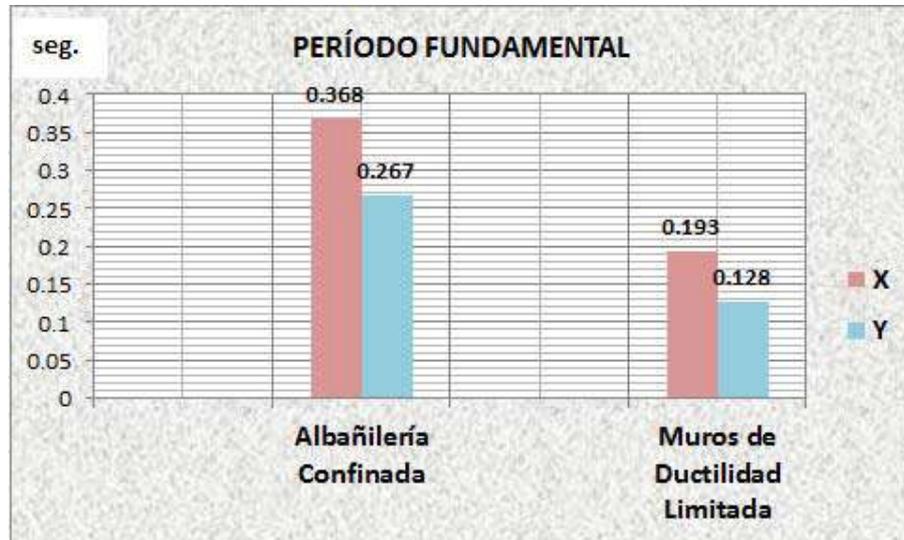
Analizando los resultados de los desplazamientos laterales en ambos sistemas, se puede apreciar que cumplen con los límites permisibles de la Norma E.030.

En el sistema de Albañilería Confinada, se puede observar que el desplazamiento en la dirección Y es 3.89 veces menor que el desplazamiento de la dirección X y esto es debido a que en esa dirección al haber mayor densidad de muros hay mayor rigidez la cual contrarrestan la fuerza cortante del sismo ayudando a evitar un gran desplazamiento.

Ese mismo fenómeno se produce con los Muros de Ductilidad Limitada.

Sin embargo al hacer la comparación del desplazamiento de ambos sistemas, se puede observar claramente que los desplazamientos de los Muros de Ductilidad Limitada es aproximadamente 3 veces menor que los de la Albañilería Confinada y esto es debido principalmente por las diferencias que existen en las propiedades de los materiales que emplean los sistemas estructurales.

d. Período fundamental de vibración



A partir de la gráfica podemos indicar que los periodos fundamentales del sistema estructural de Albañilería Confinada en ambas direcciones es aproximadamente mayor en 50% a los periodos fundamentales del sistema estructural de Muros de Ductilidad Limitada

Así mismo se puede notar que el periodo fundamental en la dirección de X de la Albañilería Confinada es mayor en 27.44% respecto a la otra dirección.

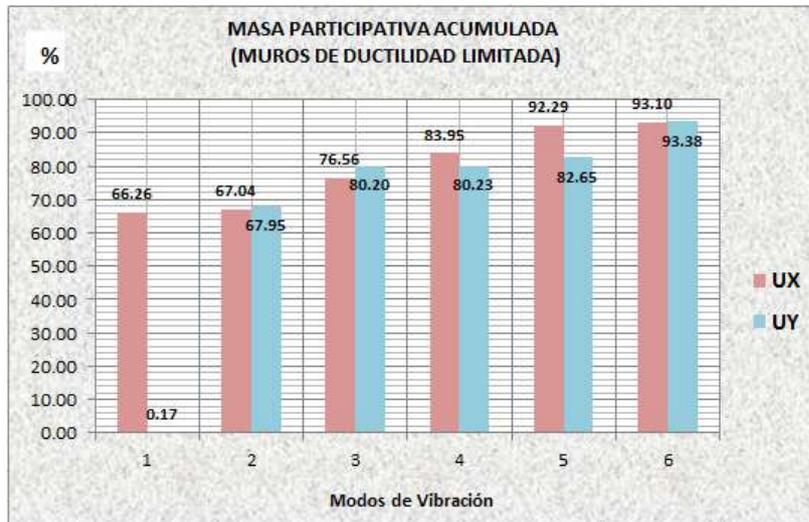
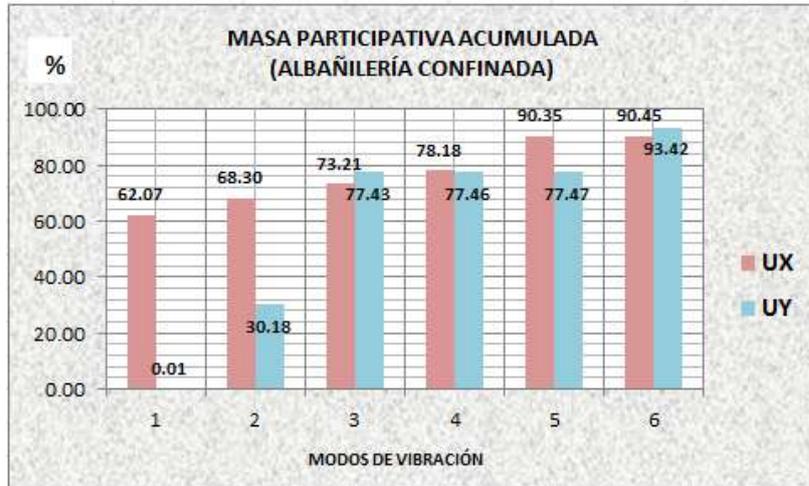
El hecho que el período sea mayor en la dirección X (en ambos sistemas), es un indicador de debilidad de la estructura en esa dirección y esto es consecuencia principalmente de la menor densidad de muros establecidos respecto a la otra dirección.

e. Masa participante en los modos de vibración

De acuerdo a los diafragmas rígidos considerados en cada nivel de la edificación, se tiene 18 modos de vibración.

La masa que participa en la resistencia y en la búsqueda de la estabilidad es independiente en cada modo y es la que se considera como la masa participante en ese modo de vibración y en la Norma E.030 indica que en

cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura. La masa participante que se tiene en cada sistema es como muestran las gráficas.



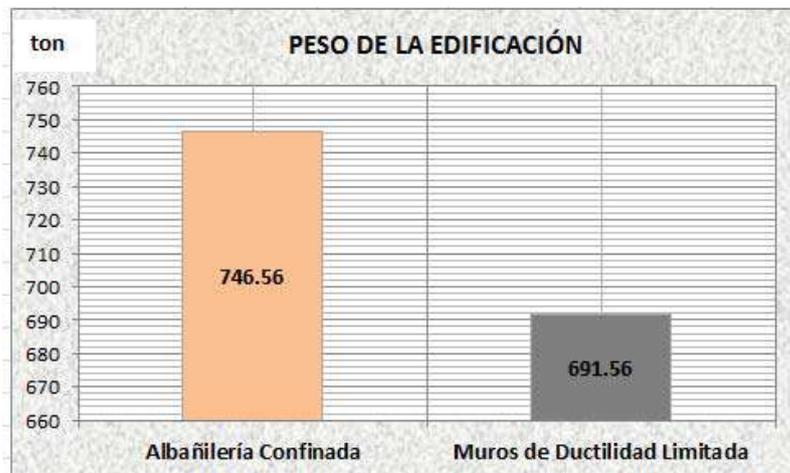
De las gráficas se puede observar que más del 90% de la masa de la estructura participa en los 6 primeros modos de vibración en ambos sistemas estructurales y en ambas direcciones, lo cual cumple con las especificaciones de la Norma E.030 respecto a este parámetro.

En la gráfica del sistema estructural de Albañilería Confinada, se puede indicar que en el primer modo participa la mayor cantidad de masa: 62.07% (dirección X) y es la que origina el mayor desplazamiento lateral y el mayor período fundamental respecto a los otros modos, también podemos indicar que a medida que se incrementa el análisis de los modos de vibración, menor es la masa aportante en dichos modos.

Así mismo se puede observar que en el primer modo de vibración de los Muros de Ductilidad Limitada hay una masa participante de 6.32% más que en los de Albañilería Confinada.

5.1.1.2. Consideraciones de diseño

a. Peso de la edificación



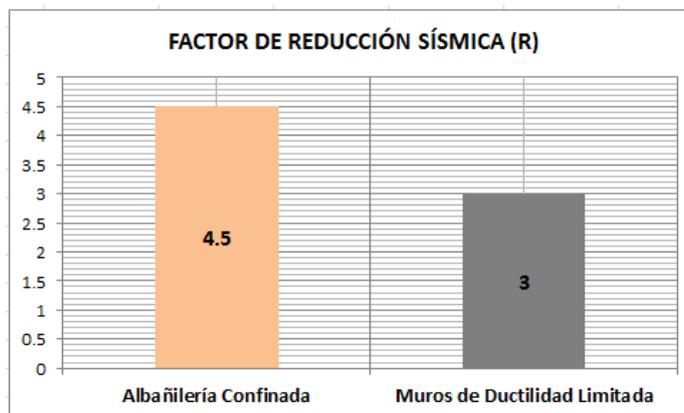
De la gráfica se deduce que el peso de la edificación con el sistema de Albañilería Confinada excede en 7.37% al peso de los Muros de Ductilidad Limitada.

b. Configuración estructural

En el cuadro adjunto, se observa que tanto el sistema de Albañilería Confinada como el sistema de Muros de Ductilidad Limitada son estructuras irregulares. La Albañilería Confinada es regular en altura pero irregular en planta, mientras que el sistema de Muros de Ductilidad Limitada es irregular en planta y en altura.

ALBAÑILERÍA CONFINADA			MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA				
CONFIGURACIÓN	TIPO DE IRREGULARIDAD	OBSERVACIÓN	CONFIGURACIÓN	TIPO DE IRREGULARIDAD	OBSERVACIÓN		
ALTURA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ-PISO BLANDO	NO PRESENTA	ALTURA	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ-PISO BLANDO	NO PRESENTA		
	IRREGULARIDAD DE MASA	NO PRESENTA		ALTURA	IRREGULARIDAD DE MASA	NO PRESENTA	
	IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL	NO PRESENTA			ALTURA	IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL	NO PRESENTA
	DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	NO PRESENTA				ALTURA	DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES
PLANTA	IRREGULARIDAD TORSIONAL	SI PRESENTA	PLANTA	IRREGULARIDAD TORSIONAL	SI PRESENTA		
	ESQUINAS ENTRANTES	SI PRESENTA		PLANTA	ESQUINAS ENTRANTES	SI PRESENTA	
	DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	SI PRESENTA		PLANTA	DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	SI PRESENTA	

c. Factor de Reducción (R)



De acuerdo a la configuración estructural definida, el factor de reducción sísmica tanto de Albañilería Confinada como de Muros de Ductilidad Limitada es afectado por una fracción de $\frac{3}{4}$ de acuerdo al reglamento, obteniéndose $R = 4.5$ para la Albañilería Confinada y $R = 3$ para los Muros de Ductilidad Limitada.

d. Diseño de los Muros

En el cuadro mostrado se indica los requisitos y el tipo de diseño a emplear para los muros de cada sistema estructural.

	ALBAÑILERÍA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
CONDICIONES	Compresión, Fuerza Cortante, Tracción y Corte Fricción	Fuerza Cortante, Flexocompresión, Corte Fricción
DISEÑO	Esfuerzos Admisibles	Resistencia última

e. Características de los Materiales

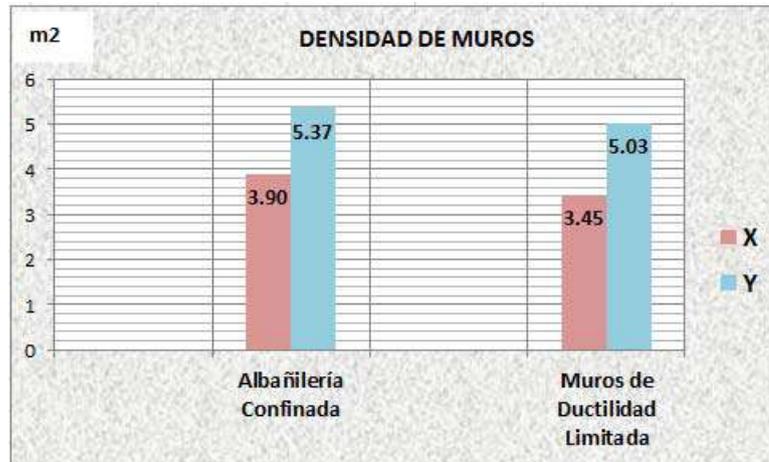
CARACTERÍSTICAS + IMPORTANTES	ALBAÑILERÍA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
Resistencia a la compresión	$f'm = 35\text{kg/cm}^2$	$f'c = 210\text{kg/cm}^2$
Módulo de Elasticidad	$E_m = 17500\text{ kg/cm}^2$	$E_c = 2'173706.512\text{ kg/cm}^2$
Refuerzo	Acero Corrugado $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$	Acero Corrugado $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$

Las características de los materiales empleados en los Muros de Ductilidad Limitada es mucho mayor respecto a las características de los Materiales de Albañilería Confinada, estos factores influyen en la rigidez que presentan cada uno de los sistemas estructurales.

5.1.1.3. Diseño estructural

a. Densidad de Muros

En la gráfica se muestra la densidad de Muros de Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada expresado en m^2 :



Se puede apreciar que hay mayor densidad de muros en el Y que en el eje X en ambos sistemas estructurales, esto explica por qué los desplazamientos laterales son mayores en esta dirección.

También se puede indicar que el área total de muros de Albañilería Confinada distribuidos en planta excede en 10% a los Muros de Ductilidad Limitada, esto se debe principalmente a la diferencia de espesores planteados en la edificación.

5.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SISTEMAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

	ASPECTOS	ALBAÑILERÍA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
ESTRUCTURALES	Acero de refuerzo en elementos verticales	Se usa acero corrugado $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$	Se usa acero corrugado $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$, también se puede usar malla electrosoldada $f_y = 5000\text{kg/cm}^2$
	Comportamiento de Muros	Adecuada resistencia, rigidez y ductilidad.	Mayor resistencia y rigidez, pero menor ductilidad.
	Estructuración	La longitud del muro no está limitada por los problemas de fisuración.	La longitud del muro está limitada por el uso de juntas, por problemas de contracción de fragua.
Requiere espesores de 14 y 24cm, según el tipo de aparejo.		Requiere espesores de 10cm como mínimo.	
CONSTRUCTIVO	Acabados de Muros	Requieren tarrajeo antes del pintado lo que incrementa los costos, esto si no son caravista.	No requieren tarrajeo por ser cara vista (sólo necesita un solaqueado final).
	Instalaciones Eléctricas y Sanitarias	Se pueden realizar cambios luego de construido el muro.	Requieren control, para evitar posteriormente picar el muro.
		Requieren trabajos adicionales (picado de muros)	Quedan imbuidas en el muro
Tiempo de ejecución	Mayores tiempos de ejecución, ya que muros y losas son actividades separadas	Menores ya que el vaciado de muros y losas es uno al día siguiente del otro respectivamente.	
ARQUITECTURA	Acabados	No se presentan problemas de aislamiento acústico o térmico.	Presentan problemas de aislamiento acústico o térmico en altas o bajas temperaturas.
	Diseño Arquitectónico	Diversidad de medidas en vanos.	Estandarización de las medidas de los vanos.
		Se adaptan a los diversos modelos de viviendas.	Sólo se pueden diseñar un modelo de vivienda.
Se realizan cambios posteriores a la construcción de los muros.	No se pueden realizar cambios.		
ADMINISTRATIVO	Supervisión de Obra	Requiere menor control.	Requiere mayor control.
	Programación y control	Regido por el levantamiento de muros y vaciado de losas.	Regida por el ritmo de vaciado de muros y losas.
	Mano de Obra	Mayor número, pero menos especializada.	Menor número, pero especializada.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- Tanto el Sistema de Albañilería Confinada como el Sistema de Muros de Ductilidad Limitada presentan un adecuado comportamiento estructural ante la amenaza sísmica, ya que cumplen con los requisitos de Diseño Sismorresistente y Diseño Estructural que plantea el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.
- El predimensionamiento estructural se basa en recomendaciones fundadas en información recopilada en experiencias de construcción. Al emplearlas en esta tesis, se ha podido comprobar que son herramientas de gran aporte para todo tipo de estructuras. Las verificaciones de las características iniciales de los elementos nos dan una buena base para el cálculo de los metrados posteriores.
- En el proyecto de Muros de Ductilidad Limitada, la medida de los muros están dadas por la arquitectura, el predimensionamiento consistió en su totalidad en estimar los espesores de los muros y de las losas macizas.
- La distribución de muros de albañilería en la estructura tuvo que adecuarse a la geometría en planta para no generar efectos de torsión ante la posibilidad de un sismo. La simetría es fundamental para la eficiencia del edificio en cuanto a costo y comportamiento sísmico.
- Para obtener la distribución final de muros de albañilería y placas de concreto armado, se tuvo que iterar sus ubicaciones hasta que las fuerzas producidas por el análisis sísmico sea soportadas.
- La cultura de construcción informal que nos rodea actualmente, tiende a levantar alféizares y tabiques de albañilería sin elementos de arriostre. Al realizar el cálculo de diseño por carga sísmica perpendicular al plano en esta tesis, se comprueba la importancia del arriostramiento como fuente vital de la resistencia de estos elementos.

- El programa ETABS permitió optimizar los resultados del análisis sísmico debido a las iteraciones sucesivas que se realizaron para llegar a mejores resultados en un periodo corto de tiempo.

6.2. RECOMENDACIONES

- Cuando exista excesiva densidad de muros se debe considerar convertir algunos muros portantes en tabiques (drywall, contraplacados, etc.) ya que estos permitirían contar con mayor espacio en la construcción, de esta manera se incrementaría los rendimientos y bajarían los costos al construir menos muros.
- Dentro del proyecto, siempre se desea que haya una mejora continua del mismo, por lo tanto se recomienda a futuros estudiantes que tengan interés en el proyecto, hacer investigaciones de comparación referidas al costo y presupuesto entre Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada.
- Así mismo se sugiere como una futura línea de investigación el análisis de costos y eficiencia del empleo de encofrados metálicos y convencionales en la construcción de edificios en la ciudad de Abancay, dado que para una edificación con Muros de Ductilidad Limitada es conveniente trabajar con encofrados metálicos por la misma naturaleza de su proceso constructivo.
- A las Universidades, al Colegio de Ingenieros con sede en la ciudad de Abancay, promover, difundir y orientar la construcción de viviendas con nuevos sistemas estructurales tal como los Muros de Ductilidad Limitada, dado que su uso en otras ciudades del País se está masificando por las ventajas que presenta respecto a otros sistemas estructurales convencionales.
- A los profesionales de la rama de Ingeniería Civil, realizar una interpretación pertinente y adecuada del Reglamento Nacional de Edificaciones, dado que en el proceso de búsqueda de información se identificó problemas de desconocimiento técnico en la elaboración de proyectos de edificaciones y más aún en la elaboración de análisis de costos ya que no se ajustan a la realidad de nuestra ciudad.

BIBLIOGRAFÍA

BLANCO BLASCO, ANTONIO, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado
Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 2da edición.
Lima, 1996-1997

MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO, Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica.
Pontificia Universidad Católica del Perú.
Lima, 2009

NILSON, ARTHUR H. Diseño de Estructuras de Concreto.
McGraw Hill. 12^a edición.
Bogotá, 2000

OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO, Diseño en Concreto Armado.
Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería
Lima, 2007

GALLEGOS, HÉCTOR; CASABONNE, CARLOS, Albañilería Estructural
Pontificia Universidad Católica del Perú, 3era edición
Lima, 2005

SAN BARTOLOMÉ RAMOS, ÁNGEL, Construcciones de Albañilería –
Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural.
Pontificia Universidad Católica del Perú, 1era edición
Lima, 1994

SAN BARTOLOMÉ RAMOS, ÁNGEL, Análisis de Edificios.
Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
Lima, 1998

SECCIÓN INGENIERÍA CIVIL, Edificios peruanos con Muros de Concreto de Ductilidad Limitada.
Pontificia Universidad Católica del Perú
Lima, 2010

ABANTO CASTILLO, FLAVIO, Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería.
Editorial San Marcos, 3er edición.
Lima, 2012

HARMSSEN, TEODORO E., Diseño de Concreto Armado
Pontificia Universidad Católica del Perú, 3era edición
Lima, 2002

RAMOS SALAZAR, JESÚS, Costos y Presupuestos de Edificación
Cámara Peruana de Construcción CAPECO, 10ma edición
Lima, 2010

R. PARK y T. PAULAY, Estructuras de Concreto Reforzado
Editorial Limusa
México, 1990

HARRY PARKER Y JAMES AMBROSE, Diseño Simplificado de Concreto Reforzado
Editorial Limusa
México, 2008

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 Cargas.
Reglamento Nacional de Edificaciones. SENCICO, 2009.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 Diseño Sismorresistente.
Reglamento Nacional de Edificaciones. SENCICO, 2009.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.050 Suelos y Cimentaciones.
Reglamento Nacional de Edificaciones. SENCICO, 2009.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 Concreto Armado.
Reglamento Nacional de Edificaciones. SENCICO, 2009.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.070 Albañilería.
Reglamento Nacional de Edificaciones. SENCICO, 2009.

ETABS Nonlinear Versión 13. Computers and Structures Inc.
Copyright 1984-2010

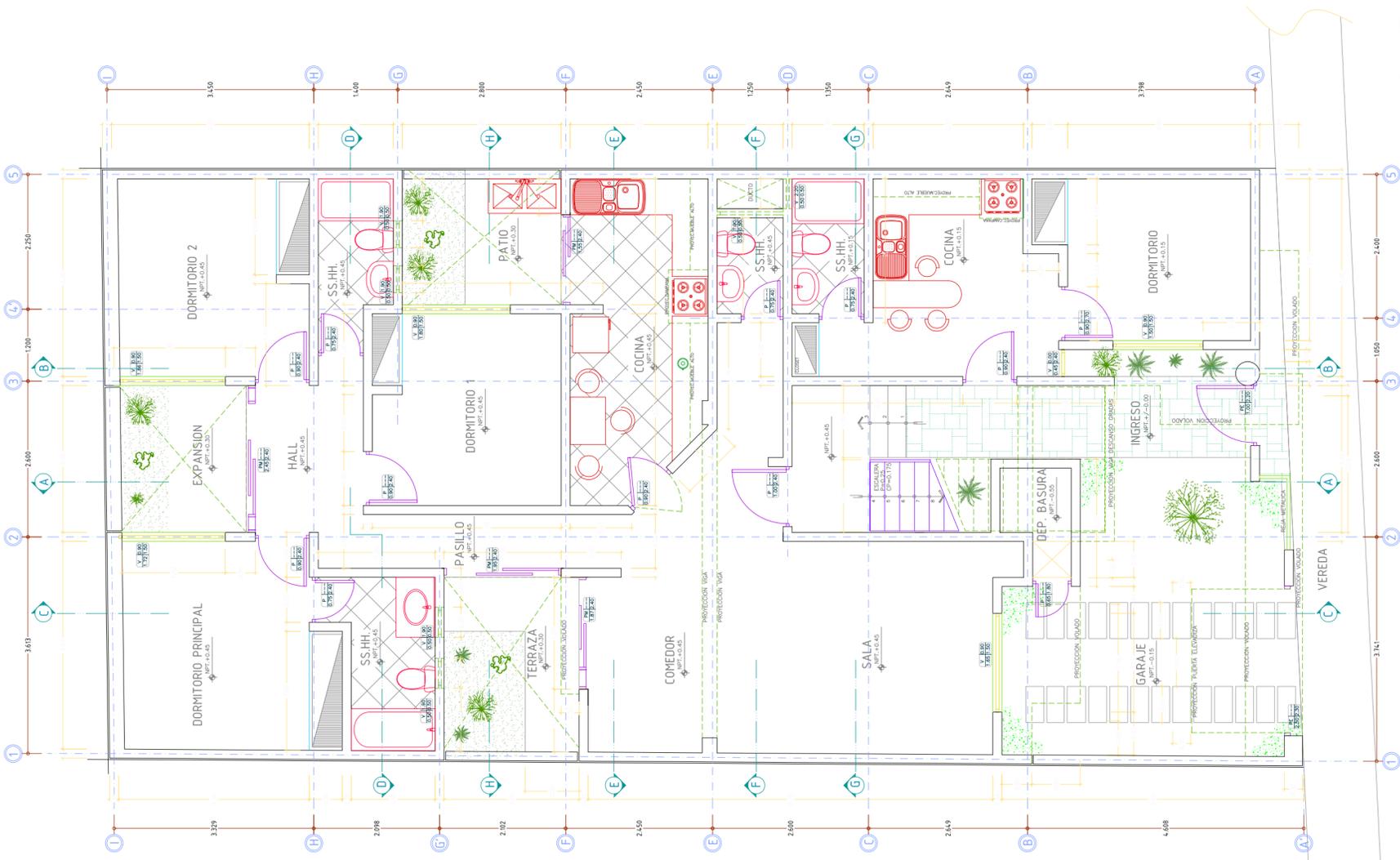
SAP2000 Advanced Versión 15. Computers and Structures Inc.
Copyright 1976-2010

SAN BARTOLOMÉ, ÁNGEL. Blog de Ángel San Bartolomé: "Investigaciones experimentales hechas en construcciones de albañilería, para actualizar los conocimientos de Ingenieros civiles y estudiantes de Ingeniería Civil"

<http://www.blog.pucp.edu.pe/albañilería/>

ANEXOS

PLANOS DE ARQUITECTURA
MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

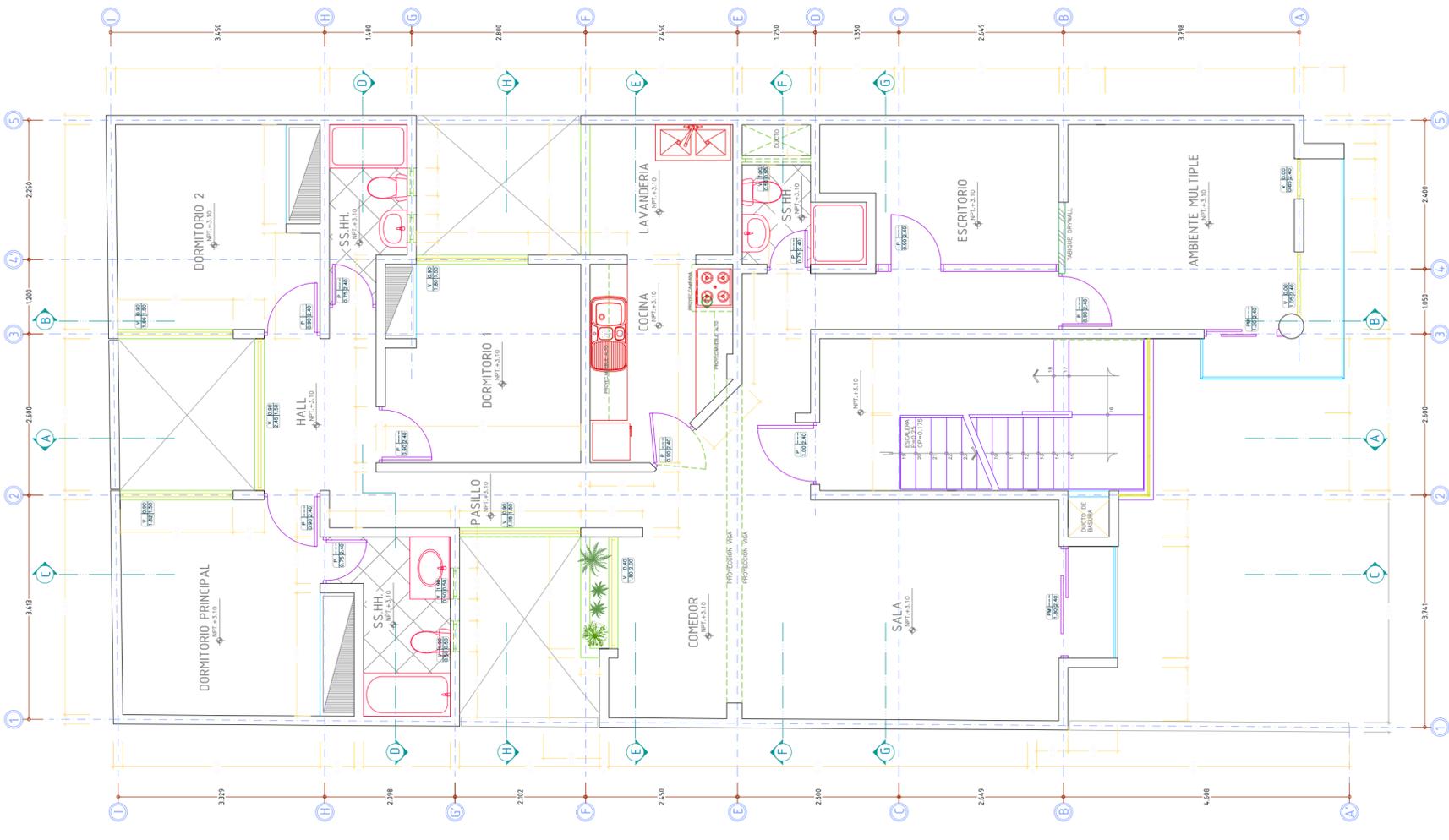


PRIMER NIVEL

SC: 1/50

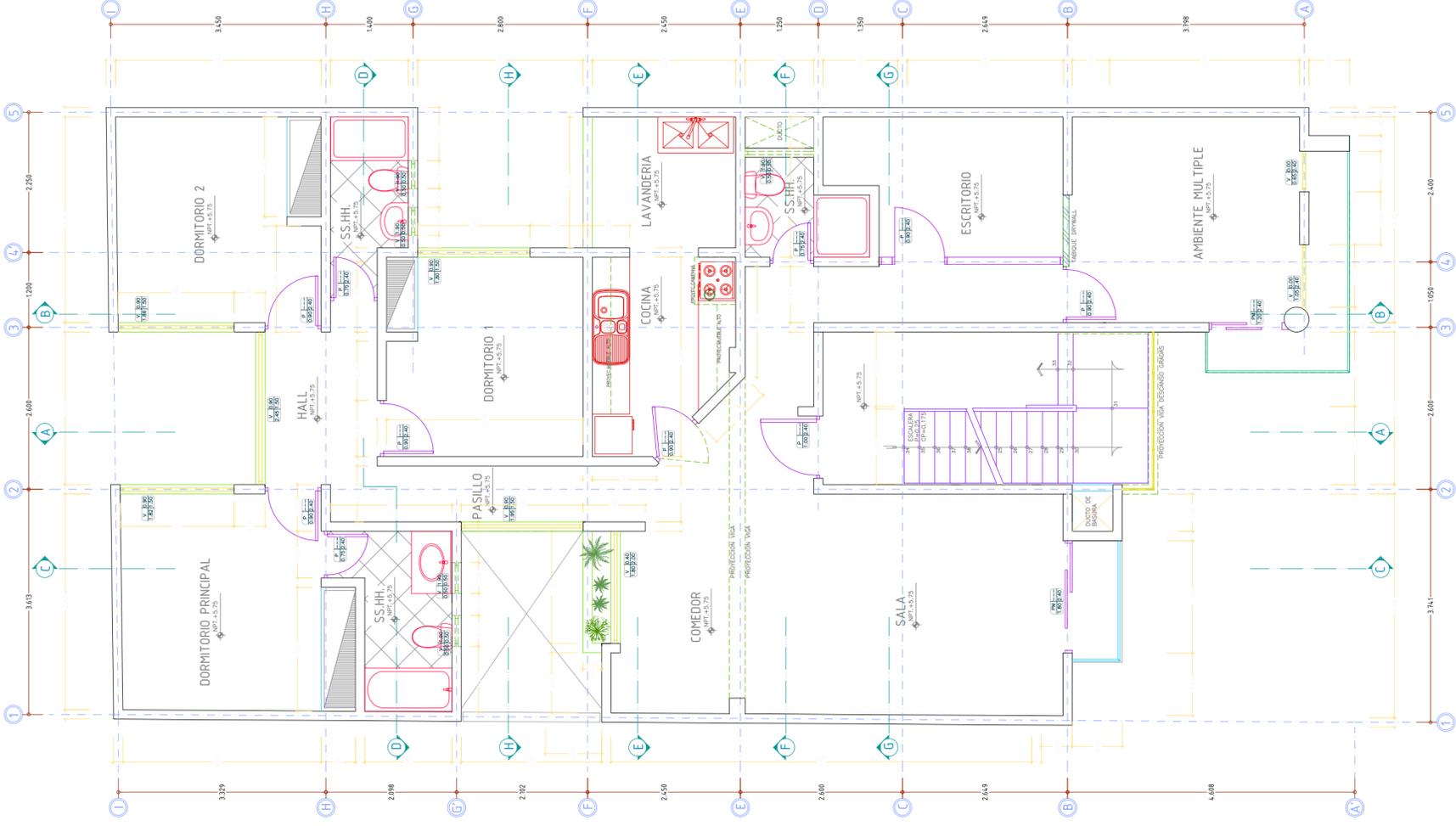
CLAVE DE VANOS

TIPO DE VANO	ALFEIZER	ALTO
ANCHO		



SEGUNDO NIVEL

SC: 1/50

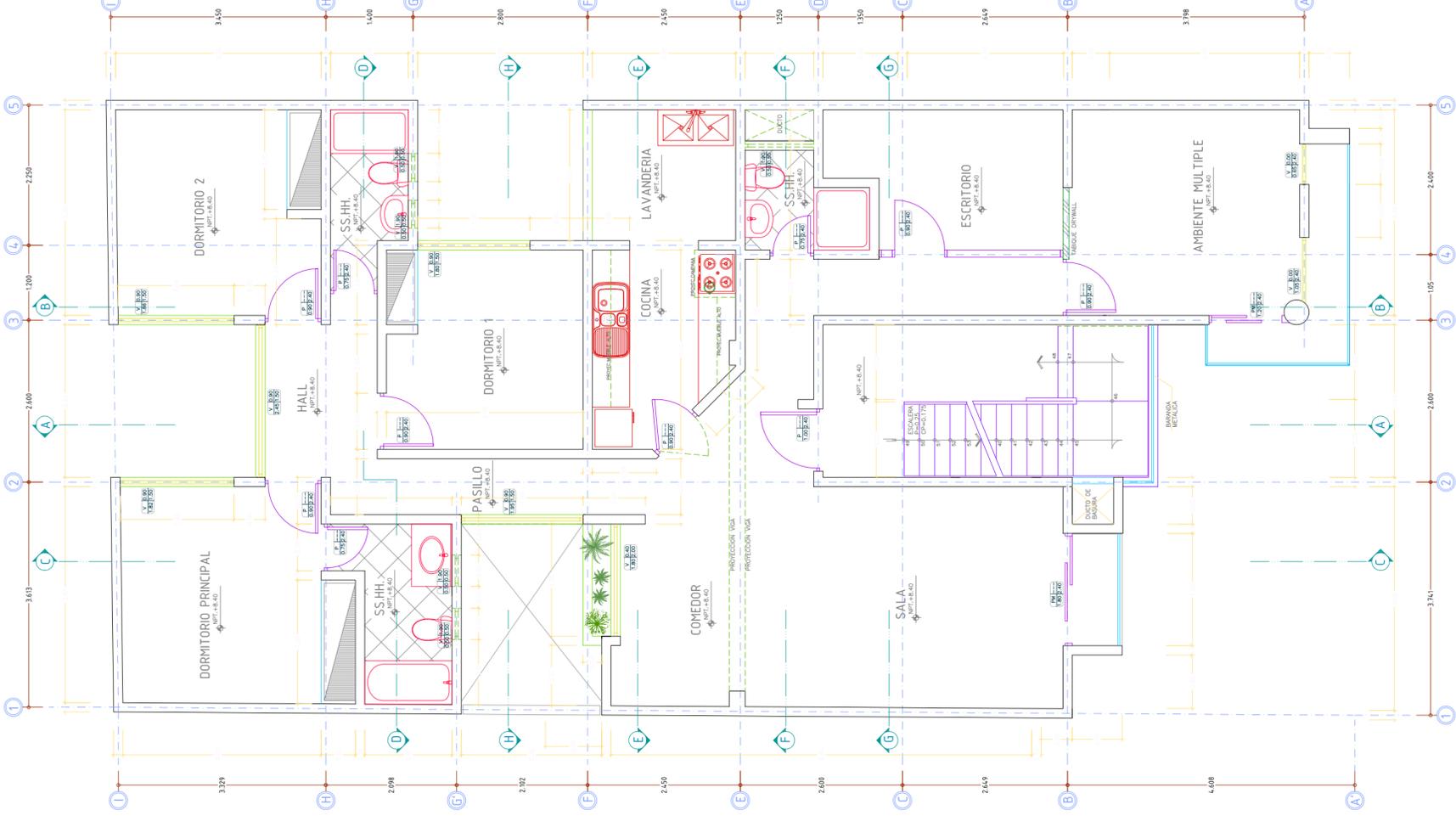


TERCER NIVEL

SC: 1/50

CLAVE DE VANOS

TIPO DE VANO	ALFEIZER
ANCHO	ALTO



CUARTO NIVEL

SC: 1/50



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 PROYECTO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBAÑERÍA CONFORMADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

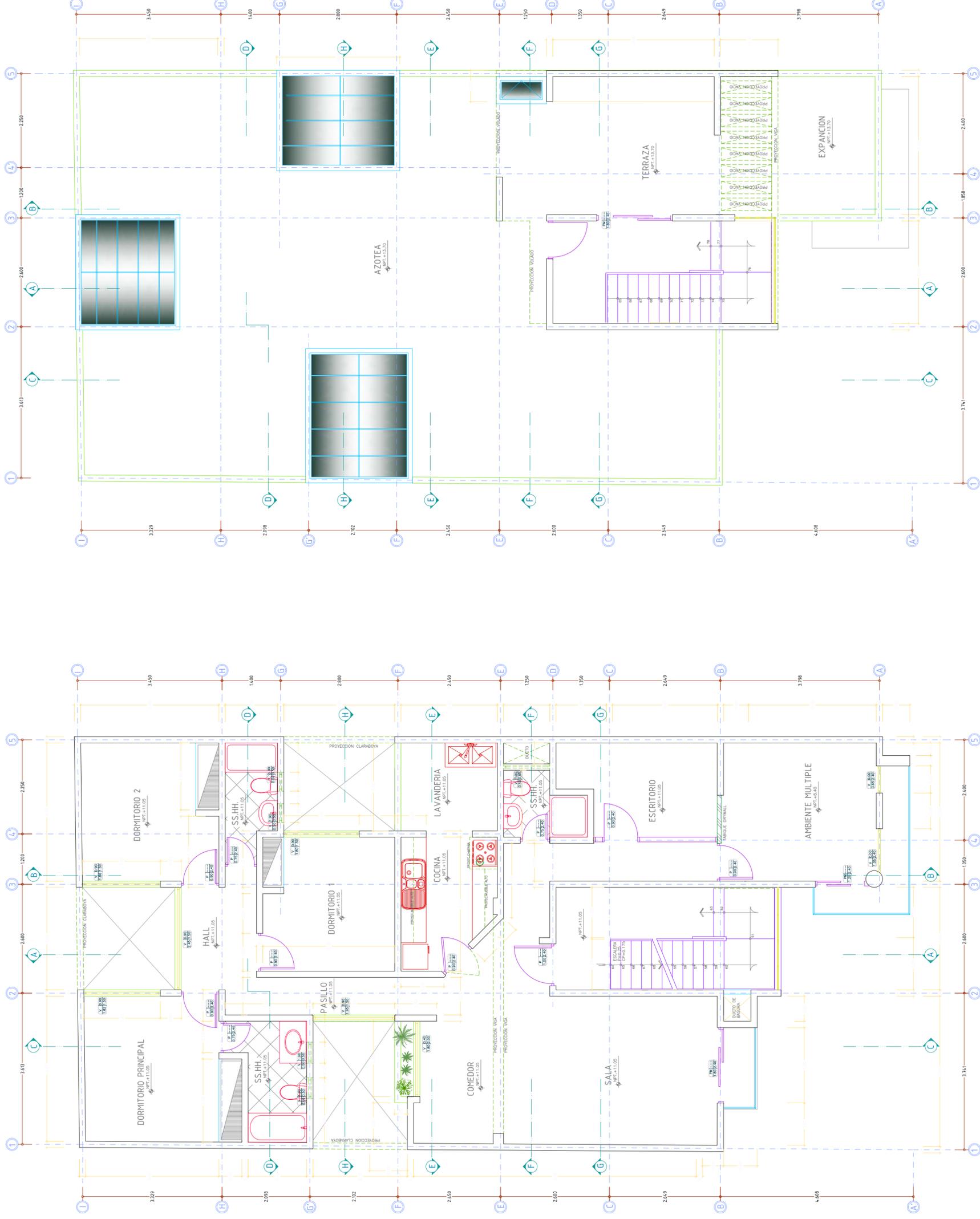
PLANO: ARQUITECTURA - 3ERA Y 4TA PLANTA

FECHA: AGOSTO DEL 2015

REVISADO: BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUDD RAMOS HUACCHARAQUI

ESCALA: INDICADO

LÁMINA: A-2



QUINTO NIVEL

SC: 1/50

AZOTEA

SC: 1/50



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 PROYECTO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBAÑILERÍA CONFIRMADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

PLANO: ARQUITECTURA - 5TA PLANTA Y AZOTEA

BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUDO RAMOS HUACCHARAQUI

FECHA: AGOSTO DEL 2015

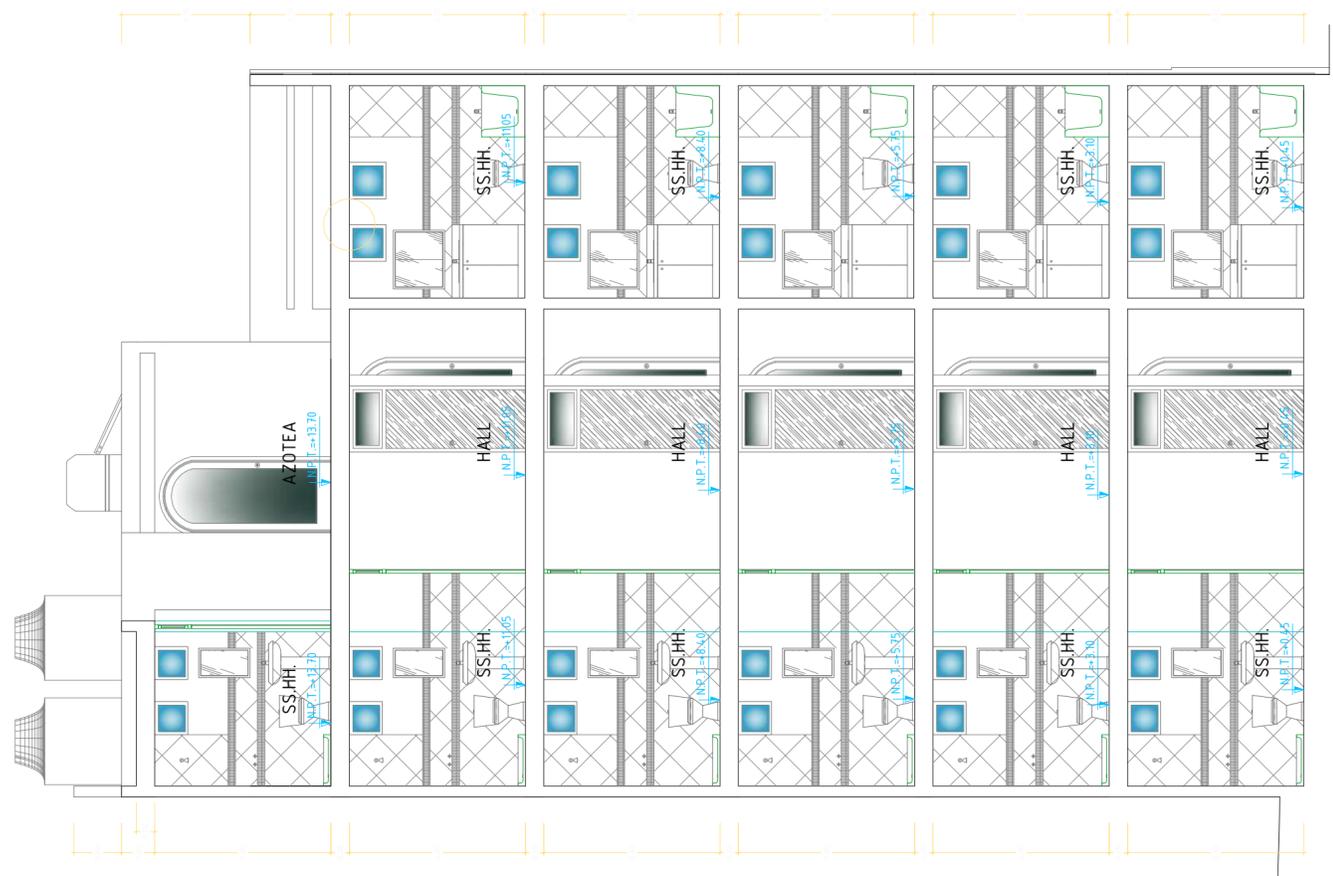
REVISADO: ESCALA: INDICADO

LÁMINA: A-3



CORTE B-B

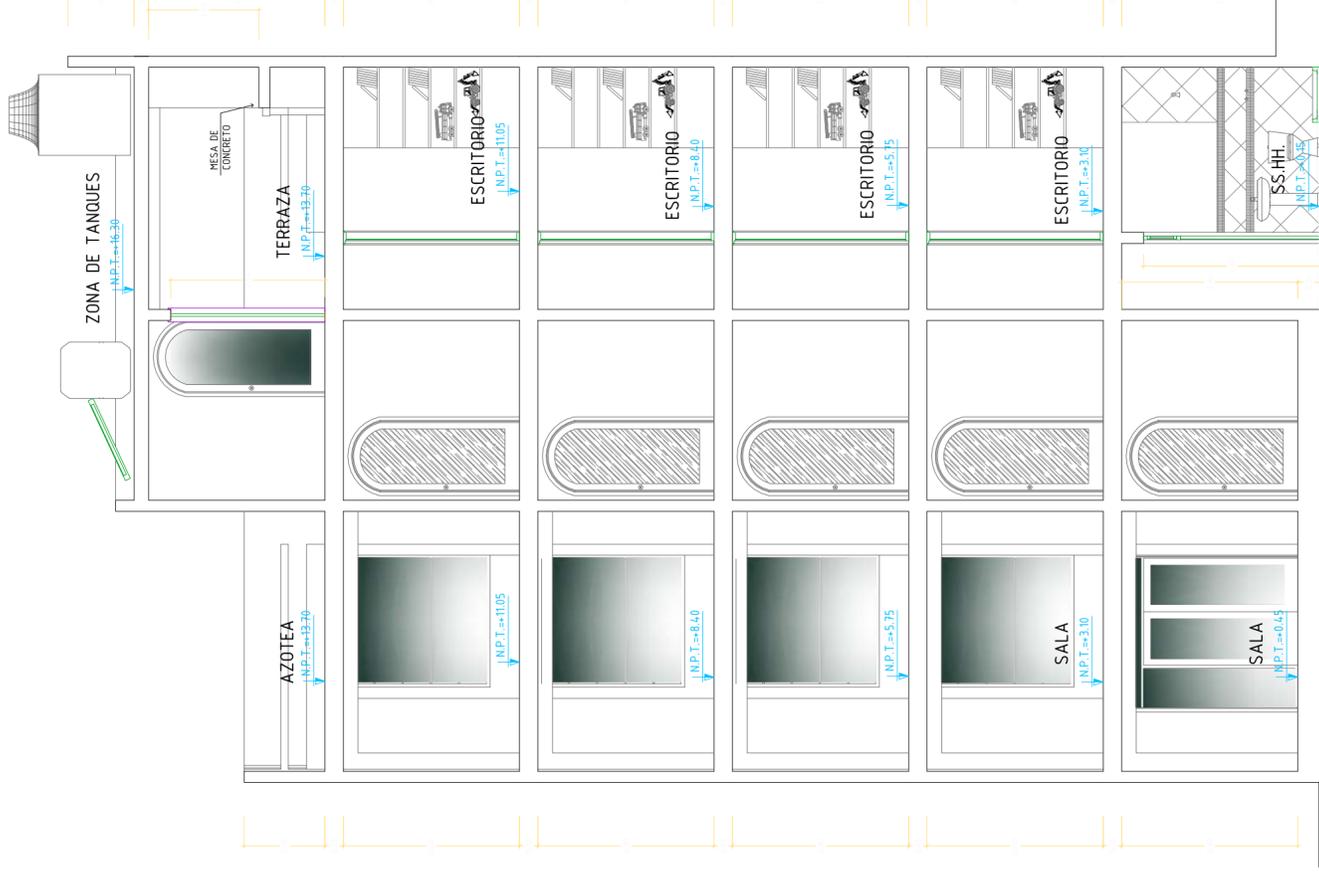
SC. 1/50



CORTE D-D

SC. 1/50





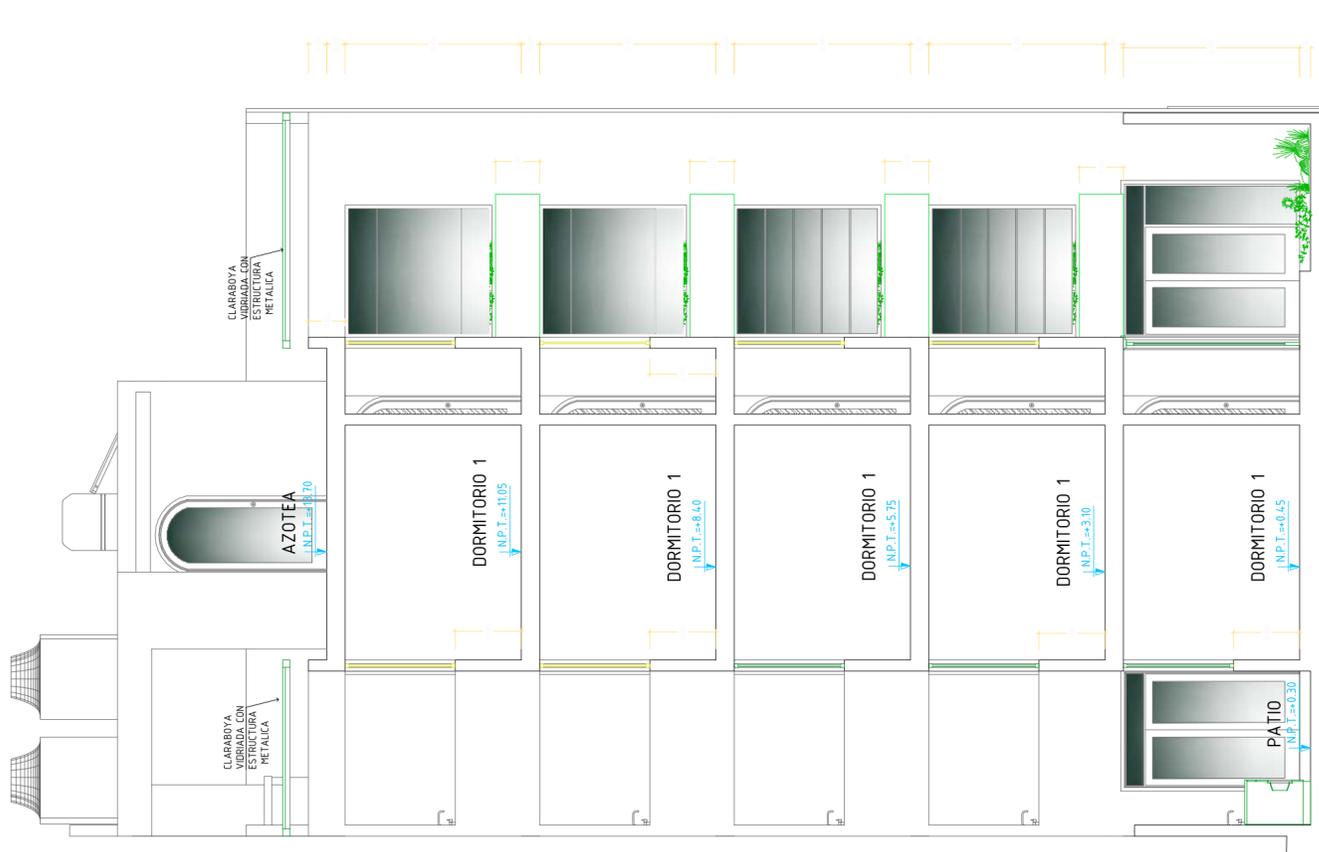
CORTE G-G

SC. 1/50



CORTE F-F

SC. 1/50



CORTE H-H

SC. 1/50



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBAÑILERIA CONFINADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

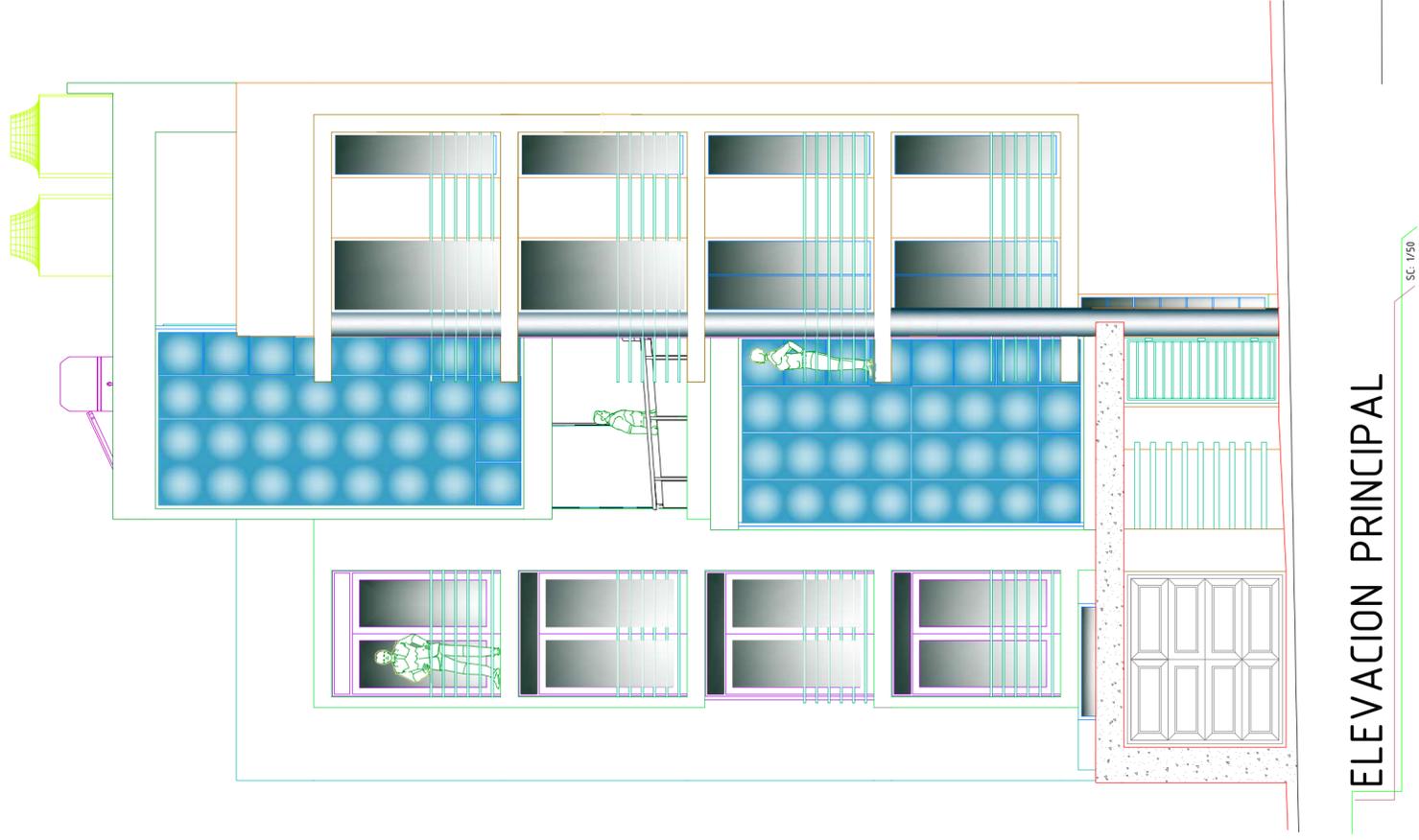
PLANO: ARQUITECTURA - CORTES

BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUDO RAMOS HUACCHARAQUI

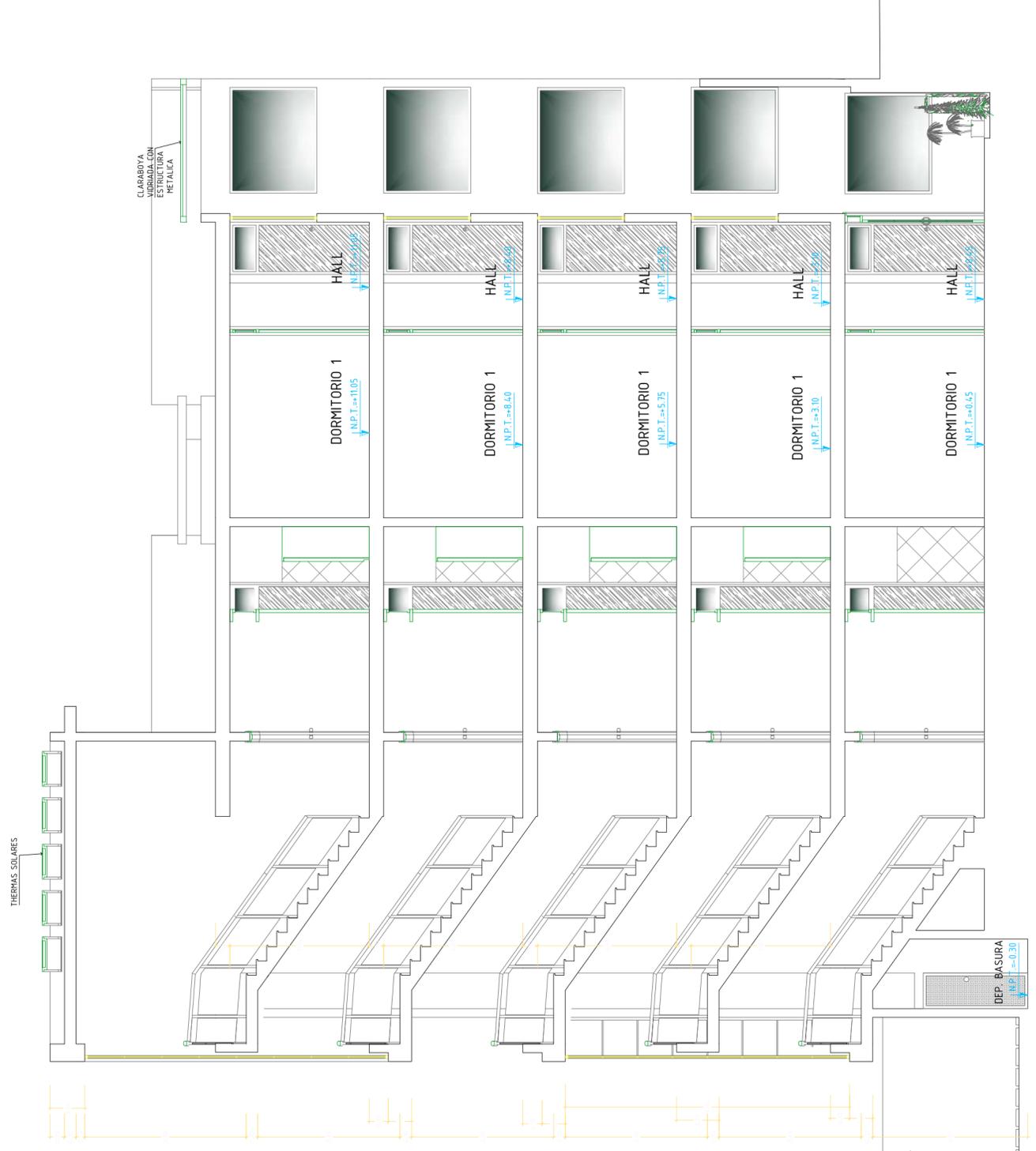
FECHA: AGOSTO DEL 2015

REVISADO: INDICADO

LAMINA: A-5



ELEVACION PRINCIPAL



CORTE A-A

SC: 1/50



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBAÑERIA CONFIRMADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

PLANO:

ARQUITECTURA - CORTES Y ELEVACIONES

FECHA:

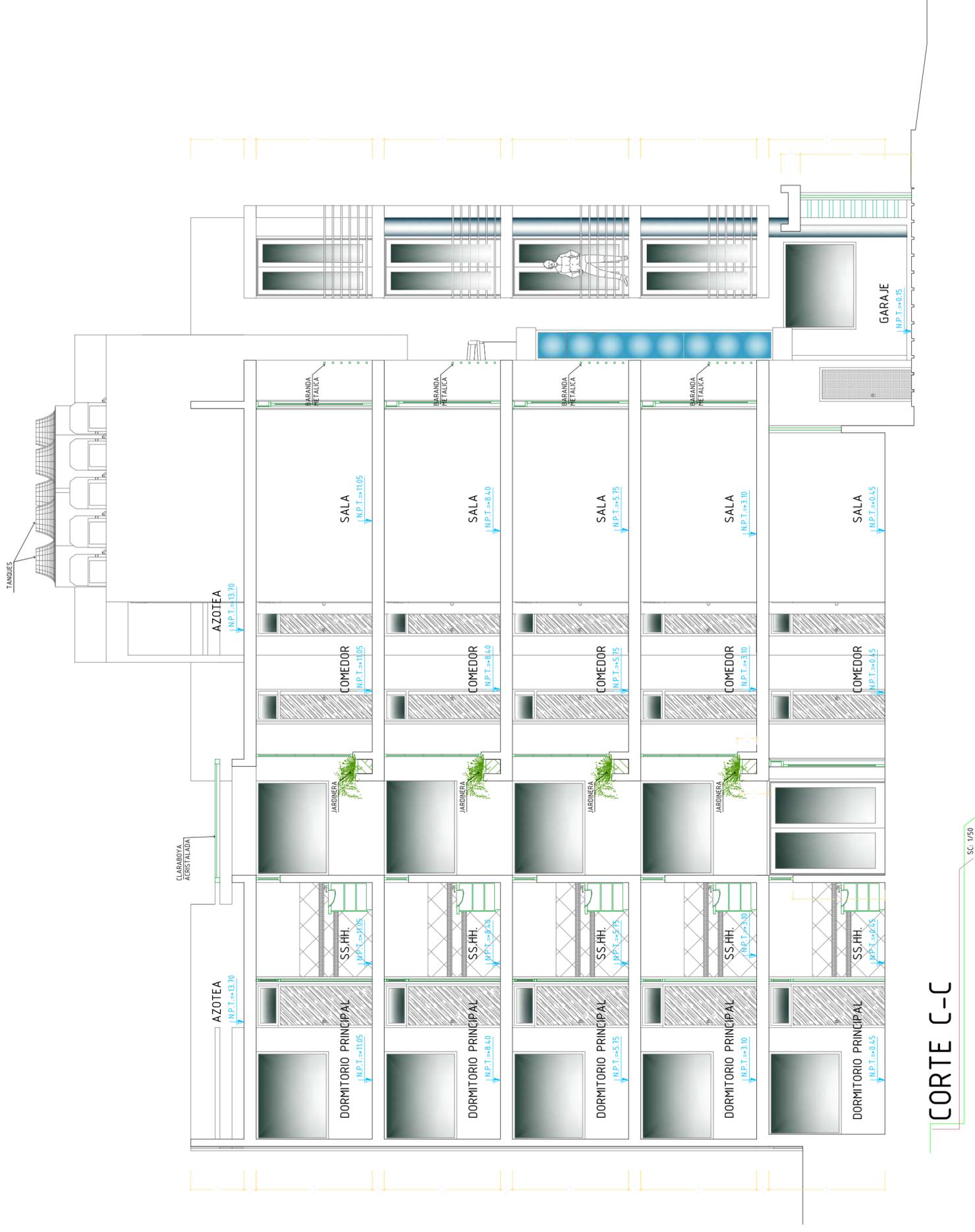
BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAURO RAMOS HUACCHARAQUI

REVISADO:

ESCALA: INDICADO

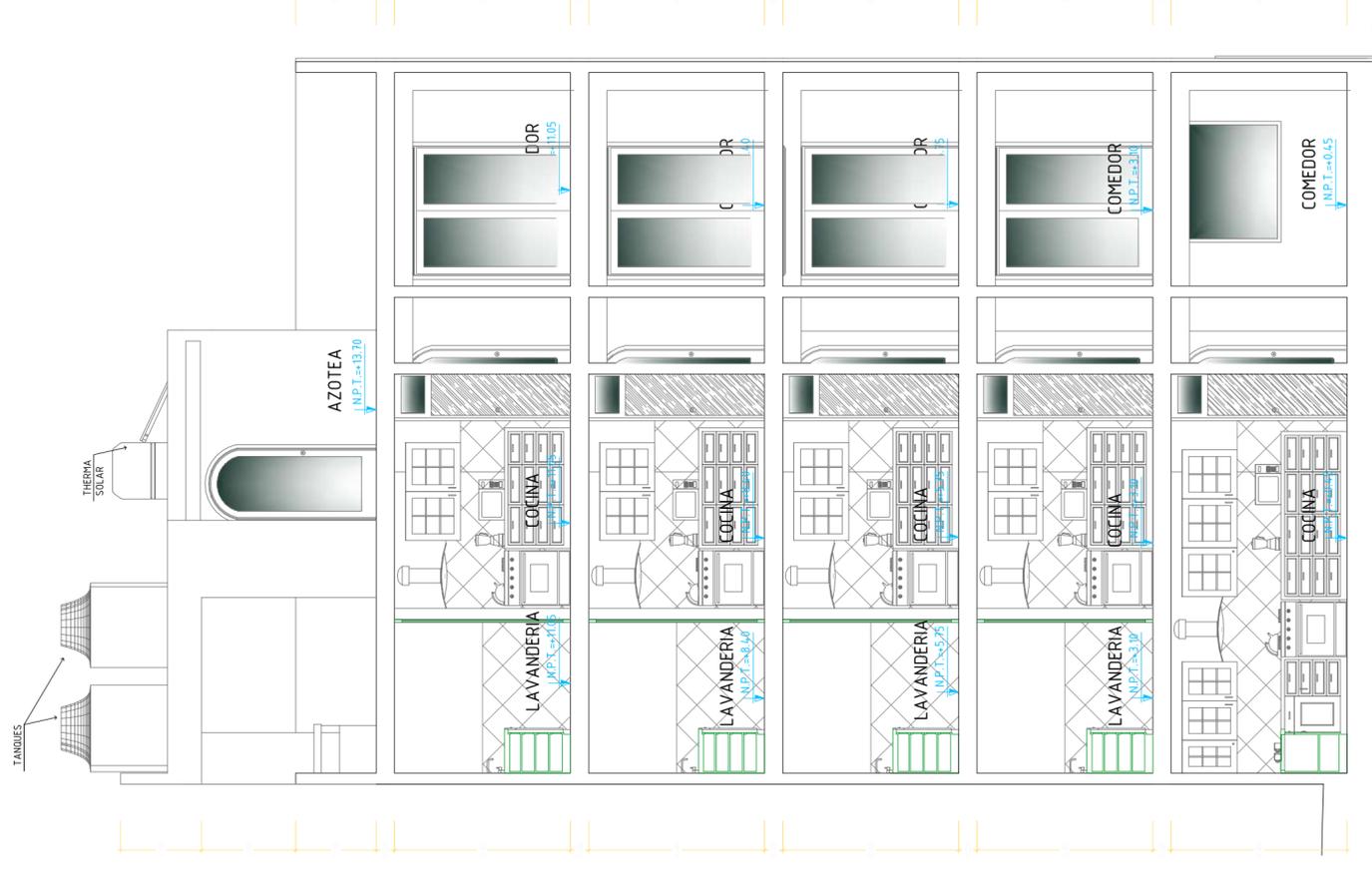
FECHA: AGOSTO DEL 2015

A-6



CORTE C-C

SC: 1/50



CORTE E-E

SC: 1/50



PLANOS DE ESTRUCTURAS
MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

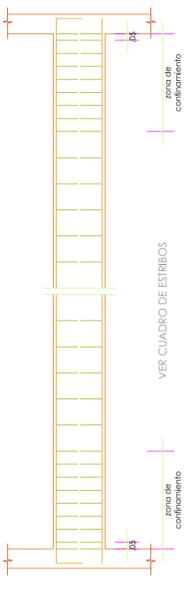
CUADRO DE PLACAS

NIVEL	TIPO	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12
6°	Ø												
5°	Ø												
4°	Ø												
3°	Ø												
2°	Ø												
1°	Ø	12 Ø 1/2"	10 Ø 1/2"	8 Ø 1/2" + 4 Ø 3/8"	8 Ø 1/2"	14 Ø 1/2"	12 Ø 1/2"	8 Ø 1/2"	6 Ø 5/8" + 16 Ø 1/2"	12 Ø 1/2" + 6 Ø 3/8"	18 Ø 1/2"	10 Ø 1/2"	18 Ø 1/2"
	Ø	TIPO - 1	TIPO - 2	TIPO - 3	TIPO - 2	TIPO - 3	TIPO - 4	TIPO - 5	TIPO - 4	TIPO - 4	TIPO - 5	TIPO - 5	TIPO - 5
	Ø	.75 x .15	.85 x .15	1.35 x .15	.75 x .15	1.20 x .15	1.00 x .15	.70 x .15	1.70	1.35	VER DETALLE	.90 x .15	1.60 x .15
SECCION		VER DETALLE							VER DETALLE	VER DETALLE	VER DETALLE		
DETALLE													

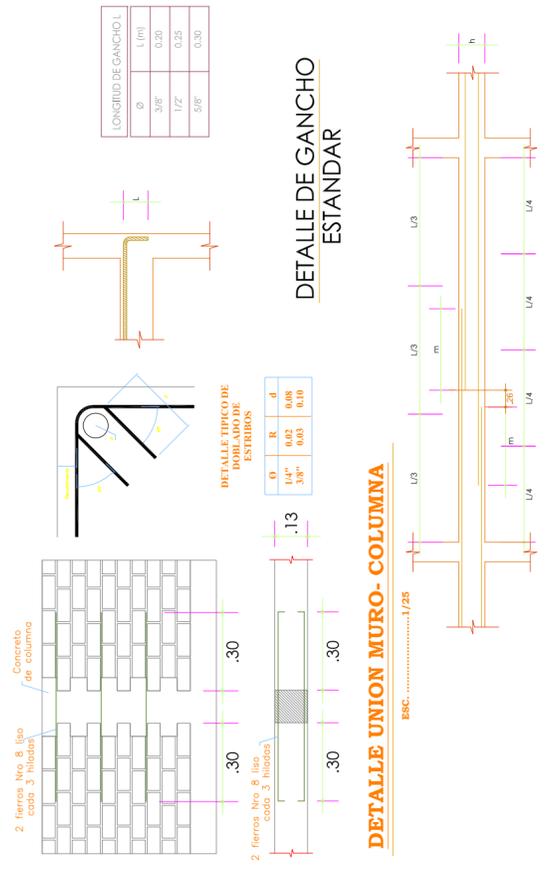
CUADRO DE COLUMNAS

NIVEL	TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	T-1	C-A
6°	Ø								
5°	Ø								
4°	Ø								
3°	Ø								
2°	Ø								
1°	Ø	6 Ø 1/2"	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	8 Ø 5/8"	6 Ø 1/2"	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	8 Ø 1/2"	4 Ø 3/8"	4 Ø 3/8"
	Ø	TIPO - 1	TIPO - 7	TIPO - 1	TIPO - 1	TIPO - 7	TIPO - 1	TIPO - 9	TIPO - 9
	Ø	.50 x .15	.40 x .25	D = .40	.50 x .15	.50 x .25	.60 x .15	.25 X .15	.15 X .30
SECCION									
DETALLE									

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO	A./C. EXTREMO
1	3/8"	1 @ 0.05 - 6 @ 0.10 - Rto @ 0.20	C/Ext.
2	3/8"	1 @ 0.05 - 8 @ 0.10 - Rto @ 0.20	C/Ext.
3	3/8"	1 @ 0.05 - 12 @ 0.10 - Rto @ 0.20	C/Ext.
4	3/8"	1 @ 0.05 - 10 @ 0.10 - Rto @ 0.20	C/Ext.
5	3/8"	1 @ 0.05 - 9 @ 0.10 - Rto @ 0.20	C/Ext.
6	3/8"	1 @ 0.05 - 16 @ 0.10 - Rto @ 0.20	C/Ext.
7	3/8"	2 @ @ 0.05 - 5 @ 0.10 - Rto @ 0.25	C/Ext.
8	3/8"	1 @ 0.05 - 5 @ 0.10 - Rto @ 0.20	C/Ext.
9	1/4"	1 @ 0.05 - 4 @ 0.10 - Rto @ 0.25	C/Ext.

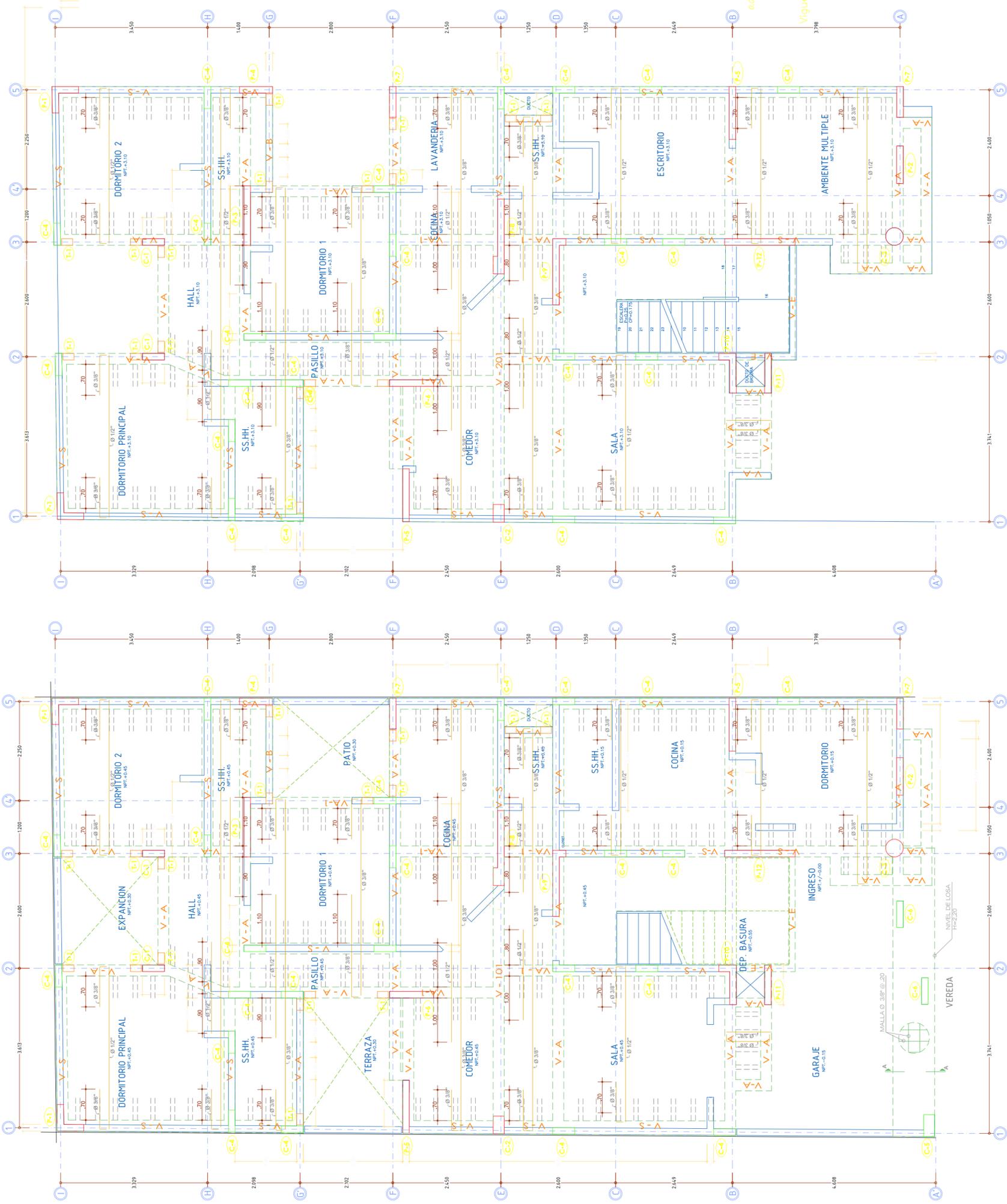


ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS PARA VIGAS



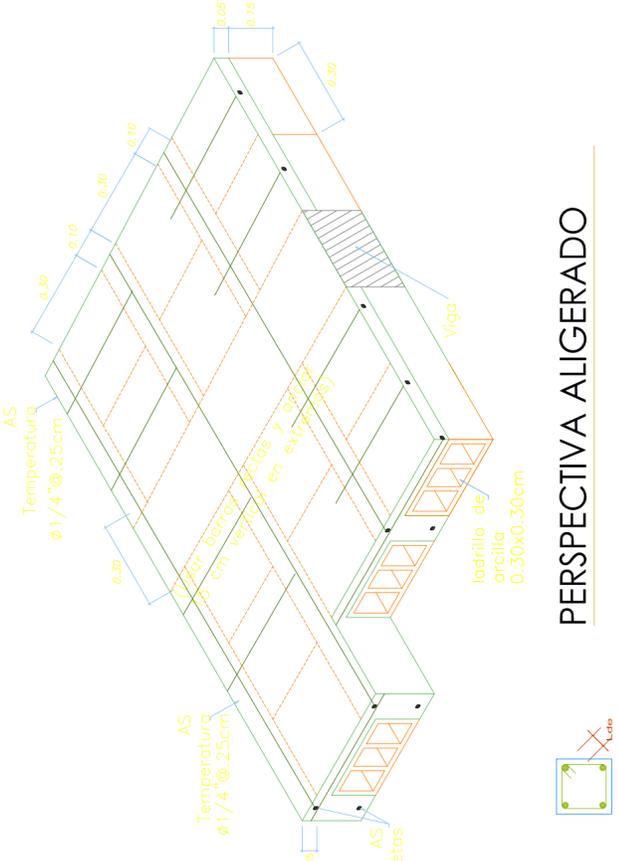
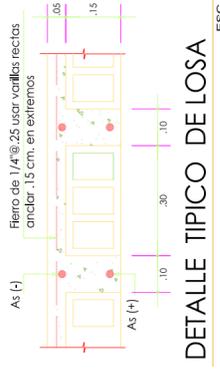
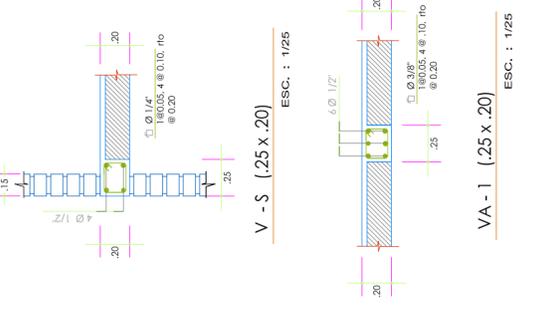
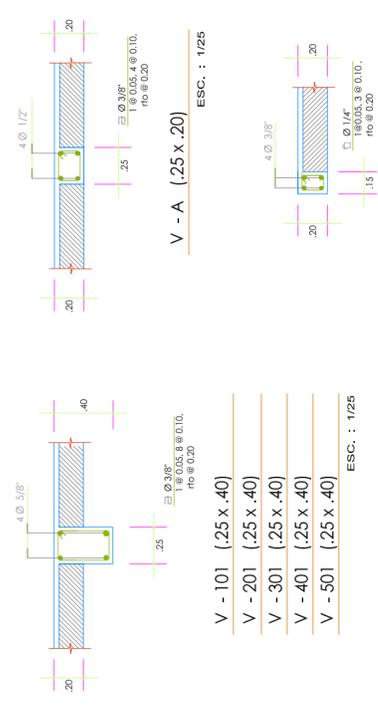
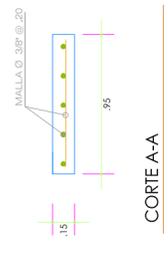
VALORES DE (m)	
Ø	Reinforced
h < 30	h > 30
3/8"	0.40
1/2"	0.40
3/8"	0.50

- A. NO EMPALMAR MAS DEL 50% PARA AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
- B. INDICADAS O CON LOS % ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE UN EMPALME EN UN 70% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- C. EMPALMARE SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LAS LONGITUDES DE EMPALME 25cm. PARA Ø DE 3/8" Y 35 cm PARA Ø 1/2" Y 5/8"

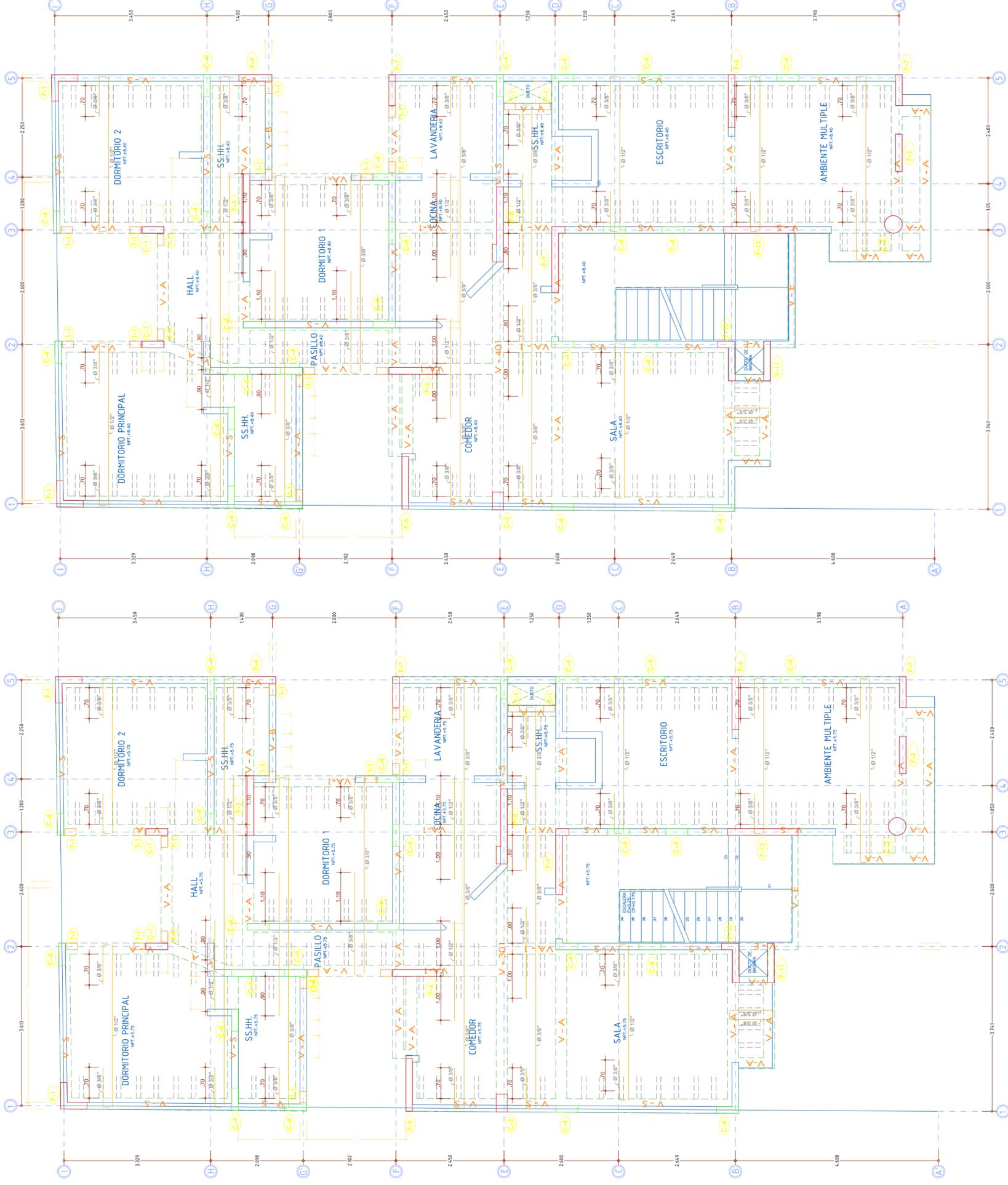


ALIGERADO PRIMER NIVEL
 S/C = 200 k/m²
 e = 0.20 m

ALIGERADO SEGUNDO NIVEL
 S/C = 200 k/m²
 e = 0.20 m



LONGITUD DE GANCHO	
ϕ	Lob
1/4"	0.10
3/8"	0.15



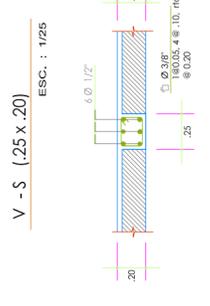
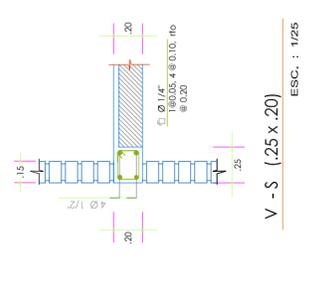
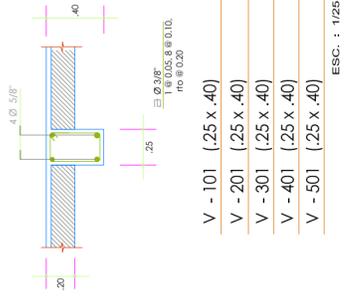
ALIGERADO TERCER NIVEL

S/C = 200 k/m²
e = 0.20 m

ALIGERADO CUARTO NIVEL

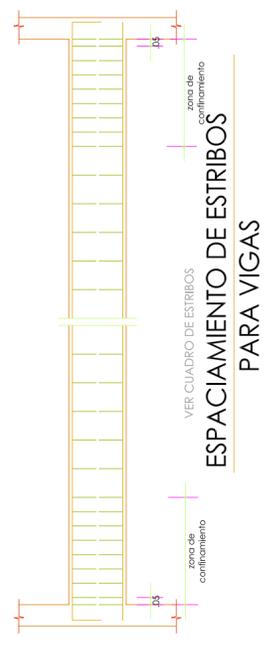
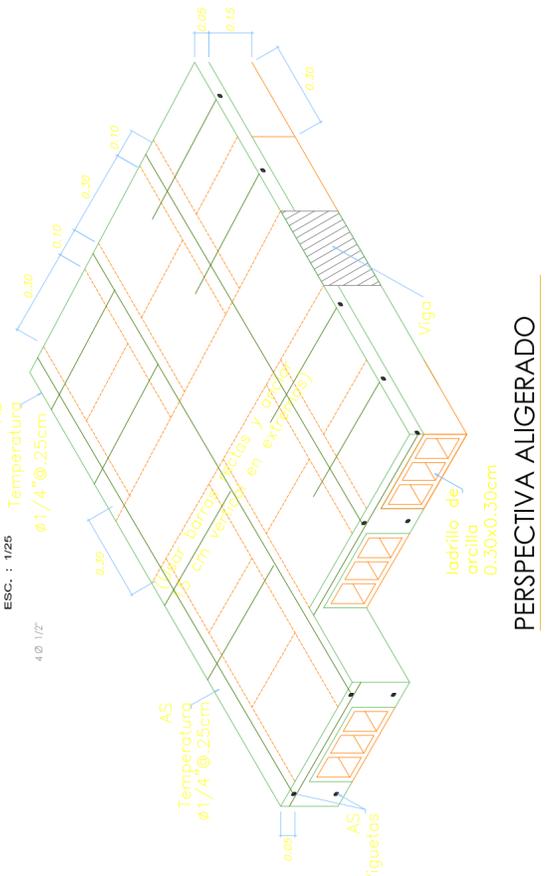
S/C = 200 k/m²
e = 0.20 m

NIVEL DE ALIGERADO = +10.00
SC: 1/50



DETALLE DE GANCHO ESTANDAR

LONGITUD DE GANCHO L	l [m]
3/8"	0.20
1/2"	0.25
5/8"	0.30





UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBAÑILERIA CONFINADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

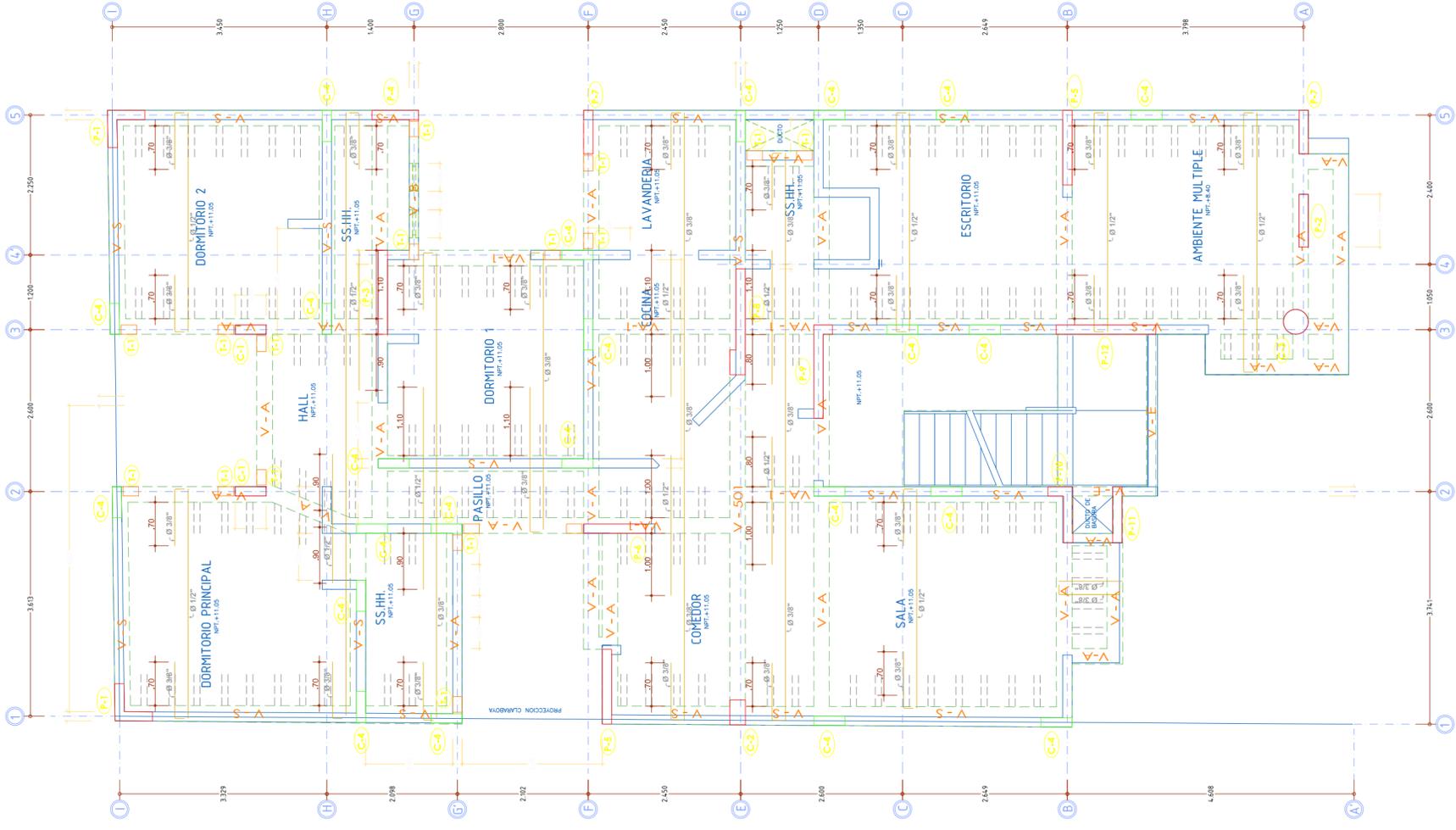
PLANO: **ALIGERADO 3ER Y 4TO NIVEL**

TESISTA: **BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUDO RAMOS HUACCHARAQUI**

REVISADO: **INDICADO**

FECHA: **AGOSTO DEL 2015**

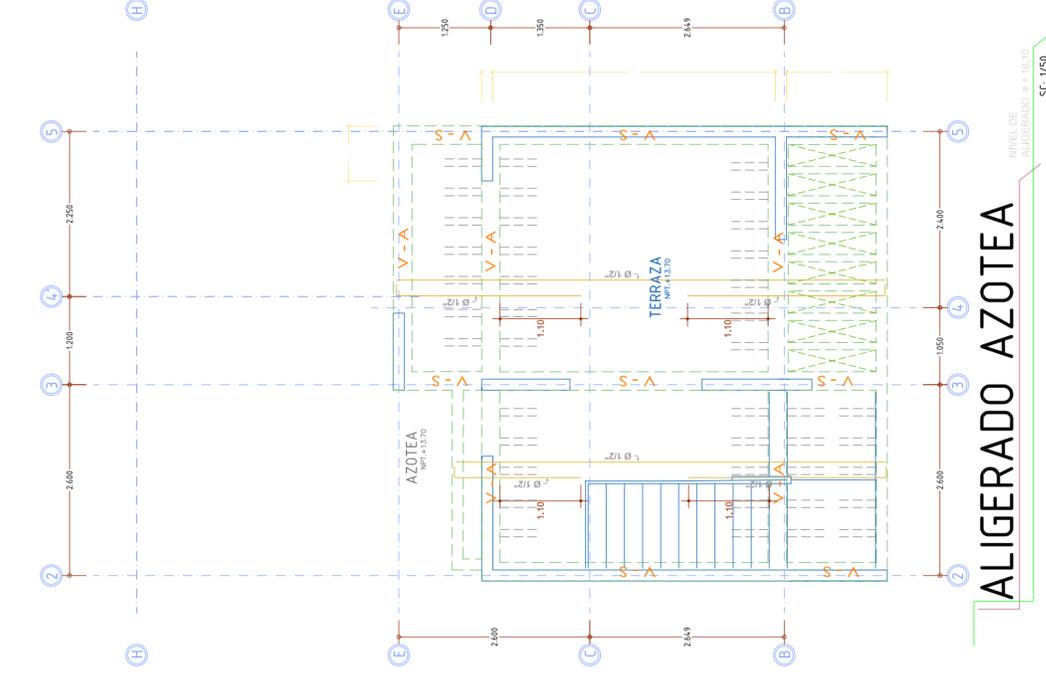
LÁMINA: **E-4**



ALIGERADO QUINTO NIVEL

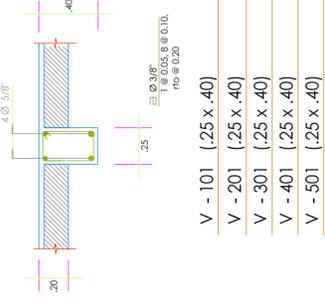
S/C = 200 k/m²
e = 0.20 m

NIVEL DE ALIGERADO = + 13.45
SC: 1/50

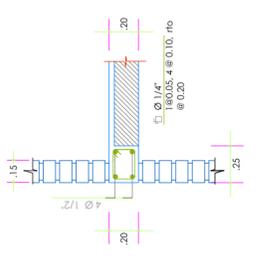


ALIGERADO AZOTEA

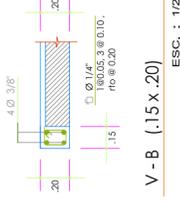
NIVEL DE ALIGERADO = + 16.10
SC: 1/50



1 Ø 3/8" rto @ 0.20
1 Ø 0.058 @ 0.10



1 Ø 1/4" rto @ 0.10, rto @ 0.20

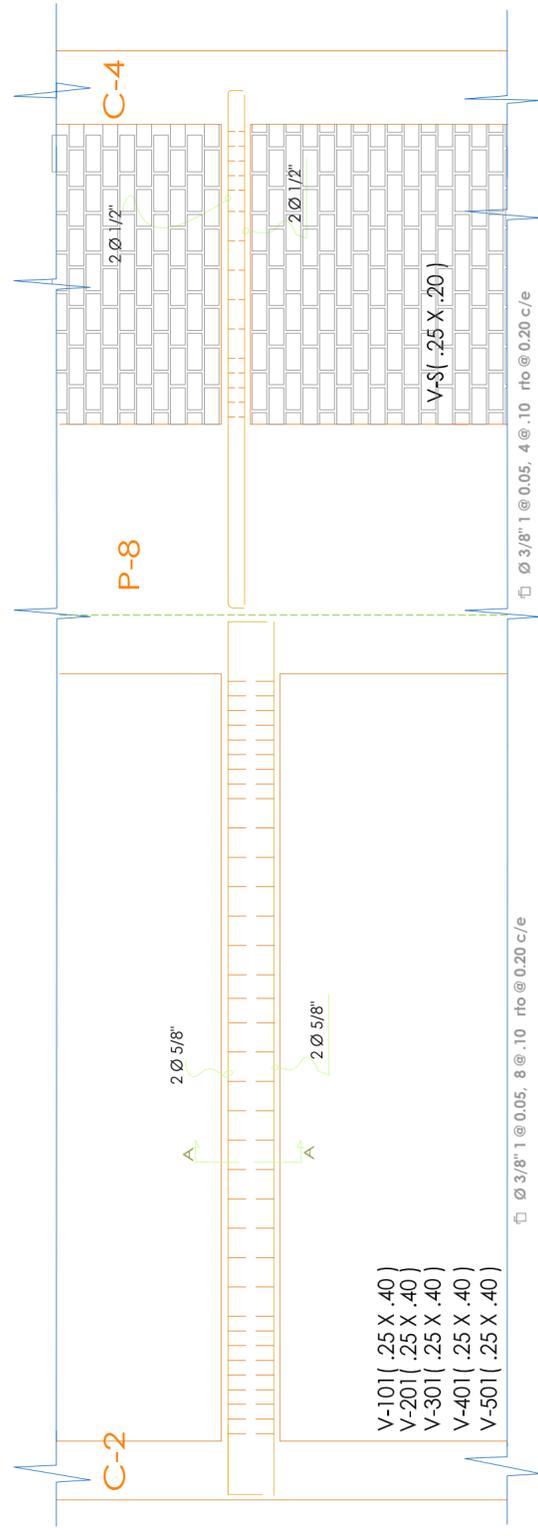


1 Ø 3/8" rto @ 0.20

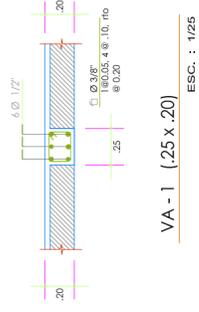


LONGITUD DE GANCHO	
Ø	L-GB
1/4"	0.10
3/8"	0.15

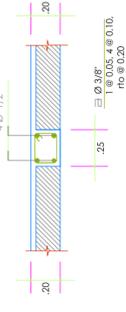
DETALLE DE LONGITUD DE GANCHO DE ESTRIBO



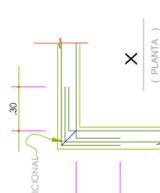
V-101 (.25 X .40)
V-201 (.25 X .40)
V-301 (.25 X .40)
V-401 (.25 X .40)
V-501 (.25 X .40)



1 Ø 3/8" rto @ 0.10, rto @ 0.20

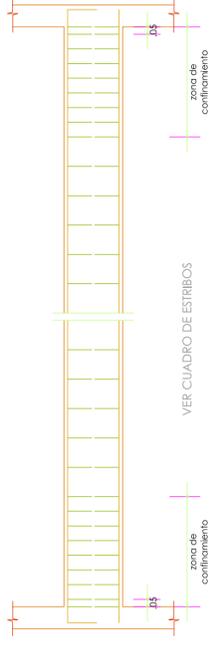


1 Ø 3/8" rto @ 0.10, rto @ 0.20



1 Ø 1/4" rto @ 0.10, rto @ 0.20

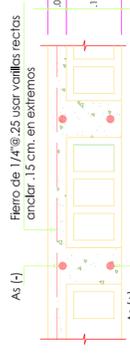
DETALLES DE DOBLADO DE ARMADURA EN VIGAS



ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS PARA VIGAS

DETALLE TIPICO DE LOSA

ESC.: 1/10



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBAÑILERIA CONFINADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

PLANO:

BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUDO RAMOS HUACCHARAQUI

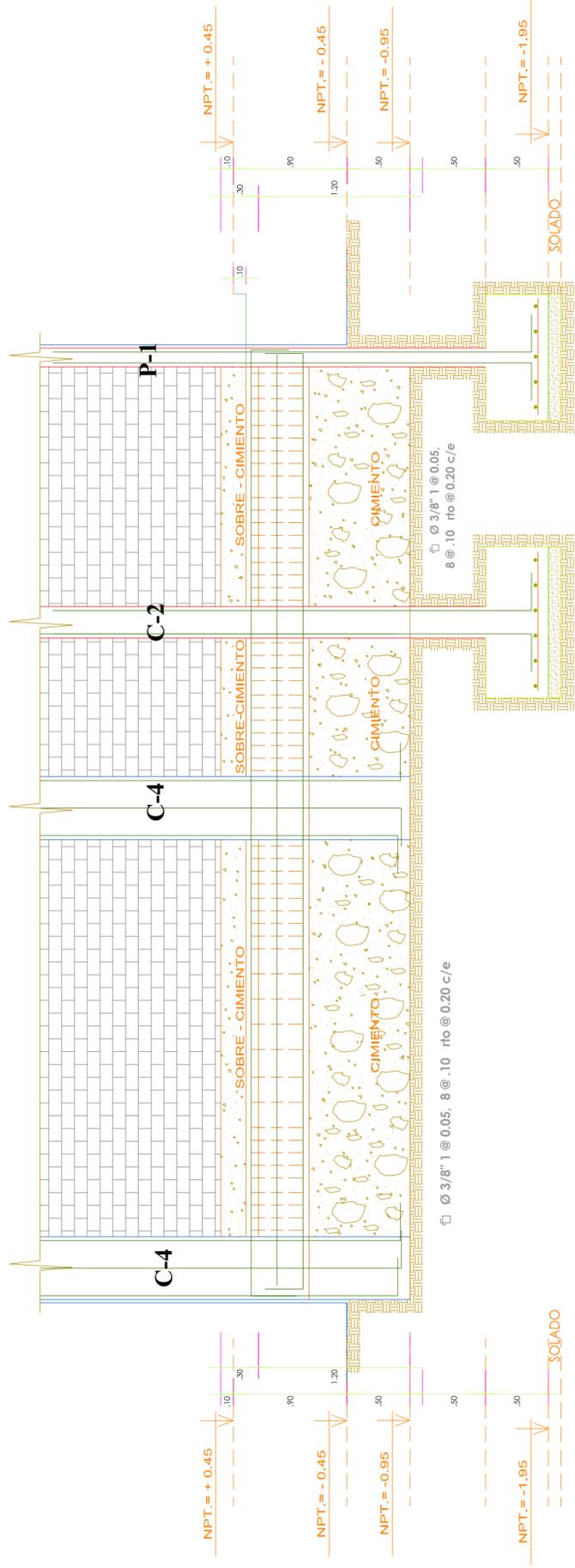
FECHA:

ESCALA: INDICADO

AGOSTO DEL 2015

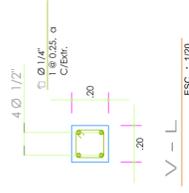
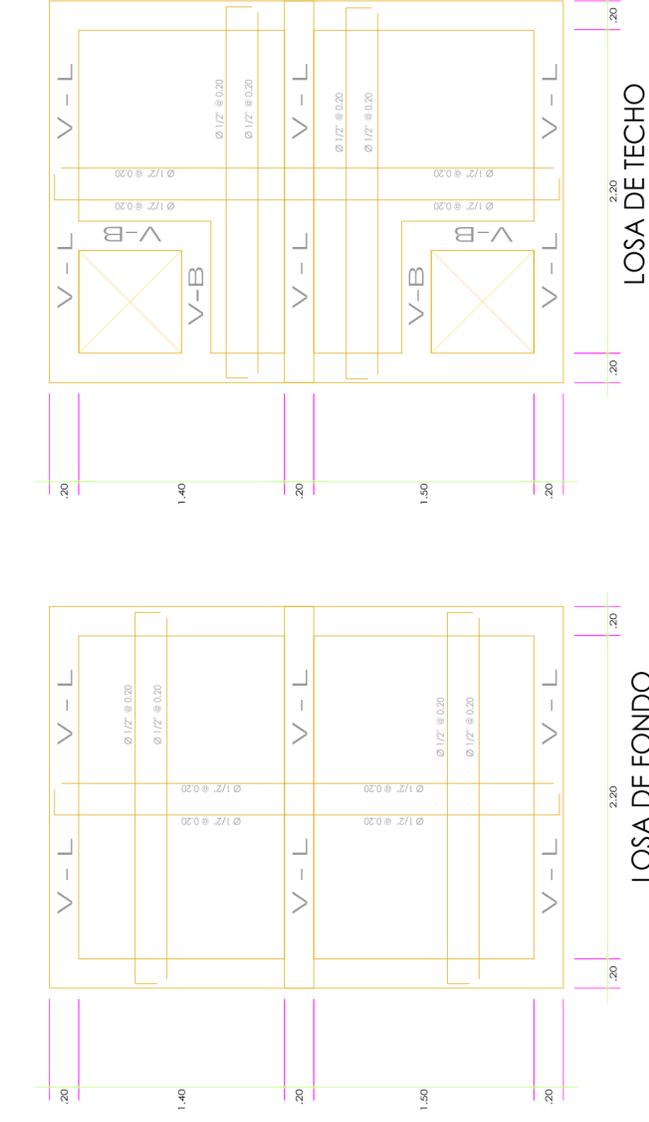
LAMINA:

E-5

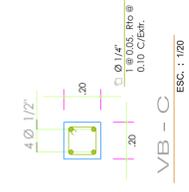


CORTE DE CIMIENTOS EJE 1 DE (B-F)

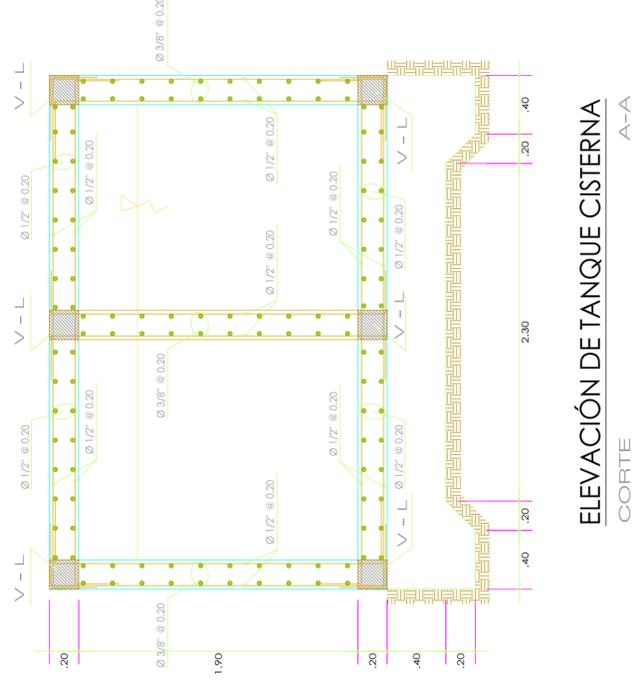
ESC. : 1/25



ESC. : 1/20



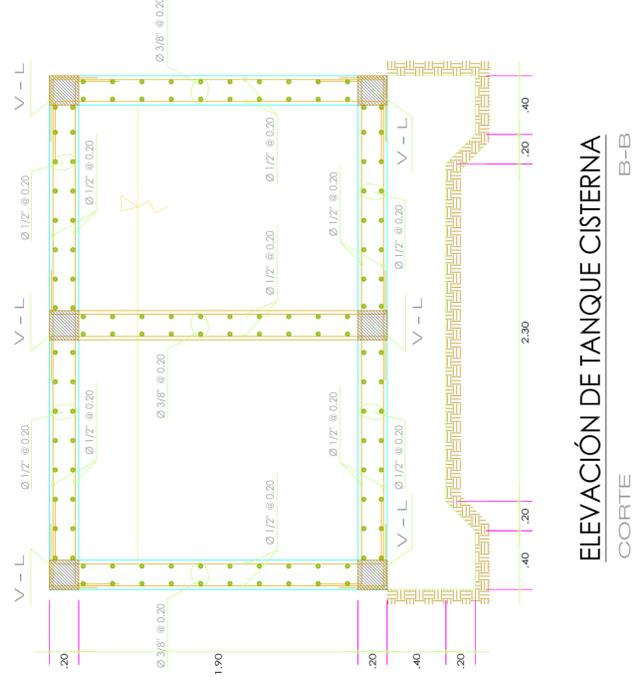
ESC. : 1/20



ELEVACIÓN DE TANQUE CISTERNA

CORTE

A-A



ELEVACIÓN DE TANQUE CISTERNA

CORTE

B-B



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBAÑERIA CONFIRMADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

LAMINA:

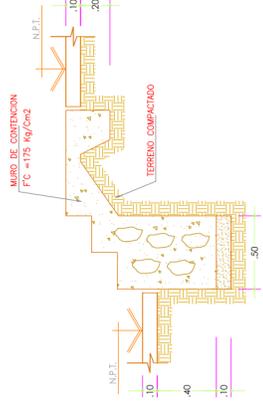
DETALLES - CISTERNA

BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUDO RAMOS HUACCHARAQUI

FECHA: AGOSTO DEL 2015

REVISADO: ESCALA: INDICADO

E-6



DETALLE ESCALERA PRIMER TRAMO

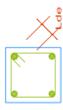
ESC.: 1 / 25

SIC = 250 K/M²



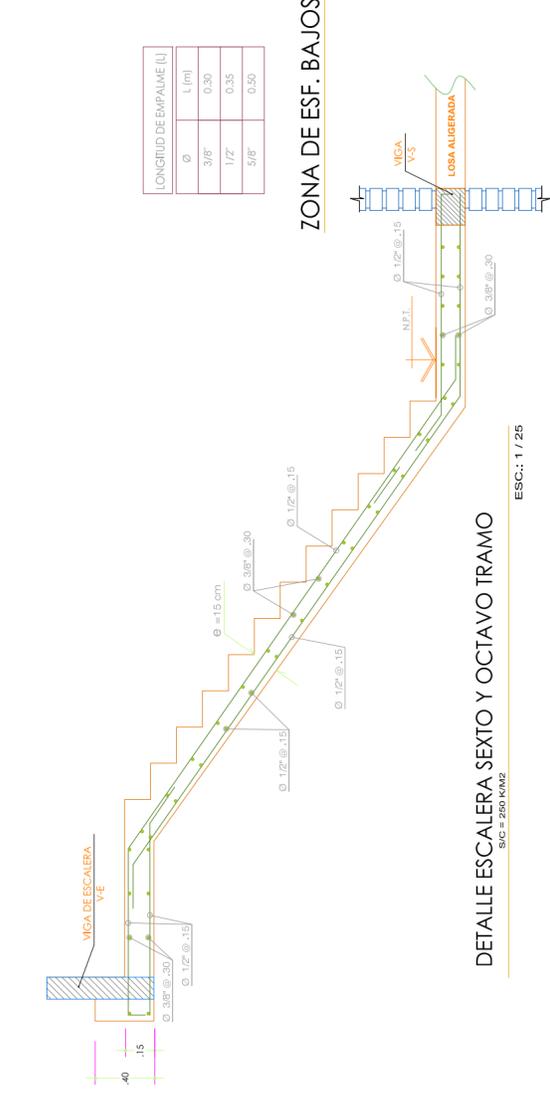
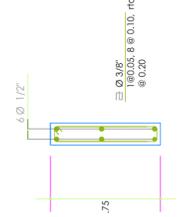
DETALLE DE LONGITUD DE GANCHO DE ESTRIBO

LONGITUD DE GANCHO	L (db)	L (cm)
3/8"	0.10	0.15



V - E (.15 x .70)

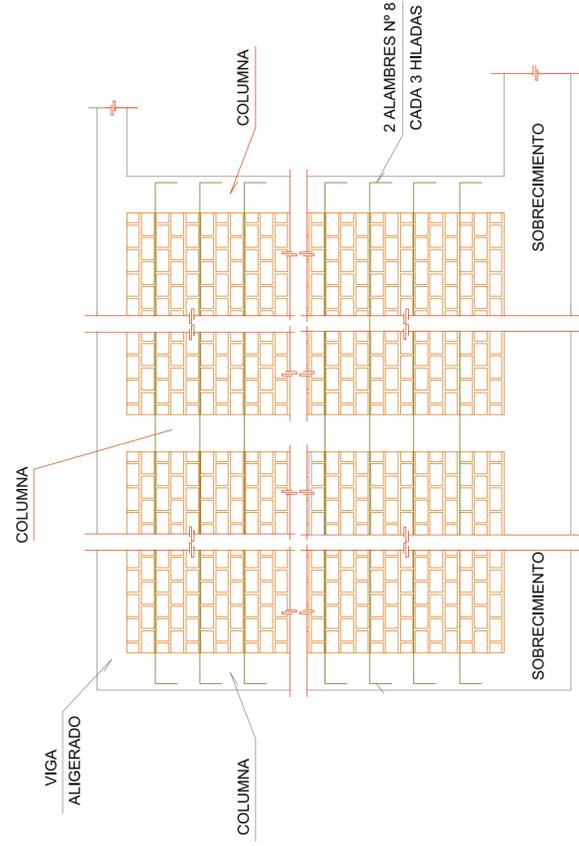
ESC.: 1/25



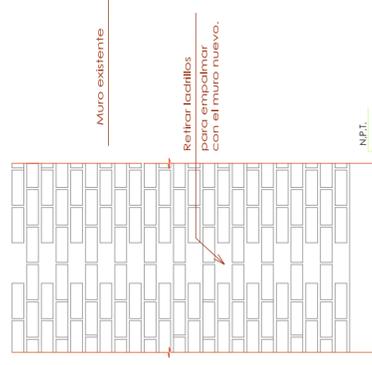
DETALLE ESCALERA SEXTO Y OCTAVO TRAMO

ESC.: 1 / 25

SIC = 250 K/M²

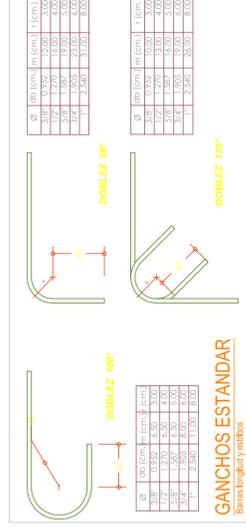


DETALLE DE ELEVACION DE MURO PORTANTE



DETALLE TIPICO DE DOBLADO

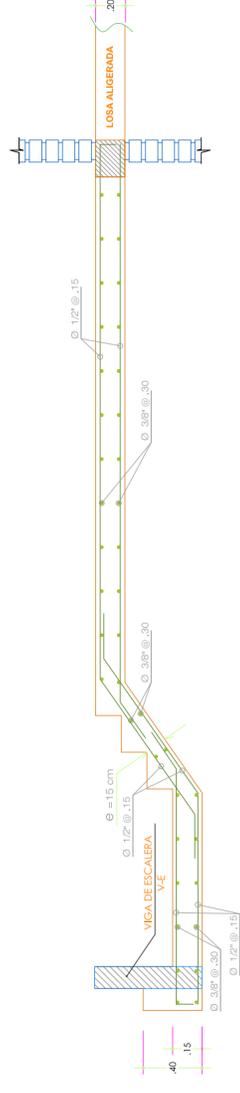
ESC.: 1/20



DETALLE ESCALERA TERCER, QUINTO, SEPTIMO, NOVENO Y ONCEAVO TRAMO

ESC.: 1 / 25

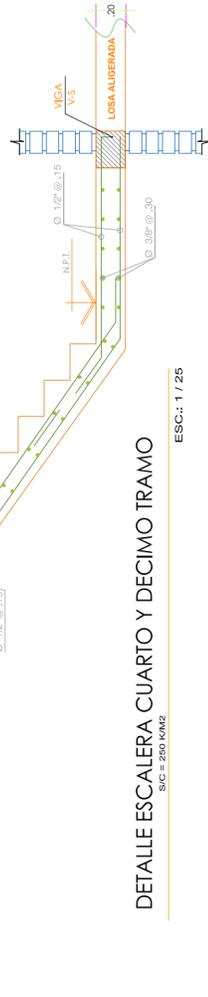
SIC = 250 K/M²



DETALLE ESCALERA SEGUNDO TRAMO

ESC.: 1 / 25

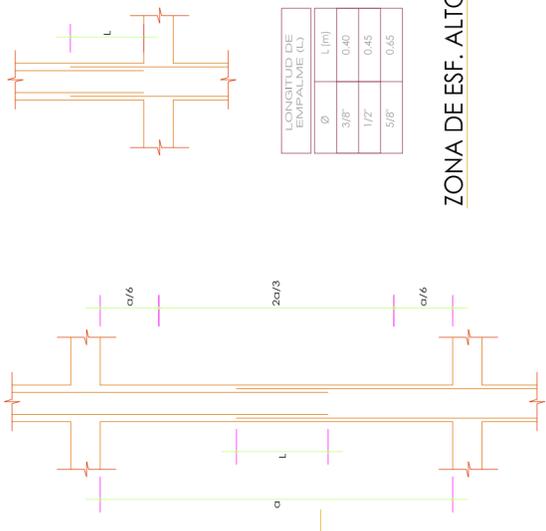
SIC = 250 K/M²



DETALLE ESCALERA CUARTO Y DECIMO TRAMO

ESC.: 1 / 25

SIC = 250 K/M²

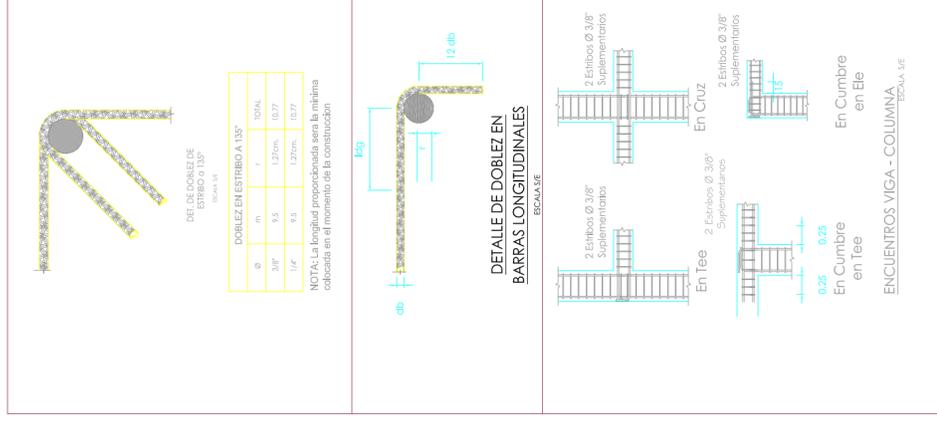


ZONA DE ESF. BAJOS

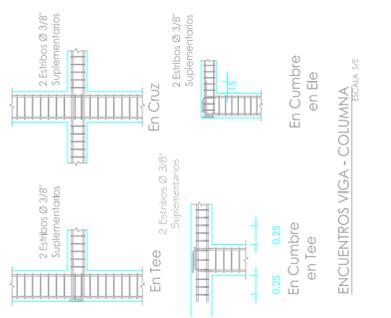
LONGITUD DE EMPALME (L)	Ø	L (m)
3/8"	0.30	0.40
1/2"	0.35	0.45
5/8"	0.50	0.65

ZONA DE ESF. ALTOS

EMPALMES TRASLAPADOS EN COLUMNAS



DETALLE DE DOBLEZ EN BARRAS LONGITUDINALES



DETALLE EMPALME DE MUROS



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBERIA CONFIRMADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

LAMINA:

E-7

DETALLES - ESCALERA

BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUDO RAMOS HUACCHARAQUI

FECYVA:

AGOSTO DEL 2015

ESCALA: INDICADO

REVISADO:

PLANOS DE ARQUITECTURA
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

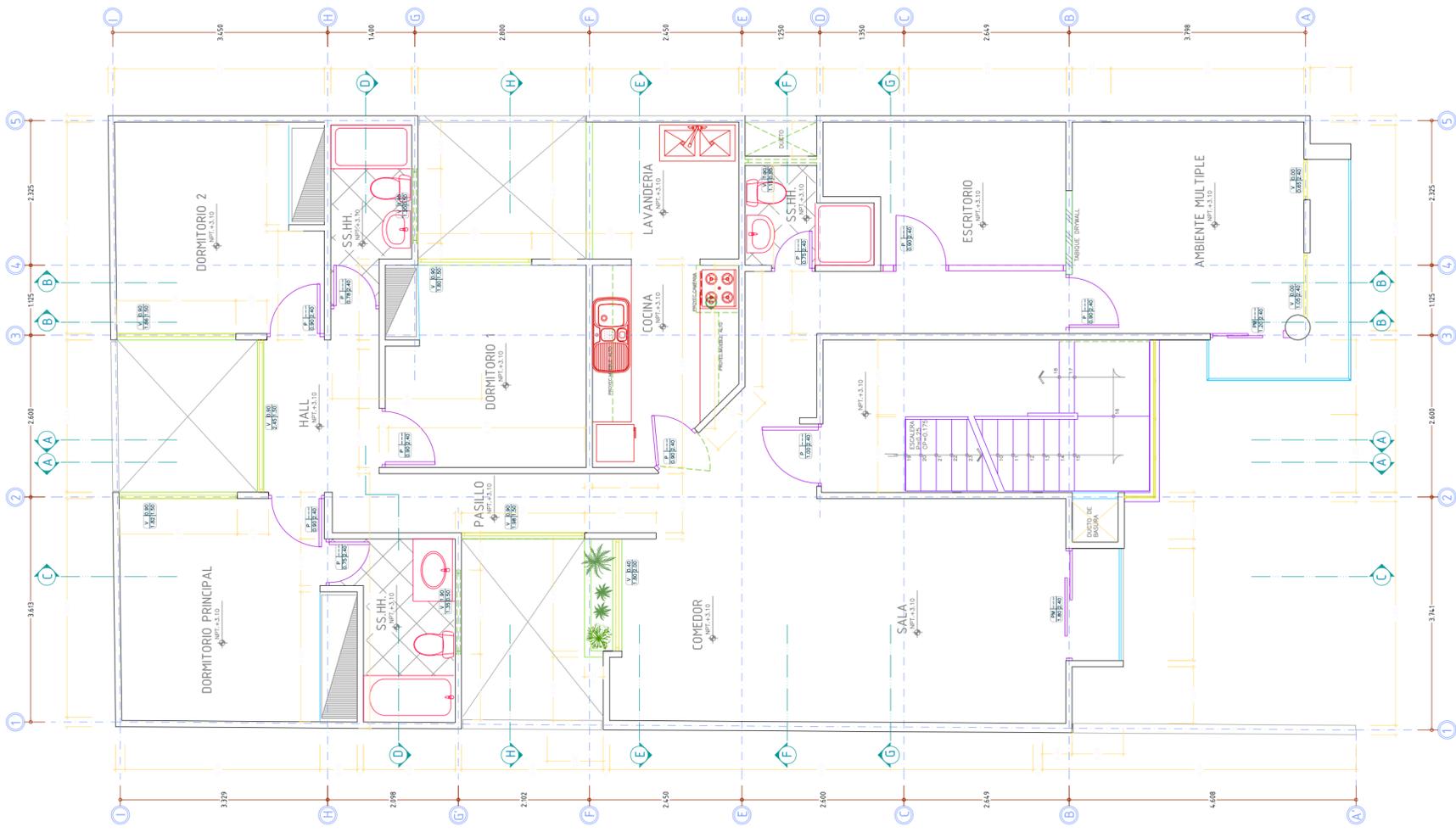


PRIMER NIVEL

CLAVE DE VANOS

TIPO DE VANO	ALFEIZER
ANCHO	ALTO

SC: 1/50



2º, 3º, 4º Y 5º NIVEL



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBAÑERIA CONFINADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

PLANO: **ARQUITECTURA - 1ERA,2DA,3ERA,4TA,5TA PLANTA EMDL**

FECHA: **AGOSTO DEL 2015**

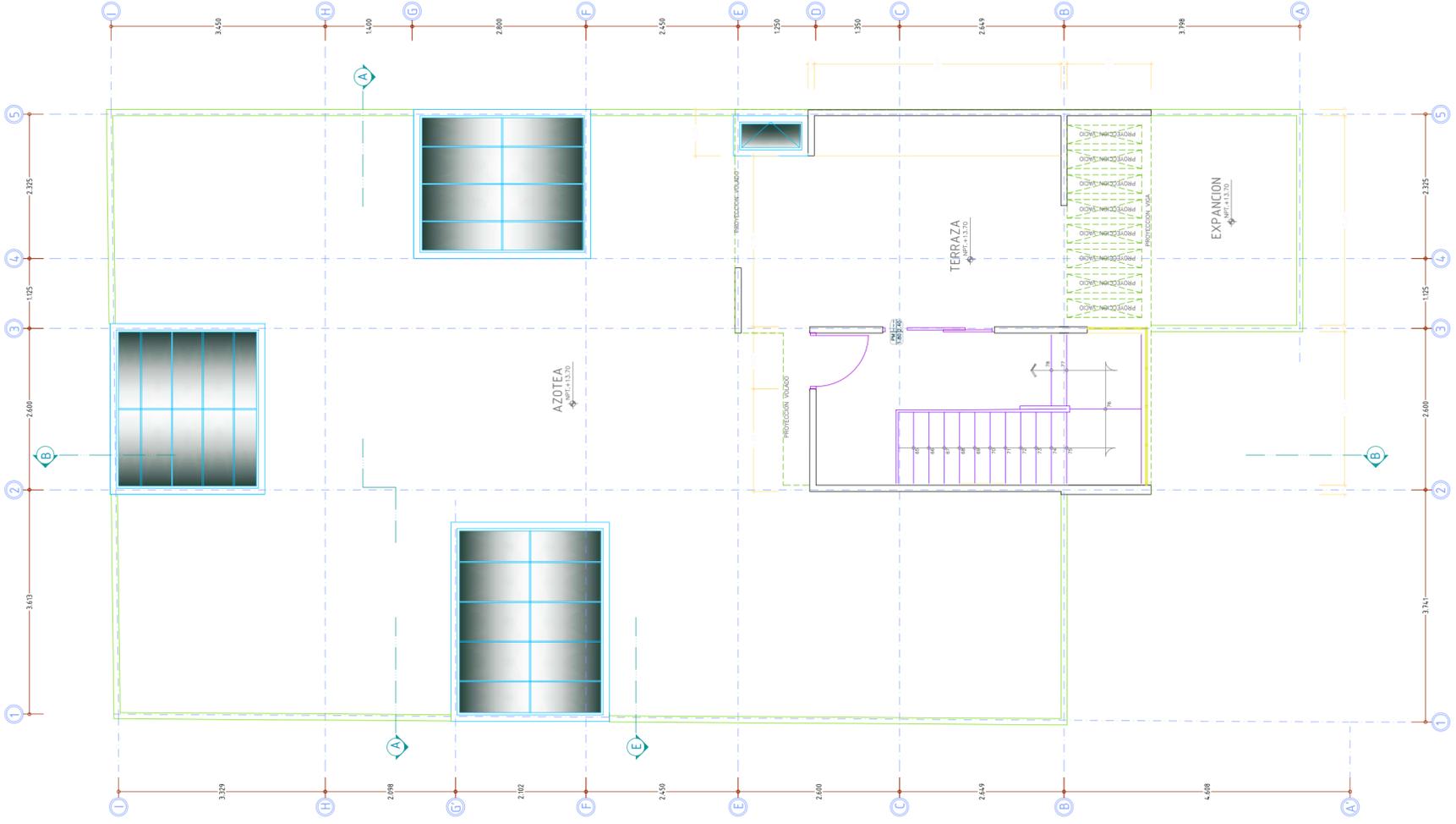
REVISADO: **INDICADO**

FECHA: **AGOSTO DEL 2015**

REVISADO: **INDICADO**

PROYECTANTE: **BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUDD RAMOS HUACCHARAQUI**

LAMINA: **Aq-1**

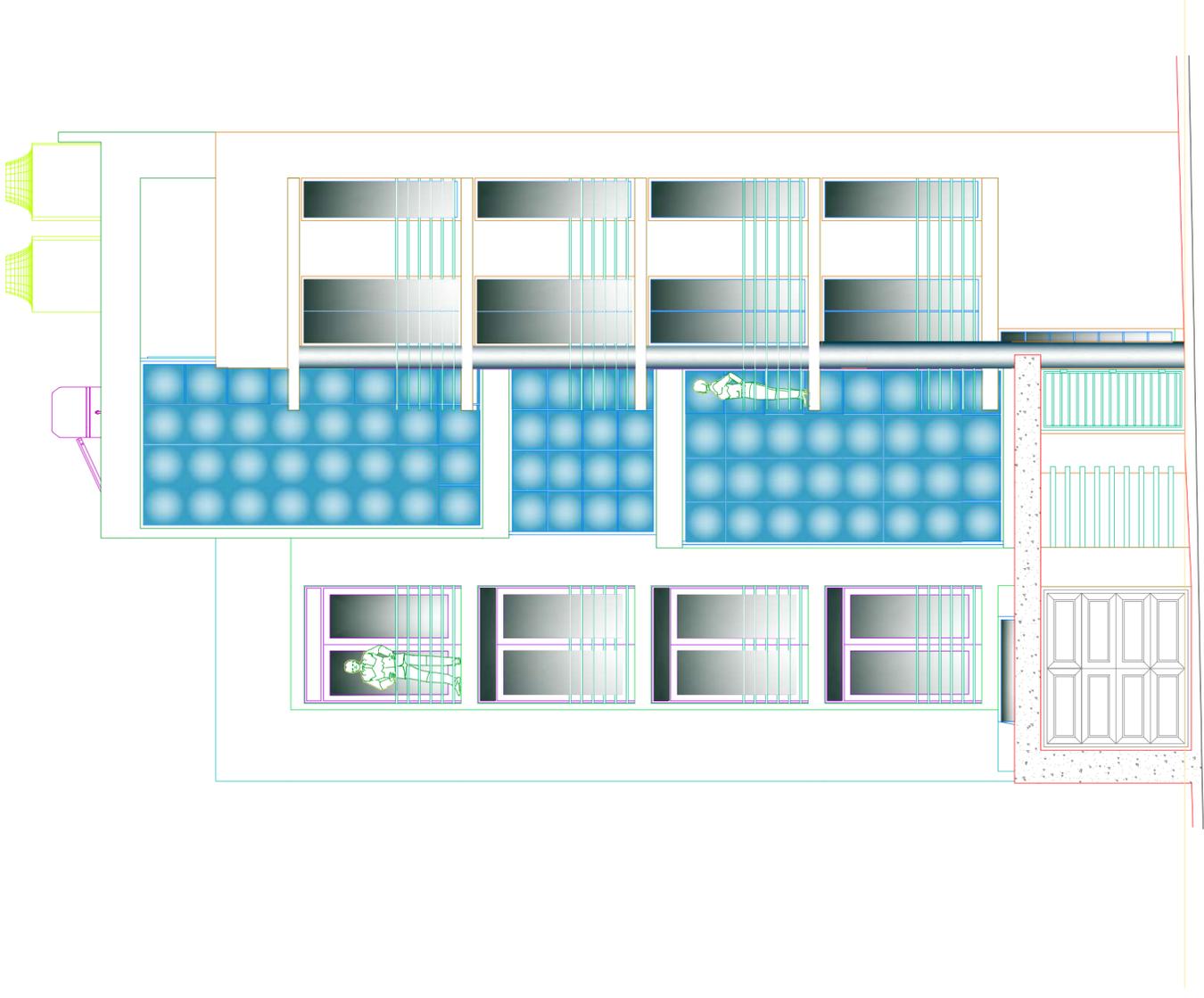


AZOTEA

SC: 1/50

CLAVE DE VANOS

TIPO DE VANO	ALFEIZER
ANCHO	ALTO



ELEVACION PRINCIPAL

SC: 1/50



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 PROYECTO: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBAÑERIA CONFIRMADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

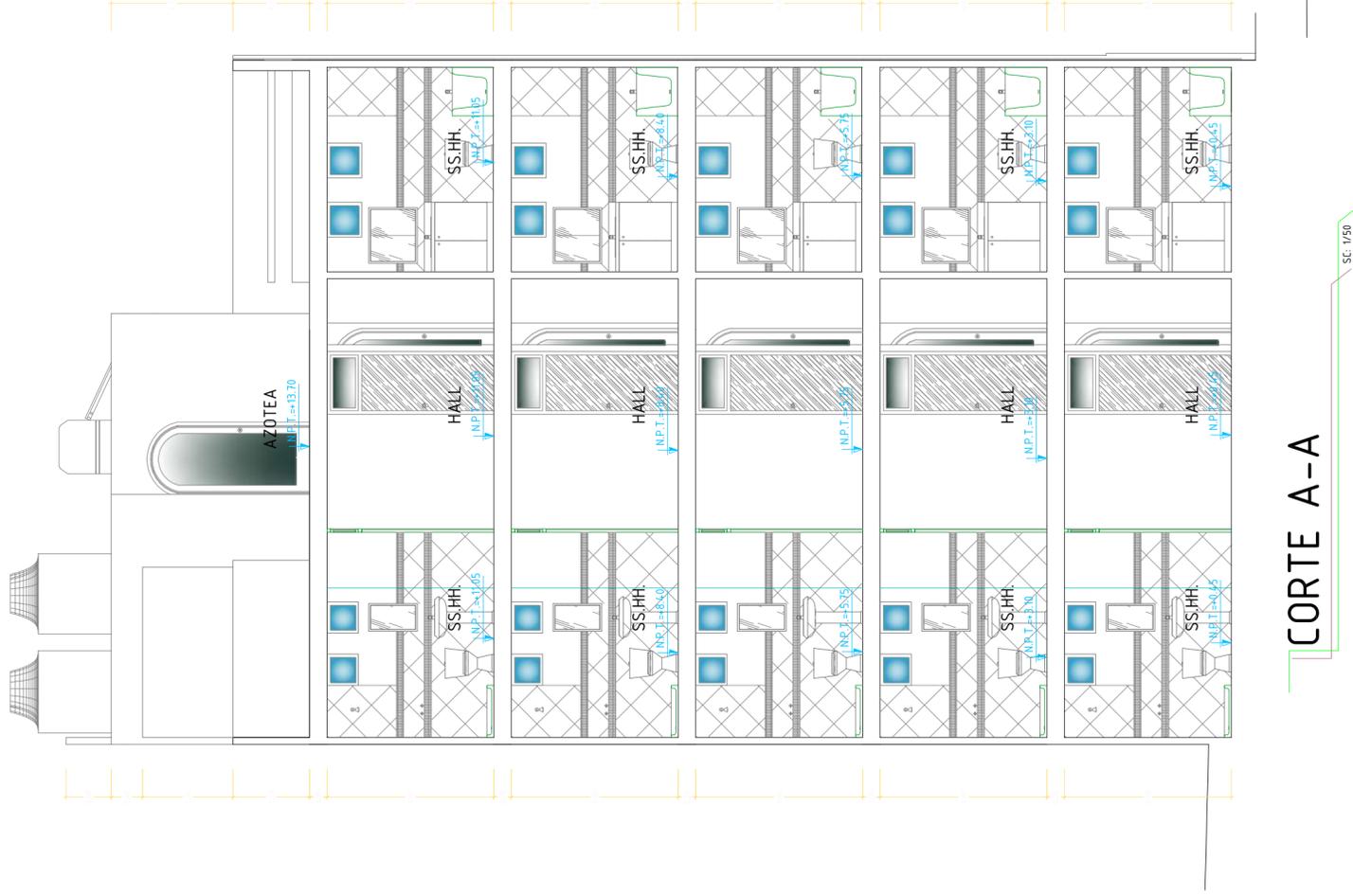
PLANO: ARQUITECTURA - AZOTEA Y ELEVACION EMDL

REVISADO: BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUDO RAMOS HUACCHARAQUI

ESCALA: INDICADO

FECHA: AGOSTO DEL 2015

LAMINA: Aq-2



CORTE A-A

SC: 1/50



CORTE B-B

SC: 1/50



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 PROYECTO: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ALBAÑERIA CONFIRMADA Y MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY"

PLANO:

LAMINA:

FECHA:

AGOSTO DEL 2015

ARQUITECTURA - CORTES EMDL

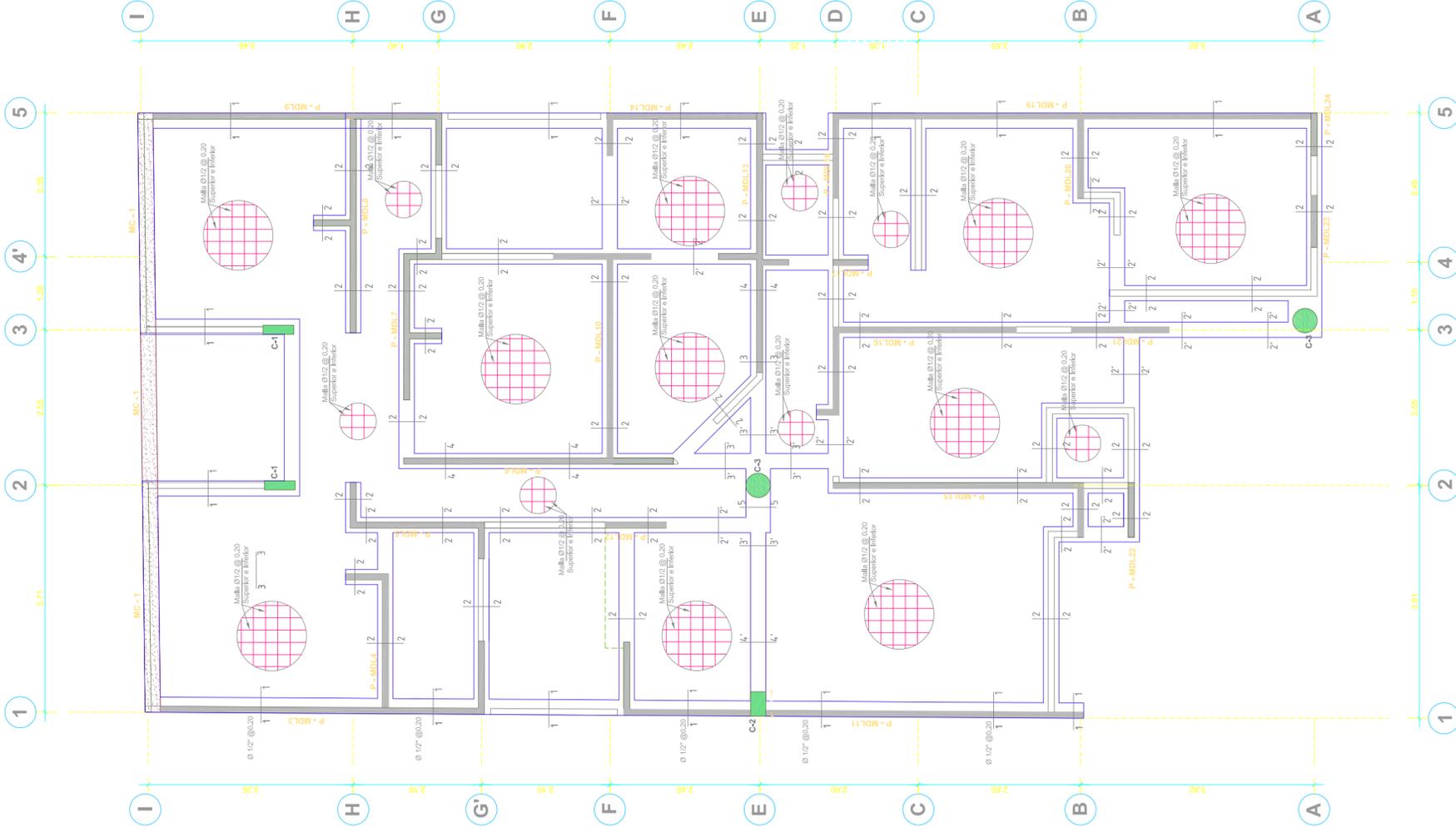
ESCALA: INDICADO

REVISADO:

BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUDDO RAMOS HUACCHARAQUI

Aq-3

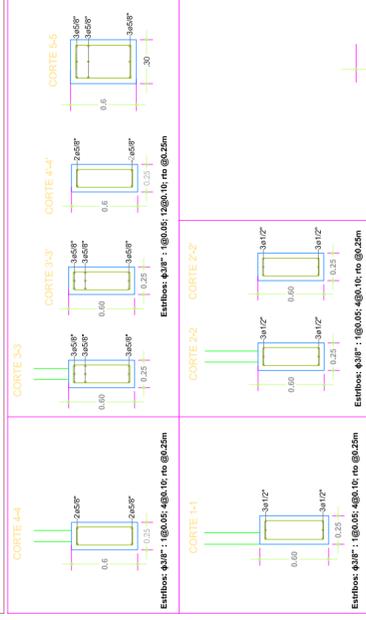
PLANOS DE ESTRUCTURAS
MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA



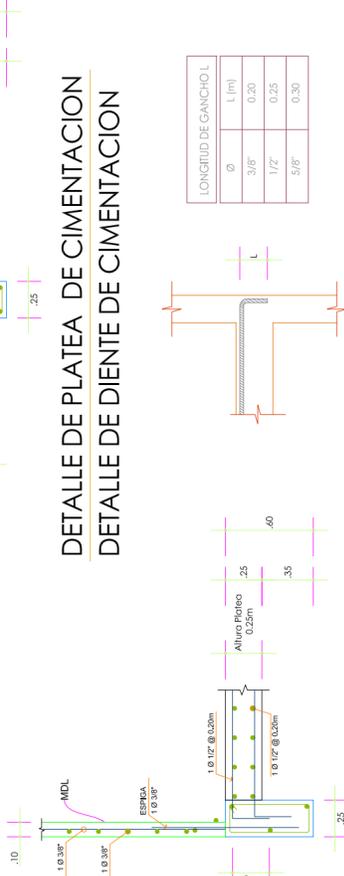
PLATEA Y VIGAS DE CIMENTACION

PLATEA e=0.25
S/C=200 kg/m²
SC=1:50

DETALLE DE DIENTES DE CIMENTACION

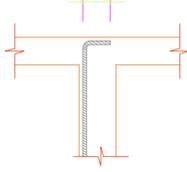


DETALLE DE PLATEA DE CIMENTACION DETALLE DE DIENTE DE CIMENTACION



LONGITUD DE GANCHOL	
Ø	L (m)
3/8"	0.20
1/2"	0.25
5/8"	0.30

DETALLE DE PLATEA DE CIMENTACION DETALLE DE DIENTE DE CIMENTACION



DETALLE DE GANCHO ESTANDAR

NIVEL	TIPO	C-1	C-2	C-3
6°	Ø			
5°	Ø			
4°	Ø			
3°	Ø			
2°	Ø			
1°	Ø	6 Ø 1/2"	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	8 Ø 5/8"
	TIPO	-1	-1	-1
SECCION		.50 x .15	.40 x .25	D=.40
DETALLE				



DETALLE TIPICO DE DOBLADO DE ESTRIBOS

Ø	R	d
1/4"	0.02	0.08
3/8"	0.03	0.10

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO
CIMENTOS : Cemento - Hormigon 1:10 + 30% de piedra grande 8" max.
SOBRECIMENTOS : Cemento - Hormigon 1: 8 + 25% de piedra mediana 3" max.

SOLIDOS
COLUMNAS PLACAS Y VIGAS : Fc = 140 Kg/cm²
COLUMNAS DE ARRIOSTRE : Fc = 210 Kg/cm²
PLACAS Y MUROS : Fc = 175 Kg/cm²

ACERO
FIERRO CORRUGADO : fy = 4200 Kg./cm²
FIERRO LISO : fy = 4200 Kg./cm²

RECUBRIMIENTOS
VIGAS PERALTADAS : e = 4 cm
VIGAS CHATAS Y LOSAS : e = 2.5 cm
COLUMNAS : e = 4 cm
COLUMNETAS : e = 2.5 cm
PLACAS Y MUROS : e = 2.5 cm

TERRENO
CAPACIDAD PORTANTE : 1.50 Kg./cm²
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE : mín. 1.50 m.

A. El estrato de sustentación de la cimentación es arena mdl graduada-arena limosa SP SM
B. Se recomienda el uso de zapatas aisladas rigidizadas con vigas de cimentación
C. El factor de seguridad usado para el calculo de la capacidad portante es FS = 3

Para el caso de los niveles de cimentación en las zapatas debe considerarse respecto al N+0.00 en todos los casos

ALBAÑILERIA
ESTRUCTURAL Y TABIQUERIA : Muros de ductilidad limitada (en todos los niveles)

ESTRUCTURA

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:

Muros de ductilidad limitada de 0.10m de espesor en todos los niveles

Para el analisis sísmico se ha considerado los siguientes parametros:

Z = 0.3 (Zona 2)

U = 1.0 (Vivienda)

S = 1.2 (Suelo intermedio S2)

C = 2.5

Rxx = Ryy = 3.0 (muros de ductilidad limitada (irregular))

Tp = 0.6 s

Segun norma sismorresistente NTE-E.030 - 2003

DESPLAZAMIENTOS:

Se verificó $\Delta \leq 0.0050$ en nuestro caso el valor fue:

Distorsion angular XX = 0.0012 Desplazamiento max en la azotea xx=0.55 cm

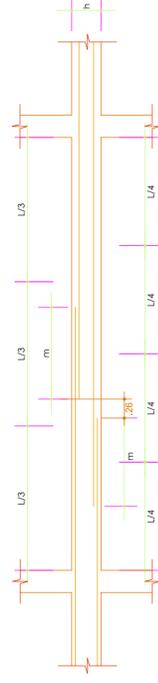
Distorsion angular YY = 0.0003 Desplazamiento max en la azotea yy=0.17 cm

Periodo fundamental: 0.193 seg

UNION SISMICA

Se ha calculado la junta sismica , obteniendose un valor de 4cm.

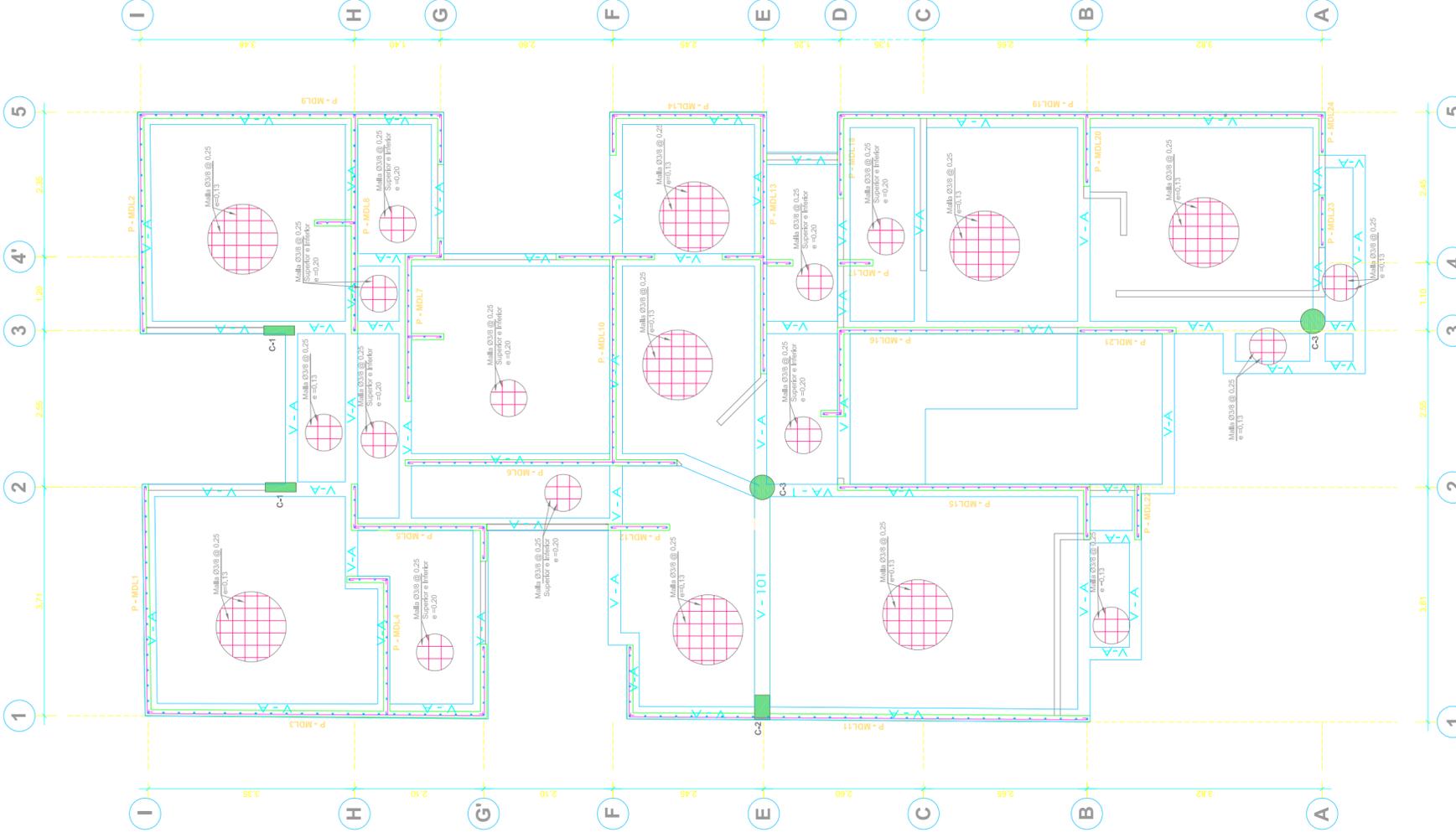
CUADRO DE ESTRIBOS COLUMNAS	
TIPO	ESPACIAMIENTO A/C EXTREMO
1	1 @ 0.05 , 5 @ 0.10 , Rto @ 0.20 C/EXT.



VALORES DE (m)	
Reforzamiento superior	h < 30
h cuadrilero	h > 30
Ø	3/8"
	1/2"
	5/8"

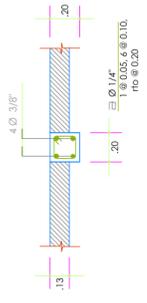
A. NO EMPALMAR MAS DEL 50% PARA AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
B. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS % ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE UN EMPALME EN UN 70%.
C. CONSULTAR AL PROYECTISTA.
D. PARA ALIGERADOS: EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA EN LAS ZONAS DE EMPALME. LONGITUDES DE EMPALME 25cm PARA Ø DE 3/8" Y 35 cm PARA Ø 1/2" Y 5/8"

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS LOSAS Y ALIGERADOS



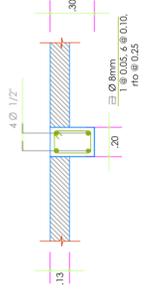
LOSA MACIZA 1ER NIVEL

SC=200 kg/m²
SC=1:50



V - A (.20 x .15)

ESC. : 1/25



V - 102 (.20 x .30)

ESC. : 1/25

V - 103
V - 104
V - 105



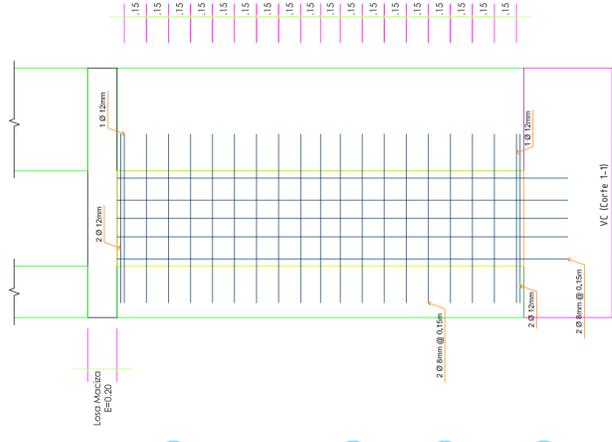
DETALLE DE LOSA MACISA (e=0.13)

ESC. : 1/25



DETALLE DE LOSA MACISA (e=0.20)

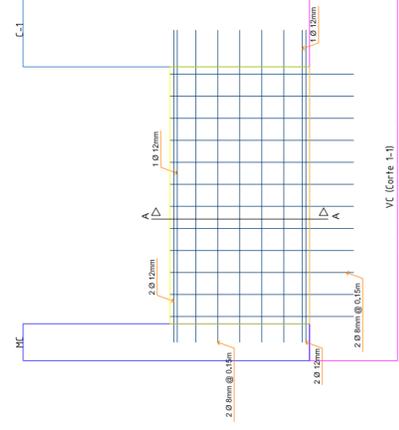
ESC. : 1/25



DETALLE VIGA DE ACOPLAMIENTO

NPT @ LOSA INFERIOR

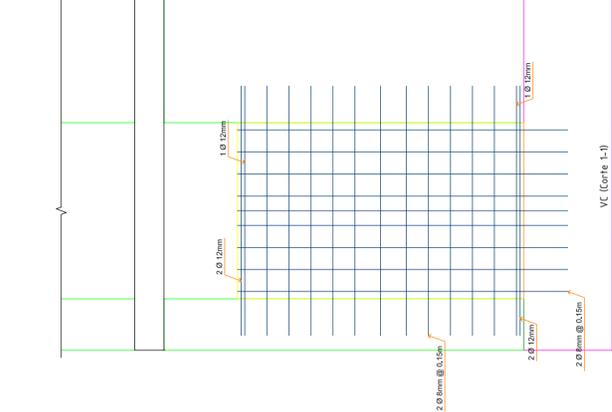
ESC.: 1/25



DETALLE VIGA DE ACOPLAMIENTO

ALFEIZAR

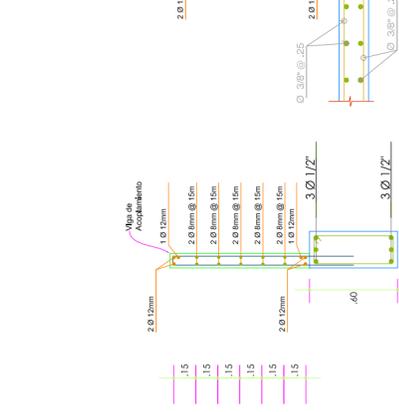
ESC.: 1/25



DETALLE VIGA DE ACOPLAMIENTO

ALFEIZAR

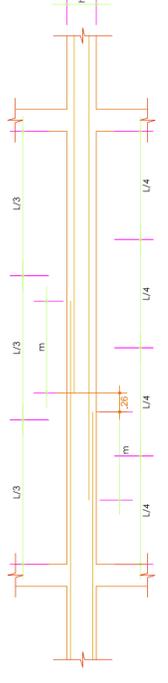
ESC.: 1/25



DETALLE VIGA DE ACOPLAMIENTO

DIENTE DE CIMENTACION

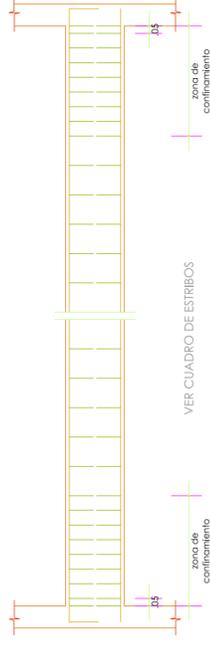
(Corte A - A)



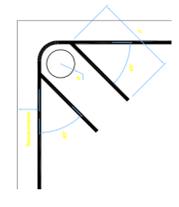
VALORES DE (m)	
Refruerzo inferior	h < 30
Refruerzo superior	h > 30
h cuadrilera	0.40
0.40	0.45
1/2"	0.40
0.40	0.50
5/8"	0.50
0.50	0.45
0.45	0.50

- A. NO EMPALMAR MÁS DEL 50% PARA AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
- B. EN CASO DE NO EMPALMARE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS % ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE UN EMPALME EN UN 70%.
- C. PARA ALIGERADOS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LAS LONGITUDES DE EMPALME 25cm. PARA Ø DE 3/8" Y 35 cm. PARA Ø 1/2" Y 5/8"

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS LOSAS Y ALIGERADOS



ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS PARA VIGAS



DETALLE TIPICO DE DOBLADO DE ESTRIBOS

Ø	R	d
1/4"	0.02	0.08
3/8"	0.03	0.10

DET. DE DOBLEZ DE ESTIBOS A 135°

Ø	m	f	TOTAL
3/8"	9.5	1.27m.	12.77
1/4"	9.5	1.27m.	12.77

NOTA: La longitud proporcionada sera la minima calculada en el momento de la construcción



LONGITUD DE GANCHO L	
Ø	L (m)
3/8"	0.20
1/2"	0.25
5/8"	0.30

DETALLE DE GANCHO ESTANDAR



ENCUENTROS VIGA - COLUMNA

UNIVERSIDAD ALAS PERUJANAS - FILIAL ABANCAY

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE ABANCAY

BACH. DE INGENIERIA CIVIL : JUAN RIBAUO RAMOS HUACCHARAQUI

LOSA MACIZA PRIMER NIVEL

AGOSTO DEL 2015

LAMVA:

FECVA:

INDICADO

FECHA:

INDICADO

AGOSTO DEL 2015

INDICADO

INDICADO

AGOSTO DEL 2015

