

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA INGENIERÍA CIVIL Y DEL
AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 9 NIVELES
CON 2 SÓTANOS”**

Tesis presentada por el bachiller:

Wilber Javier Chancolla Velásquez

Para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

Arequipa – Perú

2015



**Gracias a Dios por darme la fuerza e inteligencia
necesaria para cumplir mis metas.**

A mi madre por su constate apoyo y ejemplo de vida.

**A mi familia por su cariño y aquellas personas especiales en mi vida
que ayudaron a que culmine con éxito esta meta.**

INDICE

INTRODUCCIÓN	1
SUMMARY	3
CAPITULO I: GENERALIDADES	4
1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	4
1.2. OBJETIVOS.....	4
1.2.1. Objetivo General	4
1.2.2. Objetivos Específicos.....	4
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	4
1.4. DESCRIPCIÓN.....	5
CAPITULO II: ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS	7
2.1. ESTRUCTURACIÓN.....	7
2.2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	7
2.2.1. Losas aligeradas	7
2.2.2. Losas macizas.....	8
2.2.3. Vigas	8
2.2.4. Columnas.....	9
2.2.5. Muros de corte o placas	10
2.2.6. Escalera	10
2.2.7. Tanque elevado y cisterna.....	10
2.2.7.1. Agua Fría:	11
2.2.7.2. Agua Caliente:	11
2.2.8. Para el tanque elevado:	12
2.2.9. Para la cisterna:	12
2.3. METRADO DE CARGAS.....	12
2.3.1. Metrado de Losas Aligeradas.....	13
2.3.1.1. Carga muerta (CM).....	14

2.3.1.2. Cargas Puntuales.....	14
2.3.1.3. Carga viva (CV).....	14
2.3.2. Metrado de Losas Macizas.....	14
2.3.2.1. Carga muerta (CM).....	14
2.3.2.2. Carga viva (CV).....	15
2.3.3. Metrado de Vigas Peralgadas	15
2.3.3.1. Carga muerta (CM) – Primer y Segundo Piso	15
2.3.3.2. Carga viva (CV).....	16
2.3.3.3. Carga puntual (CV).....	16
2.3.4. Metrado de Columnas	16
2.3.4.1. Ejemplo de metrado de la columna interna C1.....	16
2.3.5. Placas.....	18
2.3.5.1. Ejemplo de metrado de la placa P6.....	18
CAPITULO III: ANÁLISIS SÍSMICO Y DIAGRAMAS DE CARGA	22
3.1. MODELO SÍSMICO.....	23
3.2. PARÁMETROS SÍSMICOS.....	23
3.2.1. Zonificación - Factor de Zona (Z)	23
3.2.2. Tipo de suelo (S) y Tp.....	23
3.2.3. Factor de amplificación sísmica.....	24
3.2.4. Factor de Uso e Importancia (U)	24
3.3. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	24
3.3.1. Discontinuidad del diafragma	24
3.3.2. Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica (R).....	24
3.4. ANÁLISIS ESTÁTICO	24
3.5. ANÁLISIS DINÁMICO	26
3.6. MODOS Y PERIODOS RESULTANTES	28
3.6.1. Modos y períodos resultantes:	28
3.6.2. Control de Desplazamientos Laterales:	29
3.6.3. Junta de separación sísmica:	30

3.7. DIAGRAMAS DE CARGA	32
3.7.1. Diagrama de carga axial la columna C-1 (ton)	32
3.7.2. Diagramas de carga axial de la placa P-6 (ton)	33
3.7.3. Diagramas de momento flector de la placa P-6 (ton.m)	34
3.7.4. Diagramas de momento flector de la viga V-103 (ton-m).....	35
3.7.5. Diagramas de fuerza cortante de la viga V-103 (ton).....	35
CAPÍTULO IV: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	36
4.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	36
4.1.1. Diseño por flexión.....	36
4.1.1.1. Cálculo del área de acero requerida por flexión:.....	39
4.1.2. Diseño por corte	40
4.1.3. Deflexiones	41
4.1.4. Corte del acero de refuerzo	41
4.2. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	44
4.2.1. Limitaciones.....	44
4.2.2. Diseño por flexión.....	46
4.2.2.1. Calculo de Momentos en Franjas Centrales	47
4.2.2.1.1. Momentos Negativos en Bordes Continuos	47
4.2.2.1.2. Momentos Positivos en la Dirección “A”.....	48
4.2.2.1.3. Momentos Positivos en la Dirección “B”.....	48
4.2.2.1.4. Momentos Negativos en Bordes no Continuos	49
4.2.2.1.5. Momentos en Franjas de Columna	49
4.2.3. Redistribución de Momentos en Bordes Continuos	50
4.2.3.1.1. Borde Continuo Paneles I y II	50
4.2.3.1.2. Borde Continuo Paneles II y III.....	51
4.2.3.1.3. Borde Continuo Paneles II y V.....	52
4.2.3.2. Diseño de Refuerzo.....	54
4.2.4. Diseño por corte	60
4.3. DISEÑO DE VIGAS.....	61

4.3.1. Diseño por flexión.....	61
4.3.1.1. Cálculo de Momentos Resistentes	64
4.3.2. Diseño por corte	66
4.3.3. Deflexiones	75
4.3.4. Control de fisuración.....	75
4.3.5. Corte del acero de refuerzo	78
4.4. DISEÑO DE COLUMNAS	80
4.4.1. Esbeltez de columnas	80
4.4.1.1. Efecto global de esbeltez	81
4.4.1.2. Ejemplo: Columna C1	82
4.4.2. Diseño por flexocompresión	86
4.4.3. Flexión biaxial.....	87
4.4.4. Diseño por corte	88
4.5. DISEÑO DE MUROS DE CORTE O PLACAS	91
4.5.1. Acero de refuerzo mínimo	92
4.5.2. Diseño por flexocompresión	92
4.5.3. Diseño por corte	95
4.6. DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO	97
4.6.1. Cargas perpendiculares	98
4.6.2. Diseño por flexión.....	98
4.6.3. Diseño por corte	100
4.7. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	100
4.7.1. Consideraciones para el diseño de cimentación	101
4.7.1.1. Comportamiento e idealización de la platea.....	101
4.7.2. Chequeo de rigidez de la platea.	102
4.7.3. Esfuerzos actuantes en el suelo	104
4.7.4. Diseño por flexión y cortante de platea	105
4.7.4.1. Distribución de Momentos Flectores.....	105
4.7.4.2. Distribución de Fuerzas Cortantes.....	106

4.7.5. Ejemplo de Diseño de platea de cimentación	107
4.7.6. Fuerza Cortante	108
4.7.7. Diseño por flexión y cortante de vigas de cimentación	108
4.7.7.1. Distribución de Momentos Flectores	108
4.7.7.2. Distribución de Fuerzas Cortantes	109
4.7.7.3. Ejemplo de Diseño de viga de cimentación	109
4.7.7.4. Fuerza Cortante	110
4.8. ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES	111
4.8.1. Escaleras	111
4.8.1.1. Metrado de cargas	111
4.8.1.2. Diseño por flexión	112
4.8.2. Cisterna y Tanque elevado	113
4.8.3. Rampas de estacionamiento	114
CAPITULO V: ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	115
5.1. Diseño de Columnetas de Arriostre de Tabiquería C1	116
5.1.1. Cálculo de cargas Distribuidas	119
5.1.1.1. Diseño de Columnetas o arriostres T3:	119
5.1.1.2. Diseño de Columnetas o arriostres T4:	120
5.2. Diseño de Calzaduras	122
5.2.1. Ejemplo de Aplicación calzaduras edificio Mateo II	122
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	128
BIBLIOGRAFÍA	131

INTRODUCCIÓN

El presente proyecto tiene como objetivo de realizar el análisis y diseño estructural de una edificación de nueve pisos y dos sótanos, el cual está ubicado en la ciudad de Arequipa, en el distrito de Cayma, y comprende el análisis y diseño de un edificio multifamiliar mixto de 9 niveles con 2 sótanos, cuyo uso está dedicado a oficinas y vivienda.

Su análisis y diseño estructural están basados en el Reglamento Nacional de Edificaciones: E.030 Diseño Sismorresistente, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado.

En el Capítulo I se da a conocer las generalidades de proyecto, identificación del problema, los objetivos general y específicos que se buscan dar respuesta, también se encuentra la justificación por la cual se realiza el proyecto y al término del capítulo se realiza una descripción del mismo.

En el Capítulo II se dan a conocer los criterios necesarios para realizar la estructuración, se menciona las normas y reglamentos empleados para determinar los parámetros del análisis y diseño del proyecto posteriormente continuar con el Predimensionamiento de los elementos estructurales. Al final del capítulo se tendrá el metrado de cargas para poder obtener el peso de la estructura.

En el capítulo III se realiza el análisis sísmico por medio de la aplicación de la norma sismorresistente en donde se tendrán en cuenta las consideraciones para el diseño sísmico de edificaciones, el cálculo de la fuerza sísmica estática, la distribución de la fuerza sísmica por nivel y a continuación realizar el análisis sísmico dinámico de la estructura, esto se realizó con la ayuda del programa ETABS 9.

Dentro del Capítulo IV se realiza el diseño en concreto armado de los diferentes elementos estructurales que componen al edificio. Dichos diseños están basados en las Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

En el Capítulo V, el cual trata del diseño de elementos no estructurales como son los arriostres de la tabiquería y las calzaduras que al igual que en el capítulo anterior se hará el uso del RNE.

Como parte final se tienen las conclusiones para una adecuada realización del proyecto, y a continuación la bibliografía utilizada. También se tendrá los planos donde se especifica el armado y detalles del diseño realizado.



SUMMARY

This project has the objective of perform the analysis and structural design of a building of nine floors and two basement, which is located in the city of Arequipa, in the district of Cerro Colorado, and includes analysis and design of a mixed multifamily building of 9 levels and two basement, which is intended for office and residential use.

The structural analysis and design are based on National Code of Building: Seismic Design E.030, Soils and Foundations E.050, Reinforced Concrete E.060.

Chapter I let us known an overview of the project, identification of the problem, the primary and secondary objectives that seek to answer, is also the justification why the project is carried out and at the end of the chapter describes it.

In Chapter II let us known the criteria to do the structuring, rules and regulations used to determine the parameters of the analysis and project design previous dimension then continue with the structural elements. At the end of chapter we get the loads to know the weight of the structure.

In chapter III seismic analysis through the application of code seismic where seismic considerations for building design shall be taken into account when calculating the static seismic force, the distribution of the seismic force is by level and then dynamic seismic analysis of the structure, this is done using the program ETABS 9

Chapter IV here we have the reinforced concrete design of the various structural elements of the building. These designs are based on National Code of Building.

In Chapter V, is about design of no structural elements of the building, like walls and wedges as chapter IV we used National Code of Building.

As a final part we have conclusions are determined for proper implementation of the project, and the bibliography, also we have the planes where are details of de desing.

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Aumento de la densidad Poblacional en nuestra ciudad, generando una alta demanda de construcciones de viviendas en la ciudad de Arequipa.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

- Realizar el proyecto estructural del edificio planteado, analizando la mejor alternativa de diseño que logre satisfacer las necesidades requeridas cumpliendo las normas vigentes en el reglamento nacional de edificaciones.
- Contribuir a solucionar el déficit de vivienda, generar una expansión vertical, en vez de horizontal y con esto el desorden en la ciudad de Arequipa.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar el análisis y diseño estructural de un edificio en concreto armado.

1.3. JUSTIFICACIÓN

El constante crecimiento horizontal y disperso que experimenta la ciudad de Arequipa hace que los costos de los terrenos sean cada vez mayor, a su vez, encarece y dificulta la dotación de servicios de infraestructura básica. Por lo cual se hace más constante la necesidad de construir edificios multifamiliares generando así el crecimiento vertical de la ciudad y al mismo tiempo tratando de no desplazar áreas verde existentes que son tan importantes en nuestra ciudad.

Como consecuencia de este crecimiento poblacional y del crecimiento de la ciudad, los diferentes servicios básicos han quedado insuficientes, cobrando mayor importancia la demanda de vivienda en todos los niveles económicos.

1.4. DESCRIPCIÓN

El área del proyecto se encuentra ubicado en el:

Departamento : AREQUIPA

Provincia : AREQUIPA

Distrito : CAYMA

La edificación estará ubicada en la provincia de Arequipa, distrito de Cayma en la calle Urubamba, calle paralela a la Av. Ejército.



Figura 1: Croquis de Ubicación del Proyecto

El terreno limita por el norte con una vivienda, por el sur con una pista asfaltada, por el este con el Edificio Mateo II, por el oeste con el Edificio Magnus.

El proyecto cuenta con dos sótanos con un área de 294.50 m², en el cual se ubicarán 12 estacionamientos.

En el primer nivel se tiene una rampa para el ingreso al sótano y entrada principal, este nivel cuenta con dos oficinas, el primero con un área de 141.10 m² y el segundo con 23.25 m²

En el segundo nivel cuenta con dos oficinas, el primero con un área de 141.10 m² y el segundo con 23.25 m².

En el tercer nivel se encuentra dos departamentos, uno con un área de 95.85 m², el otro departamento con 102.65 m², cabe resaltar que desde el tercer al noveno nivel son pisos similares. La azotea tiene un area de 224 m².

En total se cuenta con catorce departamentos.



CAPITULO II: ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

2.1. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración de un edificio consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada, es decir, ubicarlos de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a cargas de gravedad y/o sismo.

Para ello se definieron dos direcciones principales. A la dirección paralela a la fachada se la denominó XX y a la dirección perpendicular a la fachada se la denominó YY.

Para mantener una adecuada concordancia con el diseño arquitectónico se estructuraron las dos direcciones principales de la planta (XX e YY) en base a un sistema de pórticos y muros de corte.

En la dirección YY se aprovecharon los límites de propiedad para considerar muros de corte de gran longitud en los extremos, con la finalidad de que proporcionen una alta rigidez lateral a la estructura en esa dirección.

En la dirección XX la arquitectura nos permitió considerar dos placas importantes desde el estacionamiento de la edificación y una placa en la parte delantera del edificio, integrando la zona de escaleras y de ascensores.

Nuestra función como proyectista de la estructura es analizar si estos elementos son suficientes o si será necesario complementarlos con elementos ubicados estratégicamente. En el capítulo de Predimensionamiento se analizará y cuantificarán los espesores y secciones para obtener una estructura competente.

2.2. PREDIMENSIONAMIENTO

2.2.1. Losas aligeradas

Para los aligerados armados en una dirección existe una regla práctica que se utiliza con buenos resultados para determinar su espesor. Esta regla consiste en dividir la menor longitud de luz libre (l_n) del paño entre 25. Este espesor de losa incluye tanto al espesor del ladrillo como a los 5 cm. de losa superior.

Según esta regla práctica se considera los siguientes espesores de losa para cada longitud de luz libre:

Tabla 1: Peralte de losas aligeradas

Espesor del Aligerado (cm)	Espesor del Ladrillo (cm)	Usado en Luces de
17	12	menores a 4 m.
20	15	entre 5 y 5.5 m.
25	20	entre 6 y 6.5 m.
30	25	entre 7 y 7.5 m.

Siguiendo este criterio, y debido a que la luz libre mayor es de 5.05 m. se procede a dimensionar con un peralte de 20 cm. a todas las losas aligeradas.

2.2.2. Losas macizas

Para las losas macizas armadas en una dirección la regla práctica consiste en dividir la menor longitud de luz libre (l_n) del paño entre 40.

$$h = \frac{2.05}{40} = 0.05m$$

Para las losas macizas armadas en dos direcciones la regla práctica consiste en dividir el perímetro de luz libre (l_n) del paño entre 180.

$$h = \frac{2 * (5.05 + 4.68)}{180} = 0.11m$$

2.2.3. Vigas

Al predimensionar las vigas, se tiene que considerar la acción de cargas de gravedad y de sismo. Hay criterios prácticos que, de alguna manera, toman en cuenta la acción de combinada de cargas verticales y de sismo, a continuación se muestra alguno de estos criterios.

$$h = L / 12 @ L / 10$$

$$h = L / 10 \text{ (criterio práctico frente a sismos)}$$

$$b = 0.3 \text{ h @ } 0.5 \text{ h}$$

De acuerdo a los criterios anteriores:

- Vigas principales: $h = 623/10$; $h = 60 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$
- Vigas secundarias: $h = 505/10$; $h = 50 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$
- Vigas secundarias: $h = 455/12$; $h = 40 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

2.2.4. Columnas

Las columnas son elementos estructurales encargados de recibir todas las cargas de los niveles y transmitirlos a la cimentación. Debido a que nuestra estructura se ha diseñado en base a muros de corte, esto permite reducir significativamente los momentos en las columnas debido al sismo. También según la posición en la que se halle la columna, ya sea central, lateral y esquinera, también se toma la sugerencia que las columnas principales deben tener un espesor mínimo de 0.25m en cualquier dirección.

Columnas interiores

$$Ac = \frac{P_{servicio}}{0.45 \times f'_c}$$

Columnas exteriores

$$Ac = \frac{P_{servicio}}{0.35 \times f'_c}$$

- Columna **Eje 3-3 y Eje E-E**

$$Ac = \frac{70864.36}{0.45 \times 210}$$

$$Ac = 750 \text{ cm}^2$$

Se escoge una columna de sección de 40 x 40 cm². Esto a fin de no tener congestión de acero.

- Columnas **Eje 4-4 y Eje B-B**

$$Ac = \frac{92344.17}{0.35 \times 210}$$

$$Ac = 1256.4 \text{ cm}^2$$

Se escoge una columna de sección de 40 x 40 cm². Esto a fin de no modificar la arquitectura.

2.2.5. Muros de corte o placas

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total.

Se han considerado placas de 25cm en la dirección Y y 30cm en la dirección X.

La Norma E.060 Concreto Armado indica que el ancho mínimo de los muros debe ser de 10 cm.

La evaluación final de la longitud de las placas se hizo después de realizar el análisis sísmico, en donde se buscó una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones.

2.2.6. Escalera

$$N^{\circ} \text{ CP} = 14 \text{ --- } \text{CP} = 2.40 / 14 = 0.173\text{m.}$$

$$P = 0.25 \text{ m.}$$

Se debe cumplir que:

$$60 < 2 * \text{CP} + P < 90$$

$$2 * 0.175 + 0.25 = \mathbf{0.60 \text{ OK!}}$$

La garganta de la escalera tendrá un espesor de 0.15 m. el cual se obtiene según las recomendaciones prácticas como $L_n/20$ de la escalera.

$$\text{Garganta} = 2.50 / 20 = 0.125 \text{ m. } \mathbf{\text{Elegimos un espesor de } 0.15 \text{ m.}}$$

El ancho de la escalera será de 1.20 m.

2.2.7. Tanque elevado y cisterna

Según el RNE, la dotación de agua para edificios de vivienda multifamiliar está relacionada al número de dormitorios con el que cuenta cada departamento.

Además se sabe que, para edificios que emplean la combinación cisterna, bomba de elevación y tanque elevado se requiere que la capacidad de la cisterna cubra las tres cuartas partes de la dotación diaria del edificio y el tanque elevado la tercera parte de dicha dotación.

Por lo tanto, cada departamento al tener 3 habitaciones nos da una dotación de agua de 1200 L / día / departamento, y para oficinas la razón es de 6 L/d por m² de área útil del local, con lo cual tenemos:

2.2.7.1. Agua Fría:

N° dptos. / Piso = 2

N° pisos con dptos. = 7

Dotación total = $7 * 2 * 1200 = 16800$ L / día

N° de Oficinas = 4

Área Útil total = 345.85 m²

Dotación total = $6 * 345.85 = 2075.1$ L / día

2.2.7.2. Agua Caliente:

N° dptos. / Piso = 2

N° pisos con dptos. = 7

Dotación total = $7 * 2 * 390 = 5460$ L / día

Con respecto al volumen de agua contra incendios este no será menor que 25 m³ (25000 litros), y se podrá repartir de la siguiente manera:

- Todo en la cisterna
- Cisterna = 10 m³ (10000 litros)
- Tanque elevado = 5 m³ (5000 litros)

Por lo tanto las dimensiones del tanque elevado y de la cisterna se calcularon de la siguiente manera:

2.2.8. Para el tanque elevado:

$$\text{Vol. del tanque elevado} = \frac{24335.1}{3} + 10000 = 18.11 \text{ m}^3$$

$$\text{Área en planta} = 10.99 \text{ m}^2$$

$$\text{Tirante de agua: } h = \frac{18.11}{10.99} = 1.65 \text{ m.}$$

$$\text{Altura total del tanque elevado} = 1.65 + 0.5 = 2.15 \text{ m.}$$

Se considera 0.50 de colchón de aire sobre el nivel del agua.

2.2.9. Para la cisterna:

$$\text{Vol. cisterna} = \frac{24335.1}{4} * 3 + 15000 = 33.25 \text{ m}^3$$

$$\text{Área en planta} = 8.095 \text{ m}^2$$

$$\text{Tirante de agua: } h = \frac{33.25}{8.1} = 4.10 \text{ m}$$

$$\text{Altura total de la cisterna} = 4.10 + 0.5 = 4.60 \text{ m.}$$

Se considera 0.50 de colchón de aire sobre el nivel del agua.

2.3. METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas consiste en estimar las cargas verticales actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio. En esta edificación se presentan dos tipos de cargas: estáticas y dinámicas, siendo las estáticas, las cargas permanentes o muertas las cuales actúan durante la vida útil de la estructura; y las cargas vivas o sobrecargas son cargas gravitacionales de carácter móvil que pueden actuar en diferentes tiempos en los ambientes de la estructura; las cargas dinámicas son aquellas cargas cuya magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por lo que originan esfuerzos y desplazamientos sobre la estructura. La norma de cargas E.020 establece las cargas estáticas mínimas que se aplicaran sobre los elementos estructurales.

Primero vamos a definir los pesos unitarios:

Tabla 2: Pesos unitarios

Material	Peso Unitario
Concreto armado	2400 kg/m ³
Albañilería (pandereta)	1350 kg/m ³
Albañilería (maciza)	1800 kg/m ³
Agua	1000 kg/m ³

Luego los pesos de carga muerta expresados en unidad de superficie:

Tabla 3: Carga muerta (Pesos)

Aligerado (1 dirección)	h = 20 cm	300 kg/m ²
Losa maciza	h = 15 cm	360 kg/m ²
Albañilería (pandereta)	e = 15 cm	203 kg/m ²
Albañilería (maciza)	e = 15 cm	270 kg/m ²
Acabado	e = 5 cm	100 kg/m ²

Luego los pesos de carga viva o sobrecarga expresados en unidad de superficie:

Tabla 4: Carga viva (S/C)

Vivienda	200 kg/m ²
Corredores y escaleras	200 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²
Estacionamiento	250 kg/m ²
Tanque elevado	1000 kg/m ³
Cuarto de máquinas (ascensor)	1000 kg/m ³

2.3.1. Metrado de Losas Aligeradas

Para realizar el metrado de una losa aligerada unidireccional de h=20 cm de peralte, se elige una franja tributaria de 40cm de ancho, tomando como eje el

centro de la vigueta, las cargas repartidas a lo largo de la vigueta se dan en ton/m; mientras que las cargas puntuales se da en ton.

Como ejemplo vamos a metrar la losa que se encuentra entre los ejes A-B y 2-3 a la que denominamos paño 1 (Figura 3.4). La ubicación de todos los paños está indicado en las Figuras.

2.3.1.1. Carga muerta (CM)

$$\text{Peso propio} = 300 \times 0.40 = 120 \text{ kg/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM} = 160 \text{ kg/m por vigueta}$$

2.3.1.2. Cargas Puntuales

Peso del tabique = Peso específico x espesor tabique x altura de tabique x ancho

$$w = 1.35 \times 0.10 \times 2.40 \times 0.40 = 0.1296 \text{ ton/m} = 129.6 \text{ kg/m}$$

2.3.1.3. Carga viva (CV)

$$\text{Sobrecarga (s/c)} = 200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m} \quad \text{CV} = 80 \text{ kg/m por vigueta}$$

$$\text{Sobrecarga (azotea)} = 100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m} \quad \text{CV (azotea)} = 40 \text{ kg/m por vigueta}$$

2.3.2. Metrado de Losas Macizas

Para el metrado de una losa maciza (h=15 cm) de una dirección analizamos una franja de losa por un metro de ancho.

2.3.2.1. Carga muerta (CM)

$$\text{Peso propio} = 2400 \times 0.15 \times 1.00 = 360 \text{ kg/m}$$

$$\text{P. terminado} = 100 \times 1.00 = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM} = 460 \text{ kg/m}$$

2.3.2.2. Carga viva (CV)

$$\text{Sobrecarga (s/c)} = 200 \times 1.00 = 200 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga (azotea)} = 100 \times 1.00 = 100 \text{ kg/m}$$

2.3.3. Metrado de Vigas Peraltadas

Para realizar el metrado de las vigas se consideran todos los elementos que transmiten su carga sobre ella, como son: las losas aligeradas, losas macizas, tabiques, parapetos, vigas chatas y peraltadas apoyadas sobre ella, considerando además su peso propio y sobrecarga. Para lo cual utilizamos el método de Zonas de Influencia, en el cual solo se consideran las cargas actuantes en la mitad de los paños adyacentes a ella, para cargas actuantes paralelas a la viga metrada se considera un ancho tributario igual a $4t$ (t = espesor de la losa).

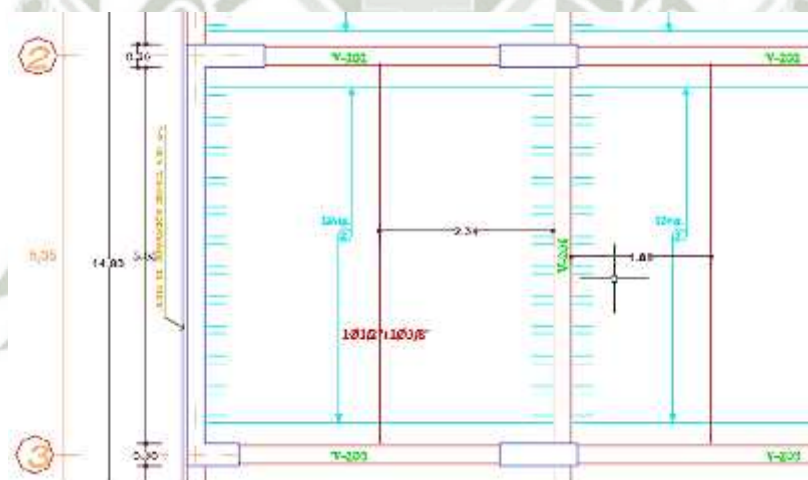


Figura 2: Viga V-106 A V-206

2.3.3.1. Carga muerta (CM) – Primer y Segundo Piso

	b	h	y		w
Peso propio	0.25	0.5	2400	=	300 kg/m
Losa Alig. (Perpendicular)	1	2.34	300	=	702 kg/m
Losa Alig. (Perpendicular)	1	1.88	300	=	564 kg/m
Piso terminado	1	4.47	100	=	447 kg/m

Tabique (h=2.40m)	0.15	2.4	1350	=	486 kg/m
Tabique (h=2.40m)	0.15	2.4	1350	=	486 kg/m
			CM	=	2985 kg/m

2.3.3.2. Carga viva (CV)

	b	h	y		w
Sobrecarga (S/C)	1	4.47	200	=	894 kg/m

2.3.3.3. Carga puntual (CV)

	b	h	y		w
Tabique (P1)	0.25	2.40	1350	=	810 kg/m

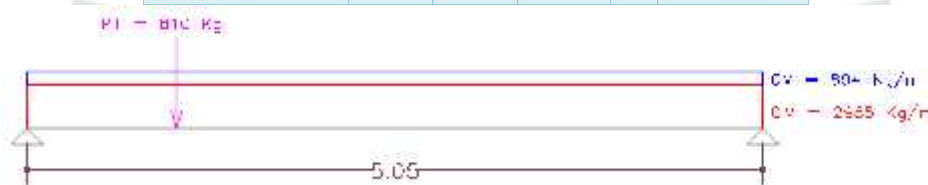


Figura 3: Metrado de cargas V-106 A V 206

2.3.4. Metrado de Columnas

2.3.4.1. Ejemplo de metrado de la columna interna C1

	Sótano 2	Largo	Ancho	Alto	Peso		Carga
CM	Peso Propio	2.6	0.40	0.3	2.4	=	0.75 ton
	V-006 (25X40)	2.3	0.25	0.4	2.4	=	0.55 ton
	V-002 (25X60)	1.74	0.25	0.6	2.4	=	0.63 ton
	V-006 (25X40)	1.22	0.25	0.4	2.4	=	0.29 ton
	Losa maciza (h=15cm)	1	1.36	0.15	2.4	=	0.49 ton
	Losa maciza (h=15cm)	1.78	2.33	0.15	2.4	=	1.49 ton
	Piso terminado	1	1	6.71	0.1	=	0.67 ton
	Tabique	1.22	2.40	0.15	1.8	=	0.79 ton
					CM	=	5.66 ton
CV	s/c	1	1	6.71	0.25	=	1.68 ton
					CV	=	1.68 ton

Sótano 1		Largo	Ancho	Alto	Peso	Carga		
CM	Peso Propio	2.6	0.40	0.3	2.4	=	0.75	ton
	V-009 (25X40)	2.3	0.25	0.4	2.4	=	0.55	ton
	V-002 (25X60)	1.74	0.25	0.6	2.4	=	0.63	ton
	V-009 (25X40)	1.22	0.25	0.4	2.4	=	0.29	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	1.00	1.36	0.3	=	0.41	ton
	Loza aligerada (h=20cm)	1.78	2.33	1	0.3	=	1.24	ton
	Piso terminado	1	1	6.71	0.1	=	0.67	ton
	Tabique	3.52	2.40	0.15	1.8	=	2.28	ton
					CM	=	6.82	ton
CV	s/c	1	1	6.71	0.25	=	1.68	ton
					CV	=	1.68	ton

Primer Piso		Largo	Ancho	Alto	Peso	Carga		
CM	Peso Propio	2.6	0.4	0.3	2.4	=	0.75	ton
	V-109 (25X40)	2.3	0.25	0.4	2.4	=	0.55	ton
	V-103 (25X60)	1.74	0.25	0.6	2.4	=	0.63	ton
	V-109 (25X40)	1.22	0.25	0.4	2.4	=	0.29	ton
	V-103 (25X40)	1.65	0.25	0.6	2.4	=	0.59	ton
	Losa Alig. (h=20cm)	1	1.00	1.36	0.3	=	0.41	ton
	Losa Alig. (h=20cm)	1	2.33	1.78	0.3	=	1.24	ton
	Losa Alig. (h=20cm)	1	1.80	2.31	0.3	=	1.25	ton
	Losa Alig. (h=20cm)	1.00	1.80	1.62	0.3	=	0.87	ton
	Piso terminado	1	1	13.57	0.1	=	1.36	ton
					CM	=	7.94	ton
CV	s/c	1	1	13.57	0.25	=	3.39	ton
					CV	=	3.39	ton

Segundo al Octavo Piso		Largo	Ancho	Alto	Peso	Carga		
CM	Peso Propio	2.6	0.4	0.3	2.4	=	0.75	ton
	V-209 (25X40)	2.3	0.25	0.4	2.4	=	0.55	ton
	V-203 (25X60)	1.74	0.25	0.6	2.4	=	0.63	ton
	V-209 (25X40)	1.22	0.25	0.4	2.4	=	0.29	ton
	V-203 (25X40)	1.65	0.25	0.6	2.4	=	0.59	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	1.00	1.36	0.3	=	0.41	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	2.33	1.78	0.3	=	1.24	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	1.80	2.31	0.3	=	1.25	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	1.80	1.62	0.3	=	0.87	ton
	Piso terminado	1	1	13.57	0.1	=	1.36	ton
	Tabique	0.71	2.20	0.1	1.35	=	0.21	ton

	Tabique	3.71	2.40	0.1	1.35	=	1.20	ton
	Tabique	0.65	2.00	0.15	1.8	=	0.35	ton
	Tabique	2.31	2.20	0.15	1.8	=	1.37	ton
					CM	=	11.08	ton
CV	s/c	1	1	13.57	0.2	=	2.71	ton
					CV	=	2.71	ton

	Azotea	Largo	Ancho	Alto	Peso		Carga	
CM	Peso Propio	2.6	0.4	0.3	2.4	=	0.75	ton
	V-907 (25X40)	2.3	0.25	0.4	2.4	=	0.55	ton
	V-903 (25X60)	1.74	0.25	0.6	2.4	=	0.63	ton
	V-907 (25X40)	1.22	0.25	0.4	2.4	=	0.29	ton
	V-903 (25X40)	1.65	0.25	0.6	2.4	=	0.59	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	1.00	1.36	0.3	=	0.41	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	2.33	1.78	0.3	=	1.24	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	1.80	2.31	0.3	=	1.25	ton
	Losa alig. da (h=20cm)	1.00	1.80	1.62	0.3	=	0.87	ton
	Piso terminado	1	1	13.57	0.1	=	1.36	ton
					CM	=	7.94	ton
CV	s/c	1	1	13.57	0.1	=	1.36	ton
					CV	=	1.36	ton

2.3.5. Placas

2.3.5.1. Ejemplo de metrado de la placa P6

	Sótano 2	Largo	Ancho	Alto	Peso		Carga	
CM	Peso Propio	2.6	1.05	0.3	2.4	=	1.97	ton
	V-003 (25X50)	2.26	0.25	0.5	2.4	=	0.68	ton
	V-001 (25X60)	1.58	0.25	0.6	2.4	=	0.57	ton
	V-003 (25X50)	2.53	0.25	0.5	2.4	=	0.76	ton
	V-001 (25X60)	2.95	0.25	0.6	2.4	=	1.06	ton
	V-004 (25X40)	2.53	0.14	0.4	2.4	=	0.34	ton
	V-004 (25X40)	2.26	0.14	0.4	2.4	=	0.30	ton
	Losa maciza (h=15cm)	2.33	2.33	0.15	2.4	=	1.95	ton
	Losa maciza (h=15cm)	2.33	2.53	0.15	2.4	=	2.12	ton
	Losa maciza (h=15cm)	2.83	2.52	0.15	2.4	=	2.57	ton
	Losa maciza (h=15cm)	2.83	2.31	0.15	2.4	=	2.35	ton
	Piso terminado	1	1	28.58	0.1	=	2.86	ton
					CM	=	17.53	ton

CV	s/c	1	1	28.58	0.25	=	7.15	ton
					CV	=	7.15	ton

	Sótano 1	Largo	Ancho	Alto	Peso		Carga	
CM	Peso Propio	2.6	1.05	0.3	2.4	=	1.97	ton
	V-003 (25X50)	2.26	0.25	0.5	2.4	=	0.68	ton
	V-001 (25X60)	1.58	0.25	0.6	2.4	=	0.57	ton
	V-003 (25X50)	2.53	0.25	0.5	2.4	=	0.76	ton
	V-001 (25X60)	2.95	0.25	0.6	2.4	=	1.06	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.33	2.33	1	0.3	=	1.63	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.33	2.53	1	0.3	=	1.77	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.83	2.52	1	0.3	=	2.14	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.83	2.31	1	0.3	=	1.96	ton
	Piso terminado	1	1	28.58	0.1	=	2.86	ton
					CM	=	15.39	ton
CV	s/c	1	1	28.58	0.25	=	7.15	ton
					CV	=	7.15	ton

	Primer Piso	Largo	Ancho	Alto	Peso		Carga	
CM	Peso Propio	2.6	1.05	0.30	2.4	=	1.97	ton
	V-106 (25X50)	2.26	0.25	0.50	2.4	=	0.68	ton
	V-102 (25X60)	1.58	0.25	0.60	2.4	=	0.57	ton
	V-106 (25X50)	2.53	0.25	0.50	2.4	=	0.76	ton
	V-102 (25X60)	2.95	0.25	0.60	2.4	=	1.06	ton
	Loza alig. (h=20cm)	2.33	2.33	1	0.3	=	1.63	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.33	2.53	1	0.3	=	1.77	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.83	2.52	1	0.3	=	2.14	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.83	2.31	1	0.3	=	1.96	ton
	Piso terminado	1	1	28.58	0.1	=	2.86	ton
					CM	=	15.39	ton
CV	s/c	1	1	28.58	0.25	=	7.15	ton
					CV	=	7.15	ton

Segundo Piso		Largo	Ancho	Alto	Peso		Carga	
CM	Peso Propio	2.6	1.05	0.3	2.4	=	1.97	ton
	V-206 (25X50)	2.26	0.25	0.5	2.4	=	0.68	ton
	V-202 (25X60)	1.58	0.25	0.6	2.4	=	0.57	ton
	V-206 (25X50)	2.53	0.25	0.5	2.4	=	0.76	ton
	V-202 (25X60)	2.95	0.25	0.6	2.4	=	1.06	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.33	1.00	1.36	0.3	=	0.95	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.33	2.33	1.78	0.3	=	2.89	ton
Segundo Piso		Largo	Ancho	Alto	Peso		Carga	
	Losa alig. (h=20cm)	2.83	1.80	2.31	0.3	=	3.53	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.83	1.80	1.62	0.3	=	2.48	ton
	Tabique	7.90	2.20	0.1	1.35	=	2.35	ton
	Tabique	5.33	2.40	0.1	1.35	=	1.73	ton
	Tabique	0.40	0.15	1.8	1.35	=	0.15	ton
	Piso terminado	1	1	26.269	0.1	=	2.63	ton
					CM	=	18.95	ton
CV	s/c	1	1	26.27	0.2		5.25	ton
					CV	=	5.25	ton

Tercer al Octavo Piso		Largo	Ancho	Alto	Peso		Carga	
CM	Peso Propio	2.6	1.05	0.3	2.4	=	1.97	ton
	V-202 (25X60)	1.58	0.25	0.6	2.4	=	0.57	ton
	V-206 (25X50)	2.53	0.25	0.5	2.4	=	0.76	ton
	V-202 (25X60)	2.95	0.25	0.6	2.4	=	1.06	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.33	1.00	1.36	0.3	=	0.95	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.33	2.33	1.78	0.3	=	2.89	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.83	1.80	2.31	0.3	=	3.53	ton
	Losa alig. (h=20cm)	2.83	1.80	1.62	0.3	=	2.48	ton
	Tabique	7.90	2.20	0.1	1.35	=	2.35	ton
	Tabique	5.33	2.40	0.1	1.35	=	1.73	ton
	Tabique	0.40	0.15	1.8	1.35	=	0.15	ton
	Piso terminado	1	1	26.269	0.1	=	2.63	ton
					CM	=	18.28	ton
CV	s/c	1	1	26.27	0.2		5.25	ton
					CV	=	5.25	ton

	Azotea	Largo	Ancho	Alto	Peso		Carga	
CM	Peso Propio	2.6	1.05	0.3	2.4	=	1.97	ton
	VA-14 (25X60)	1.58	0.25	0.6	2.4	=	0.57	ton
	VA-8(25X40)	2.53	0.25	0.4	2.4	=	0.61	ton
	VA-13 (25X60)	2.95	0.25	0.6	2.4	=	1.06	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	1.00	1.36	0.3	=	0.41	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	2.33	1.78	0.3	=	1.24	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1	1.80	2.31	0.3	=	1.25	ton
	Losa alig. (h=20cm)	1.00	1.80	1.62	0.3	=	0.87	ton
	Azotea	Largo	Ancho	Alto	Peso		Carga	
	Piso terminado	1	1	26.27	0.1	=	2.63	ton
					CM	=	10.60	ton
CV	s/c	1	1	26.27	0.1	=	2.63	ton
					CV	=	2.63	ton



CAPITULO III: ANÁLISIS SÍSMICO Y DIAGRAMAS DE CARGA

La filosofía del diseño sismorresistente según la Norma Peruana Sismorresistente E.030 consiste en:

- a) Evitar pérdidas de vidas
- b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c) Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. De acuerdo a esta filosofía, la Norma Peruana Sismorresistente E.030 establece los siguientes principios para el diseño:

- a) La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b) La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Dada la condición del Perú de país sísmico, no sería factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar fuerzas de sismo. Las fuerzas de sismo no deben ser consideradas como una sollicitación cuya verificación debe hacerse adicionalmente, sino con la misma importancia que se concede a las cargas de gravedad.

Este tipo de análisis permite asegurar un comportamiento satisfactorio de una estructura ante un sismo; sin embargo, no significa que la estructura permanecerá intacta después de un evento extraordinario. Esto se debe a que, diseñar una estructura para soportar un sismo de gran magnitud, el cual es improbable que se presente durante la vida útil de la misma, representa una elevada inversión económica.

Los objetivos que se pretenden alcanzar mediante el diseño sísmico varían en función del uso de la estructura, la intensidad del evento y de la frecuencia con que ocurre.

3.1. MODELO SÍSMICO

Para el análisis sísmico de la estructura en estudio se utilizó el programa ETABS versión 9.7.4, el cual es un programa de análisis tridimensional. Se tomó como base las disposiciones dictadas por la Norma Peruana Sismorresistente E.030.

La estructura se modeló considerando además de los nueve pisos, también los dos sótanos.

El presente edificio es considerado una estructura irregular por la Norma Peruana Sismorresistente E.030 al presentar una considerable reducción en planta desde el primer piso hasta el último piso.

El análisis sísmico se realizó según el procedimiento de superposición modal espectral. Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los parámetros sísmicos que se describen líneas abajo.

3.2. PARÁMETROS SÍSMICOS

A continuación se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según la Norma Sismorresistente E.030. Estos parámetros se definieron para ambas direcciones.

3.2.1. Zonificación - Factor de Zona (Z)

La estructura se ubica en la ciudad de Arequipa por lo tanto, de acuerdo a la zonificación propuesta, se tiene:

$$Z = 0.4$$

3.2.2. Tipo de suelo (S) y T_p

El suelo es un suelo intermedio cuyos componentes principales son arena y grava, por lo tanto se tiene:

$$S_2 = 1.2$$

$$T_p = 0.6$$

3.2.3. Factor de amplificación sísmica

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{23.8}{60} = 0.40$$

$h_n = 23.8$ m. Altura total de la edificación

$C_T = 60$ Muros de corte como elementos sismorresistentes

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T} \right) = 2.5 * \left(\frac{0.6}{0.4} \right) = 3.75 ; C \leq 2.5$$

Entonces: $C = 2.5$

3.2.4. Factor de Uso e Importancia (U)

$U = 1.0$ Edificación común – vivienda

3.3. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

3.3.1. Discontinuidad del diafragma

Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

3.3.2. Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica (R)

Muros de corte de concreto armado: $R = 6$

De acuerdo a la Norma Peruana Sismorresistente E.030 para estructuras irregulares, los valores de R deben ser multiplicados por $\frac{3}{4}$.

Por efectos de irregularidad en planta: $R = \frac{3}{4} * 6 = 4.5$

3.4. ANÁLISIS ESTÁTICO

A continuación se muestran los resultados del análisis estático para ambas direcciones (X e Y) realizado siguiendo los procedimientos dictados por la Norma E.030.

Características del edificio: Nro. Pisos = 11

Tabla 5: Área por nivel

ÁREA	Azotea	223.81 m ²
	Piso Típico (3° al 8°)	223.81 m ²
	Piso Típico (1° y 2°)	267.72 m ²
	Sótano (1 y 2)	267.72 m ²

Tabla 6: Pesos y masas por nivel

		Peso	Masa
ÁREA	Azotea	165.44 ton	16.88
	Piso Típico (3° al 8°)	264.98 ton	27.04
	Segundo Nivel	302.58 ton	30.88
	Primer Nivel	325.88 ton	33.25
Total		2383.78 ton	242.92

Tabla 7: Parámetros de análisis

hn	23.8	Altura total de la edificación
Ct	60.00	muros de corte como elementos sismo resistentes
T	hn/Ct = 0.4	
Tp	0.60	Suelo tipo 2
C	3.75	≤ 2.5
Z	0.40	Zonificación sísmica Zona 3 - Arequipa
U	1	Edificación común - vivienda
S	1.20	Suelo tipo 2
C	2.5	
P	2383.78	Peso de la edificación
R	6*3/4=4.5	Factor de reducción - Muros estructurales

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

$$V = 635.67 \text{ ton}$$

$$V = 26.67 \% P$$

3.5. ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico se puede hacer mediante combinación espectral (edificaciones convencionales) o por medio de análisis tiempo – historia (edificaciones especiales).

Al realizar un espectro de diseño se trata de determinar un coeficiente con el cual se debe diseñar las estructuras, buscando lograr comportamiento elástico para sismos leves cuya frecuencia de ocurrencia es alta, y un comportamiento inelástico para sismos severos cuya ocurrencia es menor.

Para el análisis se consideró que la estructura sigue un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en cada dirección horizontal definido en la N.T.E. E-030 por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Z	0.40	Zonificación sísmica Zona 3 - Arequipa
U	1	Edificación común - vivienda
S	1.20	Suelo tipo 2
C	2.5	
P	2637.55	Peso de la edificación
R	6*3/4=4.5	Factor de reducción - Muros estructurales

El espectro de respuesta de aceleración sísmica y el gráfico se muestran a continuación.

Tabla 8: Espectro de respuesta

T	C	Z.U.C.S/R	Sa
0.00	2.500	0.267	2.62
0.40	2.500	0.267	2.62
0.50	2.500	0.267	2.62
0.60	2.500	0.267	2.62
0.70	2.500	0.267	2.62
0.80	2.500	0.267	2.62
0.90	2.500	0.267	2.62
1.00	2.250	0.240	2.35
1.25	1.800	0.192	1.88
1.50	1.500	0.160	1.57
1.75	1.286	0.137	1.35

T	C	Z.U.C.S/R	Sa
2.00	1.125	0.120	1.18
2.25	1.000	0.107	1.05
2.50	0.900	0.096	0.94
2.75	0.818	0.087	0.86
3.00	0.750	0.080	0.78
3.50	0.643	0.069	0.67
4.00	0.563	0.060	0.59
4.50	0.500	0.053	0.52
5.00	0.450	0.048	0.47
5.50	0.409	0.044	0.43
6.00	0.375	0.040	0.39
6.50	0.346	0.037	0.36
7.00	0.321	0.034	0.34
7.50	0.300	0.032	0.31
8.00	0.281	0.030	0.29
8.50	0.265	0.028	0.28
9.00	0.250	0.027	0.26
20.00	0.113	0.012	0.12
30.00	0.075	0.008	0.078

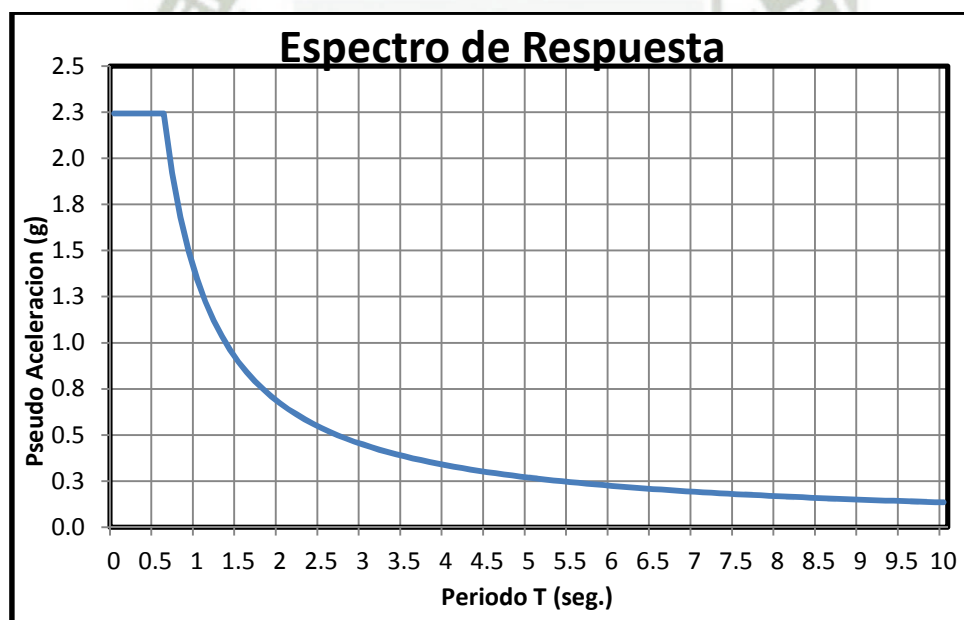


Figura 4: Grafico Espectro de respuesta

La mínima fuerza cortante en la base para cada dirección será el 80% de la fuerza cortante estática si es regular y el 90% si es irregular. De ser necesario se aumentará el valor de la fuerza cortante para cumplir con el mínimo

establecido, esto se logrará escalando proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos a excepción de los desplazamientos.

En este caso, al tener una estructura irregular y la fuerza cortante obtenida del análisis dinámico no alcanzar el 90% del valor de la fuerza estática, se procedió a calcular el llamado factor de escala dinámico.

Tabla 9: Cortante estático y dinámico

V din X	V est	% V est	V est min	Factor
511.09	635.67	80.40	572.11	1.12

V din Y	V est	% V est	V est min	Factor
487.43	635.67	76.68	572.11	1.17

3.6. MODOS Y PERIODOS RESULTANTES

3.6.1. Modos y períodos resultantes:

El edificio cuenta con nueve niveles y dos sótanos, por eso al tener tres grados de libertad nos arrojará un número total de modos igual a 27. A continuación se muestra la siguiente tabla con los valores de los periodos y porcentajes de masas efectivas resultantes del análisis para las dos direcciones.

Tabla 10: Periodos y participación de masas

Modo	Periodo	Masa X	Masa Y	Sum Masa X	Sum Masa Y
1	0.575857	65.9903	0.6422	65.9903	0.6422
2	0.430668	0.7068	68.418	66.6971	69.0602
3	0.311703	0.9499	0.0068	67.647	69.067
4	0.136965	17.0014	0.2828	84.6484	69.3498
5	0.103881	0.2026	17.6946	84.8511	87.0444
6	0.076057	0.7498	0.1214	85.6009	87.1658
7	0.061704	6.1829	0.0821	91.7839	87.2479
8	0.050539	0.0244	4.6916	91.8083	91.9395
9	0.047153	0.0027	0.388	91.811	92.3275
10	0.038536	0.7615	0.4085	92.5725	92.736
11	0.036467	1.4095	0.7601	93.9821	93.4961
12	0.034971	0.7381	0.2281	94.7201	93.7242
13	0.030601	0.1638	0.2194	94.8839	93.9436
14	0.028707	0.0296	1.6005	94.9135	95.5441

Modo	Periodo	Masa X	Masa Y	Sum Masa X	Sum Masa Y
15	0.027943	0.0041	0.0154	94.9176	95.5596
16	0.026862	0.6871	0.0371	95.6047	95.5967
17	0.022424	0.5948	0.0381	96.1995	95.6348
18	0.021909	0	0.1502	96.1995	95.7849
19	0.021614	0.093	0.8134	96.2925	96.5984
20	0.020831	0.1267	0.0817	96.4192	96.6801
21	0.019474	0.5088	0.0834	96.928	96.7635
22	0.018405	0.1311	0.1253	97.0591	96.8888
23	0.017809	0.2876	0.0582	97.3467	96.947
24	0.017594	0.069	0.3652	97.4156	97.3122
25	0.016156	0.0114	0.0121	97.427	97.3243
26	0.015441	0.1201	0.0271	97.5471	97.3514
27	0.015196	0.2285	0.0919	97.7756	97.4433

Del cuadro anterior podemos determinar que el periodo fundamental de la estructura en la dirección X-X queda definido por el modo 1 y en la dirección Y-Y queda definido por el modo 2.

3.6.2. Control de Desplazamientos Laterales:

La Norma establece que el cálculo de los desplazamientos laterales se hará multiplicando por 0.75 veces el valor de R los resultados de los desplazamientos obtenidos en el análisis debido a que estos resultados son del tipo elástico y por ello es necesario hacer este tipo de limitación.

La Norma también establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que para estructuras de concreto armado es igual a 0.007. Así tenemos:

Tabla 11: Desplazamientos laterales en X

Nivel	Desplaz. UX (m)	UX x 0.75 x R (m)	Altura (m)	Desplaz. Entrepiso (m)	Deriva	Verif. ≤ 0.007
Nivel 9	0.0235	0.1058	2.6	0.0158	0.0061	OK
Nivel 8	0.0207	0.0932	2.6	0.0162	0.0062	OK
Nivel 7	0.0178	0.0801	2.6	0.0171	0.0066	OK
Nivel 6	0.0148	0.0666	2.6	0.0176	0.0068	OK

Nivel	Desplaz. UX (m)	UX x 0.75 x R (m)	Altura (m)	Desplaz. Entrepiso (m)	Deriva	Verif. ≤ 0.007
Nivel 5	0.0118	0.0531	2.6	0.0176	0.0068	OK
Nivel 4	0.0088	0.0396	2.6	0.0171	0.0066	OK
Nivel 3	0.0059	0.0266	2.6	0.0158	0.0061	OK
Nivel 2	0.0033	0.0149	2.6	0.0133	0.0051	OK
Nivel 1	0.0013	0.0059	3	0.0106	0.0035	OK
Sót 1	0	0.0000	2.6	0.0000	0.0000	OK
Sót 2	0	0.0000	2.6	0.0000	0.0000	OK

Tabla 12: Desplazamientos laterales en Y

Nivel	Desplaz. UY (m)	UY x 0.75 x R (m)	Altura (m)	Desplaz. Entrepiso (m)	Deriva	Verif. ≤ 0.007
Nivel 9	0.0178	0.05985	2.6	0.0090	0.0035	OK
Nivel 8	0.0158	0.0531	2.6	0.0099	0.0038	OK
Nivel 7	0.0136	0.0459	2.6	0.0099	0.0038	OK
Nivel 6	0.0114	0.03825	2.6	0.0104	0.0040	OK
Nivel 5	0.0091	0.0306	2.6	0.0099	0.0038	OK
Nivel 4	0.0069	0.02295	2.6	0.0099	0.0038	OK
Nivel 3	0.0047	0.01575	2.6	0.0086	0.0033	OK
Nivel 2	0.0028	0.00945	2.6	0.0072	0.0028	OK
Nivel 1	0.0012	0.00405	3	0.0054	0.0018	OK
Sót1	0	0	2.6	0.0000	0.0000	OK
Sót 2	0	0	2.6	0.0000	0.0000	OK

3.6.3. Junta de separación sísmica:

Para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima s , la cual debe ser igual al mayor de los siguientes valores:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
- 3 cm.
- $s = 3 + 0.004 (h - 500)$ cm.

Donde “h” es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará “s”, en esta en particular, esté nivel será el de la azotea, $h = 2380$ cm.

Como el desplazamiento de los bloques vecinos es desconocido, la distancia “s” se calculó en base a los otros dos criterios. Sólo se hizo el cálculo de “s” en la dirección X, pues es la dirección que presenta un mayor desplazamiento.

Al aplicar el último criterio obtuvimos un valor de “s” igual a 10.52 cm. y como este valor es mayor que 3 cm. se concluye que la distancia mínima “s” será igual a 10.52 cm.

La norma E.030 dice además que la distancia que se retirará la edificación de los lotes adyacentes no será menor que los $2/3$ del desplazamiento máximo calculado para el nivel más elevado de la edificación, ni tampoco será menor que $s/2$. Por lo tanto, el valor mínimo que deberemos retirarnos será igual a:

$$2/3 * 10.58 = 7.05 \text{ cm. } \text{Ó} \text{ } 10.52/2 = 5.26 \text{ cm.}$$

Finalmente se tomó un retiro total de 8 cm.

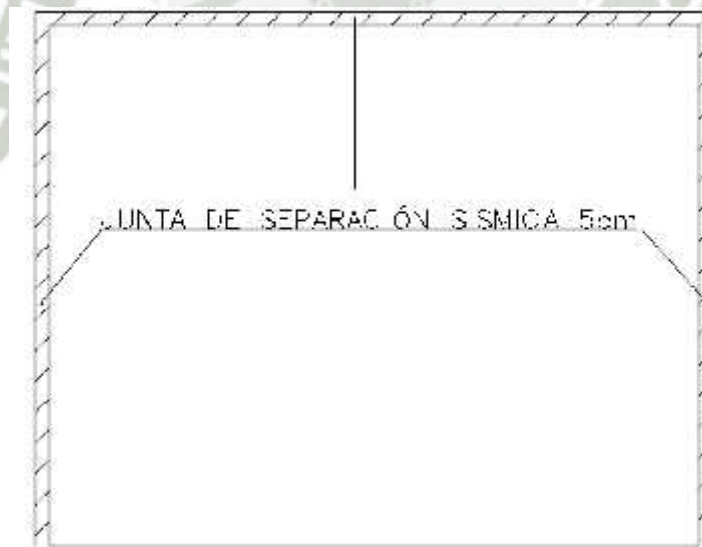


Figura 5: Junta de separación sísmica

3.7. DIAGRAMAS DE CARGA

3.7.1. Diagrama de carga axial la columna C-1 (ton)

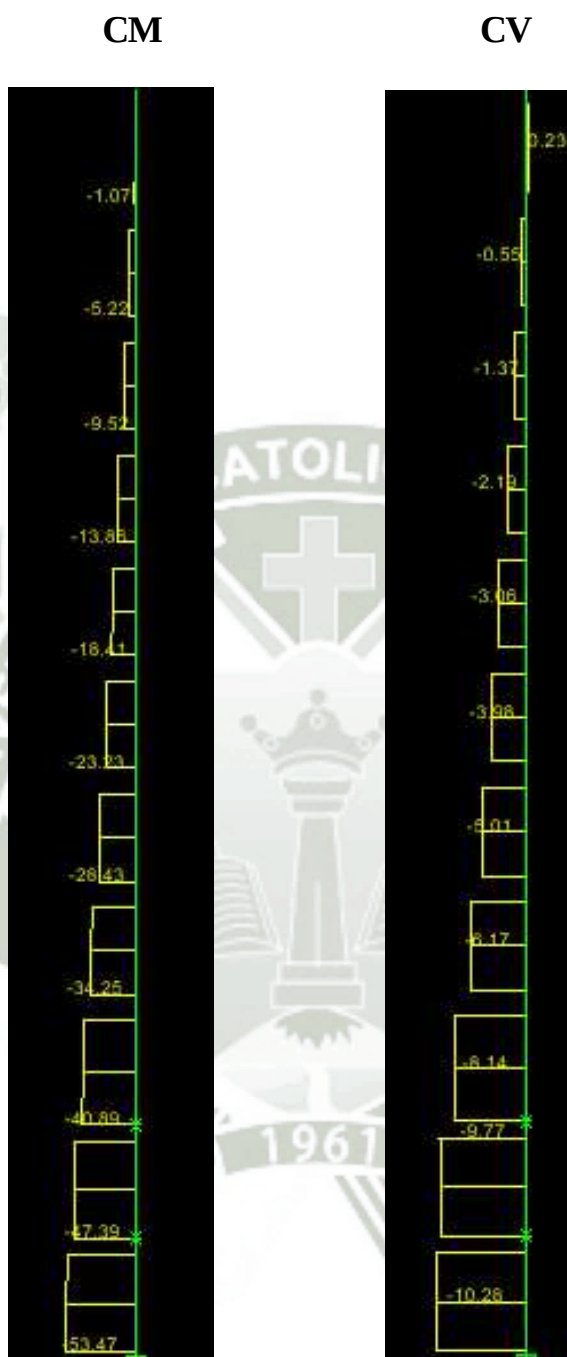


Figura 6: Carga axial en Columna

3.7.2. Diagramas de carga axial de la placa P-6 (ton)

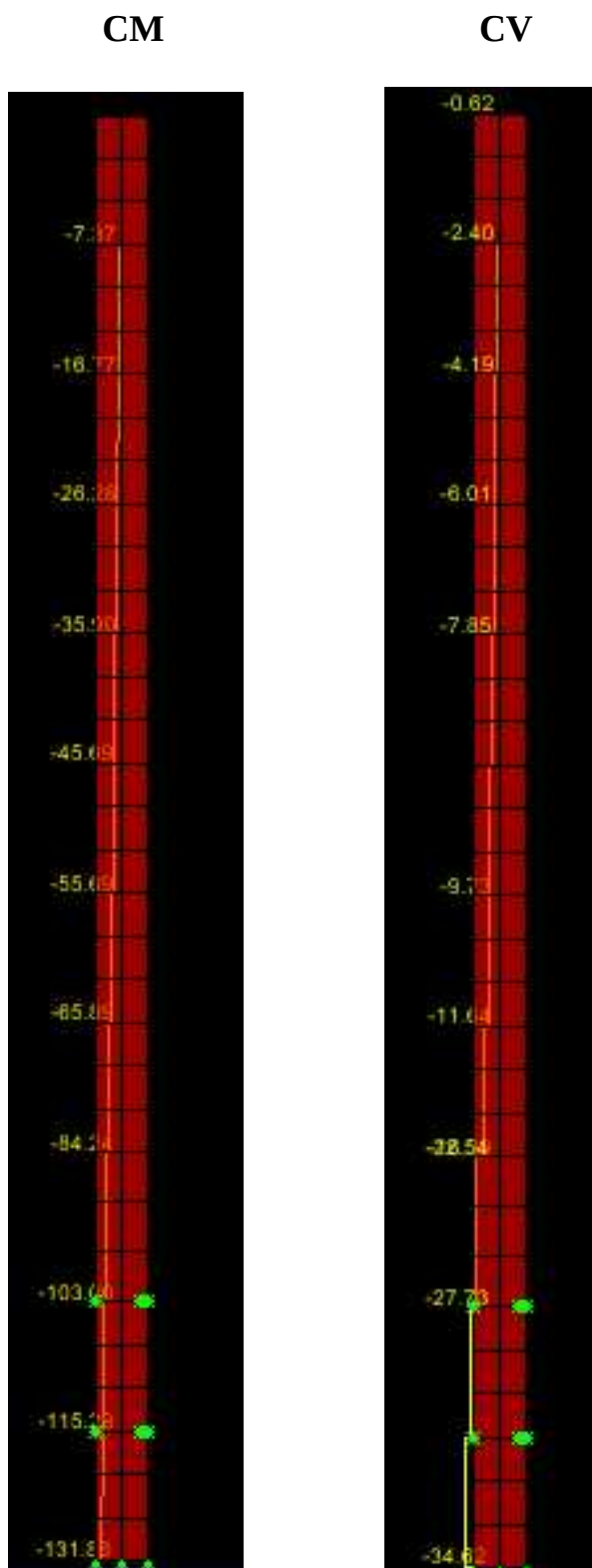


Figura 7: Carga axial en placa

3.7.3. Diagramas de momento flector de la placa P-6 (ton.m)

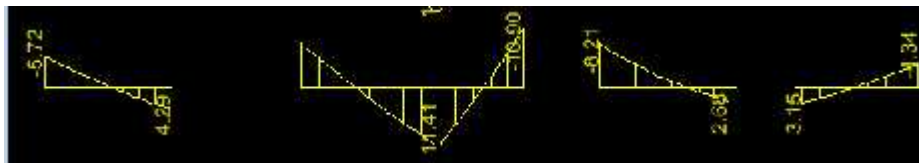
DMF



Figura 8: Momento flector en placa

3.7.4. Diagramas de momento flector de la viga V-103 (ton-m)

CM



CV



CS



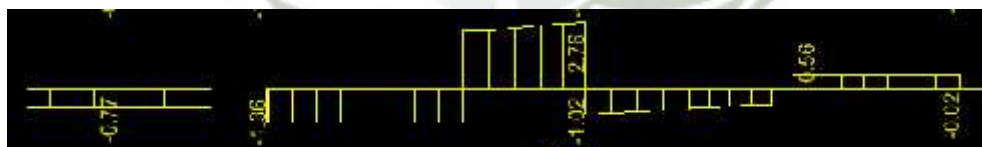
Figura 9: Diagramas de momento flector en vigas

3.7.5. Diagramas de fuerza cortante de la viga V-103 (ton)

CM



CV



CS



Figura 10: Diagramas de fuerza cortante en vigas

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas son elementos estructurales horizontales que separan un piso de otro, contruidos monolíticamente o en forma de vigas o viguetas sucesivas apoyadas sobre los muros estructurales y/o vigas. Las losas de techo cumplen las siguientes funciones:

Función arquitectónica.- Separa espacios verticales formando los diferentes pisos de una construcción.

Función estructural.- Las losas deben ser capaces de transmitir las cargas muertas y las cargas vivas incluyendo las cargas de acabados y revoques a las vigas. Además, forman un diafragma rígido intermedio, para soportar la fuerza sísmica de la estructura.

Para la presente tesis se decidió tener losas del tipo aligerado armadas en un solo sentido.

En el caso de este tipo de losas sólo se realizó el análisis debido a cargas de gravedad, evaluando la hipótesis de carga de $1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$ por ser la más desfavorable.

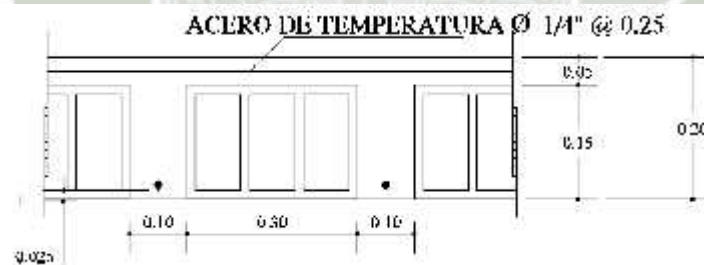


Figura 11: Esquema losa aligerada

4.1.1. Diseño por flexión

La losa aligerada se diseña por vigueta por lo tanto el metrado de cargas también deberá hacerse por vigueta.

CM					
	Peso del Concreto	=	2.4	ton/m ³	
	Peso Piso Terminado	=	0.1	ton/m ²	

CV					
	S/C Oficinas	=	0.25	ton/m ²	
	S/C Viviendas	=	0.20	ton/m ²	

Metrado de Aligerado de h = 20cm. (w=300 kg/m², Sótano 1)

CM						
	Peso del Concreto	0.300	x	0.40	=	0.120 ton/m
	Peso Tabiques	0.080	x	0.40	=	0.032 ton/m
	Peso Piso Terminado	0.100	x	0.40	=	0.040 ton/m
				CM	=	0.192 ton/m

CV						
	S/C Oficinas	0.25	x	0.4	=	0.1 ton/m
				CV	=	0.1 ton/m

Cargas de Servicio						
		W _{SERV}	=	0.192	+	0.1 = 0.292 ton/m
Cargas Mayoradas						
		W _{UCM}	=	1.4	x	0.192 = 0.269 ton/m
		W _{UCV}	=	1.7	x	0.1 = 0.170 ton/m

Carga Ultima Total						
		W _{UT}	=	0.269	+	0.170 = 0.44 ton/m

Tomaremos como ejemplo el aligerado del sótano que comprende desde el eje A al eje E.

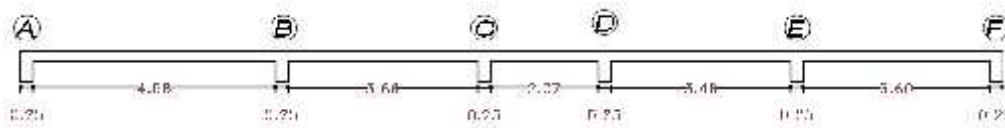
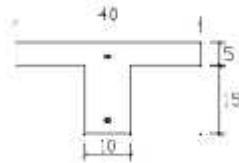


Figura 12: Aligerado semisótano eje A



$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para el diseño se usó los siguientes momentos como se muestra en la siguiente figura:



Figura 13: Diagrama de momentos en viguetas de losa

Si bien la vigueta es de sección transversal “T”, esta trabaja en ambos casos, momentos positivos y momentos negativos, como si se tratara de una sección rectangular. Es decir, para momentos positivos se tendrá una sección con base igual a 0.40 cm. y peralte 0.17 cm. y para secciones negativas se tendrá una sección con base igual a 0.10 cm. y peralte de 0.17 cm.

Primero, de la Formula anterior obtenemos un momento último llamado M_u , luego al utilizar las siguientes expresiones obtendremos un área de acero requerida para cada sección.

$$K_U = \frac{M_U}{b * d^2}$$

El valor de K_U se tomó del libro Diseño en Concreto Armado (Gianfranco Ottazi Pasino, Tabla 10 – 2 - Diseño en flexión)

$$A_s = \rho * b * d$$

La Norma E.060 menciona también que se puede considerar satisfecho el requerimiento de acero mínimo en una sección siempre y cuando se cumpla lo siguiente:

$$A_{s\text{colocado}} \geq 1.33 A_{s\text{necesario}}$$

Esta última consideración es la que predomina en el caso de losas aligeradas.

El acero máximo que se colocó en las viguetas también responde a una disposición de la Norma E.060 por lo que se consideró:

$$As_{max} \leq 0.75Asb$$

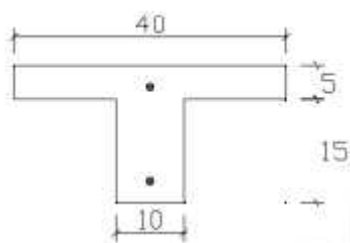
Donde Asb es el área de acero que produce la falla balanceada.

Según estas consideraciones tenemos el siguiente cuadro:

Tabla 13: Acero máximo - mínimo

Peralte (h) m	$As^+ \text{ min}$ cm^2	$As^- \text{ min}$ cm^2	$As^+ \text{ máx.}$ cm^2	$As^- \text{ máx.}$ cm^2
0.2	0.61	1.29	7.5	2.7

4.1.1.1. Cálculo del área de acero requerida por flexión:



Datos Aligerado

Base Positiva (b^+)	=	0.40
Base Negativa (b^-)	=	0.10
Altura (h)	=	0.20
Recubrimiento	=	0.03
Peralte Efectivo (d)	=	0.17

Calculo de Acero Negativo:

Tabla 14: Calculo de acero negativo

	a	c	e	g	i	k
$Mu (-) \text{ (Tn.m)}$	0.04	0.780	0.318	0.350	0.570	0.04
Ku	1.38	26.99	11.00	12.11	19.72	1.38
ρ	0.001	0.0079	0.0031	0.0034	0.0056	0.001
As	0.17	1.34	0.53	0.58	0.95	0.17
As	1 ϕ 3/8"	1 ϕ 1/2"	1 ϕ 3/8"	1 ϕ 3/8"	1 ϕ 1/2"	1 ϕ 3/8"

Tabla 15: Cálculo acero positivo

	b	d	f	h	j
Mu (+)	0.480	0.280	0.200	0.300	0.270
Ku	4.15	2.42	1.73	2.60	2.34
ρ	0.0012	0.001	0.001	0.001	0.001
As	0.82	0.68	0.68	0.68	0.68
As	1 ϕ 1/2"	1 ϕ 3/8"	1 ϕ 3/8"	1 ϕ 3/8"	1 ϕ 3/8"

Refuerzo por Contracción y Temperatura:

En la losa superior, de 5 cm de espesor, el refuerzo mínimo para evitar que tenga problemas de contracción y temperatura.

$$\rho = 0.24\%$$

$$A_s = 0.0024 * b * t = 0.0024 * 100 * 5 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \phi 1/4 @ 0.25 \text{ cm.}$$

$$(A_s = 1.28 \text{ cm}^2)$$

4.1.2. Diseño por corte

Las viguetas se diseñaron de tal forma que estas sean las que resistan todo la fuerza cortante:

$$\phi V_c \geq V_u$$

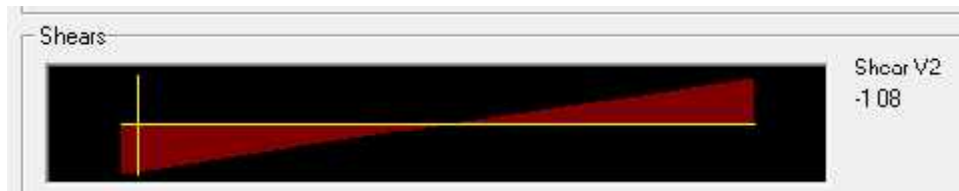
$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times (0.53 \times \sqrt{f'_{cx}} \times b \times d)$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$



Figura 14: Diagrama de corte Aligerado

Del diagrama de fuerza cortante observamos que la máxima fuerza cortante está ubicada en el apoyo del eje B y su valor es de 1.08ton; pero a una distancia d de la cara de la viga es de:



Logramos cumplir con la condición que indica que $\phi V_c \geq V_u$.

4.1.3. Deflexiones

Según la Norma Peruana E.060 será posible obviar el cálculo de las deflexiones del elemento estructural, en este caso las losas aligeradas, cuando se cumpla la siguiente condición:

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

En este caso, la mayor longitud del aligerado es la correspondiente al paño comprendido entre el eje A y el eje B y es igual a 4.68m, por lo tanto:

$$h = \frac{4.68}{25} = 0.19m. < 0.20m.$$

Finalmente, no se verificarán deflexiones en las losas aligeradas.

4.1.4. Corte del acero de refuerzo

El acero de refuerzo se deberá cortar, con el fin de tener un diseño económico, en las zonas donde ya no sea necesario, obteniéndose de esta manera los denominados bastones. Estos tendrán una determinada dimensión de acuerdo a su longitud de anclaje.

Para el corte del acero de refuerzo, se siguió lo dictado por la Norma Peruana de Concreto Armado E.060.

- El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó $12 d_b$, la que sea mayor.

- Los bastones negativos se cortan a un cuarto de la luz libre.
- Si se tiene un momento de sismo considerable, los bastones negativos se cortan a un tercio de la luz libre.
- El acero negativo en el extremo interior se corta a un sexto de la luz libre, mientras que el acero negativo en el extremo exterior se corta a un séptimo de la luz libre.

A continuación se presenta el esquema para el corte de refuerzo utilizado:

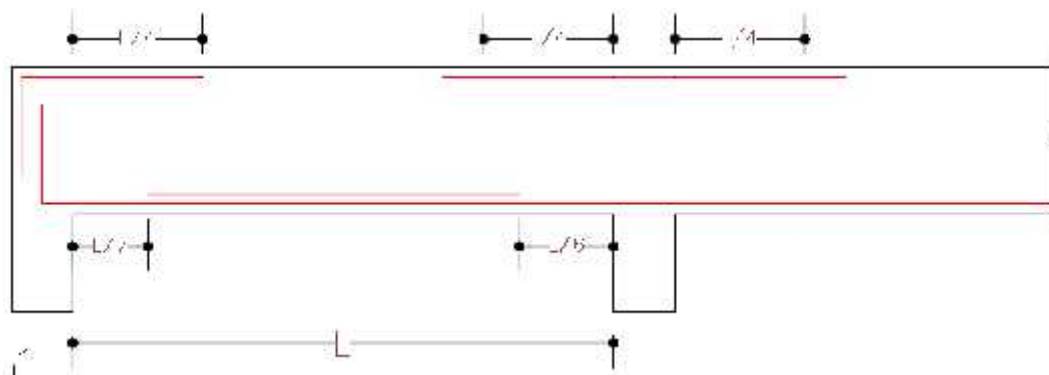


Figura 15: Corte de acero de refuerzo

Por lo tanto el diseño final del aligerado del sótano es el siguiente:

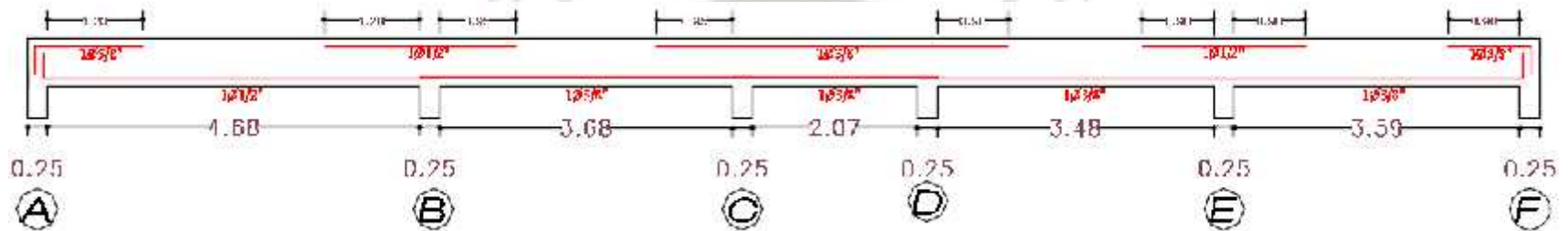


Figura 16: Aligerado Primer sótano entre ejes 3 - 4

4.2. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

El diseño se realiza tanto por flexión como por corte, de manera similar al realizado para las losas aligeradas. Además, al igual que en el caso de las losas aligeradas sólo se consideraron las cargas de gravedad. Para analizar el comportamiento de las losas macizas en dos direcciones elegimos utilizar el “Método de Coeficientes Para Losas Apoyadas en Vigas o Muros” incluida en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

4.2.1. Limitaciones

- Se permite que las losas que cumplan con las limitaciones de 2 a 5, sean diseñadas utilizando el Método de Coeficientes.
- Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo $1/15$ de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.
- Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.
- Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.
- Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

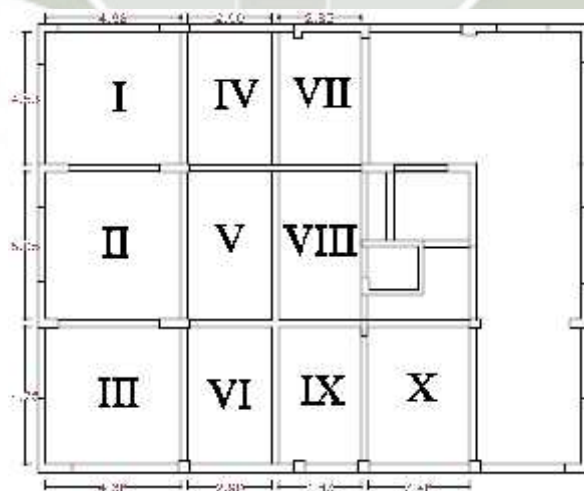
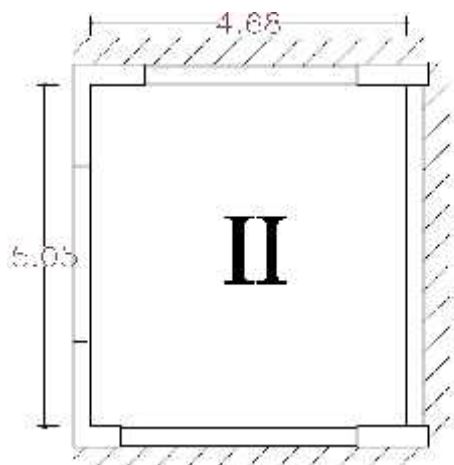


Figura 17: Distribución de paneles losa maciza 2do sótano

Como ejemplo se mostrará el diseño de la losa maciza de la zona central.



Datos	
f'c	210 kg/cm ²
f'y	4200 kg/cm ²
s/c	250 kg/m ²

Figura 18: Panel II losa 2do sótano

Veamos si se puede diseñar como losa bidireccional.

- Límite para losa Bidireccional

$$\frac{L}{S} \leq 2$$

Donde:

L = Long. Mayor luz libre del panel

S = Long. Menor luz libre del panel

- Analizando el Panel II

$$\frac{5.05}{4.68} = 1.08 \leq 2 \rightarrow \text{Diseño Losa Bidireccional}$$

- Peralte de la Losa Maciza Bidireccional (Panel II es el mayor de mayor perímetro):

$$d = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

Siendo: Perímetro = perímetro interno del peralte.

$$h = \frac{2 * (5.05 + 4.68)}{180} = 0.11m.$$

Usaremos $\rightarrow h = 0.15m.$

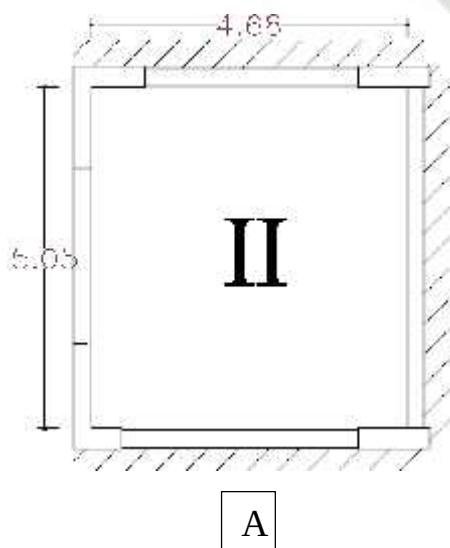
Metrado de Cargas						
CM						
	Peso Losa Maciza (h=0.15m)	2.400	x	0.15	=	0.36 ton/m ²
	Peso Piso Terminado			100	=	0.1 ton/m ²
				CM	=	0.46 ton/m ²
CV						
	S/C Oficinas			250	=	0.25 ton/m ²
				CV	=	0.25 ton/m ²

Cargas Mayoradas						
	W _{UCM}	=	1.4	x	0.46	= 0.644 ton/m ²
	W _{UCV}	=	1.7	x	0.25	= 0.425 ton/m ²

Carga Ultima Total						
	W _{UT}	=	0.644	+	0.425	= 1.07 ton/m ²

Cargas de Servicio						
	W _{SERV}	=	0.46	+	0.25	= 0.710 ton/m ²

4.2.2. Diseño por flexión



Relación:

$$m = \frac{A}{B}$$

$$m = \frac{4.68}{5.05} = 0.93$$

N.T.E. E.60 CONCRETO ARMADO

TABLA 13.1 COEFICIENTES PARA MOMENTOS NEGATIVOS

$$M_{neg} = C_u \text{ en } A^2$$

un = carga amplificada total

$$M_{neg} = C_b \text{ en } B^2$$



Relación l/b	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00									
C_u		0.045		0.050	0.070	0.071		0.033	0.061
C_b		0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.85		0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
C_b		0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.80		0.055		0.060	0.090	0.079		0.043	0.068
C_b		0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.75		0.060		0.066	0.092	0.083		0.049	0.072

Figura 19: Coeficientes para momentos negativos - E060

4.2.2.1. Cálculo de Momentos en Franjas Centrales

4.2.2.1.1. Momentos Negativos en Bordes Continuos

M_A	(C _A)	(W _{UT})	(A ²)
	0.04	1.07	(4.68) ²
M_A	0.937	ton.m	
M_B	(C _B)	(W _{UT})	(B ³)
	0.054	1.07	(5.05) ²
M_B	1.474	ton.m	

TABLA 13.2 COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DERIVADOS A LA CARGA MUERTA

$$M_{o pos. A} = C_u \text{ en } A^2$$

un = carga muerta amplificada

$$M_{o pos. B} = C_b \text{ en } B^2$$



Relación l/b	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00									
C_u	0.006	0.018	0.018	0.027	0.007	0.063	0.027	0.026	0.023
C_b	0.006	0.018	0.027	0.027	0.016	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95		0.010	0.020	0.021	0.030	0.026	0.036	0.031	0.024
C_b		0.013	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.017
0.90		0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.036	0.025	0.025
C_b		0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.019	0.015
0.85		0.030	0.024	0.026	0.036	0.031	0.042	0.040	0.026
C_b		0.028	0.012	0.022	0.019	0.011	0.023	0.017	0.013

Figura 20: Coeficientes para momentos negativos - carga muerta

TABLA 13.J COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA VIVA

$M_{pos I} = C_a \text{ val } A'$
 $M_{pos I} = C_b \text{ val } B'$

$W_{UL} = \text{carga viva amplificada}$



Reducción	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
$m = \frac{A}{B}$										
1.00	C_a	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	C_b	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	C_a	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	C_b	0.035	0.025	0.025	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	C_a	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	C_b	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.028	0.024	0.022
0.85	C_a	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	C_b	0.026	0.019	0.024	0.023	0.018	0.022	0.025	0.022	0.020
0.80	C_a	0.055	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	C_b	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017

Figura 21: Coeficientes para momentos positivos - carga viva

4.2.2.1.2. Momentos Positivos en la Dirección “A”

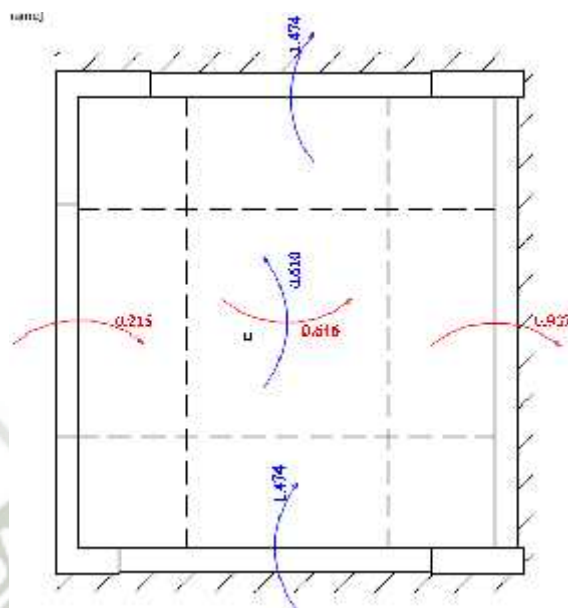
$M^+_{A CM}$	(C_A)	(W_{UCM})	(A^2)
	0.024	0.644	$(4.68)^2$
$M^+_{A CM}$	0.339	ton.m	
$M^+_{A CV}$	(C_A)	(W_{UCV})	(A^2)
	0.033	0.425	$(4.68)^2$
$M^+_{A CV}$	0.307	ton.m	
M^+_A	0.646	ton.m	

4.2.2.1.3. Momentos Positivos en la Dirección “B”

$M^+_{B CM}$	(C_B)	(W_{UCM})	(B^3)
	0.02	0.644	$(5.05)^2$
$M^+_{B CM}$	0.328	ton.m	
$M^+_{B CV}$	(C_B)	(W_{UCV})	(B^3)
	0.026	0.425	$(5.05)^2$
$M^+_{B CV}$	0.282	ton.m	
M^+_B	0.610	ton.m	

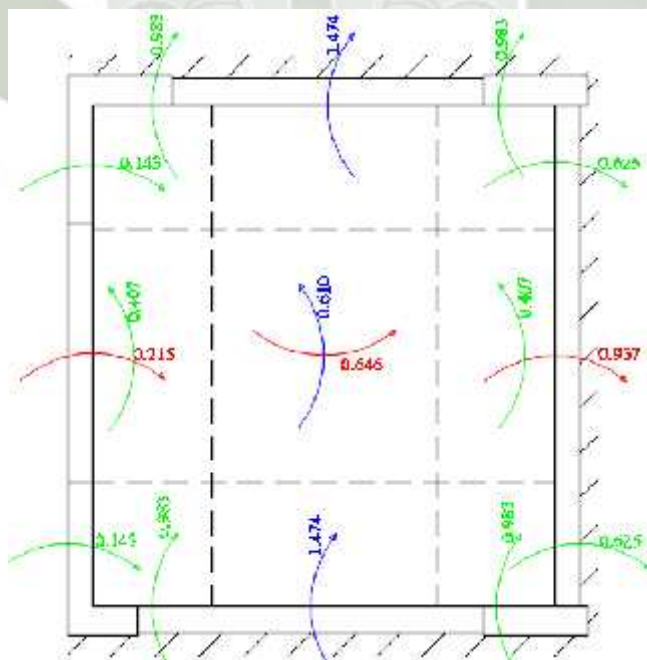
4.2.2.1.4. Momentos Negativos en Bordes no Continuos

$$M_A^- = \frac{M_A^+}{3} = \frac{0.646}{3} = 0.215 \text{ Ton.m}$$



4.2.2.1.5. Momentos en Franjas de Columna

$$M_{FRANJA\ COLUMNA} = \frac{2}{3} * M_{FRANJA\ CENTRAL}$$



4.2.3. Redistribución de Momentos en Bordes Continuos

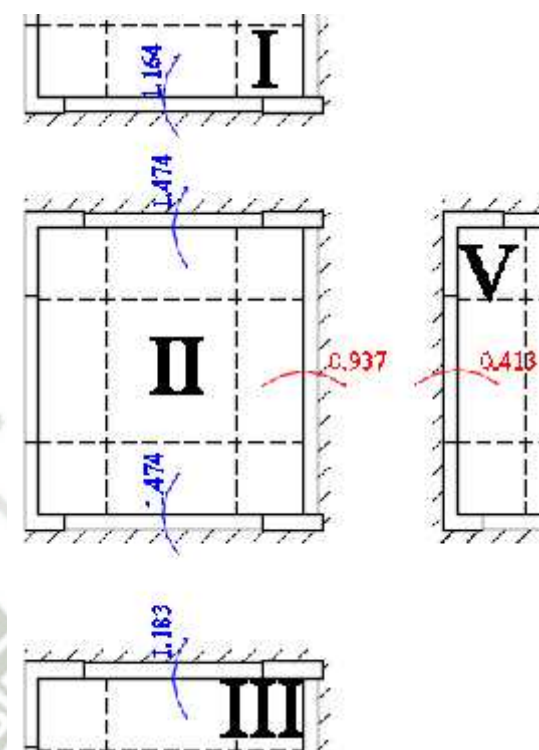


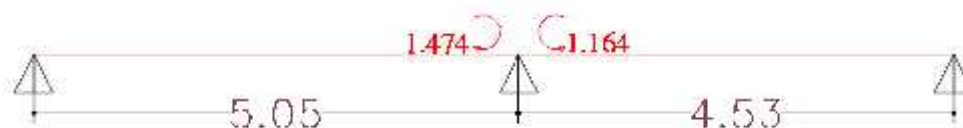
Figura 22: Redistribución de momentos losa maciza

Se realizara la redistribución de momentos en el borde continuo cuando el momento mayor excede en más del 20% al momento menor.

$$\frac{M_{MAYOR}}{M_{MENOR}} > 1.20 \rightarrow \text{Redistribucion de momentos}$$

4.2.3.1.1. Borde Continuo Paneles I y II

$$\frac{1.474}{1.164} = 1.26 > 1.20 \rightarrow \text{Redistribucion de momentos}$$



$$\Delta M = 1.474 - 1.164 = 0.31 \text{ tn.m}$$

Rigideces:

$$K_{II} = \frac{I}{5.05} = 0.20 I$$

$$K_I = \frac{I}{4.53} = 0.22 I$$

Luego:

$$\Delta_{MII} = \Delta M * \frac{K_{II}}{\Sigma K}$$

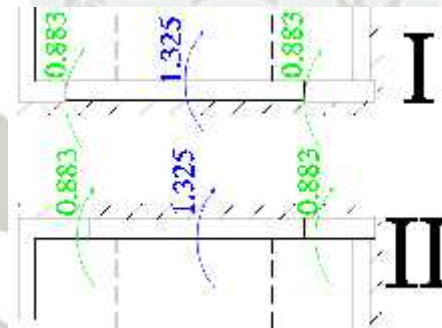
$$\Delta_{MII} = 0.31 * \frac{0.20 I}{0.20 I + 0.22 I}$$

$$\Delta_{MII} = 0.31 * 0.48 = 0.149 \text{ tn.m}$$

Finalmente:

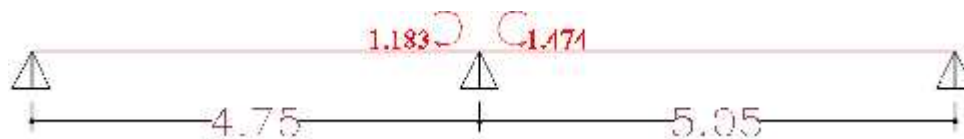
$$M_U^- = \Delta M - \Delta_{MII}$$

$$M_U^- = 1.474 - 0.149 = 1.325 \text{ tn.m}$$



4.2.3.1.2. Borde Continuo Paneles II y III

$$\frac{1.474}{1.183} = 1.25 > 1.20 \rightarrow \text{Redistribucion de momentos}$$



$$\Delta M = 1.474 - 1.183 = 0.291 \text{ tn.m}$$

Rigideces:

$$K_{II} = \frac{I}{5.05} = 0.20 I$$

$$K_I = \frac{I}{4.75} = 0.21 I$$

Luego:

$$\Delta_{MII} = \Delta M * \frac{K_{II}}{\Sigma K}$$

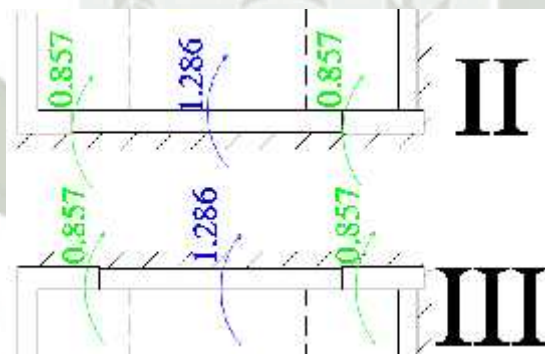
$$\Delta_{MII} = 0.291 * \frac{0.20 I}{0.20 I + 0.21 I}$$

$$\Delta_{MII} = 0.291 * 0.645 = 0.188 \text{ tn.m}$$

Finalmente:

$$M_U^- = \Delta M - \Delta_{MII}$$

$$M_U^- = 1.474 - 0.188 = 1.286 \text{ tn.m}$$



4.2.3.1.3. Borde Continuo Paneles II y V

$$\frac{0.937}{0.413} = > 2.28 \rightarrow \text{Redistribucion de momentos}$$



$$\Delta M = 0.937 - 0.413 = 0.524 \text{ tn.m}$$

Rigideces:

$$K_{II} = \frac{I}{4.68} = 0.214 I$$

$$K_I = \frac{I}{2.90} = 0.345 I$$

Luego:

$$\Delta_{MII} = \Delta M * \frac{K_{II}}{\Sigma K}$$

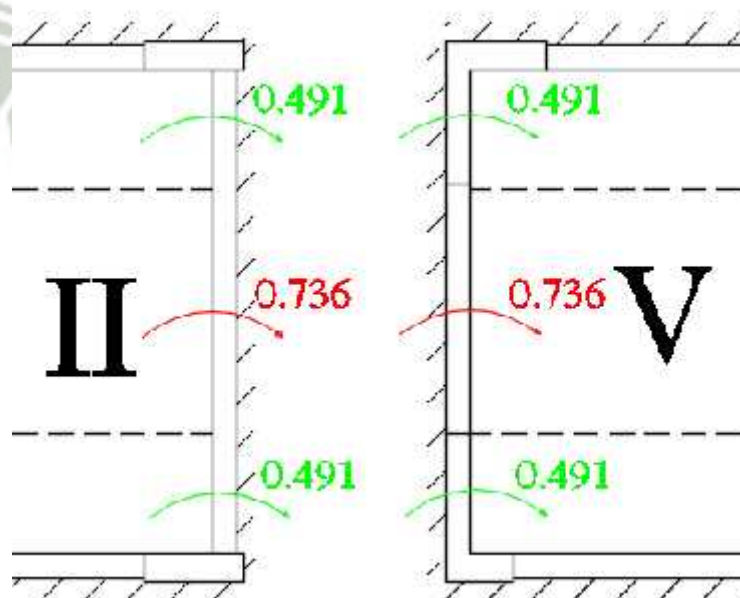
$$\Delta_{MII} = 0.524 * \frac{0.214 I}{0.214 I + 0.345 I}$$

$$\Delta_{MII} = 0.524 * 0.383 = 0.201 \text{ tn.m}$$

Finalmente:

$$M_U^- = \Delta M - \Delta_{MII}$$

$$M_U^- = 0.937 - 0.201 = 0.736 \text{ tn.m}$$



4.2.3.2. Diseño de Refuerzo

A. Longitud Corta.

a. Franja Central

➤ Zona Central

DATOS	
$M^+ =$	0.646 ton.m
$b =$	100 cm.
$d =$	12 cm
$\rho_{min} =$	0.0018

$$K_u = \frac{0.646 * 10^5}{100 * 12^2} = 4.49 \rightarrow \rho = 0.0016$$

$$\text{Como } \rho < \rho_{min} \rightarrow \text{usamos } \rho_{min} = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0018 * 100 * 12$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2$$

Usando acero de $\emptyset 3/8"$

$$S = \frac{0.71}{2.16} * 100 = 32.8 \text{ cm.}$$

Pero en:

$$\text{Franja Media} \rightarrow S_{MAX} = 2 * \emptyset = 2 * 15 = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Franja Columna} \rightarrow S_{MAX} = 3 * \emptyset = 3 * 15 = 45 \text{ cm.}$$

$\therefore$ Colocamos $\emptyset 3/8"$ @ 30cm.

➤ Borde Continuo

DATOS	
$M^+ =$	0.743 ton.m
$b =$	100 cm.
$d =$	12 cm
$\rho_{min} =$	0.0018

$$K_u = \frac{0.743 * 10^5}{100 * 12^2} = 5.16 \rightarrow \rho = 0.0016$$

Como $\rho < \rho_{min} \rightarrow$ usamos $\rho_{min} = 0.0018$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0018 * 100 * 12$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2$$

Usando acero de $\emptyset 3/8"$

$$S = \frac{0.71}{2.16} * 100 = 32.8 \text{ cm.}$$

Pero en:

Franja Media $\rightarrow S_{MAX} = 2 * \square = 2 * 15 = 30 \text{ cm.}$

Franja Columna $\rightarrow S_{MAX} = 3 * \square = 3 * 15 = 45 \text{ cm.}$

$\therefore$ **Colocamos $\emptyset 3/8"$ @ 30cm.**

➤ **Borde No Continuo**

DATOS	
$M^+ =$	0.215 ton.m
$b =$	100 cm.
$d =$	12 cm
$\rho_{min} =$	0.0018

$$K_u = \frac{0.215 * 10^5}{100 * 12^2} = 1.49 \rightarrow \rho = 0.0010$$

Como $\rho < \rho_{min} \rightarrow$ usamos $\rho_{min} = 0.0018$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0018 * 100 * 12$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2$$

Usando acero de $\emptyset 3/8"$

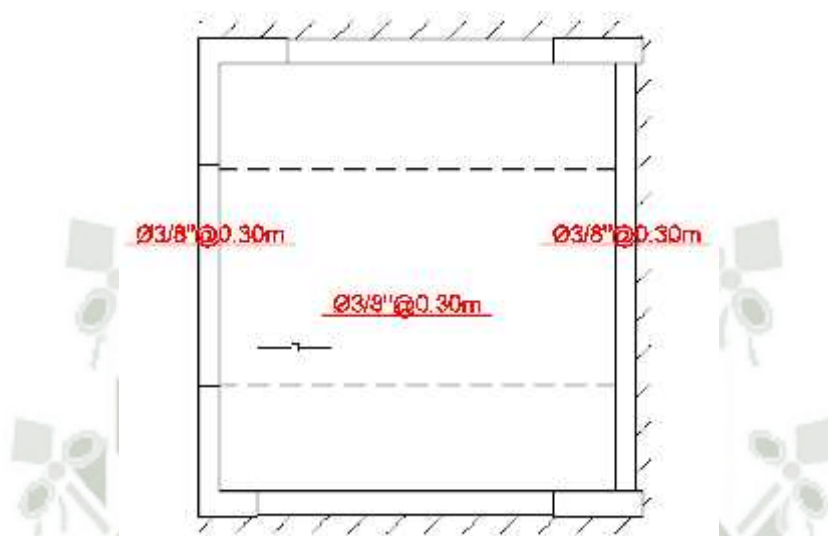
$$S = \frac{0.71}{2.16} * 100 = 32.8 \text{ cm.}$$

Pero en:

Franja Media $\rightarrow S_{MAX} = 2 * 15 = 2 * 15 = 30cm.$

Franja Columna $\rightarrow S_{MAX} = 3 * 15 = 3 * 15 = 45cm.$

$\therefore$ Colocamos $\varnothing 3/8" @ 30cm.$



b. Franja de Columna

$$S_{FRANJA DE COLUMNA} = \frac{3}{2} * S_{FRANJA CENTRAL}$$

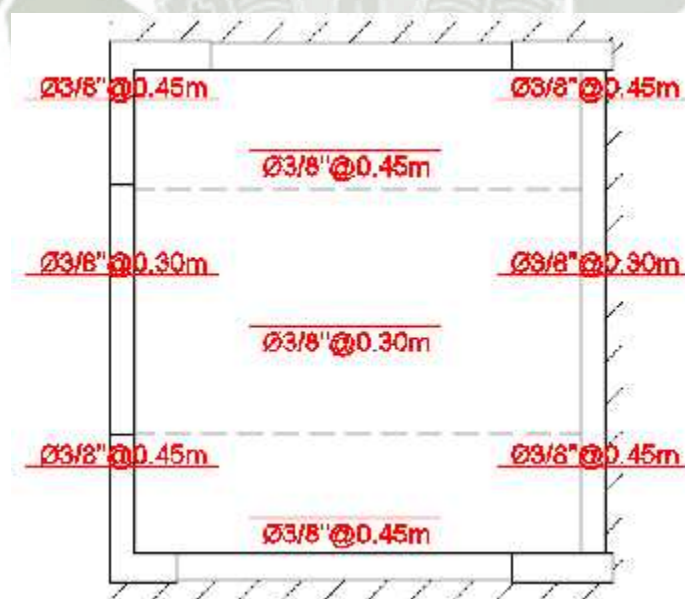


Figura 23: Acero longitud corta

B. Longitud Larga.

a. Franja Central

➤ Zona Central

DATOS	
$M^+=$	0.610 ton.m
$b=$	100 cm.
$d=$	12 cm
$\rho \text{ min}=$	0.0018

$$K_u = \frac{0.610 * 10^5}{100 * 12^2} = 4.24 \rightarrow \rho = 0.0012$$

$$\text{Como } \rho < \rho_{min} \rightarrow \text{usamos } \rho_{min} = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0018 * 100 * 12$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2$$

Usando acero de $\emptyset 3/8"$

$$S = \frac{0.71}{2.16} * 100 = 32.8 \text{ cm.}$$

Pero en:

$$\text{Franja Media} \rightarrow S_{MAX} = 2 * \emptyset = 2 * 15 = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Franja Columna} \rightarrow S_{MAX} = 3 * \emptyset = 3 * 15 = 45 \text{ cm.}$$

$\therefore$ Colocamos $\emptyset 3/8"$ @ 30cm.

➤ Borde Continuo

DATOS	
$M^+=$	1.325 ton.m
$b=$	100 cm.
$d=$	12 cm
$\rho \text{ min}=$	0.0018

$$K_u = \frac{1.325 * 10^5}{100 * 12^2} = 9.20 \rightarrow \rho = 0.0026$$

Como $\rho > \rho_{min} \rightarrow OK!$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0026 * 100 * 12$$

$$A_s = 3.12 \text{ cm}^2$$

Usando acero de $\emptyset 3/8"$

$$S = \frac{0.71}{3.12} * 100 = 22.7 \text{ cm.}$$

$\therefore$ Colocamos $\emptyset 3/8"$ @ 20cm.

DATOS

$M^+ =$	1.286 ton.m
$b =$	100 cm.
$d =$	12 cm
$\rho_{min} =$	0.0018

$$K_u = \frac{1.286 * 10^5}{100 * 12^2} = 8.93 \rightarrow \rho = 0.0026$$

Como $\rho > \rho_{min} \rightarrow OK!$

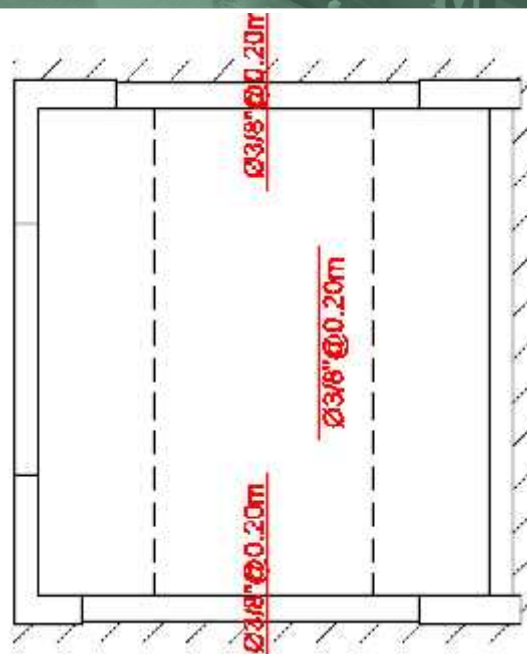
$$A_s = \rho * b * d = 0.0026 * 100 * 12$$

$$A_s = 3.12 \text{ cm}^2$$

Usando acero de $\emptyset 3/8"$

$$S = \frac{0.71}{3.12} * 100 = 22.7 \text{ cm.}$$

$\therefore$ Colocamos $\emptyset 3/8"$ @ 20cm.



b. Franja de Columna

$$S_{FRANJA DE COLUMNA} = \frac{3}{2} * S_{FRANJA CENTRAL}$$

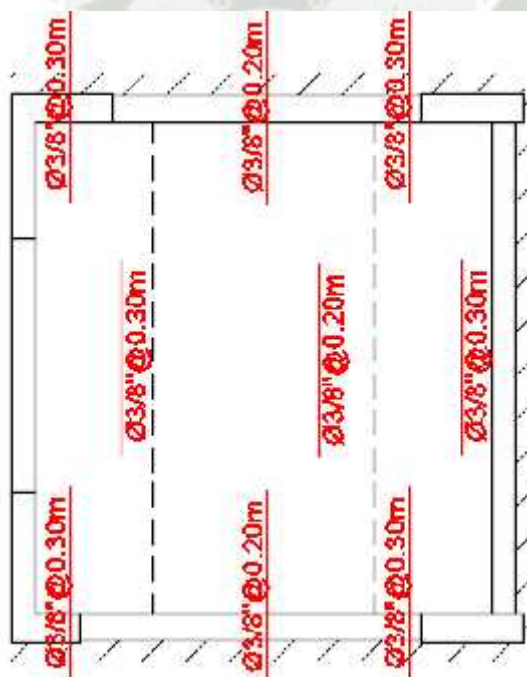
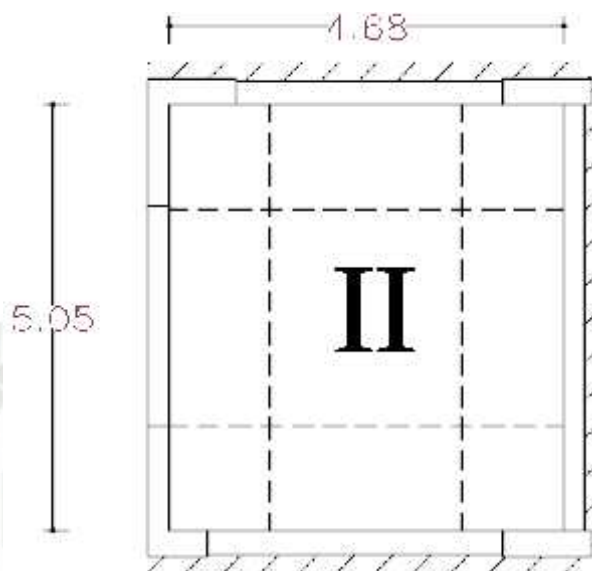


Figura 24: Acero longitud larga

4.2.4. Diseño por corte

El chequeo por cortante se realizara para el panel más crítico.



$$\text{Relacion: } m = \frac{A}{B} \rightarrow A < B$$

$$m = \frac{4.68}{5.05} = 0.93$$

La carga total sobre el panel es:

$$P_T = W_{UT} * A * B$$

$$P_T = 1.07 * 4.68 * 5.05$$

$$P_T = 25.29 \text{ Tn.}$$

La carga por metro de longitud sobre la viga larga es:

$$\frac{COEF(P_T)}{L} = \frac{0.40 * (25.29)}{2 * 5.05} = 1.00 \text{ Tn/m}$$

La carga por metro de longitud sobre la viga corta es:

$$\frac{COEF(P_T)}{L} = \frac{0.60 * (25.29)}{2 * 4.68} = 1.62 \text{ Tn/m}$$

Luego, la fuerza cortante por metro es:

$$V_u = 1.62 \text{ Tn}$$

La fuerza cortante admisible por metro del concreto es:

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12$$

$$\phi V_c = 7.83 \text{ Tn} > V_u = 1.62 \text{ Tn} \rightarrow OK!$$

4.3. DISEÑO DE VIGAS

Son los elementos estructurales que transmiten las cargas de las losas hacia las columnas o muros. Esta acción da como resultado la presencia de momentos flectores y fuerzas cortantes a lo largo de la longitud de la viga.

Generalmente las vigas forman parte de los denominados ejes de la estructura, teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones. El conjunto formado por las vigas y las columnas recibe el nombre de pórticos.

Las vigas se diseñan para resistir esfuerzos por flexión y por cortante considerando cargas de gravedad, muerta y viva, aplicadas en ellas, y las cargas de sismo que éstas absorben.

De acuerdo a la configuración de la estructura, se consideró conveniente agrupar las vigas en tres grandes grupos para de esta manera tener un diseño más ordenado. Estos grupos son los siguientes: vigas del sótano, vigas del piso típico y vigas de la azotea.

4.3.1. Diseño por flexión

Debido a que todas las vigas, tanto peraltadas y chatas, de la estructura son de sección transversal del tipo rectangular, el diseño se hizo siguiendo los lineamientos para el diseño de este tipo de secciones.

Tomamos el valor de M_u del análisis previo, luego hacemos uso de las siguientes fórmulas:

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

$$A_s = \rho * b * d$$

De esta manera obtenemos un área de acero para cada sección de la viga.

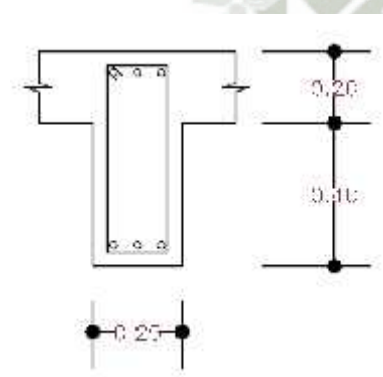
Para el caso de secciones rectangulares podemos deducir, de la norma E.060, el siguiente cuadro para el acero máximo y mínimo:

$$As_{min} = \frac{0.7 * \overline{f'_c}}{f_y} * b * d$$

$$As_{max} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

Peralte (h) m	Base (b) m	As min. cm ²	As máx. cm ²
0.6	0.25	3.24	21.57

Como ejemplo de diseño tomaremos la viga V-103 del Eje 3 de la losa del primer piso.



Datos Viga	
Base (b)	= 0.25 m.
Altura (h)	= 0.6 m.
Recubrimiento	= 0.06 m.
Peralte Efectivo (d)	= 0.54 m.

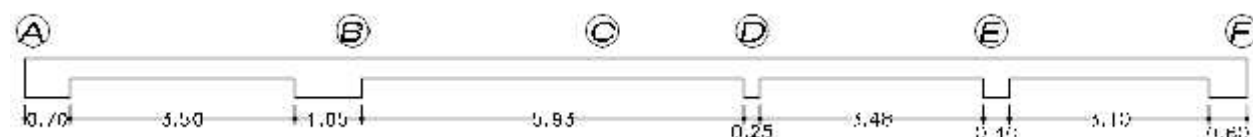


Figura 25: Viga V-103(25x60) losa primer nivel eje 3

El primer paso que se efectuó fue calcular los momentos respectivos para cada combinación de carga. Las 5 combinaciones de carga son las siguientes:

$$\rightarrow 1.4CM + 1.7CV$$

$$\rightarrow 1.25 CM + CV + CS$$

$$\rightarrow 1.25 CM + CV - CS$$

$$\rightarrow 0.9CM + CS$$

$$\rightarrow 0.9CM - CS$$

A continuación se muestra el diagrama de la envolvente del momento flector (DMF):

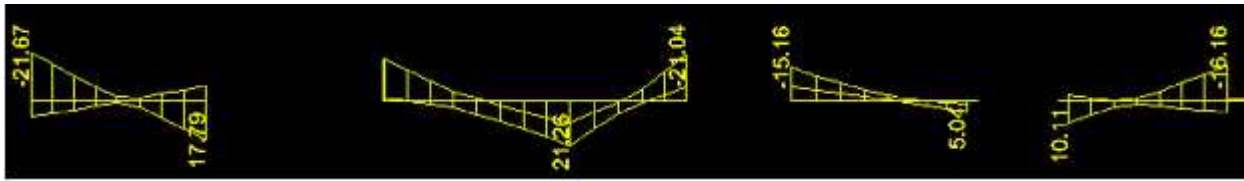


Figura 26: Envolvente momento flector V-103

Luego, con este envolvente se calcularon las áreas de acero necesarias para cada sección, tanto positiva como negativa de la viga.

Tabla 16: Calculo de acero negativo

	Eje A	Eje B	Eje D	Eje E	Eje F
Mu (-)	21.67	18.80	21.04	15.16	18.31
Ku	29.73	25.79	28.86	20.80	25.12
ρ	0.0088	0.0076	0.0086	0.006	0.0074
As	11.88	10.26	11.61	8.1	9.99
As	6 ϕ 5/8"	5 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	6 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 1/2"	5 ϕ 5/8"

Tabla 17: Calculo de acero positivo

	Tramo A-B	Tramo B-D	Tramo D-E	Tramo E-F
Mu (-)	17.19	21.26	5.04	10.11
Ku	23.58	29.16	6.91	13.87
ρ	0.0068	0.0086	0.002	0.004
As	9.18	11.61	2.7	5.4
As	5 ϕ 5/8"	6 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"

Debido a requerimientos sísmicos, las vigas que resisten este tipo de solicitaciones deberán tener un refuerzo continuo, el cual, está constituido por dos barras tanto en la parte inferior como en la parte superior. Este refuerzo continuo deberá cumplir las siguientes condiciones:

- No deberá ser menor a 1/4 del área máxima requerida en los nudos, ni menor que el acero mínimo por flexión.
- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior).

Se decidió colocar como acero corrido superior e inferior 2 ϕ 5/8" y se comprobó que se cumplieran las dos condiciones mencionadas anteriormente.

$$A_{scorrido} = 4.00 \text{ cm}^2 > A_{minimo} = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{scorrido} = 4.00 \text{ cm}^2 > Max. A_{requerida} * \frac{1}{4} = 11.88 * \frac{1}{4} = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$M_{resistente} = 7975 \text{ kg.m} > Max. momento_{resistente} * \frac{1}{3} = 21670 * \frac{1}{3} = 7223.33 \text{ kg.m}$$

4.3.1.1. Cálculo de Momentos Resistentes

Se muestra a continuación las resistencias nominales en flexión M_n ; según la forma en que está dispuesta la armadura.

➤ Primer Apoyo:

A_{SUP}	=	6 ϕ 5/8"	=	12	cm ²					
A_{SINF}	=	2 ϕ 5/8"	=	4	cm ²					
P_{SUP}	=	0.0089		K_{USUP}	=	30.11	M_{USUP}	=	21.95	Ton.m
P_{SINF}	=	0.0030		K_{USINF}	=	10.94	M_{USINF}	=	7.98	Ton.m
M_{nSUP}	=	24.39	T.m							
M_{nINF}	=	8.86	T.m							

➤ Segundo Apoyo:

A_{SUP}	=	5 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	=	11.27	cm ²					
A_{SINF}	=	2 ϕ 5/8"	=	4	cm ²					
P_{SUP}	=	0.0083		K_{USUP}	=	28.4	M_{USUP}	=	20.70	Ton.m
P_{SINF}	=	0.0030		K_{USINF}	=	10.94	M_{USINF}	=	7.98	Ton.m
M_{nSUP}	=	23.00	T.m							
M_{nINF}	=	8.86	T.m							

➤ Tercer Apoyo:

A_{SSUP}	=	6 φ 5/8"	=	12	cm²				
A_{SINF}	=	2 φ 5/8"	=	4	cm²				
P_{SUP}	=	0.0089		K_{USUP}	=	30.11	M_{USUP}	=	21.95 Ton.m
P_{INF}	=	0.0030		K_{UINF}	=	10.94	M_{UINF}	=	7.98 Ton.m
M_{nSUP}	=	24.39	T.m						
M_{nINF}	=	8.86	T.m						

➤ Cuarto Apoyo:

A_{SSUP}	=	3 φ 5/8" + 2 φ 1/2"	=	8.54	cm²				
A_{SINF}	=	2 φ 5/8"	=	4	cm²				
P_{SUP}	=	0.0063		K_{USUP}	=	22.04	M_{USUP}	=	16.07 Ton.m
P_{INF}	=	0.0030		K_{UINF}	=	10.94	M_{UINF}	=	7.98 Ton.m
M_{nSUP}	=	17.85	T.m						
M_{nINF}	=	8.86	T.m						

➤ Quinto Apoyo:

A_{SSUP}	=	5 φ 5/8"	=	10	cm²				
A_{SINF}	=	2 φ 5/8"	=	4	cm²				
P_{SUP}	=	0.0074		K_{USUP}	=	25.53	M_{USUP}	=	18.61 Ton.m
P_{INF}	=	0.0030		K_{UINF}	=	30.11	M_{UINF}	=	21.95 Ton.m
M_{nSUP}	=	20.68	T.m						
M_{nINF}	=	24.39	T.m						

4.3.2. Diseño por corte

La capacidad en corte de las vigas viene dada por la suma del aporte del concreto más el aporte del refuerzo transversal (estribos). Se considera que la fuerza cortante última en la sección crítica está ubicada a una distancia “d”, medida desde la cara del apoyo.

El aporte del concreto viene dado por:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 54 = 10368.6 \text{ kg.} \rightarrow 10.37 \text{ Tn.}$$

La resistencia que deberá proporcionar el refuerzo por corte viene dada por:

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

Calculo de Cortantes de Diseño

$$V_u = V_{u_{isostatico}} + \frac{M_{n_{izquierdo}} + M_{n_{derecho}}}{l_n}$$

➤ Primer Tramo

○ Momentos antihorarios:

$$V_n = \frac{24.39 + 8.86}{3.5} = 9.5 \text{ T}$$

$$V_{u_{isostatico}} = \frac{0.56 * 3.5}{2} = 0.98 \text{ T}$$

Apoyo Izquierdo

$$V_{u_{final}} = 0.98 + 9.5 = 10.48 \text{ T}$$

Apoyo Derecho

$$V_{u_{final}} = 0.98 - 9.5 = -8.52 \text{ T}$$

o Momentos Horarios:

$$V_n = \frac{8.86 + 23.0}{3.5} = 9.10 T$$

$$V_{u_{isostatico}} = \frac{0.56 * 3.5}{2} = 0.98 T$$

Apoyo Izquierdo

$$V_{u_{final}} = 0.98 - 9.1 = -8.12 T$$

Apoyo Derecho

$$V_{u_{final}} = 0.98 + 9.1 = 10.08 T$$

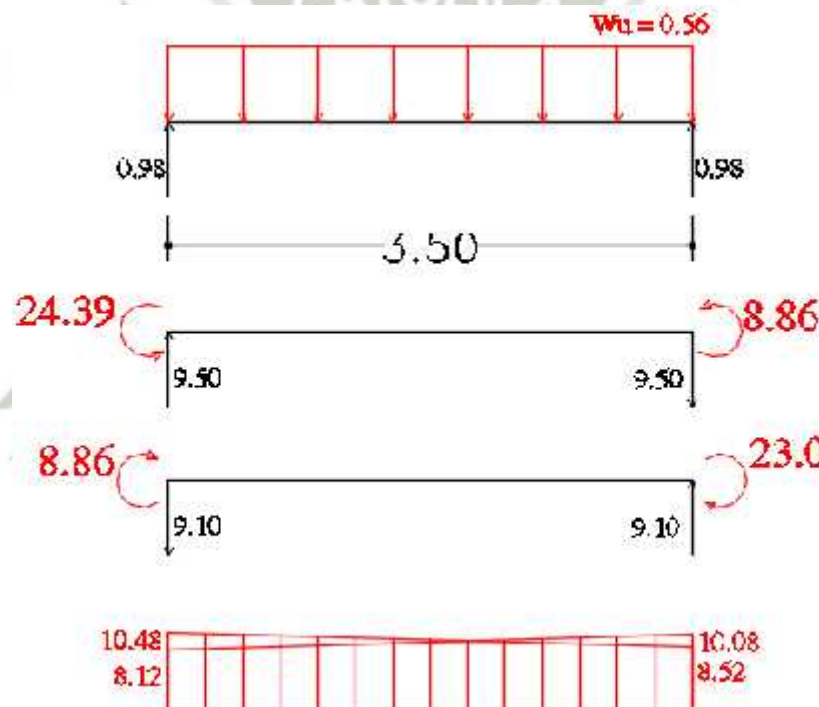


Figura 27: Envolventes de cortantes

Ahora como ya tenemos V_u y V_c podemos calcular V_s de la misma manera que lo hicimos para el caso anterior para luego obtener el espaciamiento requerido:

$$V_s = \frac{10480}{0.85} - 10369$$

$$V_s = 1960.41 Kg.$$

Calculo del espaciamiento “s”

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \rightarrow S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{1960.41} = 164 \text{ cm.}$$

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:

- a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm.
- b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
- d) 300 mm.

$$\frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm.}$$

$$10 * 1.58 = 15.8 \text{ cm.}$$

$$24 * .95 = 22.8 \text{ cm.}$$

$$30 \text{ cm.}$$

Tenemos que el máximo espaciamiento de estribos viene dado por:

$$\text{Si: } V_s \leq 1.1 * \overline{f'_c} * b * d \text{ Entonces } s < 0.60 \text{ m. ó } s < \frac{d}{2}$$

$$\text{Si: } V_s \geq 1.1 * \overline{f'_c} * b * d \text{ Entonces } s < 0.30 \text{ m. ó } s < d/4$$

$$S_{\text{máx.}} = \frac{d}{2} = \frac{0.54}{2} = 0.27 \text{ m.}$$

Por lo tanto, se tiene la siguiente distribución de estribos.

$$1@5 \text{ cm, } 9@12.5 \text{ cm, resto @25 cm.}$$

➤ Segundo Tramo

o Momentos antihorarios:

$$V_n = \frac{23.0 + 8.86}{5.93} = 5.37 \text{ T}$$

$$Vu_{isostatico} = \frac{0.56 * 5.93}{2} + \frac{16.52 * 2.2}{5.93} = 7.79 T \text{ Izq.}$$

$$Vu_{isostatico} = \frac{0.56 * 5.93}{2} + \frac{16.52 * 3.73}{5.93} = 12.05 T (Der.)$$

Apoyo Izquierdo

$$Vu_{final} = 7.79 + 5.37 = 13.16 T$$

Apoyo Derecho

$$Vu_{final} = 12.05 - 5.37 = 6.68 T$$

o Momentos Horarios:

$$Vn = \frac{8.86 + 24.39}{5.93} = 5.61 T$$

$$Vu_{isostatico} = \frac{0.56 * 5.93}{2} + \frac{16.52 * 2.2}{5.93} = 7.79 T \text{ Izq.}$$

$$Vu_{isostatico} = \frac{0.56 * 5.93}{2} + \frac{16.52 * 3.73}{5.93} = 12.05 T (Der.)$$

Apoyo Izquierdo

$$Vu_{final} = 7.79 - 5.61 = 2.18 T$$

Apoyo Derecho

$$Vu_{final} = 12.05 + 5.61 = 17.66 T$$

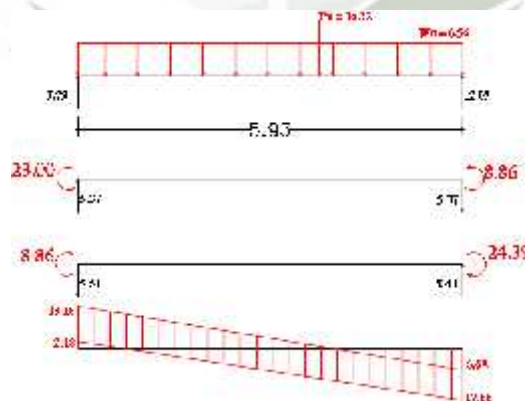


Figura 28: Envolvente de Cortantes

Ahora como ya tenemos V_u y V_c podemos calcular V_s de la misma manera que lo hicimos para el caso anterior para luego obtener el espaciamiento requerido:

$$V_s = \frac{17660}{0.85} - 10369$$

$$V_s = 10407.5 \text{ Kg.}$$

Calculo del espaciamiento “s”

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \rightarrow S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{10407.5} = 30 \text{ cm.}$$

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:

$$\frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm.}$$

$$10 * 1.27 = 12.2 \text{ cm.}$$

$$24 * .95 = 22.8 \text{ cm.}$$

$$30 \text{ cm.}$$

Tenemos que el máximo espaciamiento de estribos viene dado por:

$$\text{Si: } V_s \leq 1.1 * \overline{f'_c} * b * d \text{ Entonces } s < 0.60 \text{ m. ó } s < \frac{d}{2}$$

$$\text{Si: } V_s \geq 1.1 * \overline{f'_c} * b * d \text{ Entonces } s < 0.30 \text{ m. ó } s < d/4$$

$$S_{\text{máx.}} = \frac{d}{2} = \frac{0.54}{2} = 0.27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se tiene la siguiente distribución de estribos.

$$1@5 \text{ cm, } 9@12.5 \text{ cm, } 4@15 \text{ cm, resto @25 cm.}$$

➤ Tercer Tramo

○ Momentos antihorarios:

$$V_n = \frac{24.39 + 8.86}{3.48} = 9.55T$$

$$Vu_{isostatico} = \frac{1.28 * 1.93 * (3.48 + 1.55)}{2 * 3.48} + \frac{2.35 * 1.93^2}{2 * 3.48} = 2.6 T \text{ Izq.}$$

$$Vu_{isostatico} = \frac{2.35 * 1.55 * (3.48 + 1.93)}{2 * 3.48} + \frac{1.28 * 1.93^2}{2 * 3.48} = 3.52 T (Der.)$$

Apoyo Izquierdo

$$Vu_{final} = 2.6 + 9.55 = 12.11 T$$

Apoyo Derecho

$$Vu_{final} = 3.52 - 9.55 = 6.03 T$$

o Momentos Horarios:

$$Vn = \frac{8.86 + 17.85}{3.48} = 7.68 T$$

$$Vu_{isostatico} = \frac{1.28 * 1.93 * (3.48 + 1.55)}{2 * 3.48} + \frac{2.35 * 1.93^2}{2 * 3.48} = 2.6 T. \text{ Izq.}$$

$$Vu_{isostatico} = \frac{2.35 * 1.55 * (3.48 + 1.93)}{2 * 3.48} + \frac{1.28 * 1.93^2}{2 * 3.48} = 3.52 T. (Der.)$$

Apoyo Izquierdo

$$Vu_{final} = 2.6 - 7.86 = -5.26 T$$

Apoyo Derecho

$$Vu_{final} = 3.52 + 7.68 = 11.20 T$$

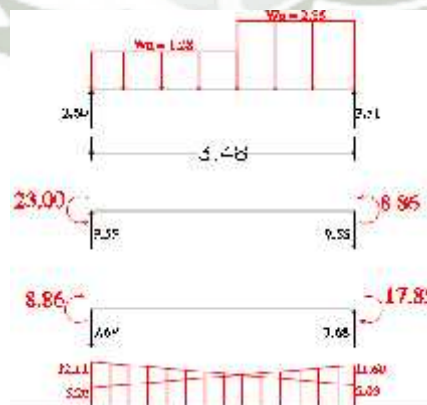


Figura 29: Envolventes de cortantes

Ahora como ya tenemos V_u y V_c podemos calcular V_s de la misma manera que lo hicimos para el caso anterior para luego obtener el espaciamiento requerido:

$$V_s = \frac{12110}{0.85} - 10369$$

$$V_s = 3878.1 \text{ Kg.}$$

Calculo del espaciamiento “s”

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \rightarrow S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{3878.1} = 83 \text{ cm.}$$

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:

$$\frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm.}$$

$$10 * 1.27 = 12.2 \text{ cm.}$$

$$24 * .95 = 22.8 \text{ cm.}$$

$$30 \text{ cm.}$$

Tenemos que el máximo espaciamiento de estribos viene dado por:

$$\text{Si: } V_s \leq 1.1 * \overline{f'_c} * b * d \text{ Entonces } s < 0.60 \text{ m. ó } s < \frac{d}{2}$$

$$\text{Si: } V_s \geq 1.1 * \overline{f'_c} * b * d \text{ Entonces } s < 0.30 \text{ m. ó } s < d/4$$

$$S_{\text{máx.}} = \frac{d}{2} = \frac{0.54}{2} = 0.27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se tiene la siguiente distribución de estribos.

1@5 cm, 9@12.5cm, resto @25cm.

➤ Cuarto Tramo

o Momentos antihorarios:

$$V_n = \frac{17.85 + 8.86}{3.1} = 8.62 \text{ T}$$

$$Vu_{isostatico} = \frac{0.56 * 3.1}{2} = 0.87 T$$

Apoyo Izquierdo

$$Vu_{final} = 0.87 + 8.62 = 9.49 T$$

Apoyo Derecho

$$Vu_{final} = 0.87 - 8.62 = - 7.75 T$$

o Momentos Horarios:

$$Vn = \frac{8.86 + 20.68}{3.1} = 9.53 T$$

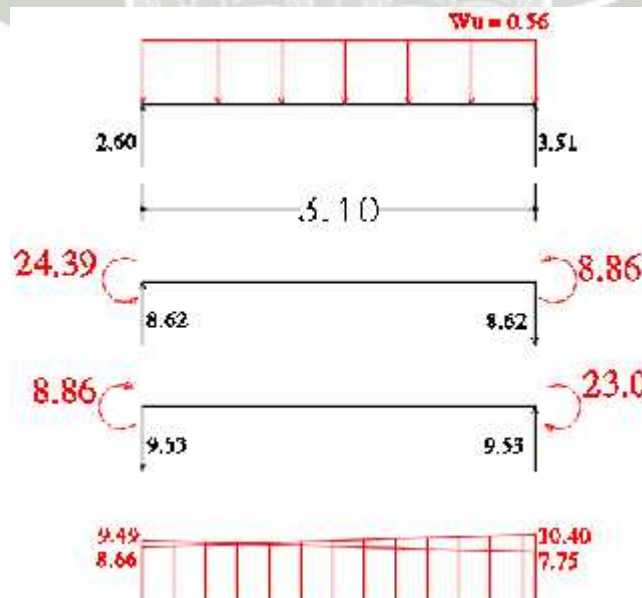
$$Vu_{isostatico} = \frac{0.56 * 3.1}{2} = 0.87 T$$

Apoyo Izquierdo

$$Vu_{final} = 0.87 - 9.53 = - 8.66 T$$

Apoyo Derecho

$$Vu_{final} = 0.87 + 9.53 = 10.40 T$$



Ahora como ya tenemos V_u y V_c podemos calcular V_s de la misma manera que lo hicimos para el caso anterior para luego obtener el espaciamiento requerido:

$$V_s = \frac{10400}{0.85} - 10369$$

$$V_s = 1866.3 \text{ Kg.}$$

Calculo del espaciamiento “s”

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \rightarrow S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{1866.3} = 172 \text{ cm.}$$

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:

$$\frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm.}$$

$$10 * 1.27 = 12.2 \text{ cm.}$$

$$24 * .95 = 22.8 \text{ cm.}$$

$$30 \text{ cm.}$$

Tenemos que el máximo espaciamiento de estribos viene dado por:

$$\text{Si: } V_s \leq 1.1 * \overline{f'_c} * b * d \text{ Entonces } s < 0.60 \text{ m. ó } s < \frac{d}{2}$$

$$\text{Si: } V_s \geq 1.1 * \overline{f'_c} * b * d \text{ Entonces } s < 0.30 \text{ m. ó } s < d/4$$

$$S_{\text{máx.}} = \frac{d}{2} = \frac{0.54}{2} = 0.27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se tiene la siguiente distribución con estribos de 3/8”.

1@5 cm, 9@12.5cm, resto @25cm.

4.3.3. Deflexiones

Según la Norma Peruana E.060 será posible obviar el cálculo de las deflexiones del elemento estructural, en este caso las vigas peraltadas, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$h \geq \frac{L}{16}$$

En este caso, la mayor longitud de la viga es la correspondiente al paño comprendido entre el eje B y el eje D y es igual a 5.75m., por lo tanto:

$$h \geq \frac{5.75}{16} = 0.36 \text{ m.} < 0.60 \text{ m.}$$

Finalmente, no se verificarán deflexiones en las vigas peraltadas.

4.3.4. Control de fisuración

La norma E0.30 no controla directamente el ancho de las grietas. Lo que hacen es un control indirecto del ancho mediante el cálculo del parámetro “Z”, el cual queda definido por la siguiente ecuación:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A}$$

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

A : Área efectiva del concreto en tracción

d_c : Recubrimiento de la varilla

El refuerzo en las zonas de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente de tal modo de obtener un valor “Z” menor o igual a:

Para condiciones de exposición interior: 31000 kg/cm.

Para condiciones de exposición exterior: 26000 kg/cm.

Para calcular el valor de f_s la Norma permite asumir un valor de f_s :

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s}$$

Así, tendremos:

$$f_s = \frac{14.52 * 10^5}{0.9 * 54 * 2 * 6} = 2489.7 \frac{Kg}{cm^2} \rightarrow 0.29 * f_y$$

Reemplazando:

$$Z = 2489.7 * \sqrt[3]{6 * 12 * 25} = 29057.5 Kg < 31000 Kg/cm$$

Ancho de Fisuras por Flexión (Gergely - Lutz):

$$W_{max} = 0.1086 * 10^{-4} * \beta * f_s * \sqrt[3]{d_c * A}$$

Resolviendo:

$$I_g = \frac{b * \bar{x}^3}{12} = \frac{25 * 60^3}{12} = 450000 cm^4$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{210} = 28.98 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$M_{cr} = \frac{I_g * f_r}{y_t} = \frac{450000 * 28.98}{55/2} = 4.74 * 10^{-5} Kg.cm = 4.74 T.cm$$

El momento actuante será el momento positivo máximo.

$$M_a = 14.52 T.m > M_{cr} = 4.74 T.m \rightarrow \text{Sección agrietada}$$

Para la condición de sección agrietada, calculamos la profundidad del eje neutro, c , y el momento de inercia de la sección agrietada, I_{cr} .

$$\frac{b * c^2}{2} = n * A_s * d - c \dots c = ?$$

$$\frac{25 * c^2}{2} = 9 * 12 * 54 - c$$

$$12.5 * c^2 - 108 * 54 - c = 0$$

$$12.5 * c^2 + 108c - 5832 = 0$$

$$c = 17.71 \rightarrow OK$$

$$c = -26.35 \rightarrow NO$$

Luego:

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + n * A_s * d - c^2$$

$$I_{cr} = \frac{25 * 17.71^3}{3} + 9 * 12 * 54 - 17.71^2$$

$$I_{cr} = 188520.8 \text{ cm}^4$$

El esfuerzo en el acero será:

$$f_s = \frac{n * M_a * d - c}{I_{cr}}$$

$$f_s = \frac{9 * 14.52 * 10^5 * 54 - 17.71}{188520.8}$$

$$f_s = 2515.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.6 f_y = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se tiene

$$W_{max} = 0.1086 * 10^{-4} * \beta * f_s * \sqrt[3]{d_c * A}$$

Donde:

$$\beta = \frac{d - c}{d - c} = \frac{60 - 17.71}{54 - 17.71} = 1.17$$

d_c = recubrimiento hasta la primera línea de refuerzo

$$d_c = 6 + .95 + 0.79 = 7.74 \text{ cm}$$

$$A = \frac{b * t}{bc} = \frac{25 * 2 * 7.74}{6} = 64.5 \text{ cm}^2$$

Reemplazando:

$$W_{max} = 0.1086 * 10^{-4} * 1.17 * 2515.6 * \sqrt[3]{7.74 * 64.5}$$

$$W_{max} = 0.25 \text{ mm.} < 0.40 \text{ mm.} \rightarrow OK$$

4.3.5. Corte del acero de refuerzo

El acero de refuerzo se deberá cortar, con el fin de tener un diseño económico, en las zonas donde ya no sea necesario, obteniéndose de esta manera los denominados bastones. Estos tendrán una determinada dimensión de acuerdo a su longitud de anclaje.

Para el corte del acero de refuerzo, se siguió lo dictado por la Norma Peruana de Concreto Armado E.060, así como algunas recomendaciones del curso de concreto armado 2:

- El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó $12 d_b$, la que sea mayor.
- Los bastones negativos se cortan a un cuarto de la luz libre.
- Si se tiene un momento de sismo considerable, los bastones negativos se cortan a un tercio de la luz libre.
- El acero negativo en el extremo interior se corta a un sexto de la luz libre, mientras que el acero negativo en el extremo exterior se corta a un sétimo de la luz libre.

A continuación se presenta el esquema para el corte de refuerzo utilizado:

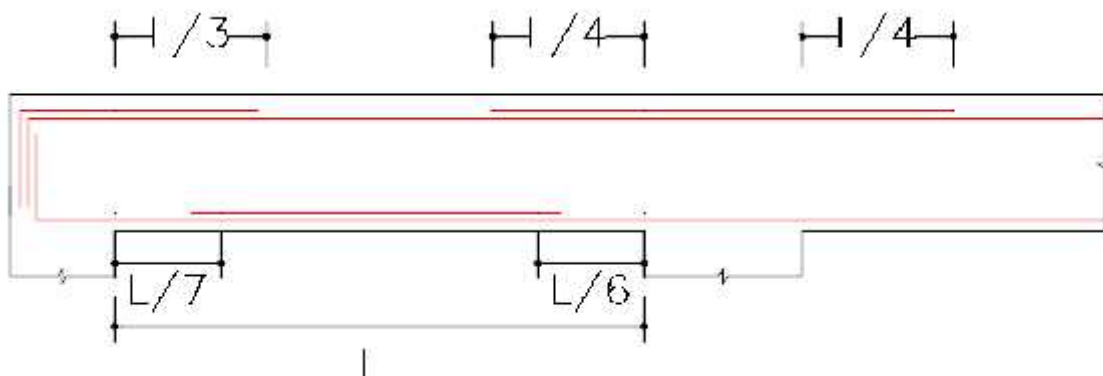


Figura 30: Corte de acero de refuerzo viga

Por lo tanto el diseño final de la viga del Eje 3 es el siguiente:

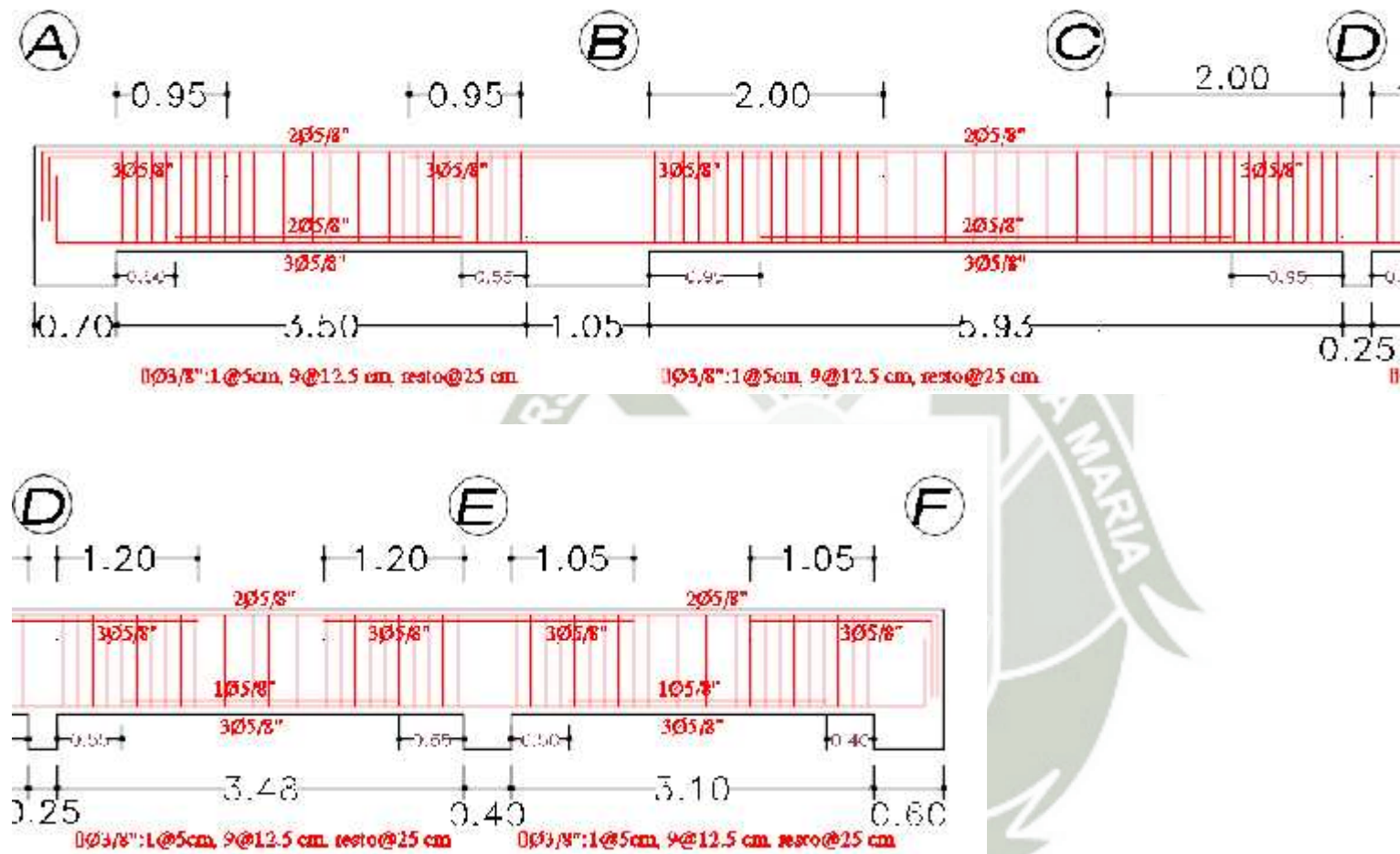


Figura 31: Viga V-103 Eje 3 losa primer nivel

4.4. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales utilizados primordialmente para soportar cargas de compresión. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso de la estructura completa.

En términos económicos y de pérdidas humanas, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Es por esto que se debe tener un cuidado extremo en el diseño de las columnas, que deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas o que cualquier otro elemento estructural horizontal, especialmente porque las fallas de compresión poseen muy poca advertencia visual, lo que también se denomina falla frágil.

En el diseño de las columnas se considera que los momentos flectores y las cargas axiales actúan simultáneamente. A este efecto se le denomina flexocompresión. Se asumen las mismas hipótesis del diseño por flexión teniendo presente un problema adicional, la esbeltez del elemento.

4.4.1. Esbeltez de columnas

La esbeltez de las columnas se evalúa utilizando un factor de corrección denominado d , el cual se subdivide en δl y δg . El primero (δl), corrige el momento debido a cargas de gravedad, mientras que el segundo (δg), corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos producidos generalmente por los sismos.

Por lo tanto, de acuerdo a la Norma los momentos de diseño vienen dados por la siguiente expresión:

$$M_c = \delta l * M_{uv} + \delta g * M_{us}$$

Donde:

M_{uv} = Momento debido a carga amplificadas.

M_{us} = Momento debido a cargas de sismo amplificadas.

δl = Factor de corrección por esbeltez local

δg = Factor de corrección por esbeltez global

Efecto local de esbeltez

El factor δl se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\delta l = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1$$

Donde:

P_u = Carga amplificada actuante sobre la columna.

ϕ = Factor de reduccion de resistencia $\phi = 0.7$.

P_c = Caraga crítica de pandeo Formula de Euler.

C_m = Relacion de momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

Según la norma los efectos locales de esbeltez se pueden despreciar si se cumple que:

$$\frac{L_n}{r} < 34 - 12 * \frac{M_1}{M_2}$$

Donde:

L_n = Lus libre de la columna en la direccion analizada.

r = Radio de giro de la seccion transversal.

M_1 = Mto. menor de diseño en el extremo de la columna, es positivo si el elemento esta flexionado en curva simple y negativo su $\frac{1}{2}$ ay doble curvatura

M_2 = Mto. mayor de diseño en extremo de columna, siempre positivo.

4.4.1.1. Efecto global de esbeltez

El factor δg se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta g = \frac{1}{1 - Q}$$

$$\delta g = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}}$$

4.4.1.2. Ejemplo: Columna C1

Tomaremos la columna de la intersección del Eje 3 y Eje E:

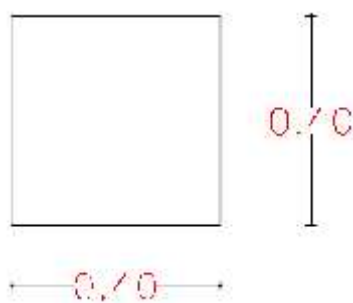
Predimensionamiento:

➤ Columna Interior.

$$A_c = \frac{P_{SERVICIO}}{0.45 * f'_c}$$

$$A_c = \frac{59707.4 + 11156.96}{0.45 * 210} = 750 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 40 \times 20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Por arquitectura y posterior diseño } 40 \times 40$$



Columna de Sótano			
P_{CM}	=	50.10	Ton
P_{CV}	=	9.57	Ton
P_{SX}	=	15.05	Ton
P_{SY}	=	13.95	Ton

	X-X	Y-Y	
M_{CM}	1.13	0.05	SUP
	0.03	0.03	INF
M_{CV}	0.14	0.03	SUP
	0	0	INF
M_{CS}	0.31	0.19	SUP
	0	0.04	INF

Momentos de Diseño

Superior:

$$M_u = 1.4 * M_{CM} + 1.7 * M_{CV}$$

$$M_u = 1.4 * 1.13 + 1.7 * 0.14 = 1.82 \text{ T.m}$$

Inferior:

$$M_u = 1.4 * M_{CM} + 1.7 * M_{CV}$$

$$M_u = 1.4 * 0.14 + 1.7 * 0 = 0.20 \text{ T.m}$$

Dirección X – X

Efecto Local (δl)

$$\beta_b = \frac{1.4 * M_{CM}}{1.4 * M_{CM} + 1.7 * M_{CV}} = \frac{1.4 * 1.13}{1.4 * 1.13 + 1.7 * 0.14}$$

$$\beta_b = 0.87$$

$$EI = \frac{Ec * I_g}{2.5 * 1 + \beta_b} = \frac{15000 * \sqrt{210} * \frac{40 * 40^3}{12}}{2.5 * 1 + .87}$$

$$EI = 9.92 * 10^9 \text{ Kg.cm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{Ln^2} = \frac{\pi^2 * 9.92 * 10^9}{420^2}$$

$$P_c = 555.03 \text{ T}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 * \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 * - \frac{0.20}{1.82}$$

$$C_m = 0.56 \geq 0.4 \rightarrow OK$$

$$P_u = 1.4 * P_{CM} + 1.7 * P_{CV} = 1.4 * 50.10 + 1.7 * 9.57$$

$$P_u = 86.41 \text{ T}$$

Reemplazando.

$$\delta l = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1$$

$$\delta l = \frac{0.56}{1 - \frac{86.41}{0.7 * 555.03}} \geq 1$$

$$\delta l = 0.72 < 1 \rightarrow \delta l = 1$$

Si se cumple que: $\frac{Ln}{r} < 34 - 12 * \frac{M_1}{M_2}$ Entonces $\delta l = 1$

$$Ln = 4.20 \text{ m}; r = 0.30 * t = 0.30 * 0.40 = 0.12 \text{ m}$$

$$M_1 = 0.20 \text{ T.m}$$

$$M_2 = 1.82 \text{ T.m}$$

Reemplazando:

$$\frac{4.20}{0.12} \leq 34 - 12 * - \frac{0.20}{1.82}$$

$$35 \leq 35.32 \rightarrow OK$$

Entonces:

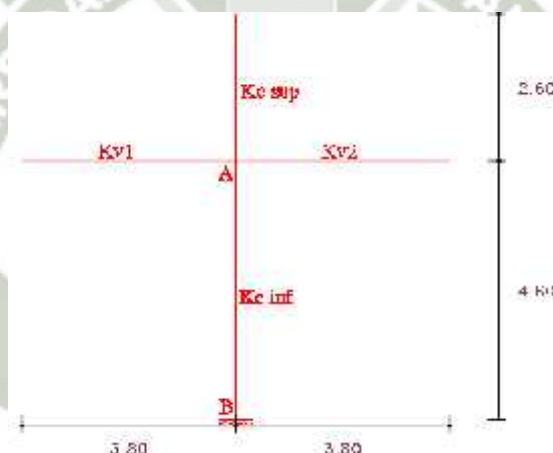
$$\delta l = 1$$

- Efecto Global (δg)

$$\delta g = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\phi \sum Pc}}$$

En la dirección X – X

Calculo de k



$$K = \frac{I}{L}$$

$$Kv1 = \frac{\frac{25 * 60^3}{12}}{380} = 1184.21 \text{ cm}^3$$

$$Kv2 = \frac{\frac{25 * 60^3}{12}}{380} = 1184.21 \text{ cm}^3$$

$$Kc \text{ sup} = \frac{\frac{40 * 40^3}{12}}{260} = 820.51 \text{ cm}^3$$

$$Kc \text{ inf} = \frac{\frac{40 * 40^3}{12}}{460} = 463.77 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$\phi_A = \frac{820.51 + 463.77}{1184.21 + 1184.21} = 0.54$$

$$\phi_B = 1 \rightarrow \text{Empotrado}$$

Calculando ϕ_m :

$$\phi_m = \frac{\phi_A + \phi_B}{2} = \frac{0.54 + 1}{2} = 0.77 \rightarrow \phi_m < 2$$

$$k = \frac{20 - \phi_m}{20} * \frac{1}{1 + \phi_m}$$

$$k = \frac{20 - 0.77}{20} * \sqrt{1 + 0.77} \rightarrow k = 1.279$$

Reemplazando en:

$$\frac{k * l_n}{r} = \frac{1.279 * 4.2}{0.12} = 44.8 > 22 \rightarrow \text{Consederar esbeltez.}$$

Tabla 18: Factor de esbeltez

DIRECCIÓN X-X					
NIVEL	ΣPu (T)	Δu (m)	Vu (T)	h (m)	Q_x
9	5.03	0.00416	6.34	2.6	0.0013
8	15.41	0.00437	6.01	2.6	0.0057
7	26.52	0.00495	6.5	2.6	0.0123
6	38.13	0.00422	6.88	2.6	0.0152
5	50.42	0.00458	6.96	2.6	0.0224
4	63.27	0.00435	6.85	2.6	0.0278
3	76.56	0.00386	6.12	2.6	0.0339
2	90.3	0.00311	5.14	2.6	0.0388
1	104.93	0.00216	3.04	2.6	0.0532
Sot 1	116.04	0	0.52	2.6	0.0000
Sot 2	124.59	0	1.01	2.6	0.0000

Como los valores del Índice de Estabilidad (Q) es menor que 0.06, no se tomara en cuenta los efectos de esbeltez global; por tanto $\delta g = 1$

4.4.2. Diseño por flexocompresión

A manera de ejemplo resolveremos la columna C1 del Eje 3 y Eje E:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g}$$

A_s = Area total de acero

A_g = area bruta de la seccion transversal

Considerando $\rho=1\%$; entonces:

$$A_s = 0.01 * 30 * 40$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10 \text{ } \emptyset 1/2''$$

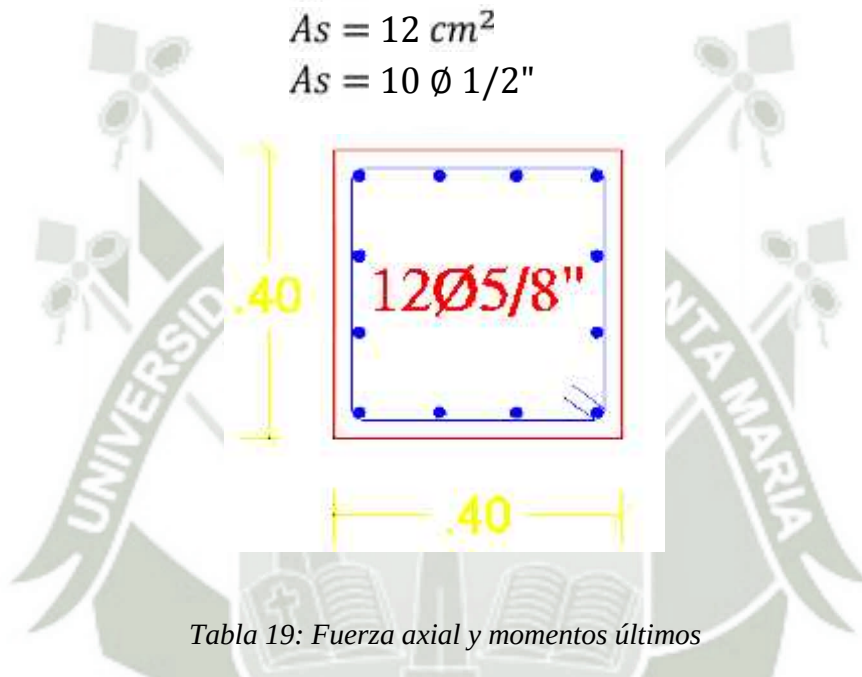


Tabla 19: Fuerza axial y momentos últimos

COMBINACIONES	Pu (T)	Mu (3-3) (T.m)	Mu (2-2) (T.m)
1.4CM+1.7CV	92.44	0.05	1.53
1.25(CM+CV)+S _x	90.86	0.07	1.62
1.25(CM+CV)+M _x	91.59	0.07	1.64
1.25(CM+CV)+S _y	91.71	0.06	1.50
1.25(CM+CV)+M _y	92.64	0.06	1.52
0.9CM+S _x	59.23	0.05	1.14
0.9CM+M _x	59.96	0.05	1.16
0.9CM+S _y	60.08	0.04	1.02
0.9CM+M _y	61.01	0.04	1.03

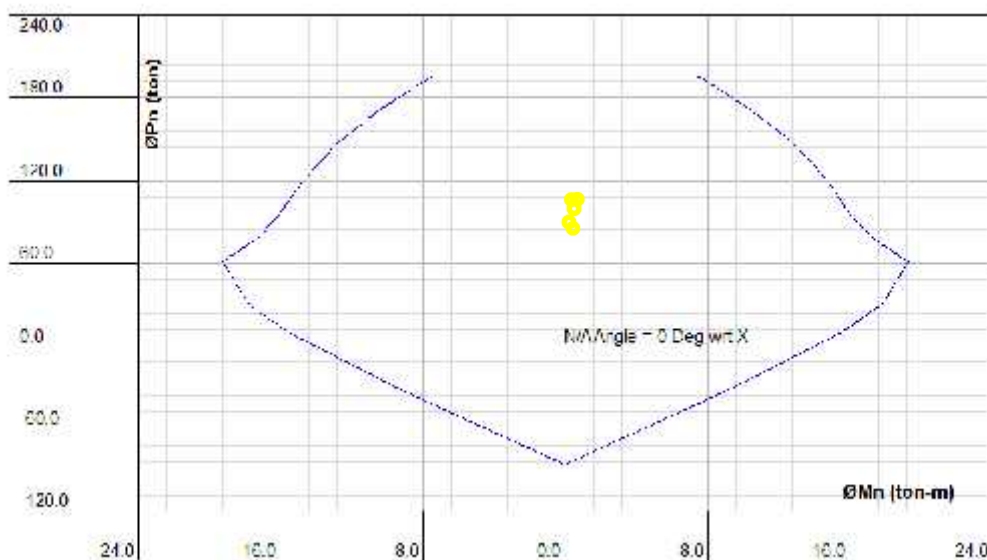


Figura 32: Diagrama de interacción dirección X-X

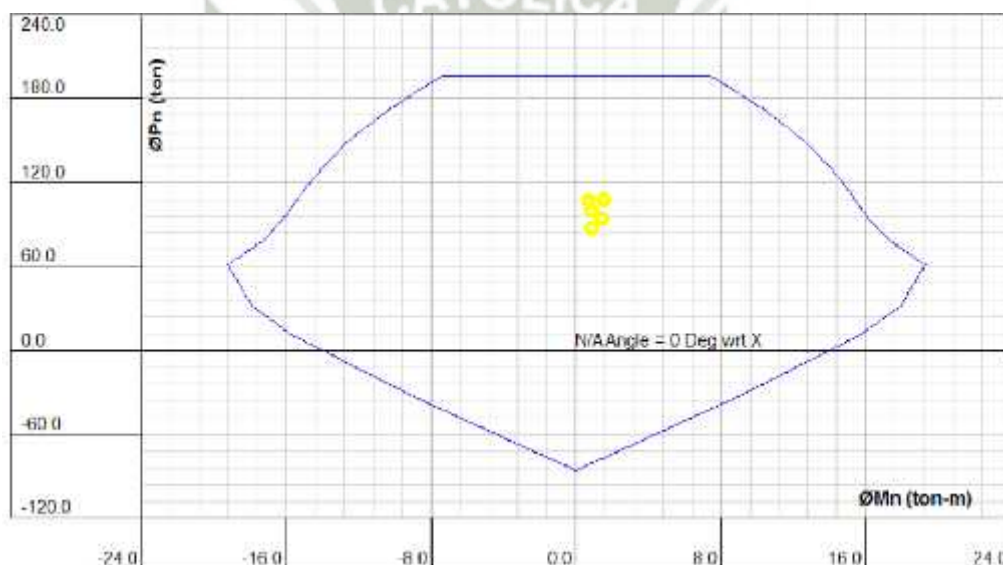


Figura 33: Diagrama de interacción dirección Y-Y

4.4.3. Flexión biaxial

En el caso de las columnas de esta edificación, no hubo ninguna que presentara momentos flectores altos en ambas direcciones. La flexión biaxial es crítica cuando los momentos de carga de gravedad son significativos, lo que no se presentó en esta edificación.

Método de Bresler

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Donde:

P_u = Carga axial que existe en la columna.

ϕP_{nx} = Capacidad de la sección si solo existiera M_{ux} ($M_{uy} = 0$)

ϕP_{ny} = Capacidad de la sección si solo existiera M_{uy} ($M_{ux} = 0$)

ϕP_{no} = Capacidad de la sección si solo resistiera carga axial ($e_x=e_y=0$)

Requisitos para usar el Método de Bresler

$$P_u \geq 0.1 * \phi * P_o$$

$$P_u \leq 0.8 * \phi * P_o$$

Siendo:

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y$$

$$P_o = 0.85 * 210 * (40 * 30 - 12.7) + 12.7 * 4200$$

$$P_o = 265273.05 \text{ Kg.} \rightarrow 265.27 \text{ T}$$

Resolviendo los requisitos.

$$P_u \geq 0.1 * 0.7 * 265.27 = 18.57 \text{ T} \rightarrow P_u = 92.64 \geq 18.57 \text{ OK}$$

$$P_u \leq 0.8 * 0.7 * 265.27 = 148.55 \text{ T} \rightarrow P_u = 92.64 \leq 148.55 \text{ OK}$$

Como los momentos son pequeños, no es necesario la verificación de flexión biaxial.

4.4.4. Diseño por corte

Una vez que se ha diseñado por flexocompresión se procede a diseñar por corte y se debe verificar que haya más resistencia por corte para lo cual la fuerza cortante última se calculará en base a los momentos nominales (M_n) en los extremos de la luz libre correspondiente a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible según las combinaciones:



Figura 34: Momento nominal

Para el cálculo del cortante de diseño se utilizó la siguiente fórmula:

$$Vu = \frac{Mn_{sup} + Mn_{inf}}{Ln}$$

Donde “Mn_{inf}” y “Mn_{sup}” son los momentos nominales inferior y superior en los extremos de la altura libre “Ln” del elemento.

$$\phi Mn = 7.8 T.m \rightarrow Mn = 11.14 T.m$$

$$Vu = \frac{16.50 + 16.50}{2.40}$$

$$Vu = 13.75 T$$

Según la Norma existe una limitación en cuanto al cortante máximo que pueda actuar en una sección:

$$Vu_{máx} = 2.6 * \phi * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vu_{máx} = 2.60 * 0.85 * \sqrt{210} * 30 * 35$$

$$Vu_{máx} = 33.63 T$$

Si Vu excede de Vu_{máx} será necesario incrementar la resistencia del concreto f'c, cambiar las dimensiones de la sección. Esta limitación es para evitar la falla del concreto comprimido antes de que se inicie la fluencia de los estribos.

Como V_u no excede al valor de $V_{u_{máx}}$, no es necesario aumentar el área de la sección.

La contribución del concreto para miembros sujetos adicionalmente a compresión axial será:

$$V_c = 0.53 * \overline{f'_c} * b * d * 1 + \frac{0.0071 * Nu}{A_g}$$

Donde:

Nu = Carga ultima axial Kg

A_g = Área Bruta de la sección (cm^2)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 35 * 1 + \frac{0.0071 * \frac{137000}{0.7}}{30 * 40}$$

$$V_c = 17.4 T$$

La contribución en la resistencia aportada por el refuerzo transversal (V_s) se calcula de la misma forma que en el capítulo del diseño de vigas, es decir:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{9.28}{0.85} - 17.4 = -6.5 T$$

Por tanto se colocan estribos mínimos.

Longitud de la zona de confinamiento: (L_o)

$$\frac{a}{6} = \frac{240}{6} = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{máx. } a, b = 30 \text{ cm. ó } 40 \text{ cm.}$$

$$45 \text{ cm.} \rightarrow OK$$

Espaciamiento zona de confinamiento:

$$S = \frac{a}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

$$S = \frac{b}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

$$S = 8 * db = 8 * 1.27 = 10.16 \text{ cm.}$$

$$S = 10 \text{ cm.} \rightarrow OK$$

Espaciamiento zona central:

$$S = 16 * db = 20.3 \text{ cm.} \rightarrow OK$$

$$S = a \text{ ó } b = 30 \text{ ó } 40 \text{ cm.}$$

$$S = 30 \text{ cm.}$$

Por requisitos de espaciamiento máximo utilizaremos estribos de 3/8", quedando nuestra distribución de estribos de la siguiente manera:

1@5cm, 4@10cm, resto @20cm.

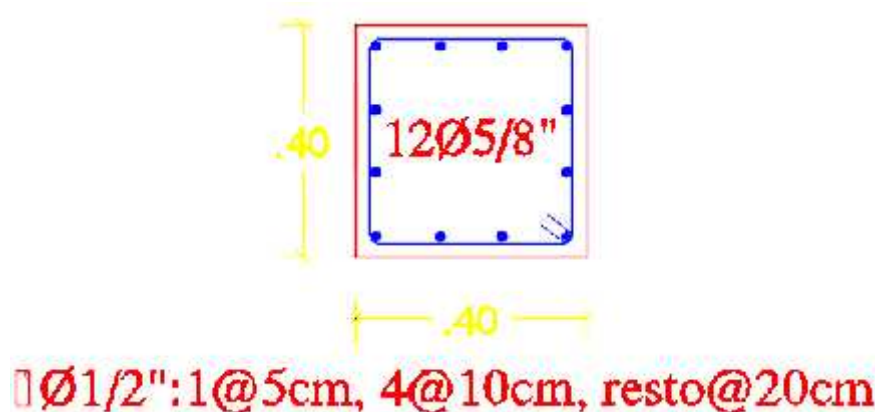


Figura 35: Esquema armado de columna

4.5. DISEÑO DE MUROS DE CORTE O PLACAS

Los muros de corte, o placas, son aquellos elementos estructurales capaces de resistir tanto cargas axiales como cargas laterales. El procedimiento de diseño es similar al seguido para una columna, con la particularidad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes momentos y cortantes producidos por las fuerzas de sismo.

Los muros de corte se diseñaron tanto por flexocompresión como por corte, siguiendo los mismos procedimientos que los realizados en el diseño de columnas.

Para poder aplicar los lineamientos establecidos para flexocompresión al diseño de las placas estas deben ser consideradas como muros esbeltos. Es decir, la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1 ($H/L > 1$).

Como ejemplo tenemos la placa P6 la cual es una de las más largas del edificio.

$$\delta = \frac{H}{L} = \frac{28.6}{1.05} \rightarrow \delta = \frac{28.6}{1.05} = 27.2 \gg 1 \rightarrow OK$$

4.5.1. Acero de refuerzo mínimo

- Tanto para el acero de refuerzo vertical como para el horizontal la cuantía mínima será:

$$\rho \geq 0.0025$$

- Cuando V_u sea menor que $0.5\phi V_c$, las cuantías de refuerzo horizontal y vertical podrán reducirse a:

$$\rho_h \geq 0.0020 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

- El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que tres veces el espesor del muro ó 45 cm.
- Cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 25 cm, deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en dos caras.
- Cuando el muro tiene un espesor menor se recomienda una capa de refuerzo vertical y horizontal, que se ubica en el centro de la placa, con el fin de evitar la aglomeración del refuerzo.

4.5.2. Diseño por flexocompresión

El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, concentrando mayor refuerzo en los extremos.

Al diseñar los muros de corte, se colocará el esfuerzo vertical distribuido a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la planta.

A continuación se muestra el diseño de la placa P4 del sótano perteneciente al eje X-X.

Cargas actuantes:

COMBINACIÓN	Pu (T)	Mu (3-3) (T.m)	Mu (2-2) (T.m)
1.4CM+1.7CV	243.26	10.44	1.28
1.25(CM+CV)+S _x	275.27	26.86	1.30
1.25(CM+CV)+M _x	227.34	27.04	1.34
1.25(CM+CV)+S _y	236.02	12.72	2.43
1.25(CM+CV)+M _y	238.62	12.96	2.56
0.9CM+S _x	135.91	24.46	0.96
0.9CM+M _x	137.98	24.64	1.06

COMBINACIÓN	Pu (T)	Mu (3-3) (T.m)	Mu (2-2) (T.m)
0.9CM+Sy	146.65	7.67	2.23
0.9CM+My	149.25	7.91	2.36

Al igual que para el diseño de columnas se deberá construir el correspondiente diagrama de interacción. El diagrama de interacción depende de la cantidad y distribución de acero de refuerzo longitudinal colocado, y de la sección transversal de concreto del elemento.

En este caso, la distancia “d” se tomó igual a 0.8L.

Calculamos el acero mínimo considerando un ancho de 1.00 m.

$$A_{s_{min}} = 0.0025 * b * t = 0.0025 * 1.05 * 0.30$$

$$A_{s_{min}} = 7.9 \text{ cm}^2 = 11\emptyset 3/8" \rightarrow \text{Por armado colocaremos } 12\emptyset 3/8"$$

Se colocara:

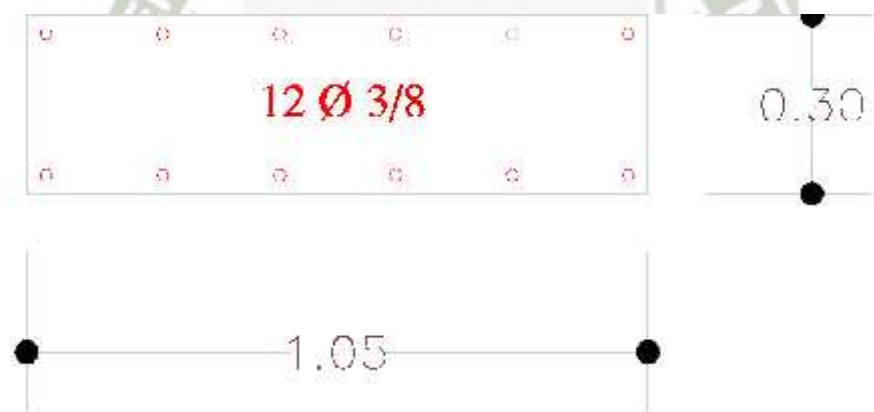


Figura 36: Esquema acero longitudinal en placa P4

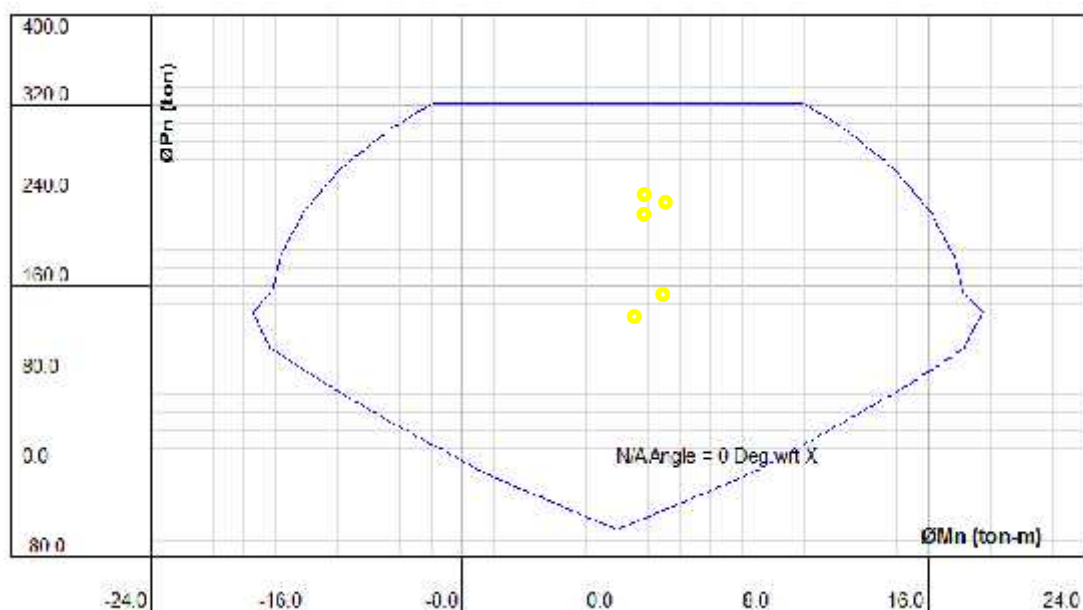


Figura 37: Diagrama de interacción P4 dirección Y-Y

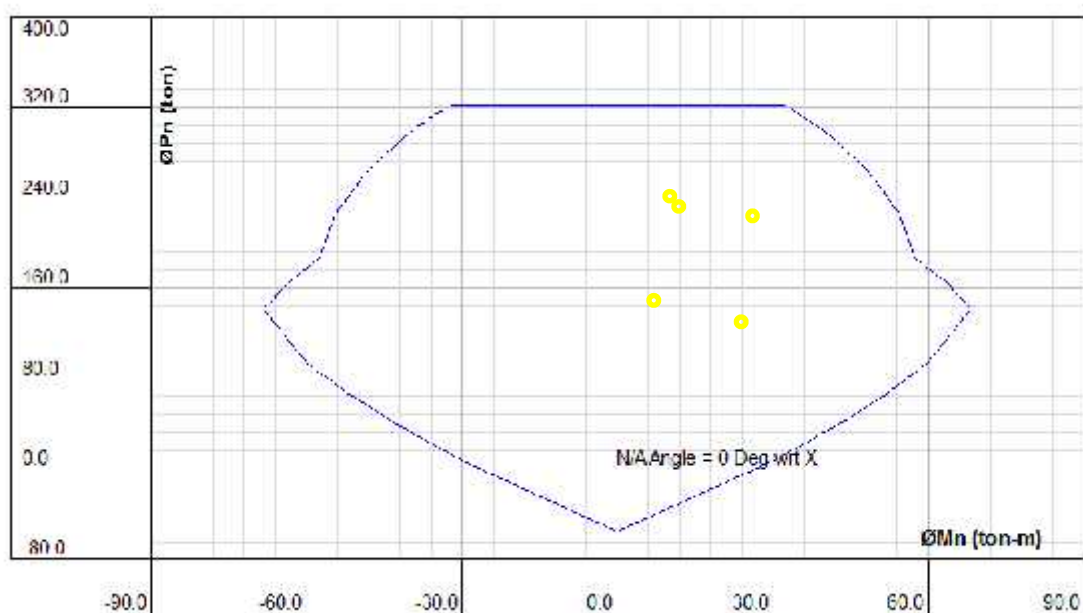


Figura 38: Diagrama de interacción P4 dirección X-X

Como se observa en el gráfico, los pares de carga axial y momento flector son, en todo momento resistidos por la sección.

4.5.3. Diseño por corte

Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u = \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * t * d$$

Y V_n no deberá exceder de:

$$2.6 * \sqrt{f'c} * t * d$$

Además para que el aporte del concreto pueda considerarse se deberá cumplir lo siguiente:

$$\frac{N_u}{A_g} \geq 0.1 * f'c$$

Donde:

N_u = Carga ultima axial (Kg)

A_g = Área Bruta de la sección (cm^2)

La fuerza cortante de diseño deberá cumplir con lo siguiente:

$$V_u \geq V_{u_{análisis}} * \left(\frac{M_{u_{teórico}}}{M_{u_{análisis}}} \right) * w\gamma$$

Donde:

$M_{u_{teórico}}$ = Momento flector teórico asociado a P_u resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

$w\gamma$ = Factor de amplificación dinámica, segun.

$$w\gamma = 0.9 + \frac{n}{10} \rightarrow Si \ n \leq 6 \quad w\gamma = 1.3 + \frac{n}{30} \rightarrow Si \ 6 < n \leq 15$$

Si: $n > 15$, se usara $n = 15$ (n = Numero de pisos)

Esta disposición de la norma E.060 pretende proporcionar más resistencia por cortante, lo que ocasiona que este diseño se vuelva crítico ya que el factor $w\gamma$ incrementa considerablemente el cortante de diseño.

$$w\gamma = 1.3 + \frac{n}{30} \rightarrow \text{Si } 6 < n \leq 15$$

$$w\gamma = 1.3 + \frac{11}{30} = 1.67$$

Entonces:

$$Vu \geq Vu_{\text{análisis}} * \frac{Mu_{\text{teórico}}}{Mu_{\text{análisis}}} * w\gamma$$

$$Vu \geq 13.64 * \frac{74.29}{27.09} * 1.67$$

$$Vu \geq 62.68 T$$

Ahora calculamos la resistencia que proporciona el concreto:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210} * t * d$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 105 * 0.8$$

$$Vc = 19354 Kg. \rightarrow 19.35 T$$

Verificamos si este aporte del concreto puede ser considerado:

$$\frac{Nu}{Ag} \geq 0.1 * f'c$$

$$\frac{238.62 * 10^3}{30 * 105} \geq 0.1 * 210$$

$$75.75 \frac{Kg}{cm^2} \geq 21 \frac{Kg}{cm^2} \rightarrow OK$$

Ya que verificamos que el aporte del concreto sí puede ser consideramos calculamos V_s de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

$$Vs = \frac{62.58}{0.85} - 19.35$$

$$Vs = 54.27 T$$

Por lo tanto tendremos un espaciamiento igual a:

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

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 105 * 0.8}{54270}$$

$$S = 9.23 \text{ cm.}$$

Por tanto colocaremos:

Refuerzo horizontal $\phi 3/8"$ @ 7.5 cm.

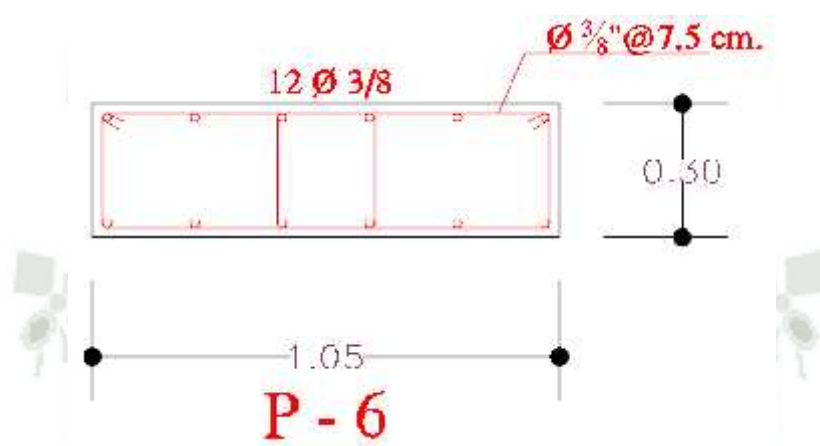


Figura 39: Sección de la placa P-6

4.6. DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

Los muros de sótano son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones para cargas verticales que le llegan de la superestructura. Tienen apoyos tanto en la parte superior como en la inferior, ya que en la parte superior se encuentran restringidos por la losa de techo del sótano y en la parte inferior por la cimentación.

Sobre este tipo de muro actúan cargas verticales y horizontales, tanto perpendicularmente como coplanarmente. Las cargas verticales son las cargas provenientes de los pisos superiores de la estructura y como cargas horizontales tenemos: perpendicularmente al llamado empuje de los suelos en reposo y coplanarmente a las fuerzas provenientes del análisis sísmico. Por lo tanto se tuvo que analizar la participación de ambos tipos de carga horizontales en el comportamiento del muro.

4.6.1. Cargas perpendiculares

Basándonos en la teoría expuesta por el Ing. Teodoro Harmsen en su libro “Diseño de Estructuras de Concreto Armado” podemos tener la siguiente idealización del diagrama de presiones de un muro de sótano:

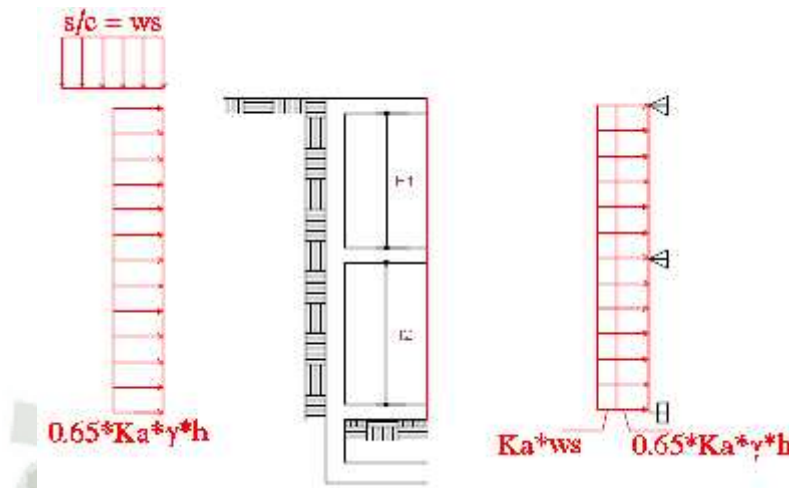


Figura 40: Diagrama de presiones en muros de sótano

4.6.2. Diseño por flexión

Datos del terreno:

Peso específico de suelo: $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$

Angulo de Fricción: $\phi = 30^\circ$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin(30)}{1 + \sin(30)} = 0.33$$

$$ws = 0.5 \text{ T/m}^2$$

El empuje será:

$$E = 0.65 \phi ka \phi \gamma \phi h + ka \phi ws$$

$$E = 0.65 \phi 0.33 \phi 1.8 \phi 4.8 + 0.33 \phi 0.5$$

$$E = 2.01 \text{ Ton}$$

Empuje amplificado:

$$E = 1.8 \times 2.01 = 3.62T/m$$

Con este valor de carga distribuida obtuvimos los siguientes diagramas:

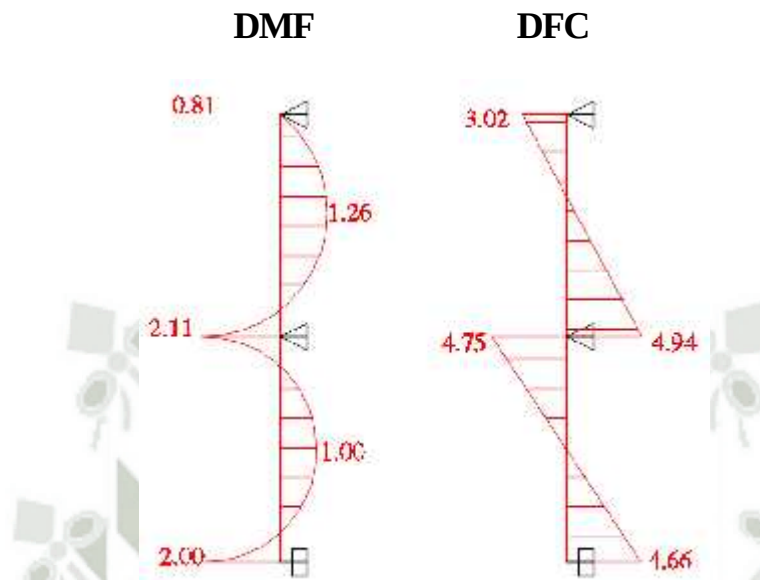


Figura 41; Diagrama de momento flector y cortante en muro de sótano

Luego, utilizamos los siguientes datos para a calcular el acero vertical:

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$t = 25 - 6 = 19 \text{ cm.}$$

$$w = 3.62T/m$$

Del diagrama de momento flector obtuvimos el valor del momento máximo para luego mediante el uso de las fórmulas para secciones rectangulares calcular el área de acero vertical requerida para el muro:

$$Mu^- = 2.11 T.m \rightarrow Ku = \frac{2.11 \times 10^5}{100 \times 19^2} = 5.84$$

$$Ku = 5.84 \rightarrow \rho = 0.0016$$

Pero el valor minino es $\rho = 0.0020$

Po tanto:

$$As = 0.0020 \times 100 \times 10 = 3.8 \text{ cm}^2$$

Colocaremos.

$$1 \frac{3}{8}'' @ 20 \text{ cm.}$$

$$Mu^+ = 1.26 T.m \rightarrow Ku = \frac{1.26 \cdot 10^5}{100 \cdot 19^2} = 3.49$$

$$Ku = 3.49 \rightarrow \rho = 0.0010$$

Pero el valor mínimo es $\rho = 0.0020$

Po tanto:

$$As = 0.0020 \cdot 100 \cdot 10 = 3.8 \text{ cm}^2$$

Colocaremos.

$$2 \cdot 3/8" @ 30 \text{ cm.}$$

4.6.3. Diseño por corte

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 19$$

$$\phi V_c = 12.4 T > Vu \rightarrow OK$$

4.7. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

La función de la cimentación es transmitir con seguridad las cargas de las columnas, muros de corte o muros de contención al terreno; sin asentamientos laterales peligrosos para la estructura y sin exceder el esfuerzo admisible del terreno.

Para poder diseñar la cimentación de la estructura generalmente se debe adquirir la mayor información posible sobre las propiedades del suelo en el lugar sobre el cual se piensa cimentar. Estas propiedades se obtienen a través de un estudio de mecánica de suelos (EMS). En la presente tesis se ha asumido que la presión admisible del terreno, ubicado en el distrito de Cayma, es igual a 1.77 kg/cm^2

En el diseño de la cimentación se consideró usar una platea de cimentación.

4.7.1. Consideraciones para el diseño de cimentación

4.7.1.1. Comportamiento e idealización de la platea

El comportamiento de la platea de cimentación consiste en una losa flexible apoyada sobre resortes con una rigidez igual al módulo de reacción de subrasante. La cual se deforma ante la acción de las cargas provenientes de los muros. Las presiones generadas sobre el terreno tienen una distribución no lineal.

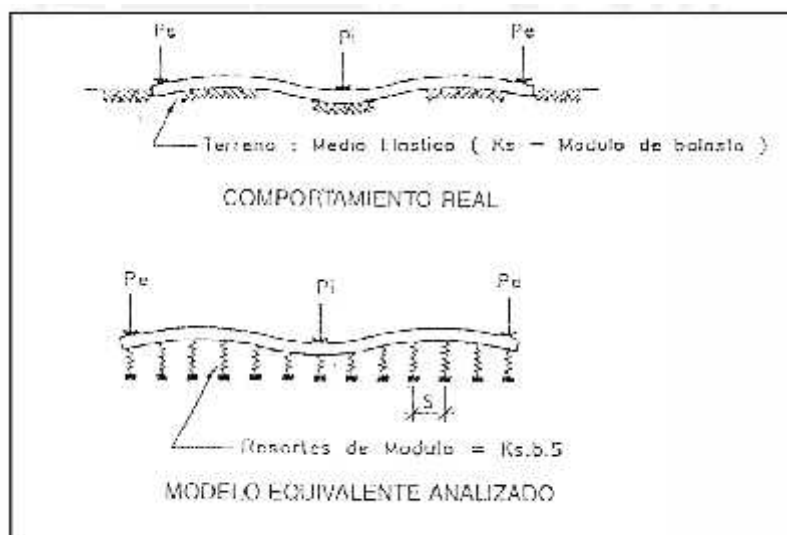


Figura 42: Comportamiento de la platea e idealización del suelo

Para el análisis de la cimentación se utilizó el programa de computo SAFE versión 12, dicho programa emplea el método de elementos finitos para la obtención de las presiones actuantes en el terreno y los esfuerzos internos en la platea de cimentación. El programa no toma en cuenta la tracción del terreno.

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 en toda la superficie. La rigidez de los resortes (k) es igual al módulo de la reacción de la subrasante, o más comúnmente llamado Módulo de Balasto. Para una presión admisible de 1.77 kg/cm^2 el manual del programa SAFE. Recomienda usar un valor de $k = 3.58 \text{ Kg/cm}^3$.

La siguiente figura muestra la imagen del modelo estructural usado en el análisis de la platea de cimentación.

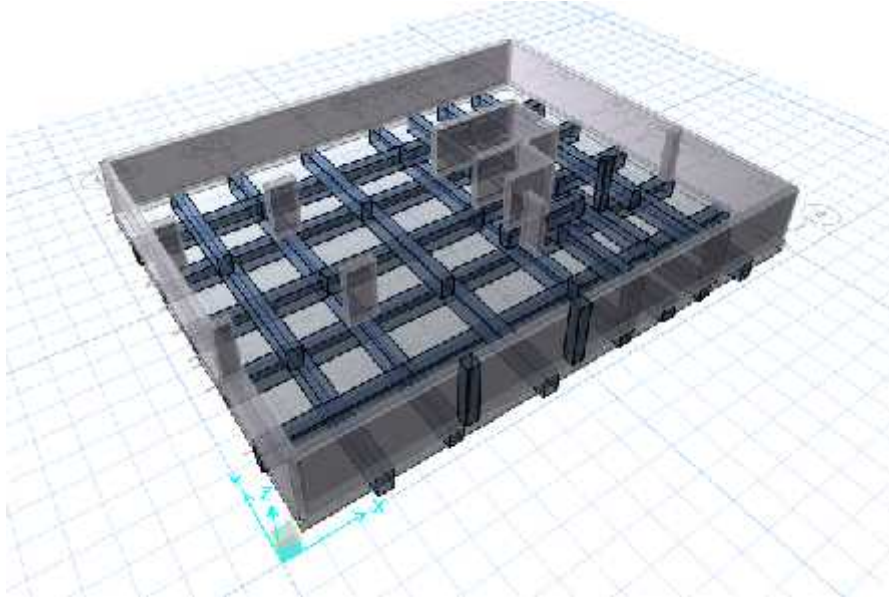


Figura 43: modelo estructural de la platea de cimentación

4.7.2. Chequeo de rigidez de la platea.

La platea de cimentación puede ser considerada rígida para efecto de análisis siempre y cuando el espaciamiento de las columnas o elementos verticales se menor de:

$$l \leq \frac{1.75}{\lambda}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Ks \cdot b}{4 \cdot Ec \cdot I}}$$

Donde:

λ = Característica del sistema (m^{-1})

Ks = Coeficiente de Balasto ($\frac{T}{m^3}$)

b = Ancho de la franja de cimentacion (m)

Ec = Modulo de Elasticidad del concreto ($\frac{T}{m^2}$)

I = Momento de Inercia de la cimentacion (m^4)

t = Altura de la cimentacion (m)

$$Ks = \frac{(b + 1)^2}{(2 * b)^2} \cdot k$$

La división en franjas se dio colocando vigas con sección de 0.50x0.80 y la platea con un peralte de 0.45; quedando las franjas como se muestra a continuación.

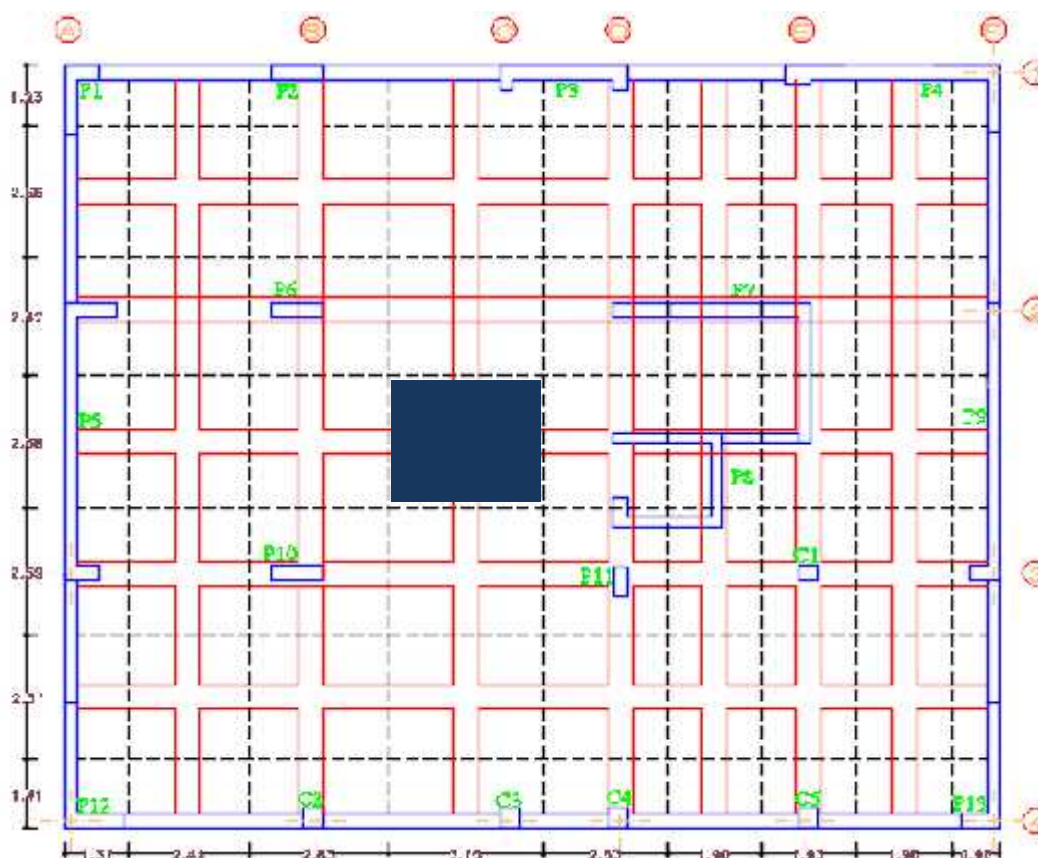


Figura 44: División en franjas de la platea de cimentación

Calculo de la rigidez por franjas:

Tabla 20: Rigidez por franja dirección X

	b	$(b+1)^2/(2b)^2$	Ks	a (m ⁻¹)	1.75/a
Dirección X	1.23	0.822	2946.79	0.337	5.19
	2.66	0.473	1697.26	0.325	5.38
	2.42	0.499	1790.49	0.326	5.37
	2.68	0.471	1690.35	0.325	5.38
	2.59	0.480	1722.42	0.326	5.37
	2.51	0.489	1753.14	0.326	5.37
	1.41	0.730	2619.06	0.333	5.25

Tabla 21: Rigidez por franja dirección Y

Dirección Y	b	$(b+1)^2/(2b)^2$	Ks	$\frac{a}{(m^{-1})}$	$1.75/a$
	1.31	0.777	2787.61	0.335	5.22
	2.44	0.497	1781.92	0.326	5.37
	2.83	0.458	1642.01	0.325	5.38
	3.15	0.434	1556.06	0.325	5.39
	2.53	0.487	1745.25	0.326	5.37
	1.9	0.582	2088.52	0.328	5.33
	1.93	0.576	2066.19	0.328	5.34
	1.96	0.570	2044.66	0.328	5.34
	0.96	1.042	3736.97	0.346	5.06

4.7.3. Esfuerzos actuantes en el suelo

El estrato de apoyo de la platea es un relleno controlado de ingeniería con una presión máxima admisible de 1.77 kg/cm^2 . Dicha presión no debe ser excedida por las presiones provenientes de los casos de carga sin contar las acciones sísmicas.

La presión admisible del suelo puede incrementarse en 30% según indica la norma E.060. Esto aplica sólo para los casos de carga que incluyan los efectos sísmicos. Entonces, la presión admisible del suelo se considerará igual a 2.30 kg/cm^2 en los casos donde participen las cargas provenientes del sismo.

A continuación se presentan las combinaciones con las cuales se va a verificar las presiones actuantes sobre el terreno:

$$COMB1 = CM + CV$$

$$COMB2 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$COMB3 = 1.25(CM + CV) + CS_x$$

$$COMB4 = 1.25(CM + CV) + CS_y$$

$$COMB5 = 0.9CM + CS_x$$

$$COMB6 = 0.9CM + CS_y$$

En la siguiente figura podemos ver la distribución de presiones en el suelo debido a cargas de servicio (CM+CV).

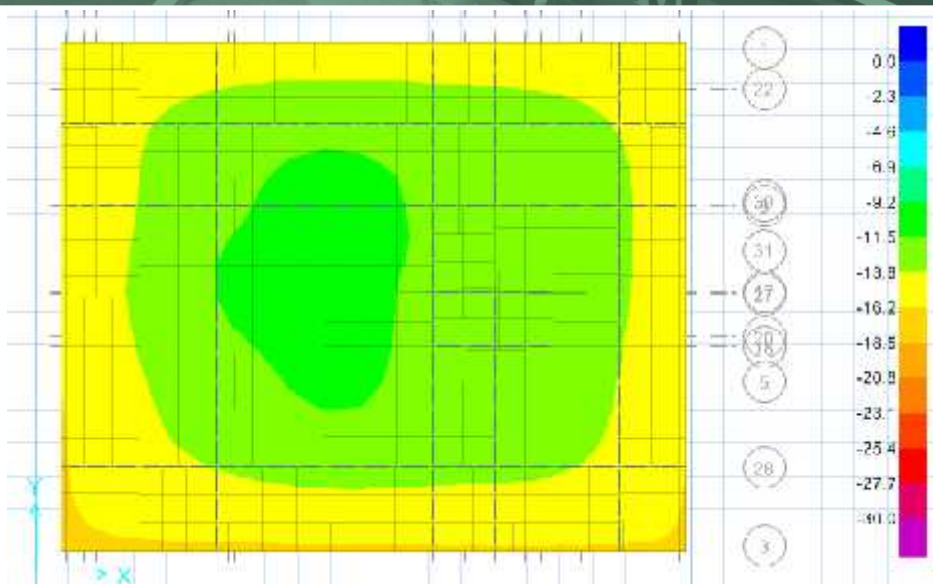


Figura 45: Distribución de presiones por cargas de servicio

4.7.4. 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 en el capítulo 5. Esto se debe a que, después de todo, la platea de cimentación es también una losa de concreto armado que trabaja en dos direcciones.

4.7.4.1. Distribución de Momentos Flectores

Dirección X

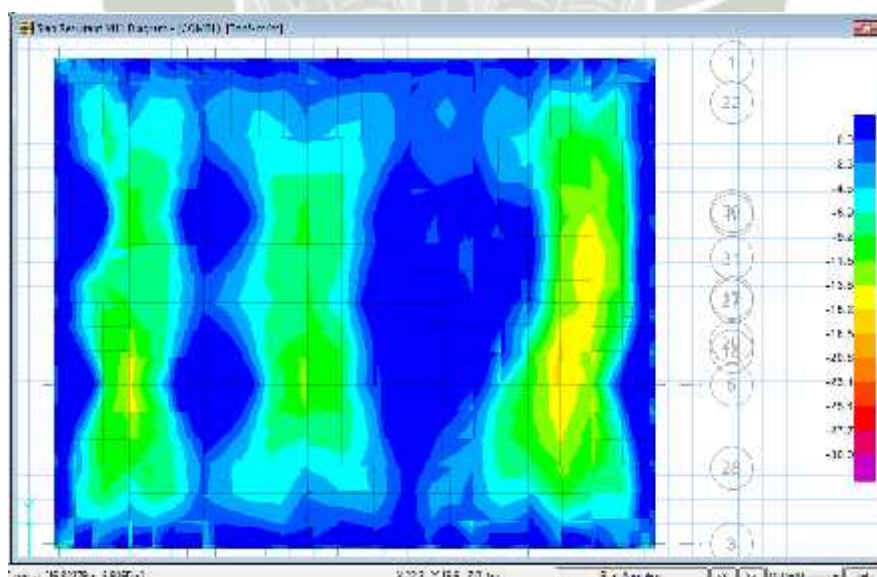


Figura 46: Momentos flectores en la platea dirección X

Dirección Y

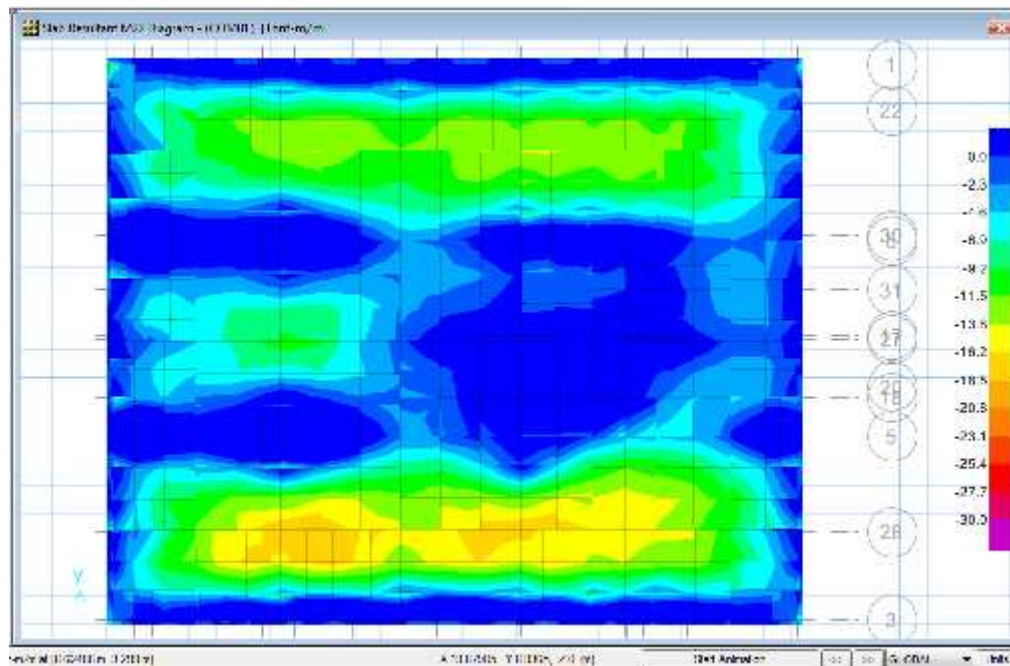


Figura 47: Momentos flectores en la platea dirección Y

4.7.4.2. Distribución de Fuerzas Cortantes

Dirección X

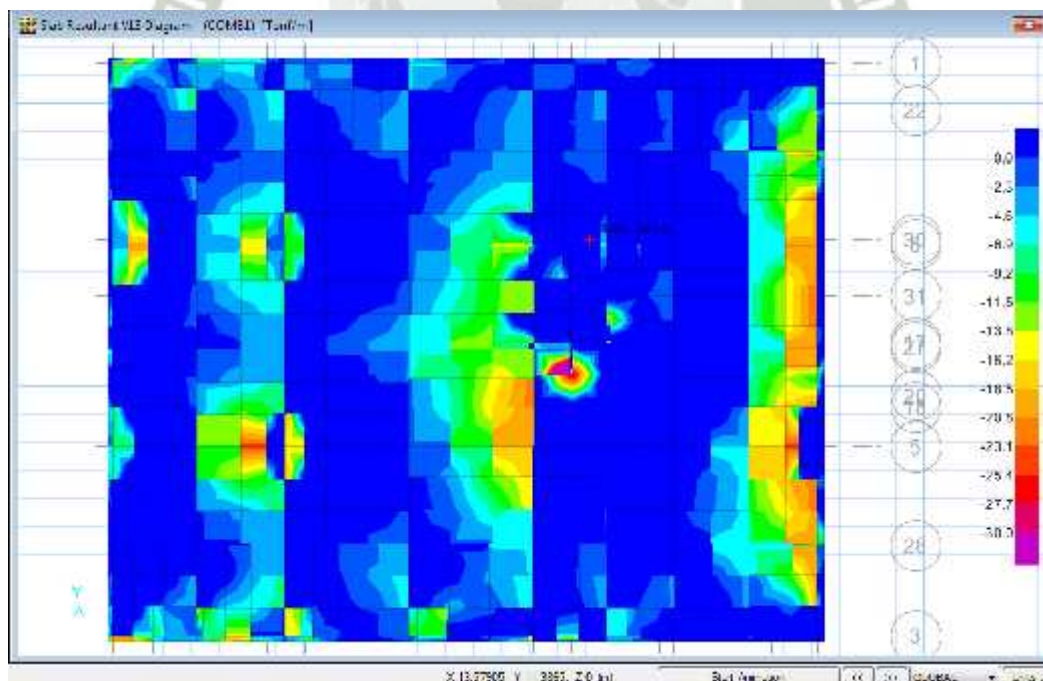


Figura 48: Fuerzas cortantes en la platea dirección X

Dirección Y

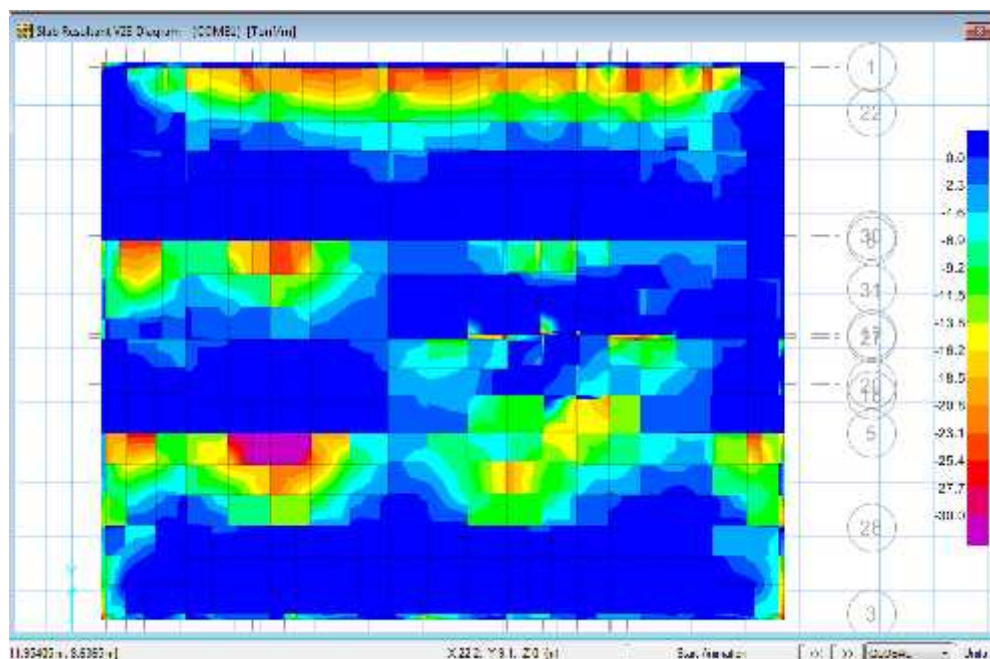


Figura 49: Fuerzas cortantes en la platea dirección Y

4.7.5. Ejemplo de Diseño de platea de cimentación

Se presenta a continuación el procedimiento de diseño para el paño comprendido entre los ejes B – D y 2 - 3. La tabla a continuación muestra los momentos últimos obtenidos en ambas direcciones, así como el área de acero requerido y el refuerzo colocado.

Tabla 22: Acero de refuerzo colocado en ambas direcciones

Dirección X		Dirección Y	
Mu (-) (T.m)	Mu (+) (T.m)	Mu (-) (T.m)	Mu (+) (T.m)
12.3	13	8.9	10
As (-) (cm ²)	As (+) (cm ²)	As (-) (cm ²)	As (+) (cm ²)
8.4	8.8	6.4	7.2
Refuerzo colocado negativo	Refuerzo colocado positivo	Refuerzo colocado negativo	Refuerzo colocado positivo
$\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ (malla) + $\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ (inf.)	$\phi 3/8'' @ 0.15 \text{ m}$ (sup.) + $\phi 3/8'' @ 0.15 \text{ m}$ (malla)	$\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ (malla) + $\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ (inf.)	$\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ (sup.) + $\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ (malla)

Se consideró colocar una malla corrida superior e inferior de manera que se cumpla los requisitos de contracción y temperatura.

El diseño por fuerza cortante también se verificó en la platea de cimentación.
El procedimiento de diseño se detalla a continuación.

4.7.6. Fuerza Cortante

Dirección X $Vu_x = 21.3 T.$

Dirección Y $Vu_x = 9.8 T.$

Resistencia del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \phi 0.53 \phi \sqrt{f'_c} * b \phi d$$

$$\phi V_c = 0.85 \phi 0.53 \phi \sqrt{210} \phi 100 \phi 40$$

$$\phi V_c = 26.1 T \rightarrow \phi V_c > Vu \text{ (En las dos direcciones)} \rightarrow \text{OK}$$

De lo mostrado se puede concluir que el diseño es satisfactorio tanto para la sollicitación de flexión como para cortante.

4.7.7. Diseño por flexión y cortante de vigas de cimentación

Las consideraciones de flexión y cortante son las mismas que se tuvieron para el diseño de Vigas. Esto se debe a que, después de todo, la platea de cimentación es también una losa de concreto armado que trabaja en dos direcciones.

4.7.7.1. Distribución de Momentos Flectores

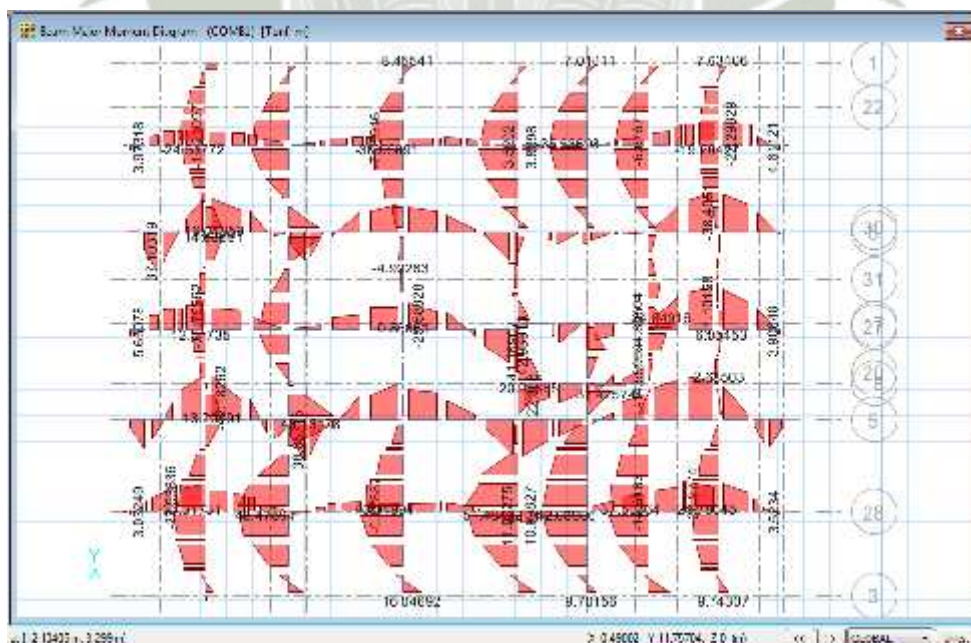


Figura 50: Momentos flectores en vigas de cimentación

4.7.7.2. Distribución de Fuerzas Cortantes

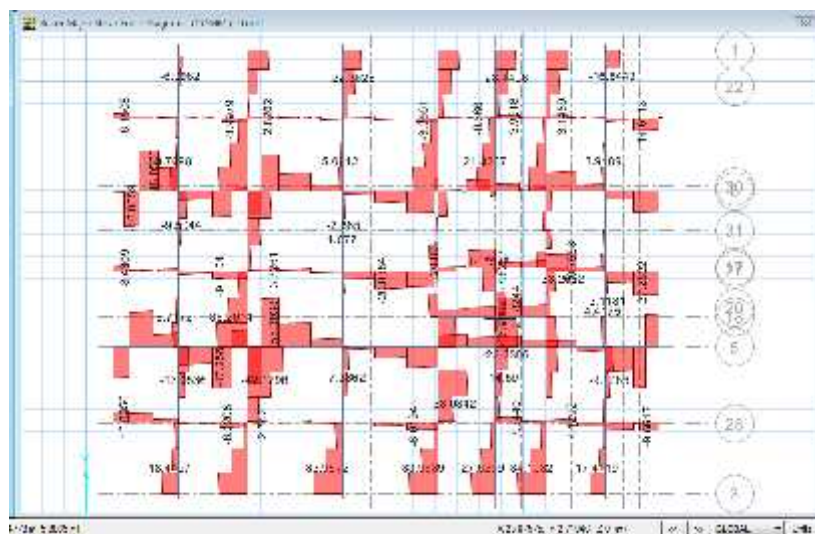


Figura 51: Fuerzas cortantes en vigas de cimentación

4.7.7.3. Ejemplo de Diseño de viga de cimentación

Se presenta a continuación el procedimiento de diseño para la viga comprendida entre el Eje 3 y los Ejes B - D. La tabla muestra los momentos últimos obtenidos en ambas direcciones, así como el área de acero requerido y el refuerzo colocado.

Cálculo del acero negativo:

Tabla 23: Acero negativo en viga de cimentación

	Eje B	Eje D
Mu (-)	34.43	33.28
Ku	12.57	12.15
ρ	0.0035	0.0034
As	12.95	12.58
As	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"

Cálculo del acero positivo:

Tabla 24: Acero positivo en viga de cimentación

	Tramo B-D
Mu (+)	34.47
Ku	12.59
ρ	0.0035
As	12.95
As	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8"

4.7.7.4. Fuerza Cortante

$$Vu_B = 56.3 T.$$

$$Vu_D = 23.98 T.$$

Resistencia del concreto:

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

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \cdot 50 \cdot 74$$

$$V_c = 30.7 T$$

La resistencia que deberá proporcionar el refuerzo por corte viene dada por:

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

$$V_s = \frac{56.3}{0.85} - 30.7$$

$$V_s = 35.54 T$$

Calculo del espaciamiento "s"

$$S = \frac{A_v \phi f_y d}{V_s} \rightarrow S = \frac{2 \cdot 1.27 \cdot 4200 \cdot 74}{35540} = 22 \text{ cm.}$$

El espaciamiento de estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:

$$\frac{74}{4} = 18.5 \text{ cm.}$$

$$10 \cdot 2.84 = 28.4 \text{ cm.}$$

$$24 \cdot 1.27 = 30.4 \text{ cm.}$$

$$30 \text{ cm.}$$

$$S_{\max.} = \frac{d}{2} = \frac{74}{2} = 37 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se tiene la siguiente distribución de estribos $\phi 1/2''$.

1@5 cm, 11@15cm, resto @30cm.

4.8. ELEMENTOS ESTRUCTURALES ADICIONALES

4.8.1. Escaleras

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

Las escaleras tienen pasos y contrapasos y luego la losa propiamente dicha; cuyo peralte recibe el nombre de garganta.

Los pasos en la mayoría de los casos son de 25 cm., aun cuando en escaleras importantes y públicas es mejor trabajar con pasos de 27 ó 30 cm.

Los contrapasos varían entre 17 y 18 cm.

En nuestro caso las escaleras tendrán las siguientes características:

Pasos = 25 cm.

Contrapasos = 17.3 cm.

Garganta = 15 cm.

Ancho = 120 cm.

4.8.1.1. Metrado de cargas

El peso propio de la escalera se calculó de la siguiente manera:

$$W_{PP} = \gamma_c \left[\frac{CP}{2} + t \right] \left[1 + \left(\frac{CP}{P} \right)^2 \right]$$

$$W_{PP} = 2.4 \left[\frac{0.173}{2} + 0.15 \right] \left[1 + \left(\frac{0.173}{0.25} \right)^2 \right]$$

$$W_{PP} = 0.645 \frac{T}{m^2} \times ml$$

Finalmente estas son las cargas actuantes en la escalera:

Tabla 25: Cargas actuantes en escalera

Peso Propio	=	0.645 T/m ² x1m
Piso Terminado	=	0.100 T/m ² x1m
CM	=	0.745 T/m²x1m

s/c	=	0.500 T/m ² x1m
CV	=	0.500 T/m²x1m

Por lo tanto, la carga última en las escaleras para un ancho de 1.20 m. será:

$$W_u = 1.4 \square 0.745 + 1.7 \square 0.5$$

$$W_u = 1.89 \square 1.2$$

$$W_u = 2.27 \text{ Ton/m}$$

A manera de ejemplo se presenta el diseño de un tramo de la escalera:

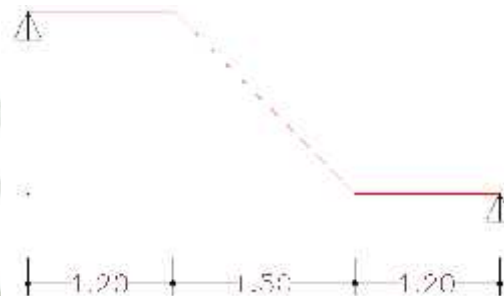


Figura 52: Idealización de escalera

Simplificando tenemos el siguiente modelo para la escalera:

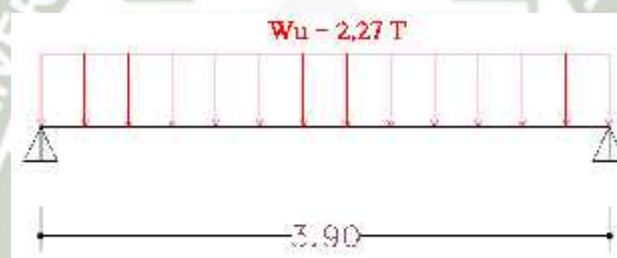


Figura 53: Carga en la escalera

4.8.1.2. Diseño por flexión

Momento positivo:

$$M_u^+ = 2.27 \square \frac{3.9^2}{8}$$

$$M_u^+ = 4.32 \text{ T.m}$$

$$b = 1.20 \text{ m.}$$

$$d = 15 - 3 = 0.12 \text{ m.}$$

$$K_u = \frac{4.32 \square 10^5}{120 \square 12^2} = 25 \rightarrow \rho = 0.0074$$

$$A_s = 0.0074 \square 120 \square 12 = 10.37 \text{ cm}^2$$

Colocamos:

$$\square 1/2" @ 10 \text{ cm.}$$

El refuerzo perpendicular se calculó mediante el uso de la cuantía mínima que debe tener la losa ($\rho = 0.0018$).

$$As_{min.} = 0.0018 \square 120 \square 12 = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$As_{min.} = \square 3/8" @ 0.30m.$$

Momento negativo:

$$Mu^{(-)} = 2.27 \square \frac{(3.9)^2}{24}$$

$$Mu^{(-)} = 1.44 \text{ T.m}$$

$$b = 1.20 \text{ m.}$$

$$d = (15 - 3) = 0.12 \text{ m.}$$

$$Ku = \frac{1.44 \square 10^5}{120 \square 12^2} = 8.33 \rightarrow \rho = 0.0024$$

$$As = 0.0024 \square 120 \square 12 = 3.46 \text{ cm}^2$$

Colocamos:

$$\square 3/8" @ 20 \text{ cm.}$$

El refuerzo perpendicular se calculó mediante el uso de la cuantía mínima que debe tener la losa ($\rho = 0.0018$).

$$As_{min.} = 0.0018 \square 120 \square 12 = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$As_{min.} = \square 3/8" @ 0.30m.$$

Finalmente tenemos el siguiente diseño de la escalera (Ver detalle planos)

4.8.2. Cisterna y Tanque elevado

Tanto el tanque elevado como la cisterna tienen consideraciones especiales debido a que son estructuras que contienen líquido. Una de estas consideraciones es la cuantía mínima, la cual para este tipo de estructuras será igual a $\rho = 0.28\%$ tanto verticalmente como horizontalmente.

Por lo tanto para un muro de 20 cm. tenemos la siguiente área mínima de acero:

$$As_{\min.} = 0.0028 * 20 * 100 = 5.60 \text{ cm}^2.$$

$$As_{\min.} = 2 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8'' @ 25\text{cm.}$$

Por lo tanto para un muro de 25 cm. tenemos la siguiente área mínima de acero:

$$As_{\min.} = 0.0028 * 25 * 100 = 7.00 \text{ cm}^2.$$

$$As_{\min.} = 2 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8'' @ 20\text{cm.}$$

Por lo tanto para un muro de 30 cm. tenemos la siguiente área mínima de acero:

$$As_{\min.} = 0.0028 * 30 * 100 = 8.40 \text{ cm}^2.$$

$$As_{\min.} = 2 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8'' @ 15\text{cm.}$$

Como en ambas estructuras, (tanque elevado y cisterna) los muros y las losas de techo y fondo son de 20 cm. y además debido a que las fuerzas actuantes no son significativas se vio conveniente colocar en todos los caso la mínima distribución de acero, es decir:

$$As = 2 \text{ } \varnothing \text{ } 3/8'' @ 25\text{cm.}$$

4.8.3. Rampas de estacionamiento

Para el diseño de las rampas se tiene los siguientes valores de momentos, considerando un espesor de rampa de 20 cm.

Como los momentos son bajos, se optó por colocar una cuantía que será igual a $\rho = 0.28\%$ tanto longitudinal como transversalmente.

$$As_{\min.} = 0.0028 * 20 * 100 = 5.60 \text{ cm}^2.$$

$$As_{\min.} = 1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' @ 0.25\text{cm.}$$

CAPITULO V: ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

En este caso, tenemos una estructura rígida, la cual está conformada por muros de concreto armado y pórticos. Según esta estructuración, la rigidez de los tabiques de ladrillo es pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado, por lo tanto, se despreció en el análisis el aporte de los tabiques.

Sin embargo, debemos prestar atención a estos elementos no estructurales en la etapa de construcción, ya que no han sido diseñados para resistir solicitaciones sísmicas. Además, si no se considera una adecuada separación y/o unión de esto con los elementos estructurales, se pueden ver sometidos a esfuerzos elevados y en algunos casos a fallas repentinas.

En resumen, existen 2 opciones a la hora de considerar como tratar el efecto de la albañilería en el diseño de la estructura:

- Separar la albañilería
- Unir la albañilería

Lo ideal es separar la tabiquería para lo cual los tabiques deberán tener columnetas que trabajen en voladizo para efectos de fuerzas perpendiculares a su plano.

Sin embargo, en edificios de departamentos la separación teórica es imposible en la realidad, pues las juntas se rellenan superficialmente con el tartajeo, lo que origina que durante un sismo aparezcan fisuras muy notorias en las líneas donde se tenían juntas.

Por tanto, se optó por unir la tabiquería colocando columnetas de refuerzo considerando que el edificio tiene buena rigidez lateral en las dos direcciones.

Además, se debe tener en cuenta que durante un sismo siempre es factible que aparezcan fisuras en los tabiques, ya que la albañilería tiene menos capacidad de deformación lateral que el concreto.

5.1. DISEÑO DE COLUMNETAS DE ARRIOSTRE DE TABIQUERÍA C1

La tabiquería interior será de albañilería confinada, conformada por ladrillos de albañilería de ladrillo pandereta, columnetas de concreto armado. Estos elementos son no estructurales y serán diseñados para fuerzas perpendiculares a su plano.

Por esta razón, se deberá separar la tabiquería de la estructura mediante juntas rellenas con poliestireno expandido de 3cm, ya que de no hacerlo se tendrían zonas donde se formarían columnas cortas.

La Norma de Diseño Sismorresistente indica que para elementos no estructurales la fuerza sísmica actuante puede estimarse como un porcentaje del peso del elemento, según la siguiente expresión:

$$V = Z \cdot U \cdot C1 \cdot P$$

Donde:

Z = Factor de zonificación sísmica.

U = Factor de uso e importancia.

C1 = Coeficiente sísmico.

P = Peso del tabique.

La Norma de Diseño Sismorresistente indica que para elementos no estructurales la el momento actuante producido por la carga sísmica “w” se calculara según la siguiente expresión:

$$Ma = m \cdot a^2 \cdot w$$

Donde:

m = Coeficiente de momento adimensional (Tabla 12).

a = Dimensión crítica del paño de albañilería.

w = carga sísmica.

TABLA 12									
VALORES DEL COEFICIENTE DE									
MOMENTOS «m» y DIMENSION CRITICA «a»									
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS									
a = Menor dimensión									
b/a =	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS									
a = Longitud del borde libre									
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m =	0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES									
a = Altura del muro									
m = 0,125									
CASO 4. MURO EN VOLADIZO									
a = Altura del muro									
m = 0,5									

Figura 54: Coeficientes de momentos y dimensión crítica

Con estos valores procedemos al diseño de las columnetas que serán diseñadas por flexión y cortante.

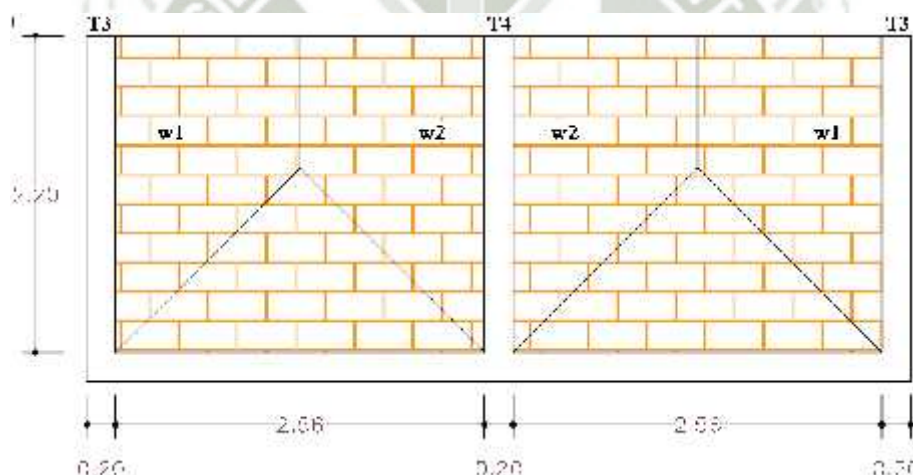


Figura 55: Área de influencia de columnetas

$$w = 0.8 \cdot Z \cdot U \cdot C1 \cdot \gamma \cdot t$$

$$w = 0.8 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 1.35 \cdot 0.15 = 0.0582 \text{ Ton/m}^2$$

Como podemos observar nos encontramos en el Caso 2 (3 bordes arriostrados), Entonces tendremos:

$$a = 2.563 \text{ Long. libre}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{2.2}{2.563} = 0.858$$

De la Tabla 12 tendremos:

TABLA 12									
VALORES DEL COEFICIENTE DE									
MOMENTOS «m» y DIMENSION CRITICA «a»									
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS									
a = Menor dimensión									
b/a =	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS									
a = Longitud del borde libre									
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m =	0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES									
a = Altura del muro									
m = 0,125									
CASO 4. MURO EN VOLADIZO									
a = Altura del muro									
m = 0,5									

Por tanto obtendremos un valor de $m = 0.1023$.

Reemplazando en:

$$Ma = m \cdot a^2 \cdot w$$

$$Ma = 0.102 \cdot 2.563^2 \cdot 0.0583$$

$$Ma = 0.0391 \frac{T}{m^2}$$

Pero el Momento Resistente está dado por:

$$r = f' t \cdot \frac{t^2}{6}$$

Donde:

$$f' t = 15 \frac{T}{m^2} \text{ Albañilería simple .}$$

Por tanto:

$$Mr = 15 \cdot \frac{0.15^2}{6}$$

$$Mr = 0.0563 \frac{T}{m^2}$$

Como:

$$M_r > M_s \dots OK!$$

5.1.1. Cálculo de cargas Distribuidas.

Columnetas:

$$w_c = 0.8 \cdot Z \cdot U \cdot C_1 \cdot \gamma \cdot t \cdot a$$

$$w_c = 0.8 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 2.40 \cdot 0.15 \cdot 0.20 = 0.0207 \text{ Ton/m}$$

Tabiquería:

$$w_1 = 0.8 \cdot Z \cdot U \cdot C_1 \cdot \gamma \cdot t$$

$$w_1 = 0.8 \cdot 0.4 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 1.35 \cdot 0.15 = 0.0583 \text{ Ton/m}^2$$

5.1.1.1. Diseño de Columnetas o arriostres T3:

Momento de Columna

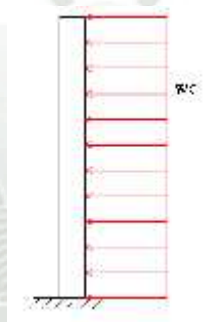


Figura 56; Carga distribuida en columnetas T3

$$M_c = 0.0207 \cdot 2.2 \cdot \frac{2.2}{2}$$

$$M_c = 0.0500 \text{ T} \cdot \text{m}$$

Momento de Tabiquería

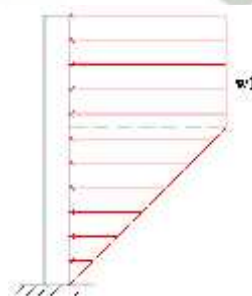


Figura 57: carga de la tabiquería en columnetas T3

$$Ml = 0.0583 \left[\frac{2.563}{2} \left[\frac{2.563}{2} \left[\frac{1}{2} \left[\frac{2.563}{2} \left[\frac{2}{3} + 0.0583 \right. \right. \right. \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left[2.2 - \frac{2.563}{2} \right] \left[\frac{2.563}{2} \left[\frac{2.2 - \frac{2.563}{2}}{2} + \frac{2.563}{2} \right. \right. \right. \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. Ml = 0.1604 T \cdot m \right. \right. \right.$$

Por tanto el momento de diseño será amplificado por una factor de 1.25.

$$Mu = 0.1604 + 0.050 \square 1.25$$

$$Mu = 0.263 T \square m$$

$$Ku = \frac{0.263 \times 10^5}{20 \times 11^2} = 10.91$$

Por tanto el área de acero será:

$$A_s = 0.0030 \cdot 20 \cdot 11 = 0.66 \text{ cm}^2 \text{ en una cara}$$

$$A_s = 1 \square 3/8"$$

Entonces se colocara:

$$A_s = 2 \square 3/8"$$

5.1.1.2. Diseño de Columnetas o arriostres T4:

Momento de Columna

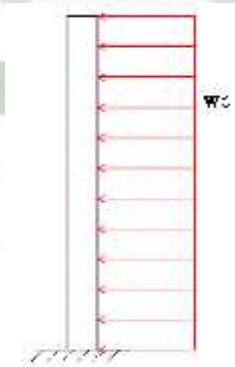


Figura 58: Peso propio en columnetas T4

$$Mc = 0.0207 \times 2.2 \times \frac{2.2}{2}$$

$$M_c = 0.0500 T \cdot m$$

Momento de Tabiquería

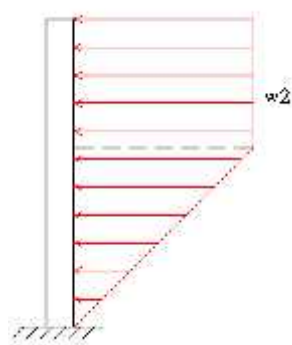


Figura 59: Carga de tabiquería en columnetas T4

$$Ml = 2 \left[0.0583 \left[\frac{2.563}{2} \right] \left[\frac{2.563}{2} \right] \left[\frac{1}{2} \right] \left[\frac{2.563}{2} \right] \left[\frac{2}{3} \right] + 0.0583 \right. \\ \left. \left[2.2 - \frac{2.563}{2} \right] \left[\frac{2.563}{2} \right] \left[\frac{2.2 - \frac{2.563}{2}}{2} \right] + \frac{2.563}{2} \right]$$

$$Ml = 0.3208 T \cdot m$$

Por tanto el momento de diseño será amplificado por una factor de 1.25.

$$Mu = 0.3208 + 0.050 \cdot 1.25$$

$$Mu = 0.464 T \cdot m$$

$$Ku = \frac{0.464 \cdot 10^5}{20 \cdot 11^2} = 19.17$$

$$\rho = 0.0049$$

Por tanto el área de acero será:

$$As = 0.0049 \cdot 20 \cdot 11 = 1.08 \text{ cm}^2 \text{ en una cara}$$

$$As = 2 \cdot 3/8"$$

Entonces se colocara:

$$As = 4 \cdot 3/8"$$

5.2. DISEÑO DE CALZADURAS

La calzadura es un elemento que soporta carga vertical directamente y lo transmite a un estrato inferior del suelo. Se utilizan con alguno de los propósitos siguientes:

- Consolidar la cimentación de una estructura existente.
- Darle mayor capacidad portante a la cimentación.
- Protección de la propiedad vecina (Edificaciones o taludes), cuando se va a realizar excavaciones cercanas

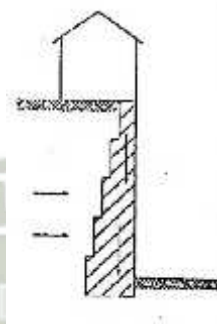


Figura 60: Calzaduras en edificaciones

Al profundizar en el terreno vecino lo hacemos por debajo de una edificación existente, se transmiten empujes laterales y se transmiten parcialmente la carga vertical de la cimentación existente un estrato más abajo

5.2.1. Ejemplo de Aplicación calzaduras edificio Mateo II

Se requiere calzar para una altura de 7.4m. Las características del suelo son las siguientes:

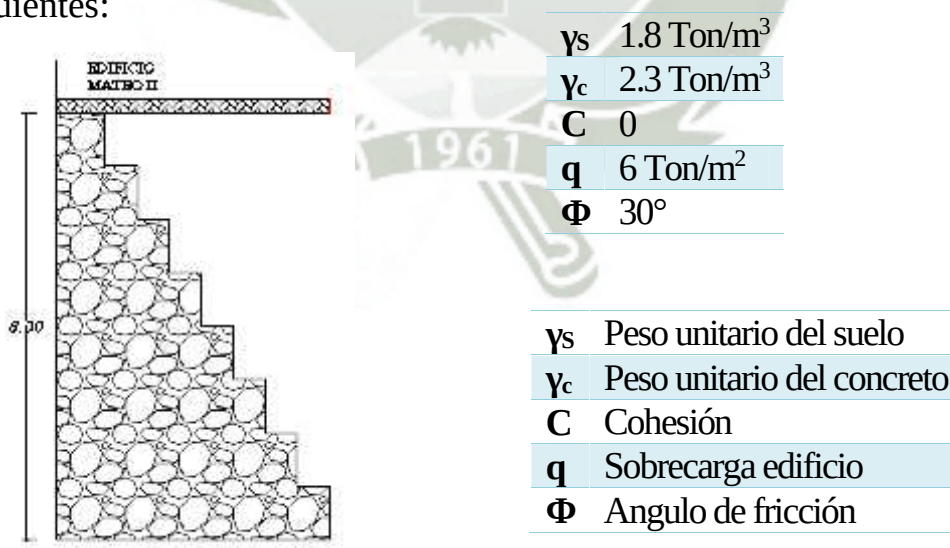


Figura 61: Esquema de la calzadura

La calzada se diseña por tramos como se aprecian en la figura siguiente:

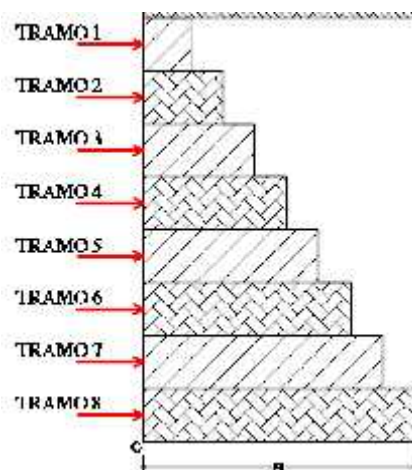
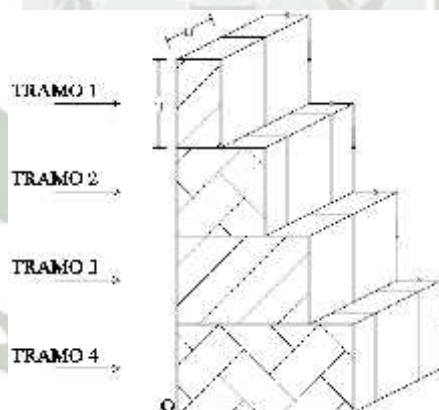


Figura 62: Tramos de la calzada

La calzada en un suelo si cohesión solamente esta afecta por fuerzas de suelo y sobrecarga. Las fuerzas horizontales estarán afectadas por el coeficiente activo de la teoría de Rankine.

El ancho (a) y la altura (h) de los bloques obedece a una aspecto constructivo y técnico, considerando el tipo de suelo y el tipo de cementación que se está calzando



Para la aplicación del diseño de la calzada. La altura del bloque será de 1m.

Los factores de seguridad al volteo y deslizamiento que se tomaran son los siguientes valores:

$$FSV \geq 2$$

$$FSD \geq 1.5$$

Tramo 1

El diagrama de fuerzas distribuidas que afectan la calzada y las fuerzas totales con su respectivo brazo de giro.

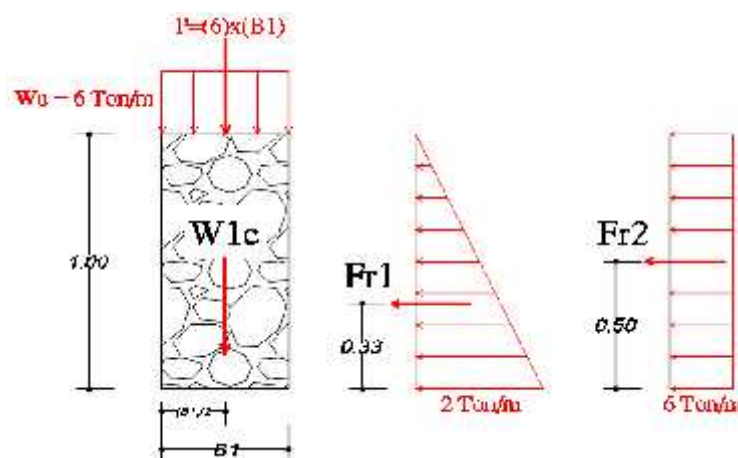


Figura 63: Fuerzas distribuidas en la calzada tramos 1

		FZA. VERTICAL	BRAZO
W1c	PESO DE CONCRETO	$2.3 \times (B1)$	$(B1)/2$
P	SOBRECARGA	$6 \times (B1)$	$(B1)/2$

		FZA. HORIZONTAL	BRAZO
Fr1	EMPUJE DE TIERRA	0.9	0.33
Fr2	SOBRECARGA	6	0.50

Se obtendrá el valor de “B” haciendo cumplir los factores de seguridad al volteo y deslizamiento, las fuerzas horizontales serán afectadas por el coeficiente de presión activa de la teoría de Rankine.

$$FSV \geq 2$$

$$2 \leq \frac{2.3 \times B1 \times \frac{B1}{2} + 6 \times B1 \times \frac{B1}{2}}{0.9 \times 0.33 \times Ka + 6 \times 0.5 \times Ka}$$

$$2 \leq \frac{\frac{2.3}{2} + \frac{6}{2} \times B1^2}{0.30 + 3 \times Ka}$$

$$Ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33$$

$$2 \times 3.30 \times .33 \leq 4.15 \times (B1)^2$$

$$B1 \geq 0.72 \text{ m.}$$

$$FSD \geq 1.5$$

$$1.5 \leq \frac{2.3 \cdot B1 + 6 \cdot B1 \cdot \mu}{0.9 \cdot Ka + 6 \cdot Ka}$$

$$\mu = 0.50 \text{ Coef. de fricción}$$

$$1.5 \cdot 6.9 \cdot 0.33 \leq 8.3 \cdot B1 \cdot 0.50$$

$$B1 \geq 0.82m.$$

Se elige el valor de “B” que cumpla con nuestros dos factores de seguridad, en este caso elegiremos $B=0.90$ m.

Tramo 2

El diagrama de fuerzas distribuidas que afectan la calzada y las fuerzas totales con su respectivo brazo de giro.

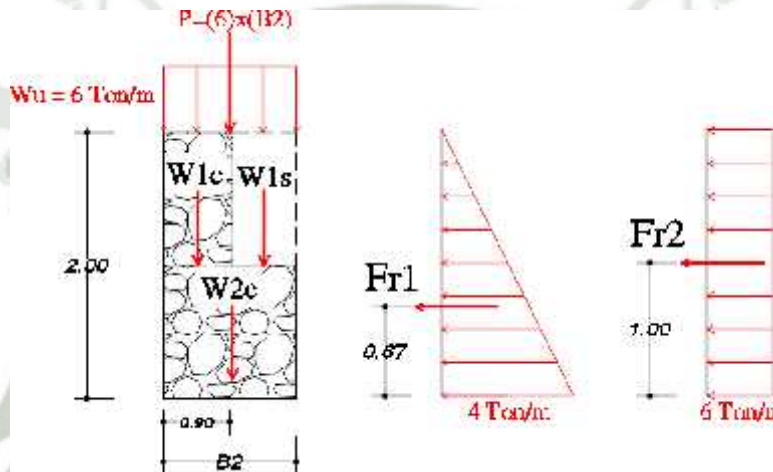


Figura 64: Fuerzas distribuidas en la calzada tramo 2

		FZA. VERTICAL	BRAZO
W1c	PESO DE CONCRETO	2.07	0.45
W2c	PESO DE CONCRETO	2.3x(B2)	(B2)/2
P	SOBRECARGA	6x(B2)	(B1)/2
W1s	PESO DE SUELO	1.8*((B2)-0.9)	(B2+0.9)/2

		FZA. HORIZONTAL	BRAZO
Fr1	EMPUJE DE TIERRA	3.6	0.67
Fr2	SOBRECARGA	12	1.00

Comprobamos si se cumple los factores de seguridad usando el mismo ancho del Tramo I.

$$FSV \geq 2$$

$$2 \leq \frac{2.07 + 0.45 + 2.3 + B + 6 + B + 1.8 + B - 0.9 + \frac{B + 0.9}{2}}{3.6 + 0.67 + Ka + 12 + 1 + Ka}$$

$$2 \leq \frac{0.93 + 1.15 + B^2 + 3 + B^2 + 0.9B^2 - 0.73}{2.41 + 12 + 0.33}$$

$$B \geq 1.36 \text{ m.}$$

$$FSD \geq 1.5$$

$$1.5 \leq \frac{2.07 + 2.3 + B + 6 + B + 1.8 + B - 1.62 + \mu}{3.6 + 0.33 + 12 + 0.33}$$

$$\mu = 0.50 \text{ Coef. de fricción}$$

$$1.5 + 15.6 + 0.33 \leq 5.05 + B + 0.23$$

$$B \geq 1.38 \text{ m.}$$

Se elige el valor de “B” que cumpla con nuestros dos factores de seguridad, en este caso elegiremos B=1.40 m.

Tramo 8

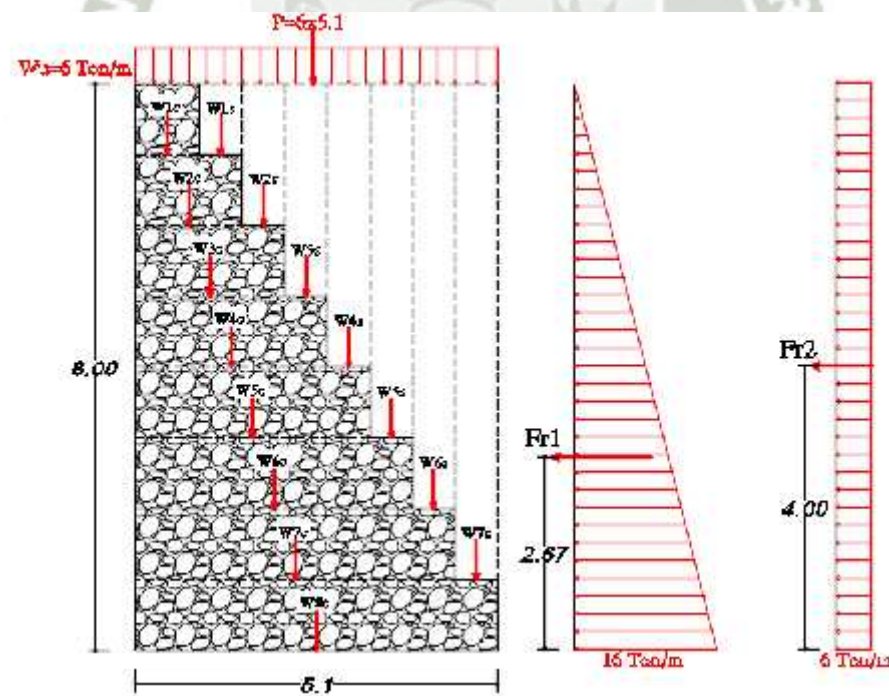


Figura 65 Fuerzas distribuidas en las calzaduras tramo 8

		FZA. VERTICAL	BRAZO	Mto Resist.
W1c	PESO DE CONCRETO	2.07	0.45	0.93
W2c	PESO DE CONCRETO	3.45	0.75	2.59
W3c	PESO DE CONCRETO	4.83	1.05	5.07
W4c	PESO DE CONCRETO	6.21	1.35	8.38
W5c	PESO DE CONCRETO	7.59	1.65	12.52
W6c	PESO DE CONCRETO	8.97	1.95	17.49
W7c	PESO DE CONCRETO	10.35	2.25	23.29
W8c	PESO DE CONCRETO	11.73	2.55	29.91
P	SOBRECARGA	30.6	2.55	78.03
W1s	PESO DE SUELO	1.2	1.2	1.44
W2s	PESO DE SUELO	2.4	1.8	4.32
W3s	PESO DE SUELO	3.6	2.4	8.64
W4s	PESO DE SUELO	4.8	3	14.40
W5s	PESO DE SUELO	6	3.6	21.60
W6s	PESO DE SUELO	7.2	4.2	30.24
W7s	PESO DE SUELO	8.4	4.8	40.32
		119.4		299.18

		FZA. HORIZONTAL	BRAZO	Mto Act.
Fr1	EMPUJE DE TIERRA	57.6	2.67	170.67
Fr2	SOBRECARGA	48	4.00	192.00
		105.6		345.60

$$FSV \geq 2$$

$$FSV = \frac{299.18}{345.60 \cdot 0.33}$$

$$FSV = 2.62 \geq 2 \rightarrow OK$$

$$FSD \geq 1.5$$

$$FSD = \frac{119.40 \cdot 0.50}{105.6 \cdot 0.33}$$

$$FSD = 1.71 \geq 1.5 \rightarrow OK$$

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Para iniciar el análisis sísmico se debió asumir un valor de factor de reducción $R=6$, por tener una edificación en cuyo sistema estructural predominan los muros de corte en ambas direcciones; pero por ser irregular el valor de será $R=4.5$. Luego de realizar el análisis correspondiente se comprobó que los muros de corte tomaron menos del 90% de la fuerza lateral de sismo, por esto se aplicó el factor escalar para alcanzar el 90%.
- El edificio está estructurado predominantemente por muros de corte de concreto armado, así como por losas aligeradas y macizas que actúan como diafragmas rígidos horizontales. En la estructura los muros de corte aportan casi el total de resistencia lateral en ambos sentidos.
Siendo en X = 538.98 Ton (94.2%) y en Y = 562.12 Ton (98.25%).
- La estructura es irregular pues presenta esquinas entrantes, sin embargo se llega a un control deseado debido a ubicación adecuada de las placas, pues estas controlan la rotación del edificio y disminuyen los desplazamientos relativos debido a sus grandes rigideces laterales.
Deriva máxima dirección X es 0.0068 Deriva máxima dirección Y es 0.0040.
- De acuerdo a los resultados del análisis sísmico y del análisis vertical se ha podido verificar que los esfuerzos sísmicos gobiernan el diseño, por eso la importancia de emplear correctamente la norma de diseño sismorresistente.
- En el modelo de la estructura realizado en el ETABS; se comprobó al realizar el análisis bajo cargas de gravedad que no se produjeron desplazamientos significativos debido a que la estructura posee placas importantes en ambos sentidos.
Siendo los mayores desplazamientos menores a 12cm.

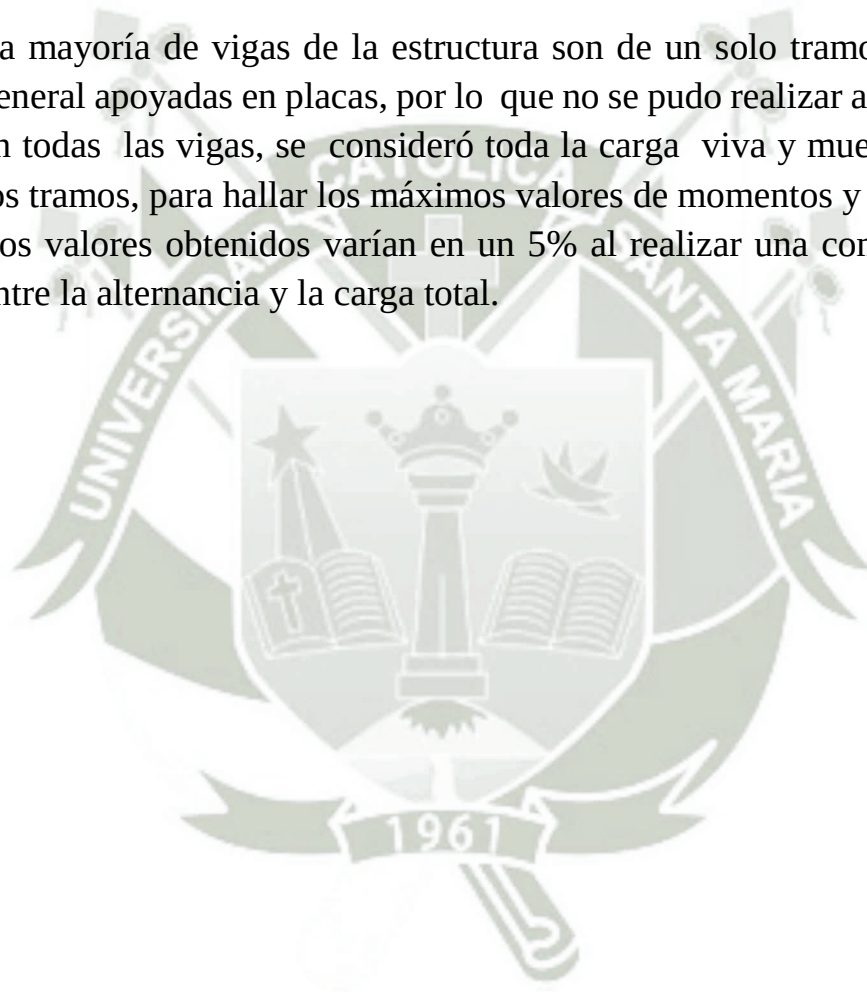
- Es difícil poder fijar directamente un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. La evaluación final de las dimensiones de las placas se hizo después de un proceso iterativo y se pudo comprobar que los desplazamientos horizontales no son excesivos.

Dirección X:

Placa longitud. 1.20m. = 36.68 Ton

Placa longitud 2.25 m. = 115.54 Ton

- La mayoría de vigas de la estructura son de un solo tramo y por lo general apoyadas en placas, por lo que no se pudo realizar alternancia en todas las vigas, se consideró toda la carga viva y muerta sobre los tramos, para hallar los máximos valores de momentos y cortantes. Los valores obtenidos varían en un 5% al realizar una comparación entre la alternancia y la carga total.



RECOMENDACIONES

- Para el peralte de las vigas se debe usar un valor entre $L/10$ y $L/12$, lo que permite armar las vigas sin congestión de acero.
- En el modelo de la estructura realizado en el ETABS no se consideraron la escalera, el cuarto de máquinas, ni las rampas de los sótanos.
- Se comprobó al realizar el análisis bajo cargas de gravedad, que no se produjeron desplazamientos significativos debido a que la estructura posee placas importantes en ambos sentidos.
- En la etapa de la estructuración se debe buscar tener dimensiones de elementos estructurales razonables. De esta forma, se evitan tener cuantías muy altas en vigas, columnas, losas; que generen congestión de refuerzo en la obra y mayores costos. En las vigas y losas, también es importante tener peraltes adecuados para evitar deformaciones excesivas.
- Los tabiques de albañilería deben ser separados de la estructura principal para evitar el problema de columnas cortas y para que no tomen esfuerzos sísmicos.
- Se recomienda colocar muros de corte en ambas direcciones para lograr disminuir las fuerzas de sismo asumidas por las columnas.
- Es necesario realizar la corrección por proceso constructivo en el programa ETABS, corrigiéndose así las falsas deformaciones axiales de las columnas que lo requieran, ya que los momentos generados en las vigas pueden diferir hasta en el signo de momentos, dando resultados no satisfactorios.

BIBLIOGRAFÍA

- Ing. Antonio Blanco Blasco **“Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”** – Colegio de ingenieros del Perú, segunda edición 1991.
- Ing. Roberto Morales Morales **“Diseño En Concreto Armado”** - Instituto de la Construcción y Gerencia, tercera edición 2006.
- Teodoro E. Harmsen **“Diseño de Estructuras de Concreto Armado”** – Pontificia Universidad Católica del Perú, tercera edición 2002.
- Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino **“Diseño en Concreto Armado”** – Capitulo Peruano del American Concrete Institute, primera edición 2006.
- **“Reglamento Nacional de Edificaciones”** – Editorial Megabyte, Tercera edición 2010.



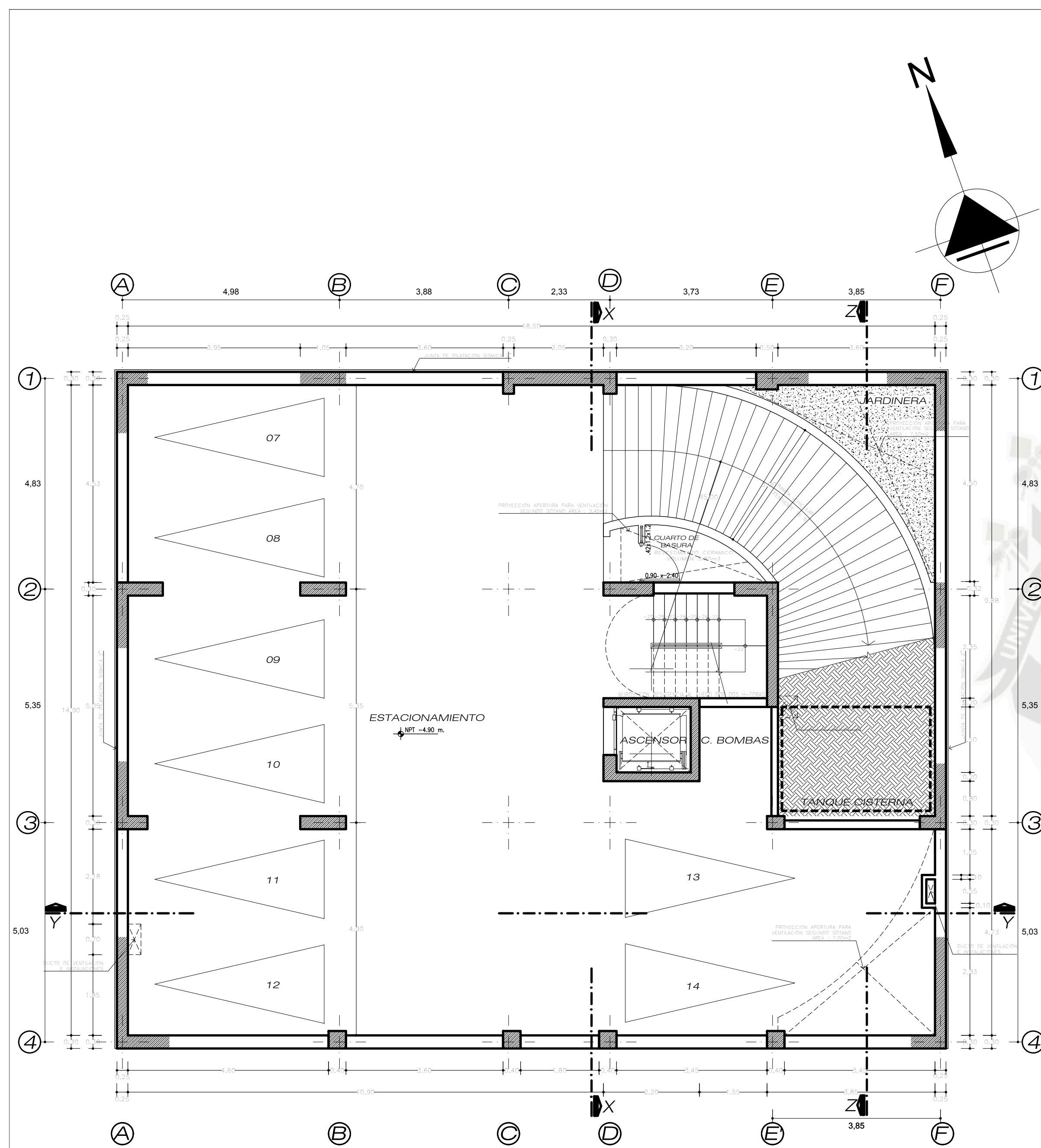
ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Croquis de Ubicación del Proyecto	5
Figura 2: Viga V-106 A V-206	15
Figura 3: Metrado de cargas V-106 A V 206.....	16
Figura 4: Grafico Espectro de respuesta	27
Figura 5: Junta de separación sísmica.....	31
Figura 6: Carga axial en Columna	32
Figura 7: Carga axial en placa.....	33
Figura 8: Momento flector en placa.....	34
Figura 9: Diagramas de momento flector en vigas	35
Figura 10: Diagramas de fuerza cortante en vigas.....	35
Figura 11: Esquema losa aligerada	36
Figura 12: Aligerado semisótano eje A.....	37
Figura 13: Método de los coeficientes	38
Figura 14: Diagrama de corte Aligerado.....	40
Figura 15: Corte de acero de refuerzo.....	42
Figura 16: Aligerado Primer sótano entre ejes 3 - 4	43
Figura 17: Distribución de paneles losa maciza 2do sótano	44
Figura 18: Panel II losa 2do sótano.....	45
Figura 19: Coeficientes para momentos negativos - E060	47
Figura 20: Coeficientes para momentos negativos - carga muerta.....	47
Figura 21: Coeficientes para momentos positivos - carga viva	48
Figura 22: Redistribución de momentos losa maciza	50
Figura 23: Acero longitud corta	56
Figura 24: Acero longitud larga	59
Figura 25: Viga V-103(25x60) losa primer nivel eje 3.....	62
Figura 26: Envolverte momento flector V-103.....	63
Figura 27: Envolvertes de cortantes	67
Figura 28: Envolverte de Cortantes	69
Figura 29: Envolvertes de cortantes	71
Figura 30: Corte de acero de refuerzo viga.....	78
Figura 31: Viga V-103 Eje 3 losa primer nivel.....	79
Figura 32: Diagrama de interacción dirección X-X.....	87
Figura 33: Diagrama de interacción dirección Y-Y.....	87
Figura 34: Momento nominal.....	89
Figura 35: Esquema armado de columna	91
Figura 36: Esquema acero longitudinal en placa P4.....	93

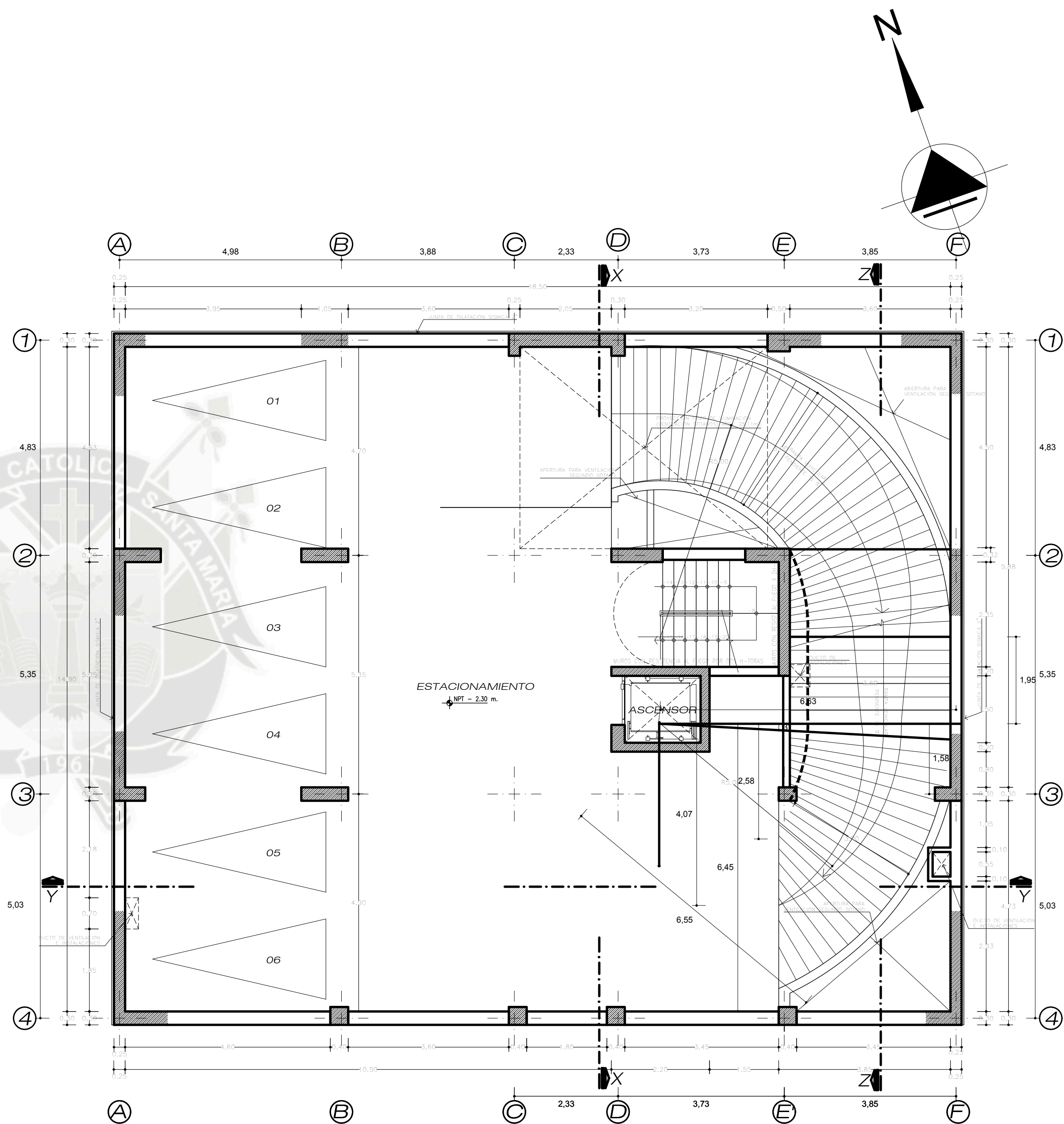
Figura 37: Diagrama de interacción P4 dirección Y-Y	94
Figura 38: Diagrama de interacción P4 dirección X-X	94
Figura 39: Sección de la placa P-6.....	97
Figura 40: Diagrama de presiones en muros de sótano	98
Figura 41; Diagrama de momento flector y cortante en muro de sótano ...	99
Figura 42: Comportamiento de la platea e idealización del suelo	101
Figura 43: modelo estructural de la platea de cimentación.....	102
Figura 44: División en franjas de la platea de cimentación	103
Figura 45: Distribución de presiones por cargas de servicio	105
Figura 46: Momentos flectores en la platea dirección X	105
Figura 47: Momentos flectores en la platea dirección Y	106
Figura 48: Fuerzas cortantes en la platea dirección X	106
Figura 49: Fuerzas cortantes en la platea dirección Y	107
Figura 50: Momentos flectores en vigas de cimentación.....	108
Figura 51: Fuerzas cortantes en vigas de cimentación.....	109
Figura 52: Idealización de escalera.....	112
Figura 53: Carga en la escalera	112
Figura 54: Coeficientes de momentos y dimensión crítica.....	117
Figura 55: Área de influencia de columnetas.....	117
Figura 56; Carga distribuida en columnetas T3.....	119
Figura 57: carga de la tabiquería en columnetas T3	119
Figura 58: Peso propio en columnetas T4.....	120
Figura 59: Carga de tabiquería en columnetas T4	121
Figura 60: Calzaduras en edificaciones.....	122
Figura 61: Esquema de la calzada.....	122
Figura 62: Tramos de la calzada	123
Figura 63: Fuerzas distribuidas en la calzada tramos 1	124
Figura 64: Fuerzas distribuidas en la calzada tramo 2.....	125
Figura 65Fuerzas distribuidas en las calzaduras tramo 8.....	126

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Peralte de losas aligeradas	8
Tabla 2: Pesos unitarios.....	13
Tabla 3: Carga muerta (Pesos)	13
Tabla 4: Carga viva (S/C).....	13
Tabla 5: Área por nivel.....	25
Tabla 6: Pesos y masas por nivel	25
Tabla 7: Parámetros de análisis.....	25
Tabla 8: Espectro de respuesta.....	26
Tabla 9: Cortante estático y dinámico.....	28
Tabla 10: Periodos y participación de masas	28
Tabla 11: Desplazamientos laterales en X	29
Tabla 12: Desplazamientos laterales en Y	30
Tabla 13: Acero máximo - mínimo.....	39
Tabla 14: Calculo de acero negativo.....	39
Tabla 15: Calculo acero positivo.....	40
Tabla 16: Calculo de acero negativo.....	63
Tabla 17: Calculo de acero positivo.....	63
Tabla 18: Factor de esbeltez.....	85
Tabla 19: Fuerza axial y momentos últimos	86
Tabla 20: Rigidez por franja dirección X.....	103
Tabla 21: Rigidez por franja dirección Y.....	104
Tabla 22: Acero de refuerzo colocado en ambas direcciones.....	107
Tabla 23: Acero negativo en viga de cimentación	109
Tabla 24: Acero positivo en viga de cimentación.....	109
Tabla 25: Cargas actuantes en escalera.....	111

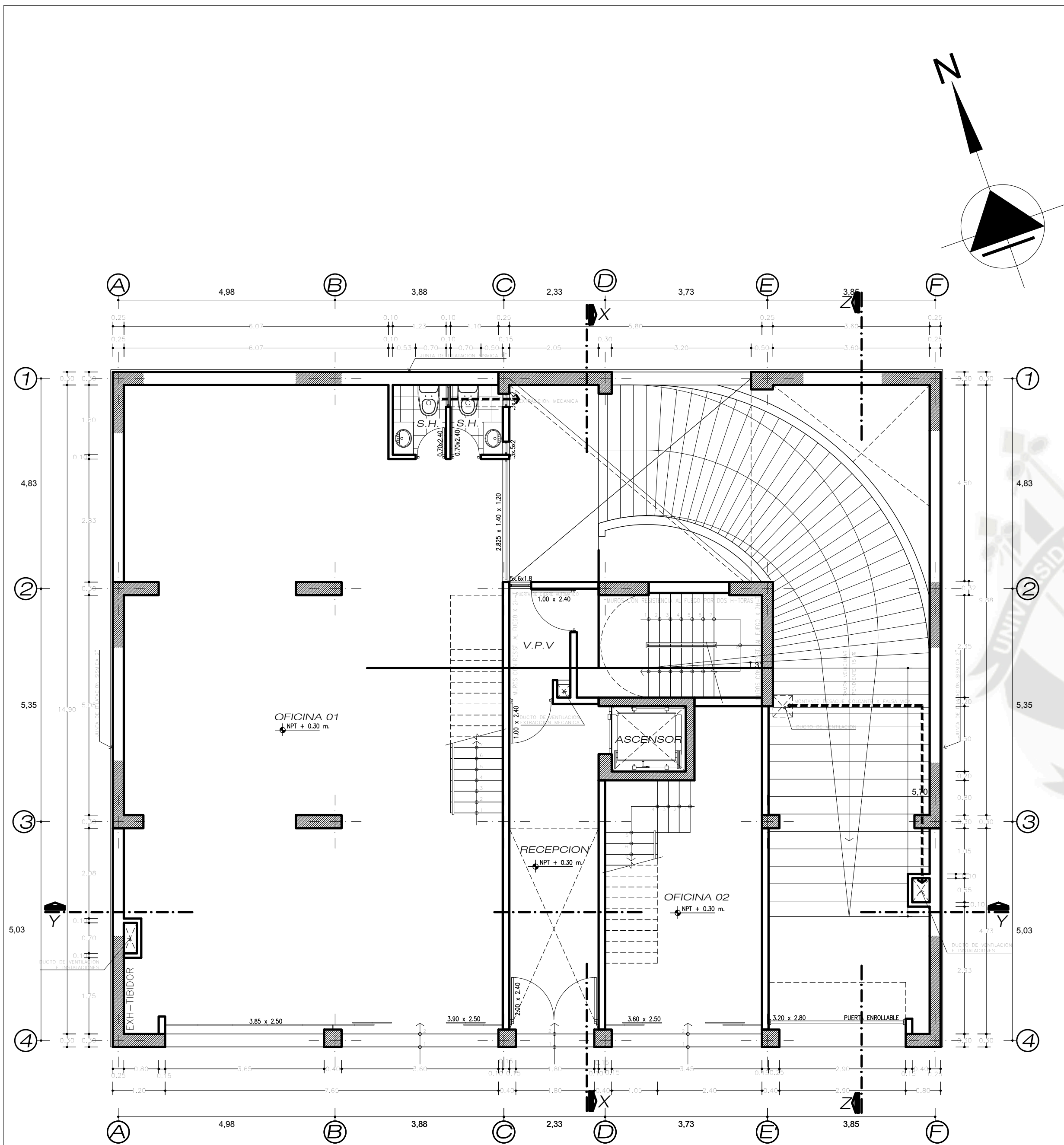


PLANTA 2° SOTANO
 ESCALA = 1/75

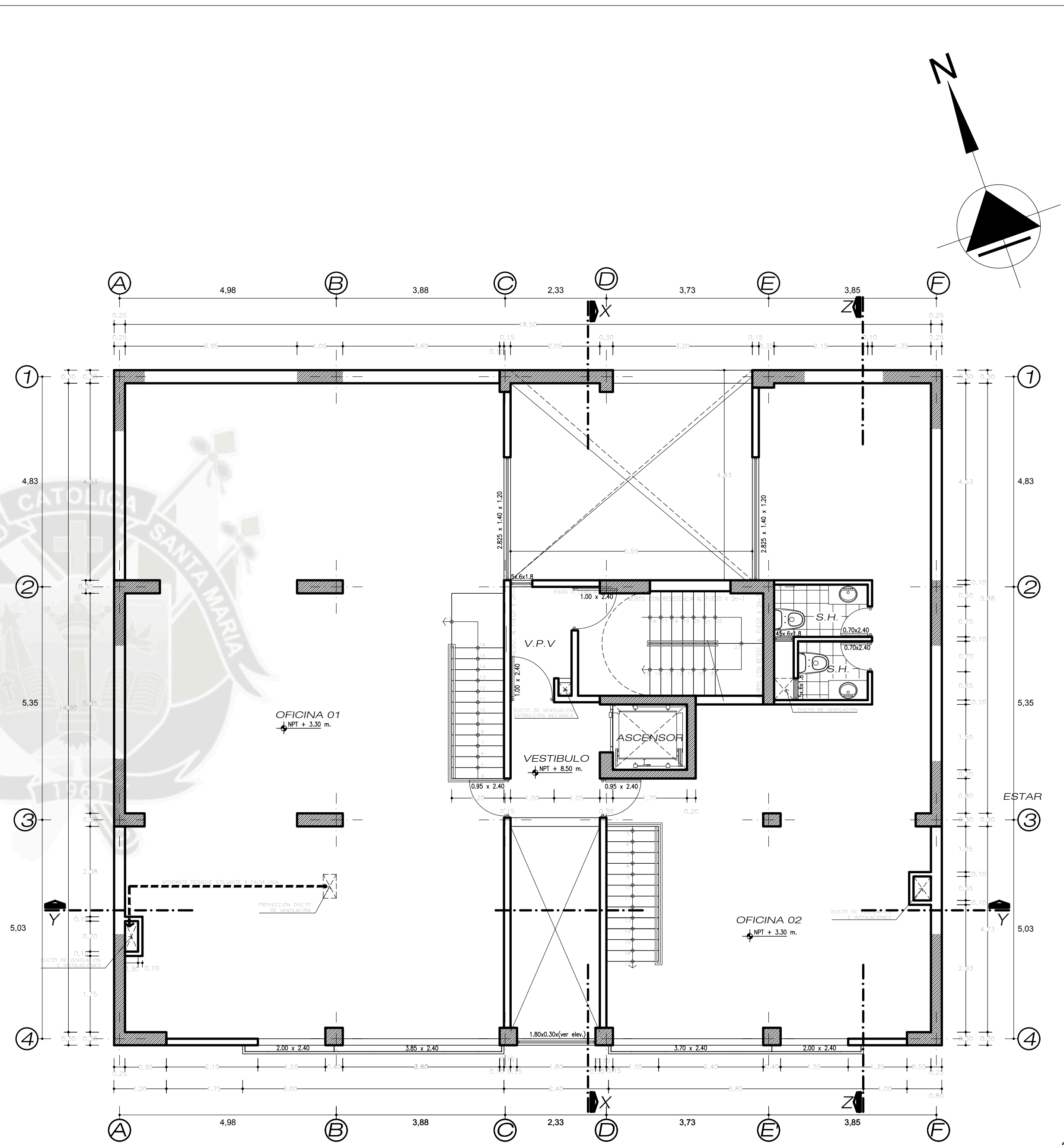


PLANTA 1° SOTANO
 ESCALA = 1/75

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
PROYECTO	EDIFICIO MIXTO MULTIFAMILIAR - OFICINAS		
UBICACIÓN:	Calle Urubamba N°105 - Urb. Jorge Chavez		
	Distrito: Cayma Provincia: Arequipa Departamento : Arequipa		
DISEÑO	WILBER JAVIER CHANCOLLA VELASQUEZ	PROYECTO	2007601341
PLANTA SOTANOS	1/75	ACTUALIZADO	2015
			A-01

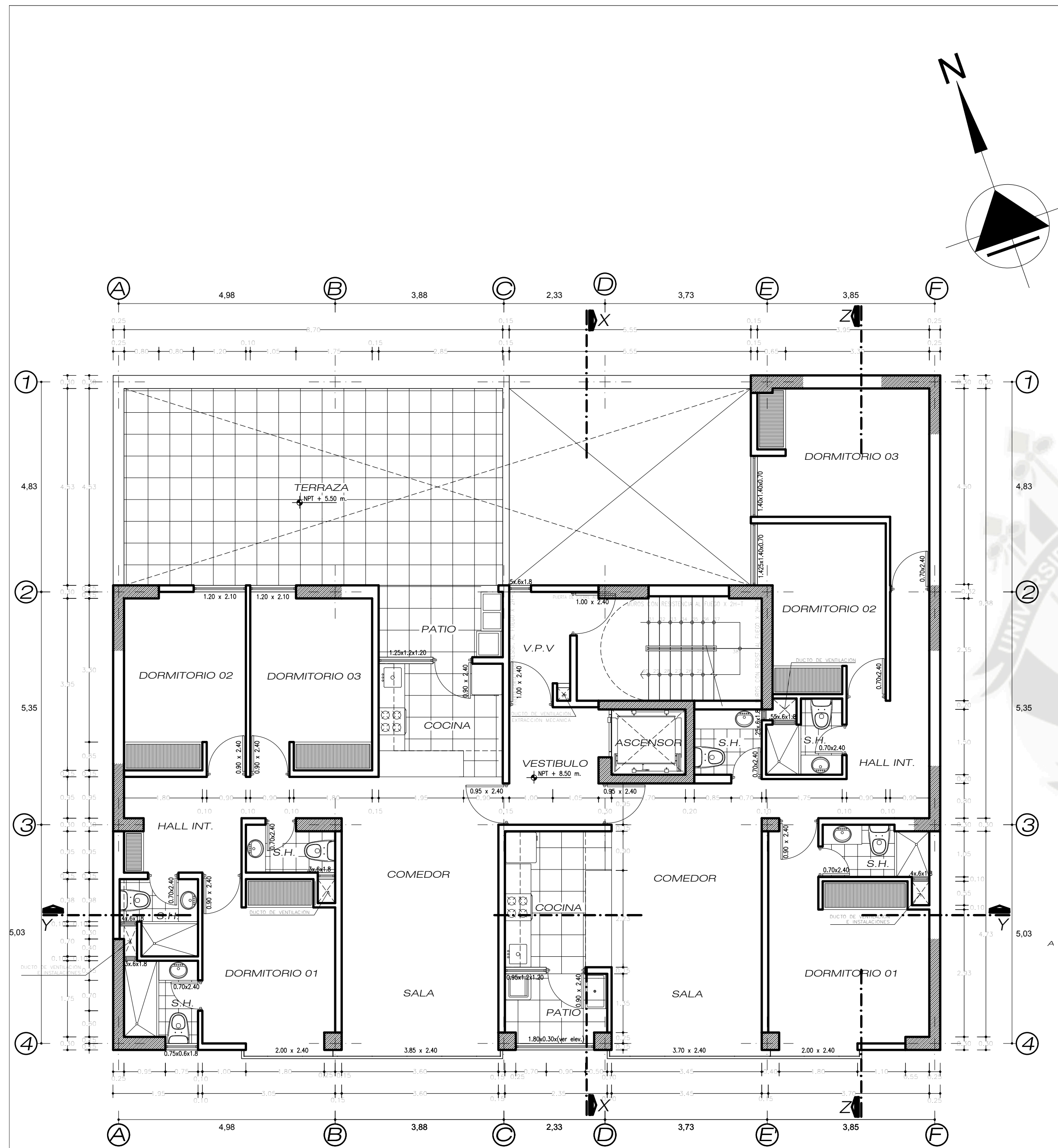


PLANTA 1° NIVEL
ESCALA = 1/75

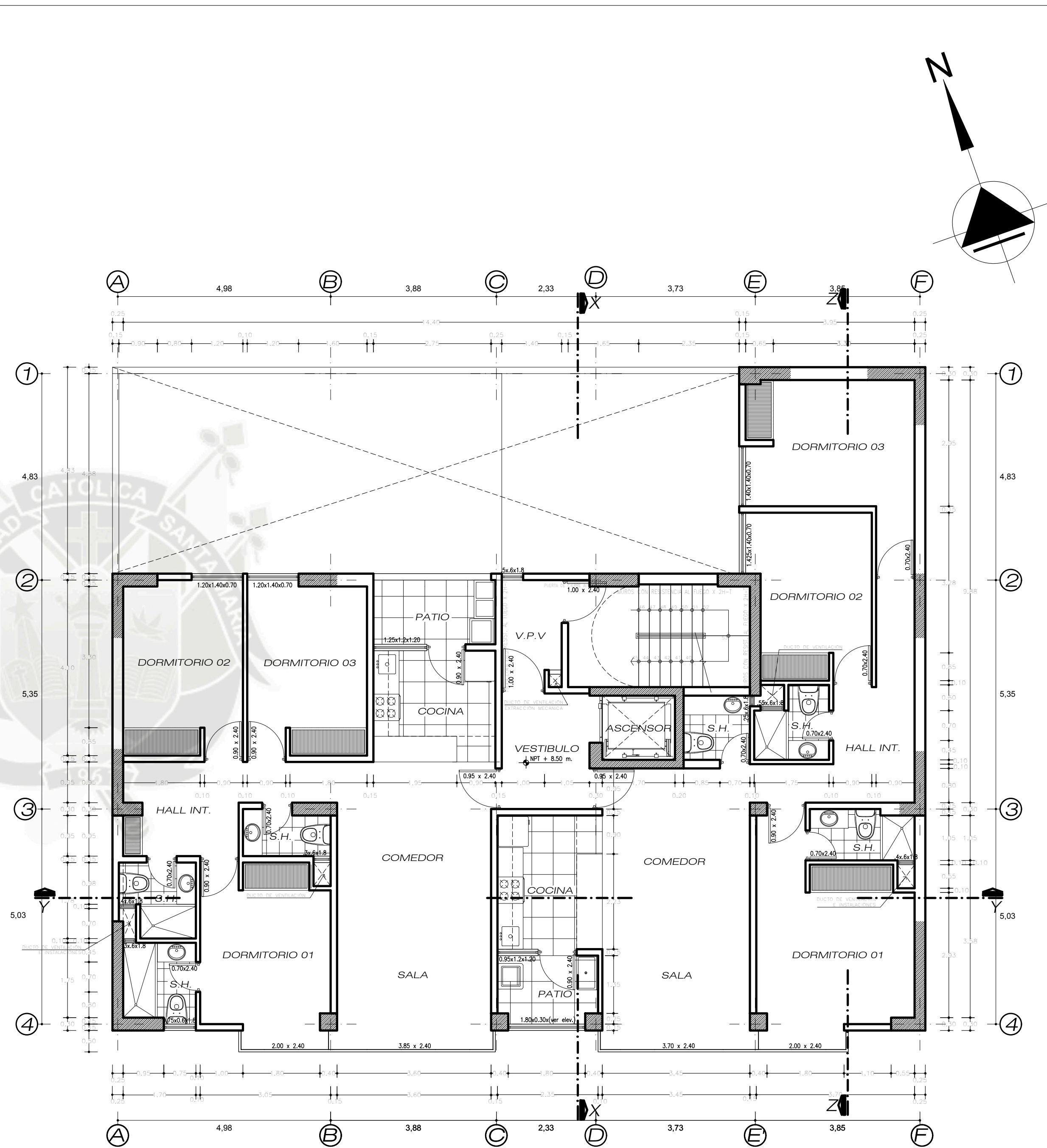


PLANTA 2° NIVEL
ESCALA = 1/75

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
PROYECTO	EDIFICIO MIXTO MULTIFAMILIAR - OFICINAS		
UBICACIÓN:	Calle Urubamba N°105 - Urb. Jorge Chavez		
Distrito:	Cayma	Provincia:	Arequipa
PROYECTISTA	WILBER JAVIER CHANCOLLA VELASQUEZ	PROYECTO	2007601341
PLANTA 1° Y 2° NIVEL	1/75	ACTUALIZADO	2015
			A-02

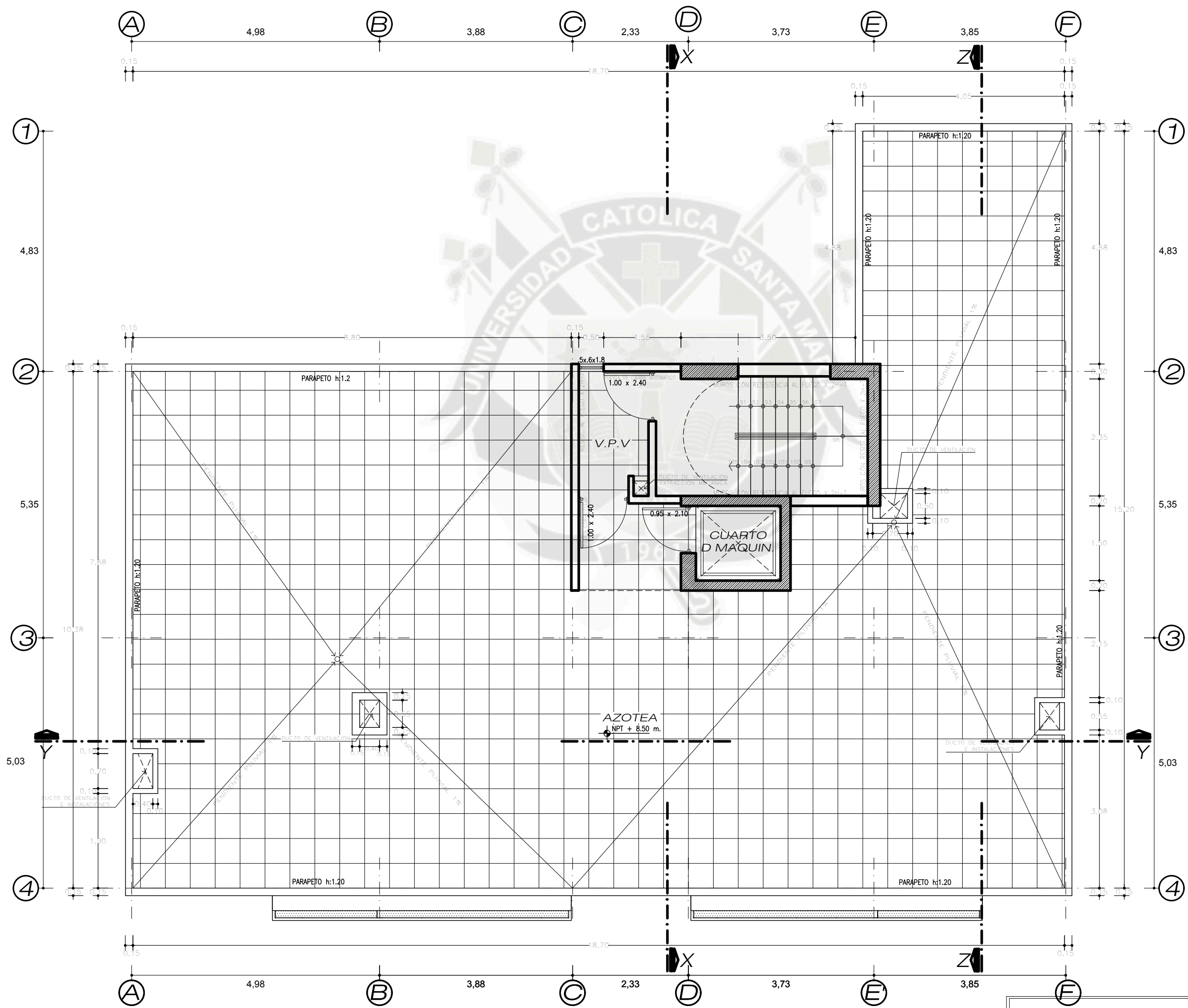
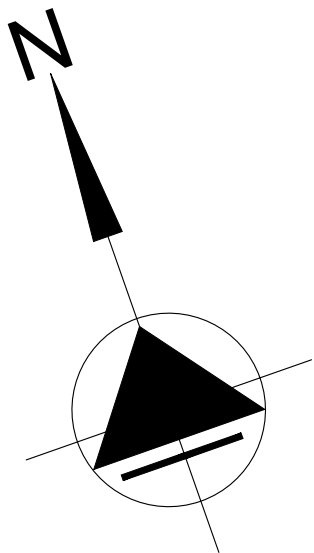


PLANTA 3° NIVEL
ESCALA = 1/75



PLANTA TIPICA 4° - 8° NIVEL
ESCALA = 1/75

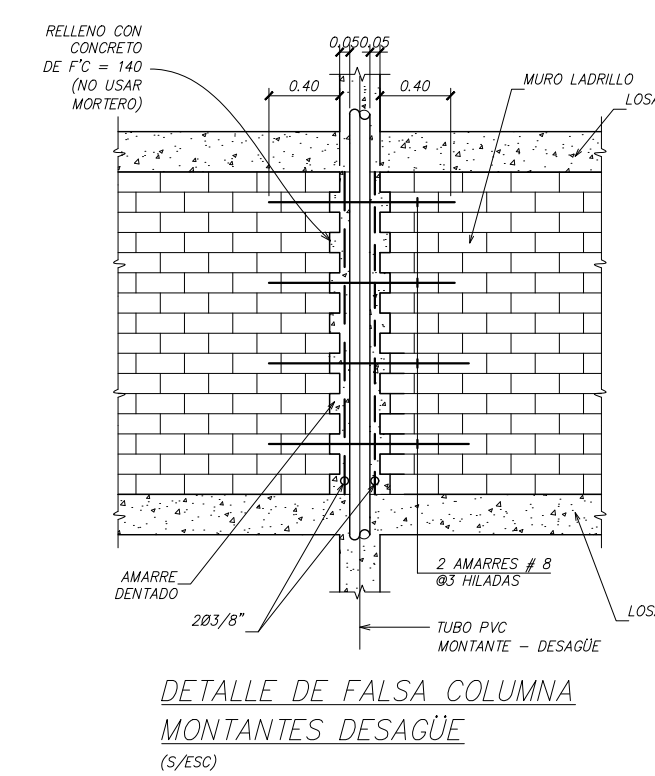
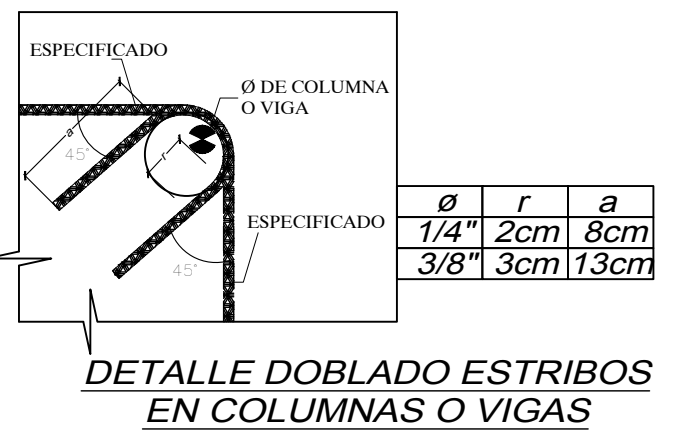
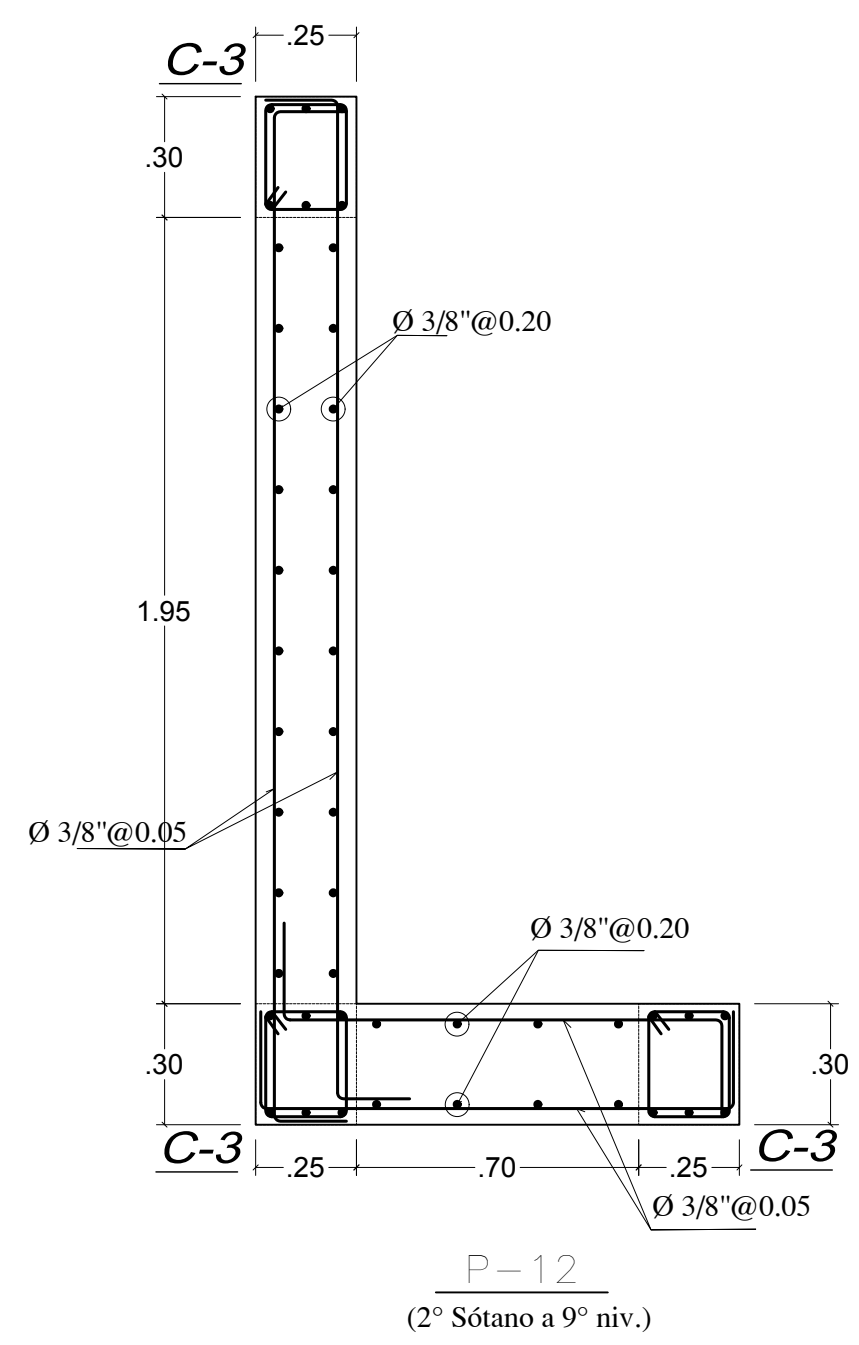
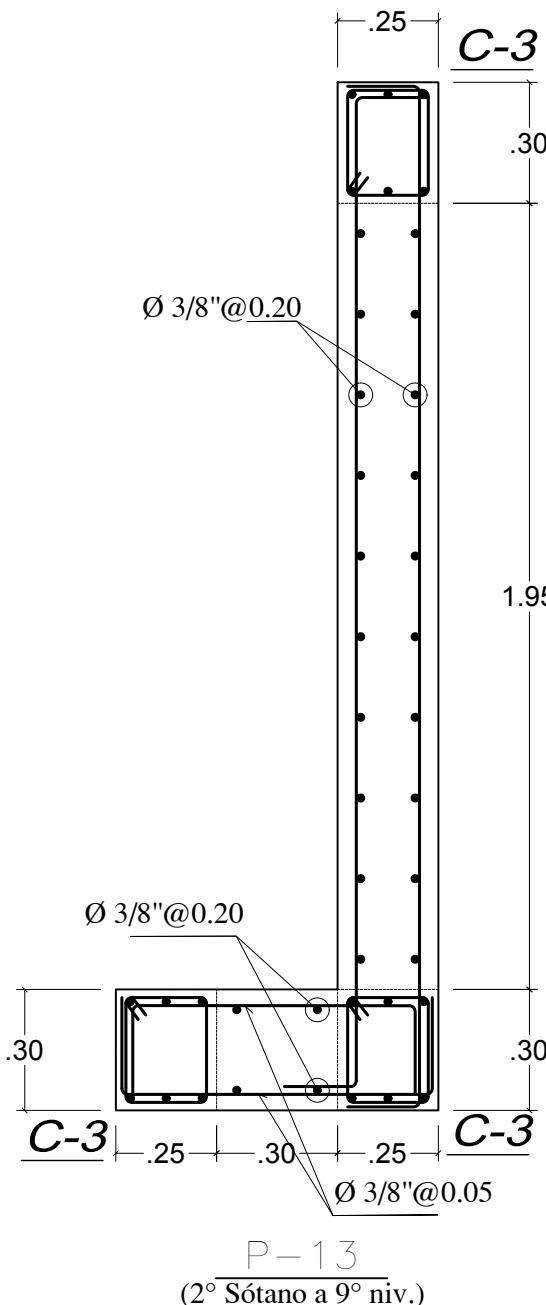
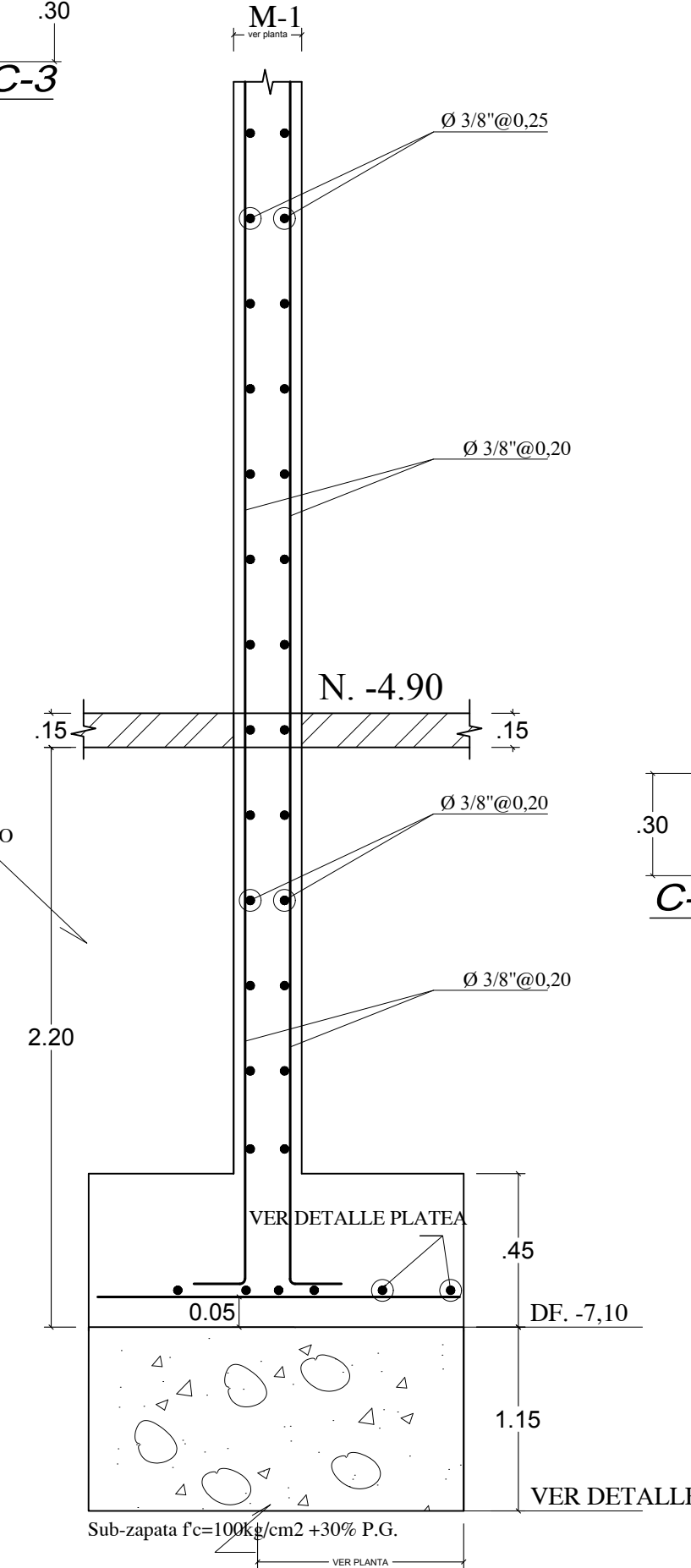
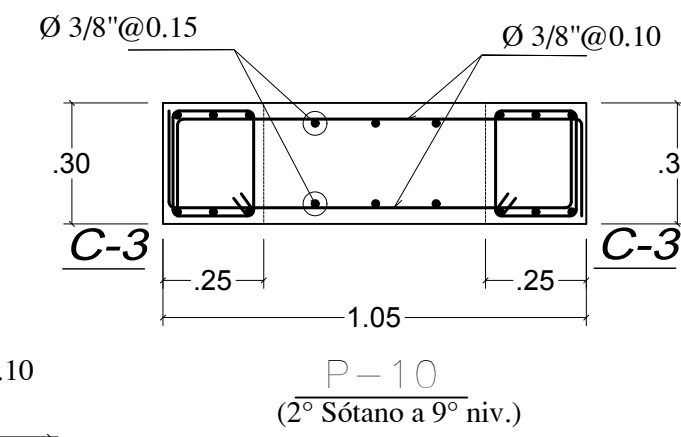
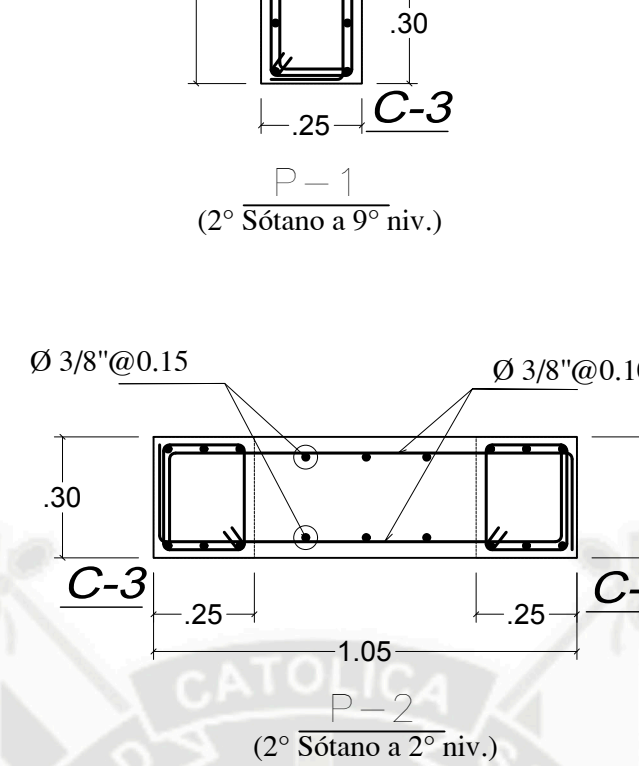
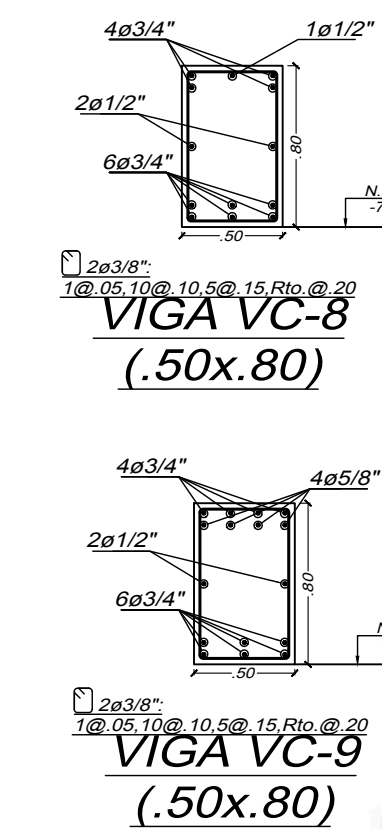
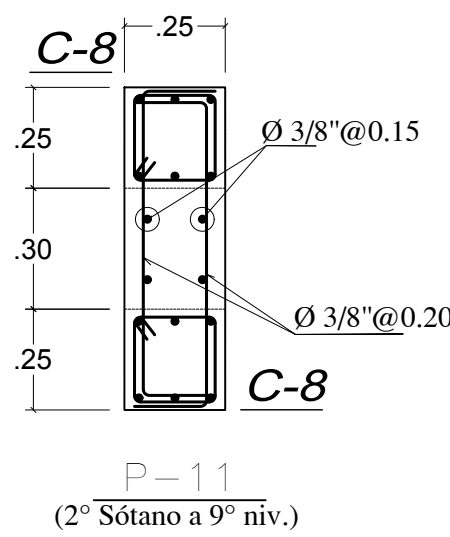
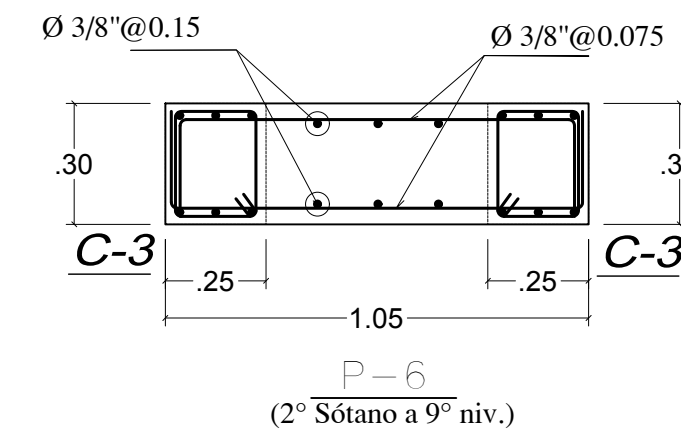
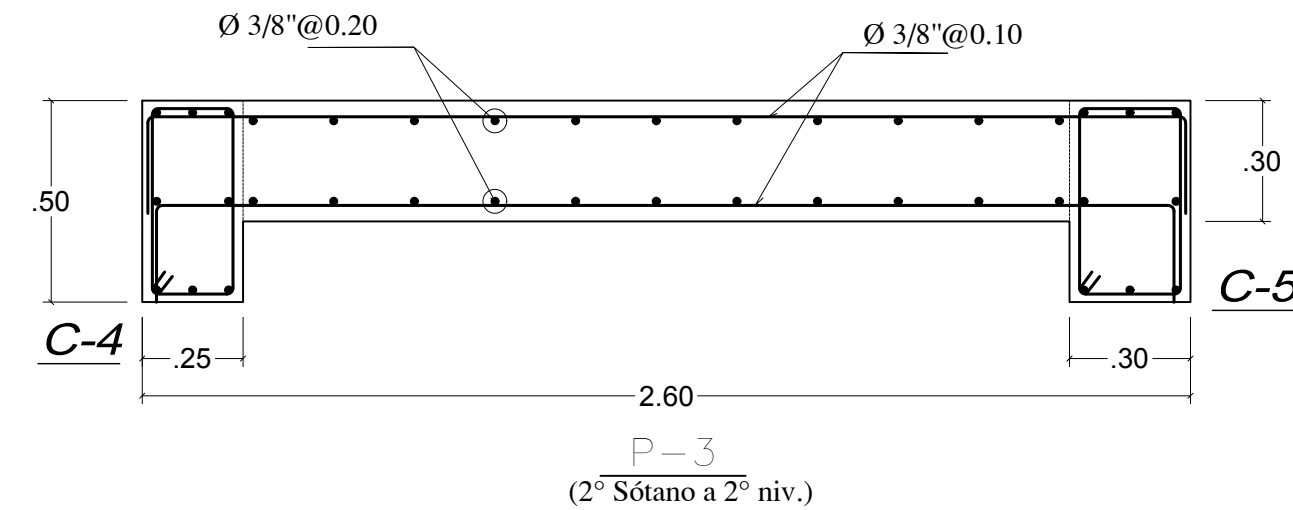
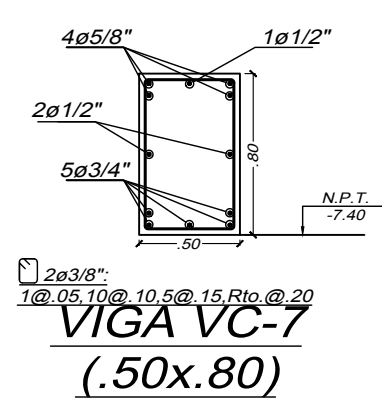
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
PROYECTO	EDIFICIO MIXTO MULTIFAMILIAR - OFICINAS		
UBICACIÓN:	Calle Urubamba N°105 - Urb. Jorge Chavez		
	Distrito: Cayma Provincia: Arequipa Departamento : Arequipa		
DISEÑO	WILBER JAVIER CHANCOLLA VELASQUEZ	PROYECTO	2007601341
PLANTA 3° AL 8° NIVEL	1/75	ACTUALIZADO: 2015	A-03



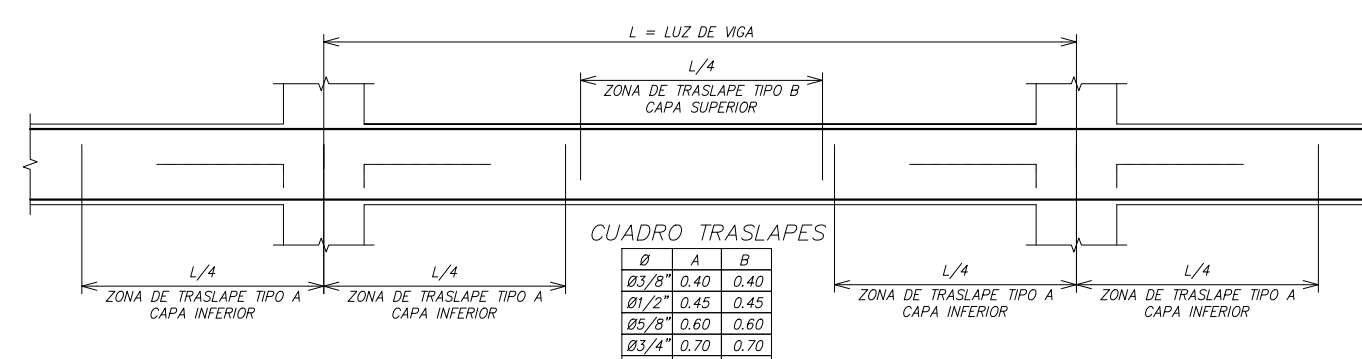
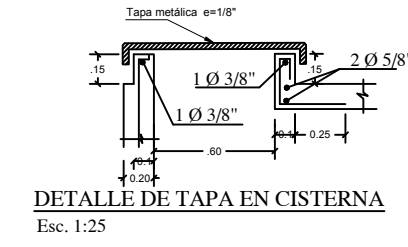
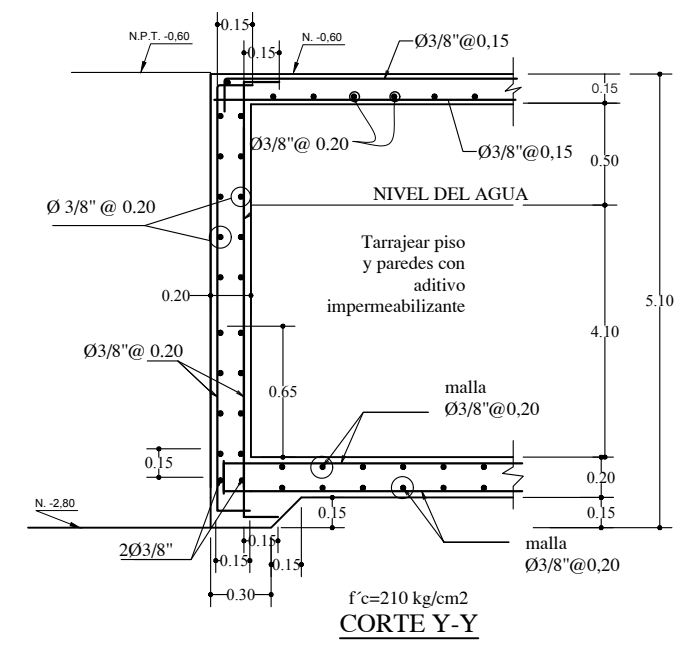
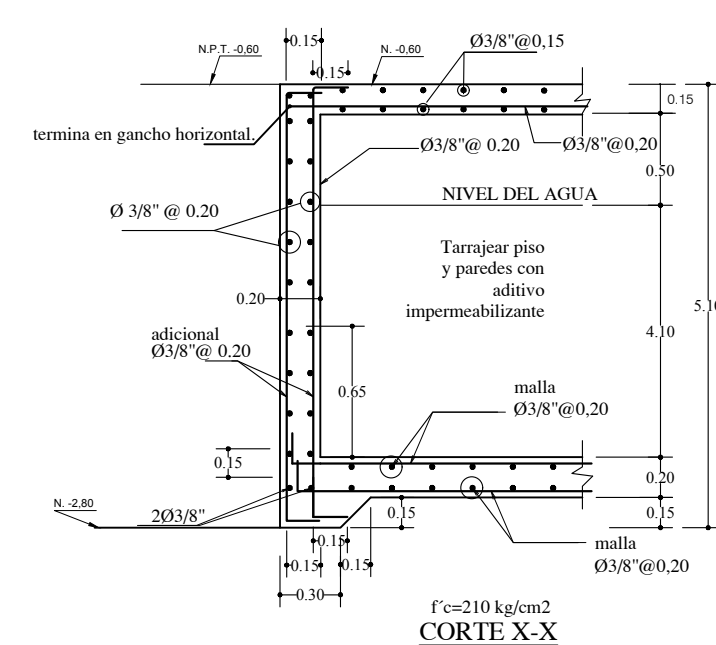
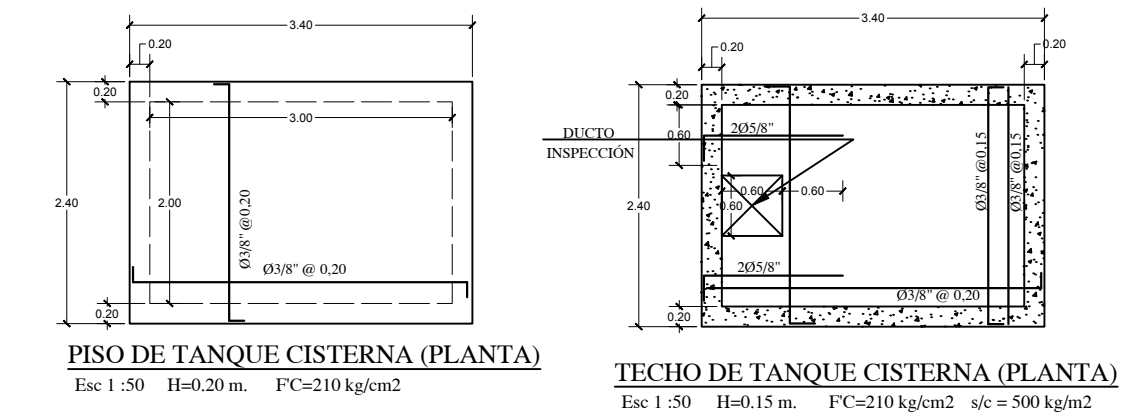
PLANTA AZOTEA
ESCALA = 1/75

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
PROYECTO		EDIFICIO MIXTO MULTIFAMILIAR - OFICINAS	
UBICACIÓN:		Calle Urubamba N°105 – Urb. Jorge Chavez	
Distrito:		Cayma Provincia: Arequipa Departamento : Arequipa	
PROYECTISTA		WILBER JAVIER CHANCOLLA VELASQUEZ	
PROYECTO		2007601341	
PLANO		PLANTA AZOTEA	
ESCALA		1/75	
FECHA		NOVIEMBRE 2015	
N° PLANTAS		4 DE 4	

A-04

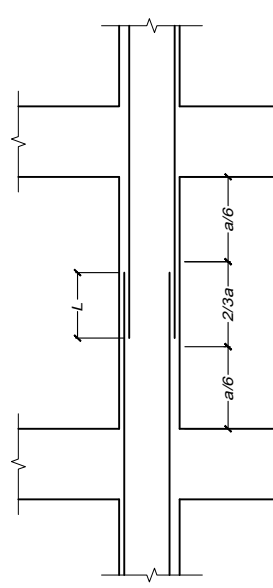


MURO M-1



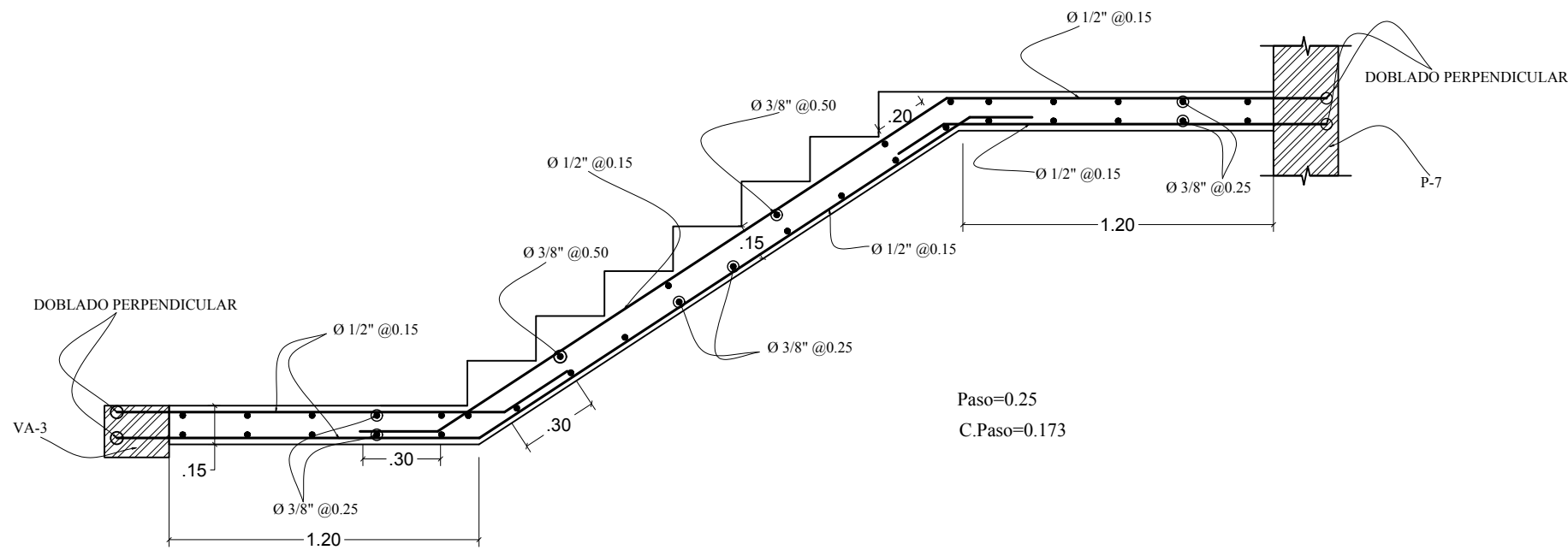
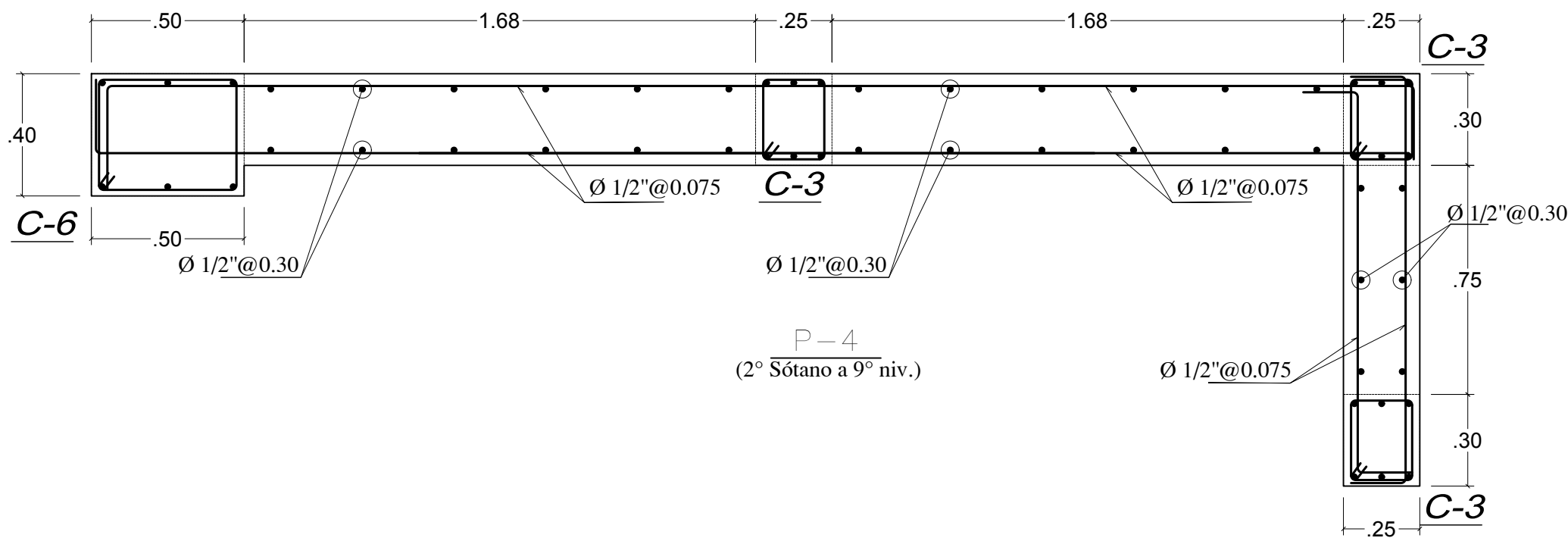
DETALLE DE TRASLAPES EN
VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

DETALLE DE
EMPALME DE
COLUMNAS

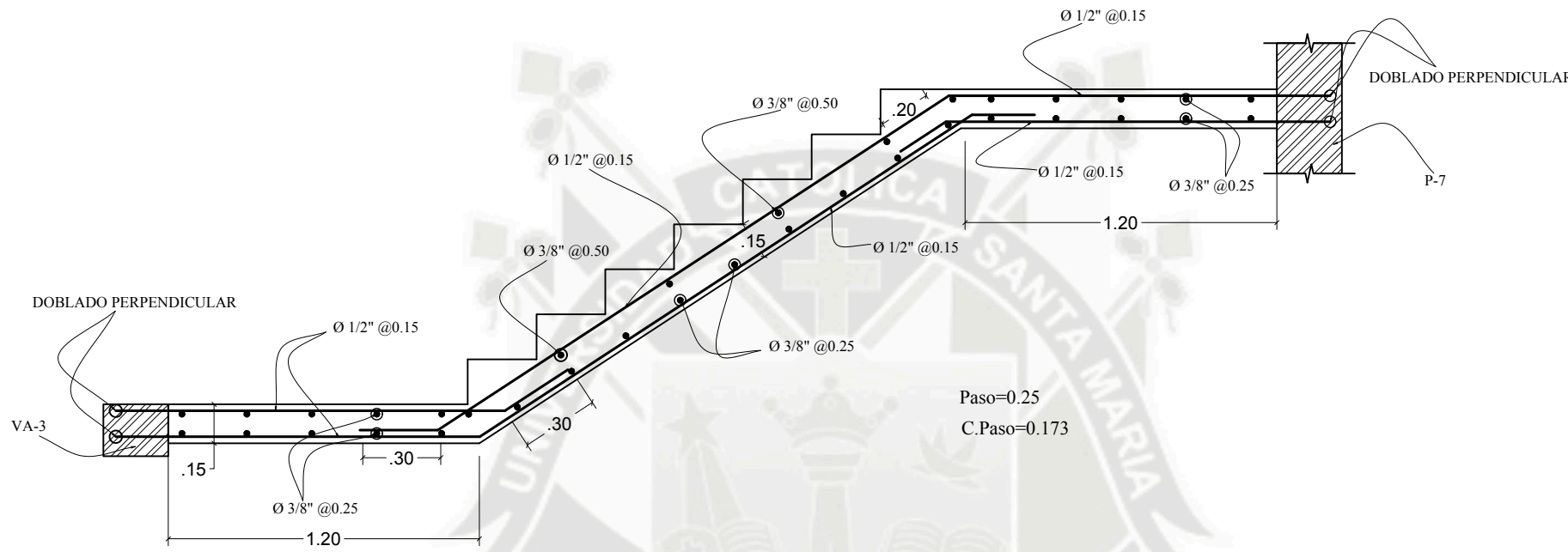
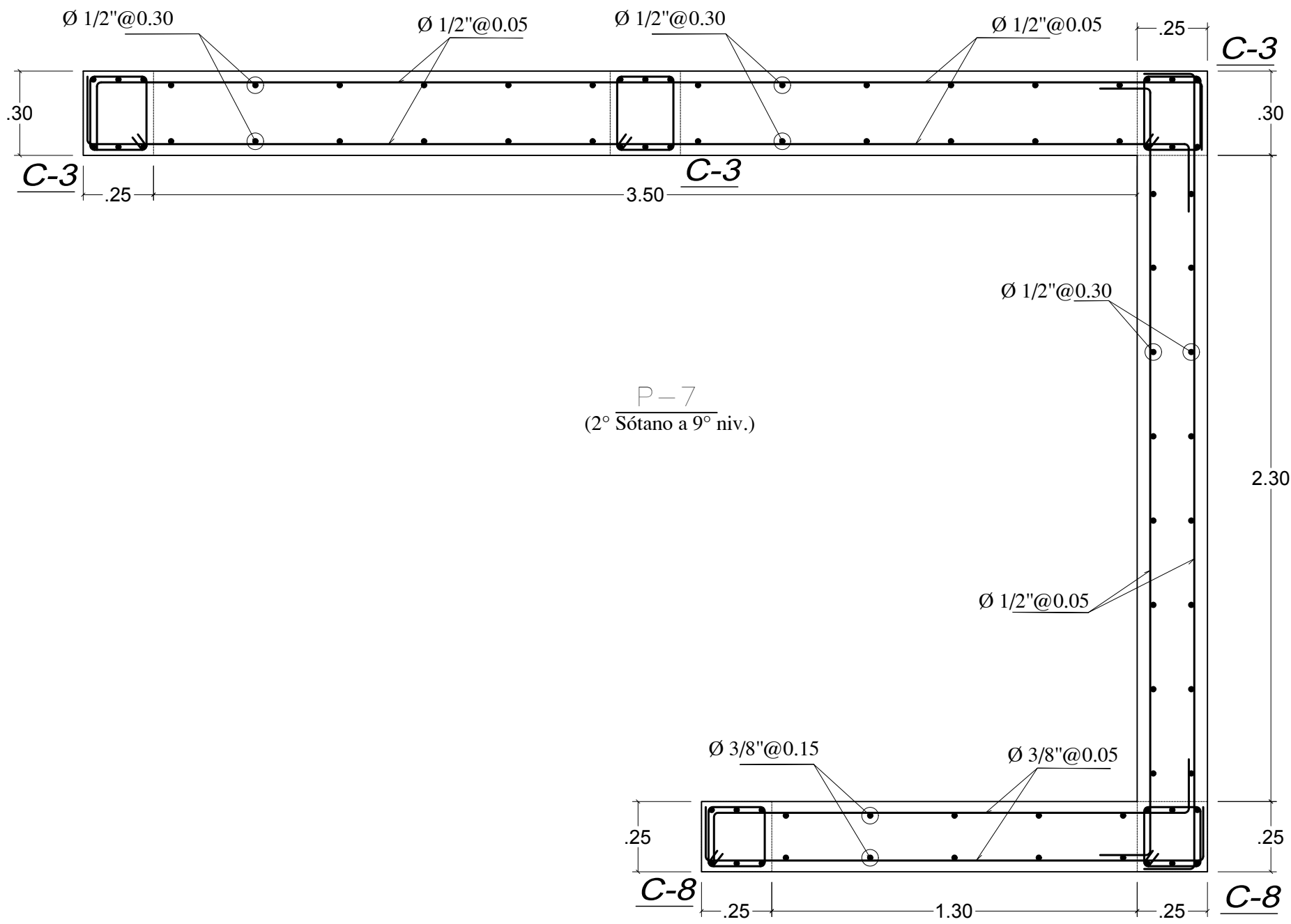


LONGITUD DE EMPALME (L)	
ø1"	1.00
ø3/4"	.70
ø5/8"	.60
ø1/2"	.50

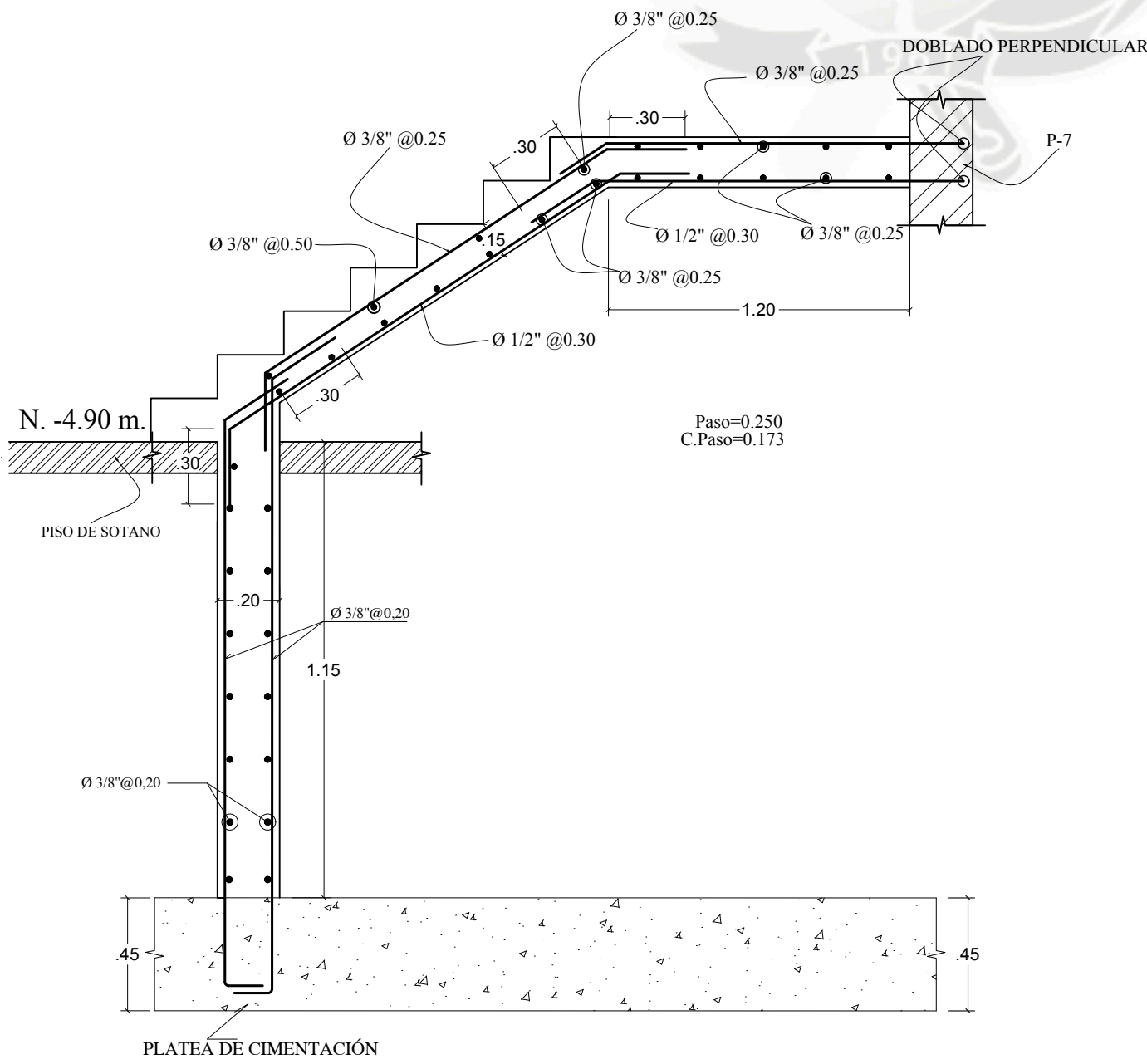
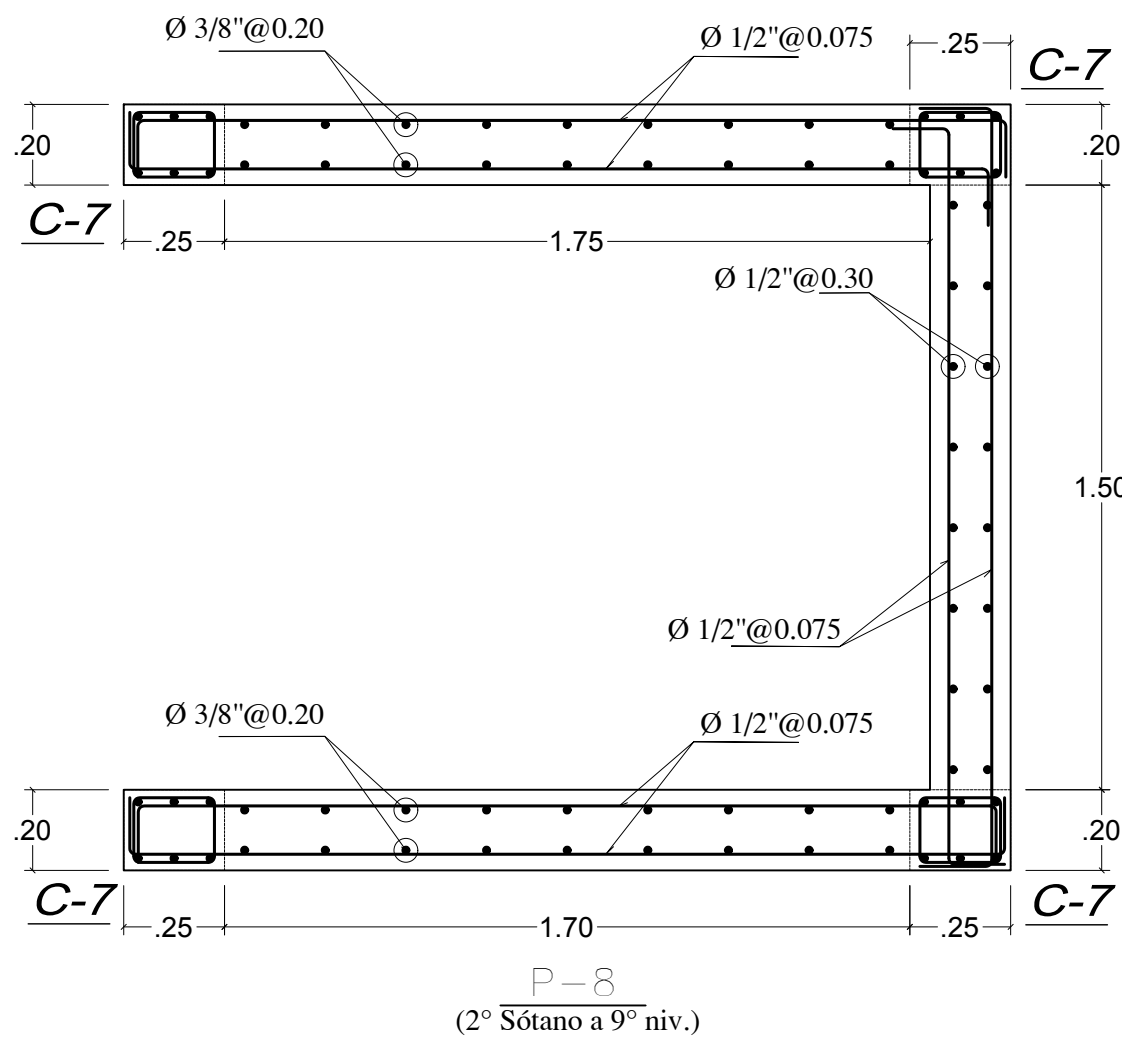
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
REPOSICIÓN		EDIFICIO MIXTO MULTIFAMILIAR - OFICINAS	
UBICACIÓN:		Calle Urubamba N°105 – Urb. Jorge Chavez	
Distrito: Cuzco		Provincia: Arequipa	
Departamento: Arequipa		W. PLANO	
REDA	WILBER JAVIER CHANCOLLA VELASQUEZ		CONCE
	2007601341		E-01
REDA	ORIENTACIÓN		1/75
	NOVIEMBRE 2015		1/100



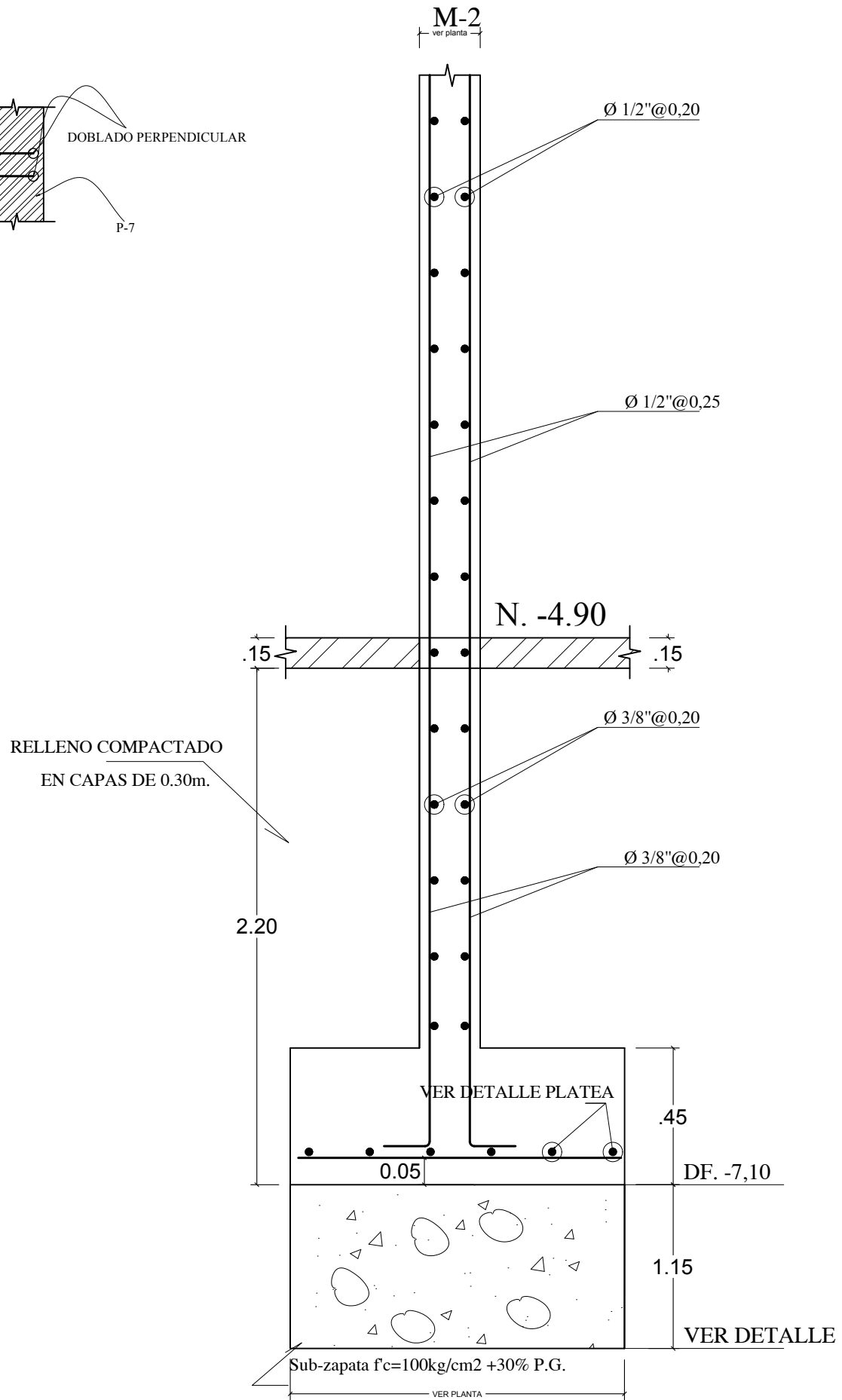
ESCALERA PRINC. 3°, 5°, 7°, 9°, 11°, 13°, 15°, 17°, 19° Y 21° TRAMO
S/C 500Kg/m2 ESC: 1 / 25



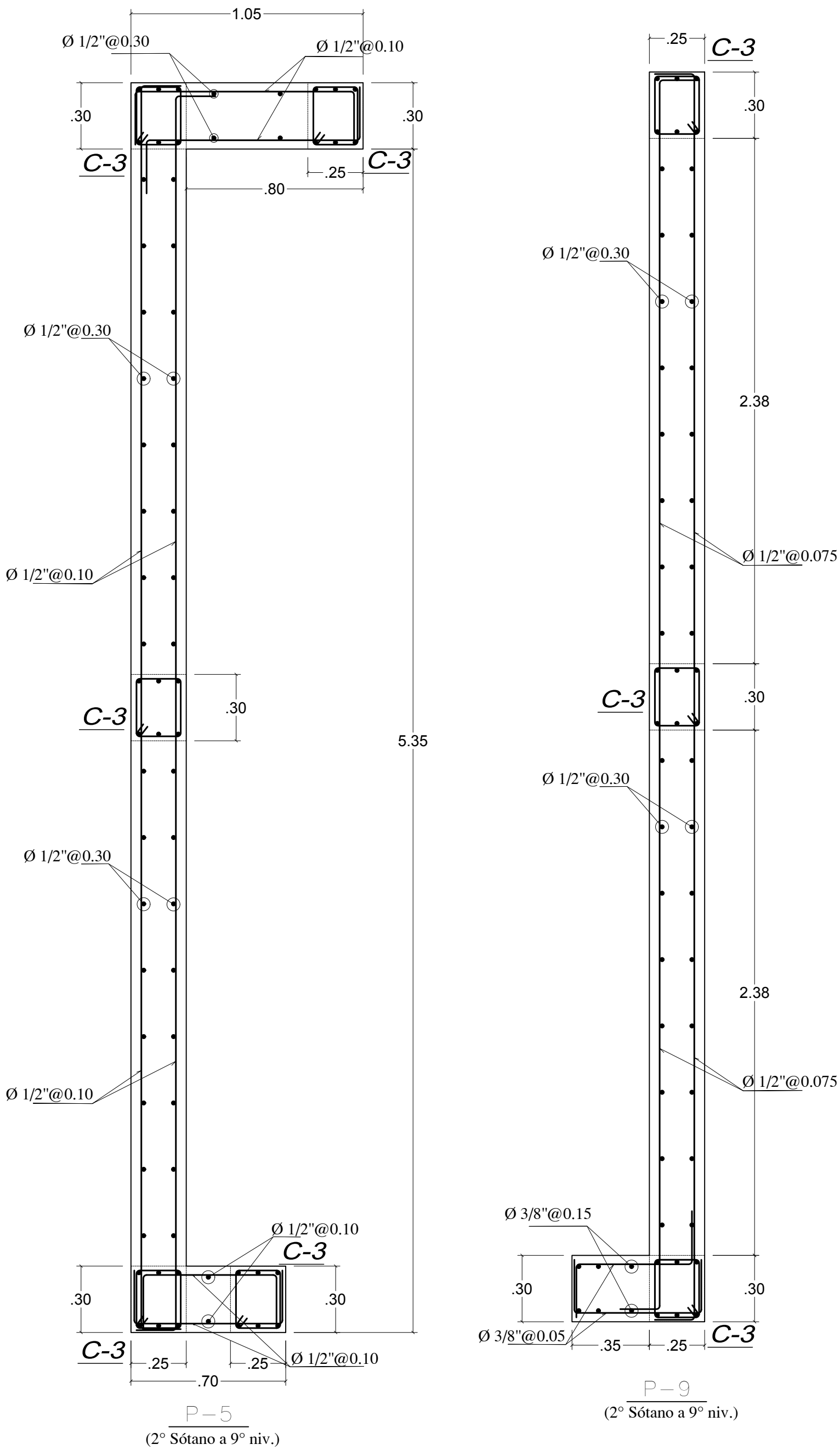
ESCALERA PRINC. 3°, 5°, 7°, 9°, 11°, 13°, 15°, 17°, 19° Y 21° TRAMO
S/C 500Kg/m2 ESC: 1 / 25

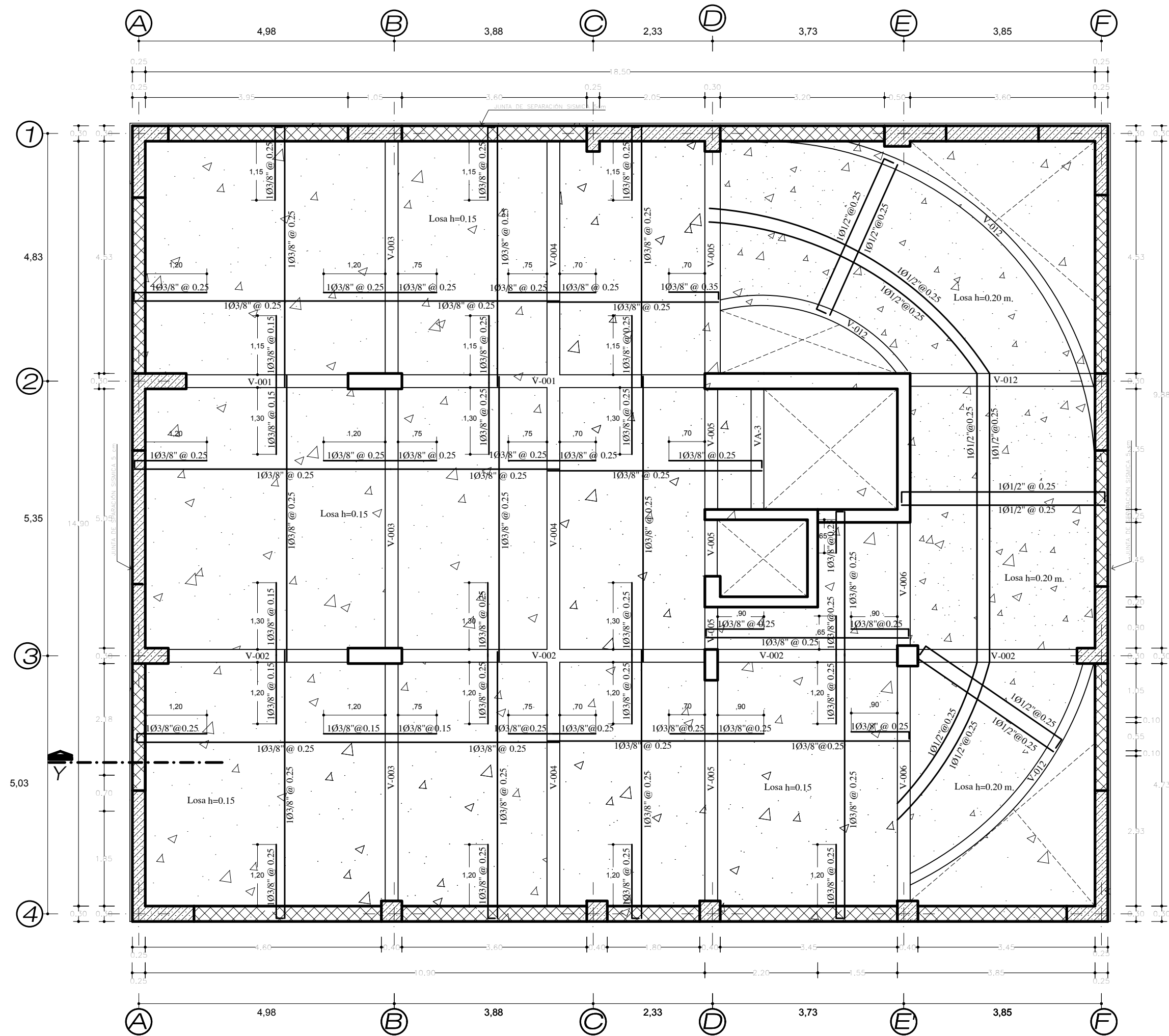


ESCALERA PRINC. 1° TRAMO
S/C 500Kg/m2 ESC: 1 / 25

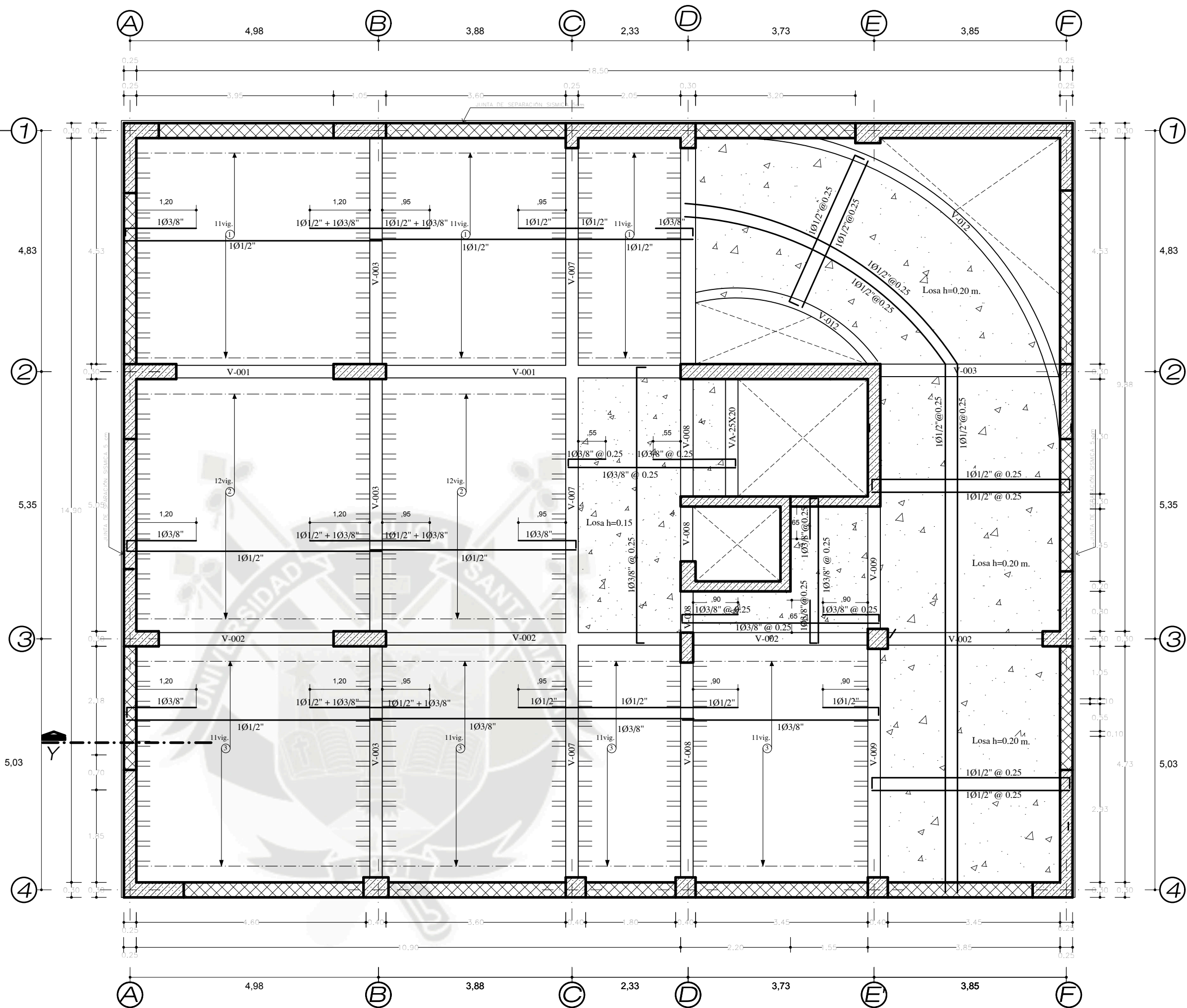


MURO M-2

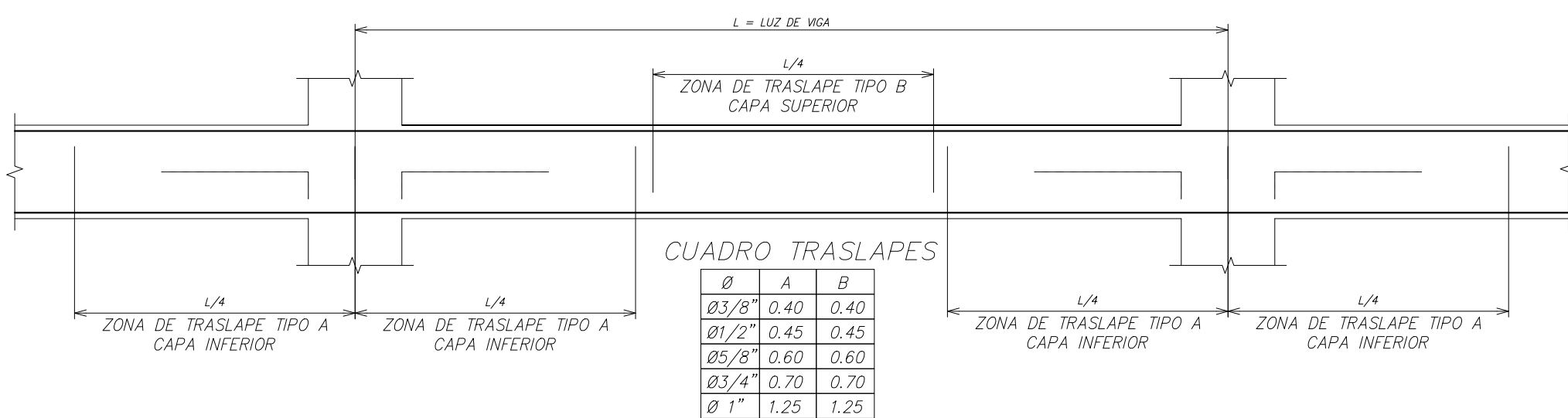




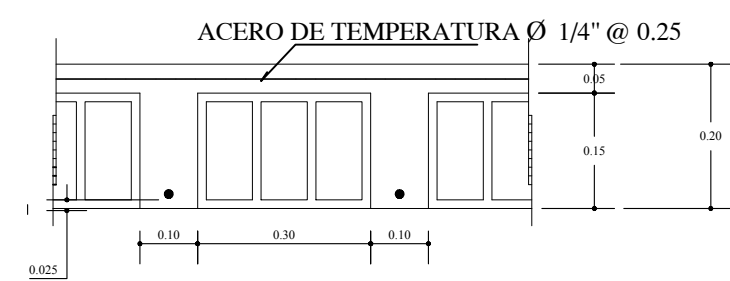
LOSA MACIZA SEGUNDO SÓTANO (H=0.15 m.)
ESC: 1/75 S/C: 260 Kg/m2



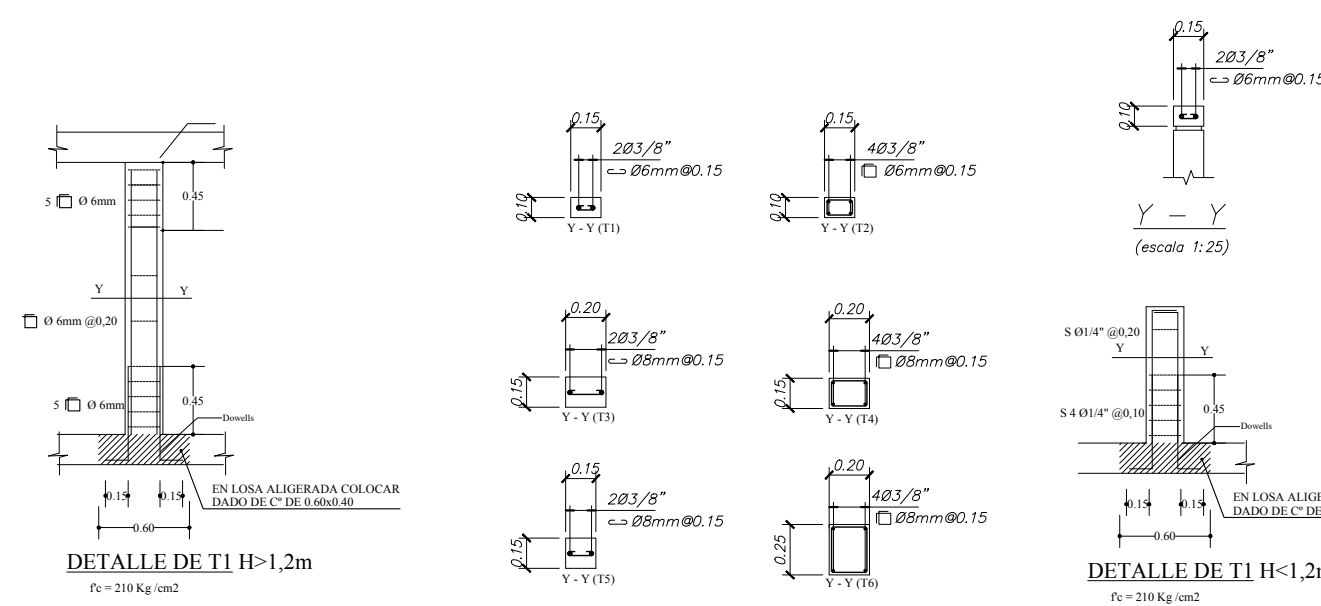
LOSA ALIGERADA PRIMER SÓTANO (H=0.20 m.)
ESC: 1/75 S/C: 260 Kg/m2



DETALLE DE TRASLAPES PERMITIDOS EN VIGAS
(escala 1:25)

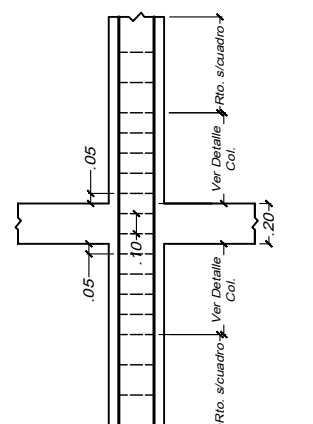


CORTE TÍPICO DE ALIGERADO H=0.20

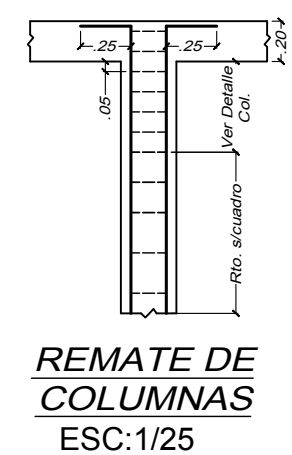


CUADRO DE COLUMNAS				
SECCIÓN				
2° SÓTANO	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 4	TIPO 2
A 3° NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4
SECCIÓN				
3° NIVEL	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 4	TIPO 2
A 6° NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4
SECCIÓN				
6° NIVEL	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 4	TIPO 2
A 9° NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4

CUADRO DE ESTIROS DE COLUMNAS Y PLACAS	
TIPO 1	Ø 8mm, 1 @ 0.05, 4 @ 0.10, 1 @ 0.15 no @ 0.20 c/cxt
TIPO 2	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 4 @ 0.10, 1 @ 0.15 no @ 0.20 c/cxt
TIPO 3	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 3 @ 0.10, 1 @ 0.25 no @ 0.20 c/cxt



REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS
ESC: 1/25



REMADE DE COLUMNAS
ESC: 1/25

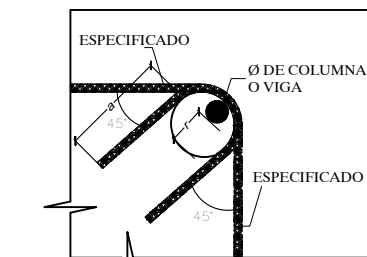
CUADRO DE ESTIROS DE VIGAS	
TIPO 1	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 7 @ 0.15, 3 @ 0.20, no @ 0.25 c/cxt
TIPO 2	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 5 @ 0.15, 3 @ 0.20, no @ 0.25 c/cxt
TIPO 3	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 5 @ 0.15, 3 @ 0.20, no @ 0.25 c/cxt
TIPO 4	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 11 @ 0.075, 2 @ 0.15, no @ 0.20 c/cxt
TIPO 5	Ø 1/2", 1 @ 0.05, 8 @ 0.15, 3 @ 0.20, no @ 0.30 c/cxt
TIPO 6	Ø 1/2", 1 @ 0.05, 10 @ 0.125, 2 @ 0.25, no @ 0.30 c/cxt
TIPO 7	Ø 1/2", 1 @ 0.05, 11 @ 0.075, 2 @ 0.15, no @ 0.25 c/cxt
TIPO 8	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 10 @ 0.125, 2 @ 0.25, no @ 0.30 c/cxt

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

EMPALME EN DIFERENTES PARTES	
TIPO 1	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 5 @ 0.15, 3 @ 0.20, no @ 0.25 c/cxt
TIPO 2	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 5 @ 0.15, 3 @ 0.20, no @ 0.25 c/cxt
TIPO 3	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 5 @ 0.15, 3 @ 0.20, no @ 0.25 c/cxt
TIPO 4	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 11 @ 0.075, 2 @ 0.15, no @ 0.20 c/cxt
TIPO 5	Ø 1/2", 1 @ 0.05, 8 @ 0.15, 3 @ 0.20, no @ 0.30 c/cxt
TIPO 6	Ø 1/2", 1 @ 0.05, 10 @ 0.125, 2 @ 0.25, no @ 0.30 c/cxt
TIPO 7	Ø 1/2", 1 @ 0.05, 11 @ 0.075, 2 @ 0.15, no @ 0.25 c/cxt
TIPO 8	Ø 3/8", 1 @ 0.05, 10 @ 0.125, 2 @ 0.25, no @ 0.30 c/cxt

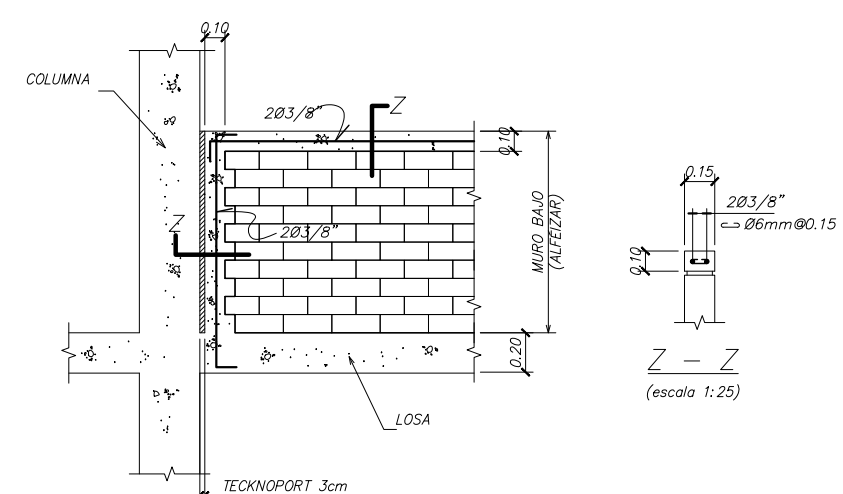
LONGITUD DE EMPALME (L)	
Ø 1"	1.00
Ø 3/4"	.70
Ø 5/8"	.60
Ø 1/2"	.50

CHATAS

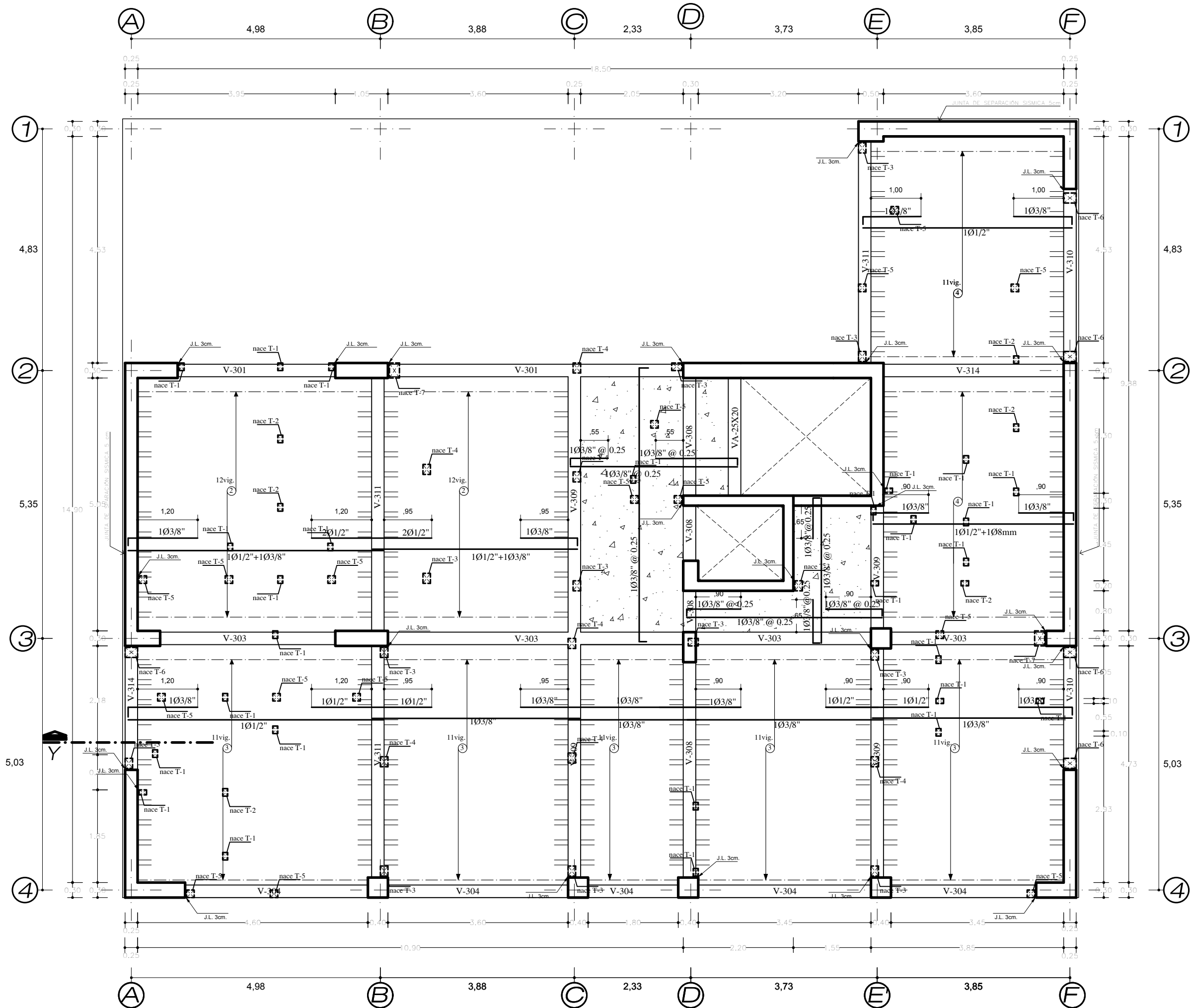


DETALLE DOBLADO ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS

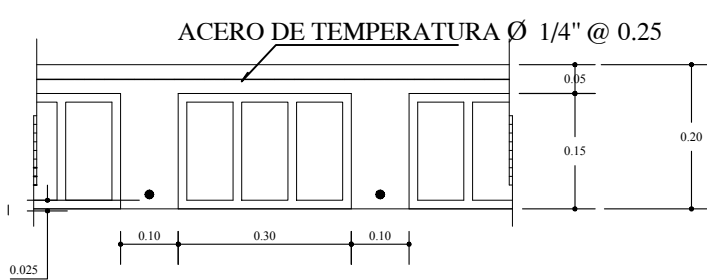
PERALTADAS	
Ø	e
1/2"	.30
5/8"	.30



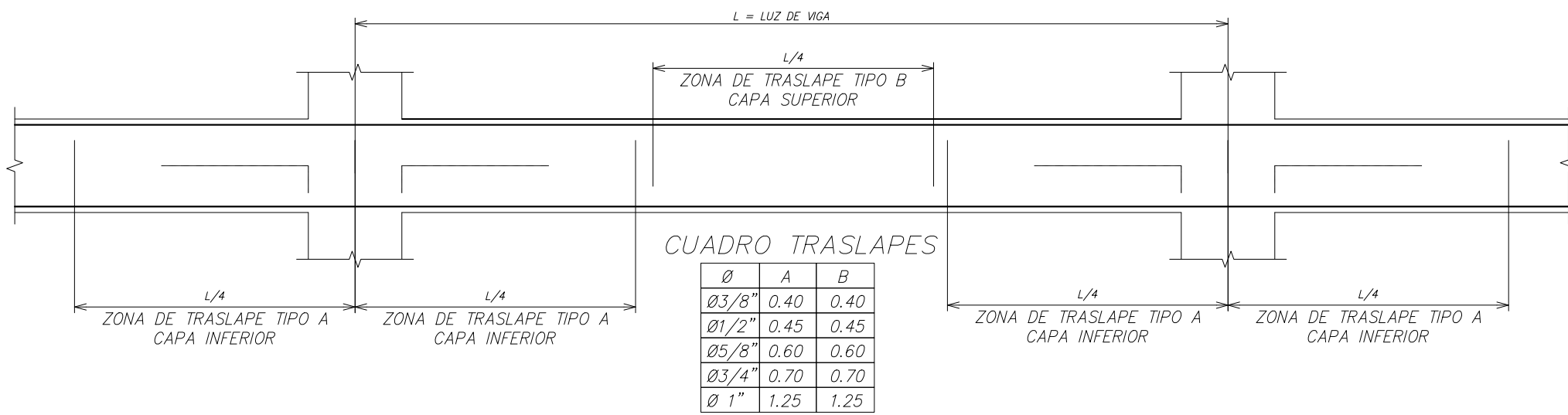
DETALLE "A" AISLAMIENTO DE MUROS DE ALFÍZAR
(escala 1:25)



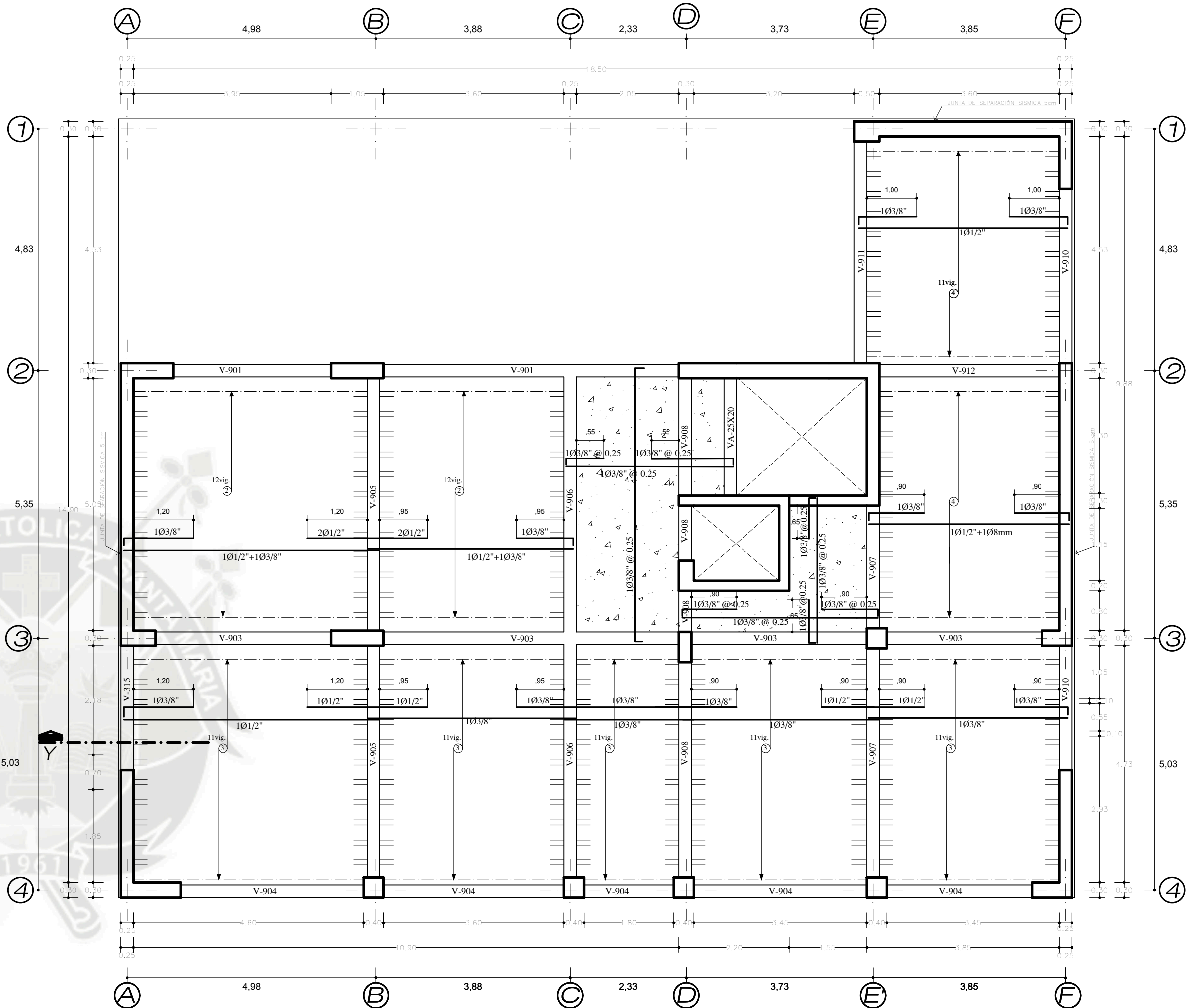
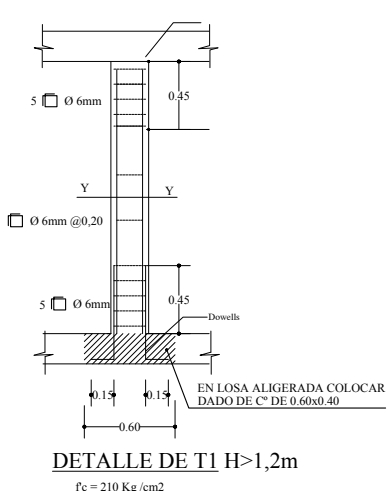
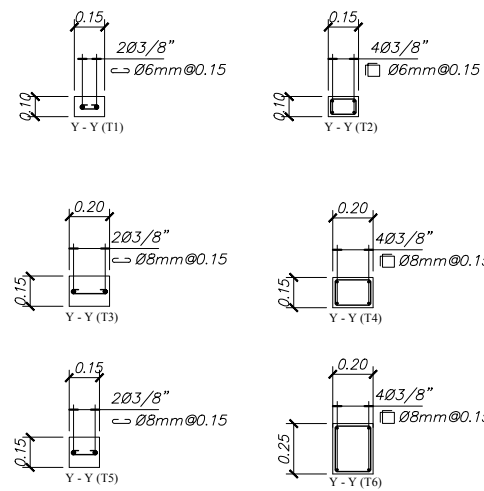
LOSA ALIGERADA TERCER A OCTAVO NIVEL (H=0.20 m.)
ESC: 1/75 S/C: 200 Kg/m2



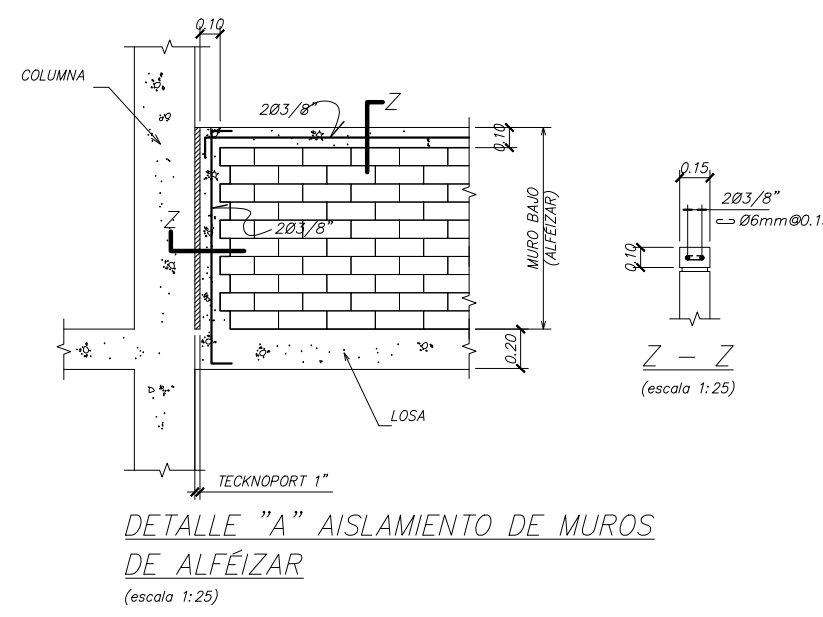
CORTE TÍPICO DE ALIGERADO H=0.20

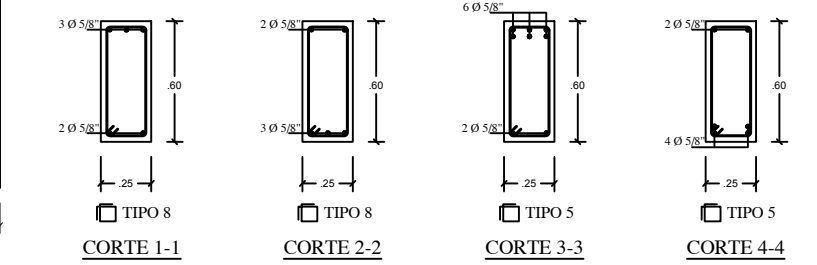
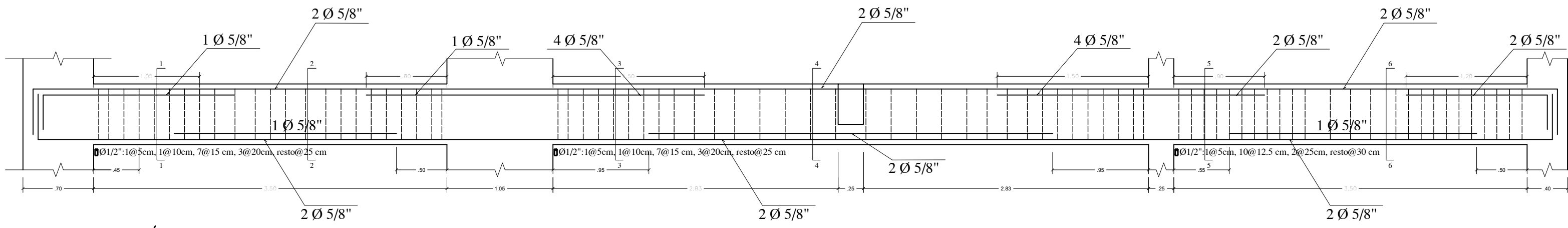
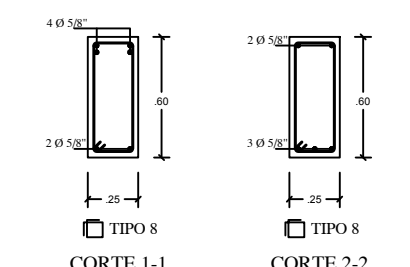
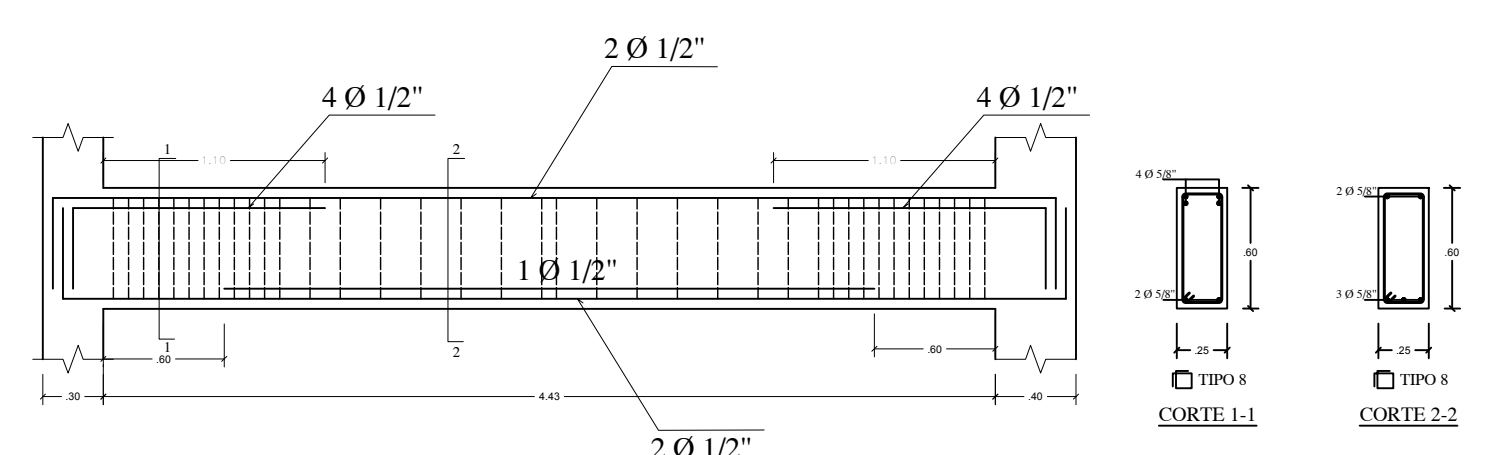
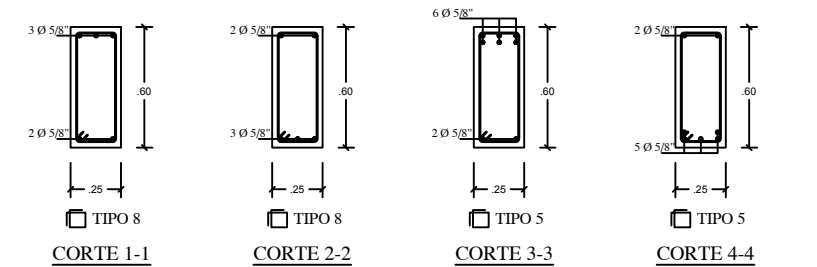
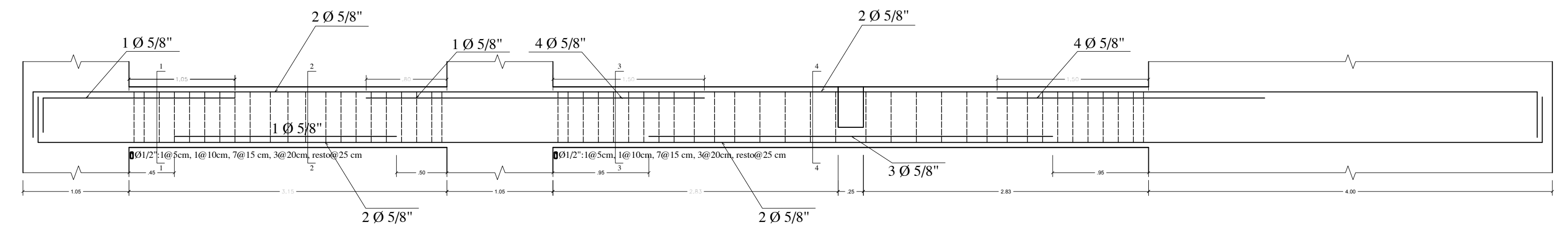


DETALLE DE TRASLAPES PERMITIDOS EN VIGAS
(escala 1:25)

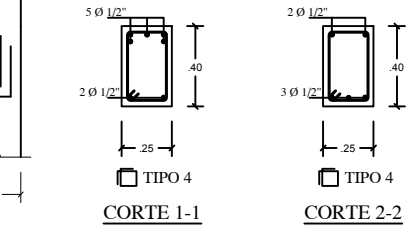
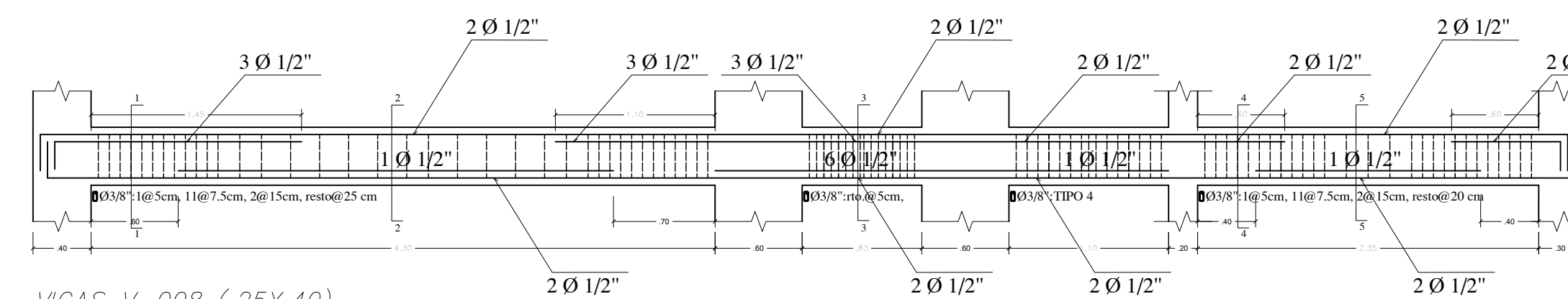
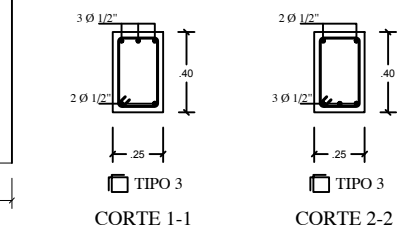
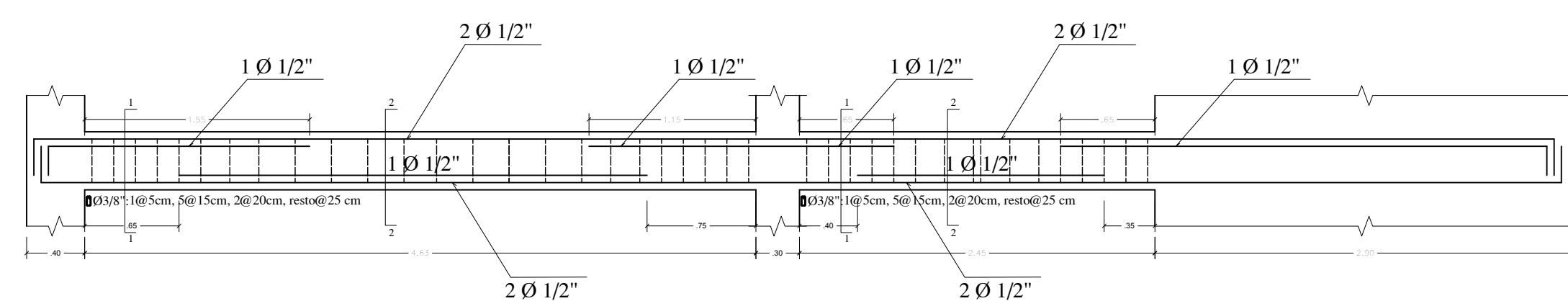
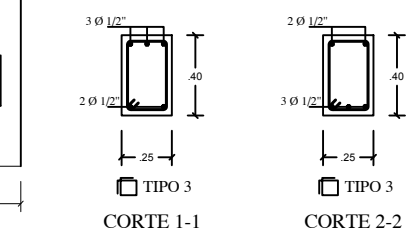
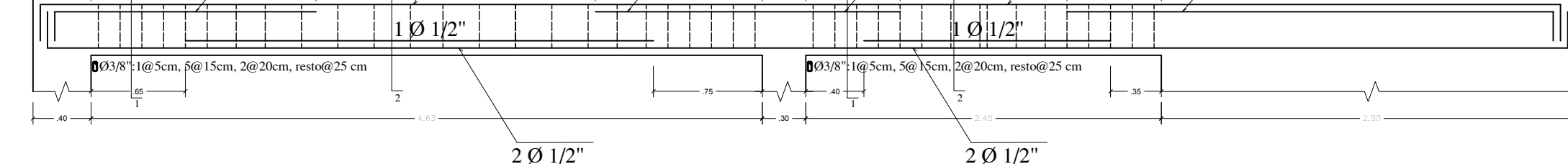
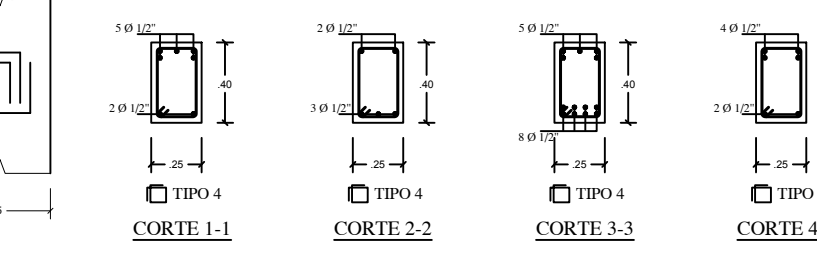
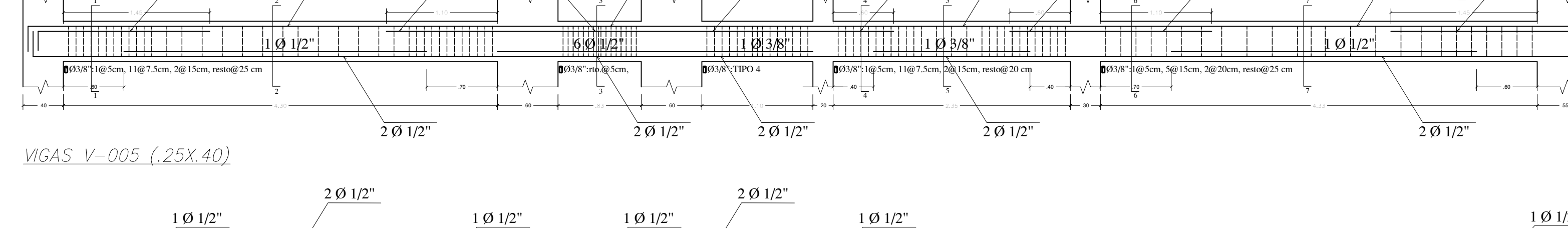
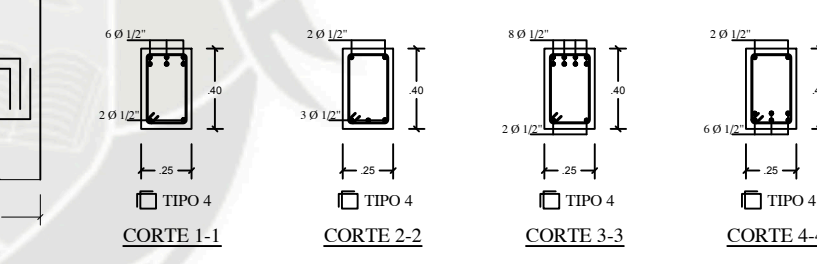
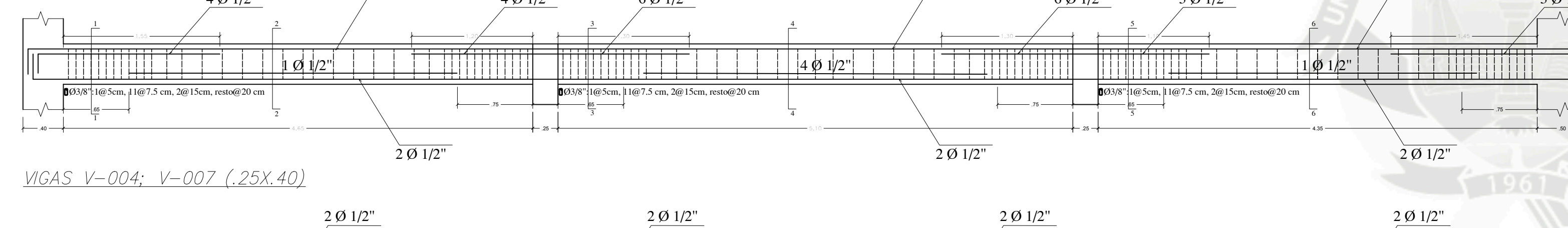
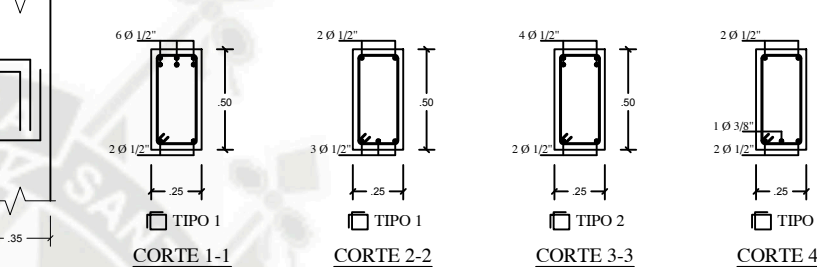
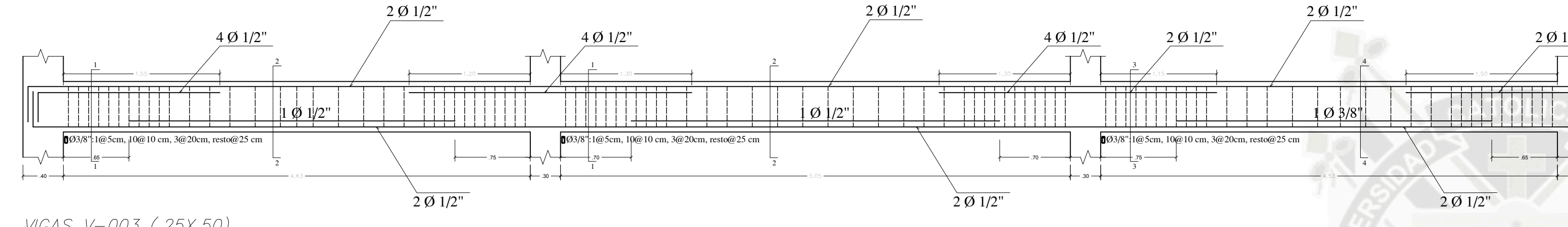


LOSA ALIGERADA NOVENO NIVEL (H=0.20 m.)
ESC: 1/75 S/C: 100 Kg/m2



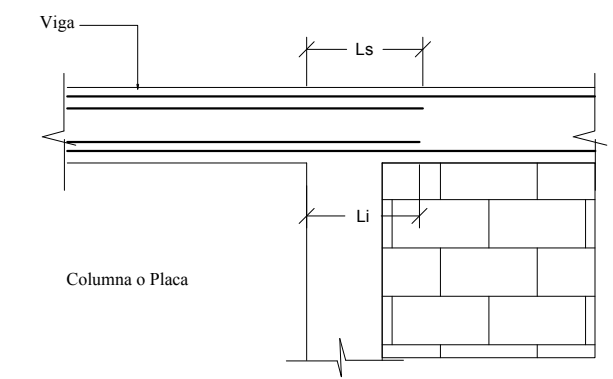


VIGAS V-111 AL V-811 (.25X.60)



VIGAS V-008 (.25X.40)

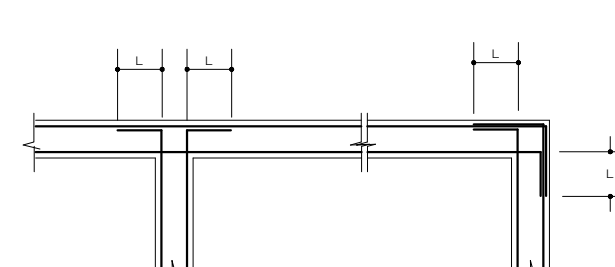
VALORES DE L			
Ø	L ₁	L ₂	
	H. CUALQUIERA	H<30	H>30
3/8"	0.30	0.30	0.42
1/2"	0.32	0.32	0.45
5/8"	0.40	0.40	0.56
3/4"	0.54	0.54	0.75



EXENCIÓN DE Ø NO CONTINUO EN VIGAS MAS ALLA DEL APOYO

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (ldg)				
Ø	ldg	12Ø	r	
3/8"	20	12	3	
1/2"	25	15	4	
5/8"	35	20	5	
3/4"	42	25	6	
1"	56	31	8	

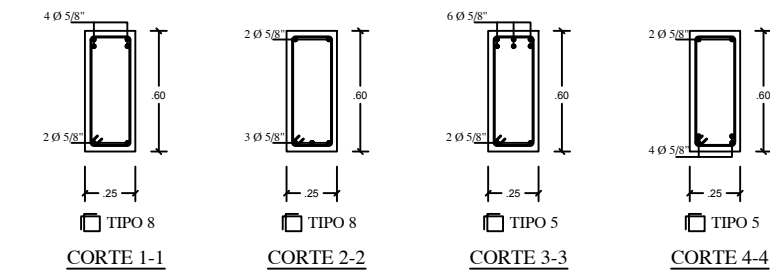
DETALLE DE GANCHO ESTÁNDAR



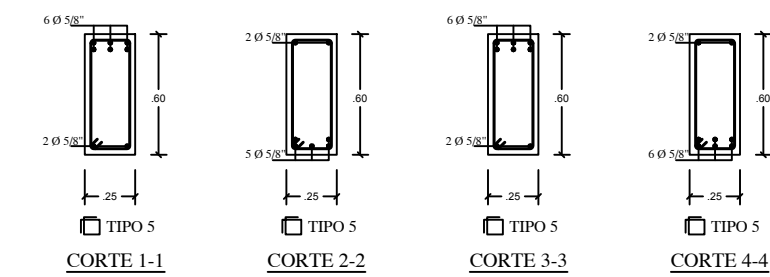
PLANTA-DETALLE DE CRUCE DE VIGAS

VALORES DE L	
Ø	L. CUALQUIERA
3/8"	0.30
1/2"	0.25
5/8"	0.30
3/4"	0.40

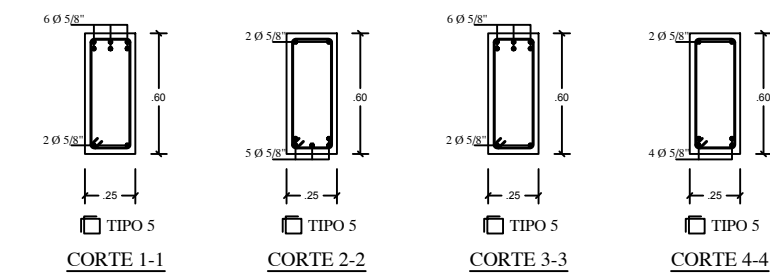
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
PROYECTO: EDIFICIO MIXTO MULTIFAMILIAR - OFICINAS			
UBICACIÓN: Calle Urubamba N°105 - Urb. Jorge Chavez			
Distrito: Cayma Provincia: Arequipa Departamento : Arequipa			
DISEÑO: WILBER JAVIER CHANCOLLA VELASQUEZ		CÓDIGO: 2007001341	
TÍTULO: DETALLE DE VIGAS		FECHA: 17/05/2015	
		E-06	



Technical drawing of a reinforced concrete beam cross-section and longitudinal section. The drawing shows a beam with a total length of 1.04m. The cross-section is rectangular with a width of 45cm and a height of 35cm. The longitudinal section shows the beam with various reinforcement details. The top reinforcement consists of 4 Ø 5/8" bars at the left end, 2 Ø 5/8" bars in the middle, and 6 Ø 5/8" bars at the right end. The bottom reinforcement consists of 2 Ø 5/8" bars at the left end, 2 Ø 5/8" bars in the middle, and 1 Ø 5/8" bar at the right end. The beam is supported by a 1.04m wide base. The drawing includes dimensions for the beam length, width, height, and reinforcement spacing.



VALORES DE L	
Ø	L CUALQUIERA
3/8"	0.20
1/2"	0.25
5/8"	0.30
3/4"	0.40



VALORES DE L			
Ø	Li	Ls	
	H. CUALQUIERA	H<30	H>30
3/8"	0.30	0.30	0.42
1/2"	0.32	0.32	0.45
5/8"	0.40	0.40	0.56
3/4"	0.54	0.54	0.75

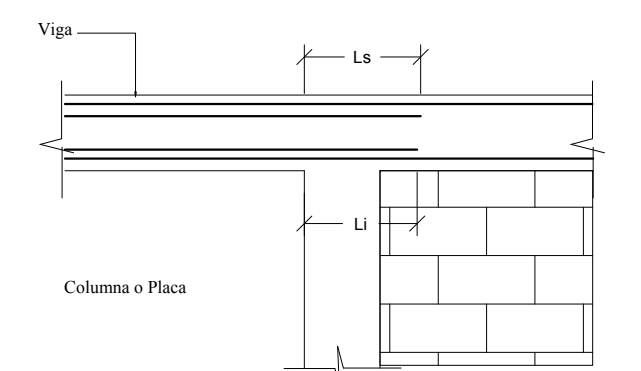


Figure 1 shows four cross-sectional diagrams of concrete slabs, labeled CORTE 1-1, CORTE 2-2, CORTE 3-3, and CORTE 4-4. Each slab has a total height of 60 units and a width of 25 units. The top reinforcement for all slabs is 4.0 #3 bars. The bottom reinforcement is as follows: CORTE 1-1 has 2.0 #3 bars; CORTE 2-2 has 2.0 #3 bars and 5.0 #3 bars; CORTE 3-3 has 2.0 #3 bars; CORTE 4-4 has 4.0 #3 bars. A legend below the diagrams indicates that the square symbol represents TIPO 5.

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (ldg)

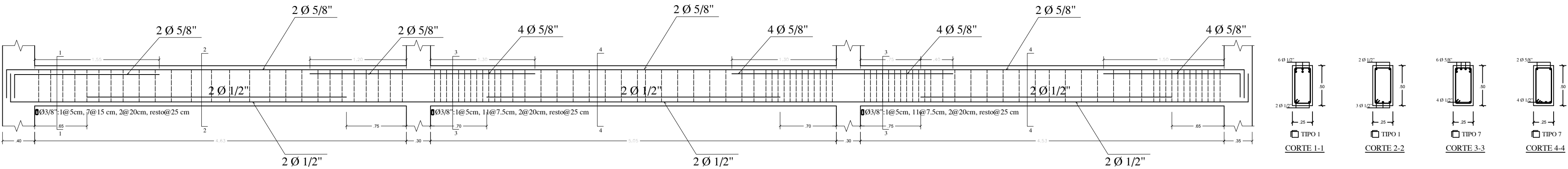


ϕ	ldg	12 ϕ	r
3/8"	20	12	3
1/2"	25	15	4
5/8"	35	20	5
3/4"	42	25	6
1"	56	31	8

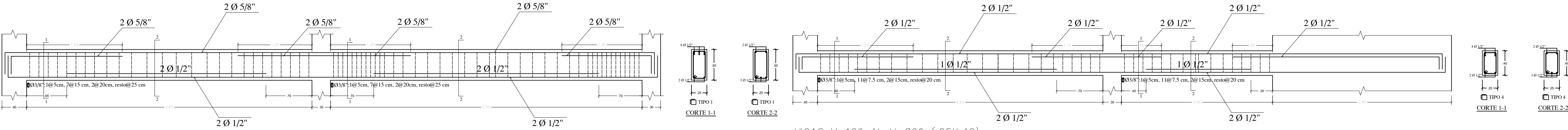
Technical drawings of two types of concrete beams:

- TIPO 6:** Dimensions: 80 cm height, 25 cm width. Reinforcement: 8 Ø 5/8 bars at the top, 3 Ø 5/8 bars at the bottom.
- TIPO 6:** Dimensions: 80 cm height, 25 cm width. Reinforcement: 3 Ø 5/8 bars at the top, 8 Ø 5/8 bars at the bottom.

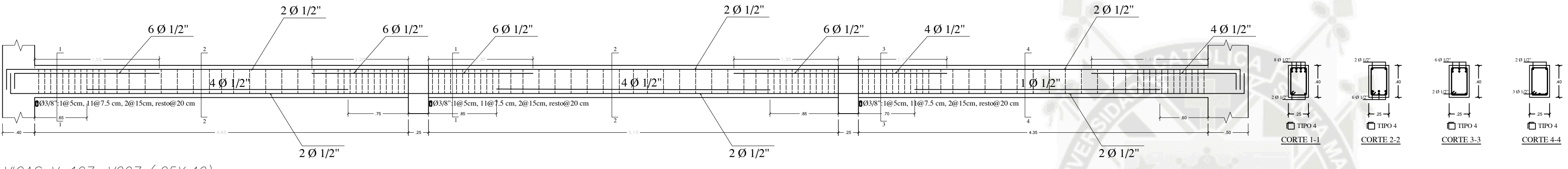
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA				
PERSONA: EDIFICIO MIXTO MULTIFAMILIAR - OFICINAS		 E-07		
UBICACIÓN: Calle Urbumbao N°105 - Urb. Jorge Chavez				
Dirección: Cayma Provincia: Arequipa Departamento : Arequipa		N° PLANTAS		
PERSONA:	WILBER JAVIER CHANCOLLA VELASQUEZ		CORREO:	2007601341
PERSONA:	DETALLE DE VIGAS	ESCALA 1/4"=1'	FECHA 10/07/2016	PROYECTO 1000



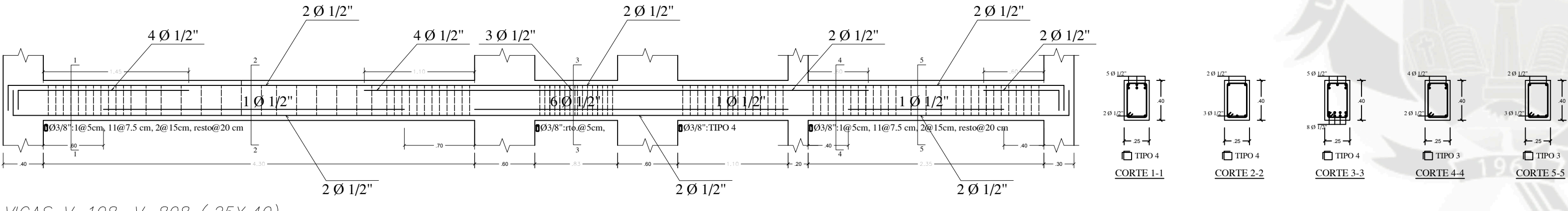
VIGAS V-106, V-206 (.25X.50)



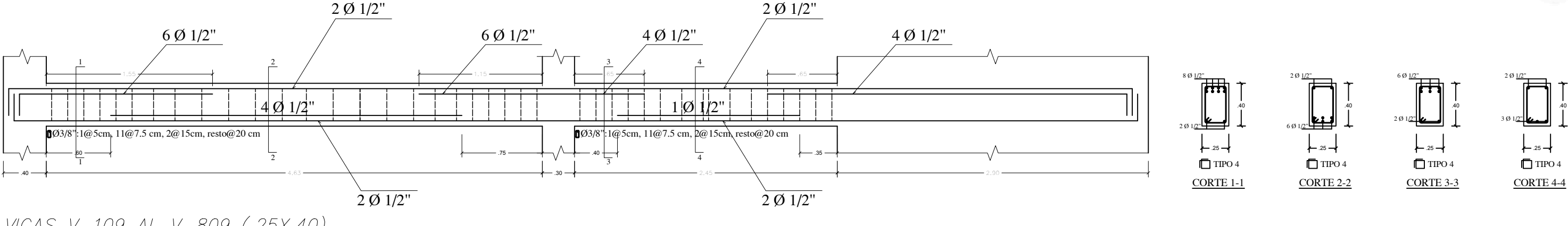
VIGAS V-311 AL V-811 (.25X.50)



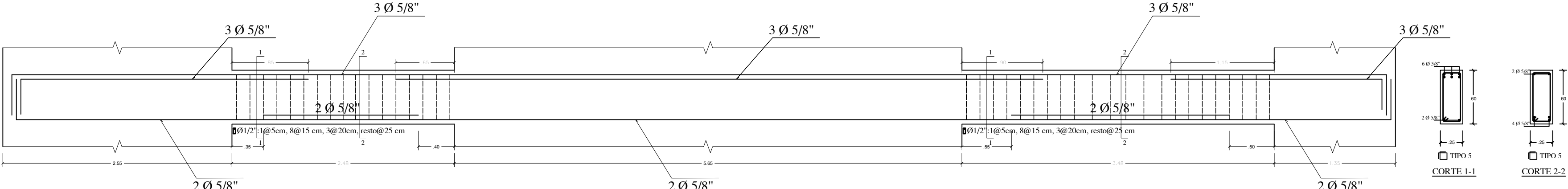
VIGAS V-107, V207 (.25X.40)



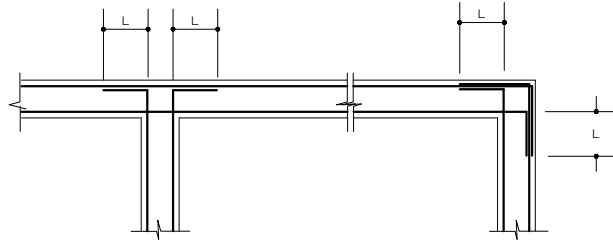
VIGAS V-108, V-808 (.25X.40)



VIGAS V-109 AL V-809 (.25X.40)



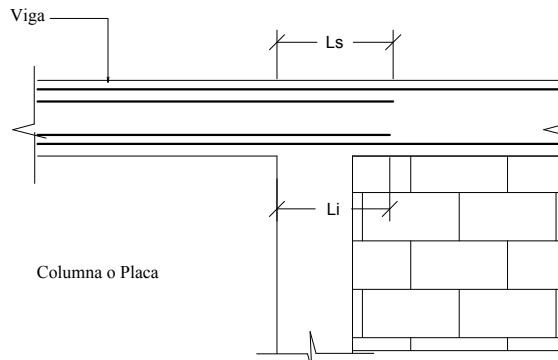
VIGAS V-110 AL V-810 (.25X.60)



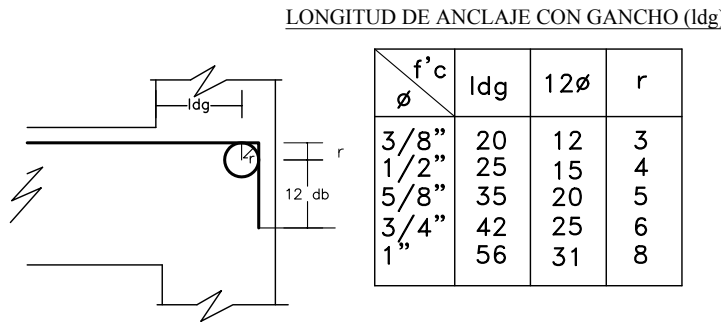
PLANTA-DETALLE DE CRUCE DE VIGAS

VALORES DE L	
Ø	L CUALQUIERA
3/8"	0.20
1/2"	0.25
5/8"	0.30
3/4"	0.40

VALORES DE L			
Ø	L		Ls
	Li	H. CUALQUIERA	
3/8"	0.30	H<30	0.42
1/2"	0.32	0.32	0.45
5/8"	0.40	0.40	0.56
3/4"	0.54	0.54	0.75

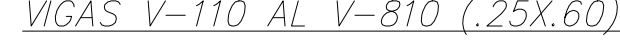
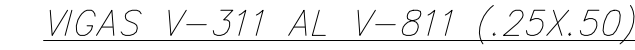
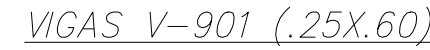


EXENCIÓN DE Ø NO CONTINUO EN VIGAS MAS HALLA DEL APOYO



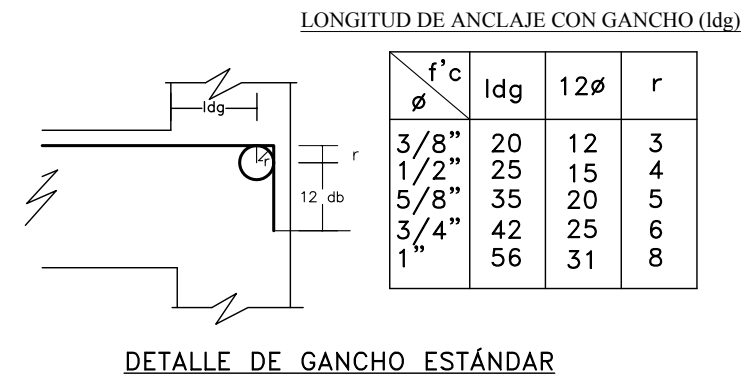
DETALLE DE GANCHO ESTÁNDAR

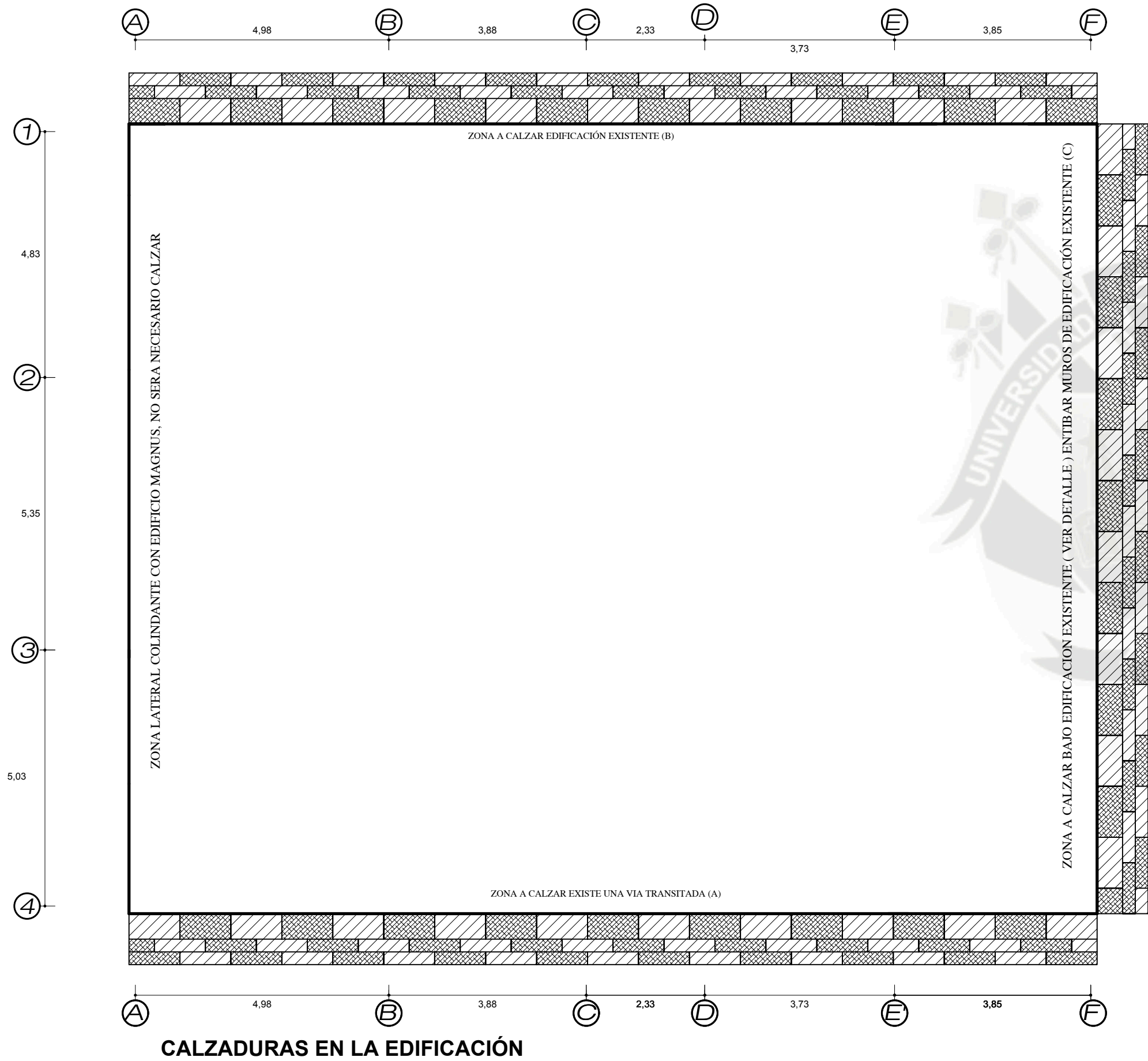
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
PROYECTO: EDIFICIO MIXTO MULTIFAMILIAR - OFICINAS		Nº PLANTAS: E-08	
UBICACIÓN: Calle Urubamba N°105 – Urb. Jorge Chavez			
Distrito: Cayma Provincia: Arequipa Departamento : Arequipa			
PROYECTO: WILBER JAVIER CHANCOLLA VELASQUEZ	PROYECTO: 2007601341	E-08	
PROYECTO: DETALLE DE VIGAS	PROYECTO: 1275		



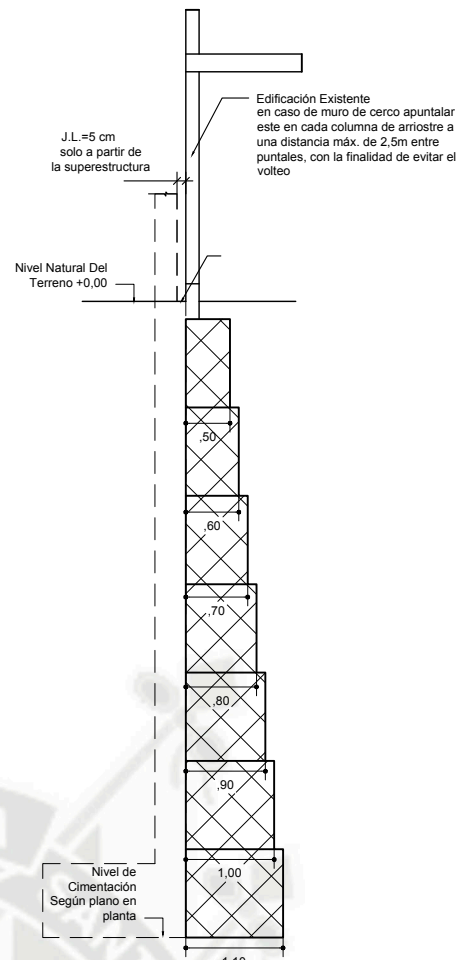
VALORES DE L	
Ø	L CUALQUIERA
3/8"	0.20
1/2"	0.25
5/8"	0.30
3/4"	0.40

VALORES DE L			
Ø	I _i	I _s	
	H. CUALQUIERA	H<30	H>30
3/8"	0.30	0.30	0.42
1/2"	0.32	0.32	0.45
5/8"	0.40	0.40	0.56
3/4"	0.54	0.54	0.75

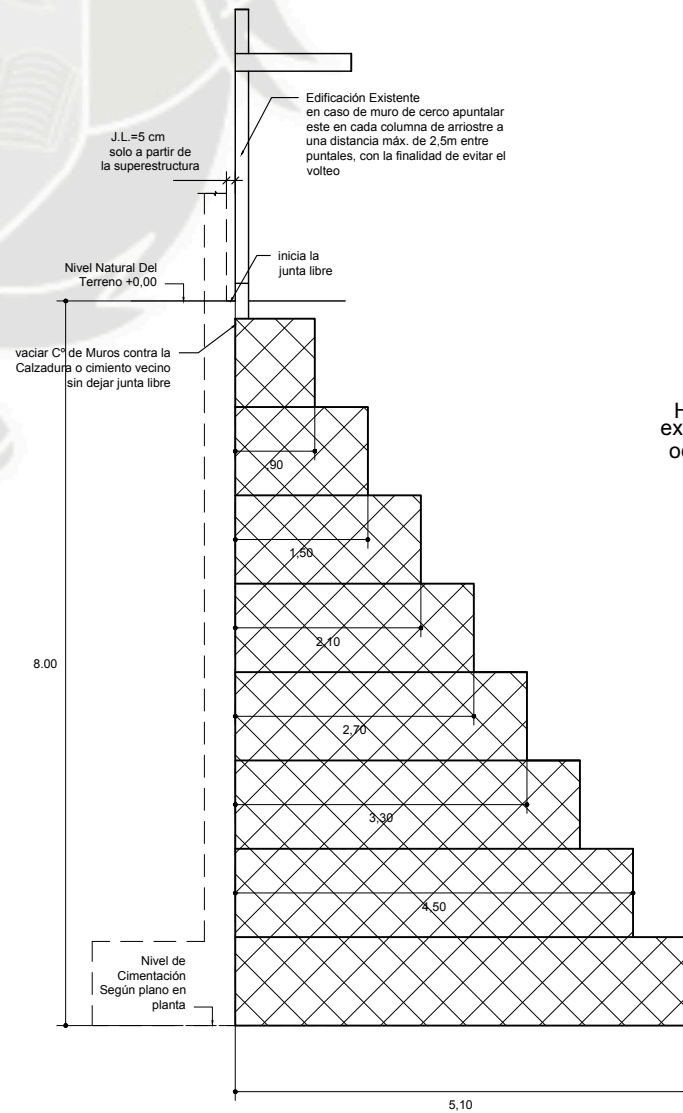




CALZADURAS EN LA EDIFICACIÓN



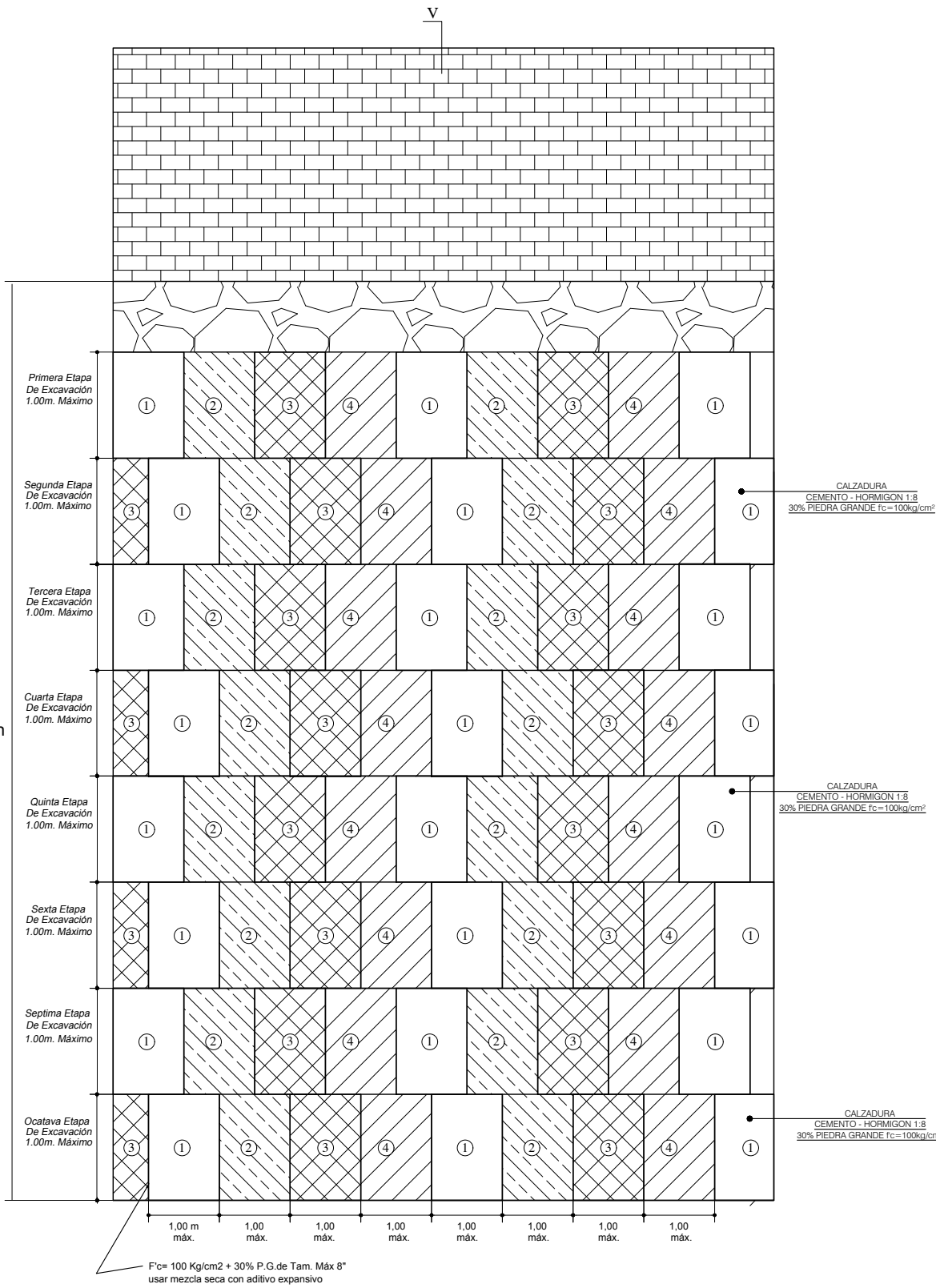
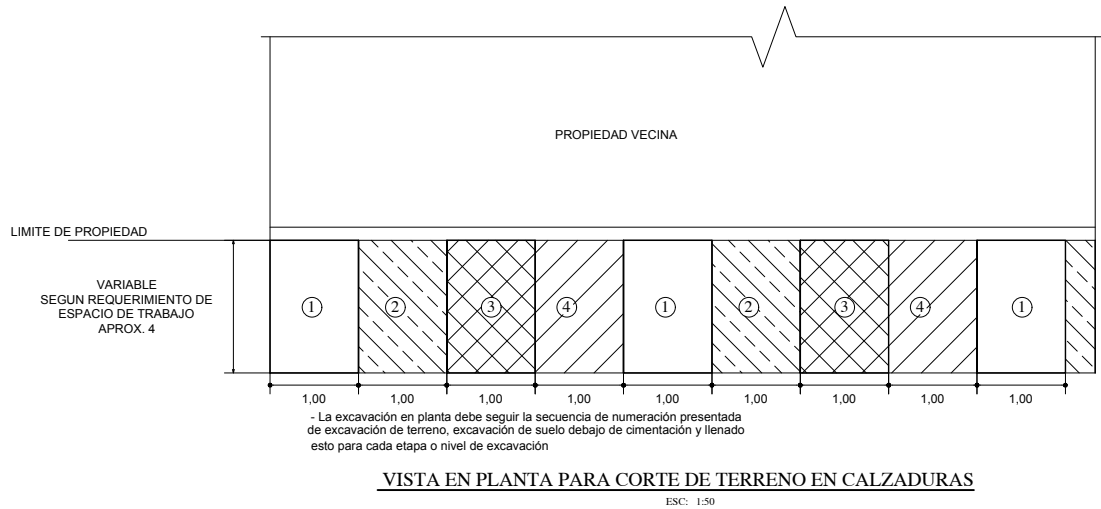
DETALLE CALZADURA TIPO "A" Y "B"



DETALLE CALZADURA TIPO "C"

H=7.10m
excavación en
ocho niveles

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA CALZADURAS
* La excavación del suelo adyacente a la calzadura y debajo del cimiento a calzar se hará siguiendo la siguiente secuencia:
- Excavar y llenar todos los rectángulos signados con el numero 1, luego los del numero 2 y así sucesivamente hasta llegar al numero 4, en cada etapa o nivel de franja horizontal
- El concreto de la calzadura debe tener poco cemento (de 4 a 5 bolsas/m3), y la menor cantidad de agua posible compatible con una trabajabilidad adecuada
- Es indispensable construir la calzadura acuñando con mezcla muy seca cada nivel de llenado
- La excavación debe ser dirigida por un ingeniero civil en forma permanente y directa.
- El propietario deberá realizar las coordinaciones del caso con sus vecinos par la ejecución de los trabajos de calzaduras
- El constructor podrá diseñar o elegir otro sistema de calzaduras bajo su responsabilidad.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA			
PROYECTO: EDIFICIO MIXTO MULTIFAMILIAR - OFICINAS			
UBICACIÓN: Calle Uriubamba N°105 – Urb. Jorge Chavez			
Distrito: Cayma Provincia: Arequipa Departamento : Arequipa			
DISEÑADO: WILBER JAVIER CHANCOLLA VELASQUEZ		CÓDIGO: 2007601341	
PROYECTO: CALZADURAS		FECHA: NOVIEMBRE 2015	
ESCALA: 1/75		FECHA: NOVIEMBRE 2015	

Nº PLANOS: E-10