

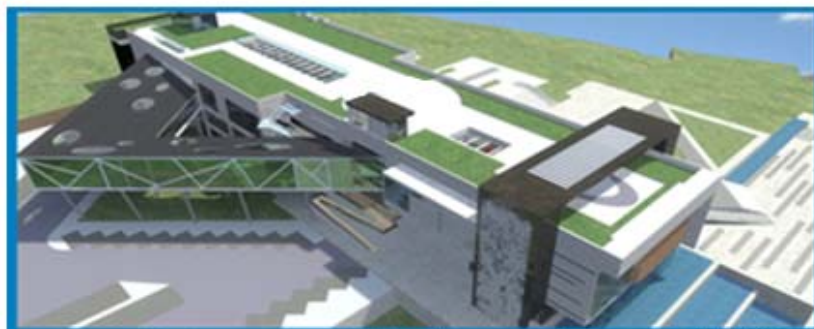
**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA**  
**FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE**  
**PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO  
ARMADO DEL MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL  
DE LA CIUDAD DE CUSCO"**

TESIS PRESENTADA POR BACHILLER  
**SOIVEL SVENJA LEÓN RAMOS**  
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERA CIVIL

AREQUIPA – PERÚ  
2013



---

---

## "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL DE LA CIUDAD DE CUSCO"

---

---

## ÍNDICE DEL TOMO I

# "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL DE LA CIUDAD DE CUSCO"

### TABLA DE CONTENIDO

#### ÍNDICE

#### RESUMEN

#### CAPITULO I: DATOS GENERALES

1.1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	7
1.2.- UBICACIÓN	10
1.3.- NORMATIVIDAD	10
1.4.- ESTRUCTURACIÓN	11

#### CAPITULO II: ESTUDIO DE SUELO

2.1. OBJETIVOS DEL ESTUDIO	13
2.2. MEMORIA DESCRIPTIVA	13
2.3. INFORME TÉCNICO - ENSAYOS DE LABORATORIO	13
2.3.1. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM D422)	16
2.3.2. CONSISTENCIA Y LIMITES DE ATTERBERG (ASTM D4318)	19
2.3.3. CLASIFICACIÓN SUCS (ASTM D2487)	23
2.3.4. CLASIFICACIÓN AASHTO	24
2.3.5. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM D2216)	25
2.3.6. DENSIDAD MÍNIMA (ASTM D4254)	27
2.3.7. DENSIDAD MÁXIMA (ASTM D2424)	27
2.3.8. DENSIDAD NATURAL IN SITU MEDIANTE	28
2.3.9. DENSIDAD RELATIVA (ASTM D2049)	30
2.3.10. ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D3080)	31

#### CAPITULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

3.1. CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO	49
3.2. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS	51

#### CAPITULO IV: PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

4.1. INTRODUCCIÓN	54
4.2. FORMA ESQUEMATICA DEL EDIFICIO COMO SISTEMA ESTRUCTURAL TOTAL	54
4.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS	

## ÍNDICE DEL TOMO I

### "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL DE LA CIUDAD DE CUSCO"

ESTRUCTURALES	57
4.3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS	59
4.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	60
4.3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	61
4.3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE - PLACAS	62
4.3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS	63
4.4. METRADO DE CARGAS	64
<b>CAPITULO V: ANÁLISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA</b>	
5.1. INTRODUCCIÓN	91
5.2. PARAMETROS DEL ANALISIS SISMICO	91
5.3. ANÁLISIS ESTATICO	93
5.4. FUERZA CORTANTE MINÍMA EN LA BASE	94
5.5. ANALISIS DINAMICO	101
5.6. DESPLAZAMIENTOS LATERALES	117
5.7. EFECTOS DE TORSION	119
5.8. JUNTAS DE SEPARACION SISMICA	119
5.9. ESTABILIDAD DEL EDIFICIO	120
<b>CAPITULO VI: ANÁLISIS POR CARGA DE GRAVEDAD</b>	
6.1. INTRODUCCIÓN	124
6.2. METODO DEL ANALISIS	124
6.3. CONSIDERACIONES Y REQUISITOS DE RESISTENCIA	125
6.4. ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL PARA CARGAS POR GRAVEDAD	125
6.5. ANALISIS DE LOSA ALIGERADA	126
6.6. CARGAS ACTUANTES SOBRE VIGAS	126
6.7. ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD POR BLOQUE	127
<b>CAPITULO VII: DISEÑO DE ELEMENTOS DE ESTRUCTURA</b>	
7.1. DISEÑO DE CIMIENTOS	131
7.1. DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS	134
7.2. DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS	144
7.3. DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS	155

## ÍNDICE DEL TOMO I

### "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DEL MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL DE LA CIUDAD DE CUSCO"

#### CAPITULO VIII: DISEÑO DE COLUMNAS

GRUPO I : DISEÑO DE COLUMNAS EXTERIORES	170
GRUPO II : DISEÑO DE COLUMNAS INTERIORES	185
GRUPO III: COLUMNAS CIRCULARES	200

#### CAPITULO IX: DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

9.0. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	206
A.- METRADO DE CARGAS	208
B.- DISEÑO POR FLEXIÓN	208
C.- DISEÑO POR CORTE	211

#### CAPITULO X: DISEÑO DE MURO DE CORTE

10.0. DISEÑO DE MUROS DE CORTE	214
10.1. DISEÑO DE M.C. TIPO I	220
10.2. DISEÑO DE M.C. TIPO II	224
10.3. DISEÑO DE M.C. TIPO III	228

#### CAPITULO XI: DISEÑO DE VIGAS

11.1. DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES	244
11.2. DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS	255

#### CAPITULO XII: DISEÑO DE ESCALERAS

12.1. DISEÑO DE ESCALERAS	266
---------------------------	-----

#### CAPITULO XIII: METRADOS GENERALES DE ESTRUCTURAS

13.1. METRADOS GENERALES	272
--------------------------	-----

#### CAPITULO XIV: COSTOS Y PRESUPUESTO ESTRUCTURAL

303

#### CAPITULO XV: ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

307

PRESUPUESTO GENERAL DE ESTRUCTURAS

318

#### CAPITULO XVI: PROGRAMACION DE OBRA

338

#### CONCLUSIONES

343

#### RECOMENDACIONES

344

#### BIBLIOGRAFÍA

345

---

---

## RESUMEN

---

---

La presente tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de tres niveles y un sótano, destinado al uso de un museo, biblioteca, talleres, almacenes, área de consumo, salas de exposición; El terreno se encuentra ubicado en el Distrito de Santiago, Departamento y Provincia de Cusco, emplazado en el sector nor-oeste de la ciudad.

Esta infraestructura está destinada para un MUSEO orientado a servir a la sociedad que habita el medio en el que está inserta la ciudad, es decir, sociedad cusqueña, regional, nacional y visitantes extranjeros, los niveles del edificio se encuentran distribuidos de la siguiente manera: el sótano dirigido a una zona de estacionamiento, oficina, stores, sala para generador de energía, patio de maniobras, cuartos para almacenamiento de obras de arte, butacas, basuras, entre otras; el primer nivel dirigido a un teatro con escenarios y tras escenario, vestidores, depósitos, salas destinadas a danzas, lengua, música, etc. en el segundo nivel se encuentra depósitos, oficinas, salas destinadas áreas de exposiciones, un área destinada a cocina y zona de consumo, un zona destinada a taller de danza y talleres múltiples; un tercer nivel destinada a áreas verdes (plaza). Además por la magnitud del proyecto se instaló 6 cajas de ascensor y 10 cajas de escaleras para la circulación vertical.

El edificio se proyecta sobre un terreno en forma de un polígono irregular de 42644.80 m<sup>2</sup>, así mismo el área de ocupación de la presente tesis es de 4613.87 m<sup>2</sup> destinada para la edificación en si. y 11661.45 m<sup>2</sup> destinadas para estacionamientos y patios exteriores de exposición repartidos 7358.64 para estacionamiento y 4302.81m<sup>2</sup> para patio de exposición y área total propuesta para la construcción de la presente tesis es de 4613.87 m<sup>2</sup>.

El terreno sobre el cual se encuentra el edificio es una Arena arcillosa de baja plasticidad típica de Cusco, cuya capacidad admisible es de 2.79 kg/cm<sup>2</sup> aproximadamente a la profundidad del nivel de cimentación -7.00m.

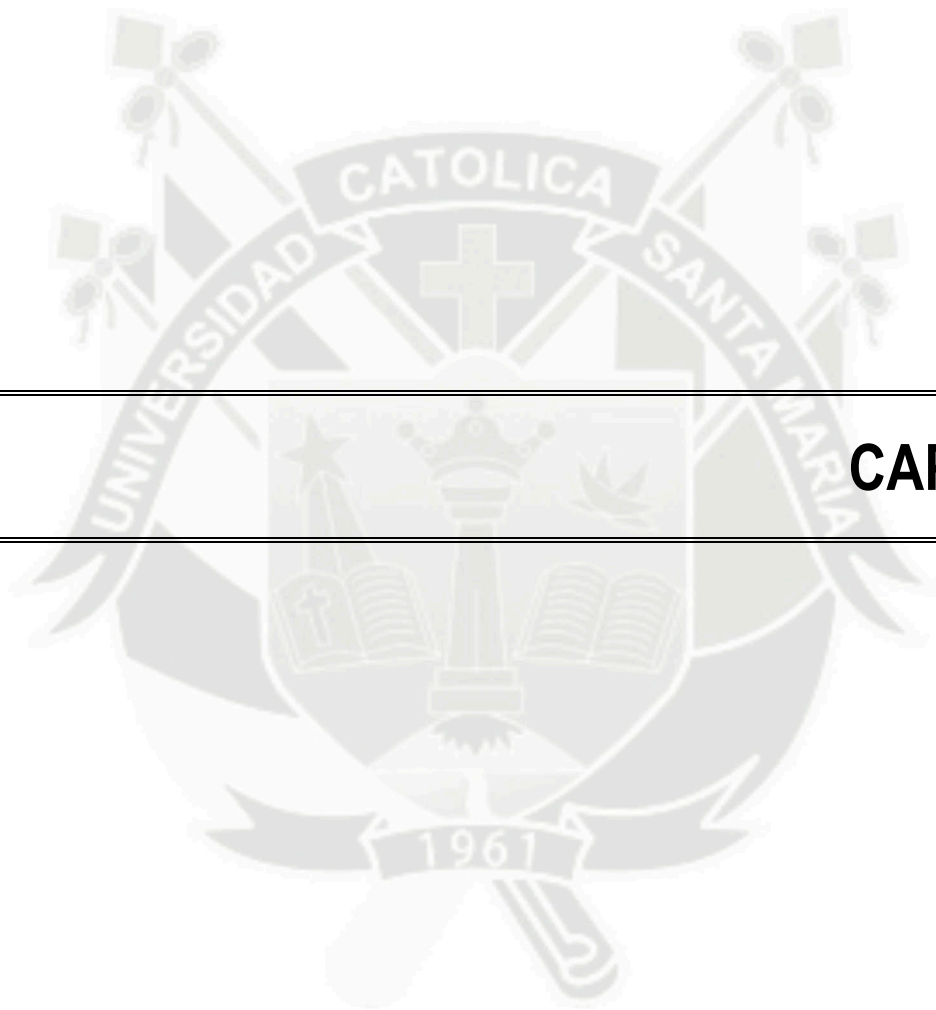
La estructura se dividió en cuatro bloques, en el bloque tres se encuentra la zona destinada a teatro la cual presenta techos de estructuras metálicas que constan de armaduras para soportar los distintos tipos de cargas que habrá sobre ellas como son butacas del teatro (2do nivel)

Una vez pre dimensionados los elementos, se procedió a realizar el metrado de cargas verticales y posteriormente se desarrolló el análisis sísmico, procurando que se cumpla con lo planteado en la Norma Técnica de Edificaciones de Diseño Sismo resistente E.030. Realizado el análisis sísmico, se comprobó que la rigidez asignada en cada dirección fuera la adecuada.

Una vez que se ha efectuado la comprobación sísmica del edificio, se procedió a diseñar todos los elementos estructurales, procurando que se cumplan los lineamientos de la nueva actualización de la Norma de Concreto Armado E.060. Los elementos diseñados fueron los siguientes: losas aligeradas y macizas, vigas, columnas, muros de corte (placas), escaleras y cimentación del edificio.

---

---



---

# CAPITULO I

---

## CAPITULO I

### GENERALIDADES

#### 1.1 Descripción del Proyecto.

La presente tesis se desarrolla a partir de los planos de Arquitectura, en los cuales figura un Museo que se proyecta sobre un área de 5804.85 m<sup>2</sup>, conformado por 03 niveles y 01 semisótano, su uso estará dado para oficinas administrativas, bibliotecas, salas de exposición, estacionamientos, plazas temáticas, entre otras áreas que trata de una área de distribución general, primer nivel área de administración comprendida por las diferentes oficinas, depósitos, salas de exposición y recepción, segundo nivel estarán destinadas para talleres de danza, música, biblioteca, talleres, zona de comidas este incluye cocina y comedores para los asistentes a este museo; tercer nivel destinadas a áreas verdes

Las áreas responden a las exigencias mínimas de reglamento nacional de construcciones y de edificaciones, que se distribuyen de la siguiente manera:

AREA DEL TERENO	42644.80 M2
AREA DE OCUPACIÓN	4553.76 M2
<b>AREA CONSTRUIDA</b>	<b>15466.70 M2</b>

Se muestra los cuadros de áreas por nivel, distribuyendo los diferentes ambientes:

*Cuadro de Áreas del Semisótano*

DESCRIPCION	AREA	UND
Depósito general de auditorio	59.40	M2
Exposición exterior	737.49	M2
Control de seguridad	16.88	M2
Depósito general del conjunto	108.17	M2
Estar patio de obras	251.51	M2
Sala de generadores de energía	19.28	M2
Sub estación	9.59	M2
Depósito de basura (clasificada )	33.68	M2
Anden de Carga y descarga	50.98	M2
Control de ingreso	125.09	M2
Embalaje y desembalaje	36.48	M2
Depósito de embalaje y desembalaje	40.76	M2
Cuarto de limpieza	25.94	M2
Depósito exposiciones temporales	239.43	M2
Depósito general de salas expositivas permanentes	383.74	M2
Estar	343.80	M2
Oficina de marquetería	59.91	M2
Carpintería	61.89	M2

Depósito de carpintería	55.30	M2
Servicios Higiénicos	74.37	M2
Depósito de fumigación	10.66	M2
Cámara de fumigación	23.77	M2
Área verde	48.84	M2
Estudio de fotográfico y sala de revelados	23.60	M2
Imprenta y serigrafía	26.93	M2
Coordinador	22.40	M2
Antropológica , etnografía e investigación	57.72	M2
Curador	24.02	M2
Oficina y control y servicio higiénico	14.58	M2
8 cajas de escaleras	178.31	M2
8 cajas de ascensores	19.38	M2
<b>AREA CONSTRUIDA</b>	<b>4063.21</b>	<b>M2</b>

*Cuadro de Áreas del 1er Nivel*

<b>DESCRIPCION</b>	<b>AREA</b>	<b>UND</b>
Tras escenario	38.31	M2
Camerino colectivo	28.47	M2
Área de camerinos	41.93	M2
SS.HH + Vestidores	31.38	M2
Cuarto de limpieza	12.40	M2
Vestíbulo principal, estar y corredores	229.02	M2
Sala de guías	35.40	M2
Sala de iniciación	33.24	M2
Sala de lengua	135.77	M2
Sala de espera	62.00	M2
Sala de danza y música	109.63	M2
Sala de fiestas costumbristas	96.99	M2
Sala de trajes típicos	119.87	M2
Depósito de sala de lengua	50.09	M2
Depósito de paso de lengua, danza, música y fiesta costumbristas	94.42	M2
Depósito de trajes típicos y artesanías	98.31	M2
Zona expositiva virtual	114.93	M2
Sala dúctil 1	114.24	M2
Sala dúctil 2	47.87	M2
Sala dúctil 3	90.15	M2
Depósito de paso de salas dúctiles	67.42	M2
SS.HH. Varones-damas y cuarto de limpieza	61.78	M2
Oficina de unidad de diseño + SS.HH	36.07	M2
Secretaria + SS.HH	21.59	M2
Depósito de unidad de diseño	9.98	M2
10 cajas de escaleras	253.81	M2
2 escalera eléctrica	29.30	M2

6 cajas de ascensores	28.36	M2
Rampa de ingreso principal	161.50	M2
Gradas de ingreso principal	254.30	M2
<b>AREA CONSTRUIDA</b>	<b>3773.95</b>	<b>M2</b>

*Cuadro de Áreas del 2do Nivel*

DESCRIPCION	AREA	UND
Depósito de cortinas y luces	35.89	M2
Puente para depósito de luces y cortinas	80.40	M2
Oficina de director de museo y SS.HH	59.00	M2
Área de butacas	96.80	M2
Sala de reuniones	27.90	M2
SS.HH Varones y damas	25.90	M2
Oficina de administrador	22.30	M2
Secretaria - hall	110.32	M2
Cuarto de luces y sonidos	10.30	M2
Estar - Ingreso	45.10	M2
Oficina de relaciones públicas	47.80	M2
Estar de ingreso	109.80	M2
Área de consumo (comedores)	132.30	M2
SS.HH Damas y varones	23.50	M2
Cocina - oficio - despensa	78.10	M2
Corredores	59.92	M2
Dirección - secretaria	58.94	M2
Módulos de tacto, danza, música y lengua	357.80	M2
Oficina de control, audio y video	34.20	M2
Sala dúctil 4	175.10	M2
Depósito de paso de sala dúctil 4 y sabores regionales	146.20	M2
Sala de sabores regionales	99.10	M2
Sala de artesanías	177.82	M2
Sala de fiestas costumbristas	167.44	M2
Depósito de sala costumbristas	40.10	M2
Servicios higiénicos	38.70	M2
Oficina técnica museología - museografía	41.01	M2
Secretaria de museología	28.50	M2
Dirección de talleres y SS.HH	24.99	M2
Secretaria de talleres	26.10	M2
Depósito de talleres	90.50	M2
Corredores	398.10	M2
Sala dúctil 5	75.44	M2
Depósito de paso para sala dúctil 5	26.10	M2
Estar	106.22	M2
Oficina de talleres	24.80	M2
SS.HH. Para talleres	8.90	M2
Biblioteca - sala de lectura	292.13	M2

Servicios higiénicos de biblioteca	25.08	M2
Taller de danza	146.16	M2
Depósito de biblioteca	16.48	M2
Corredores	61.10	M2
Servicios higiénicos (taller de danza)	104.30	M2
Taller de artesanía	75.73	M2
Taller de lengua	82.58	M2
Taller múltiple	69.22	M2
Ductos	1335.30	M2
10 cajas de escaleras	253.72	M2
2 escaleras eléctricas	59.00	M2
7 Cajas de ascensores	28.36	M2
<b>AREA CONSTRUIDA</b>	<b>3909.02</b>	<b>M2</b>

*Cuadro de Áreas del 3er Nivel*

<i>DESCRIPCION</i>	<i>AREA</i>	<i>UND</i>
Áreas Verdes	3330.61	M2
1 Escalera Eléctrica	29.70	M2
4 Cajas de Escaleras	108.38	M2
4 Ductos	237.85	M2
2 Cajas de Ascensores	13.98	M2
<b>AREA CONSTRUIDA</b>	<b>3720.52</b>	<b>M2</b>

## 1.2 Ubicación.

El proyecto está ubicado, en un tiempo aproximado de viaje de 20 min. Desde el centro de la ciudad del Cusco, en la Av. Ramiro Priale y Av. Perú, en el Distrito del Santiago, ciudad de Cusco Provincia del Cusco y Departamento de Cusco.

## 1.3 Normatividad.

En todo el proceso de análisis y diseño se utilizarán las normas comprendidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.):

- ▶ Metrado de cargas Norma E.020
- ▶ Diseño sismo resistente Norma E.030
- ▶ Concreto Armado Norma E.060
- ▶ Suelos y cimentaciones Norma E.050

## 1.4 Estructuración.

Un objetivo importante del diseño, es poder estructurar la edificación, de tal manera que ésta tenga un buen comportamiento sísmico. Por ello se han tenido en cuenta lo especificado en el libro "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado" [8], donde el autor cita los principales criterios a tomar para lograr una estructura sismo-resistente, los cuales son:

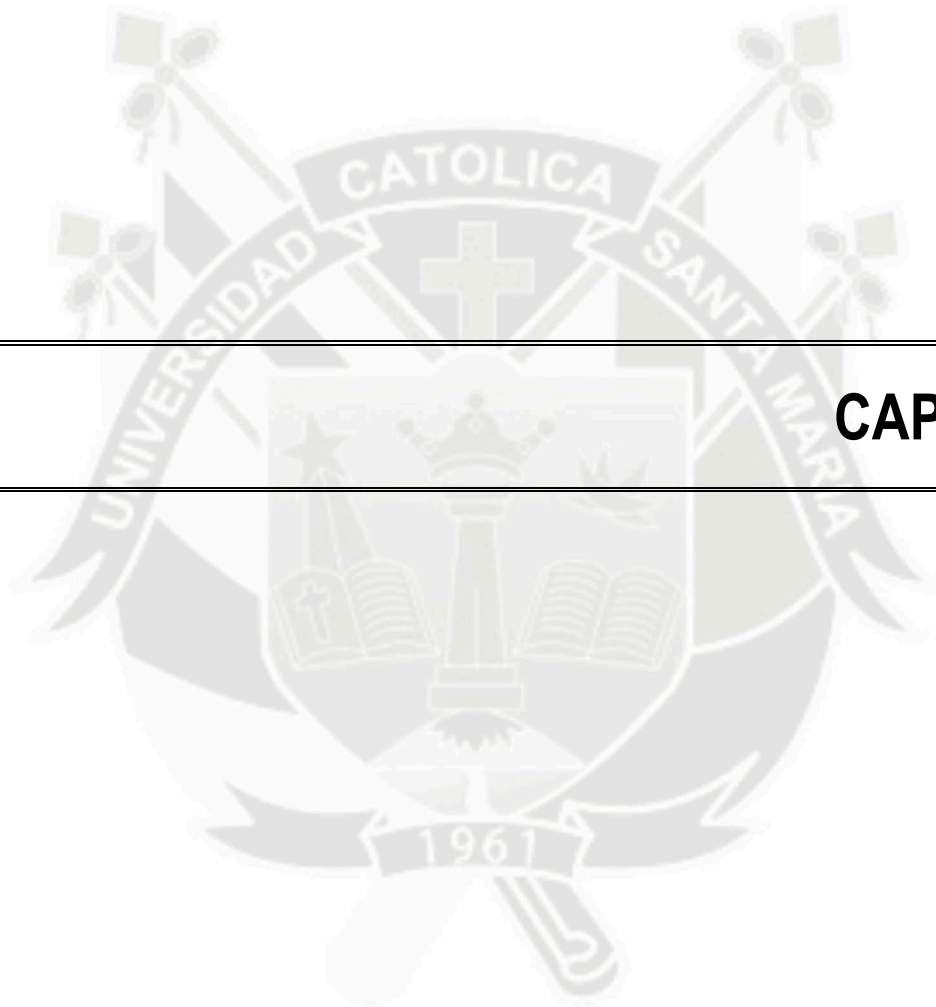
- Simplicidad y Simetría
- Resistencia y Ductilidad
- Hiperestaticidad y Monolitismo
- Uniformidad y Continuidad de la Estructura
- Rigidez lateral
- Existencia de las losas que permitan considerar a la estructura como una unidad (Diafragma Rígido)
- Influencia de los Elementos no Estructurales
- Acción Integral de la Cimentación

En el desarrollo del diseño estructural se buscó que los esfuerzos a los que están sometidos los elementos estructurales del Museo (columnas, placas, vigas, etc.) cumplan con lo especificado en la Norma Técnica de Edificación E .060 Concreto Armado.

Para cumplir con lo previamente mencionado se consideró el sistema aporticado, para lograr aminorar los desplazamientos que pudiera desarrollar la estructura por sismo.

## 2.0 Distribución Arquitectónica

\* VER PLANOS DE ARQUITECTURA TOMO II DEII



---

## CAPITULO II

---

## **CAPITULO II** **ESTUDIO DEL SUELO**

### **2.1 Objetivos del estudio.**

El objetivo principal del estudio es realizar el cálculo de la capacidad de carga del terreno mediante las propiedades físicas y mecánicas del suelo, así como, sus propiedades de resistencia determinadas en el laboratorio, para aplicarlas en los cálculos estructurales de cimentación del proyecto *"Análisis Y Diseño Estructural en Concreto Armado del Museo de la Cultura Inmaterial en la Ciudad de Cusco"*.

### **2.2 Memoria Descriptiva.**

#### **2.2.1 Normatividad.**

Se ha considerado, lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones en su Normas.

E.050	Suelos y Cimentaciones
E.030	Diseño Sismo resistente
E.020	Cargas.
Normas	ASTM y AASHTO

#### **2.2.2 Información previa.**

##### **Tipos de estructuras alrededor:**

Edificaciones educativas.  
Viviendas unifamiliares.

##### **Información del terreno a investigar:**

Uso actual : Terreno libre  
Uso Futuro : Museo de la Cultura Inmaterial de la Ciudad de Cusco  
Elevación : Cota baja - lado sur 3390 msnm y cota alta 3413 msnm  
Coordenadas : 8°50'25.00"N 177°50'00.00"E (DATUM: PSAT 56)  
Área : 5804.85 m<sup>2</sup>.

##### **Información de la obra:**

Uso que se dará : Museo de la Cultura Inmaterial de la Ciudad de Cusco  
Número de pisos : 3 pisos más 1 sótano.  
Área : 5804.85 m<sup>2</sup>.  
Tipo de estructura : Pórticos – Muros de Contención.

### 2.2.3 Exploración de campo.

Es de resaltar que este reporte brinda referencia de las características del suelo del terreno donde se plantea el proyecto, siendo esta propiedad perteneciente al casino villa militar Húancaro accesible para el estudio de suelos.

La *NTE E.050 [4] artículo 9.2°*, clasifica el presente proyecto como Tipo B, así como la *NTE E.050 [4] artículo 11.b°*, se estipula para la edificación de este tipo considerar 1 punto de investigación cada 450 m<sup>2</sup>. Teniendo en este caso un terreno de área de 4613.0 m<sup>2</sup> para el proyecto, siendo tema de tesis se consideró 3 puntos.

Se realizaron las 03 calicatas a cielo abierto, las mismas que fueron ubicadas en zonas designadas del área del proyecto, llegando hasta una profundidad de 2.30m.

En las perforaciones se registró el perfil del suelo cuidadosamente y se clasificaron visualmente los estratos de acuerdo a la *NTE E.050 [4]* y las *Normas ASTM D.420 y D.2488*, extrayéndose muestras representativas en los suelos, las que debidamente protegidas fueron remitidas al laboratorio para su análisis.

#### Ubicación de Puntos.

El lugar de estudio se encuentra ubicado en la ciudad de Cusco, provincia Cusco departamento de Cusco.

La ubicación de los puntos de investigación (calicatas) para los ensayos han sido en lugares donde sean lo más significativo forma que ocupe toda el área del terreno.

#### Investigación de Campo.

Reconocimiento del terreno.

Ubicación y excavación de las 03 calicatas.

Toma de muestras.

Perfil Estratigráfico.

Muestreo Alterado.

Muestreo Inalterado.

### 2.2.4 Ensayos de laboratorio.

Los ensayos de laboratorio fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Católica de Santa María; bajo las normas de la *American Society For Testing and Materials (A.S.T.M)*.

► *Determinación del contenido de humedad (Norma ASTM D2216).*

Todas las muestras de los estratos de ambas calicatas, fueron ensayadas para determinar la humedad natural del suelo.

► *Análisis Granulométrico (Norma ASTM D422).*

Se realizó dicho ensayo para obtener el perfil del suelo, luego de comparar los resultados obtenidos en campo, con los que se obtuvo por la clasificación SUCS y ASSTHO.

- ▶ **Limite Líquido y Limite Plástico (Norma ASTM D4318).**  
Los límites se determinaron para hallar la plasticidad del suelo, y así poder clasificarlos según los métodos de SUCS y AASHTO.
- ▶ **Determinación de la Densidad Natural In Situ (Norma ASTM D1556).**  
Se halló el estado de densidad del suelo no cohesivo mediante el Método de Cono de Arena.
- ▶ **Determinación de la Densidad Relativa (Norma ASTM D2049).**  
Se determinó el estado de densidad del suelo no cohesivo con respecto a sus densidades máximas y mínimas.
- ▶ **Ensayo de Corte Directo (Norma ASTM D3080).**  
Se determinaron los parámetros de resistencia ( $\Phi$  y  $c$ ) del suelo.

### 2.2.5 Perfil del Suelo.

El terreno en estudio presenta en su mayoría un suelo arenoso arcillosos medio de baja plasticidad Teniendo desde la superficie hasta 2.00 m de profundidad en su mayoría grava con limos. Con un color marrón con una humedad media, medianamente compacta, con partículas de gravas sub-redondeadas y finas limosas y arcillosas. A partir de los 2 m. de profundidad aproximadamente hacia abajo se encontró una arena mal gradada, con un color marrón, con humedad baja, medianamente compacta, con partículas sub – redondeadas.

### 2.2.6 Nivel de Napa Freática.

Se ha encontrado evidencias de nivel freático a una profundidad de 2.1 m aprox., Así mismo la muestra presenta cierta humedad.

### 2.2.7 Sismicidad.

La zona de estudio se encuentra en una zona de sismicidad media, de acuerdo con la NTE E.030 Diseño Sismo resistente, se tienen los siguientes parámetros con fines de diseño estructural:

#### \* Factor de Zona.

La edificación se ubica en la ciudad de Cusco por lo tanto, de acuerdo a la zonificación de la norma *NTE E.030 [3] artículo 5°*, se encuentra dentro de la Zona 2; por lo tanto se tiene:

Zona 2	
Factor de Zona	$z = 0.3$

#### \* Condiciones Geotécnicas.

El tipo de suelo donde se plantea la edificación es arcilla típica de Cusco, de acuerdo al perfil de suelo basado en la norma *NTE E.030 [3] artículo 6.2°*, pertenece al tipo S2 Suelo Intermedio, por lo tanto se tiene:

<i>Perfil de Suelo S2</i>	
Factor del Suelo	S = 1.2
Periodo que define la plataforma del espectro	$T_p = 0.6$

## 2.3 Informe Técnico - Ensayos de Laboratorio.

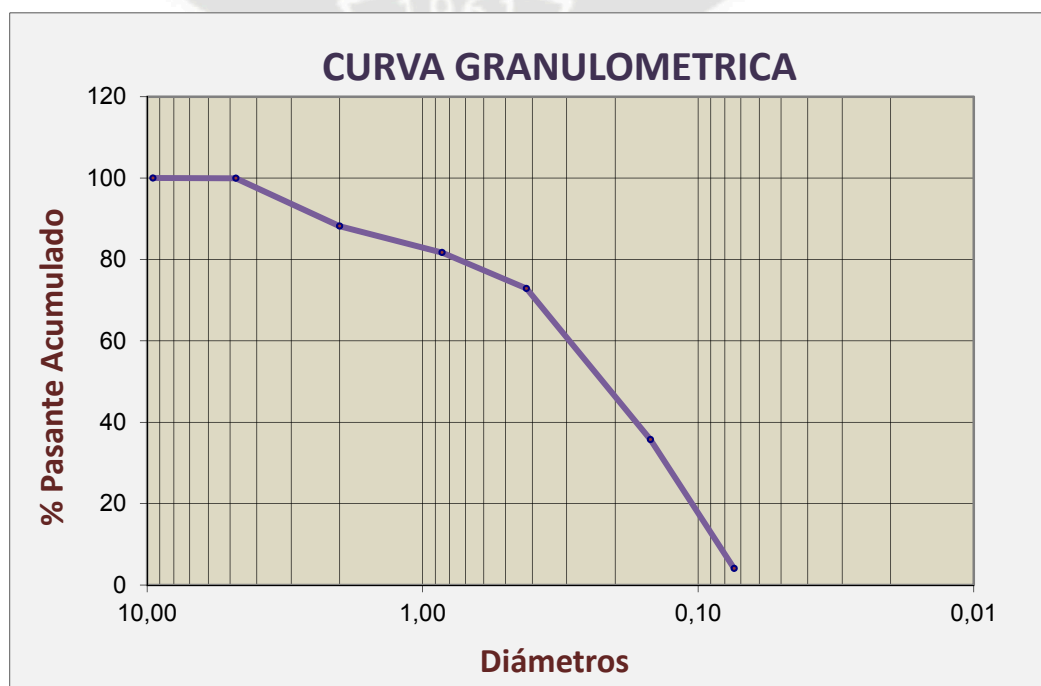
### 2.3.1 Análisis Granulométrico (ASTM D 422).

Este ensayo permitirá clasificar el suelo tomando en cuenta los porcentajes pasantes por la mallas, mediante la clasificación de SUCS y AASHTO.

a).- **CALICATA N° 01** Profundidad de 2.30 m.

MALLA		PESO gr	% Ret. Parcial	% Ret. Acum.	% Pasante Acum.
TAMIZ	mm				
3/8"	9.525	995.5			100
N° 4	4.760	0.73	0.07	0.07	99.93
N° 10	2.000	116.90	11.74	11.82	88.18
20	0.850	64.62	6.49	18.31	81.69
40	0.420	87.89	8.83	27.14	72.86
N° 100	0.149	369.49	37.12	64.26	35.74
N° 200	0.074	315.23	31.67	95.93	4.07
FONDO	0.000	40.47	4.07	100.00	0.0

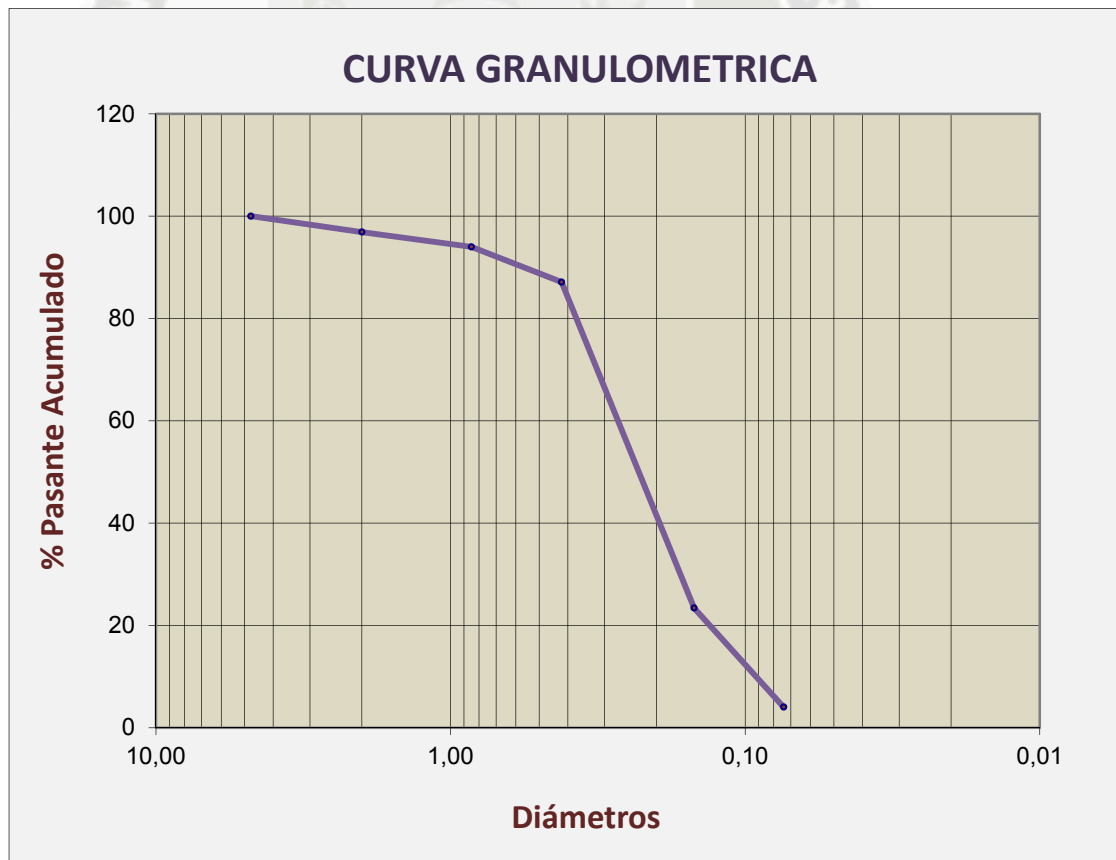
De los datos obtenidos se realiza la Curva Granulométrica del porcentaje pasante acumulado del suelo en cada malla por la que pasa.



b).- **CALICATA N° 02** Profundidad de 2.30 m.

MALLA		PESO gr	% Ret. Parcial	% Ret. Acum.	% Pasante Acum.
TAMIZ	mm				
N° 4	4.760				100
N° 10	2.000	41.70	3.12	3.12	96.88
N° 20	0.850	38.67	2.89	6.01	93.99
N° 40	0.420	91.91	6.87	12.88	87.12
N° 100	0.149	852.15	63.71	76.59	23.41
N° 200	0.074	258.97	19.36	95.96	4.04
FONDO	0.000	54.10	4.04	100.00	0.00

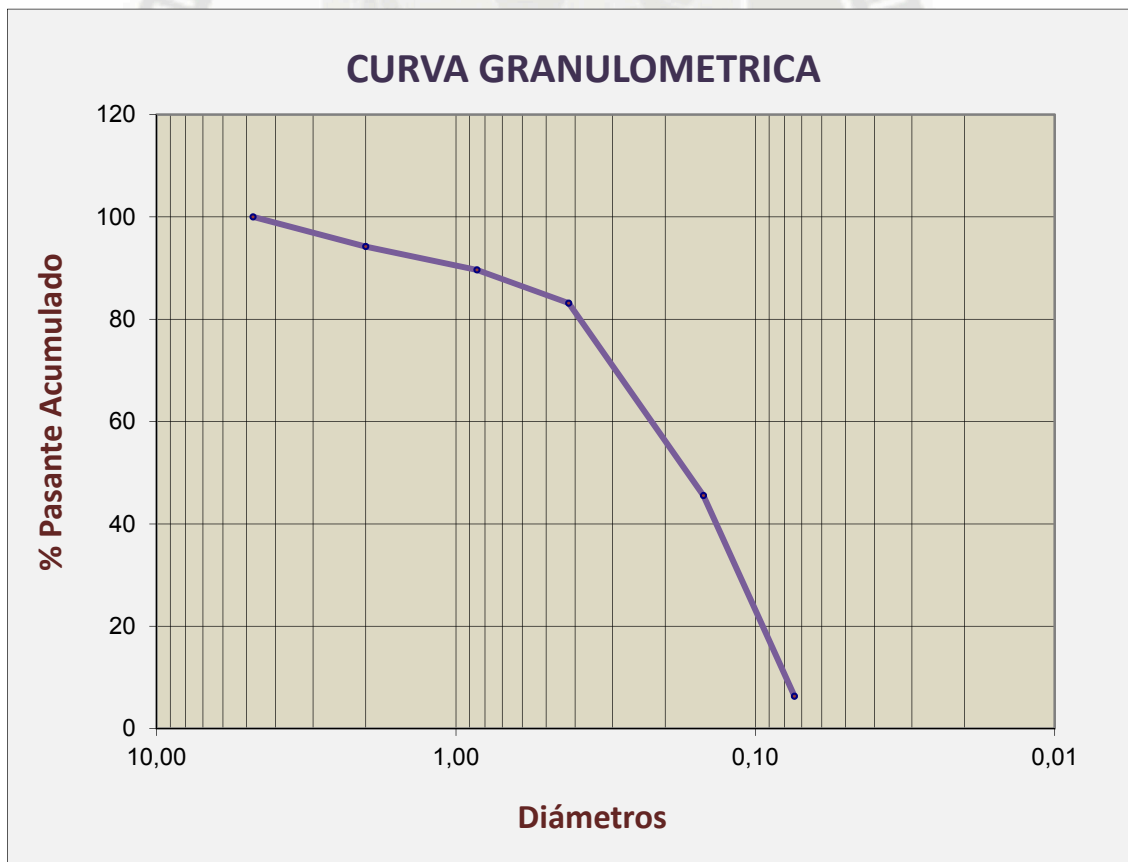
De los datos obtenidos se realiza la Curva Granulométrica del porcentaje pasante acumulado del suelo en cada malla por la que pasa.



c).- **CALICATA N° 03** Profundidad de 2.30 m.

MALLA		PESO gr	% Ret. Parcial	% Ret. Acum.	% Pasante Acum.
TAMIZ	mm				
N° 4	4.760				100
N° 10	2.000	28.52	5.80	5.80	94.20
N° 20	0.850	22.44	4.56	10.36	89.64
N°40	0.420	31.94	6.49	16.86	83.14
N° 100	0.149	184.96	37.61	54.46	45.54
N° 200	0.074	192.99	39.24	93.70	6.30
FONDO	0.000	30.99	6.30	100.00	0.00

De los datos obtenidos se realiza la Curva Granulométrica del porcentaje pasante acumulado del suelo en cada malla por la que pasa.

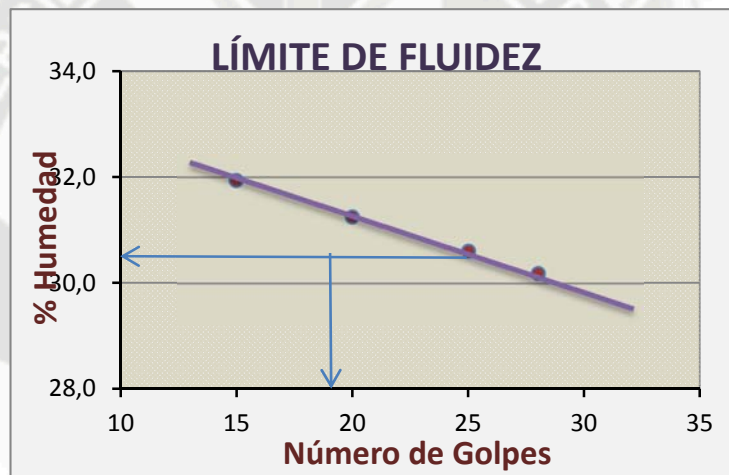


2.3.2 Consistencia y Límites de Atterberg (ASTM D 4318).

a).- **CALICATA N° 01** Profundidad de 2.30 m.

**Límite Líquido LL.**

<i>Límite Líquido (LL)</i>					
ENSAYO	N°	1	2	3	4
Numero de Golpes		28	25	20	15
Peso Capsula	gr	10.92	10.72	11.02	11.50
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	51.89	49.51	52.01	49.67
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	42.39	40.42	42.25	40.43
Peso Agua	gr	9.50	9.09	9.76	9.24
Peso Suelo Seco	gr	31.47	29.70	31.23	28.93
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>30.19</b>	<b>30.61</b>	<b>31.25</b>	<b>31.94</b>



A los 25 golpes se obtiene el contenido de humedad que viene a ser el *Límite Líquido*.

<b>LL</b>	<b>=</b>	<b>30.61</b>
-----------	----------	--------------

**Límite Plástico LP.**

<i>Límite Plástico (LP)</i>					
ENSAYO	N°	1	2	3	4
Capsula N°		A	B	C	D
Peso Capsula	gr	4.32	4.34	4.34	4.31
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	9.21	9.52	9.54	9.73
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	8.35	8.61	8.63	8.79
Peso Agua	gr	0.86	0.91	0.91	0.94
Peso Suelo Seco	gr	4.03	4.27	4.29	4.48
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>21.34</b>	<b>21.31</b>	<b>21.21</b>	<b>20.98</b>

El suelo se raja a los 3mm por lo que el *Límite Plástico* viene a ser igual a contenido de humedad tomando el promedio de los tres ensayos tomados.

$$LP = 21.21$$

Índice de Plasticidad.

$$I_p = LL - LP$$



$$I_p = 9.39$$

Índice de Plasticidad Crítico.

$$I_{pc} = 0.73 (LL - 20)$$

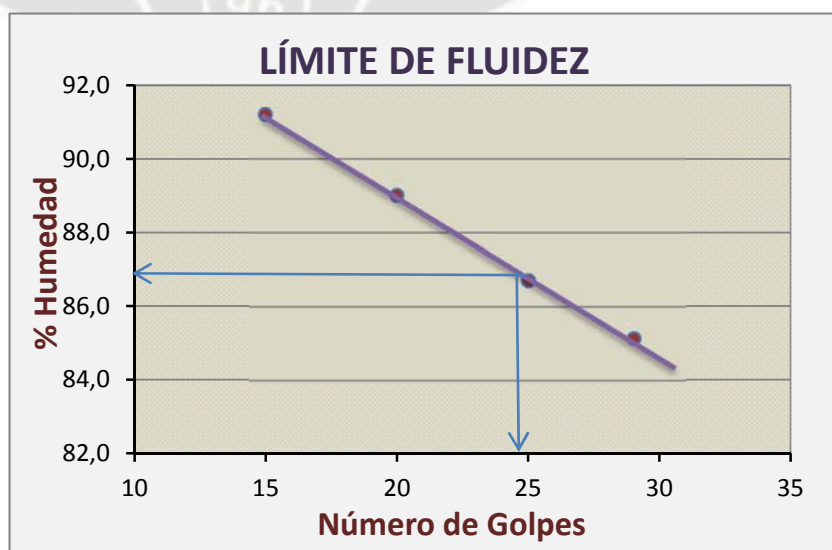


$$I_{pc} = 7.74$$

b).- CALICATA N° 02 Profundidad de 2.30 m.

Límite Líquido LL.

Límite Líquido (LL)					
ENSAYO	N°	1	2	3	4
Numero de Golpes		29	25	20	15
Peso Capsula	gr	11.18	11.20	11.18	11.17
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	38.71	42.10	44.20	37.04
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	26.05	27.75	28.65	24.70
Peso Agua	gr	12.66	14.35	15.55	12.34
Peso Suelo Seco	gr	14.87	16.55	17.47	13.53
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>85.14</b>	<b>86.71</b>	<b>89.01</b>	<b>91.20</b>



A los 25 golpes se obtiene el contenido de humedad que viene a ser el *Límite Líquido*.

$$LL = 86.71$$

**Limite Plástico LP.**

<i>Limite Plástico (LP)</i>					
ENSAYO	N°	1	2	3	4
Capsula N°		E	F	G	H
Peso Capsula	gr	4.38	4.36	4.32	4.38
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	7.40	8.04	7.66	7.42
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	6.67	7.14	6.86	6.63
Peso Agua	gr	0.73	0.90	0.80	0.79
Peso Suelo Seco	gr	2.29	2.78	2.54	2.25
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>31.88</b>	<b>32.37</b>	<b>31.50</b>	<b>35.11</b>

El suelo se raja a los 3mm por lo que el *Limite Plástico* viene a ser igual a contenido de humedad tomando el promedio de los ensayos tomados.

$$LP = 32.71$$

**Índice de Plasticidad.**

$$I_p = LL - LP \quad \rightarrow \quad I_p = 53.99$$

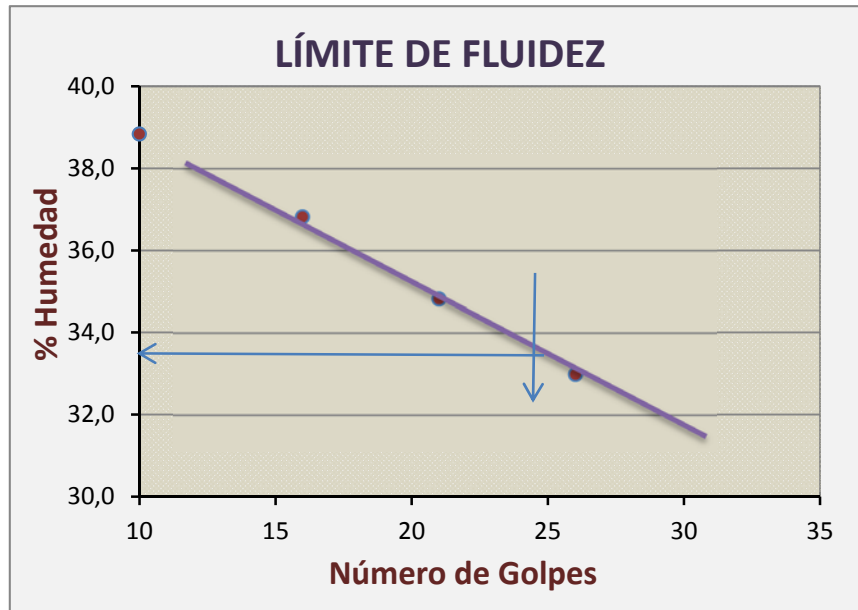
**Índice de Plasticidad Crítico.**

$$I_{pc} = 0.73 (LL - 20) \quad \rightarrow \quad I_{pc} = 48.70$$

c).- **CALICATA N° 03** Profundidad de 2.30 m.

**Limite Liquido LL.**

<i>Limite Liquido (LL)</i>					
ENSAYO	N°	1	2	3	4
Numero de Golpes		26	21	16	10
Peso Capsula	gr	11.01	11.19	11.99	11.35
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	48.70	45.88	45.84	55.75
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	39.35	36.92	36.73	43.33
Peso Agua	gr	9.35	8.96	9.11	12.42
Peso Suelo Seco	gr	28.34	25.73	24.74	31.98
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>32.99</b>	<b>34.82</b>	<b>36.82</b>	<b>38.84</b>



A los 25 golpes se obtiene el contenido de humedad que viene a ser el *Límite Líquido*.

$$LL = 33.22$$

**Límite Plástico LP.**

<i>Límite Plástico (LP)</i>					
ENSAYO	N°	1	2	3	4
Capsula N°		I	J	K	L
Peso Capsula	gr	4.34	4.37	4.38	4.34
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	8.32	8.43	7.93	8.07
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	7.67	8.00	7.46	7.49
Peso Agua	gr	0.65	0.43	0.47	0.58
Peso Suelo Seco	gr	3.33	3.63	3.08	3.15
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>19.52</b>	<b>11.85</b>	<b>15.26</b>	<b>18.41</b>

El suelo se raja a los 3mm por lo que el *Límite Plástico* viene a ser igual a contenido de humedad tomando el promedio de los ensayos tomados.

$$LP = 16.26$$

**Índice de Plasticidad.**

$$I_p = LL - LP \quad \rightarrow \quad I_p = 16.96$$

**Índice de Plasticidad Crítico.**

$$I_{pc} = 0.73 (LL - 20)$$



$$I_{pc} = 9.65$$

**2.3.3 Clasificación SUCS (ASTM D 2487).**

Para realizar la clasificación del suelo mediante este método, se analizó los ensayos de granulometría de los suelos y los límites de Atterberg.

**a).- CALICATA N° 01**

Por la malla N° 200 se tiene 4.07% de suelo pasante siendo menor que el 50%, por lo que se clasifica como *Suelo Grueso*.

Dentro de los suelos gruesos se clasifica mediante el % pasante por la malla N° 4 teniendo en esta muestra 99.93%, siendo mayor que el 50% pasante, por lo que se denomina *Arena*.

Para verificar si este suelo arenoso tiene finos, se determina mediante el coeficiente de curvatura y coeficiente de uniformidad en esta muestra se encontró que  $C_c=0.688$  y  $C_u=3.158$

Los finos que contiene el suelo depende del contenido de agua, calculados mediante de los índices de plasticidad. En esta muestra  $I_p = 9.39$  es mayor a  $I_{pc} = 7.74$ , por lo que se clasifica como *Arena Arcillosa*.

El  $LL = 30.61\%$  menor a 35% por lo que el índice de plasticidad se clasifica como *Baja Plasticidad*.

Clasificación SUCS  $\rightarrow$  Arena Mal Gradada **SP**

**b).- CALICATA N° 02**

Por la malla N° 200 se tiene 4.04% de suelo pasante siendo menor que el 50%, por lo que se clasifica como *Suelo Grueso*.

Dentro de los suelos gruesos se clasifica mediante el % pasante por la malla N° 4 teniendo en esta muestra 100%, siendo mayor que el 50% pasante, por lo que se denomina *Arena*.

Para verificar si este suelo arenoso tiene finos, se determina mediante el coeficiente de curvatura y coeficiente de uniformidad en esta muestra se encontró que  $C_c=1.538$  y  $C_u=2.985$

Los finos que contiene el suelo depende del contenido de agua, calculados mediante de los índices de plasticidad. En esta muestra  $I_p = 53.99$  es mayor a  $I_{pc} = 48.70$ , por lo que se clasifica como **Arena Arcillosa**.

El  $LL = 86.71\%$  mayor a 35% por lo que el índice de plasticidad se clasifica como alta plasticidad.

Clasificación SUCS  $\rightarrow$  Arena Mal Gradada **SP**

c).- **CALICATA N° 03**

Por la malla N° 200 se tiene 6,3% de suelo pasante siendo menor que el 50%, por lo que se clasifica como *Suelo Grueso*.

Dentro de los suelos gruesos se clasifica mediante el % pasante por la malla N° 4 teniendo en esta muestra 100.0%, siendo mayor que el 50% pasante, por lo que se denomina *Arena*.

Para verificar si este suelo arenoso tiene finos, se determina mediante el coeficiente de curvatura y coeficiente de uniformidad en esta muestra se encontró que  $C_c=1.538$  y  $C_u=2.985$

Los finos que contiene el suelo depende del contenido de agua, calculados mediante de los índices de plasticidad. En esta muestra  $I_p = 16.96$  es menor a  $I_{pc} = 9.65$  por lo que se clasifica como *Arena Arcillosa*.

El  $LL = 33.22\%$  menor a 35% por lo que el índice de plasticidad se clasifica como *Baja Plasticidad*.

Clasificación SUCS  $\Rightarrow$  Arena mal gradada con arcilla **SP-SC**

2.3.4 **Clasificación AASHTO.**

La clasificación por medio del método AASHTO, al igual que por SUCS necesita de los resultados de los ensayos de granulometría del suelo y los límites de Atterberg.

a).- **CALICATA N° 01**

Por la malla N° 200 se tiene 4.07% de suelo pasante siendo mejor que el 35%, por lo que se clasifica como *Suelo Granular*.

El  $LL = 30.61\%$  es menor que el 40%.

El  $I_p = 9.39\%$  es menor que el 10%.

Clasificación AASHTO  $\Rightarrow$  Grava y Arena arcillosa o limosa **A-2-4**

b).- **CALICATA N° 02**

Por la malla N° 200 se tiene 4.04% de suelo pasante siendo menor que el 35%, por lo que se clasifica como *Suelo Granular*.

Por la malla N° 40 pasa 87.12% es mayor que el 30%.

Por la malla N° 200 pasa 4.04% es menor que el 15%.

El  $I_p = 53.99\%$  es mayor que el 6%.

Clasificación AASHTO  $\Rightarrow$  Grava y Arena arcillosa o limosa **A-2-7**

c).- **CALICATA N° 03**

Por la malla N° 200 se tiene 6.30% de suelo pasante siendo menor que el 35%, por lo que se clasifica como *Material Granular*.

Por la malla N° 10 pasa 94.20% es mayor que el 50%.

Por la malla N° 40 pasa 83.14% es mayor que el 30%.

Por la malla N° 200 pasa 6.30% es menor que el 15%.

El  $I_p = 16.96\%$  es mayor que el 6%.

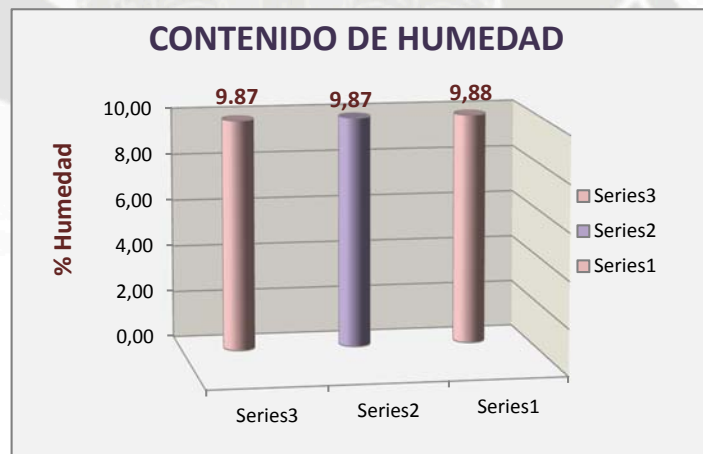
Clasificación AASHTO → Grava y Arena arcillosa o limosa

A-2-6

2.3.5 **Contenido de Humedad (ASTM D 2216).**

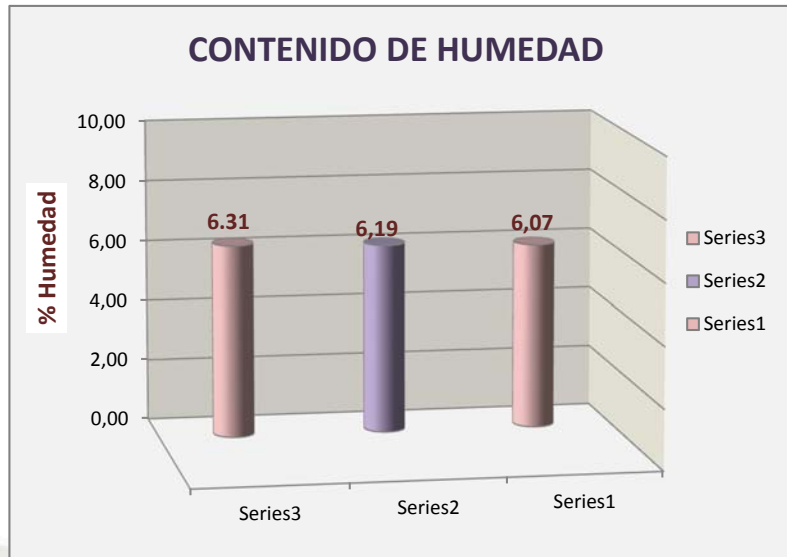
a).- **CALICATA N° 01**

Capsula N°		1	2
Peso Capsula	gr	33.25	34.25
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	114.56	118.85
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	107.25	111.25
Peso Suelo Húmedo	gr	81.31	84.60
Peso Suelo Seco	gr	74.00	77.00
Peso Agua	gr	7.31	7.60
Humedad	%	9.88	9.87
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>9.87</b>	



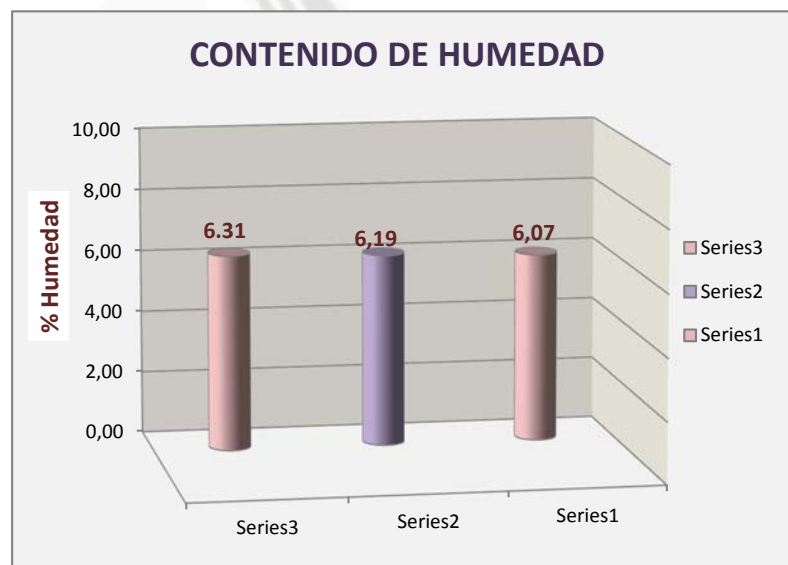
b).- **CALICATA N° 02**

Capsula N°		1	2
Peso Capsula	gr	52.31	50.23
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	105.26	112.23
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	102.23	108.55
Peso Suelo Húmedo	gr	52.95	62.00
Peso Suelo Seco	gr	49.92	58.32
Peso Agua	gr	3.03	3.68
Humedad	%	6.07	6.31
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>6.19</b>	



C).- CALICATA N° 03

Capsula N°		1	2
Peso Capsula	gr	52.31	50.23
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	105.26	112.23
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	102.23	108.55
Peso Suelo Húmedo	gr	52.95	62.00
Peso Suelo Seco	gr	49.92	58.32
Peso Agua	gr	3.03	3.68
Humedad	%	6.07	6.31
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>6.19</b>	



**2.3.6 Densidad Mínima (ASTM D 4254).**

**a).- CALICATA N° 01**

*Datos del Molde*

Peso = 4266 gr  
 Diámetro = 15.2 cm  
  
 Altura = 29.43 cm  
 Volumen = 5340.32 cm<sup>3</sup>

<i>Densidad Mínima</i>				
ENSAYO	N°	1	2	3
Peso Molde + Suelo Suelto	gr	9749	9781	10257
Peso del Suelo	gr	5483	5515	5991
Densidad	gr/cm <sup>3</sup>	1.027	1.033	1.122
<b>Densidad Mínima</b>	gr/cm <sup>3</sup>	<b>1.027</b>		

**b).- CALICATA N° 02**

*Datos del Molde*

Peso = 4266 gr  
 Diámetro = 15.2 cm  
  
 Altura = 29.43 cm  
 Volumen = 5340.32 cm<sup>3</sup>

<i>Densidad Mínima</i>				
ENSAYO	N°	1	2	3
Peso Molde + Suelo Suelto	gr	10452	10578	10517
Peso del Suelo	gr	6186	6312	6251
Densidad	gr/cm <sup>3</sup>	1.158	1.182	1.171
<b>Densidad Mínima</b>	gr/cm <sup>3</sup>	<b>1.158</b>		

**c).- CALICATA N° 03**

*Datos del Molde*

Peso = 4266 gr  
 Diámetro = 15.2 cm  
  
 Altura = 29.43 cm  
 Volumen = 5340.32 cm<sup>3</sup>

<i>Densidad Mínima</i>				
ENSAYO	N°	1	2	3
Peso Molde + Suelo Suelto	gr	10441	10482	10478
Peso del Suelo	gr	6175	6216	6212
Densidad	gr/cm <sup>3</sup>	1.156	1.164	1.163
<b>Densidad Mínima</b>	gr/cm <sup>3</sup>	<b>1.156</b>		

**2.3.7 Densidad Máxima (ASTM D 2424).**

**a).- CALICATA N° 01**

*Datos del Molde*

Peso = 4266 gr  
 Diámetro = 15.2 cm  
  
 Altura = 29.43 cm  
 Volumen = 5340.32 cm<sup>3</sup>

<i>Densidad Máxima</i>				
ENSAYO	N°	1	2	3
Peso Molde + Suelo Suelto	gr	15502	15446	19454
Peso del Suelo	gr	11236	11180	15188
Densidad	gr/cm <sup>3</sup>	2.104	2.094	2.844
<b>Densidad Máxima</b>	gr/cm <sup>3</sup>	<b>2.094</b>		

b).- **CALICATA N° 02**

*Datos del Molde*

Peso = 4266 gr  
 Diámetro = 15.2 cm  
  
 Altura = 29.43 cm  
 Volumen = 5340.32 cm<sup>3</sup>

<i>Densidad Máxima</i>				
ENSAYO	N°	1	2	3
Peso Molde + Suelo Suelto	gr	19687	19510	19454
Peso del Suelo	gr	15421	15244	15188
Densidad	gr/cm <sup>3</sup>	2.888	2.855	2.844
<b>Densidad Máxima</b>	gr/cm <sup>3</sup>	<b>2.844</b>		

c).- **CALICATA N° 03**

*Datos del Molde*

Peso = 4266 gr  
 Diámetro = 15.2 cm  
  
 Altura = 29.43 cm  
 Volumen = 5340.32 cm<sup>3</sup>

<i>Densidad Máxima</i>				
ENSAYO	N°	1	2	3
Peso Molde + Suelo Suelto	gr	15421	15244	15188
Peso del Suelo	gr	11155	10978	10922
Densidad	gr/cm <sup>3</sup>	2.089	2.056	2.045
<b>Densidad Máxima</b>	gr/cm <sup>3</sup>	<b>2.045</b>		

2.3.8 Densidad Natural In Situ mediante el Método de Cono de Arena (ASTM D 1556).

a).- **CALICATA N° 01**

MUESTRA	N°	1
Peso Neto del Suelo + Grava	gr	3555
Peso de la Arena + Frasco	gr	6025
Peso de la Arena que queda + Frasco	gr	2250
Peso de la Arena del Embudo	gr	559
Peso de la Arena Empleada	gr	3216
Densidad de la Arena	gr/cm <sup>3</sup>	1.87
Volumen del Suelo	cm <sup>3</sup>	1715.6
Densidad Húmeda	gr/cm <sup>3</sup>	2.07
<b>Densidad Natural</b>	gr/cm <sup>3</sup>	<b>1.893</b>

*Contenido de Humedad*

<b>Capsula N°</b>		<b>1</b>	<b>2</b>
Peso Capsula	gr	51.23	52.03
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	102.36	104.25
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	98.15	99.54
Peso Suelo Húmedo	gr	51.13	52.22
Peso Suelo Seco	gr	46.92	47.51
Peso Agua	gr	4.21	4.71
Humedad	%	8.97	9.91
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>9.44</b>	

b).- **CALICATA N° 02**

<b>MUESTRA</b>	<b>N°</b>	<b>1</b>
Peso Neto del Suelo + Grava	gr	3069
Peso de la Arena + Frasco	gr	5986
Peso de la Arena que queda + Frasco	gr	1220
Peso de la Arena del Embudo	gr	559
Peso de la Arena Empleada	gr	4207
Densidad de la Arena	gr/cm3	2.74
Volumen del Suelo	cm3	1534.8
Densidad Húmeda	gr/cm3	2.00
<b>Densidad Natural</b>	<b>gr/cm3</b>	<b>1.880</b>

*Contenido de Humedad*

<b>Capsula N°</b>		<b>1</b>	<b>2</b>
Peso Capsula	gr	48.59	51.24
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	105.26	108.45
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	101.85	105.05
Peso Suelo Húmedo	gr	56.67	57.21
Peso Suelo Seco	gr	53.26	53.81
Peso Agua	gr	3.41	3.40
Humedad	%	6.40	6.32
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>6.36</b>	

c).- **CALICATA N° 03**

MUESTRA	N°	1
Peso Neto del Suelo + Grava	gr	3069
Peso de la Arena + Frasco	gr	5986
Peso de la Arena que queda + Frasco	gr	1220
Peso de la Arena del Embudo	gr	559
Peso de la Arena Empleada	gr	4207
Densidad de la Arena	gr/cm3	2.57
Volumen del Suelo	cm3	1634.8
Densidad Húmeda	gr/cm3	2.00
<b>Densidad Natural</b>	<b>gr/cm3</b>	<b>1.765</b>

*Contenido de Humedad*

Capsula N°		1	2
Peso Capsula	gr	48.59	51.24
Peso Cap. + Suelo Húmedo	gr	105.26	108.45
Peso Cap. + Suelo Seco	gr	101.85	105.05
Peso Suelo Húmedo	gr	56.67	57.21
Peso Suelo Seco	gr	53.26	53.81
Peso Agua	gr	3.41	3.40
Humedad	%	6.40	6.32
<b>Contenido de Humedad</b>	<b>%</b>	<b>6.36</b>	

2.3.9 **Densidad Relativa (ASTM D 2049).**

Mediante las Densidades mínima y máxima halladas en el laboratorio se determina la densidad relativa del suelo.

Calicata N° 01 →  $D_{REL} = 89.83$

Calicata N° 02 →  $D_{REL} = 64.76$

Calicata N° 03 →  $D_{REL} = 79.35$

$$D_{REL} = \frac{D_{MÁX} (D_{IN SITU} - D_{MIN})}{D_{IN SITU} (D_{MÁX} - D_{MIN})} \times 100\%$$

En las 3 calicatas la densidad relativa del suelo se encuentra entre el 35% y 100%, por lo que se denomina este suelo medio compacto, densa compacta y/o muy densa.

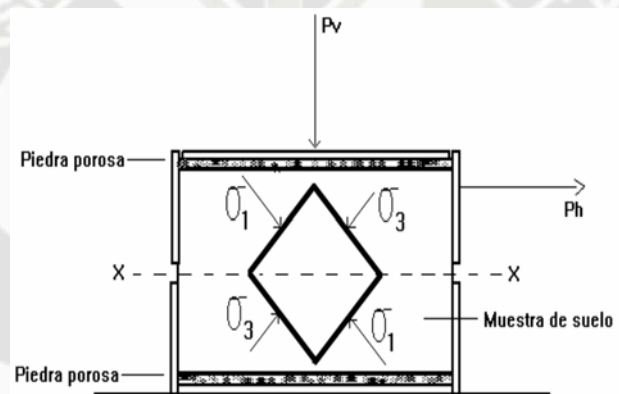
### 2.3.10 Ensayo de Corte Directo (ASTM D 3080).

La finalidad de este ensayo de corte directo, es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en el terreno producto de la aplicación de una carga.

Para conocer una de estas resistencias se usa el aparato de corte directo, siendo el más típico una caja de sección cuadrada dividida horizontalmente en dos mitades. Dentro de ella se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en ambos extremos, se aplica una carga vertical de confinamiento ( $P_v$ ) y luego una carga horizontal ( $P_h$ ) creciente que origina el desplazamiento de la mitad móvil de la caja originando el corte de la muestra.

El ensayo induce la falla a través de un plano determinado. Sobre este plano de falla actúan dos esfuerzos:

- $\sigma_n$  = Esfuerzo Normal, aplicado externamente debido a la carga vertical  $P_v$ .
- $\tau$  = Esfuerzo Cortante, debido a la aplicación de la carga horizontal  $P_h$ .



Ensayo de Corte Directo (Bibliografía - Libro N°05 Cap. XII)

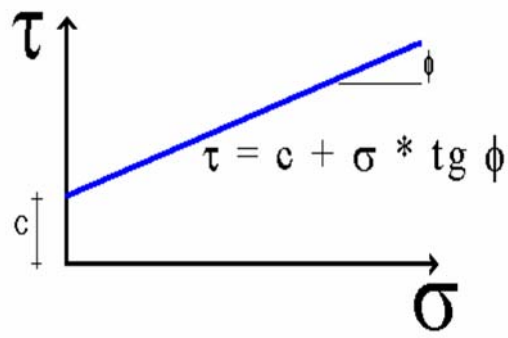
Estos esfuerzos se calculan dividiendo las respectivas fuerzas por el área ( $A$ ) de la muestra de la caja de corte y deben satisfacer la *ecuación de Resistencia de Suelos de Coulomb*:

$$\tau = c + \sigma * \text{tg } \phi$$

- $c$  = Cohesión del suelo
- $\phi$  = Angulo de fricción interna del suelo

Al aplicar la fuerza horizontal, se va midiendo las deformaciones y con estos valores es posible graficar la tensión de corte, en función de la deformación en el plano de esta tensión de corte. De la gráfica es posible tomar el punto máximo de tensión de corte como la resistencia al corte del suelo.

Tomando el punto máximo de tensión de corte como la resistencia al corte del suelo de cada carga horizontal aplicada, se obtiene el *Envolvente de Resistencia* para poder hallar las propiedades del suelo (cohesión y ángulo de fricción).



*Envolvente de Resistencia*



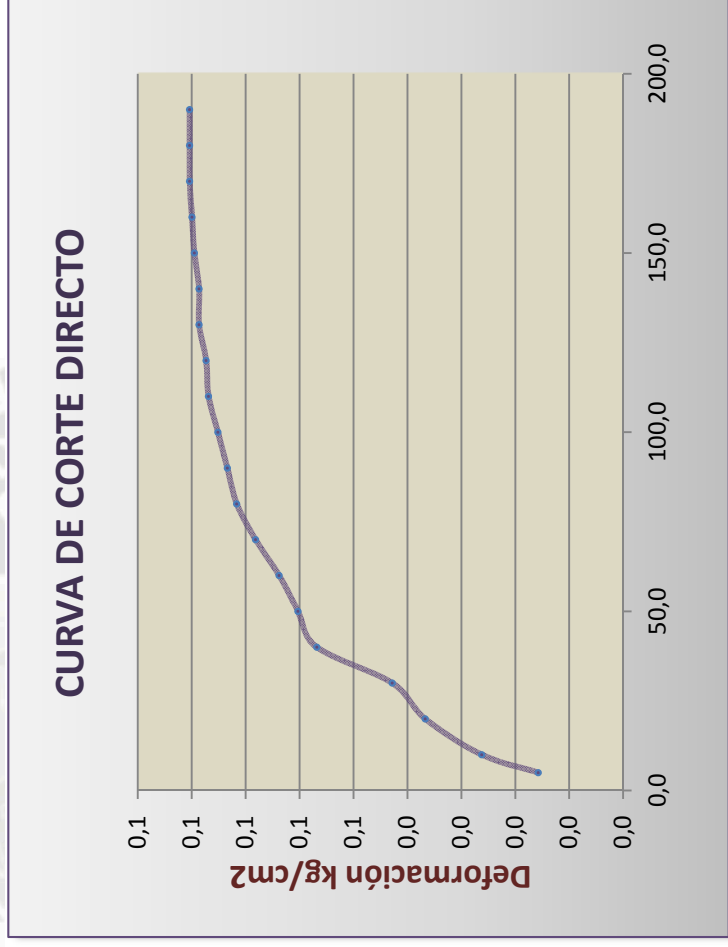
a).- CALICATA N° 01

$\Delta$ (mm)	T	T inter. (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	18.0	0.5660	0.02
10.0	30.0	0.9434	0.03
20.00	42.0	1.3208	0.04
30.0	49.0	1.5409	0.04
40.0	65.0	2.0440	0.06
50.0	69.0	2.1698	0.06
60.0	73.0	2.2956	0.06
70.0	78.0	2.4528	0.07
80.0	82.0	2.5786	0.07
90.0	84.0	2.6415	0.07
100.0	86.0	2.7044	0.08
110.0	88.0	2.7673	0.08
120.0	88.5	2.7830	0.08
130.0	90.0	2.8302	0.08
140.0	90.0	2.8302	0.08
150.0	91.0	2.8616	0.08
160.0	91.5	2.8774	0.08
170.0	92.0	2.8931	0.08
180.0	92.0	2.8931	0.08
190.0	92.0	2.8931	0.08

AREA = 36 cm<sup>2</sup>

PH = 4 kg

$\sigma = 0.111$  kg/cm<sup>2</sup>



$\Delta$ (mm)	T	T inter. (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	35.0	1.1006	0.03
10.0	52.0	1.6352	0.05
20.0	71.0	2.2327	0.06
30.0	97.0	3.0503	0.08
40.0	115.0	3.6164	0.10
50.0	128.0	4.0252	0.11
60.0	139.0	4.3711	0.12
70.0	149.0	4.6855	0.13
80.0	155.0	4.8742	0.14
90.0	161.0	5.0629	0.14
100.0	166.0	5.2201	0.15
110.0	170.0	5.3459	0.15
120.0	173.0	5.4403	0.15
130.0	175.0	5.5031	0.15
140.0	178.0	5.5975	0.16
150.0	180.5	5.6761	0.16
160.0	181.5	5.7075	0.16
170.0	182.0	5.7233	0.16
180.0	182.5	5.7390	0.16
190.0	182.5	5.7390	0.16
200.0	183.0	5.7547	0.16
210.0	183.5	5.7704	0.16
220.0	184.0	5.7862	0.16
230.0	184.5	5.8019	0.16
240.0	185.0	5.8176	0.16
250.0	185.0	5.8176	0.16

AREA = 36 cm<sup>2</sup>

PH = 8 kg

$\sigma = 0.222 \text{ kg/cm}^2$

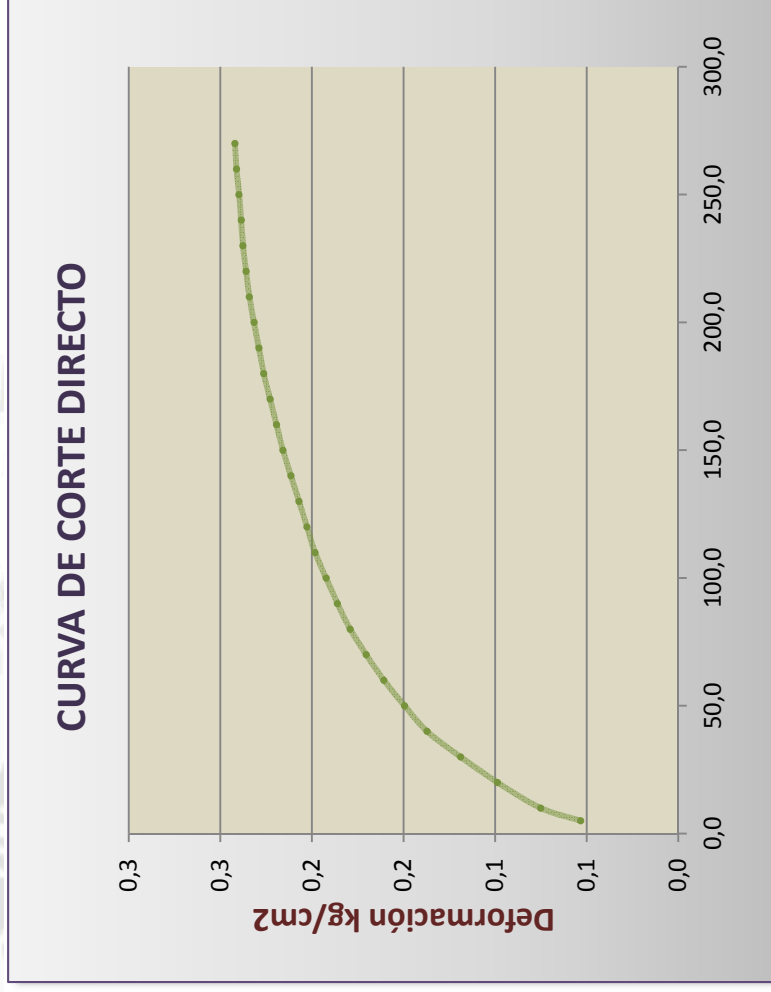


$\Delta$ (mm)	T	T inter. (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	61.0	1.9182	0.05
10.0	86.0	2.7044	0.08
20.00	113.0	3.5535	0.10
30.0	136.0	4.2767	0.12
40.0	157.0	4.9371	0.14
50.0	171.0	5.3774	0.15
60.0	184.0	5.7862	0.16
70.0	195.0	6.13	0.17
80.0	205.0	6.45	0.18
90.0	213.0	6.70	0.19
100.0	220.0	6.92	0.19
110.0	227.0	7.14	0.20
120.0	232.0	7.30	0.20
130.0	237.0	7.46	0.21
140.0	242.0	7.61	0.21
150.0	247.0	7.77	0.22
160.0	251.0	7.90	0.22
170.0	255.0	8.02	0.22
180.0	259.0	8.15	0.23
190.0	262.0	8.24	0.23
200.0	265.0	8.34	0.23
210.0	268.0	8.43	0.23
220.0	270.0	8.49	0.24
230.0	272.0	8.56	0.24
240.0	273.0	8.59	0.24
250.0	274.5	8.63	0.24
260.0	276.0	8.68	0.24

AREA = 36 cm<sup>2</sup>

PH = 12 kg

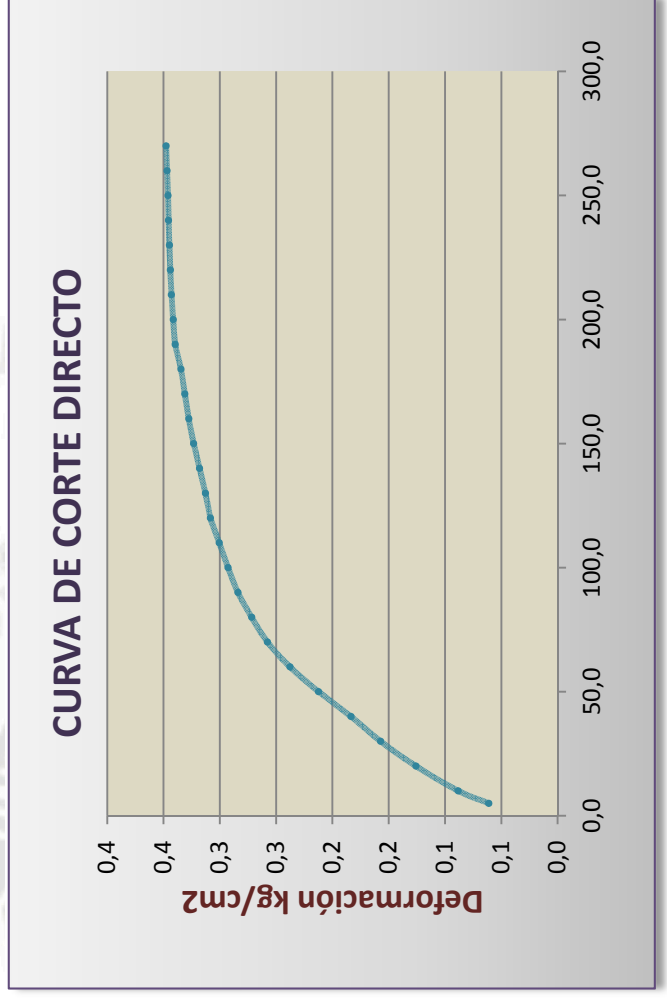
$\sigma = 0.333$  kg/cm<sup>2</sup>



AREA = 36 cm<sup>2</sup>

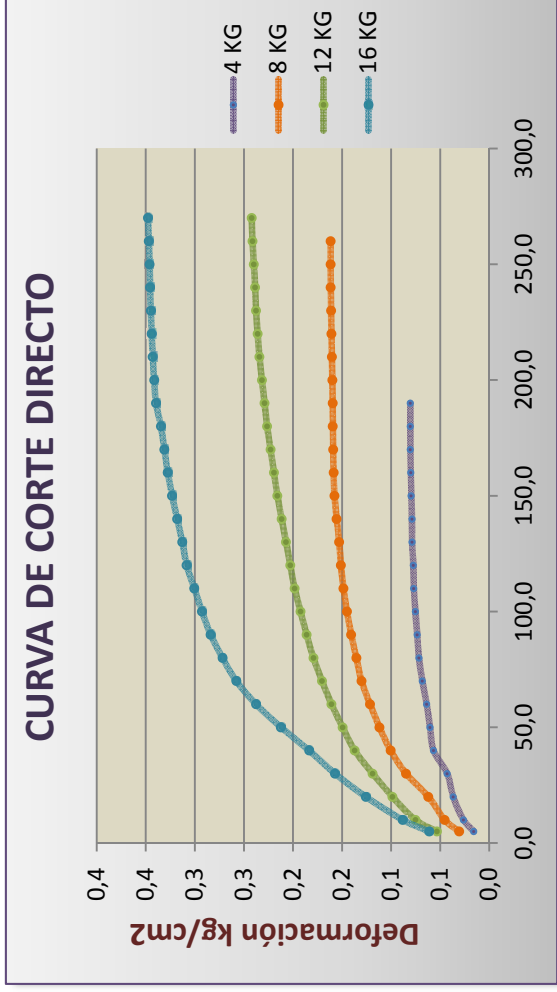
PH = 16 kg

$\sigma = 0.444 \text{ kg/cm}^2$

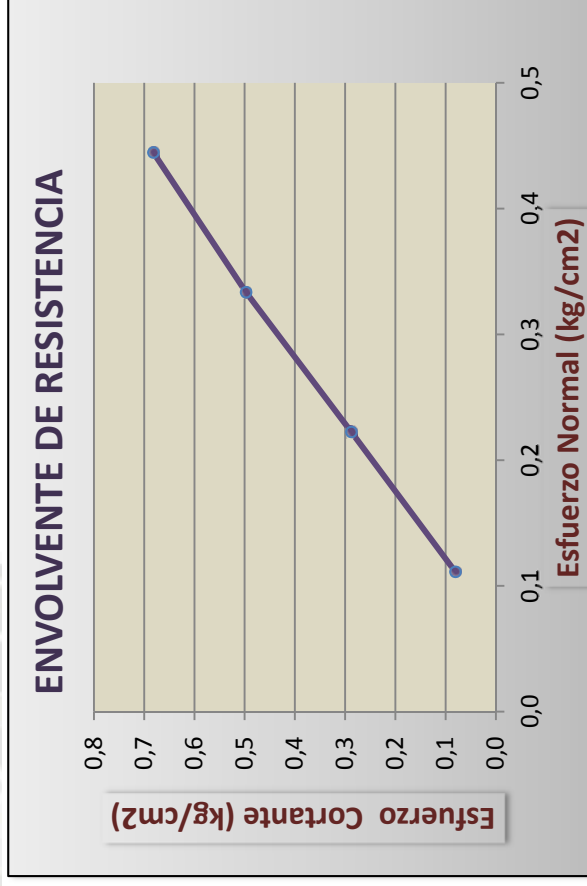


$\Delta$ (mm)	T	T inter. (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	70.0	2.2013	0.0611
10.0	101.0	3.1761	0.0882
20.00	144.0	4.5283	0.1258
30.0	180.0	5.6604	0.1572
40.0	210.0	6.60	0.1835
50.0	243.0	7.64	0.2123
60.0	272.0	8.56	0.2377
70.0	295.0	9.28	0.2577
80.0	311.0	9.78	0.2717
90.0	325.0	10.22	0.2839
100.0	335.0	10.54	0.2927
110.0	344.0	10.82	0.3005
120.0	353.0	11.10	0.3084
130.0	358.0	11.26	0.3127
140.0	364.0	11.45	0.3180
150.0	370.0	11.64	0.3232
160.0	375.0	11.79	0.3276
170.0	379.0	11.92	0.3311
180.0	383.0	12.04	0.3345
190.0	389.0	12.23	0.3396
200.0	391.0	12.29	0.3413
210.0	393.0	12.35	0.3430
220.0	394.0	12.38	0.3439
230.0	395.0	12.41	0.3447
240.0	396.0	12.44	0.3456
250.0	396.5	12.46	0.3460
260.0	397.5	12.49	0.3469

AREA = 36 cm<sup>2</sup>



N° ENSAYO	P	σ	T	T
	kg	kg/cm <sup>2</sup>	kg	kg/cm <sup>2</sup>
1	4	0.111	2.893	0.080
2	8	0.222	10.350	0.288
3	12	0.333	17.900	0.497
4	16	0.444	24.540	0.682



Del Envolvente de Resistencia, se obtiene las propiedades del suelo:

$$c = 0.00$$

$$\text{Tan } \phi = 0.533$$

$$\phi = 28.06$$

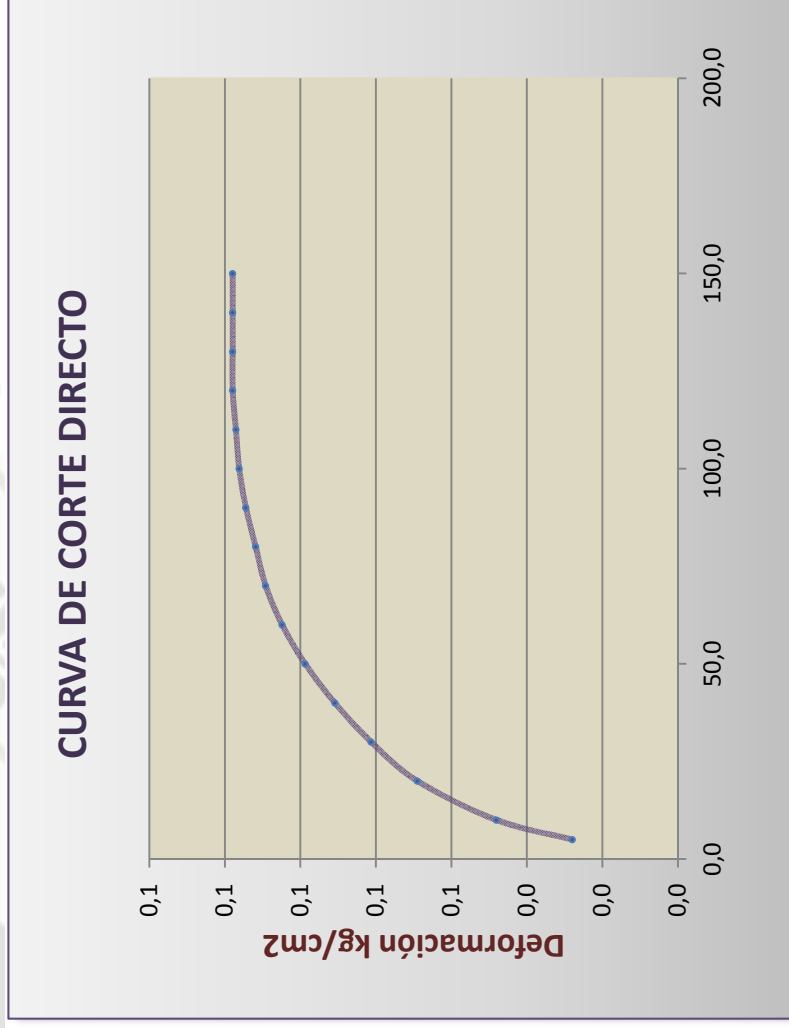
**b).- CALICATA N° 02**

$\Delta$ (mm)	T	T interp (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	32.0	1.0063	0.03
10.0	55.0	1.7296	0.05
20.00	79.0	2.4843	0.07
30.0	93.0	2.9245	0.08
40.0	104.0	3.2704	0.09
50.0	113.0	3.5535	0.10
60.0	120.0	3.7736	0.10
70.0	125.0	3.9308	0.11
80.0	128.0	4.0252	0.11
90.0	131.0	4.1195	0.11
100.0	133.0	4.1824	0.12
110.0	134.0	4.2138	0.12
120.0	135.0	4.2453	0.12
130.0	135.0	4.2453	0.12
140.0	135.0	4.2453	0.12
150.0	135.0	4.2453	0.12

AREA = 36 cm<sup>2</sup>

Ph = 4 kg

$\sigma = 0.111 \text{ kg/cm}^2$



$\Delta$ (mm)	T	T interp (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	46.0	1.4465	0.04
10.0	64.0	2.0126	0.06
20.00	93.0	2.9245	0.08
30.0	115.0	3.6164	0.10
40.0	131.0	4.1195	0.11
50.0	143.0	4.4969	0.12
60.0	156.0	4.9057	0.14
70.0	166.0	5.2201	0.15
80.0	175.0	5.5031	0.15
90.0	179.0	5.6289	0.16
100.0	182.0	5.7233	0.16
110.0	185.0	5.8176	0.16
120.0	188.0	5.9119	0.16
130.0	190.0	5.9748	0.17
140.0	192.0	6.04	0.17
150.0	194.0	6.10	0.17
160.0	196.0	6.16	0.17
170.0	198.0	6.23	0.17
180.0	200.0	6.29	0.17
190.0	200.5	6.31	0.18
200.0	200.5	6.31	0.18
210.0	200.5	6.31	0.18

AREA = 36 cm<sup>2</sup>

Ph = 8 kg

$\sigma$  = 0.222 kg/cm<sup>2</sup>

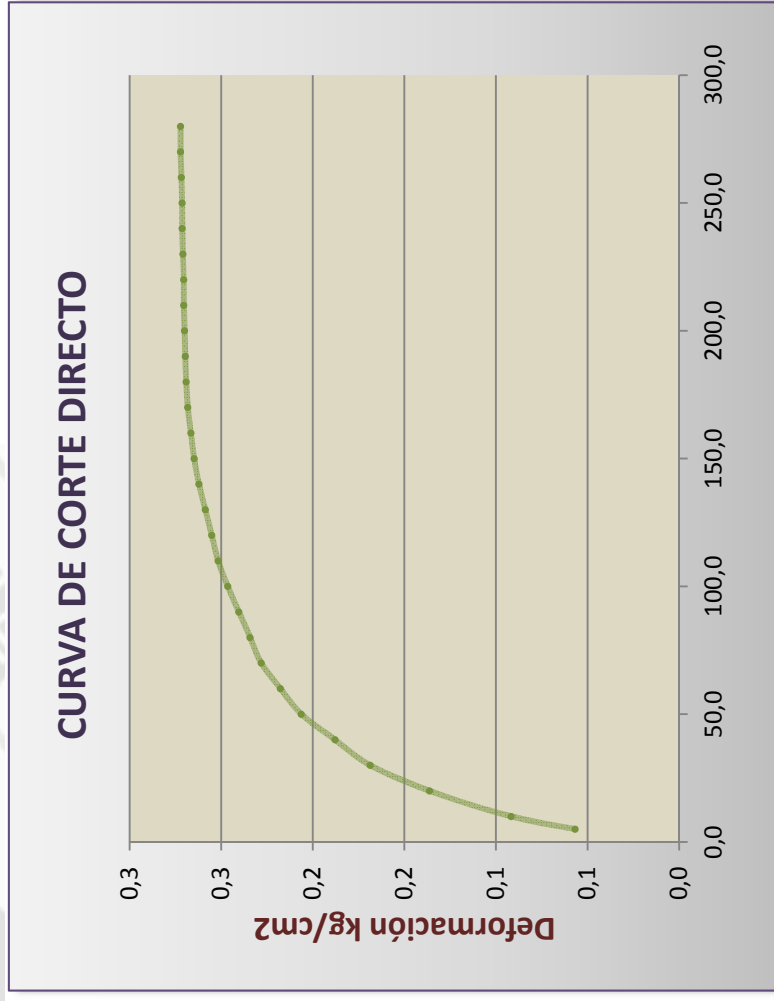


$\Delta$ (mm)	T	T interp (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	65.0	2.0440	0.0568
10.0	105.0	3.3019	0.0917
20.00	156.0	4.9057	0.1363
30.0	193.0	6.07	0.1686
40.0	215.0	6.76	0.1878
50.0	236.0	7.42	0.2062
60.0	249.0	7.83	0.2176
70.0	261.0	8.21	0.2281
80.0	268.0	8.43	0.2342
90.0	275.0	8.65	0.2403
100.0	282.0	8.87	0.2464
110.0	288.0	9.06	0.2516
120.0	292.0	9.18	0.2551
130.0	296.0	9.31	0.2586
140.0	300.0	9.44	0.2621
150.0	303.0	9.53	0.2647
160.0	305.0	9.59	0.2665
170.0	307.0	9.66	0.2682
180.0	308.0	9.69	0.2691
190.0	308.5	9.70	0.2695
200.0	309.0	9.72	0.2700
210.0	309.5	9.73	0.2704
220.0	309.5	9.73	0.2704
230.0	310.0	9.75	0.2708
240.0	310.5	9.77	0.2713
250.0	310.5	9.77	0.2713

AREA = 36 cm<sup>2</sup>

Ph = 12 kg

$\sigma = 0.333 \text{ kg/cm}^2$

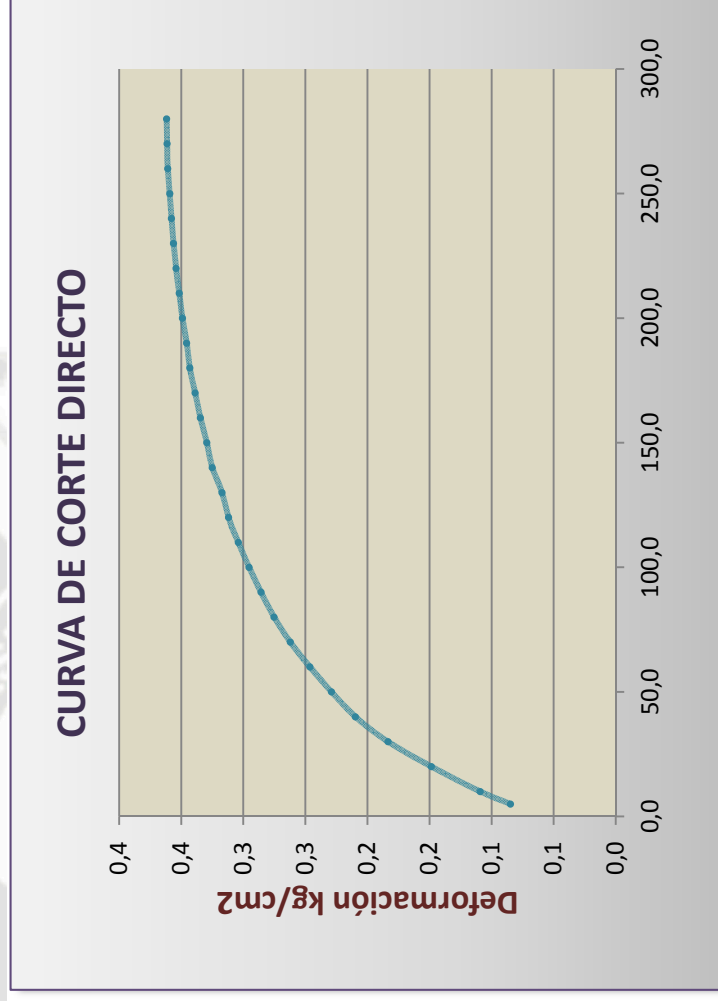


$\Delta$ (mm)	T	T interp (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	97.0	3.0503	0.0847
10.0	125.0	3.9308	0.1092
20.00	170.0	5.3459	0.1485
30.0	210.0	6.60	0.1835
40.0	240.0	7.55	0.2097
50.0	262.0	8.24	0.2289
60.0	282.0	8.87	0.2464
70.0	300.0	9.44	0.2621
80.0	315.0	9.91	0.2752
90.0	327.0	10.28	0.2857
100.0	338.0	10.63	0.2953
110.0	348.0	10.94	0.3040
120.0	357.0	11.23	0.3119
130.0	363.0	11.42	0.3171
140.0	372.0	11.70	0.3250
150.0	377.0	11.86	0.3293
160.0	383.0	12.04	0.3345
170.0	388.0	12.20	0.3388
180.0	393.0	12.35	0.3430
190.0	396.0	12.44	0.3456
200.0	400.0	12.56	0.3490
210.0	403.0	12.66	0.3515
220.0	406.0	12.75	0.3541
230.0	408.5	12.82	0.3562
240.0	410.5	12.89	0.3579
250.0	412.0	12.93	0.3592
260.0	414.0	12.99	0.3609

AREA = 36 cm<sup>2</sup>

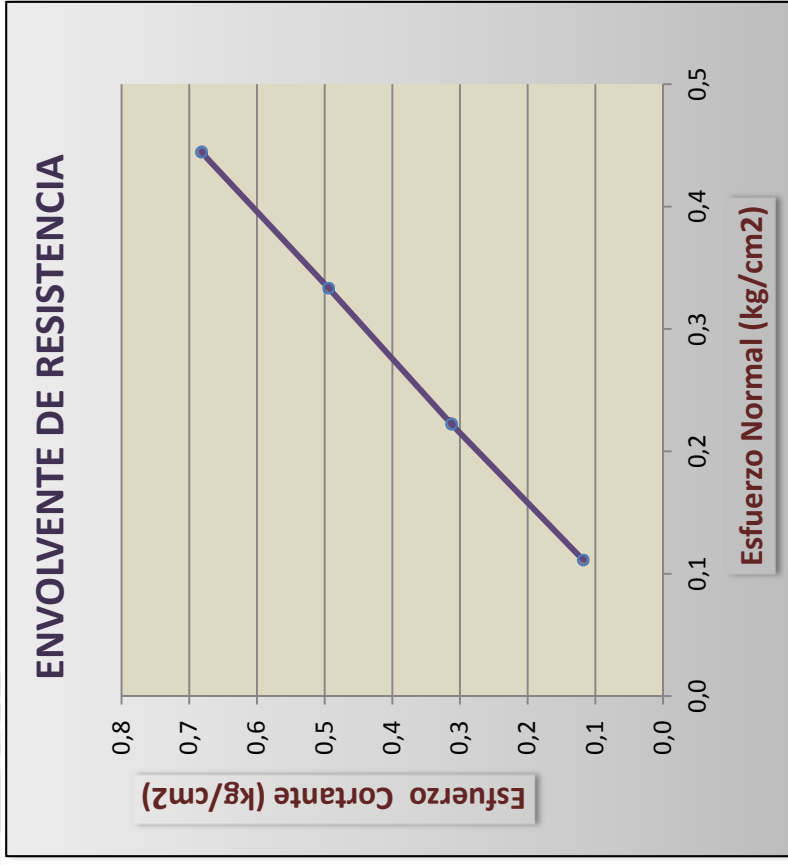
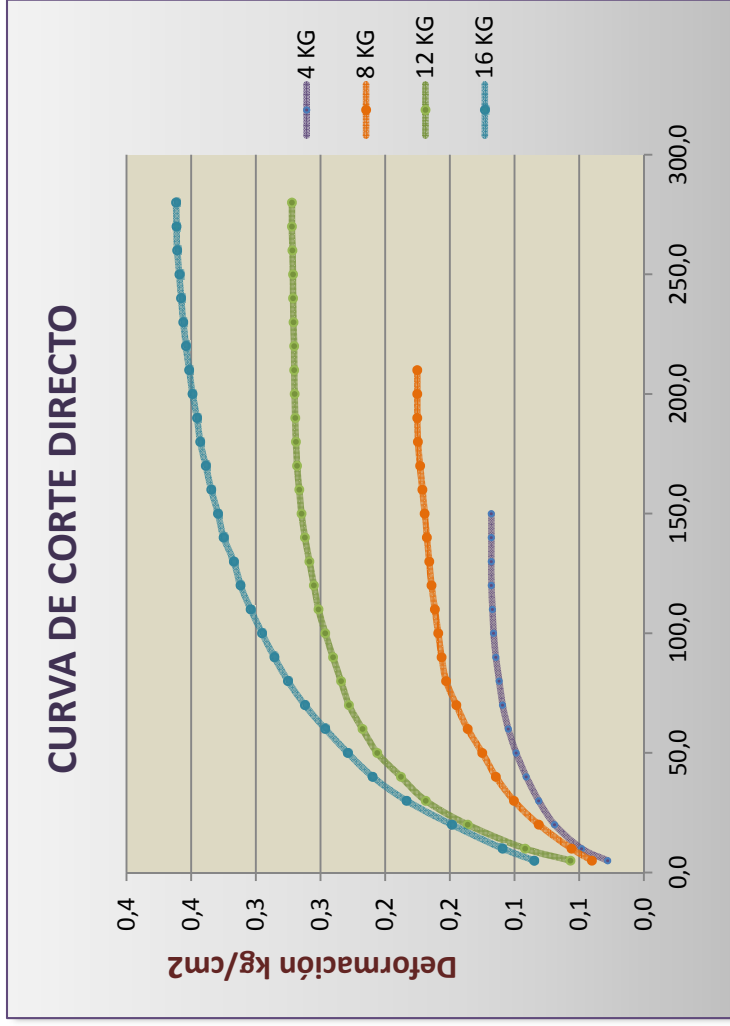
Ph = 16 kg

$\sigma = 0.444$  kg/cm<sup>2</sup>



AREA = 36 cm<sup>2</sup>

N° ENSAY	P	σ	T	τ
	kg	kg/cm <sup>2</sup>	kg	kg/cm <sup>2</sup>
1	4	0.111	4.245	0.118
2	8	0.222	11.250	0.313
3	12	0.333	17.790	0.494
4	16	0.444	24.560	0.682



Del Envolvente de Resistencia, se obtiene las propiedades del suelo:

$$c = 0.00$$

$$\text{Tan } \phi = 0.591$$

$$\phi = 30.57$$

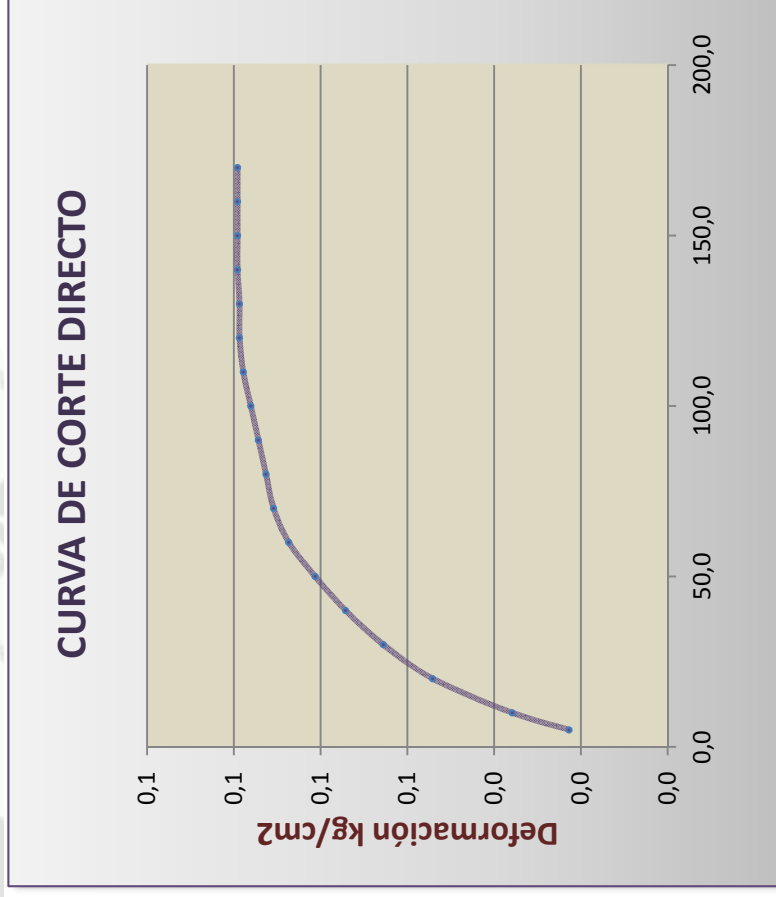
c).- CALICATA N° 03

$\Delta$ (mm)	T	T inter. (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	26.0	0.8176	0.0227
10.0	41.0	1.2893	0.0358
20.00	62.0	1.9497	0.0542
30.0	75.0	2.3585	0.0655
40.0	85.0	2.6730	0.0742
50.0	93.0	2.9245	0.0812
60.0	100.0	3.1447	0.0874
70.0	104.0	3.2704	0.0908
80.0	106.0	3.3333	0.0926
90.0	108.0	3.3962	0.0943
100.0	110.0	3.4591	0.0961
110.0	112.0	3.5220	0.0978
120.0	113.0	3.5535	0.0987
130.0	113.0	3.5535	0.0987
140.0	113.5	3.5692	0.0991
150.0	113.5	3.5692	0.0991
160.0	113.5	3.5692	0.0991
170.0	113.5	3.5692	0.0991

AREA = 36 cm<sup>2</sup>

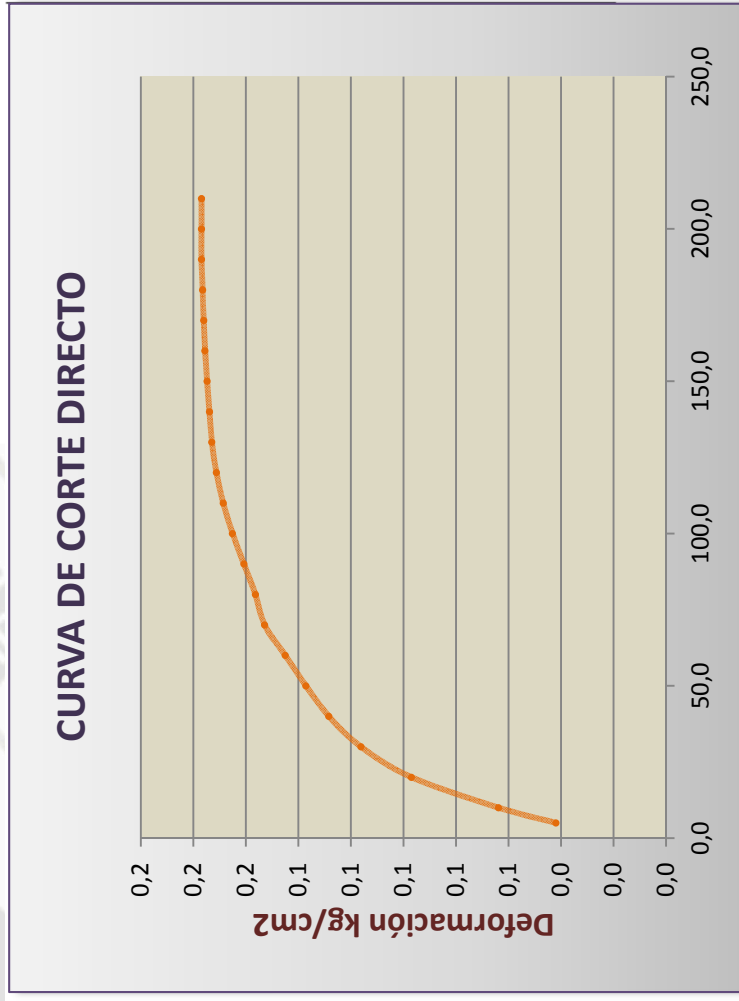
PH = 4 kg

$\sigma = 0.111$  kg/cm<sup>2</sup>



$\Delta$ (mm)	T	T inter. (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	48.0	1.5094	0.04
10.0	73.0	2.2956	0.06
20.00	111.0	3.4906	0.10
30.0	133.0	4.1824	0.12
40.0	147.0	4.6226	0.13
50.0	157.0	4.9371	0.14
60.0	166.0	5.2201	0.15
70.0	175.0	5.5031	0.15
80.0	179.0	5.6289	0.16
90.0	184.0	5.7862	0.16
100.0	189.0	5.9434	0.17
110.0	193.0	6.07	0.17
120.0	196.0	6.16	0.17
130.0	198.0	6.23	0.17
140.0	199.0	6.26	0.17
150.0	200.0	6.29	0.17
160.0	201.0	6.32	0.18
170.0	201.5	6.34	0.18
180.0	202.0	6.35	0.18
190.0	202.5	6.37	0.18
200.0	202.5	6.37	0.18
210.0	202.5	6.37	0.18

AREA = 36 cm<sup>2</sup>  
 PH = 8 kg  
 $\sigma = 0.222$  kg/cm<sup>2</sup>

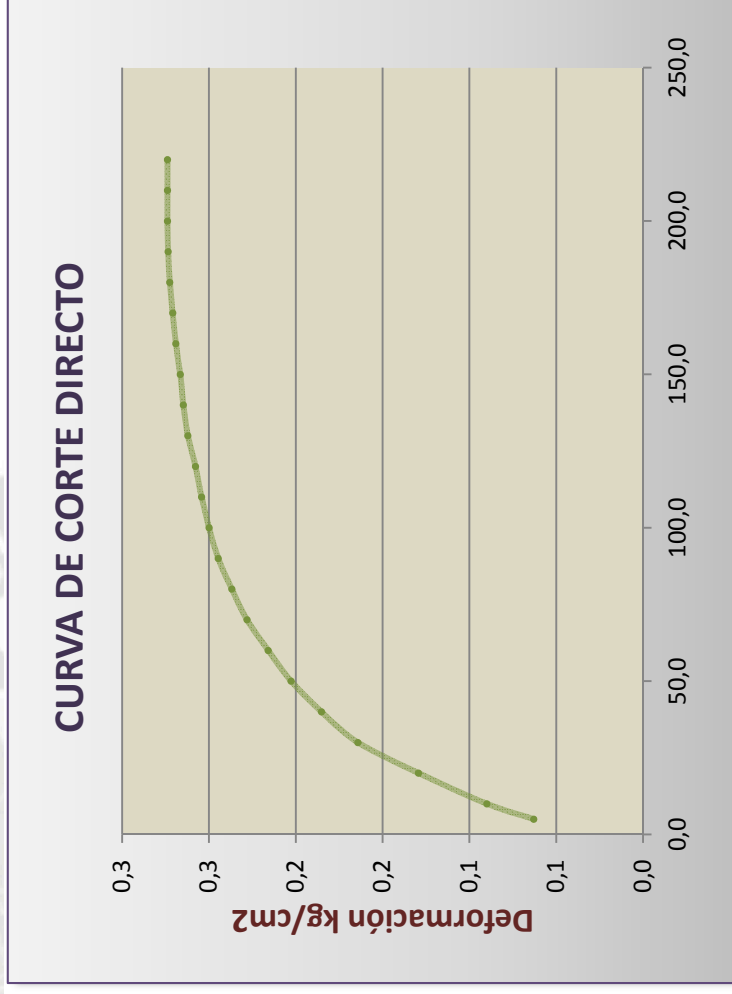


$\Delta$ (mm)	T	T inter. (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	72.0	2.2642	0.06
10.0	103.0	3.2390	0.09
20.00	148.0	4.6541	0.13
30.0	188.0	5.9119	0.16
40.0	212.0	6.67	0.19
50.0	232.0	7.30	0.20
60.0	247.0	7.77	0.22
70.0	261.0	8.21	0.23
80.0	271.0	8.52	0.24
90.0	280.0	8.81	0.24
100.0	286.0	9.00	0.25
110.0	291.0	9.15	0.25
120.0	295.0	9.28	0.26
130.0	300.0	9.44	0.26
140.0	303.0	9.53	0.26
150.0	305.0	9.59	0.27
160.0	308.0	9.69	0.27
170.0	310.0	9.75	0.27
180.0	312.0	9.81	0.27
190.0	313.0	9.84	0.27
200.0	313.5	9.86	0.27
210.0	313.5	9.86	0.27
220.0	313.5	9.86	0.27

AREA = 36 cm<sup>2</sup>

PH = 12 kg

$\sigma = 0.333$  kg/cm<sup>2</sup>

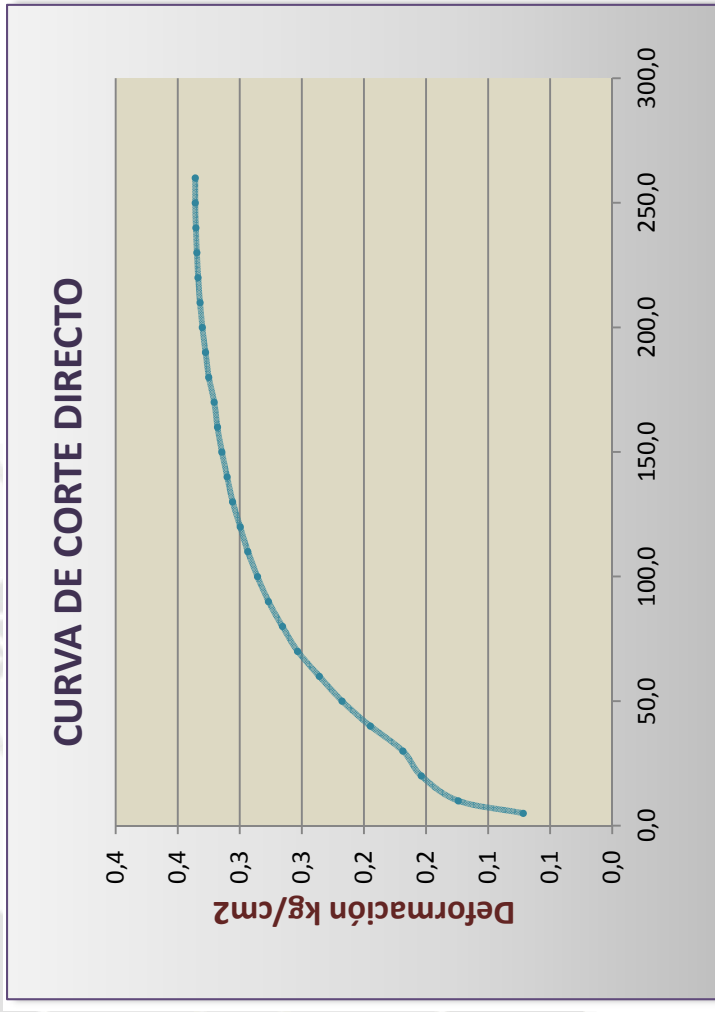


$\Delta$ (mm)	T	T inter. (kg)	T (kg/cm <sup>2</sup> )
5.00	82.0	2.5786	0.0716
10.0	142.0	4.4654	0.1240
20.00	176.0	5.5346	0.1537
30.0	193.0	6.07	0.1686
40.0	223.0	7.01	0.1948
50.0	249.0	7.83	0.2176
60.0	270.0	8.49	0.2359
70.0	290.0	9.12	0.2534
80.0	304.0	9.56	0.2656
90.0	317.0	9.97	0.2769
100.0	327.0	10.28	0.2857
110.0	336.0	10.57	0.2935
120.0	343.0	10.79	0.2996
130.0	350.0	11.01	0.3058
140.0	355.0	11.16	0.3101
150.0	360.0	11.32	0.3145
160.0	364.0	11.45	0.3180
170.0	367.0	11.54	0.3206
180.0	372.0	11.70	0.3250
190.0	375.0	11.79	0.3276
200.0	378.0	11.89	0.3302
210.0	380.0	11.95	0.3319
220.0	382.0	12.01	0.3337
230.0	383.0	12.04	0.3345
240.0	384.0	12.07	0.3354
250.0	384.5	12.09	0.3358
260.0	384.5	12.09	0.3358

AREA = 36 cm<sup>2</sup>

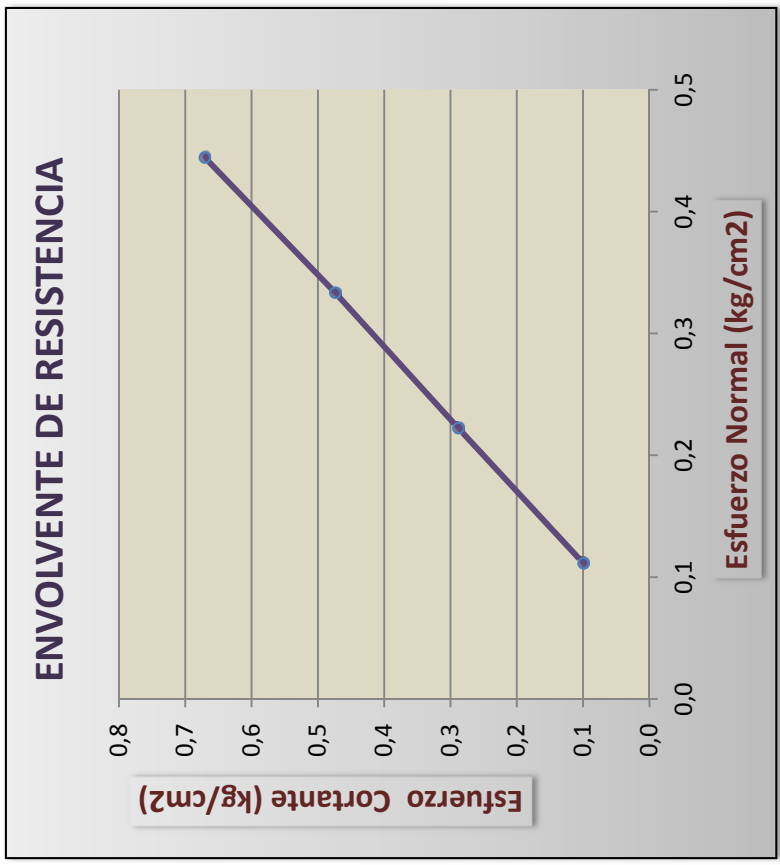
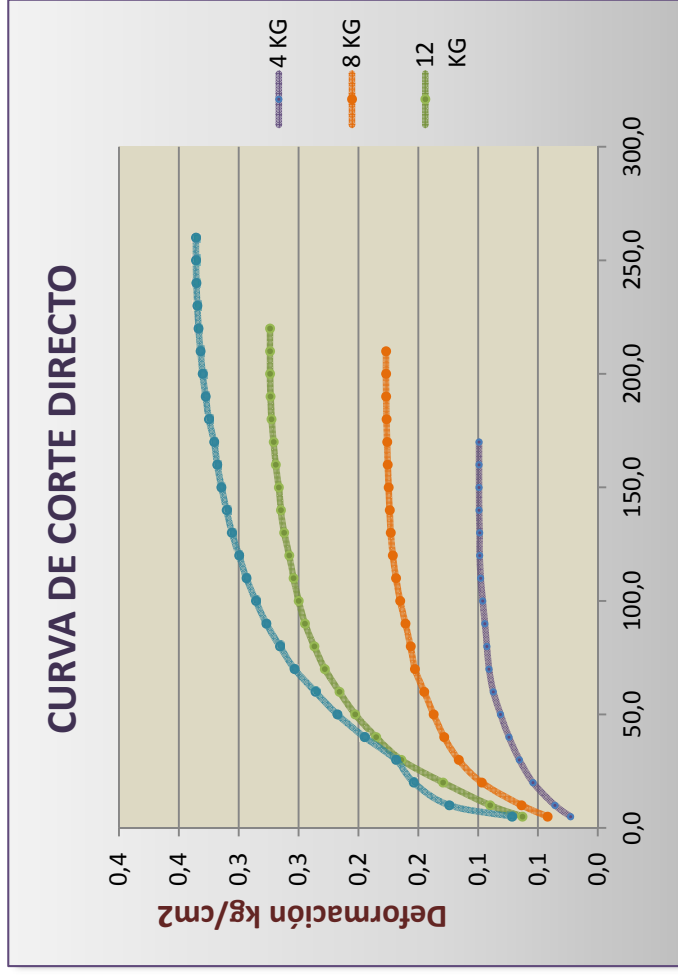
PH = 16 kg

$\sigma = 0.444$  kg/cm<sup>2</sup>



AREA = 36 cm<sup>2</sup>

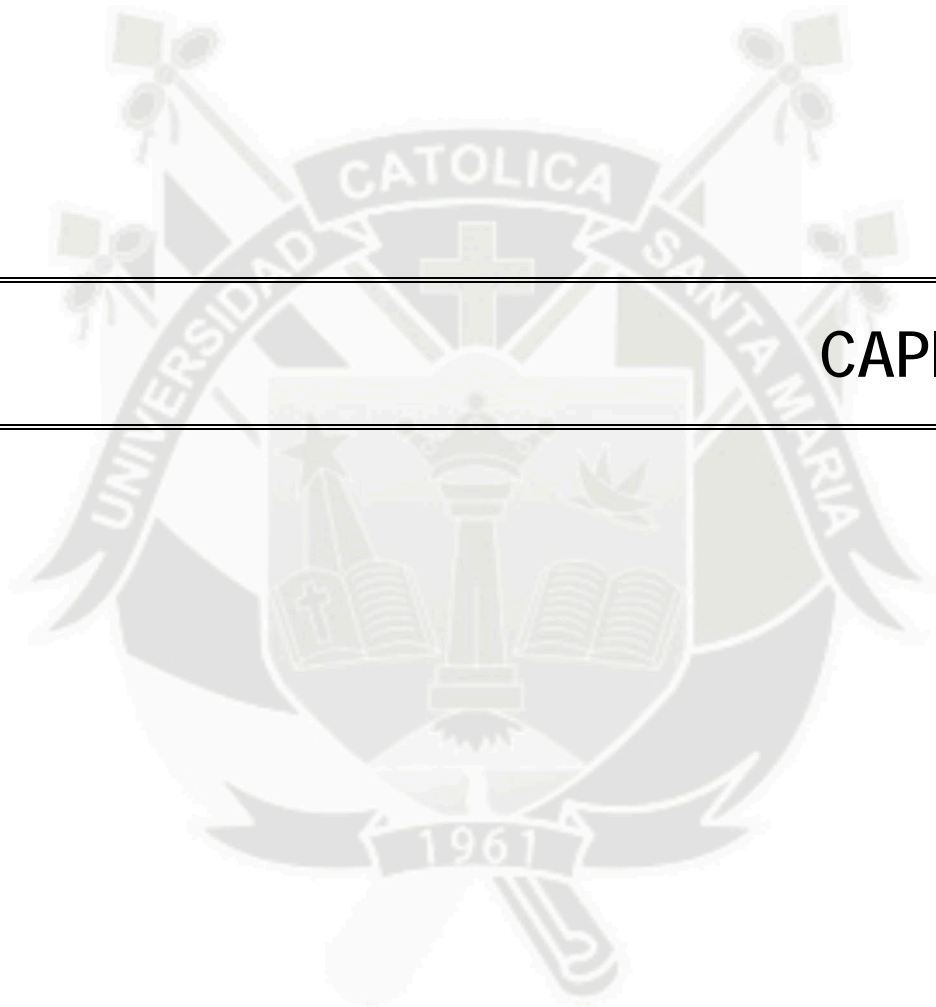
N° ENSAYO	P	σ	T	τ
	kg	kg/cm <sup>2</sup>	kg	kg/cm <sup>2</sup>
1	4	0.111	3.569	0.099
2	8	0.222	10.370	0.288
3	12	0.333	17.050	0.474
4	16	0.444	24.140	0.671



Del Envoltorio de Resistencia, se obtiene las propiedades del suelo:

$c = 0.00$

$\text{Tan } \phi = 0.593$   
 $\phi = 30.69$



---

## CAPITULO III

---

## CAPITULO III

### ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

#### 3.1 Capacidad Portante del Suelo.

Con las propiedades del suelo (ángulo de fricción y cohesión) obtenidos mediante el ensayo de corte directo, en la condición más desfavorable y aplicando el Método de *Hansen* para cimentaciones superficiales se determina la capacidad portante del suelo.

La capacidad de carga admisible se refiere a la capacidad que tiene un suelo de soportar una estructura y las presiones que este genere. Para obtener este valor, se determina primero la denominada capacidad de carga última, la cual es la carga por unidad de área que ocasionaría falla por cortante en el suelo. Después de determinar la capacidad de carga ultima se puede calcular la capacidad de carga admisible, al dividirla entre un factor de seguridad.

La carga admisible del suelo también se conoce como capacidad portante del suelo.

Para Cimientos Corridos:

$$q_u = q \cdot N_q + c \cdot N_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \qquad q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

*Características del Estrado:*

$\Phi$	: Ángulo de fricción interna	=	29.77	Grados.
$\Phi$	: Ángulo de fricción interna	=	0.52	Rad.
C	: Cohesión	=	0.00	Tnf/m3.
$\gamma$	: Densidad natural	=	1.83	Tnf/m3.
$F_s$	: Factor de seguridad	=	3.00	

*Dimensiones del cimiento crítico:*

$D_f$	: Profundidad de cimentación	=	1.50	m.
B	: Ancho del cimiento	=	1.00	m.
q	: Peso del suelo	=	2.74	Tnf/m2.

*Hallando los Factores de Capacidad de Carga:*

$$N_q = N_p e^{\pi \cdot \tan \Phi} \quad \Rightarrow \quad N_q = 17.932$$

$$N_c = \frac{1}{\tan \Phi} (N_q - 1) \quad \Rightarrow \quad N_c = 29.599$$

$$N_\gamma = 1.5 \tan \Phi (N_q - 1) \quad \Rightarrow \quad N_\gamma = 14.529$$

Reemplazando en las ecuaciones de la capacidad portante ultima ( $q_u$ ) y la capacidad portante admisible ( $q_{adm}$ ) tenemos:

$$q_u = 62.48 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{adm} = 2.08 \text{ kg/cm}^2$$

Para Zapatas:

$$q_u = q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} + c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d}$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

Características del Estrado:

$\Phi$	: Ángulo de fricción interna	=	29.77	Grados.
$\Phi$	: Ángulo de fricción interna	=	0.52	Rad.
C	: Cohesión	=	0.00	Tnf/m3.
$\gamma$	: Densidad natural	=	1.83	Tnf/m3.
$F_s$	: Factor de seguridad	=	3.00	

Dimensiones de la zapata más crítica:

$D_f$	: Profundidad de cimentación	=	2.00	m.
B	: Ancho de zapata	=	1.00	m.
L	: Largo de zapata	=	2.00	m.
q	: Peso del suelo	=	3.66	Tnf/m2.

Hallando los Factores de Capacidad de Carga:

$$N_q = N_p e^{\pi \cdot \tan \Phi} \Rightarrow N_q = 17.932$$

$$N_c = \frac{1}{\tan \Phi} (N_q - 1) \Rightarrow N_c = 29.599$$

$$N_\gamma = 1.5 \tan \Phi (N_q - 1) \Rightarrow N_\gamma = 14.529$$

Hallando los Factores de Forma:

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \Phi \Rightarrow F_{qs} = 1.286$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{B Nq}{L Nc} \quad \Rightarrow \quad F_{cs} = 1.303$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad \Rightarrow \quad F_{\gamma s} = 0.800$$

Hallando los Factores de Profundidad:

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{Df}{B} \quad \Rightarrow \quad F_{qd} = 0.867$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{Df}{B} \quad \Rightarrow \quad F_{cd} = 0.817$$

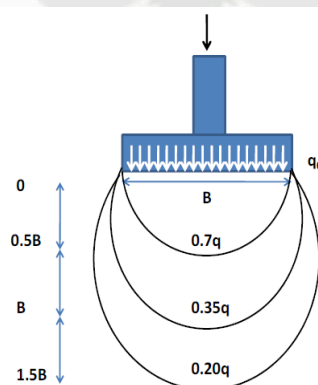
$$F_{\gamma d} = 1 \quad \Rightarrow \quad F_{\gamma d} = 1.000$$

Reemplazando en las ecuaciones de la capacidad portante ultima ( $q_u$ ) y la capacidad portante admisible ( $q_{adm}$ ) tenemos:

$$q_u = 83.79 \text{ Tnf/m}^2.$$

$$q_{adm} = 2.79 \text{ kg/cm}^2.$$

Presiones a mayor profundidad en el suelo.



: Distribución de presiones verticales en el suelo bajo una zapata cuadrada en función de una carga de contacto q. (Elaboración Propia)

*Esfuerzos del suelo (Bibliografía - Libro N°05 Cap. X)*

### 3.2 Cálculo de Asentamientos.

Se analiza el asentamiento elástico inmediato que sufre el suelo bajo una carga aplicada. Este asentamiento como su nombre lo dice, ocurre inmediatamente después de la aplicación de la carga, y se debe a la deformación elástica de los suelos.

Las zapatas se consideran flexibles, por lo que el asentamiento elástico está dado por:

Asentamiento Elástico (Se) en la esquina de la Zapata flexible.

$$S_e = \frac{q B (1 - \sigma^2) \alpha}{E} \frac{1}{2}$$

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[ \ln\left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m}\right) + m \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1}\right) \right]$$

q	Capacidad portante	=	2.79	kg/cm <sup>2</sup>
B	Ancho de la zapata	=	90	cm
L	Largo de la zapata	=	150	cm
μ	Relación de Poisson	=	0.30	
E	Módulo de elasticidad	=	703.4	kg/cm <sup>2</sup>
m	Largo / Ancho	=	1.6667	

α	=	1.42
---	---	------

Se	=	0.23	cm
----	---	------	----

Asentamiento Elástico (Se) en el centro de la Zapata flexible.

$$S_e = \frac{q B (1 - \sigma^2) \alpha}{E}$$

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[ \ln\left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m}\right) + m \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1}\right) \right]$$

q	Capacidad portante	=	2.79	kg/cm <sup>2</sup>
B	Ancho de la zapata	=	90	cm
L	Largo de la zapata	=	150	cm
μ	Relación de Poisson	=	0.30	
E	Módulo de elasticidad	=	703.4	kg/cm <sup>2</sup>
m	Largo / Ancho	=	1.6667	

α	=	1.42
---	---	------

Se	=	0.46	cm
----	---	------	----



## CAPITULO IV

### PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS

#### 4.1. Introducción.

El predimensionamiento de los elementos estructurales consiste en definir las características geométricas, así como el proceso de estructuración consiste en definir la ubicación, debido a que el objeto del diseño es determinar las dimensiones y características de los elementos de toda la estructura, para que puedan cumplir su función prevista con un grado de seguridad razonable y a un costo mínimo en condiciones de servicio.

En el presente capítulo se desarrollará el predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales (losas, vigas, muros, columnas), considerando los criterios y recomendaciones que son de uso práctico, pues esta etapa es una de las más importante dentro del proceso de diseño de la edificación dado que al no predimensionar adecuadamente se repetirá nuevamente el proceso de predimensionado.

#### 4.2. Forma esquemática del edificio como sistema estructural total.

Un objetivo importante del diseño, es el planteamiento estructural de la edificación, de tal manera que ésta tenga un buen comportamiento frente a cargas de gravedad, sismo y/o viento, que al concluir nos presenta la idealización y modelaje mecánico del edificio.

En el desarrollo se ha considerado un sistema de pórticos combinados con muros de corte, esto para controlar la flexibilidad del edificio y con ello los desplazamientos máximos de la estructura, considerándose su empleo dado la importancia del edificio (Categoría C) de acuerdo a la *Norma NTE E.030 [3] Artículo 13°*. Para la concepción estructural se ha tenido en consideración los siguientes criterios para lograr una estructura sismo resistente, estos son:

\* **Simplicidad y Simetría:** Las fuerzas de sismo se podrán idealizar actuando en el centro de masa de cada piso, mientras que las fuerzas que absorben los elementos estarán ubicadas en el centro de rigidez; si no existe coincidencia entre el centro de masas y el centro de rigidez el movimiento sísmico no solo ocasionará un movimiento de traslación, sino adicionalmente un giro en la planta estructural (torsión), la cual hace incrementar las fuerzas debido al sismo, pudiéndose sobrepasar los esfuerzos resistentes.

\* **Uniformidad y Continuidad de la Estructura:** Si se usan placas y se requiere eliminarlas en algún nivel, no deberá hacerse un cambio brusco, sino reducciones paulatinas de manera de obtener una transición. Si las placas se interrumpen en los niveles inferiores (caso típico de estacionamientos), el problema es aún mayor, pues adicional al hecho de la concentración de esfuerzos, se concentran las demandas de ductilidad en las columnas inferiores, lo cual es muy difícil de conseguir dada las

características propias de las columnas

\* **Rigidez Lateral:** Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales.

Las deformaciones importantes durante un sismo, ocasionan mayor efecto de pánico en los usuarios de la estructura, mayores daños en los elementos no estructurales y en general mayores efectos perjudiciales, habiéndose comprobado un mejor comportamiento en estructuras rígidas que en estructuras flexibles.

\* **Resistencia y Ductilidad:** Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones. El sistema de resistencia sísmica debe existir por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de sus elementos.

Un antecedente importante que debe ser tomado en cuenta es la ubicación de las rótulas plásticas. El diseño debe tender que estas se produzcan en los elementos que contribuyan menos a la estabilidad de la estructura, por esta razón, es conveniente que ellas se produzcan en las vigas, independiente al hecho de estar más cerca de su resistencia última, contribuyen a disipar más tempranamente la energía sísmica.

Este control en la ubicación de las rótulas plásticas tiene la ventaja adicional de permitir que la ductilidad se otorgue en los puntos en que ella es necesaria, lo cual permite un diseño más económico.

Al diseñar una estructura de concreto armado, debe garantizarse que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto.

\* **Hiperestaticidad y Monolitismo:** Como concepto general de diseño sismo resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una distribución hiperestática. Ello logra una mayor capacidad resistente, al permitir que, por producción de rótulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica y por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad.

\* **Existencia de Losas que permitan considerar a la Estructura como una unidad (Diafragma Rígido):** En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y muros (placas) de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas una misma deformación lateral para un determinado nivel.

Esta condición debe ser verificada teniendo cuidado de no tener losas con grandes aberturas que debiliten la rigidez de estas, debe tenerse especial cuidado en las reducciones de planta con zonas tipo puente. Las estructuras alargadas en planta tienen mayor posibilidad de sufrir diferentes movimientos sísmicos aplicados en sus extremos, situación que puede producir resultados indeseables.

La solución a este problema sería independizar el edificio en dos o más secciones mediante juntas de separación sísmica.

\* **Influencia de los Elementos no Estructurales:** Se debe tener en cuenta la influencia de los elementos secundarios, ya que estos desempeñan un papel positivo en el sentido de que colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, debido principalmente a que al producirse agrietamientos internos aumentan los rozamientos. En los sismos violentos, al agrietarse en forma importante contribuyen a disipar energía sísmica aliviando a los elementos resistentes.

Sin embargo, presentan también efectos negativos como en algunos casos los presenta la tabiquería por ejemplo el caso de tabiquería colocada en forma asimétrica en planta, o tabiquería que producen columnas cortas. En estos casos debe corregirse estos efectos mediante la independización de los tabiques o mediante la inclusión de otros elementos de concreto armado que anulen los efectos mencionados.

\* **Sub Estructura o Cimentación:** La resistencia sísmica de la sub estructura debe tener una acción integral de la misma durante un sismo; además de las cargas verticales que actúan, los siguientes factores deberán considerarse respecto al diseño de la cimentación:

- a) Transmisión del corte basal de la estructura al suelo.
- b) Provisión para los momentos volcantes.
- c) Posibilidad de los movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.
- d) Licuefacción del sub suelo.

En el análisis estructural también se debe considerar la posibilidad de giro de la cimentación ya que estamos acostumbrados a considerar un empotramiento en la base de las columnas y muros, lo cual no es cierto en la mayoría de los casos. Mientras menos duros sean los terrenos de cimentación es mayor la importancia de considerar la posibilidad de giro de la cimentación, el cual afecta desde la determinación del periodo de vibración, el coeficiente sísmico, la distribución de fuerzas entre placas y pórticos y la distribución de esfuerzos en altura hasta los diseños de los diferentes elementos estructurales.

**El Diseño en Concreto Armado:** Las consideraciones más importantes para el diseño sismo resistente en concreto armado son:

- a) En el diseño por flexión buscar la falla por tracción evitando la falla por compresión, limitando la cuantía de acero a valores que proporcionen ductilidad adecuada.
- b) En un elemento sometido a flexión y cortante, se debe evitar la falla por cortante, ya que esta es frágil mientras la falla por flexión es dúctil.
- c) En un elemento comprimido o en zona donde existen compresiones importantes (máximos momentos), confinar el concreto con refuerzo transversal; el elemento en la etapa última al tender a deformarse transversalmente puede estallar, lo cual hace trabajar a tracción al refuerzo transversal (espiral o estribos), ejerciendo este por

reacción una presión de confinamiento.

- d) Diseñar los elementos continuos con cuantías de acero en tracción y en compresión que permitan la redistribución de momentos y una adecuada ductilidad.
- e) Diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos en relación a las vigas, de tal manera que las rótulas plásticas se formen en los extremos de vigas y no en las columnas.
- f) En un elemento sometido a flexo compresión y cortante (columnas y muros) dar más capacidad por cortante que por flexión.

Asimismo para la estructuración del edificio 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 Cargas de Gravedad

Las vigas fueron ubicadas en zonas donde existen tabiques que dividen los ambientes, de tal forma que sirva también como dintel para los vanos, logrando de esta forma conservar la arquitectura.

En esta etapa se definió los ejes de la estructura donde se ubicaron las columnas y placas del edificio, en donde a su vez estas se apoyan las vigas principales, esto para definir los sentidos donde descansan las viguetas del techo aligerado del edificio, generalmente en el sentido más corto del paño.

Adicionalmente se recurrió al uso de vigas chatas en las zonas donde había discontinuidades en el techo por la presencia de ductos de ventilación y de instalaciones sanitarias, así como volados en la fachada del edificio.

#### Para Cargas de Sismo

Se tiene un edificio de concreto armado, el cual se dividió en cuatro bloques, conformado por muros de corte (placas), columnas, vigas, y losas aligeradas.

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 se considera placas importantes ubicadas alrededor de la caja de ascensor para la integración de esta zona. Además también se aprovechó los límites de propiedad, contiguos con los vecinos de la parte posterior del edificio para considerar muros de corte.

Para la estructuración de las columnas se debe tener en cuenta hacia qué dirección se peraltan, de modo de ayudar con ellos a la rigidez lateral en el sentido más desfavorable. En este caso por rigidez del edificio las columnas están orientadas en la dirección X-X.

### 4.3 Predimensionamiento de los elementos estructurales.

Para el análisis y diseño de cualquier estructura es necesario conocer las propiedades y características de los elementos que componen el soporte estructural asignado en el proceso de estructuración, de aquí radica la importancia del predimensionamiento de los elementos estructurales, ya que gracias al predimensionamiento se puede determinar inicialmente las propiedades de cada elemento que serán posteriormente refinadas hasta lograr el diseño óptimo.

El predimensionamiento de los diferentes elementos del edificio, esta basado en las recomendaciones y normas para controlar deflexiones, esbeltez, comportamiento sísmico, entre otras.

#### 4.3.1 Predimensionamiento de Losas

Las losas son los elementos que hacen factible la existencia de los pisos y techos de una edificación, los cuales en unión con las vigas conforman un diafragma, el mismo que al amarrar a los pórticos que están compuestos por columnas y placas, permiten una adecuada distribución de las cargas laterales entre sí, así mismo se debe tener en cuenta los siguientes criterios.

- a) Las viguetas deben ser paralelas a la menor luz del paño.
- b) Las viguetas son perpendiculares a la dirección de los tabiques, evitando en lo posible el uso de vigas chatas.
- c) Tratar de cargar las placas puesto que estos están sometidos a grandes cortantes, y la carga axial que soporten favorece en su resistencia última al cortante en caso de sismo.

#### ESTRUCTURACION:

El sistema de carga vertical consta de losas aligeradas con bloques de tecknopor, vigas, columnas y placas. Se eligió la solución de losa aligerada con bloques de tecknopor debido al menor peso en comparación al aligerado con ladrillo de arcilla, para así disminuir la carga muerta de la edificación disminuyendo a su vez la fuerza sísmica de diseño. La carga muerta y viva de la edificación se transmite de las losas a las vigas luego ser trasladada por estas a las columnas, para luego ser transmitidas a la cimentación, El sótano se encuentra bordeado por placas de 40 cm. para sostener el empuje del terreno.

El edificio se encuentra en una zona sísmica y debido a su categoría de edificación esencial, la estructuración debe conducir a su desempeño sísmico resistente que reduzca de manera importante el daño durante un sismo severo. El sistema resistente a las cargas laterales consta de placas de concreto armado en ambas direcciones. Dichas placas toman gran porcentaje de las fuerzas laterales, dándole al edificio la rigidez y resistencia.

### 4.3.1. Losas Aligeradas

Para el dimensionamiento de las losas aligeradas se considera los siguientes espesores para cada longitud de luz libre, basado en el libro de Antonio Blanco Blasco

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.

Se *debe* entender que "h" expresa la altura o el espesor total de la losa aligerada y por tanto incluye los 5 cm de losa superior y el espesor del ladrillo de techo.

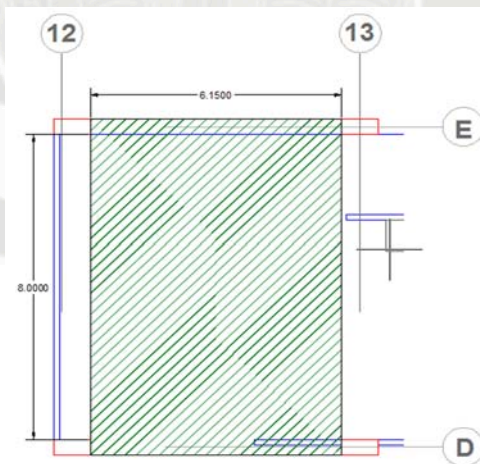
Mediante la *norma NTEE.060 [1] articulo 10,4°*, donde se especifica dimensionamientos para evitar el cálculo de deflexiones y se señalan también las flechas máximas permisibles para *losas aligeradas*.

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

h = Espesor de la losa

L = Luz libre más el espesor del aligerado, sin que sobrepase la distancia entre ejes.

Para este caso el paño de mayor luz libre se encuentra comprendido entre los ejes 12-13 y los ejes D-E y reemplazando en el criterio mencionado tenemos:



Este paño se repite a lo largo de los cuatro niveles, considerando este predimensionado para todo el edificio.

Largo = 8.00 m

Ancho = 6.15 m



h = 0.32 m

**h = 0.30 m de espesor**

Para los 4 bloques

### 4.3.2 Predimensionamiento de Vigas.

Las vigas se predimensionan teniendo en cuenta vigas principales y vigas secundarias

#### 4.3.2.1 Vigas Principales.

El punto de partida para el pre-dimensionamiento de vigas principales es la luz que esta cubre, considerando un peralte del orden de 1/10 @ 1/12 de la luz libre, debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa o techo, otros aspectos a considerar en el pre-dimensionamiento son la seguridad, economía, arquitectura y congestión de acero.

El *peralte* es del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre.

$$h = \text{Peralte}$$

$$Ln = \text{Luz libre}$$

$$h \geq \frac{Ln}{10} \text{ o } \frac{Ln}{12}$$

Además; las vigas deben resistir fuerzas de sismos según la *norma NTE E.060 [1] en el artículo 11.3.2°*, debe cumplir con lo siguiente:

Chequeo por Flexión:	$h \geq Ln/16$
Pandeo Lateral:	$b/h \geq 0,30$
Teoría Navier:	$d \leq Ln/4$
Distribución de Acero:	$b \geq 25 \text{ cm}$

Obteniendo para nuestra edificación peraltes de 0.70 m. en cuanto al ancho este puede variar entre 0.3 a 0.5 de la altura.

El *ancho* puede variar entre el 0.3 a 0.5 de la altura.  $0.3h < b_w < 0.5h$

y teniendo en cuenta el criterio anterior se optó por un ancho de 0.40 m.

Dimensiones para viga principal  $\longrightarrow$  0.40 X 070 Cm

#### 4.3.2.2 Vigas Secundarias.

Se denominan Vigas Secundarias debido a que no cargan losas de los pisos o techos; del mismo modo que en vigas principales se debe considerar la luz libre como punto de partida del pre-dimensionamiento además de los ya indicados antes como seguridad, economía, arquitectura y congestión de acero. Para el ancho de la viga se está considerando el ancho tributario correspondiente a la viga a pre-dimensionar:

Para uniformizar las vigas se consideran el mismo peralte hallado de las vigas principales.

Teniendo como sección de vigas las siguientes dimensiones:

Dimensiones para viga secundarias  $\longrightarrow$  0.40 X 070 cm

### 4.3.3 Pre-dimensionamiento de Columnas.

Las columnas se pre-dimensionan considerando básicamente la carga axial de compresión, ya que los muros de corte absorben los momentos de sismo, y a su vez controlan la rigidez lateral del edificio.

Por ser este proyecto una estructura con sistema mixto de pórticos y muros de corte en las dos direcciones, disminuyendo significativamente los momentos debidos a sismos en las columnas. En base a todo lo indicado se puede recomendar los siguientes criterios de dimensionamiento:

Este edificio tiene muros de corte en las dos direcciones, así como la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controlados por las columnas y placas, por lo que el predimensionamiento se realizaría:

$$\text{Area de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45f'c} \quad \text{Para columnas Interiores}$$

$$\text{Area de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35f'c} \quad \text{Para columnas exteriores}$$

$$P = \# \text{ pisos} \times \text{Área tributaria} \times \text{carga unitaria}$$

$P_{servicio}$  = Peso del área tributaria acumulada en el nivel.  
 $f'c$  = Resistencia del concreto

Además se debe tener en cuenta la *norma NTE E.060 artículo 12.4.2°*, donde menciona las disposiciones especiales para columnas sujetas a flexo compresión que resisten fuerzas de sismo, deben cumplir las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} \text{Ancho (a)} &\geq 0.25 \text{ m} \\ \text{Ancho / Largo (a/L)} &> 0.40 \end{aligned}$$

Tomando el criterio mencionado, las dimensiones de las columnas son:

Para columnas rectangulares  $\longrightarrow$  0.40 X 0.90 Para bloques 1,2 y 3

Debido a los efectos locales de esbeltez observados en las columnas, por la fórmula:

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

$L_n$  = luz libre de la columna en la dirección analizada

$r$  = radio de giro de la sección ( $I/A^{0.5}$ )

$M_1, M_2$  = Momentos en los extremos de las columnas

Por tanto para columnas circulares se vio por conveniente utilizar columnas de D=50 cm. Evitando así problemas de esbeltez

Para columnas circulares  $\longrightarrow$  D = 0.50 Para bloque 4

#### 4.3.4 Predimensionamiento de Muros de Corte (Placas).

Para predimensionar los muros se utiliza un método aproximado, el cual consiste en calcular las fuerzas cortantes en la base con el método establecido en la *Norma NTE E.060 artículo 15.4.3.1°* e igualarlos a la suma de la resistencia al corte de los muros, dada por:

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

- b = Espesor estimado de muros
- L = Metros lineales posibles de muros
- f<sub>c</sub> = Resistencia del concreto = 210 kg/cm<sup>2</sup>

Para edificios de pocos pisos se consideran 15cm de espesor, y para edificios altos se puede llegar a obtener espesores de 20, 25 ó 30cm, en este caso siendo una infraestructura de 4 niveles y por razones prácticas o motivos de predimensionamiento se considerara:

$$b = 0.30 \text{ m de espesor}$$

Para el cálculo de la cortante basal debido a sismo, por simplicidad, se hará uso de la siguiente expresión:

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

Donde de la *norma NTE E.030 Diseño Sismo resistente* se obtuvieron los siguientes datos:

Z	=	0.3	Zona 2 por ubicarse en el Depto. de Cusco.	<i>Art 5°</i>
U	=	1.3	Factor de Uso por ser un edificio de Categoría C.	<i>Art 10°</i>
C	=	2.5	Factor de Amplificación sísmica.	<i>Art 7°</i>
S	=	1.2	Factor de Amplificación de Suelo perfil de tipo S2.	<i>Art 6.2°</i>
R	=	8.0	Coficiente de Reducción Sísmica de Muros de Corte de Concreto Armado. Por ser una estructura irregular es R = 3/4(8) = 6.00	<i>Art 12°</i>
P	=	5000	Tn Peso total de la Edificación (Bloque I)	<i>Art 16.3°</i>
P	=	4178	Tn Peso total de la Edificación (Bloque I)	<i>Art 16.3°</i>
P	=	3800	Tn Peso total de la Edificación (Bloque I)	<i>Art 16.3°</i>
P	=	2727	Tn Peso total de la Edificación (Bloque I)	<i>Art 16.3°</i>

Para Bloque I	Vc =	731.31	Tn
Para Bloque II	Vc =	611.07	Tn
Para Bloque III	Vc =	555.81	Tn
Para Bloque IV	Vc =	398.86	Tn

Con los datos hallados obtenemos la longitud de muros que necesitamos en la dirección adecuada.

Para Bloque I	L =	31.74	m de largo
Para Bloque II	L =	26.52	m de largo
Para Bloque III	L =	24.12	m de largo
Para Bloque IV	L =	17.31	m de largo

Este método es referencial y se deberá efectuar una evaluación final luego de realizar un análisis sísmico.

#### 4.3.5 Pre dimensionamiento de Escaleras.

Las escaleras de la edificación se comportan como losas armadas en una dirección por lo cual la garganta se considerara según las recomendaciones prácticas como se especifica a continuación.

$$t = \frac{L}{25} \cong \frac{L}{20}$$

Dónde:

L: Luz libre proyectada horizontalmente.

Se considera un espesor constante de escalera de:

t =	0.17	m
-----	------	---

En base a la *norma NTE A.10 artículo 29°*, las escaleras deben cumplir:

$$0.60m < 2 CP+P < 0.64m$$

#### 4.4 Metrado de Cargas.

En general las cargas de la estructura son todas aquellas para las que el edificio debe ser diseñado y debe ser capaz de resistir, estas pueden ser muertas, vivas o de sismo, existen otros tipos de cargas que son menos comunes como las cargas de viento, nieve, cargas por efectos térmicos.

Las cargas en general son muy difíciles de representarlas, por ello se recurre a métodos de cierta precisión, los cuales nos simplifican su ordenamiento y permiten determinar las cargas en forma pragmática.

Por lo general las cargas son modeladas como cargas puntuales concentradas, cargas lineales o cargas superficiales. Las cargas son expresadas en fuerza por unidad de longitud. Las cargas superficialmente distribuidas se dan en términos de fuerza por unidad de área y se suelen transformar a cargas lineales para el análisis de las estructuras.

Las cargas pueden dividirse en dos grupos.

- \* Carga Muerta
- \* Carga Viva

#### Cuadro de Áreas de Losas por Nivel.

NIVEL	AREA OCUP.	AREA DE DUCTOS	AREA DE LOSA ALIG.
	m2	m2	m2
Semisótano	4278.17	214.96	4063.21
1	4553.75	779.80	3773.95
2	4553.76	644.74	3909.02
3	3729.06	248.15	256.22

#### Cuadro de Áreas de Losas por Bloque

BLOQUE	NIVEL	AREA OCUPADA	AREA DE DUCTOS	AREA DE LOSA ALIG.
		m2	m2	m2
BLOQUE I (ENTRE EJES 16-23 / A-G)	Semisótano	1339.89	59.85	1280.04
	1	1378.92	104.97	1273.95
	2	1378.92	110.84	1268.08
	3	1378.92		100.32
BLOQUE II (ENTRE EJES 10 -16 / A-G)	Semisótano	1085.06	65.62	1019.44
	1	1221.30	178.27	1043.03
	2	1221.30	147.21	1074.09
	3	1221.30	14.91	21.43

BLOQUE III (EJES 1-10/A-G)	Semisótano	1128.83	76.96	1051.87
	1	1128.83	484.03	644.80
BLOQUE III (ENTRE EJES 1-10 / A-G)	2	1128.84	386.69	742.15
	3	1128.84	233.24	134.47
BLOQUE IV (ENTRE EJES A'-L' / 1'-9')	Semisótano	724.39	12.53	711.86
	1	824.70	12.53	812.17
	2	824.70		824.70

#### 4.4.1 Carga Muerta.

Las cargas que son del peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se propone sea permanente, todas estas cargas son denominadas cargas muertas. Las cargas muertas requieren casi siempre de un cálculo directo pero cuidadoso del peso de todos los componentes.

Para calcular las cargas muertas actuantes en la edificación se define los pesos unitarios utilizados para cada caso.

Para la Carga Muerta (CM):		
Peso del concreto	2.40	Tn/m <sup>3</sup>
Peso del aligerado (30cm)	0.27	Tn/m <sup>2</sup>
Peso piso terminado	0.10	Tn/m <sup>2</sup>
Peso tabique de albañilería (15 cm)	0.19	Tn/m <sup>2</sup>

Peso Propio de los elementos que inciden en la Edificación.

#### a).- PESO PROPIO DE VIGAS POR BLOQUE

##### BLOQUE I

VIGA	N° VECES	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
		m	m	m	Tn/m <sup>3</sup>	Tn
<b>SOTANO</b>						
V-101	7	5.60	0.40	0.70	2.40	26.34
V-102	7	6.00	0.40	0.70	2.40	28.22
V-103	7	5.00	0.40	0.70	2.40	23.52
V-104	16	5.40	0.40	0.70	2.40	58.06
V-105	22	5.50	0.40	0.70	2.40	81.31
V-106	7	5.08	0.40	0.70	2.40	23.90
V-107	7	4.77	0.40	0.70	2.40	22.44
V-108	8	5.35	0.40	0.70	2.40	28.76

V-110	8	4.90	0.40	0.70	2.40	26.34
V-30X30	1	51.87	0.30	0.30	2.40	11.20
V-30X50	1	5.60	0.30	0.50	2.40	2.02
<b>1ER NIVEL</b>						
V-101	9	5.60	0.40	0.70	2.40	33.87
V-102	7	6.00	0.40	0.70	2.40	28.22
V-103	7	5.00	0.40	0.70	2.40	23.52
V-104	16	5.40	0.40	0.70	2.40	58.06
V-105	22	5.50	0.40	0.70	2.40	81.31
V-106	7	5.08	0.40	0.70	2.40	23.90
V-107	7	4.77	0.40	0.70	2.40	22.44
V-109	8	8.45	0.40	0.70	2.40	45.43
V-111	4	2.03	0.40	0.70	2.40	5.46
V-30X30	1	71.67	0.30	0.30	2.40	15.48
V-30X50	1	5.60	0.30	0.50	2.40	2.02
V-30X40	1	15.20	0.30	0.40	2.40	4.38
<b>2DO NIVEL</b>						
V-101	9	5.60	0.40	0.70	2.40	33.87
V-102	7	6.00	0.40	0.70	2.40	28.22
V-103	7	5.00	0.40	0.70	2.40	23.52
V-104	16	5.40	0.40	0.70	2.40	58.06
V-105	22	5.50	0.40	0.70	2.40	81.31
V-107	7	4.77	0.40	0.70	2.40	22.44
V-108	8	5.35	0.40	0.70	2.40	28.76
V-109	8	8.45	0.40	0.70	2.40	45.43
V-110	8	4.90	0.40	0.70	2.40	26.34
V-30X30	1	62.38	0.30	0.30	2.40	13.47
V-30X40	1	15.20	0.30	0.40	2.40	4.38
<b>3ER NIVEL</b>						
V-102	2	6.00	0.40	0.70	2.40	8.06
V-103	2	5.00	0.40	0.70	2.40	6.72
V-109	3	8.45	0.40	0.70	2.40	17.04
V-30X30	1	14.04	0.30	0.30	2.40	3.03
<b>TOTAL</b>						<b>1206.74</b>

**BLOQUE II**

VIGA	N° VECES	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
		m	m	m	Tn/m3	Tn
<b>SOTANO</b>						
V-102	7	6.00	0.40	0.70	2.40	28.22
V-104	7	5.40	0.40	0.70	2.40	25.40

V-105	12	5.50	0.40	0.70	2.40	44.35
V-108	7	5.35	0.40	0.70	2.40	25.17
V-109	7	8.45	0.40	0.70	2.40	39.75
V-110	5	4.90	0.40	0.70	2.40	16.46
V-112	7	5.20	0.40	0.70	2.40	24.46
V-113	7	7.10	0.40	0.70	2.40	33.40
V-114	3	6.15	0.40	0.70	2.40	12.40
V-115	3	6.90	0.40	0.70	2.40	13.91
V-116	1	3.70	0.40	0.70	2.40	2.49
V30X30	1	41.13	0.30	0.30	2.40	8.88
V20X30	1	18.20	0.20	0.30	2.40	2.62
<b>1ER NIVEL</b>						
V-102	7	6.00	0.40	0.70	2.40	28.22
V-104	7	5.40	0.40	0.70	2.40	25.40
V-105	12	5.50	0.40	0.70	2.40	44.35
V-108	7	5.35	0.40	0.70	2.40	25.17
V-109	7	8.45	0.40	0.70	2.40	39.75
V-110	5	4.90	0.40	0.70	2.40	16.46
V-112	7	5.20	0.40	0.70	2.40	24.46
V-113	7	7.10	0.40	0.70	2.40	33.40
V-114	6	6.15	0.40	0.70	2.40	24.80
V-115	6	6.90	0.40	0.70	2.40	27.82
V-116	1	3.70	0.40	0.70	2.40	2.49
V30X30	1	79.23	0.30	0.30	2.40	17.11
V20X30	1	18.20	0.20	0.30	2.40	2.62
<b>2DO NIVEL</b>						
V-102	7	6.00	0.40	0.70	2.40	28.22
V-104	7	5.40	0.40	0.70	2.40	25.40
V-105	12	5.50	0.40	0.70	2.40	44.35
V-108	7	5.35	0.40	0.70	2.40	25.17
V-109	7	8.45	0.40	0.70	2.40	39.75
V-110	5	4.90	0.40	0.70	2.40	16.46
V-113	7	7.10	0.40	0.70	2.40	33.40
V-114	6	6.15	0.40	0.70	2.40	24.80
V-115	6	6.90	0.40	0.70	2.40	27.82
V-116	1	3.70	0.40	0.70	2.40	2.49

V30X30	1	62.83	0.30	0.30	2.40	13.57
V20X30	1	25.40	0.20	0.30	2.40	3.66
<b>3ER NIVEL</b>						
V30X30	1	21.85	0.30	0.30	2.40	4.72
<b>TOTAL</b>						<b>903.84</b>

### BLOQUE III

VIGA	N° VECES	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
		m	m	m	Tn/m3	Tn
<b>SOTANO</b>						
V-102	4	5.10	0.40	0.70	2.40	13.71
V-105	1	4.60	0.40	0.70	2.40	3.09
V-113	3	2.40	0.40	0.70	2.40	4.84
V-114	1	6.10	0.40	0.70	2.40	4.10
V-118	3	1.90	0.40	0.70	2.40	3.83
V-119	1	2.61	0.40	0.70	2.40	1.75
V-120	1	5.39	0.40	0.70	2.40	3.62
V-131	5	6.90	0.40	0.70	2.40	23.18
V-134	4	3.10	0.40	0.70	2.40	8.33
V-155	2	1.70	0.40	0.70	2.40	2.28
VS6	2	6.25	0.30	0.70	2.40	6.30
VS8	2	1.30	0.30	0.50	2.40	0.94
V-30X30	1	2.00	0.30	0.30	2.40	0.43
V-30X30	4	1.40	0.30	0.30	2.40	1.21
<b>1ER NIVEL</b>						
V-102	4	5.10	0.40	0.70	2.40	13.71
V-105	1	4.60	0.40	0.70	2.40	3.09
V-112	9	2.35	0.40	0.70	2.40	14.21
V-113	3	2.40	0.40	0.70	2.40	4.84
V-115	4	6.30	0.40	0.70	2.40	16.93
V-114	1	6.10	0.40	0.70	2.40	4.10
V-118	3	1.90	0.40	0.70	2.40	3.83
V-119	2	2.61	0.40	0.70	2.40	3.51
V-120	1	5.39	0.40	0.70	2.40	3.62
V-126	2	5.60	0.40	0.70	2.40	7.53
V-127	2	7.00	0.40	0.70	2.40	9.41
V-128	2	3.00	0.40	0.70	2.40	4.03
V-129	2	4.30	0.30	0.70	2.40	4.33
V-130	2	2.79	0.30	0.70	2.40	2.81
V-131	5	6.90	0.40	0.70	2.40	23.18
V-132	3	6.50	0.40	0.70	2.40	13.10

V-134	4	3.10	0.40	0.70	2.40	8.33
V-154	2	1.65	0.40	0.70	2.40	2.22
V-155	2	1.70	0.40	0.70	2.40	2.28
V-158	1	2.00	0.30	0.30	2.40	0.43
VS5	2	2.70	0.30	0.70	2.40	2.72
VS6	2	6.25	0.30	0.70	2.40	6.30
VS7	1	5.10	0.30	0.70	2.40	2.57
VS8	2	1.30	0.30	0.50	2.40	0.94
V-30X30	2	2.35	0.30	0.30	2.40	1.02
V-30X30	1	3.80	0.30	0.30	2.40	0.82
<b>2DO NIVEL</b>						
V-102	4	5.10	0.40	0.70	2.40	13.71
V-105	1	4.60	0.40	0.70	2.40	3.09
V-112	9	2.35	0.40	0.70	2.40	14.21
V-113	3	2.40	0.40	0.70	2.40	4.84
V-114	1	6.10	0.40	0.70	2.40	4.10
V-115	4	6.30	0.40	0.70	2.40	16.93
V-118	3	1.90	0.40	0.70	2.40	3.83
V-119	2	2.70	0.40	0.70	2.40	3.63
V-120	1	5.39	0.40	0.70	2.40	3.62
V-126	4	5.60	0.40	0.70	2.40	15.05
V-127	2	7.00	0.40	0.70	2.40	9.41
V-128	2	3.09	0.40	0.70	2.40	4.15
V-129	2	4.31	0.40	0.70	2.40	5.79
V-130	2	2.80	0.30	0.70	2.40	2.82
V-131	5	6.90	0.40	0.70	2.40	23.18
V-132	2	6.50	0.30	0.70	2.40	6.55
V-134	4	3.10	0.40	0.70	2.40	8.33
V-154	2	1.65	0.40	0.70	2.40	2.22
V-155	2	1.70	0.30	0.50	2.40	1.22
VS5	2	1.70	0.30	0.30	2.40	0.73
VS6	2	6.25	0.30	0.70	2.40	6.30
VS8	2	1.30	0.30	0.30	2.40	0.56
VS10	1	3.80	0.30	0.70	2.40	1.92
V-30X70	2	3.13	0.30	0.50	2.40	2.25
V30X30	1	2.00	0.30	0.30	2.40	0.43
<b>3ER NIVEL</b>						
V-118	2	1.90	0.40	0.70	2.40	2.55
V40X70	2	6.90	0.40	0.70	2.40	9.27
V40X70	2	8.00	0.40	0.70	2.40	10.75
V40X70	2	16.50	0.40	0.70	2.40	22.18

V-134	4	3.10	0.40	0.70	2.40	8.33
VS8	2	1.30	0.30	0.30	2.40	0.56
VS5	2	1.70	0.30	0.30	2.40	0.73
V-115	1	6.30	0.40	0.70	2.40	4.23
V-154	2	1.65	0.40	0.70	2.40	2.22
VS10	1	3.80	0.30	0.50	2.40	1.37
					<b>TOTAL</b>	<b>466.13</b>

**BLOQUE IV**

VIGA	N° VECES	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
		m	m	m	Tn/m3	Tn
<b>SEMISOTAN O</b>						
V-136	10	2.30	0.40	0.70	2.40	15.46
V-146	8	1.40	0.40	0.70	2.40	7.53
V-147	7	4.40	0.40	0.70	2.40	20.70
V-148	6	7.00	0.40	0.70	2.40	28.22
V-149	2	3.80	0.40	0.70	2.40	5.11
V-150	6	4.70	0.40	0.70	2.40	18.95
V-151	2	2.70	0.40	0.70	2.40	3.63
V-152	2	3.30	0.40	0.70	2.40	4.44
V-148	1	7.00	0.40	0.70	2.40	4.70
V-138	2	4.75	0.40	0.70	2.40	6.38
V-137	9	7.00	0.40	0.70	2.40	42.34
V-139	6	4.00	0.40	0.70	2.40	16.13
V-140	3	3.20	0.40	0.70	2.40	6.45
V-141	3	6.40	0.40	0.70	2.40	12.90
V-142	2	7.10	0.40	0.70	2.40	9.54
V-144	1	4.40	0.40	0.70	2.40	2.96
V-143	2	4.75	0.40	0.70	2.40	6.38
<b>1ER NIVEL</b>						
V-136	10	2.30	0.40	0.70	2.40	15.46
V-146	8	1.40	0.40	0.70	2.40	7.53
V-147	7	4.40	0.40	0.70	2.40	20.70
V-148	6	7.00	0.40	0.70	2.40	28.22
V-149	2	3.80	0.40	0.70	2.40	5.11
V-150	6	4.70	0.40	0.70	2.40	18.95
V-151	2	2.70	0.40	0.70	2.40	3.63
V-152	2	3.30	0.40	0.70	2.40	4.44
V-148	1	7.00	0.40	0.70	2.40	4.70
V-138	2	4.75	0.40	0.70	2.40	6.38

V-137	9	7.00	0.40	0.70	2.40	42.34
V-139	6	4.00	0.40	0.70	2.40	16.13
V-140	3	3.20	0.40	0.70	2.40	6.45
V-141	3	6.40	0.40	0.70	2.40	12.90
V-142	2	7.10	0.40	0.70	2.40	9.54
V-144	1	4.40	0.40	0.70	2.40	2.96
V-145	1	6.53	0.40	0.70	2.40	4.39
V-143	2	4.75	0.40	0.70	2.40	6.38
<b>2DO NIVEL</b>						
V-136	10	2.30	0.40	0.70	2.40	15.46
V-146	8	1.40	0.40	0.70	2.40	7.53
V-147	7	4.40	0.40	0.70	2.40	20.70
V-148	6	7.00	0.40	0.70	2.40	28.22
V-149	2	3.80	0.40	0.70	2.40	5.11
V-150	6	4.70	0.40	0.70	2.40	18.95
V-151	2	2.70	0.40	0.70	2.40	3.63
V-152	2	3.30	0.40	0.70	2.40	4.44
V-148	1	7.00	0.40	0.70	2.40	4.70
V-138	2	4.75	0.40	0.70	2.40	6.38
V-137	9	7.00	0.40	0.70	2.40	42.34
V-139	6	4.00	0.40	0.70	2.40	16.13
V-140	3	3.20	0.40	0.70	2.40	6.45
V-141	3	6.40	0.40	0.70	2.40	12.90
V-142	2	7.10	0.40	0.70	2.40	9.54
V-144	1	4.40	0.40	0.70	2.40	2.96
V-145	1	6.53	0.40	0.70	2.40	4.39
V-143	2	4.75	0.40	0.70	2.40	6.38
<b>TOTAL</b>						<b>648.61</b>

b).- PESO PROPIO DE PLACAS Y COLUMNAS POR NIVEL

**BLOQUE I**

ELEMENTO	N° VECES	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
		m	m	m	Tn/m3	Tn
<b>SOTANO</b>						
C1	51	0.40	0.90	5.00	2.40	220.32
C30X30	6	0.30	0.30	5.00	2.40	6.48
C20X20	4	0.20	0.20	5.00	2.40	1.92
C40X40	8	0.40	0.40	5.00	2.40	15.36
PL- ESC	1	8.10	0.40	5.00	2.40	38.88
PL-ESC.	1	8.65	0.40	5.00	2.40	41.52

PL-ESC.	2	3.65	0.30	5.00	2.40	26.28
PL-ASC.	1	5.70	0.20	5.00	2.40	13.68
PL-ASC.	1	7.10	0.30	5.00	2.40	3.60
MC	1	37.45	0.40	5.00	2.40	179.76
<b>1ER NIVEL</b>						
C1	51	0.40	0.90	3.90	2.40	171.85
C30X30	6	0.30	0.30	3.90	2.40	5.05
C20X20	4	0.20	0.20	3.90	2.40	1.50
C40X40	8	0.40	0.40	3.90	2.40	11.98
PL- ESC	1	8.10	0.40	3.90	2.40	30.33
PL-ESC.	1	8.65	0.40	3.90	2.40	32.39
PL-ESC.	2	3.75	0.30	3.90	2.40	21.06
PL-ASC.	1	5.70	0.20	3.90	2.40	10.67
PL-ASC.	1	7.10	0.30	3.90	2.40	2.81
PL.	1	5.50	0.40	3.90	2.40	20.59
<b>2DO NIVEL</b>						
C1	51	0.40	0.90	3.90	2.40	171.85
C30X30	4	0.30	0.30	3.90	2.40	3.37
C20X20	4	0.20	0.20	3.90	2.40	1.50
C40X40	6	0.40	0.40	3.90	2.40	8.99
PL- ESC	1	5.50	0.40	3.90	2.40	20.59
PL-ESC.	1	5.15	0.40	3.90	2.40	19.28
PL-ASC.	1	5.70	0.20	3.90	2.40	10.67
PL-ASC.	1	7.10	0.30	3.90	2.40	2.81
PL.	1	5.50	0.40	3.90	2.40	20.59
<b>3ER NIVEL</b>						
C1	6	0.40	0.90	3.90	2.40	20.22
C30X30	4	0.30	0.30	3.90	2.40	3.37
Columnetas	22	0.40	0.20	1.20	2.40	5.07
PL-ASC.	1	7.10	0.30	3.90	2.40	19.94
<b>TOTAL</b>						<b>1164.26</b>

## BLOQUE II

ELEMENTO	N° VECES	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
		m	m	m	Tn/m3	Tn
<b>SÓTANO</b>						
C1	41	0.90	0.40	5.00	2.40	177.12
PL-ESC.	1	3.25	0.30	5.00	2.40	3.60
PL-ESC.	1	5.40	0.30	5.00	2.40	19.44
PL-ESC.	3	3.70	0.30	5.00	2.40	39.96
PL-ESC.	2	11.40	0.20	5.00	2.40	54.72
MC.	1	52.65	0.40	5.00	2.40	252.72

<b>1ER NIVEL</b>						
C1	47	0.90	0.40	3.90	2.40	158.37
PL-ESC.	1	3.25	0.30	3.90	2.40	2.81
PL-ESC.	1	5.40	0.30	3.90	2.40	15.16
PL-ESC.	3	3.70	0.30	3.90	2.40	31.17
PL-ESC.	2	11.40	0.20	3.90	2.40	42.68
PL-ESC.	1	5.40	0.40	3.90	2.40	20.22
PL-ESC.	2	5.20	0.40	3.90	2.40	38.94
<b>2DO NIVEL</b>						
C1	47	0.90	0.40	3.90	2.40	158.37
PL-ESC.	2	3.25	0.30	3.90	2.40	5.62
PL-ESC.	1	3.70	0.30	3.90	2.40	10.39
PL-ESC.	2	11.40	0.20	3.90	2.40	42.68
PL-ESC.	1	5.40	0.40	3.90	2.40	20.22
PL-ESC.	2	5.20	0.40	3.90	2.40	38.94
<b>3ER NIVEL</b>						
Columnetas	16	0.40	0.20	1.20	2.40	3.69
PL-ESC.	2	3.25	0.30	3.90	2.40	5.62
<b>TOTAL</b>						<b>1142.42</b>

**BLOQUE III**

ELEMENTO	N° VECES	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
		m	m	m	Tn/m3	Tn
<b>SÓTANO</b>						
C1	7	0.90	0.40	4.30	2.40	26.01
C2	2	1.00	0.30	4.30	2.40	6.19
PL-ESC.	3	6.50	0.40	4.30	2.40	80.50
PL-ESC.	2	7.50	0.40	4.30	2.40	61.92
PL-ESC.	2	4.25	0.30	4.30	2.40	26.32
PL-ASC.	1	7.00	0.20	4.30	2.40	14.45
MC.	1	74.60	0.30	4.30	2.40	230.96
PL-EJE 1	1	12.80	0.30	4.30	2.40	39.63
EJE B/E	1	11.50	0.40	4.30	2.40	47.47
<b>1ER NIVEL</b>						
C1	14	0.90	0.40	3.90	2.40	47.17
C3	2	1.10	0.30	3.90	2.40	6.18
PL-ESC.	3	6.50	0.40	3.90	2.40	73.01
PL-ESC.	2	4.25	0.30	3.90	2.40	23.87
PL-EJE 1	1	12.80	0.30	3.90	2.40	35.94
EJE B/E	1	11.50	0.40	3.90	2.40	43.06
PL-ASC.	1	8.00	0.30	3.90	2.40	22.46

PL.	4	3.00	0.30	3.90	2.40	33.70
PL.	1	10.85	0.30	3.90	2.40	30.47
<b>2DO NIVEL</b>						
C1	14	0.90	0.40	3.90	2.40	47.17
C3	4	1.10	0.30	3.90	2.40	12.36
PL-ESC.	3	6.50	0.40	3.90	2.40	73.01
PL-ESC.	2	7.50	0.40	3.90	2.40	56.16
PL-EJE 1	1	12.80	0.30	3.90	2.40	35.94
EJE B/E	1	11.50	0.40	3.90	2.40	43.06
PL-ASC.	1	7.00	0.20	3.90	2.40	13.10
PL.	4	3.00	0.30	3.90	2.40	33.70
PL.	1	10.85	0.30	3.90	2.40	30.47
PL-ESC.	1	16.70	0.30	3.90	2.40	46.89
PL-ASC.	1	8.00	0.30	3.90	2.40	22.46
<b>3ER NIVEL</b>						
C1	2	0.90	0.40	3.90	2.40	6.74
C3	2	1.10	0.30	3.90	2.40	6.18
PL-ESC.	1	16.70	0.30	3.90	2.40	46.89
PL-ASC.	1	8.00	0.30	3.90	2.40	22.46
PL-ESC.	4	6.50	0.40	3.90	2.40	97.34
CS	4	0.40	0.40	3.90	2.40	5.99
Columnetas	15	0.40	0.20	1.20	2.40	3.46
<b>TOTAL</b>						<b>1568.84</b>

#### BLOQUE IV

ELEMENTO	N° VECES	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
		m	m	m	Tn/m3	Tn
<b>SOTANO</b>						
C.Circular	36	Area=	0.38	4.30	2.40	142.98
Placas	1	Area=	20.73	4.30	2.40	213.93
<b>1ER NIVEL</b>						
C.Circular	36	Area=	0.38	3.90	2.40	129.68
Placas	1	Area=	20.73	3.90	2.40	194.03
<b>2DO NIVEL</b>						
C.Circular	36	Area=	0.38	3.90	2.40	129.68
Placas	1	Area=	20.73	3.90	2.40	194.03
<b>TOTAL</b>						<b>810.30</b>

d).- PESO PROPIO DE LOSA ALIGERADA POR BLOQUE Y NIVEL

BLOQUE I

LOSA ALIGERADA	NIVEL	AREA TRIBUT	PAÑOS	Pe	PESO
		m2		Tn/m2	Tn
LOSA	Sotano	1280.04	1.00	0.27	345.61
LOSA	1	1273.95	1.00	0.27	343.97
LOSA	2	1268.08	1.00	0.27	342.38
LOSA	3	100.32	1.00	0.27	27.09

BLOQUE II

LOSA ALIGERADA	NIVEL	AREA TRIBUT	PAÑOS	Pe	PESO
		m2		Tn/m2	Tn
LOSA	Sotano	1019.44	1.00	0.27	275.25
LOSA	1	1043.03	1.00	0.27	281.62
LOSA	2	1074.09	1.00	0.27	290.00
LOSA	3	21.43	1.00	0.27	5.79

BLOQUE III

LOSA ALIGERADA	NIVEL	AREA TRIBUT	PAÑOS	Pe	PESO
		m2		Tn/m2	Tn
LOSA	Sotano	1051.87	1.00	0.27	284.00
LOSA	1	644.80	1.00	0.27	174.10
LOSA	2	742.15	1.00	0.27	200.38
LOSA	3	134.47	1.00	0.27	36.31

BLOQUE IV

LOSA ALIGERADA	NIVEL	AREA TRIBUT	PAÑOS	Pe	PESO
		m2		Tn/m2	Tn
LOSA	Semisótano	711.86	1.00	0.27	192.20
LOSA	1	812.17	1.00	0.27	219.29
LOSA	2	824.70	1.00	0.27	222.67

e).- PESO DE PISO TERMINADO POR NIVEL

BLOQUE I

PISO TERMINADO	NIVEL	AREA TRIBUT	PAÑOS	Pe	PESO
		m2		Tn/m2	Tn
PT	SOTANO	1280.04	1.00	0.10	128.00
PT	1ER NIVEL	1273.95	1.00	0.10	127.40
PT	2DO NIVEL	1268.08	1.00	0.10	126.81
PT	3ER NIVEL	100.32	1.00	0.10	10.03

BLOQUE II

PISO TERMINADO	NIVEL	AREA TRIBUT	PAÑOS	Pe	PESO
		m2		Tn/m2	Tn
PT	SOTANO	1019.44	1.00	0.10	101.94
PT	1ER NIVEL	1043.03	1.00	0.10	104.30
PT	2DO NIVEL	1074.09	1.00	0.10	107.41
PT	3ER NIVEL	21.43	1.00	0.10	2.14

BLOQUE III

PISO TERMINADO	NIVEL	AREA TRIBUT	PAÑOS	Pe	PESO
		m2		Tn/m2	Tn
PT	SOTANO	1051.87	1.00	0.10	105.19
PT	1ER NIVEL	644.80	1.00	0.10	64.48
PT	2DO NIVEL	742.15	1.00	0.10	74.22
PT	3ER NIVEL	134.47	1.00	0.10	13.45

BLOQUE IV

PISO TERMINADO	NIVEL	AREA TRIBUT	PAÑOS	Pe	PESO
		m <sup>2</sup>		Tn/m <sup>2</sup>	Tn
PT	SOTANO	711.86	1.00	0.10	71.19
PT	1ER NIVEL	812.17	1.00	0.10	81.22
PT	2DO NIVEL	824.70	1.00	0.10	82.47

f).- PESO DE TABIQUE DE ALBAÑILERIA POR NIVEL

BLOQUE I

NIVEL	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
	m	m	m	Tn/m <sup>3</sup>	Tn
<b>SOTANO</b>					
Eje G - 12/20	22.87	0.15	4.30	1.99	29.35
Dscto Vent	15.05	0.15	-3.30	1.99	-14.83
Entre F/G - 12/20	46.04	0.15	4.30	1.99	59.09
Dscto Vent	3.20	0.15	-0.50	1.99	-0.48
Dscto Vent	4.85	0.15	-3.00	1.99	-4.34
Eje F - 12/20	21.77	0.15	4.30	1.99	27.94
Dscto Vent	6.60	0.15	-3.00	1.99	-5.91
Eje E - 12/20	18.25	0.15	4.30	1.99	23.42
Dscto Vent	2.38	0.15	-3.00	1.99	-2.13
Entre E/F - 12/20	37.20	0.15	4.30	1.99	47.75
Dscto Vent	13.50	0.15	-3.00	1.99	-12.09
Dscto Vent	5.00	0.15	-0.50	1.99	-0.75
Eje D - 12/20	25.75	0.15	4.30	1.99	33.05
Dscto Vent	8.72	0.15	-3.00	1.99	-7.81
Entre D/E-12/20	1.10	0.15	4.30	1.99	1.41
Dscto Vent	1.10	0.15	-3.00	1.99	-0.99
Eje C - 12/20	4.45	0.15	4.30	1.99	5.71
Entre C/D-12/20	11.20	0.15	4.30	1.99	14.38
Dscto Vent	4.50	0.15	-3.00	1.99	-4.03
Eje B - 12/20	7.75	0.15	4.30	1.99	9.95
Entre B/C - 12/20	12.50	0.15	4.30	1.99	16.04
Dscto Vent	5.10	0.15	-3.00	1.99	-4.57

Dscto Vent	8.15	0.15	-3.00	1.99	-7.30
Entre A/B-12/20	9.50	0.15	4.30	1.99	12.19
Dscto Vent	5.00	0.15	-3.00	1.99	-4.48
<b>1ER NIVEL</b>					
Eje G - 12/20	35.65	0.15	3.90	1.99	41.50
Dscto Vent	17.20	0.15	-2.50	1.99	-12.84
Dscto Vent	7.80	15.00	-0.50	1.99	-116.42
Eje F - 12/20	9.50	0.15	3.90	1.99	11.06
Entre F/G - 12/20	49.72	0.15	3.90	1.99	57.88
Dscto Vent	5.00	0.15	-2.50	1.99	-3.73
Eje E - 12/20	15.35	0.15	3.90	1.99	17.87
Dscto Vent	13.90	0.15	-2.50	1.99	-10.37
Entre E/F - 12/20	30.11	0.15	3.90	1.99	35.05
Dscto Vent	4.84	0.15	-0.50	1.99	-0.72
Dscto Vent	2.20	0.15	-2.50	1.99	-1.64
Eje D - 12/20	8.30	0.15	3.90	1.99	9.66
Dscto Vent	8.30	0.15	-2.50	1.99	-6.19
Entre D/E-12/20	2.90	0.15	3.90	1.99	3.38
Dscto Vent	2.90	0.15	-2.50	1.99	-2.16
Entre C/D-12/20	19.00	0.15	3.90	1.99	22.12
Dscto Vent	4.50	0.15	-2.50	1.99	-3.36
Eje B - 12/20	21.30	0.15	3.90	1.99	24.80
Entre B/C - 12/20	17.40	0.15	3.90	1.99	20.26
Dscto Vent	5.10	0.15	-2.50	1.99	-3.81
Eje A - 12/20	29.80	0.15	3.90	1.99	34.69
Dscto Vent	18.00	0.15	-2.50	1.99	-13.43
Entre A/B-12/20	15.00	0.15	3.90	1.99	17.46
Dscto Vent	5.00	0.15	-2.50	1.99	-3.73
<b>2DO NIVEL</b>					
Eje G - 12/20	21.03	0.15	3.90	1.99	24.48
Dscto Vent	13.90	0.15	-2.50	1.99	-10.37
Entre F/G - 12/20	24.99	0.15	3.90	1.99	29.09
Dscto Vent	3.53	0.15	-2.50	1.99	-2.63
Eje F - 12/20	27.49	0.15	3.90	1.99	32.00
Entre E/F - 12/20	25.49	0.15	3.90	1.99	29.67
Dscto Vent	5.00	0.15	-2.50	1.99	-3.73
Eje E - 12/20	17.43	0.15	3.90	1.99	20.29

Dscto Vent	16.43	0.15	-2.50	1.99	-12.26
Dscto Vent	1.00	0.15	-0.50	1.99	-0.15
Entre D/E-12/20	2.90	0.15	-2.50	1.99	-2.16
Eje D - 12/20	25.20	0.15	3.90	1.99	29.34
Dscto Vent	23.10	0.15	-2.50	1.99	-17.24
Entre C/D-12/20	26.99	0.15	3.90	1.99	31.42
Dscto Vent	2.40	0.15	-0.50	1.99	-0.36
Entre B/C - 12/20	21.73	0.15	3.90	1.99	25.30
Dscto Vent	0.80	0.15	-0.50	1.99	-0.12
Eje B - 12/20	16.03	0.15	3.90	1.99	18.66
Entre A/B-12/20	11.84	0.15	3.90	1.99	13.78
Dscto Vent	5.00	0.15	-2.50	1.99	-3.73
Eje A - 12/20	34.15	0.15	3.90	1.99	39.76
Dscto Vent	17.28	0.15	-2.50	1.99	-12.90
<b>3ER NIVEL</b>					
Eje G - 12/20	38.98	0.15	1.20	1.99	13.96
Eje 20 - A/G	32.20	0.15	1.20	1.99	11.53
Eje A-12/20	43.25	0.15	1.20	1.99	15.49
<b>TOTAL PARA BLOQUE I</b>					<b>597.06</b>

**BLOQUE II**

NIVEL	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
	m	m	m	Tn/m3	Tn
<b>SOTANO</b>					
Eje G - 7/12	10.94	0.15	4.30	1.99	14.04
Dscto Vent	9.74	0.15	-3.00	1.99	-8.72
Entre F/G -7/12	27.00	0.15	4.30	1.99	34.66
Eje F - 7/12	13.91	0.15	4.30	1.99	17.85
Dscto Vent	1.80	0.15	-3.00	1.99	-1.61
Entre E/F-7/12	4.50	0.15	4.30	1.99	5.78
Dscto Vent	2.00	0.15	-3.00	1.99	-1.79
Eje E-7/12	7.70	0.15	4.30	1.99	9.88
Entre D/E - 7/12	36.08	0.15	4.30	1.99	46.31
Dscto Vent	10.00	0.15	-3.00	1.99	-8.96
Eje D-7/12	14.60	0.15	4.30	1.99	18.74
Entre C/D - 7/12	12.08	0.15	4.30	1.99	15.51
Dscto Vent	2.80	0.15	-3.00	1.99	-2.51

Eje C-7/12	15.85	0.15	4.30	1.99	20.34
Dscto Vent	4.30	0.15	-3.00	1.99	-3.85
<b>1ER NIVEL</b>					
Eje G - 7/12	20.40	0.15	3.90	1.99	23.75
Dscto Vent	20.40	0.15	-2.50	1.99	-15.22
Entre F/G -7/12	5.00	0.15	3.90	1.99	5.82
Eje F - 7/12	6.00	0.15	3.90	1.99	6.98
Dscto Vent	2.80	0.15	-2.50	1.99	-2.09
Entre E/F-7/12	5.00	0.15	3.90	1.99	5.82
Eje E-7/12	7.30	0.15	3.90	1.99	8.50
Dscto Vent	7.30	0.15	-2.50	1.99	-5.45
Eje D-7/12	25.70	0.15	3.90	1.99	29.92
Entre C/D - 7/12	13.50	0.15	3.90	1.99	15.72
Dscto Vent	4.50	0.15	-2.50	1.99	-3.36
Eje C-7/12	4.20	0.15	3.90	1.99	4.89
Dscto Vent	2.70	0.15	-2.50	1.99	-2.01
Entre B/C-7/12	14.20	0.15	3.90	1.99	16.53
Eje B-7/12	28.10	0.15	3.90	1.99	32.71
Entre A/B-7/12	5.00	0.15	3.90	1.99	5.82
Eje A-7/12	11.10	0.15	3.90	1.99	12.92
Dscto Vent	11.10	0.15	-2.50	1.99	-8.28
<b>2DO NIVEL</b>					
Eje G - 7/12	20.12	0.15	3.90	1.99	23.42
Dscto Vent	17.39	0.15	-2.50	1.99	-12.97
Dscto Vent	2.73	0.15	-0.50	1.99	-0.41
Entre F/G -7/12	25.02	0.15	3.90	1.99	29.13
Eje F - 7/12	15.15	0.15	3.90	1.99	17.64
Entre E/F-7/12	13.50	0.15	3.90	1.99	15.72
Eje E-7/12	7.35	0.15	3.90	1.99	8.56
Entre D/E - 7/12	19.30	0.15	3.90	1.99	22.47
Dscto Vent	6.70	0.15	-2.50	1.99	-5.00
Eje D-7/12	6.15	0.15	3.90	1.99	7.16
Entre C/D - 7/12	10.13	0.15	3.90	1.99	11.79
Eje C-7/12	12.86	0.15	3.90	1.99	14.97
Entre B/C-7/12	49.17	0.15	3.90	1.99	57.24
Eje B-7/12	28.90	0.15	3.90	1.99	33.64
Dscto Vent	2.40	0.15	-0.50	1.99	-0.36
Dscto Vent	4.70	0.15	-2.50	1.99	-3.51
Eje A-7/12	11.50	0.15	3.90	1.99	13.39

Dscto Vent	11.50	0.15	-2.50	1.99	-8.58
<b>3ER NIVEL</b>					
Entre F/G -7/12	32.40	0.15	1.20	1.99	11.61
Entre A/B-7/12	39.72	0.15	1.20	1.99	14.23
<b>TOTAL PARA BLOQUE II</b>					
					<b>538.77</b>

**BLOQUE III**

NIVEL	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
	m	m	m	Tn/m3	Tn
<b>SOTANO</b>					
Entre F/G -1/7	4.30	0.15	4.30	1.99	5.52
Dscto Vent	4.30	0.15	-3.00	1.99	-3.85
Entre D/F-1/7	15.70	0.15	4.30	1.99	20.15
Entre A/B-7/12	7.50	0.15	4.30	1.99	9.63
Dscto Vent	7.50	0.15	-3.00	1.99	-6.72
<b>1ER NIVEL</b>					
Entre F/G-1/7	7.50	0.15	3.90	1.99	8.73
Dscto Vent	7.50	0.15	-2.50	1.99	-5.60
Eje F - 1/7	18.30	0.15	3.90	1.99	21.30
Dscto Vent	4.70	0.15	-2.50	1.99	-3.51
Dscto Vent	13.60	0.15	-0.50	1.99	-2.03
Entre E/F-1/7	33.21	0.15	3.90	1.99	38.66
Eje E-1/7	6.59	0.15	3.90	1.99	7.67
Dscto Vent	4.40	0.15	-2.50	1.99	-3.28
Entre D/E -1/7	49.24	0.15	3.90	1.99	57.32
Dscto Vent	4.00	0.15	-2.70	1.99	-3.22
Eje D-1/7	5.10	0.15	3.90	1.99	5.94
Entre C/D-1/7	10.21	0.15	3.90	1.99	11.89
Eje C-1/7	2.71	0.15	3.90	1.99	3.15
Entre B/C-1/7	5.80	0.15	3.90	1.99	6.75
Eje B-1/7	8.01	0.15	3.90	1.99	9.32
Entre A/B-1/7	7.50	0.15	3.90	1.99	8.73
Dscto Vent	7.50	0.15	-2.50	1.99	-5.60
<b>2DO NIVEL</b>					
Entre F/G-1/7	7.50	0.15	3.90	1.99	8.73
Dscto Vent	7.50	0.15	-2.50	1.99	-5.60
Eje F - 1/7	17.86	0.15	3.90	1.99	20.79
Dscto Vent	13.70	0.15	-2.50	1.99	-10.22

Entre E/F-1/7	37.12	0.15	3.90	1.99	43.21
Eje F - 1/7	11.80	0.15	3.90	1.99	13.74
Entre D/E -1/7	56.35	0.15	3.90	1.99	65.60
Dscto Vent	1.80	0.15	-1.90	1.99	-1.02
Dscto Vent	4.00	0.15	-2.50	1.99	-2.99
Eje D-1/7	2.10	0.15	3.90	1.99	2.44
Entre C/D-1/7	13.98	0.15	3.90	1.99	16.27
Entre B/C-1/7	7.20	0.15	3.90	1.99	8.38
Eje B-1/7	8.10	0.15	3.90	1.99	9.43
Dscto Vent	6.30	0.15	-2.50	1.99	-4.70
Entre A/B-1/7	7.50	0.15	3.90	1.99	8.73
Dscto Vent	7.50	0.15	-2.50	1.99	-5.60
<b>3ER NIVEL</b>					
Entre F/G-1/7	7.50	0.15	3.90	1.99	8.73
Dscto Vent	7.50	0.15	-2.50	1.99	-5.60
Eje F - 1/7	25.40	0.15	1.20	1.99	9.10
Eje 1 - B/F	22.80	0.15	1.20	1.99	8.17
Eje B-1/7	31.80	0.15	1.20	1.99	11.39
Entre A/B-1/7	7.50	0.15	3.90	1.99	8.73
Dscto Vent	7.50	0.15	-2.50	1.99	-5.60
<b>TOTAL PARA BLOQUE III</b>					<b>382.48</b>

**BLOQUE IV**

NIVEL	LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
	m	m	m	Tn/m3	Tn
<b>1ER NIVEL</b>					
Eje A'-1'/8'	41.20	0.15	3.90	1.99	47.96
Dscto Vent	27.38	0.15	-2.50	1.99	-20.43
Entre A'/C'-2'/8'	10.00	0.15	3.90	1.99	11.64
Dscto Vent	8.00	0.15	-2.50	1.99	-5.97
Eje C'-1'/2'	9.00	0.15	1.20	1.99	3.22
Eje C'-2'/8'	16.35	0.15	3.90	1.99	19.03
Eje 1'-A'/I'	53.30	0.15	3.90	1.99	62.05
Dscto Vent	35.70	0.15	-2.50	1.99	-26.64
Entre 1'/2'-C'/I'	47.90	0.15	3.90	1.99	55.76
Eje 2'-C'/I'	24.00	0.15	3.90	1.99	27.94
Dscto puerta	3.00	0.15	-3.90	1.99	-3.49
Dscto Vent	9.13	0.15	-2.50	1.99	-6.81
Dscto Vent	3.80	0.15	-0.50	1.99	-0.57

2DO NIVEL					
Eje A'-1'/8'	38.70	0.15	3.90	1.99	45.05
Dscto Vent	27.38	0.15	-2.50	1.99	-20.43
Entre A'/C'-2'/8'	10.00	0.15	3.90	1.99	11.64
Dscto Vent	8.00	0.15	-2.50	1.99	-5.97
Eje C'-1'/2'	9.00	0.15	1.20	1.99	3.22
Eje C'-2'/8'	16.35	0.15	3.90	1.99	19.03
Eje 1'-A'/I'	53.30	0.15	3.90	1.99	62.05
Dscto Vent	35.70	0.15	-2.50	1.99	-26.64
Entre 1'/2'-C'/I'	47.90	0.15	3.90	1.99	55.76
Eje 2'-C'/I'	24.00	0.15	3.90	1.99	27.94
Dscto puerta	3.00	0.15	-3.90	1.99	-3.49
Dscto Vent	9.13	0.15	-2.50	1.99	-6.81
Dscto Vent	3.80	0.15	-0.50	1.99	-0.57
<b>TOTAL PARA BLOQUE IV</b>					<b>324.48</b>

g).- PESO PROPIO DE ESCALERAS

*DEL BLOQUE I AL BLOQUE IV*

Del Sótano al Segundo Nivel:

Escalera Tipo 1

L	21.20	m	Representa todo el tramo
b	1.70	m	Ancho
P	0.300	m	Paso
CP	0.181	m	Contra paso
t	0.17	m	Espesor de Losa
r'	0.02	m	Recubrimiento
h	4.60	m	Altura del Nivel
#Escalones	25.41		

$$W_{escalones} = 1.70 \quad Tn$$

$$W_{losa diagonal} = 15.05 \quad Tn$$

$Wt \text{ nivel} = 16.7 Tn$

Escalera Tipo 4

L	11.00	m	Representa todo el tramo
b	1.10	m	Ancho
P	0.300	m	Paso
CP	0.175	m	Contra paso
t	0.17	m	Espesor de Losa

r'	0.02	m	Recubrimiento	
h	4.60	m	Altura del Nivel	
#Escalones	26.29			
Wescalones	=	1.06	Tn	<b>Wt nivel = 6.41 Tn</b>
Wlosa diagonal	=	5.35	Tn	

#### Escalera Tipo 5

L	10.20	m	Representa todo el tramo	
b	1.70	m	Ancho	
P	0.300	m	Paso	
CP	0.175	m	Contra paso	
t	0.17	m	Espesor de Losa	
r'	0.02	m	Recubrimiento	
h	4.60	m	Altura del Nivel	
#Escalones	26.29			
Wescalones	=	1.64	Tn	<b>Wt nivel = 9.40 Tn</b>
Wlosa diagonal	=	7.76	Tn	

#### Escalera Tipo 6

L	9.30	m	Representa todo el tramo	
b	1.50	m	Ancho	
P	0.300	m	Paso	
CP	0.175	m	Contra paso	
t	0.17	m	Espesor de Losa	
r'	0.02	m	Recubrimiento	
h	4.60	m	Altura del Nivel	
#Escalones	26.29			
Wescalones	=	1.45	Tn	<b>Wt nivel = 7.80 Tn</b>
Wlosa diagonal	=	6.35	Tn	

#### Escalera Tipo 7

L	8.50	m	Representa todo el tramo	
b	1.80	m	Ancho	
P	0.300	m	Paso	
CP	0.185	m	Contra paso	
t	0.17	m	Espesor de Losa	
r'	0.02	m	Recubrimiento	
h	4.60	m	Altura del Nivel	
#Escalones	24.86			
Wescalones	=	1.84	Tn	<b>Wt nivel = 8.93 Tn</b>
Wlosa diagonal	=	7.10	Tn	

Del Sotano al Tercer Nivel:

Escalera Tipo 2

L	16.00	m	Representa todo el tramo
b	1.50	m	Ancho
P	0.300	m	Paso
CP	0.175	m	Contra paso
t	0.17	m	Espesor de Losa
r'	0.02	m	Recubrimiento
h	4.60	m	Altura del Nivel

#Escalones 26.29

Wescalones = 1.45 Tn

Wlosa diagonal = 10.19 Tn

Wt nivel 11.64 Tn

Escalera Tipo 3

L	8.50	m	Representa todo el tramo
b	1.80	m	Ancho
P	0.300	m	Paso
CP	0.185	m	Contra paso
t	0.17	m	Espesor de Losa
r'	0.02	m	Recubrimiento
h	4.60	m	Altura del Nivel

#Escalones 24.86

Wescalones = 1.84 Tn

Wlosa diagonal = 7.10 Tn

Wt nivel 8.93 Tn

Del Primer al Tercer Nivel:

Escalera Tipo 7

L	10.40	m	Representa todo el tramo
b	1.80	m	Ancho
P	0.300	m	Paso
CP	0.175	m	Contra paso
t	0.17	m	Espesor de Losa
r'	0.02	m	Recubrimiento
h	4.60	m	Altura del Nivel

#Escalones 26.29

Wescalones = 1.74 Tn

Wlosa diagonal = 8.35 Tn

Wt nivel = 10.09 Tn

h).- PESO DEL CUARTO DE MAQUINAS (ASCENSORES)

Ascensor 01

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
	m	m	m	Tn/m2	Tn
Acabados	2.10	2.00		0.10	0.42
Jaula				3.80	3.80
Motor				4.00	4.00
Contrapeso				4.10	4.10
Carga Viva	2.10	2.00		0.20	0.84

Del Sótano al Segundo Nivel = 12.11 Tn  
 Segundo Nivel = 12.530 Tn

Ascensor 02

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
	m	m	m	Tn/m2	Tn
Acabados	1.70	1.70		0.10	0.29
Jaula				3.80	3.80
Motor				4.00	4.00
Contrapeso				4.10	4.10
Carga Viva	1.70	1.70		0.20	0.58

Del Sótano al Segundo Nivel = 12.0445 Tn  
 Segundo Nivel = 12.334 Tn  
 3 Ascensores para toda la edificación = 73.134 Tn

Ascensor 03

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
	m	m	m	Tn/m2	Tn
Acabados	2.50	2.00		0.10	0.50
Jaula				3.80	3.80
Motor				4.00	4.00
Contrapeso				4.10	4.10
Carga Viva	2.50	2.00		0.20	1.00

Del Sótano al Tercer Nivel	=	12.15	Tn
Tercer Nivel	=	12.650	Tn

#### Ascensor 04

ELEMENTO	LARGO	ANCHO	ALTURA	Pe	PESO
	m	m	m	Tn/m <sup>2</sup>	Tn
Acabados	3.80	1.70		0.10	0.65
Jaula				3.80	3.80
Motor				4.00	4.00
Contrapeso				4.10	4.10
Carga Viva	3.80	1.70		0.20	1.29

Del Primer al Tercer Nivel	=	12.223	Tn
Segundo Nivel	=	12.869	Tn

#### 4.4.2 Carga Viva.

El peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación se denominan cargas vivas. ; las cargas vivas son significativamente más difíciles de establecer debido a su naturaleza aleatoria.

Del *RNE E.020 artículo 6°*, se define los pesos utilizados para calcular la carga viva mínima repartida.

Para la Carga Viva (CV):		
s/c Oficinas y/o Salas	0.25	Tn/m <sup>2</sup>
s/c Salas de exposición	0.40	Tn/m <sup>2</sup>
s/c Museo	0.40	Tn/m <sup>2</sup>
s/c Salas con asientos fijos	0.30	Tn/m <sup>2</sup>
s/c Corredores y Escaleras	0.40	Tn/m <sup>2</sup>
s/c Azotea c/área verde	0.40	Tn/m <sup>2</sup>

### PESO DE SOBRECARGA POR NIVEL

#### BLOQUE I

CARGA VIVA	NIVEL	CANT	AREA TRIBUT	Pe	PESO
			m <sup>2</sup>	Tn/m <sup>2</sup>	Tn
CV	Losa sót	1	1280.04	0.25	320.01
CV	Losa 1 nivel	1	1273.95	0.25	318.49
CV	Losa 2 nivel	1	1268.08	0.25	317.02
CV	Losa 3 Nivel	1	100.32	0.25	25.08
CV	Esc. Elec.	1	29.70	0.40	11.88
CV	Esc. 04	2	11.40	0.40	9.12

CV	Esc. 05	2	17.56	0.40	14.05
CV	Esc. 06	2	13.95	0.40	11.16
CV	Azotea	1	1268.08	0.40	507.23
				<b>TOTAL</b>	<b>1534.04</b>

**BLOQUE II**

CARGA VIVA	NIVEL	CANT	AREA TRIBUT	Pe	PESO
			m2	Tn/m2	Tn
CV	Losa sót.	1	1019.44	0.25	254.86
CV	Losa 1 niv.	1	1043.03	0.25	260.76
CV	Losa 2 Niv.	1	1074.09	0.25	268.52
CV	Losa 3 niv.	1	21.43	0.25	5.36
CV	Esc. 03	3	15.78	0.40	18.94
CV	Esc. 06	4	13.95	0.40	22.32
CV	Esc. Elec.	1	29.30	0.40	11.72
CV	Azotea	1	1074.09	0.40	429.64
				<b>TOTAL</b>	<b>842.48</b>

**BLOQUE III**

CARGA VIVA	NIVEL	CANT	AREA TRIBUT	Pe	PESO
			m2	Tn/m2	Tn
CV	Losa sót.	1	1051.87	0.25	262.97
CV	Losa 1 niv.	1	644.80	0.25	161.20
CV	Losa 2 Niv.	1	742.15	0.25	185.54
CV	Losa 3 niv.	1	134.47	0.25	33.62
CV	Esc. 02	6	24.82	0.40	59.57
CV	Esc. 01	2	18.50	0.40	14.80
CV	Esc. 07	2	19.98	0.40	15.98
CV	Azotea	1	742.15	0.40	296.86
				<b>TOTAL</b>	<b>733.67</b>

**BLOQUE IV**

CARGA VIVA	NIVEL	CANT	AREA TRIBUT	Pe	PESO
			m2	Tn/m2	Tn
CV	Losa semisot.	1	711.86	0.25	177.97
CV	Losa 1 niv	1	812.17	0.25	203.04
CV	Losa 2 niv	1	824.70	0.25	206.18
				<b>TOTAL</b>	<b>587.18</b>

#### 4.4.3 PESO TOTAL DE LA EDIFICACION

Es importante indicar que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y en consecuencia al peso del edificio, procurándose de que sea lo más liviano posible; esta determinación de peso de la estructura nos sirve para fines del análisis sísmico el cual consiste en encontrar la masa inercial de cada piso de la estructura.

Para este caso mediante la Norma de RNE E.030 artículo 16.3°, el caso de edificios cuya categoría es B la norma indica que se considere el 100% de la carga muerta y el 50% de carga viva o sobrecarga.

Las cargas de la estructura son todas aquellas para las que un edificio debe ser diseñado y debe ser capaz de resistir, estas pueden ser muertas, vivas o de sismo, existen otros tipos de cargas que son menos comunes como las cargas de viento, nieve, cargas por efectos térmicos.

$$P = CM + 0.50 CV$$

##### BLOQUE I

ELEMENTO	DEAD	CM	LIVE	LIVE UP	PESO TOTAL
VIGAS	1206.74				1206.74
COLUMNAS	643.75				643.75
PLACAS	494.85				494.85
LOSA	1059.05	392.24	980.60	507.23	1950.05
ESCALERA	47.22		46.21		58.78
TABIQUERIA	597.06				597.06
ASCENSOR		49.18			49.18
<b>TOTAL</b>	<b>4048.67</b>	<b>441.42</b>	<b>1026.81</b>	<b>507.23</b>	<b>5000.41</b>

##### *Peso por nivel*

NIVEL	CM	CV	PESO TOTAL
Sotano	1633.18	337.18	1801.765
1	1199.88	347.53	1373.650
2	1283.87	317.02	1442.377
3	150.01	532.31	416.165
<b>TOTAL</b>	<b>4266.94</b>	<b>1534.04</b>	<b>5033.957</b>

**BLOQUE II**

ELEMENTO	DEAD	CM	LIVE	LIVE UP	PESO TOTAL
VIGAS	903.84				903.84
COLUMNAS	497.55				497.55
PLACAS	644.88				644.88
LOSA	852.66	315.80	789.50	429.64	1473.24
ESCALERA	57.99		52.98		71.24
TABIQUERIA	538.77				538.77
ASCENSOR		48.76			48.76
<b>TOTAL</b>	<b>3495.68</b>	<b>364.55</b>	<b>842.48</b>	<b>429.64</b>	<b>4178.26</b>

*Peso por nivel*

<i>NIVEL</i>	<i>CM</i>	<i>CV</i>	<i>PESO TOTAL</i>
Sótano	1216.31	272.33	1352.478
1	1148.09	289.95	1293.063
2	1072.97	268.52	1207.232
3	441.31	104.84	325.495
<b>TOTAL</b>	<b>3878.68</b>	<b>935.65</b>	<b>4178.267</b>

**BLOQUE III**

ELEMENTO	DEAD	CM	LIVE	LIVE UP	PESO TOTAL
VIGAS	466.13				466.13
COLUMNAS	167.44				167.44
PLACAS	1401.39				1401.39
LOSA	694.79	257.33	643.32	296.86	1187.16
ESCALERA	123.48		90.35		146.07
TABIQUERIA	382.48				382.48
ASCENSOR		49.73			49.73
<b>TOTAL</b>	<b>3235.72</b>	<b>307.06</b>	<b>733.67</b>	<b>296.86</b>	<b>3800.42</b>

*Peso por nivel*

<i>NIVEL</i>	<i>CM</i>	<i>CV</i>	<i>PESO TOTAL</i>
Sótano	962.52	287.76	1106.401
1	986.70	193.78	1083.595
2	944.07	210.72	1049.426
3	395.77	330.48	561.006
<b>TOTAL</b>	<b>3289.06</b>	<b>1022.74</b>	<b>3800.429</b>

**BLOQUE IV**

ELEMENTO	DEAD	CM	LIVE	LIVE UP	PESO TOTAL
VIGAS	648.61				648.61
COLUMNAS	402.33				402.33
PLACAS	602.00				602.00
LOSA	634.16	71.19	177.97		749.83
TABIQUERIA	324.48				324.48
<b>TOTAL</b>	<b>2611.58</b>	<b>71.19</b>	<b>177.97</b>	<b>0.00</b>	<b>2727.26</b>

*Peso por nivel*

<i>NIVEL</i>	<i>CM</i>	<i>CV</i>	<i>PESO TOTAL</i>
Sótano	573.11	0.00	573.114
1	988.33	177.97	1077.316
2	987.85	177.97	1076.834
3	0.00	0.00	0.000
<b>TOTAL</b>	<b>2549.30</b>	<b>355.94</b>	<b>2727.264</b>

---

---

## CAPITULO V

---

---

# ANALISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA

## **CAPITULO V**

### **ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA**

#### **5.1 Introducción.**

El análisis sísmico de la estructura tiene como finalidad determinar las fuerzas internas en los elementos estructurales para diseñarlos. Asimismo permite estimar los desplazamientos laterales de una edificación, los cuales deberán estar dentro de los valores permisibles especificados en la norma.

La filosofía del diseño sismo resistente consiste en:

- Evitar pérdidas de vida.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

La protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible, en concordancia con tal filosofía se establece los principios para el diseño.

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.

- 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 ser un país sísmico, por lo cual es importante siempre tomar en cuenta las fuerzas de sismo para cualquier análisis estructural. 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.

#### **5.2 Parámetros del Análisis Sísmico.**

A continuación se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según los requerimientos de la Norma E.030 de Diseño Sismo resistente, dichos parámetros se definieron para ambas direcciones XX e YY:

##### **5.2.1 Parámetros de Sitio.**

Para poder analizar el edificio debemos definir los parámetros que le corresponden según su ubicación geográfica y características de la zona.

**Factor de Zona (Z).**

La edificación se ubica en la ciudad de Cusco por lo tanto, de acuerdo a la zonificación de la norma *NTE E.030 artículo 5°*, se encuentra dentro de la Zona 2; por lo tanto se tiene:

$$Z = 0.3$$

**Condiciones Geotécnicas(S y Tp).**

El tipo de suelo donde se plantea la edificación es grava y arena arcillosa típica de Cusco, de acuerdo al perfil de suelo basado en la norma *NTE E.030 artículo 6.2°*, pertenece al tipo S2 Suelo Intermedio, por lo tanto se tiene:

Factor de Suelo

$$S = 1.2$$

Periodo que define la plataforma del espectro

$$T_p = 0.6 \text{ seg.}$$

**Factor de Amplificación Sísmica (C).**

El factor de amplificación sísmica en las direcciones XX e YY es la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de las características tanto del suelo como de la estructura y se define según la norma *NTE E.030 artículo 7°*, mediante la siguiente expresión:

$$C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2,5$$

Se obtiene el periodo fundamental (T) en las direcciones XX e YY según la norma *NTE E.030 artículo 17.2°*, mediante la siguiente expresión.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Altura total del Edificio  $h_n = 18.80$

Según norma  $C_T = 45$

Periodo Fundamental  $T = 0.42 \text{ seg.}$

Amplificación Sísmica  $C = 3.59$

Como el valor de la Amplificación Sísmica C hallado es mayor que 2.5, entonces se asume el valor mínimo.

$$C = 2.5$$

### 5.2.2 Parámetros Estructurales.

**Factor de Uso (U).**

Depende del uso e importancia de la estructura; de acuerdo a la norma *NTE E.030 artículo 10°*, el edificio es para un museo se clasifica como edificaciones importantes, de categoría B, por lo tanto se tiene:

<b>U</b>	<b>=</b>	<b>1.3</b>
----------	----------	------------

**Configuración Estructural.**

La norma *NTE E.030 artículo 11°*, clasifica a las edificaciones como regulares o irregulares de acuerdo a la influencia que sus características arquitectónicas tendrán en su comportamiento sísmico.

**Coefficiente de Reducción Sísmica (R).**

Este factor depende del sistema estructural empleado, según la norma *NTE E.030 artículo 12°*. Para este caso se ha considerado un sistema de Pórticos en la direcciones XX e YY, por lo tanto se tiene (R = 8), asimismo tratándose de una estructura irregular se debe multiplicar este valor por 3/4 por lo tanto tenemos:

<b>R</b>	<b>=</b>	<b>8</b>	Bloque I
<b>R</b>	<b>=</b>	<b>8</b>	Bloque II
<b>R</b>	<b>=</b>	<b>6</b>	Bloque III
<b>R</b>	<b>=</b>	<b>6</b>	Bloque IV

### 5.3. Análisis Estático.

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

### 5.4. Calculo de la Fuerza Cortante en la Base.

La fuerza cortante total en la de la estructura, correspondiente a la dirección considerada se determina mediante la expresión mencionada en la norma *NTE E.030 artículo 17.3°*.

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

En el punto 5.2 del capítulo V se obtuvieron los valores de los parámetros para el análisis sísmico de acuerdo a la norma *NTEE.030 Diseño Sismo resistente*.

Z	=	0.3
U	=	1.3
C	=	2.5
S	=	1.2
R	=	8

Pbloque I	=	5000.41
Pbloque II	=	4178.26
Pbloque III	=	3800.42
Pbloque IV	=	2727.26

Para el cálculo de la Fuerza Cortante en la Base se debe considerar para C/R la siguiente condición.

$\frac{C}{R} \geq 0,125$	→	C/R = 0.31	CUMPLE	Bloque I
		0.31	CUMPLE	Bloque II
		0.42	CUMPLE	Bloque III
		0.42	CUMPLE	Bloque IV

Cortante en la base en las direcciones XX e YY.

V	=	731.31	Tnf	Bloque I
V	=	611.07	Tnf	Bloque II
V	=	741.08	Tnf	Bloque III
V	=	531.82	Tnf	Bloque IV

**Análisis estático (tomando en cuenta los periodos obtenidos del análisis modal).**

Se realizó el análisis dinámico de la estructura y se pudo obtener los periodos de vibración con mayor aproximación, es por esto que se efectuó un nuevo análisis estático, considerando esta vez los periodo obtenidos por el análisis dinámico.

Parámetros para el análisis, según lo estipulado en la norma E.030:

Z	=	0.3	R =	8	Bloque I
U	=	1.3	R =	8	Bloque II
S	=	1.2	R =	6	Bloque III
Tp	=	0.6	R =	6	Bloque IV

<i>BLOQUE I</i>	Txx	=	0.217
	Tyy	=	0.159
<i>BLOQUE II</i>	Txx	=	0.135
	Tyy	=	0.130
<i>BLOQUE III</i>	Txx	=	0.214
	Tyy	=	0.175
<i>BLOQUE IV</i>	Txx	=	0.179
	Tyy	=	0.128

Para Bloque I	=	5000.41
Para Bloque II	=	4178.26
Para Bloque III	=	3800.42
Para Bloque IV	=	2727.26

**Factor de Amplificación Sísmica (C).**

$$C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right); C \leq 2,5$$

<i>BLOQUE I</i>	Cxx	=	6.925	➔	2.500
	Cyy	=	9.444	➔	2.500
<i>BLOQUE II</i>	Cxx	=	11.097	➔	2.500
	Cyy	=	11.580	➔	2.500
<i>BLOQUE III</i>	Cxx	=	6.995	➔	2.500
	Cyy	=	8.562	➔	2.500
<i>BLOQUE IV</i>	Cxx	=	8.391	➔	2.500
	Cyy	=	11.736	➔	2.500

**Fuerza Cortante en la Base (V) en las direcciones XX e YY.**

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

<i>BLOQUE I</i>	Vxx	=	731.31	Tnf
	Vyy	=	731.31	Tnf
<i>BLOQUE II</i>	Vxx	=	611.07	Tnf
	Vyy	=	611.07	Tnf
<i>BLOQUE III</i>	Vxx	=	555.81	Tnf
	Vyy	=	555.81	Tnf
<i>BLOQUE IV</i>	Vxx	=	398.86	Tnf
	Vyy	=	398.86	Tnf

### 5.3.2. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.

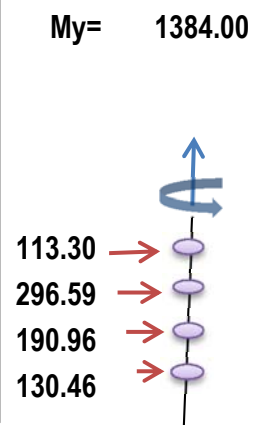
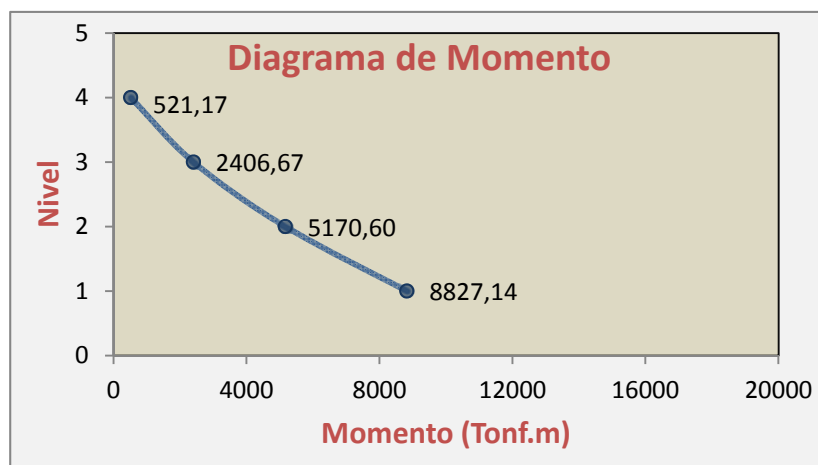
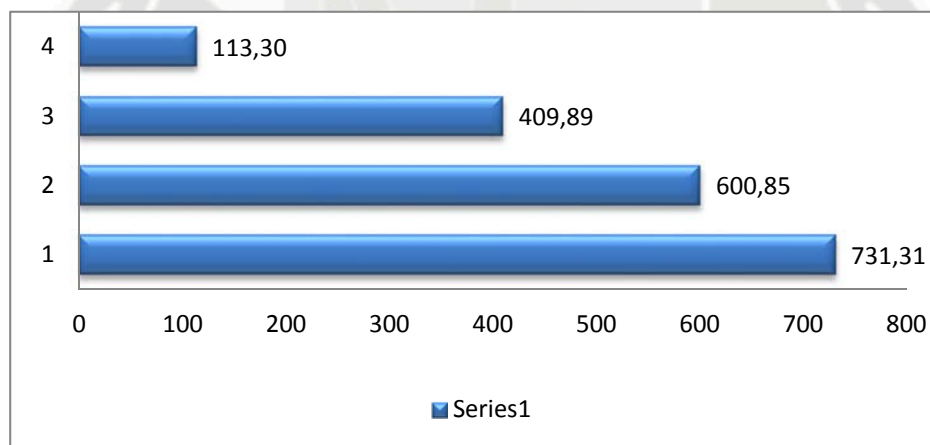
El periodo fundamental es menor de 0.7 segundos, por lo que la fuerza cortante (V) se distribuirá en los distintos niveles de la edificación.

Se calcula las fuerzas internas en las direcciones XX e YY en cada bloque mediante la expresión indicada en la norma *NTE E.030 articulo 17.4°*.

$$F_i = \frac{P_i * H_i}{\sum P_i * H_i} * (V)$$

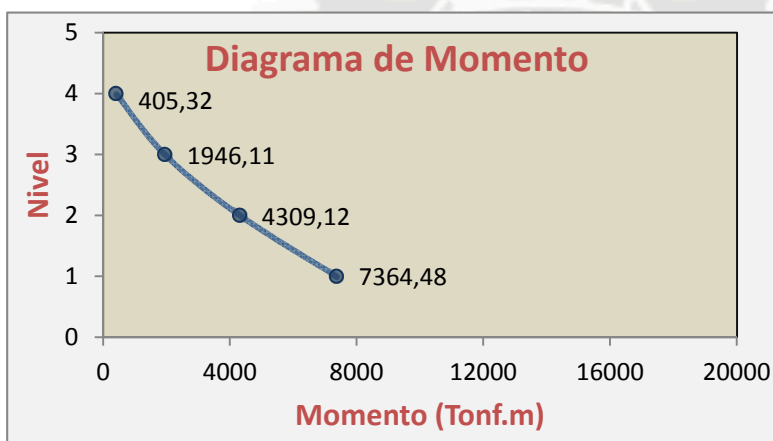
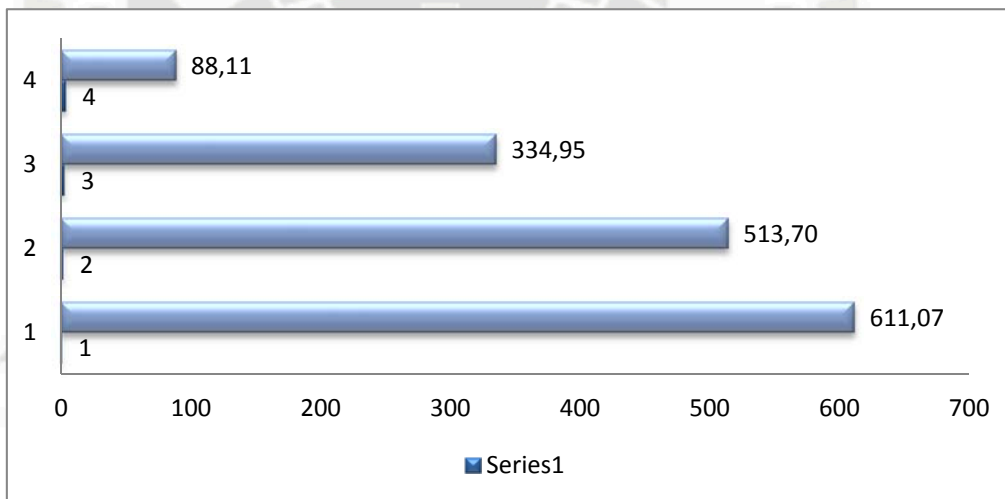
#### BLOQUE I

Nivel	Pi (Tnf)	Hi (m)	Pi*Hi	Fi (Tnf)	Vi (Tonf)	Mi (Tonf.m)
1	1801.76	5.00	9008.82	130.46	731.31	8827.14
2	1373.65	9.60	13187.04	190.96	600.85	5170.60
3	1442.38	14.20	20481.75	296.59	409.89	2406.67
4	416.17	18.80	7823.91	113.30	113.30	521.17
<b>Sumat.</b>			<b>50501.52</b>	<b>731.31</b>		



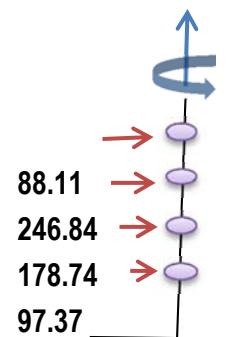
**BLOQUE II**

Nivel	Pi (Tnf)	Hi (m)	Pi*Hi	Fi (Tnf)	Vi (Tonf)	Mi (Tonf.m)
1	1352.48	5.00	6762.39	97.37	611.07	7364.48
2	1293.06	9.60	12413.41	178.74	513.70	4309.12
3	1207.23	14.20	17142.69	246.84	334.95	1946.11
4	325.50	18.80	6119.31	88.11	88.11	405.32
<b>Sumat.</b>			<b>42437.79</b>	<b>611.07</b>		



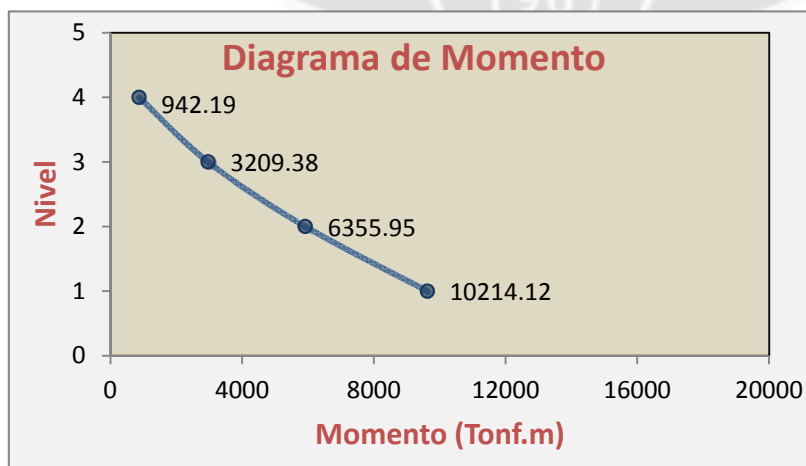
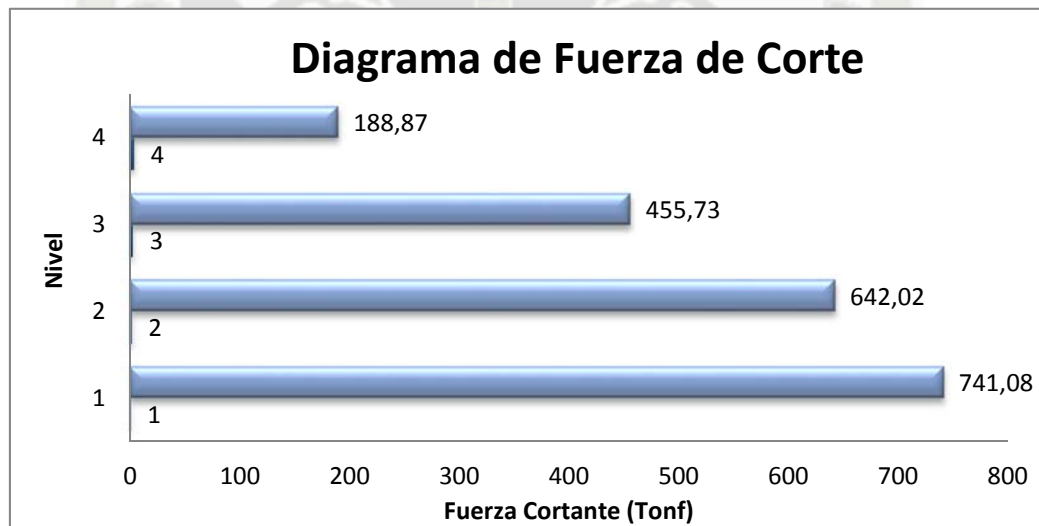
**Mx = 1081.60**

**My = 1145.76**

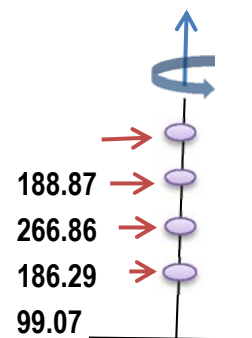


**BLOQUE III**

Nivel	Pi (Tnf)	Hi (m)	Pi*Hi	Fi (Tnf)	Vi (Tonf)	Mi (Tonf.m)
1	1106.40	5.00	5532.01	99.07	741.08	9623.85
2	1083.60	9.60	10402.51	186.29	642.02	5918.44
3	1049.43	14.20	14901.86	266.86	455.73	2965.17
4	561.01	18.80	10546.92	188.87	188.87	868.81
	<b>Sumat.</b>		<b>41383.29</b>	<b>741.08</b>		

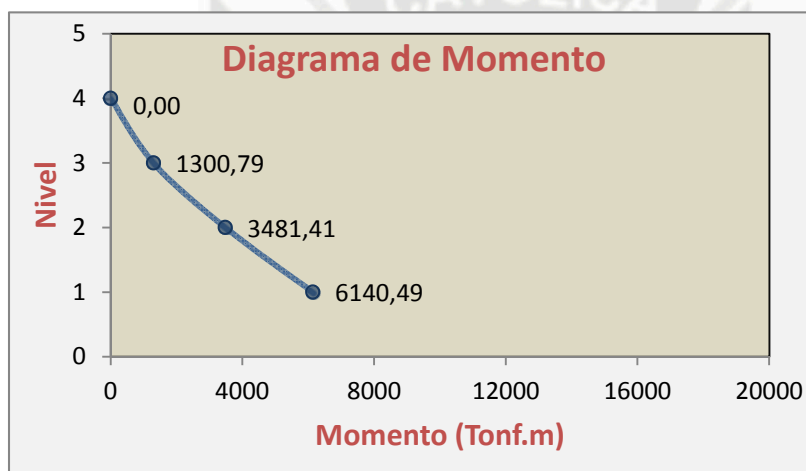


**Mx = 1170.91**  
**My = 1597.03**



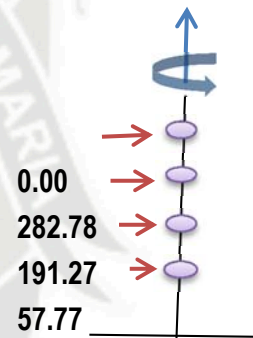
**BLOQUE IV**

Nivel	Pi (Tnf)	Hi (m)	Pi*Hi	Fi (Tnf)	Vi (Tonf)	Mi (Tonf.m)
1	573.11	5.00	2865.57	57.77	531.82	6140.49
2	988.33	9.60	9488.00	191.27	474.05	3481.41
3	987.85	14.20	14027.46	282.78	282.78	1300.79
4	0.00	18.80	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Sumat.</b>			<b>26381.03</b>	<b>531.82</b>		



$M_x = 239.42$

$M_y = 337.70$

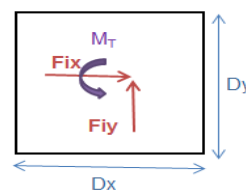


Estas fuerzas están aplicadas en los centros de masa de sus respectivos entrepisos, utilizándose el mismo valor para ambas direcciones por tener según este método los mismos factores de amplificación sísmica (c) de la estructura en ambas direcciones para cada bloque.

**5.3.3. Efectos de Torsión.**

La fuerza en cada nivel de la edificación  $F_i$  actúa en el centro de masas del nivel respectivo, asimismo se considera el efecto de excentricidades accidentales para cada dirección de análisis ( $e_i$ ), además de la fuerza actuante se aplica el momento accidental ( $M_{ti}$ ), expresiones que se calcula como indica la norma *NTE E.0.30 artículo 17.5°*.

$M_{ti} = +/- F_i \cdot e_i$   
 $e_x = 0.05 D_x$   
 $e_y = 0.05 D_y$



*BLOQUE I*

DX = 35.4 m

Dy = 37.85 m

Nivel	Fi (Tnf)	MTx (Tnf.m)	MTy (Tnf.m)	%
1	130.46	230.91	246.89	18
2	190.96	338.00	361.39	26
3	296.59	524.97	561.31	41
4	113.30	200.54	214.42	15
<b>Sumat.</b>	<b>1294.42</b>	<b>1384.00</b>	<b>1384.00</b>	<b>100</b>

*BLOQUE II*

DX = 35.4 m

Dy = 37.5 m

Nivel	Fi (Tnf)	MTx (Tnf.m)	MTy (Tnf.m)	%
1	97.37	172.35	182.57	16
2	178.74	316.38	335.14	29
3	246.84	436.91	462.83	40
4	88.11	155.96	165.21	14
<b>Sumat.</b>	<b>1081.60</b>	<b>1145.76</b>	<b>1145.76</b>	<b>100</b>

*BLOQUE III*

DX = 31.6 m

Dy = 43.1 m

Nivel	Fi (Tnf)	MTx (Tnf.m)	MTy (Tnf.m)	%
1	99.07	156.52	213.49	13
2	186.29	294.33	401.45	25
3	266.86	421.64	575.08	36
4	188.87	298.42	407.02	25
<b>Sumat.</b>	<b>1170.91</b>	<b>1597.03</b>	<b>1597.03</b>	<b>100</b>

*BLOQUE IV*

DX = 40.84 m

Dy = 12.7 m

Nivel	Fi (Tnf)	MTx (Tnf.m)	MTy (Tnf.m)	%
1	57.77	117.96	36.68	11
2	191.27	121.46	121.46	36
3	282.78	0.00	179.57	53
4	0.00	0.00	0.00	0
<b>Sumat.</b>	<b>239.42</b>	<b>239.42</b>	<b>337.70</b>	<b>100</b>

## 5.5 Análisis Dinámico.

La Norma establece al análisis dinámico, como un método aplicable a cualquier edificio. El análisis puede realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia. En este caso se utilizará el procedimiento de combinación espectral, por tratarse de una edificación convencional. Se ha considerado en este análisis tres grados de libertad por piso, por lo tanto para el análisis del edificio de cuatro pisos, se tendrán 12 modos de vibración.

### 5.5.1 Procedimiento del Análisis Dinámico por el Programa ETABS vs 9.6.

Para el análisis sísmico de la estructura del "MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO" se utilizó el programa ETABS versión 9.6, el cual es un programa de análisis tridimensional. El modelo considera un solo diafragma rígido por bloque; así como se tomó como base las disposiciones dictadas por las normas *NTE E.030 Diseño Sismo resistente*. A continuación se detalla el procedimiento completo seguido con el programa ETabs.

a Se define el material: Concreto.

.

- Peso Específico = 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Módulo de Elasticidad  $E_c = 2.2 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Poisson: =0.15
- $f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>
- $f_y = 4,200$  kg/cm<sup>2</sup>

b

Se definen todos los elementos estructurales.

.

- *Placas*: Se definen las placas (Wall), espesores de 30cm, 20 cm y 40cm.
- *Vigas Chatas y/o Peraltadas*: Se definen las vigas, según las dimensiones de su sección.
- *Losa Aligerada*: Se definen las losas aligeradas (Deck), en este caso todas de h=30 cm. y se les asigna el metrado de carga muerta y viva respectiva. El edificio se modelo en 4 bloques.

c Se definen el caso de cargas estáticas. Se definen los casos de carga estática, carga muerta (DEAD y CM) y carga viva (LIVE y LIVEUP), considerando que solamente en el caso de carga muerta DEAD se considera el peso propio Las cargas muerta y viva se aplicaron directamente a las losas (aligeradas) como carga uniformemente distribuida, las sobrecargas usadas fueron de 400 kg/m<sup>2</sup> para el 1er, 2do, 3er y 4to bloque y 400 Kg/cm<sup>2</sup> para la azotea (recibe áreas verdes)

d Se le asignó al programa un espectro de aceleraciones para cada dirección (EQxx y EQyy), el objetivo de asignar dicho espectro, es calcular la aceleración de la

gravedad para los diferentes modos de vibración de la estructura, en función del periodo, de este modo al multiplicarlas por la masa anteriormente definida se obtengan las fuerzas sísmicas.

- e Se definen las masas de los entrepisos, y para el cálculo del peso, se considera lo especificado en la norma *NTE 0.30 en su artículo 16.3°*: "En edificaciones de categoría A, se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un 50% de la carga viva o sobrecarga".
- f. Se considera la estructura empotrada en la base. Ello por el tipo de cimentación (amarrada) y por tener un suelo duro con  $\sigma_{adm} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$ , donde podemos suponer que el giro en la cimentación no es tan importante.
- g Se definen y asignan a cada una de las losas de piso un diafragma rígido, para asegurar que en cada piso todos los elementos estructurales de ese piso tengan el mismo desplazamiento lateral frente a sollicitaciones sísmicas.
- h Se definieron la cantidad de modos de vibración de la estructura, los cuales fueron de 3 por cada nivel (2 de traslación en las direcciones XX e YY y una de rotación alrededor del eje ZZ).
- i. Se definieron las cargas de diseño y la combinación de carga últimas para obtener la envolvente de cargas que nos permitirá diseñar los diferentes elementos estructurales del edificio según la *NTE E.060 artículo 10.2°*.
  - 1.4 CM + 1.7 CV
  - 1.25 (CM + CV  $\pm$  S)
  - 0.9 CM  $\pm$  1.25 S

Se tendrá en cuenta un factor de escala, que se utiliza para escalar los resultados obtenidos del análisis, en caso que no se cumpla con lo señalado en la norma *NTE E.030 artículo 18.2°*, donde indica:

**V dinámico > 90% V estático, para estructuras irregulares.**

Se realizó el procedimiento descrito en el programa ETABS versión 9.6 considerando el pre dimensionamiento de los elementos estructurales descritos en el capítulo IV, siendo estos modificados hasta cumplir con los requisitos indispensables de las normas.

#### **5.4.2 Análisis por Combinación Modal Espectral.**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizara un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido mediante la norma *RNE E.030 artículo 18.2*.

**Análisis modal espectral**

C	T	ZUC S	ZUCS/R	Sa
2.50	0.00	1.170	0.146	1.434
2.50	0.05	1.170	0.146	1.434
2.50	0.10	1.170	0.146	1.434
2.50	0.15	1.170	0.146	1.434
2.50	0.20	1.170	0.146	1.434
2.50	0.25	1.170	0.146	1.434
2.50	0.30	1.170	0.146	1.434
2.50	0.35	1.170	0.146	1.434
2.50	0.40	1.170	0.146	1.434
2.50	0.45	1.170	0.146	1.434
2.50	0.50	1.170	0.146	1.434
2.50	0.55	1.170	0.146	1.434
2.50	0.60	1.170	0.146	1.434
2.31	0.65	1.080	0.135	1.324
2.14	0.70	1.003	0.125	1.229
2.00	0.75	0.936	0.117	1.147
1.88	0.80	0.878	0.110	1.076
1.76	0.85	0.826	0.103	1.012
1.67	0.90	0.780	0.098	0.956
1.58	0.95	0.739	0.092	0.906
1.43	1.05	0.669	0.084	0.820
1.36	1.10	0.638	0.080	0.782
1.30	1.15	0.610	0.076	0.748
1.25	1.20	0.585	0.073	0.717
1.20	1.25	0.562	0.070	0.688
1.15	1.30	0.540	0.068	0.662
1.11	1.35	0.520	0.065	0.637
1.07	1.40	0.501	0.063	0.615
1.03	1.45	0.484	0.061	0.593
1.00	1.50	0.468	0.059	0.574
0.75	2.00	0.351	0.044	0.430
0.60	2.50	0.281	0.035	0.344
0.50	3.00	0.234	0.029	0.287
0.43	3.50	0.201	0.025	0.246
0.38	4.00	0.176	0.022	0.215
0.33	4.50	0.156	0.020	0.191
0.30	5.00	0.140	0.018	0.172
0.25	6.00	0.117	0.015	0.143
0.21	7.00	0.100	0.013	0.123
0.19	8.00	0.088	0.011	0.108

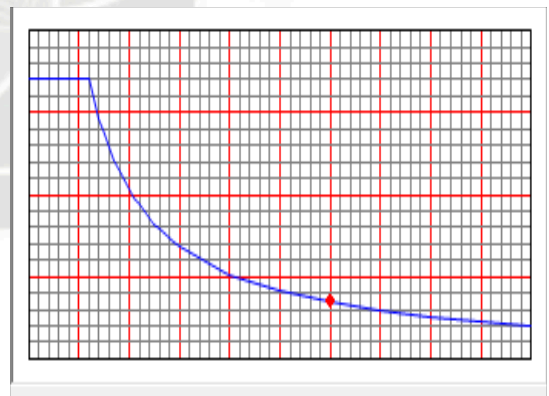
Parámetro determinado anteriormente en los puntos 5.2 y 5.3

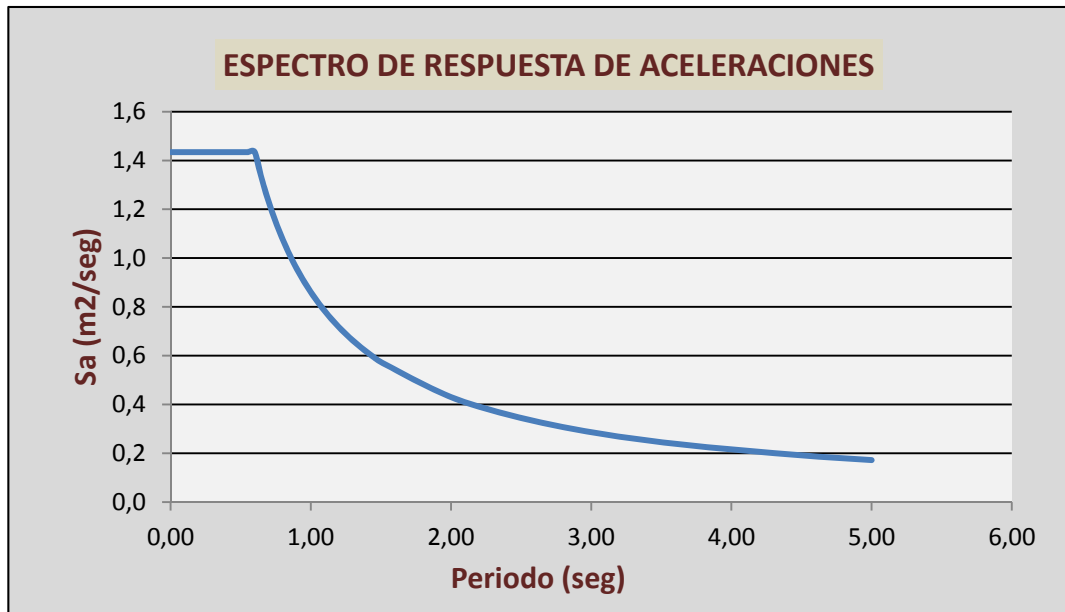
- Z = 0.3
- U = 1.3
- S = 1.2
- Tp = 0.6
- R = 8.0

Coefficiente del Cortante en la Base para insertar en el ETABS.

T = 0.418  
 Determinado inicialmente

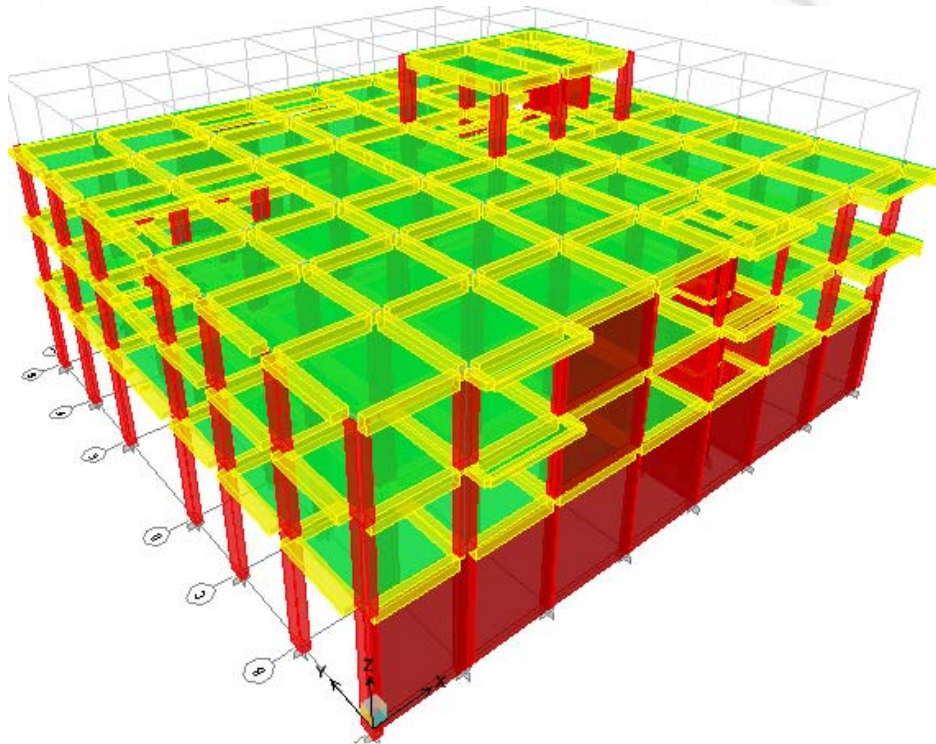
**ZUCS/R = 0.146**



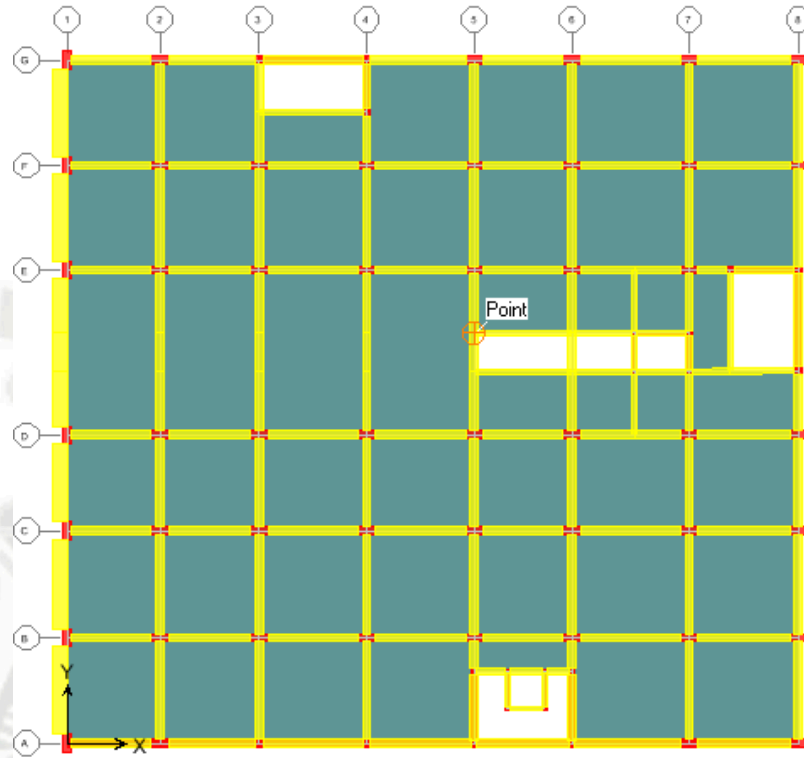


**Gráficos del ETABS 9.6.**

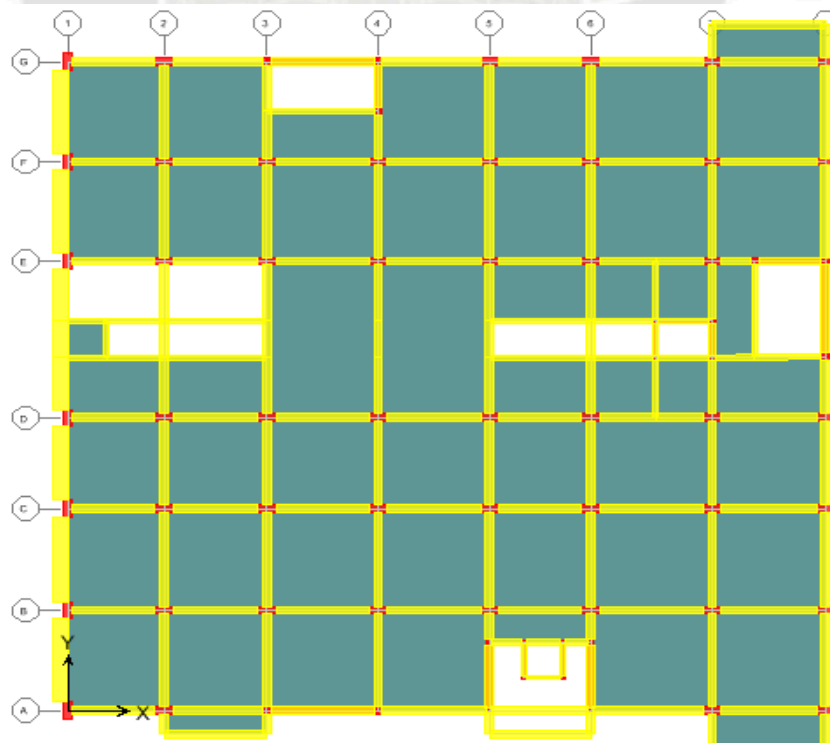
- **BLOQUE I**



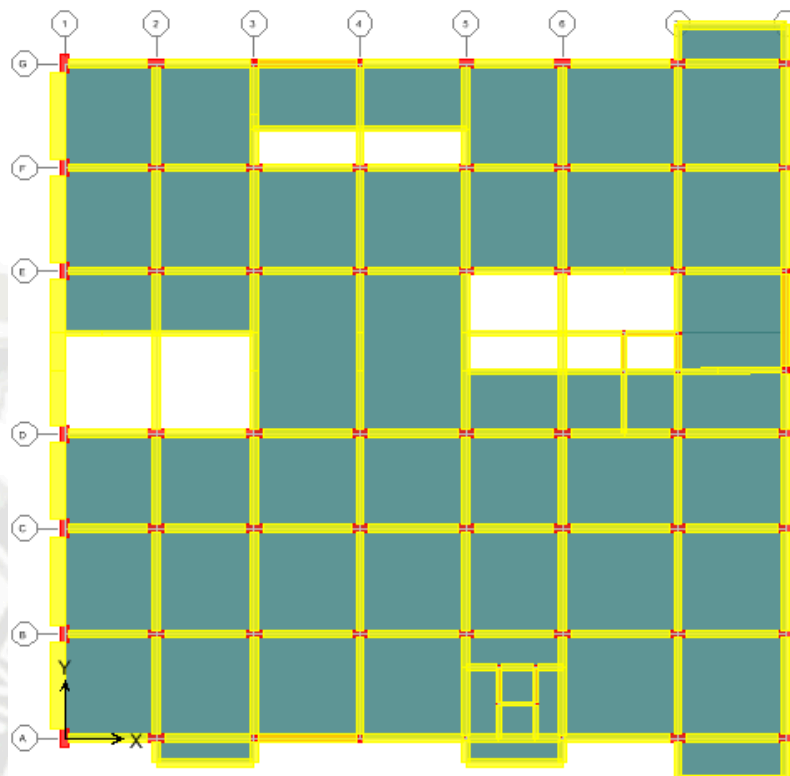
**PLANTA DE SOTANO**



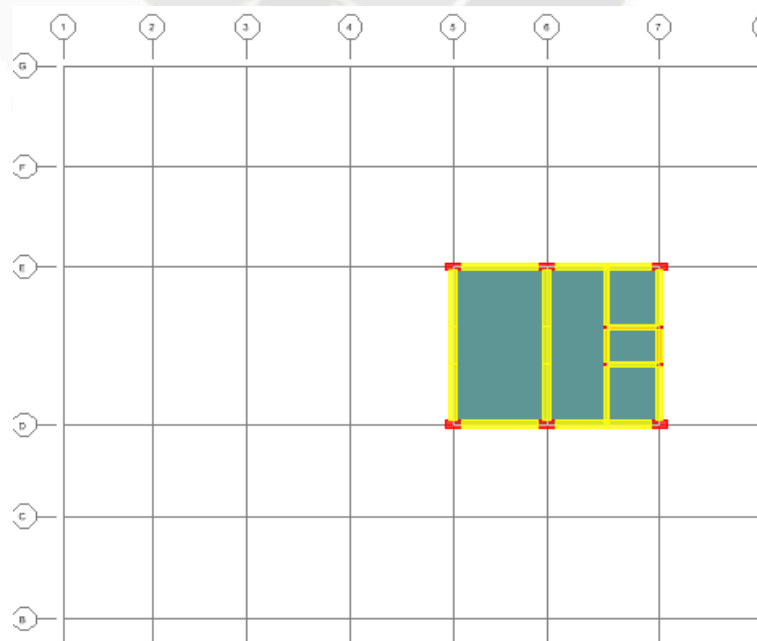
**PLANTA DE 1ER NIVEL**



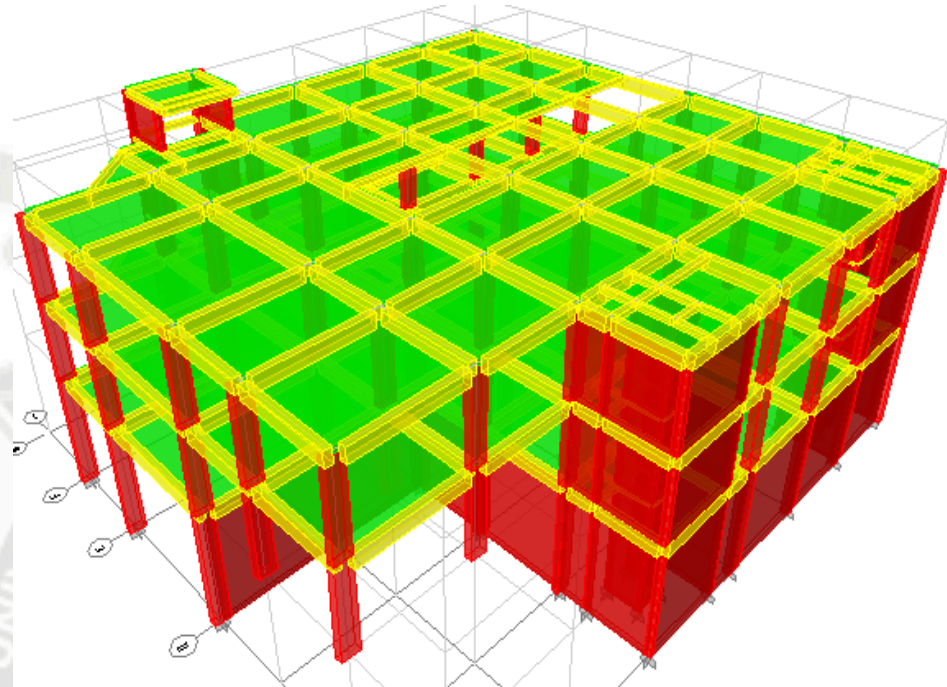
### PLANTA DEL 2DO NIVEL



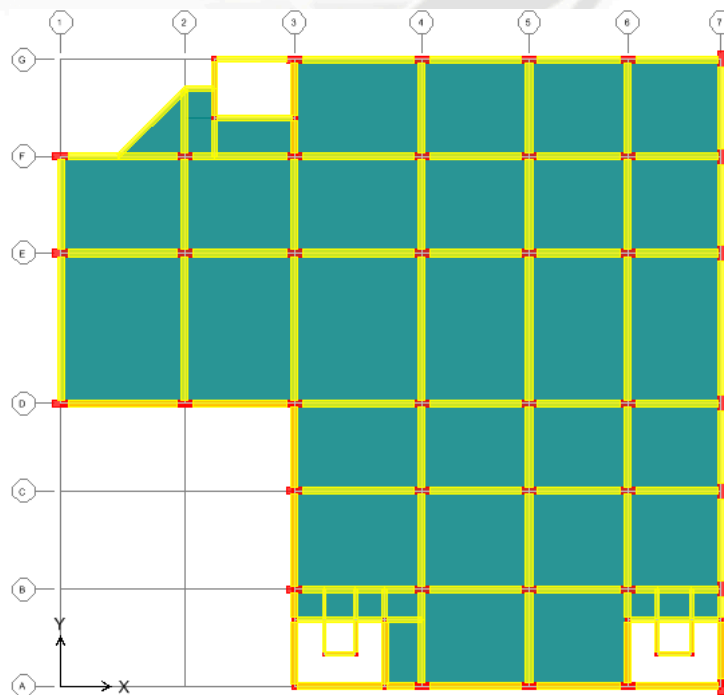
### PLANTA DEL 3ER NIVEL



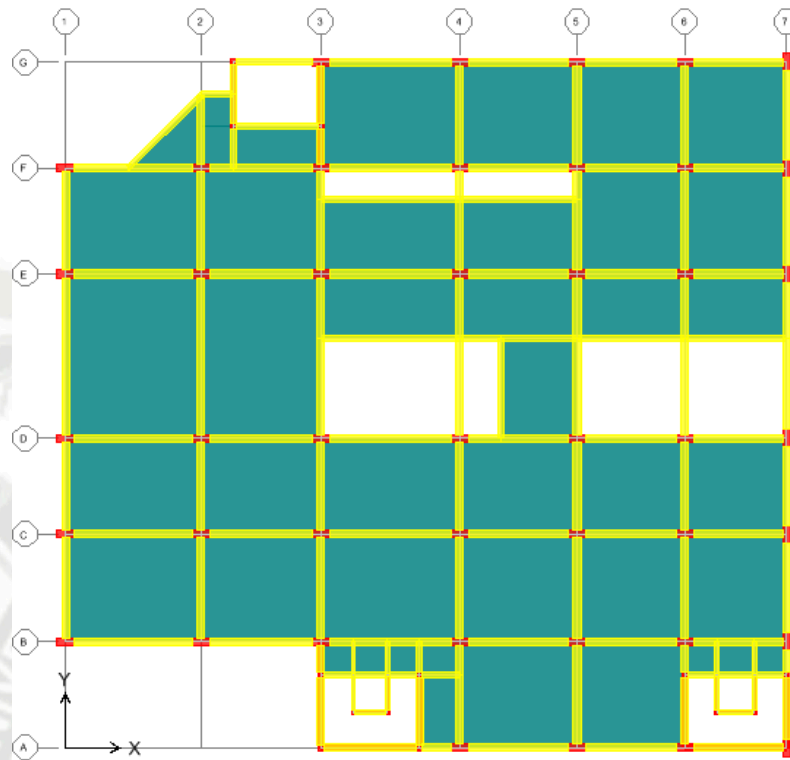
• **BLOQUE II**



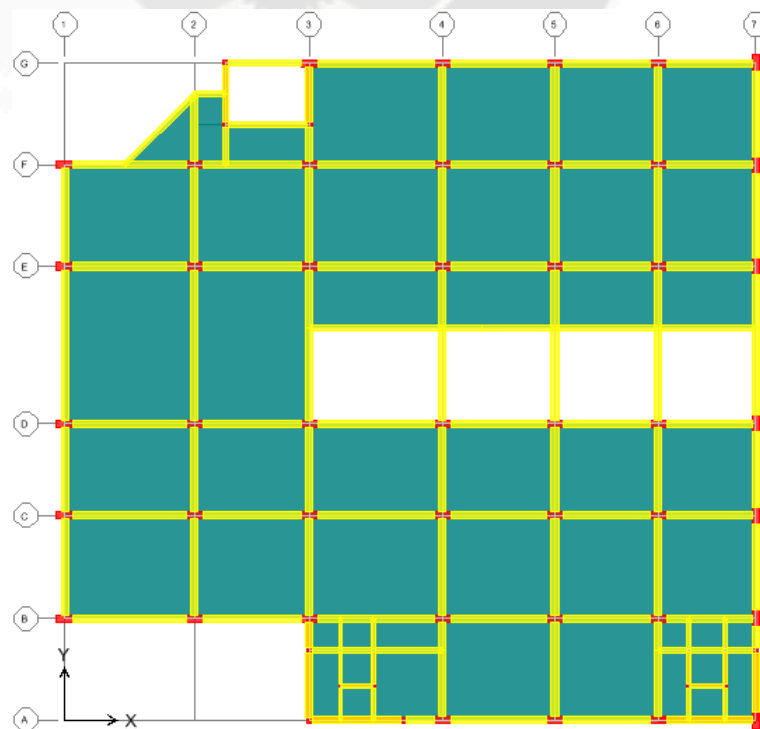
**PLANTA DE SOTANO**



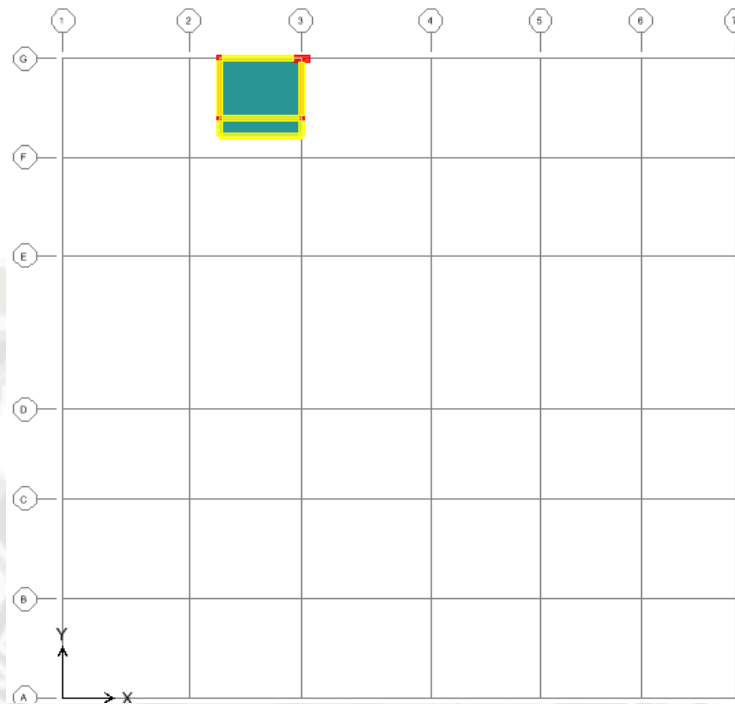
### PLANTA DE 1ER NIVEL



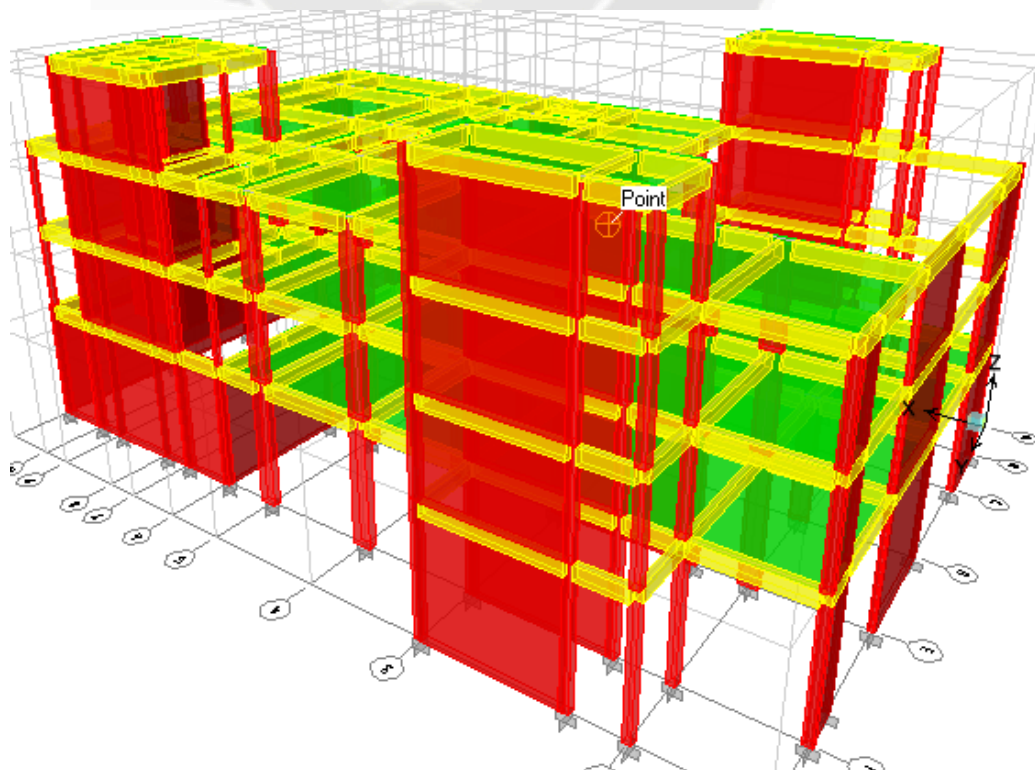
### PLANTA DEL 2DO NIVEL



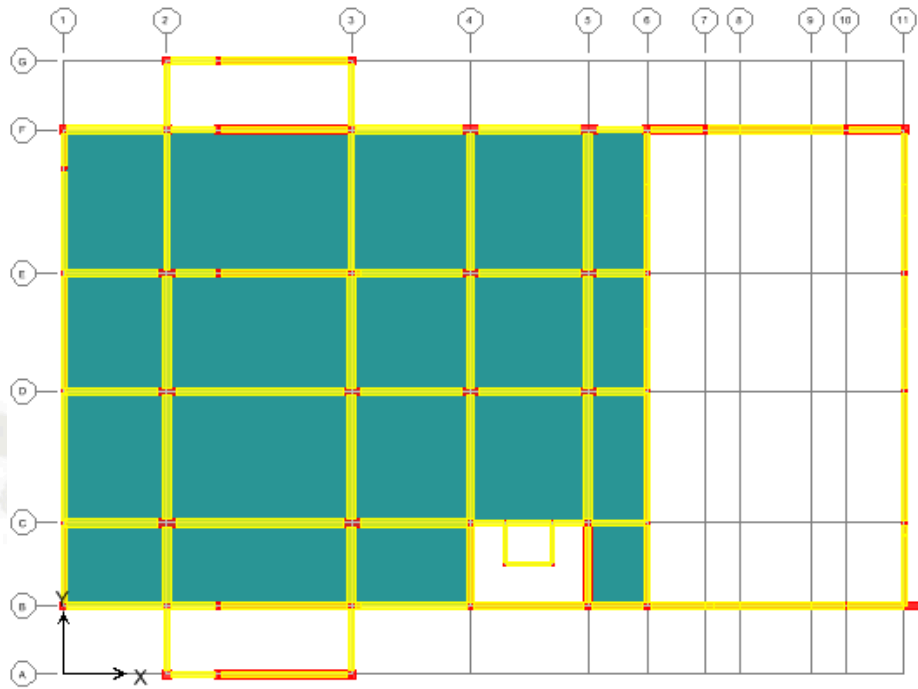
### PLANTA DEL 3ER NIVEL



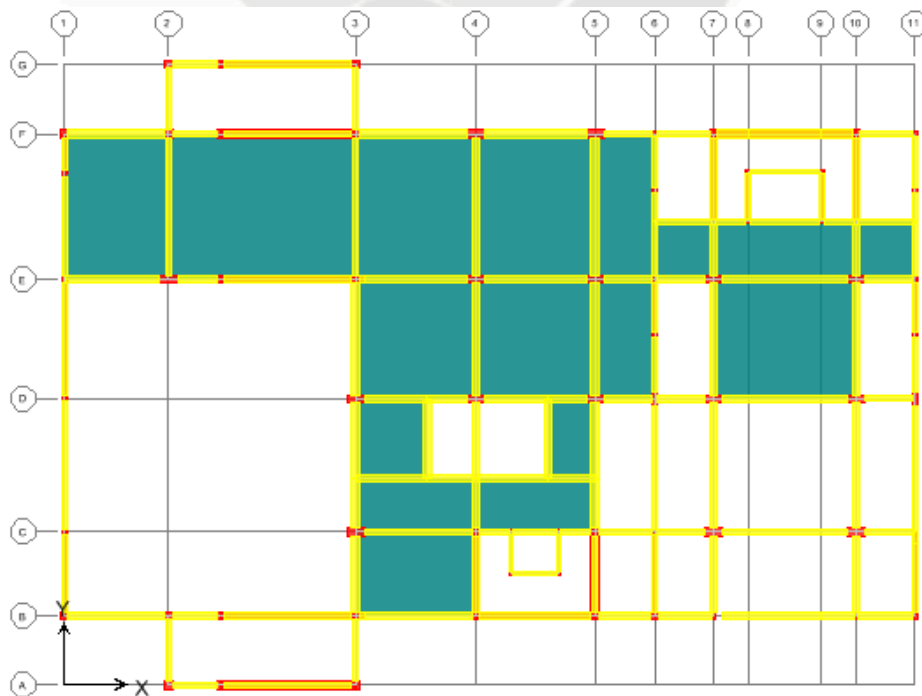
- BLOQUE III



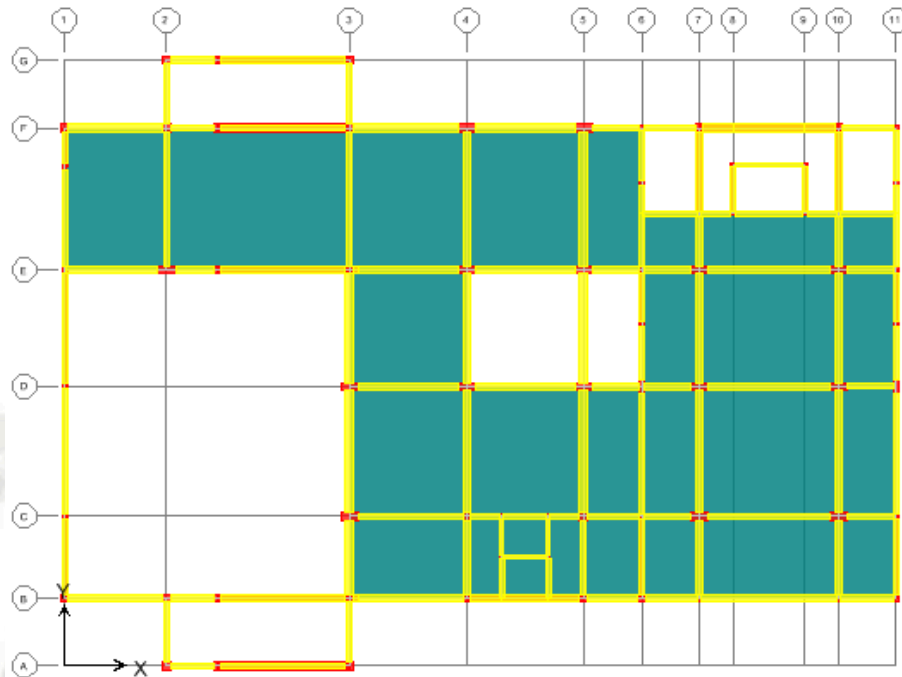
### PLANTA DEL SOTANO



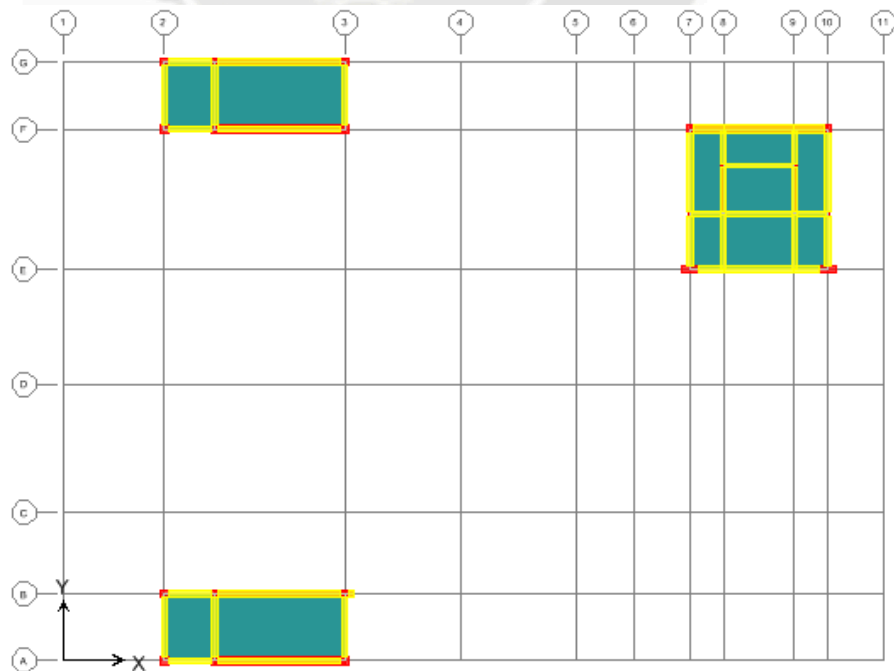
### PLANTA DEL 1ER NIVEL



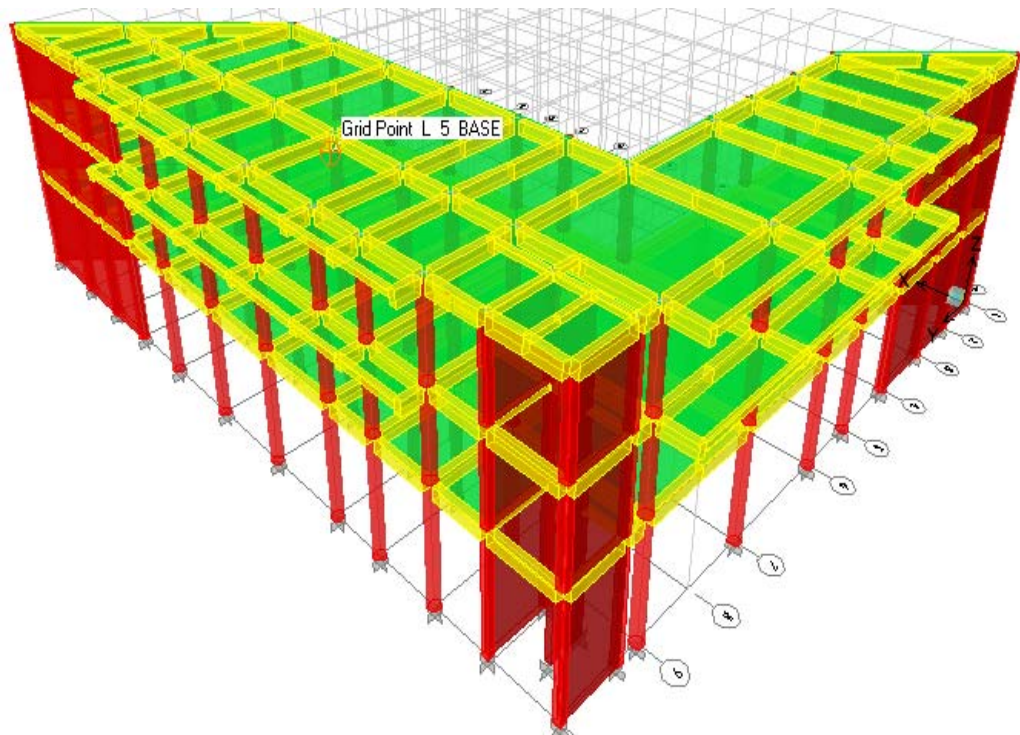
**PLANTA DEL 2DO NIVEL**



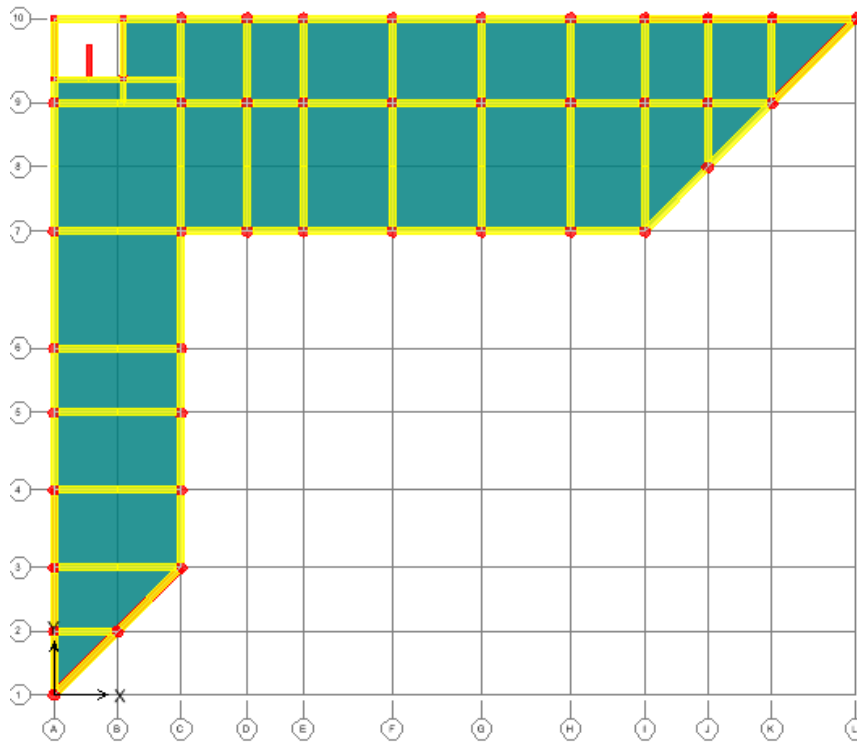
**PLANTA DEL 3ER NIVEL**



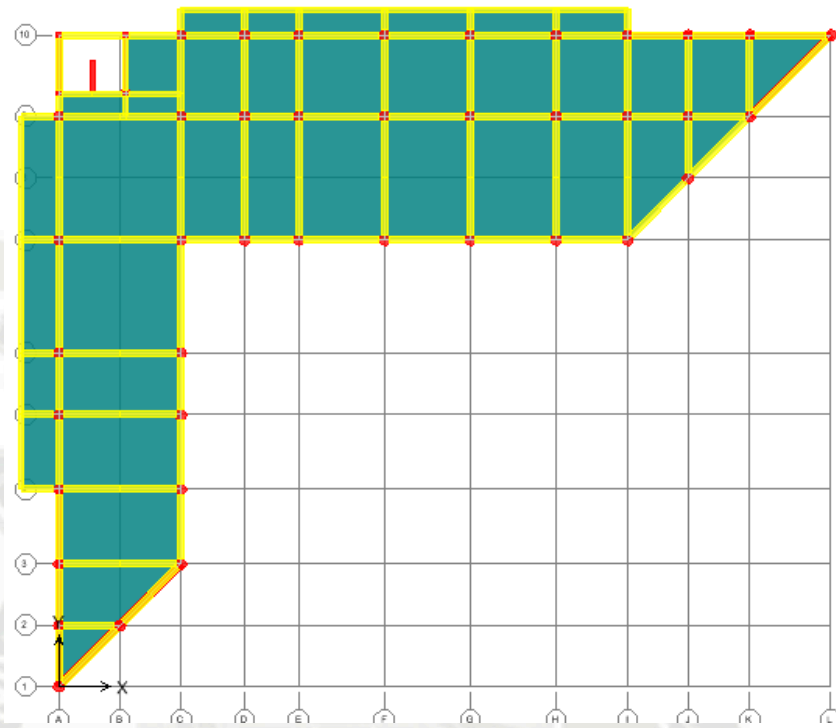
• **BLOQUE IV**



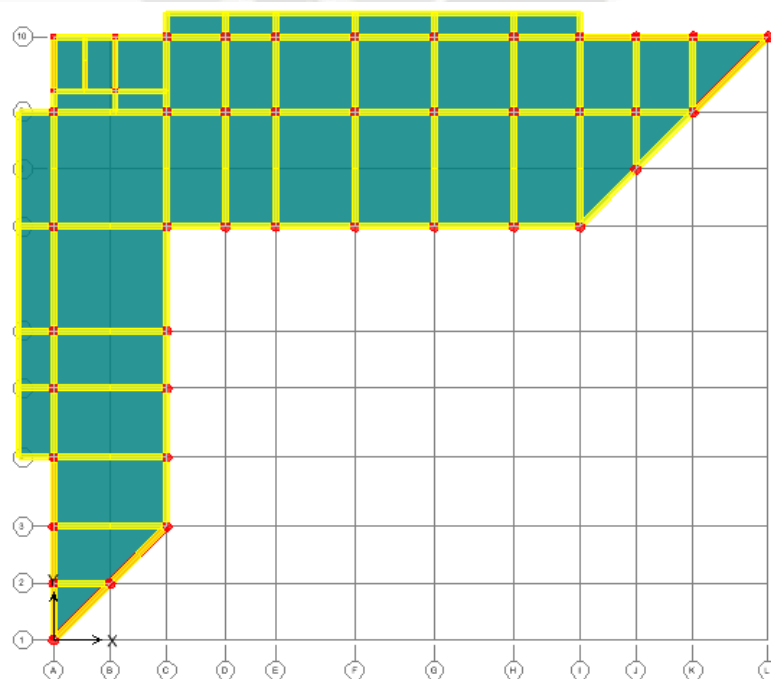
**PLANTA DEL 1ER NIVEL**



### PLANTA DEL 2DO NIVEL



### PLANTA DEL 3ER NIVEL



### 5.4.3 Periodos de Vibración.

Según la *NTP E.030 en el artículo 18.2, inciso a)*, para hallar los periodos de vibración, se identifican los modos fundamentales, según los porcentajes de masas efectivas de la estructura. De esta manera se tomó los resultados para cada bloque según la cantidad de pisos por bloque siendo del análisis modal 12 modos de vibración para los bloque I, II, III y 9 para el bloque IV:

#### BLOQUE I

Modo	Periodo	UX	UY
1	0.3972	6.104	68.4225
2	0.2548	48.9	10.2626
3	0.1869	16.25	1.6172
4	0.1547	0.515	3.6663
5	0.1131	0.124	10.4122
6	0.0813	10.49	0.7809
7	0.0694	0.043	0.0843
8	0.0573	6.084	0.1672
9	0.0534	0.244	4.1684
10	0.0479	3.247	0.04
11	0.0366	6.622	0.0175
12	0.0304	0.712	0.1497

En la Tabla se muestra los diferentes periodos para cada modo de vibración así como el porcentaje participativo de masa.

Periodo (T)	% Masa	
0.255	48.896	XX
0.187	1.617	YY

$T_{xx} = 0.85 \times T$  →  $T_{xx} = 0.217 \text{ Seg}$

$T_{yy} = 0.85 \times T$  →  $T_{yy} = 0.159 \text{ Seg}$

#### BLOQUE II

Modo	Periodo	UX	UY
1	0.3918	48.43	0.0604
2	0.2609	0.147	75.5569
3	0.1669	0.247	0.0952
4	0.1627	0.003	0.0012
5	0.159	6.006	0.3967
6	0.1524	6.1	0.0822
7	0.1519	5.19	0.0682
8	0.1212	17.04	0.0321
9	0.0914	2.632	0.0022
10	0.0867	0.039	0.0047
11	0.0849	0.008	0.0006
12	0.0805	0.116	0.3549

Periodo (T)	% Masa	
0.159	6.006	XX
0.152	0.082	YY

$T_{xx} = 0.85 \times T$  →  $T_{xx} = 0.135 \text{ Seg}$

$T_{yy} = 0.85 \times T$  →  $T_{yy} = 0.130 \text{ Seg.}$

**BLOQUE III**

Mod o	Periodo	UX	UY
1	0.2671	0.028	50.9806
2	0.2523	2.009	6.1568
3	0.2061	2.644	0.0001
4	0.1996	0.073	2.5618
5	0.1777	1.515	0.0289
6	0.1769	4E-04	0.0018
7	0.1747	0.003	0.0010
8	0.1725	1E-04	0.0063
9	0.1713	0.358	0.5234
10	0.1708	0.233	0.0007
11	0.1694	0.105	0.0579
12	0.1683	2.346	0.0363

Periodo (T)	% Masa
0.252	2.009
0.206	0.000

XX

YY

$T_{xx} = 0.85 \times T \rightarrow T_{xx} = 0.214 \text{ Seg.}$

$T_{yy} = 0.85 \times T \rightarrow T_{yy} = 0.175 \text{ Seg}$

**BLOQUE IV**

Mod o	Periodo	UX	UY
1	0.2103	47.24	39.9038
2	0.1504	25.1	40.4578
3	0.1431	15.42	6.6861
4	0.0652	5.333	4.2505
5	0.0467	0.011	0.1616
6	0.0461	1.076	0.0097
7	0.0444	0.04	0.1976
8	0.0417	5.183	7.0164
9	0.0388	0.243	0.6444

Periodo (T)	% Masa
0.210	47.237
0.150	40.458

XX

YY

$T_{xx} = 0.85 \times T \rightarrow T_{xx} = 0.179 \text{ Seg}$

$T_{yy} = 0.85 \times T \rightarrow T_{yy} = 0.128 \text{ Seg.}$

**5.5. Fuerza Cortante Mínima en la Base.**

De la norma *NTE E.030 artículo 18.2°*, señala que para el análisis de estructuras irregulares, se debe considerar una fuerza cortante en la base del edificio que no deberá ser menor que el 90% del valor calculado según en el Análisis Estático.

***V dinámico > 90% V estático***

**BLOQUE I**

	Estático Tnf	0.90 Estático Tnf	Dinámico Tnf	Cumple
XX	731.31	658.18	299.26	NO
YY	731.31	658.18	381.43	NO

**BLOQUE II**

	Estático Tnf	0.90 Estático Tnf	Dinámico Tnf	Cumple
XX	611.07	549.96	253.79	NO
YY	611.07	549.96	347.20	NO

**BLOQUE III**

	Estático Tnf	0.90 Estático Tnf	Dinámico Tnf	Cumple
XX	555.81	500.23	299.20	NO
YY	555.81	500.23	270.98	NO

**BLOQUE IV**

	Estático Tnf	0.90 Estático Tnf	Dinámico Tnf	Cumple
XX	398.86	358.98	258.84	NO
YY	398.86	358.98	259.61	NO

Se observa de acuerdo a los resultados obtenidos, que las fuerzas basales están por debajo de los requerimientos de Fuerza Cortante Mínima en la Base que contempla la norma, por lo tanto es necesario incrementar el cortante para cumplir con los mismos señalados, en consecuencia se recurre a escalar proporcionalmente todos los resultados obtenidos en el análisis mediante el uso de un factor de escalamiento que afecta al 100% del espectro de respuesta normalizado de la norma. Los factores para escalar son:

BLOQUE	DIRECCION	0.90 Vestático/ Vdinámico	FACTOR
I	XX	658.18/299.26	2.199
	YY	658.18/381.43	1.726
II	XX	549.96/253.79	2.167
	YY	549.96/347.2	1.584
III	XX	500.23/299.20	1.672
	YY	500.23/270.98	1.846

IV	XX	358.98/258.84	1.387
	YY	358.98/259.61	1.383

Se ingresaron estos factores tanto en la dirección xx como en yy, al programa ETABS para cumplir la Fuerza Cortante mínima en la base estipulado según norma.

## 5.6 Desplazamientos Laterales.

Mediante la norma *NTE E.030 artículo 16.4°*, señala que los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

### Verificación de Desplazamientos Laterales de entrepiso.

#### BLOQUE I

#### Dirección XX:

Piso	Desp. X (cm)	Delta	Altura (cm)	Deriva Delta/hi	Deriva 0.75*D*R	Cheque o Desplaz	Despl. Relativo
Base	0	0	0	0	0	ok	0.007
1	0.0002	2E-04	500	0.0000	0.0007	ok	0.007
2	0.0002	2E-04	460	0.0000	0.0011	ok	0.007
3	0.0002	2E-04	460	0.0000	0.0011	ok	0.007
4	0.0002	3E-05	460	0.0000	0.0010	ok	0.007

#### Dirección YY:

Piso	Desp. Y (cm)	Delta	Altura (cm)	Deriva Delta/hi	Deriva 0.75*D*R	Cheque o Desplaz	Despl. Relativo
Base	0	0	0	0	0	ok	0.007
1	0.0003	3E-04	500	0.0000	0.0013	ok	0.007
2	0.0005	2E-04	460	0.0000	0.0023	ok	0.007
3	0.0005	1E-05	460	0.0000	0.0024	ok	0.007
4	0.0005	1E-06	460	0.0000	0.0024	ok	0.007

**BLOQUE II**

**Dirección XX:**

Piso	Desp. X (cm)	Delta	Altura (cm)	Deriva Delta/hi	Deriva 0.75*D* R	Cheque o Desplaz .	Despl. Relativo
Base	0.000	0	0	0	0	ok	0.007
1	0.000	2E-04	500	0.0000	0.0009	ok	0.007
2	0.001	3E-04	460	0.0000	0.0024	ok	0.007
3	0.000	3E-05	460	0.0000	0.0022	ok	0.007
4	0.001	6E-05	460	0.0000	0.0025	ok	0.007

**Dirección YY:**

Piso	Desp. Y (cm)	Delta	Altura (cm)	Deriva Delta/hi	Deriva 0.75*D* R	Cheque o Desplaz .	Despl. Relativo
Base	0.000	0	0	0	0	ok	0.007
1	0.000	1E-04	500	0.0000	0.0005	ok	0.007
2	0.001	5E-04	460	0.0000	0.0016	ok	0.007
3	0.000	4E-04	460	0.0000	0.0012	ok	0.007
4	0.000	3E-05	460	0.0000	0.0010	ok	0.007

**BLOQUE III**

**Dirección XX:**

Piso	Desp. X (cm)	Delta	Altura (cm)	Deriva Delta/hi	Deriva 0.75*D* R	Cheque o Desplaz .	Despl. Relativo
Base	0.000	0	0	0	0	ok	0.007
1	0.000	2E-05	500	0.0000	0.0001	ok	0.007
2	0.000	2E-04	460	0.0000	0.0010	ok	0.007
3	0.000	2E-04	460	0.0000	0.0002	ok	0.007
4	0.000	2E-05	460	0.0000	0.0002	ok	0.007

**Dirección YY:**

Piso	Desp. Y (cm)	Delta	Altura (cm)	Deriva Delta/hi	Deriva 0.75*D*R	Cheque o Desplaz	Despl. Relativo
Base	0.000	0	0	0	0	ok	0.007
1	0.000	6E-05	500	0.0000	0.0003	ok	0.007
2	0.001	1E-03	460	0.0000	0.0046	ok	0.007
3	0.000	-8E-04	460	0.0000	0.0009	ok	0.007
4	0.000	2E-04	460	0.0000	0.0017	ok	0.007

**BLOQUE IV**

**Dirección XX:**

Piso	Desp. X (cm)	Delta	Altura (cm)	Deriva Delta/hi	Deriva 0.75*D*R	Cheque o Desplaz	Despl. Relativo
Base	0.000	0	0	0	0	ok	0.007
1	0.000	8E-05	500	0.0000	0.0004	ok	0.007
2	0.000	2E-05	460	0.0000	0.0005	ok	0.007
3	0.000	-2E-05	460	0.0000	0.0004	ok	0.007

**Dirección YY:**

Piso	Desp. Y (cm)	Delta	Altura (cm)	Deriva Delta/hi	Deriva 0.75*D*R	Cheque o Desplaz	Despl. Relativo
Base	0.000	0	0	0	0	ok	0.007
1	0.000	1E-04	500	0.0000	0.0005	ok	0.007
2	0.000	2E-05	460	0.0000	0.0006	ok	0.007
3	0.000	-3E-05	460	0.0000	0.0005	ok	0.007

### 5.7. Efectos de Torsión.

De acuerdo con lo descrito en la *NTE E.030 en el artículo 18.2- inciso e)*, se ha considerado en el análisis dinámico una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo e igual a 0.05 veces la dimensión del edificio.

### 5.8. Juntas de Separación Sísmica (S).

Para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas a una distancia mínima *s*, la cual se determina mediante la *NTE E.030 artículo 15.2°*.

- $S > 2/3$  de la suma de los desplazamientos de los bloques adyacentes.
- $S = 3 + 0.004x(h-500)$  en cm Donde *h*- altura total del edificio (cm).
- $S > 3\text{cm}$ .

Se tomó el desplazamiento más alto de los bloques adyacentes para la distancia “*s*” se calculó en base al 1er criterio de la norma; además se tomó el “*s*” en la dirección *Y*, pues es la dirección que presenta un mayor desplazamiento.

- $S = 3 + 0.004x(h-500)$  en cm Donde  $h = 1880$  cm.  $S = 8.5$  cm → I
- $S = 3 + 0.004x(h-500)$  en cm Donde  $h = 1880$  cm.  $S = 8.5$  cm → II
- $S = 3 + 0.004x(h-500)$  en cm Donde  $h = 1880$  cm.  $S = 8.5$  cm → III
- $S = 3 + 0.004x(h-500)$  en cm Donde  $h = 1420$  cm.  $S = 6.7$  cm → IV

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  $s/2$ .

BLOQUE	Smin (Cm)		
I	Smin =	0.00	cm
	Smin =	4.26	cm
II	Smin =	0.00	cm
	Smin =	4.26	cm
III	Smin =	0.00	cm
	Smin =	4.26	cm
IV	Smin =	0.00	cm
	Smin =	3.34	cm

Finalmente se tomó un retiro total de:

<b>S = 5 cm</b>
-----------------

Para los 4 bloques

### 5.9. Estabilidad del Edificio.

De acuerdo a la *NTE E.030 articulo 15.3°*, la estructura debe resistir el momento de volteo que produce un sismo con un factor de seguridad mayor o igual a 1.5, *NTE E.03 articulo 21°*; para lo cual debe cumplirse la siguiente expresión:

$$\text{Factor de Seguridad} = \frac{\text{Momento Estabilizante}}{\text{Momento Volcante}}$$

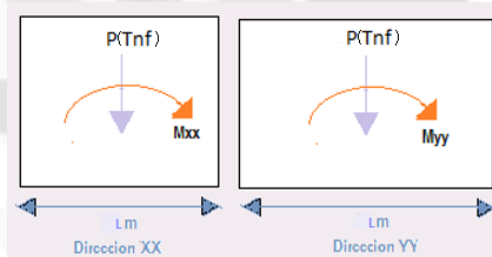
#### Momentos Volcantes.

Momentos determinados en el Análisis Estático:

BLOQUE	MOMENTOS		
I	Mxx =	8827.1	Tnf.m
	Myy =	8827.1	Tnf.m
II	Mxx =	7364.5	Tnf.m
	Myy =	7364.48	Tnf.m
III	Mxx =	9623.9	Tnf.m
	Myy =	9623.9	Tnf.m
IV	Mxx =	6140.5	Tnf.m
	Myy =	6140.5	Tnf.m

#### Momentos Estabilizantes.

La figura muestra el peso de la edificación y los momentos de volteo en XX e YY.



*Momentos en la edificación (Bibliografía - Libro N°3)*

Bloque I	P =	5000	Tnf	⇒	Mxx =	25002.03	Tnf.m
					Myy =	62505.07	Tnf.m
Bloque II	P =	4178	Tnf	⇒	Mxx =	20891.32	Tnf.m
					Myy =	52228.31	Tnf.m
Bloque III	P =	3800	Tnf	⇒	Mxx =	19002.10	Tnf.m
					Myy =	47505.24	Tnf.m
Bloque IV	P =	2727	Tnf	⇒	Mxx =	13636.30	Tnf.m
					Myy =	34090.74	Tnf.m

**Factor de Seguridad.**

*BLOQUE I*

Direc.	Mo Estab.	Mo Volcante	Factor
XX	25002.03	8827.14	2.8324027
YY	62505.07	8827.14	7.0810068

*BLOQUE II*

Direc.	Mo Estab.	Mo Volcante	Factor
XX	20891.32	7364.48	2.8367685
YY	52228.31	7364.48	7.0919212

*BLOQUE III*

Direc.	Mo Estab.	Mo Volcante	Factor
XX	19002.10	9623.85	1.9744795
YY	47505.24	9623.85	4.9361988

*BLOQUE IV*

Direc.	Mo Estab.	Mo Volcante	Factor
XX	13636.30	6140.49	2.2207189
YY	34090.74	6140.49	5.5517971

Los factores de seguridad obtenidos son mayores que 1.5, por lo tanto se comprueba la estabilidad del edificio.



---

## CAPITULO VI

---

## CAPITULO VI

### ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD Y ENVOLVENTES DE DISEÑO

#### 6.1 Introducción.

El análisis por cargas gravitacionales consiste en conocer el comportamiento de la estructura idealizada ante las cargas provenientes de los pesos de los diversos miembros estructurales y de los pesos de los cualesquiera de los objetos que estén pertinentemente unido a la estructura, en otras palabras, analizar a la estructura sometida a la influencia de todas las cargas provenientes por el peso propio de las vigas, losas, columnas, placas, muros entre otras, sin olvidar las cargas ocupacionales (personas, mobiliario, etc.) que son del origen de existencia de la estructura.

Así mismo este capítulo contiene los diafragmas finales de los esfuerzos resultantes, los cuales son representados mediante las envolventes de diseño que contienen las combinaciones de carga de acuerdo a las solicitaciones que actúan sobre los distintos elementos estructurales, estas combinaciones están en función a la probabilidad de la ocurrencia que tiene ciertos estados de carga; a partir de estos valores se elabora el diseño de los elementos que constituyen a la estructura del edificio.

#### 6.2 Métodos de Análisis.

Después de la idealización de la estructura que representa el soporte y conexión de los elementos estructurales entre sí, para analizar apropiadamente una estructura se recurre a los lineamientos que nos brinda la teoría de la mecánica estructural, la cual nos presenta una serie de métodos que se pueden utilizar para realizar el análisis de cualquier tipo de estructura bajo condiciones de cargas gravitacionales.

De los Métodos aproximados, se destacan los más conocidos que son:

- Método de Distribución de Momentos (Cross).
- Método de Takabeya.
- Método de Kani.
- Método del Portal.

Cabe destacar que el Método de Distribución de Momentos presenta una formulación exacta, pero por ser su procesó interactivo va disminuyendo su precisión.

La contraparte de los Métodos aproximados son los Métodos Exactos, siendo los más destacados:

- Método de las Ecuaciones Pendiente - Desviación.
- Método de las Flexibilidades (Método de las Fuerzas).
- Método de las Rigideces (Método de los Desplazamientos).
- Método de las Diferencias Finitas.

- Método de los Elementos Finitos.

Todos estos métodos mencionados están basados en los fundamentos de la teoría de la elasticidad.

### 6.3 Consideraciones y Requisitos de Resistencia.

Los requisitos de resistencia están directamente relacionados con la amplificación y combinación de cargas, cuyo fin es de mostrar la probabilidad que existe de que la carga estimada sea superada en la realidad, los valores de amplificación están en función del nivel de precisión a ser evaluada cada estado de carga, por eso para la carga muerta se le asigna un factor de amplificación menor que para carga viva ya que al ser la carga muerta permanente su evaluación es más precisa, para el caso de carga de sismo que es proveniente de un análisis probabilístico, es más incierta, por eso se tiene un factor de amplificación mayor.

Cada estado de carga con sus respectivos factores es combinado de acuerdo a las sollicitaciones que actúan sobre el elemento estructural. Las combinaciones de carga están en función a la probabilidad de ocurrencia que tienen ciertos estados de carga. Estas combinaciones están propuestas en la *NTP E.060 artículo 10.2°* para obtener la resistencia requerida para carga muerta (CM), carga viva (CV) y carga de sismo (CS) deberán ser como mínimo:

1 <sup>era</sup> Hipótesis	$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$
2 <sup>da</sup> Hipótesis	$1.25 (\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CS})$
3 <sup>era</sup> Hipótesis	$0.9 \text{ CM} \pm 1.25 \text{ CS}$

Para incluir en el diseño de algún elemento estructural el empuje lateral del terreno, donde CE es la carga del empuje lateral del terreno, la resistencia requerida será como mínima:

4 <sup>ta</sup> Hipótesis	$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.8 \text{ CE}$
---------------------------	----------------------------------------------------

En caso que la carga muerta y/o viva reduzca el efecto del empuje lateral se usara:

5 <sup>ta</sup> Hipótesis	$0.9 \text{ CM} + 1.8 \text{ CE}$
---------------------------	-----------------------------------

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas al peso y presión de líquidos con densidades bien definidas y alturas controladas, dichas cargas podrán tener un factor de 1.5 y agregarse en todas las combinaciones que incluyan carga viva.

### 6.4 Análisis Estructural para Cargas de Gravedad.

El análisis de pórticos, vigas o losas continuas se hace generalmente usando métodos clásicos como el de Cross, o métodos más modernos como el de rigidez o flexibilidad, generalmente empleados matricialmente en los programas de computadora.

Se trabaja con luces tomadas a ejes de los elementos o, mediante la consideración de luces libres y brazos rígidos en el caso de elementos con peraltes significativos.

El análisis estructural partiendo de modelos mecánicos a los cuales se asimiló la edificación, es más que nada, un proceso puramente matemático; pudiendo estar tan cerca o lejos de la realidad en la medida que así lo refleje el modelo asumido.

Algo que debe tenerse siempre presente es que con frecuencia no hay un solo modelo que permite describir todos los aspectos del funcionamiento de la estructura, muchas veces hay que emplear más de uno y obtener resultados “envolventes” que permitan estimar el funcionamiento probablemente intermedio de la estructura real

En el presente proyecto se hizo uso del programa ETABS vs 9.6 el cual utiliza el método de la rigidez para realizar dicho análisis. Al igual que el Análisis Sísmico el Análisis Estructural se hace en forma tridimensional.

### 6.5 Análisis de Losa Aligerada.

Para el análisis de losas se ha tenido en consideración la luz libre de las mismas, se ha elegido una losa aligerada ( $h=0.30$  m) la altura de las losas fue elegido debido a las luces de los apoyos de las mismas tal como se explicó en el capítulo IV.

El análisis estructural de las losas se realizó con el programa ETABS vs 9.6, considerándose cargas muertas y cargas vivas.

### 6.6 Cargas Actuantes sobre Vigas.

El metrado de cargas actuantes sobre una viga está definido por el área tributaria de cada una de ellas, en el caso de la losa aligerada bidireccional del Block I, las cargas sobre las vigas de apoyo, para un paño rectangular armado en dos sentidos puede suponerse como la carga dentro de las áreas tributarias del paño, limitadas por la intersección de líneas a  $45^\circ$  desde las esquinas con la línea media del paño paralela al eje largo. Así tendremos que la carga de la losa sobre la viga es de forma triangular o trapezoidal

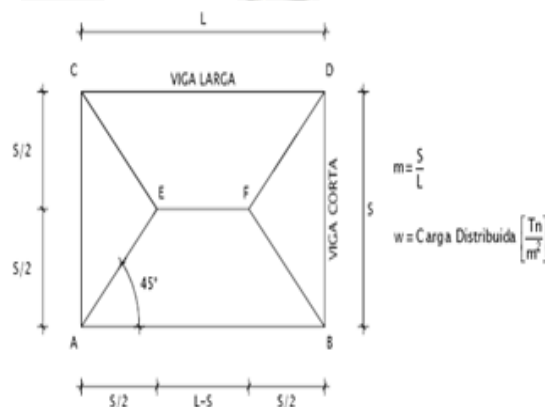
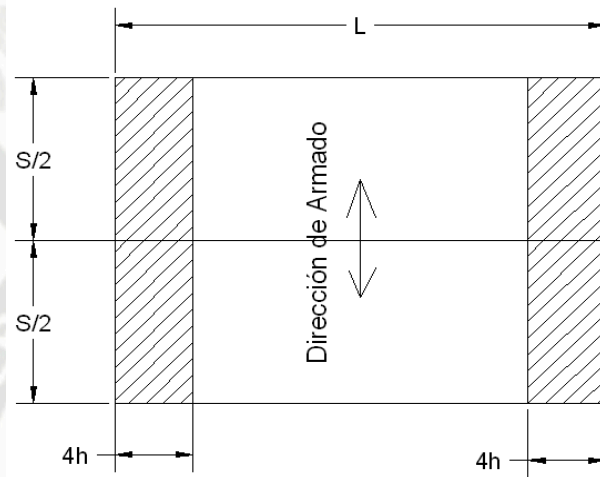


Fig. A. (Bibliografía - Libro N°8)

En el caso de la losa aligerada unidireccional, las cargas sobre las vigas perpendiculares a la dirección del armado de la losa estarán definidas por el área tributaria limitada por la longitud de la viga y la mitad de la longitud perpendicular a esta, para las vigas paralelas a la dirección del armado se considerará la carga como el área tributaria limitada por la longitud de dichas vigas y  $4h$  ( $h$  = espesor de losa).

Así, tendremos que la carga de la losa sobre las vigas es de forma rectangular como se muestra en la figura:

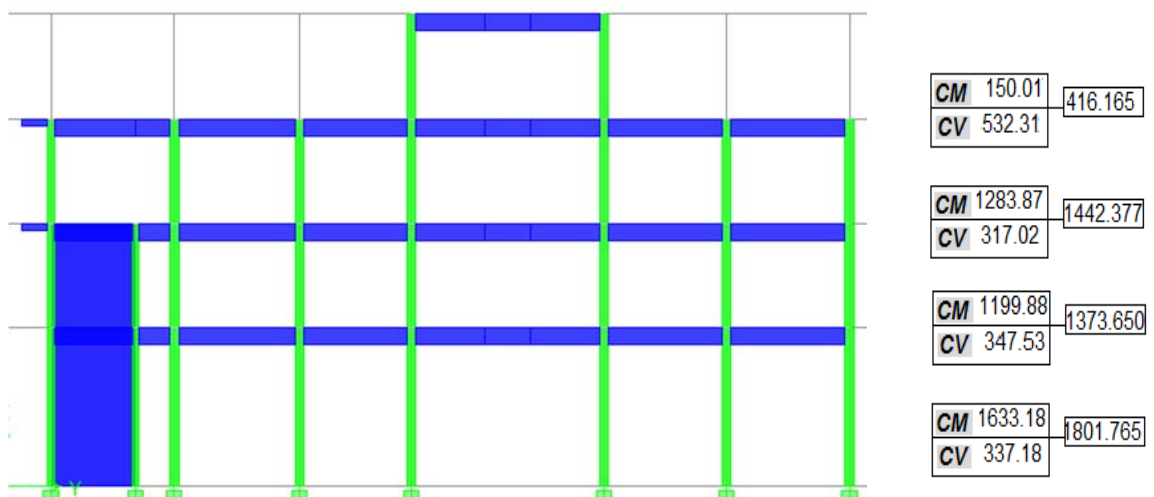


*Análisis de Cargas Transmitidas por losa Aligerada Unidireccional. (Bibliografía-Libro N°8)*

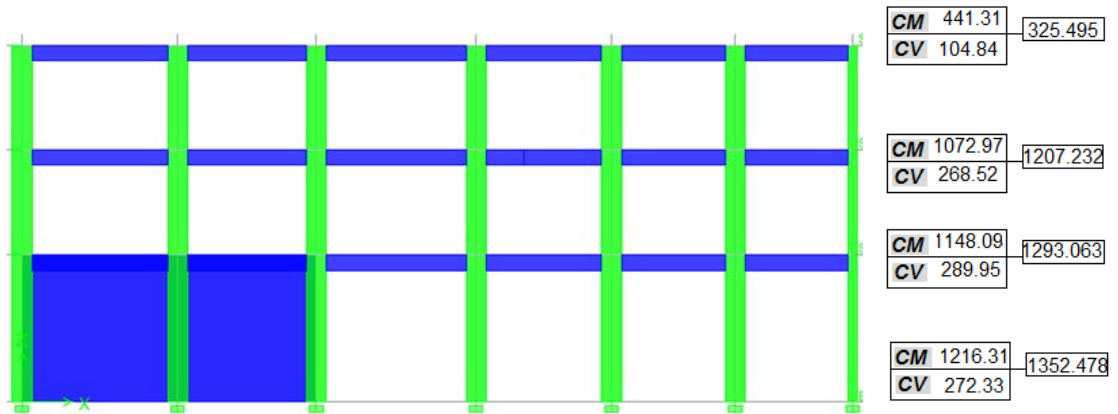
### 6.7 Análisis por cargas de gravedad de cada bloque y por nivel:

De acuerdo al capítulo IV en el punto 4.4.3 se tiene el metrado total de cargas que soporta cada nivel como es el siguiente:

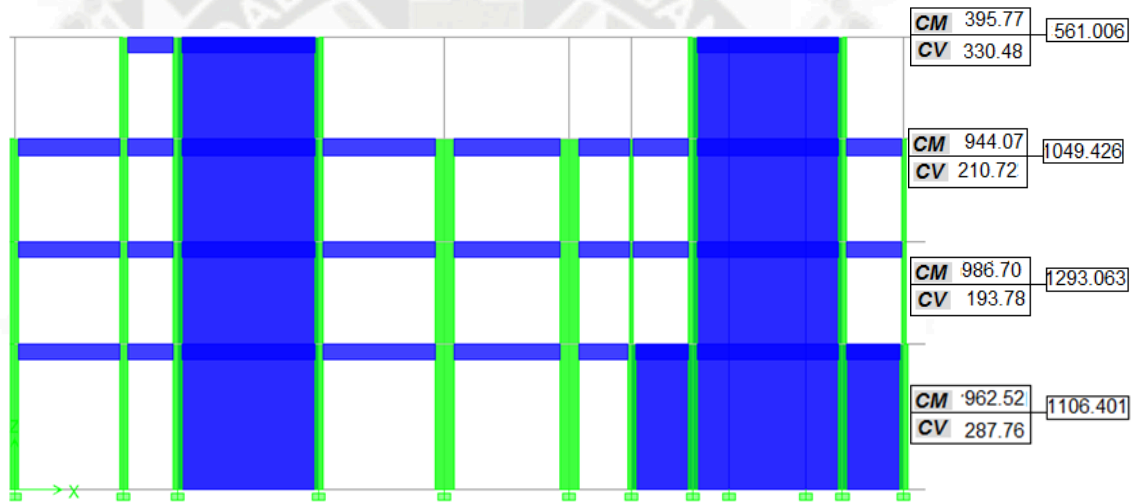
**BLOQUE I :**



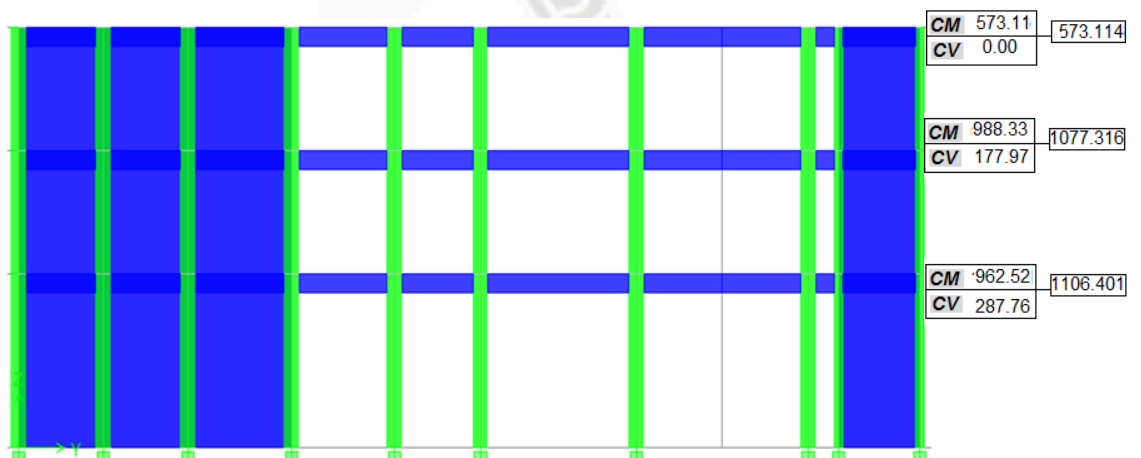
*BLOQUE II:*



*BLOQUE III:*



*BLOQUE IV:*





---

## CAPITULO VII

---

## ► **Diseño de Cimientos.**

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 se debe adquirir la mayor información posible sobre las propiedades del suelo. Estas propiedades del terreno sobre el cual se piensa cimentar se obtienen a través de un estudio de mecánica de suelos. En la presente tesis se tienen los siguientes datos:

- \* Perfil del suelo : Tipo S2
- \* Presión admisible del terreno ( $q_{adm}$ ) : 27.93Tnf/m<sup>2</sup>.
- \* Peso unitario del suelo ( $\gamma$ ) : 1.83 Tnf/m<sup>3</sup>.
- \* Angulo de fricción del terreno ( $\Phi$ ) : 29.77°

### **Tipos de Cimentación.**

El tipo de cimentación apropiado para cada situación depende de varios factores entre los cuales se tiene: La resistencia y compresibilidad de los estratos de suelo, la magnitud de las cargas de las columnas, la ubicación de la napa freática y la profundidad de cimentación de las edificaciones vecinas.

Los tipos de cimentación son: Zapatas aisladas, combinadas y conectadas.

**Las zapatas aisladas** son generalmente cuadradas o rectangulares y representa la forma más simple y económica de cimentación.

**Las zapatas combinadas** son aquellas que reciben las cargas provenientes de las superestructura a través de dos o más columnas se usa cuando dos columnas están relativamente cercanas entre sí de modo que si fueran zapatas aisladas estas podrían traslaparse, también se usa cuando una columna exterior está en un límite de propiedad o muy cerca de modo que si se usara una zapata aislada esta resultaría con una excentricidad excesiva.

**Las zapatas conectadas** son aquellas que están unidas por una viga, la cual permite controlar la rotación de las zapatas, en especial de una zapata excéntrica.

### **Condiciones generales para el Diseño.**

El diseño de cimentaciones involucra las siguientes etapas:

- \* Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapata.
- \* Determinación de la reacción amplificada del suelo.

- \* Verificación del corte por flexión y por punzonamiento.
- \* Cálculo del refuerzo por flexión o refuerzo longitudinal.
- \* Verificación de la conexión columna-zapata ó muro-zapata.

Según la NTE E-0.60, las zapatas deben dimensionarse para transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda de la especificada en el estudio de la mecánica de suelos. Para este fin se tomaran cargas y momentos sin amplificar en la base de las columnas

Posteriormente, las solicitaciones transferidas al suelo se deberán verificar para las combinaciones de cargas actuantes sobre la estructura. Se podrá considerar, un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo de cimentación, para los estados de carga donde intervenga sismo, excepto que el estudio de suelos no lo permita.

► **Diseño de Zapatas.**

a).- **Diseño por Fuerza Cortante y Punzonamiento.**

El diseño de zapatas por fuerza cortante y punzonamiento en la cercanía de las columnas estará regida por la más severa de las siguientes dos condiciones:

- **Fuerza Cortante:** En este caso la zapata actúa como viga, con una sección crítica localizada a una distancia "d" de la cara de la columna debiéndose cumplir que:

$$V_u \leq \phi V_c$$
$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d$$

- **Punzonamiento:** Se considera que la zapata actúa en dos direcciones, con una sección crítica localizada de tal forma que su perímetro "bo" sea mínimo, pero que no necesite aproximarse a más de "d/2" del perímetro del área de la columna, debiéndose cumplir que:

$$V_c = \left( 0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} b d$$
$$V_c > 1.1 \sqrt{f_c} b_o d$$

Donde  $\beta_c$ , es la relación lado largo a lado corto de la columna y  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica. El peralte de la zapata se controlará en base al diseño por corte y punzonamiento debiendo verificarse adicionalmente la longitud de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal del elemento que soporta, empleando las siguientes ecuaciones:

$$l_{dg} = \frac{318 db}{\sqrt{f_c}} \quad l_{dg} = 8 db \quad l_{dg} = 15 cm$$

Donde db es el diámetro de la varilla de mayor área.

### b).- Diseño por Flexión.

- ▶ El momento externo en cualquier sección de una zapata deberá determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.
- ▶ Para el diseño por flexión se debe considerarse como secciones críticas las que se indican a continuación:
  - 1). En la cara de la columna, muro o pedestal si estos son de concreto armado.
  - 2). En el punto medio entre el eje central y el borde del muro para zapatas que soportan muros de albañilería.
- ▶ En zapatas armadas en una dirección (cimentaciones corridas) y en zapatas cuadradas armadas en dos direcciones el refuerzo deberá distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.
- ▶ En zapatas rectangulares armadas en dos sentidos el refuerzo deberá considerarse como se indica a continuación:
  - 1). En la dirección larga el refuerzo se distribuirá uniformemente a través del ancho total.
  - 2). En la dirección corta se concentrará una porción del acero total requerido en una franja centrada respecto al eje de la columna cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata.

Esta porción del acero total requerido será  $2 / (R+1)$  veces el área total. Donde R es la relación lado largo a lado corto de la zapata. El resto del refuerzo deberá distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de las franjas así definidas

### c).- Transmisión de fuerzas en la base.

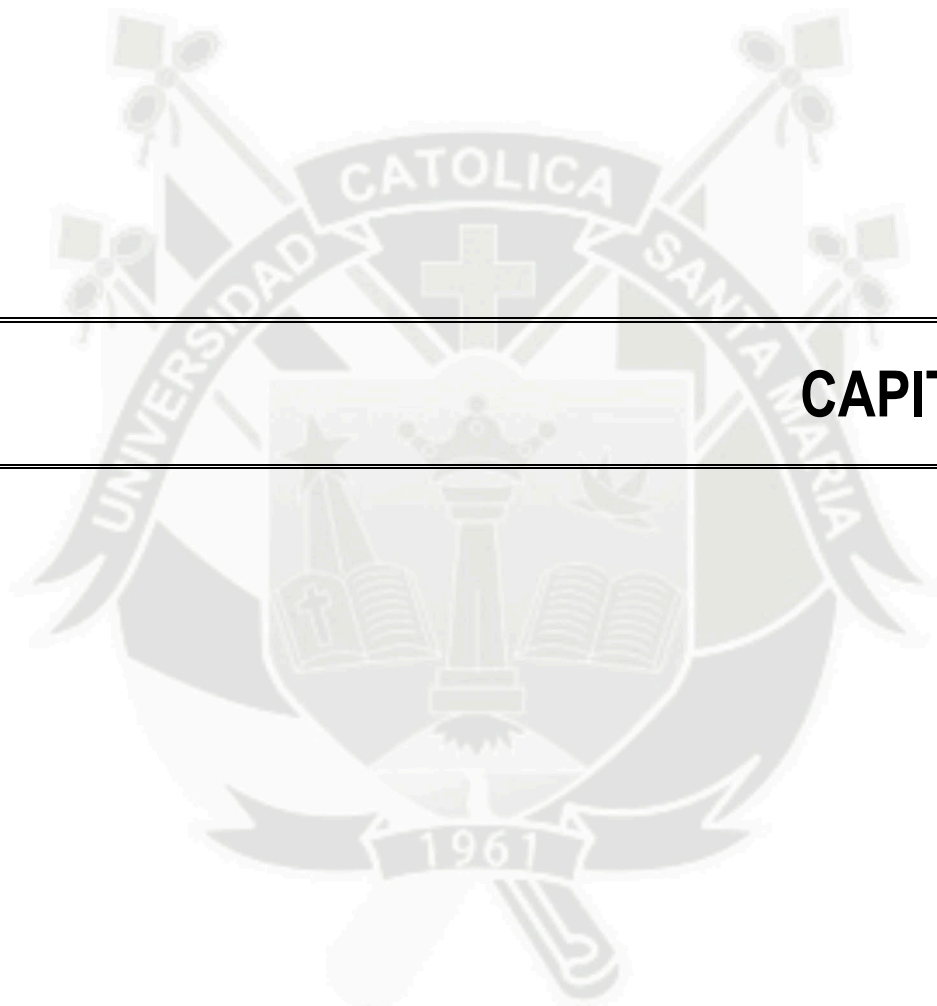
Las fuerzas y momentos en la base de las columnas, muros y pedestales armados deberán transmitirse a la zapata a través del concreto y del refuerzo longitudinal que ancla en la zapata.

El refuerzo de aplastamiento del concreto en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado no deberá exceder a  $0.85 \phi f_c A_1$ , excepto cuando la superficie de apoyo sea más ancha en todos los lados que el área cargada, la resistencia última al aplastamiento en el área cargada podrá multiplicarse por  $\sqrt{A_2/A_1}$  sin exceder de 2.

Dónde:  $A_1$  es el área cargada y  $A_2$  es el área de la base inferior del mayor tronco de pirámide o cono recto, contenido totalmente en el apoyo, que tenga como base superior el área cargada y en el que la pendiente lateral este en razón de 1 vertical y 2 horizontal.

***Para el edificio en análisis se consideraron diferentes tipos de cimentaciones como: zapatas conectadas y combinadas, las mismas que se desarrollan a continuación.***





---

## CAPITULO VII

---

### 7.1.1. DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

#### a).- AREA DE LA ZAPATA

Para calcular el área de una zapata aislada, se dividirá la carga que recibe, incrementada en un porcentaje entre el 1 y el 10%, la cual se considera como el peso de la zapata (carga de diseño), entre la capacidad de carga admisible del suelo de desplante.

$$A_{ZAP} = \frac{P \times (1 + \%)}{\sigma_a} = \frac{P_T}{\sigma_a} \quad B = \sqrt{A_{ZAP}}$$

#### b) PERALTE EFECTIVO

Como el peralte calculado por MOMENTO es normalmente menor que el necesario para resistir el corte, se multiplica  $d \times 1.5$  y se revisa al corte:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \text{ en donde: } \begin{cases} E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2 \\ E_c = W_c \cdot 0.14 \cdot \sqrt{f'_c} \\ E_c = 15,100 \cdot \sqrt{f'_c} \end{cases}$$

- ◀ Módulo de elasticidad del acero
- ◀ Para concretos con  $W_c$  entre 1,440 y 2,840  $\text{kg/cm}^2$
- ◀ Para concretos con peso normal (en  $\text{kg/cm}^2$ ).

Revisión por corte: 
$$v_{act} = \frac{V_c}{b \cdot d} \leq v_{ad}$$
 Pero no debe ser menor que:  $0.53 \sqrt{f'_c}$

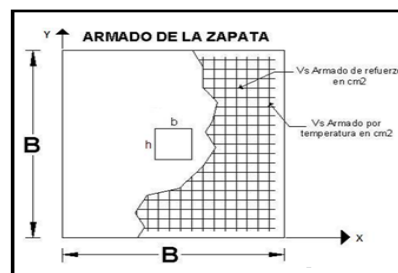
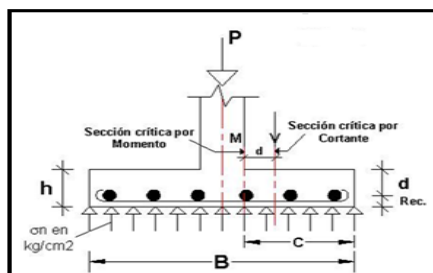
#### c). Fórmulas usuales en el cálculo de elementos de concreto reforzado empleando la teoría elástica.

El cálculo del refuerzo necesario de la zapata por flexión se obtiene por la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} \quad \left\{ \begin{aligned} k &= \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} & K &= \frac{1}{2} f_c \cdot k \cdot j & j &= 1 - \frac{k}{3} & d &= \sqrt{\frac{M}{K \cdot B}} \end{aligned} \right.$$

#### Para el cálculo del acero de refuerzo por temperatura:

Si el refuerzo por temperatura resulta mayor que el refuerzo por flexión, debe emplearse para el armado de la zapata el refuerzo por temperatura. La separación máxima del refuerzo por temperatura es de 30 cm.



Secciones y Armado de acero en zapatas (Bibliografía - Libro N°9)

Se realiza el diseño de la zapata aislada ubicada entre los ejes D-D Y 20-20.

Elemento	P <sub>D</sub> (Tnf)		P <sub>L</sub> (Tnf)		P <sub>servicio</sub> (Tnf)		P <sub>u</sub> (Tnf)	
D-20	P <sub>D1</sub>	235.90	P <sub>L1</sub>	24.19	P1	260.09	P <sub>1U</sub>	321.78

### 7.1.2 PARAMETROS PARA DISEÑO

bc = 0.4	Ec = 14000 √fc	Ec = 02879.27 Kg/cm <sup>2</sup>
hc = 0.9		
q <sub>Adm</sub> = 27.9	$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$	J = 0.8944
f <sub>c</sub> = 210		k = 0.3167
f <sub>y</sub> = 4200		K = 13.38 Kg/cm <sup>2</sup>

**a).- Carga tota del diseño de la zapata**

$$Pt = P \times (1 + (\%P/100))$$

$$Pt = 321.78 \times (1 + (\%6/100))$$

Pt=	341.09	Tnf
-----	--------	-----

**b).- Área para zapata**

$$A = Pt/q_{adm}$$

$$A = 341.09 / 27.9$$

A=	12.23	m <sup>2</sup>
----	-------	----------------

**c).- Ancho calculado para zapata**

$$\text{Ancho} = \sqrt{A}$$

Ancho =	3.50	m <sup>2</sup>
---------	------	----------------

**d).- Momento Flexionante**

$$M = S_n(B \cdot 100) - bc/2$$

$$M = 2.59(3.7 \cdot 100) - 0.4/2$$

M =	11836.10	Tnf /cm
-----	----------	---------

**e).- Peralte Mínimo**

$$d_{min} = \sqrt{M \times 1000 / E_x(B \times 100)}$$

$$d_{min} = \sqrt{11836.10 \times 1000 / 13.38 \times (2.7 \times 100)}$$

d min =	48.90	Cm
---------	-------	----

**f).- Peralte Efectivo**

$$\text{Defecto.} = 1.5 \times d_{min}$$

$$\text{Defecto.} = 1.5 \times 48.90$$

$$dt = \text{defecto.} + \text{recub.}$$

d efecto. =	74.00	Cm
-------------	-------	----

dt =	80.00	Cm
------	-------	----

### 13 Revisión por cortante

Perímetro de la sección crítica

Fuerza cortante a la penetración por la zap.

Fuerza cortante máxima

bc =	456.00	Cm
------	--------	----

V <sub>v</sub> =	291.17	Tn
------------------	--------	----

ΦV <sub>c</sub> =	457.21	Tn
-------------------	--------	----

Condición :  $\phi V_c \geq V_v$

**CUMPLE**

### h).- Área de refuerzo Mínimo

$$A_{ref} = Mx1000/(f_sxJxd)$$

$$A_{ref} = 11836.10x1000/(2110x0.894x0.73)$$

Aref =	84.26 cm <sup>2</sup>
--------	-----------------------

**Usando 16  $\Phi$  1"**

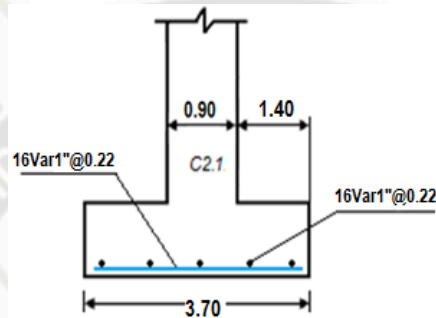
Espaciamiento:

$$S = (b-2r)/16$$

$$S = (3.50-0.15)/16$$

S =	22.19 cm
-----	----------

**Usará 16  $\Phi$  1" @ 0.22**



*Armado de zapata según cálculos*

CUADRO DE ZAPATAS PARA BLOQUE I

ZAP	EJE	DATOS Y PARAMETROS DE DISEÑO										DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA						MOMENTO FLEXIONANTE						
		P (ton)	b <sub>c</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>a</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	g <sub>c</sub> (ton/m <sup>3</sup> )	f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	n <sub>ad</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	n	% P	P <sub>T</sub> (ton)	A <sub>Acic.</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>MIN</sub> (m)	B (m)	A (m <sup>2</sup> )	S <sub>n</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	M (ton·cm)	k	j	K (kg/cm <sup>2</sup> )	
c8	X-X	188.8	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4200	2100	7.68	10.35	6	200.12	7.17	2.68	2.70	7.29	2.59	4624.12	0.3178	0.8941	13.43
	X-X	241.75	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4200	2100	7.68	10.35	7	258.67	9.27	3.04	3.05	9.3	2.6	6961.05	0.3178	0.8941	13.43
c6	X-X	184.07	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4200	2100	7.68	10.35	6	195.11	6.99	2.64	2.65	7.02	2.62	4393.62	0.3178	0.8941	13.43
	X-X	175.33	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4200	2100	7.68	10.35	6	185.85	6.66	2.58	2.60	6.76	2.59	4074.07	0.3178	0.8941	13.43
c2	X-X	181.85	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4200	2100	7.68	10.35	6	192.76	6.91	2.63	2.65	7.02	2.59	4343.31	0.3178	0.8941	13.43
	Y-Y	114.31	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4200	2100	7.68	10.35	6	121.17	4.34	2.08	2.10	4.41	2.59	979.02	0.3178	0.8941	13.43
C14	X-X	198.42	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4201	2100	7.68	10.35	7	212.31	7.61	2.76	2.80	7.84	2.53	5100.48	0.3178	0.8941	13.43
	X-X	325.1	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4202	2100	7.68	10.35	7	347.85	12.47	3.53	3.55	12.6	2.58	11360	0.3178	0.8941	13.43
C51	X-X	314.91	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4203	2100	7.68	10.35	7	336.95	12.08	3.48	3.50	12.25	2.57	10805.2	0.3178	0.8941	13.43
	X-X	282.36	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4204	2100	7.68	10.35	6	299.3	10.73	3.28	3.30	10.89	2.59	8985.03	0.3178	0.8941	13.43
C41	X-X	316.38	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4205	2100	7.68	10.35	7	338.53	12.13	3.48	3.50	12.25	2.58	10847.3	0.3178	0.8941	13.43
	X-X	275.32	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4206	2100	7.68	10.35	7	294.59	10.56	3.25	3.25	10.56	2.61	8612.39	0.3178	0.8941	13.43
C31	X-X	284.07	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4207	2100	7.68	10.35	7	303.95	10.89	3.30	3.30	10.89	2.61	9054.42	0.3178	0.8941	13.43
	Y-Y	176.63	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4208	2100	7.68	10.35	6	187.23	6.71	2.59	2.60	6.76	2.61	2451.44	0.3178	0.8941	13.43
C55	X-X	257.75	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4210	2100	7.68	10.35	8	278.37	9.98	3.16	3.20	10.24	2.52	7902.72	0.3178	0.8941	13.43
	X-X	300.62	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4211	2100	7.68	10.35	9	327.67	11.74	3.43	3.45	11.9	2.53	10149.6	0.3178	0.8941	13.43
C45	X-X	320.61	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4212	2100	7.68	10.35	10	352.67	12.64	3.56	3.60	12.96	2.47	11381.8	0.3178	0.8941	13.43
	X-X	402.86	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4213	2100	7.68	10.35	11	447.18	16.03	4.00	4.00	16	2.52	16329.6	0.3178	0.8941	13.43
C35	X-X	353.6	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4214	2100	7.68	10.35	12	396.04	14.19	3.77	3.80	14.44	2.45	13453	0.3178	0.8941	13.43
	X-X	313.02	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4215	2100	7.68	10.35	13	353.72	12.68	3.56	3.60	12.96	2.42	11151.4	0.3178	0.8941	13.43
C25	Y-Y	189.19	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4216	2100	7.68	10.35	14	215.67	7.73	2.78	2.80	7.84	2.41	3045.04	0.3178	0.8941	13.43
	X-X	287.27	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4217	2100	7.68	10.35	15	330.36	11.84	3.44	3.45	11.9	2.41	9668.2	0.3178	0.8941	13.43
C54	X-X	303.38	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4218	2100	7.68	10.35	16	351.93	12.61	3.55	3.55	12.6	2.41	10611.5	0.3178	0.8941	13.43
	X-X	316.08	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4219	2100	7.68	10.35	17	369.81	13.25	3.64	3.65	13.32	2.37	11421.4	0.3178	0.8941	13.43

TESIS UCSM  
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

	C44	X-X	321.78	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4220	2100	7.68	10.35	18	379.71	13.61	3.69	3.70	13.69	2.35	11836.1	0.3178	0.8941	13.43
	C39	X-X	383.82	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4221	2100	7.68	10.35	19	456.74	16.37	4.05	4.05	16.4	2.34	15782.2	0.3178	0.8941	13.43
	C34	X-X	328.51	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4222	2100	7.68	10.35	20	394.21	14.13	3.76	3.80	14.44	2.28	12519.5	0.3178	0.8941	13.43
	C29	X-X	269.66	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4223	2100	7.68	10.35	21	326.28	11.69	3.42	3.45	11.9	2.27	9106.57	0.3178	0.8941	13.43
	C24	Y-Y	168.22	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4224	2100	7.68	10.35	22	205.22	7.36	2.71	2.75	7.56	2.23	2623.56	0.3178	0.8941	13.43
	C11	X-X	186.75	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4225	2100	7.68	10.35	23	229.7	8.23	2.87	2.90	8.41	2.22	5029.69	0.3178	0.8941	13.43
	C53	X-X	321.67	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4226	2100	7.68	10.35	24	398.87	14.3	3.78	3.80	14.44	2.23	12244.9	0.3178	0.8941	13.43
	C48	X-X	313.58	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4227	2100	7.68	10.35	25	391.98	14.05	3.75	3.75	14.06	2.23	11731	0.3178	0.8941	13.43
	C43	X-X	286.55	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4228	2100	7.68	10.35	26	361.06	12.94	3.60	3.60	12.96	2.21	10183.7	0.3178	0.8941	13.43
	C38	X-X	293.2	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4229	2100	7.68	10.35	27	372.37	13.35	3.65	3.65	13.32	2.2	10602.1	0.3178	0.8941	13.43
	C33	X-X	287.68	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4230	2100	7.68	10.35	28	368.23	13.2	3.63	3.65	13.32	2.16	10409.3	0.3178	0.8941	13.43
	C28	X-X	275.39	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4231	2100	7.68	10.35	29	355.26	12.73	3.57	3.60	12.96	2.12	9768.96	0.3178	0.8941	13.43
	C23	Y-Y	169.34	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4232	2100	7.68	10.35	30	220.14	7.89	2.81	2.85	8.12	2.09	2831.2	0.3178	0.8941	13.43
	C10	X-X	183.45	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4233	2100	7.68	10.35	31	240.32	8.61	2.93	2.95	8.7	2.11	5059.35	0.3178	0.8941	13.43
	C52	X-X	314.96	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4234	2100	7.68	10.35	32	415.74	14.9	3.86	3.90	15.21	2.07	12361.8	0.3178	0.8941	13.43
	C47	X-X	369.39	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4235	2100	7.68	10.35	33	491.29	17.61	4.20	4.20	17.64	2.09	15844.3	0.3178	0.8941	13.43
	C42	X-X	387.21	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4236	2100	7.68	10.35	34	518.86	18.6	4.31	4.35	18.92	2.05	17391.9	0.3178	0.8941	13.43
	C37	X-X	306.74	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4237	2100	7.68	10.35	35	414.09	14.84	3.85	3.85	14.82	2.07	11857.1	0.3178	0.8941	13.43
	C32	X-X	297.49	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4238	2100	7.68	10.35	36	404.58	14.5	3.81	3.85	14.82	2.01	11513.4	0.3178	0.8941	13.43
	C27	X-X	287.29	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4239	2100	7.68	10.35	37	393.59	14.11	3.76	3.80	14.44	1.99	10927.1	0.3178	0.8941	13.43
	C22	Y-Y	173.37	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4240	2100	7.68	10.35	38	239.25	8.58	2.93	2.95	8.7	1.99	3083.85	0.3178	0.8941	13.43
	C9	X-X	138.06	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4241	2100	7.68	10.35	39	191.91	6.88	2.62	2.65	7.02	1.97	3303.6	0.3178	0.8941	13.43
	C21	X-X	165.14	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4242	2100	7.68	10.35	40	231.2	8.29	2.88	2.90	8.41	1.96	4440.63	0.3178	0.8941	13.43
	C18	X-X	192.96	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4243	2100	7.68	10.35	41	272.08	9.75	3.12	3.15	9.92	1.95	5806.58	0.3178	0.8941	13.43
	C17	X-X	195.84	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4244	2100	7.68	10.35	42	278.1	9.97	3.16	3.20	10.24	1.91	5989.76	0.3178	0.8941	13.43
	C16	X-X	153.93	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4245	2100	7.68	10.35	43	220.12	7.89	2.81	2.85	8.12	1.9	4062.94	0.3178	0.8941	13.43
	C15	Y-Y	98.424	40	90	27.9	2.4	210	94.5	202879.27	4246	2100	7.68	10.35	44	141.73	5.08	2.25	2.25	5.06	1.95	999.53	0.3178	0.8941	13.43

ZAP	EJE	PLANO	PERALTE EFECTIVO				REVISION POR CORTANTE				CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO								LONGITUD DE DESARROLLO					
			d <sub>MIN</sub> (cm)	d (cm)	Recub. (cm)	h (cm)	bo (cm)	V <sub>v</sub> (ton)	ØVc (ton)	Condición ØVc ≥ V <sub>v</sub>	As <sub>calc.</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>req.</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>prov.</sub> (cm <sup>2</sup> )	Cant. DEREF.	As <sub>prov.</sub> (cm <sup>2</sup> )	as (cm <sup>2</sup> )	dv (cm)	Sep. Vs (cm)	Id <sub>1</sub> (cm)	Id <sub>2</sub> (cm)	Condición Id ≥ 30 cm	Rec. Id (cm)	Ld (cm)	Cond. Ld ≥ Id
c8	G/16-23	X-X	35.71	54.00	6.00	60.00	376.00	185.93	275.11	OK	45.61	29.16	45.61	16	45.92	2.87	1.91	17.00	49.91	48.13	RIGE Id1	7.50	107.50	OK
c7	G/16-23	X-X	41.22	62.00	6.00	68.00	408.00	214.81	342.75	OK	59.80	37.33	59.80	21	60.27	2.87	1.91	15.00	49.91	48.13	RIGE Id1	7.50	125.00	OK
c6	G/16-23	X-X	35.14	53.00	6.00	59.00	372.00	161.33	267.14	OK	44.15	28.14	44.15	16	45.92	2.87	1.91	17.00	49.91	48.13	RIGE Id1	7.50	105.00	OK
c5	G/16-23	X-X	34.16	52.00	6.00	58.00	368.00	153.16	259.28	OK	41.73	27.14	41.73	15	43.05	2.87	1.91	17.00	49.91	48.13	RIGE Id1	7.50	102.50	OK
c2	G/16-23	X-X	34.93	53.00	6.00	59.00	372.00	159.48	267.14	OK	43.65	28.14	43.65	16	45.92	2.87	1.91	17.00	49.91	48.13	RIGE Id1	7.50	105.00	OK
c1	G/16-23	Y-Y	18.63	28.00	6.00	34.00	472.00	78.16	179.07	OK	18.62	12.85	18.62	15	19.05	1.27	1.27	14.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	52.50	OK
C14	F/16-23	X-X	36.83	56.00	7.00	63.00	384.00	175.04	291.37	OK	48.51	31.75	48.51	17	48.79	2.87	1.91	16.00	49.92	48.14	RIGE Id1	8.50	111.50	OK
C56	F/16-23	X-X	48.81	74.00	8.00	82.00	456.00	291.61	457.21	OK	81.76	52.40	81.76	17	86.19	5.07	2.54	21.00	88.21	64.04	RIGE Id1	9.50	148.00	OK
C51	F/16-23	X-X	47.95	72.00	9.00	81.00	448.00	282.59	437.05	OK	79.93	51.03	79.93	16	81.12	5.07	2.54	22.00	88.23	64.05	RIGE Id1	10.50	144.50	OK
C46	F/16-23	X-X	45.03	68.00	10.00	78.00	432.00	251.84	398.03	OK	70.37	46.33	70.37	14	70.98	5.07	2.54	24.00	88.25	64.07	RIGE Id1	11.50	133.50	OK
C41	F/16-23	X-X	48.04	73.00	11.00	84.00	452.00	283.11	447.08	OK	79.14	52.92	79.14	16	81.12	5.07	2.54	22.00	88.27	64.08	RIGE Id1	12.50	142.50	OK
C36	F/16-23	X-X	44.42	67.00	12.00	79.00	428.00	245.80	388.54	OK	68.46	46.22	68.46	14	70.98	5.07	2.54	23.00	88.29	64.10	RIGE Id1	13.50	129.00	OK
C31	F/16-23	X-X	45.20	68.00	13.00	81.00	432.00	253.79	398.03	OK	70.92	48.11	70.92	14	70.98	5.07	2.54	24.00	88.31	64.11	RIGE Id1	14.50	130.50	OK
C26	F/16-23	Y-Y	28.50	40.00	14.00	54.00	520.00	132.33	281.83	OK	32.64	25.27	32.64	12	34.44	2.87	1.91	22.00	50.00	48.22	RIGE Id1	15.50	69.50	OK
C55	E/16-23	X-X	42.88	65.00	15.00	80.00	420.00	230.27	369.90	OK	64.75	46.08	64.75	13	65.91	5.07	2.54	25.00	88.38	64.16	RIGE Id1	16.50	123.50	OK
C50	E/16-23	X-X	48.80	71.00	16.00	87.00	444.00	289.96	427.13	OK	76.14	54.03	76.14	16	81.12	5.07	2.54	22.00	88.40	64.18	RIGE Id1	17.50	135.00	OK
C45	E/16-23	X-X	48.52	73.00	17.00	90.00	452.00	288.57	447.08	OK	83.04	58.32	83.04	17	86.19	5.07	2.54	21.00	88.42	64.19	RIGE Id1	18.50	141.50	OK
C40	E/16-23	X-X	55.13	83.00	18.00	101.00	492.00	385.07	553.30	OK	104.78	72.72	104.78	21	106.47	5.07	2.54	19.00	88.44	64.21	RIGE Id1	19.50	160.50	OK
C35	E/16-23	X-X	51.34	78.00	19.00	97.00	472.00	319.67	498.84	OK	91.86	66.35	91.86	19	96.33	5.07	2.54	20.00	88.46	64.22	RIGE Id1	20.50	149.50	OK
C30	E/16-23	X-X	48.03	73.00	20.00	93.00	452.00	282.73	447.08	OK	81.36	60.26	81.36	17	86.19	5.07	2.54	21.00	88.48	64.24	RIGE Id1	21.50	138.50	OK
C25	E/16-23	Y-Y	28.46	43.00	21.00	64.00	532.00	146.31	309.96	OK	37.72	32.26	37.72	14	40.18	2.87	1.91	20.00	50.10	48.32	RIGE Id1	22.50	72.50	OK
C12	D/16-23	X-X	45.68	69.00	22.00	91.00	436.00	288.22	407.62	OK	74.63	56.51	74.63	15	76.05	5.07	2.54	23.00	88.52	64.27	RIGE Id1	23.50	129.00	OK
C54	D/16-23	X-X	47.18	71.00	23.00	94.00	444.00	274.03	427.13	OK	79.60	60.07	79.60	16	81.12	5.07	2.54	22.00	88.54	64.28	RIGE Id1	24.50	133.00	OK
C49	D/16-23	X-X	48.27	73.00	24.00	97.00	452.00	285.48	447.08	OK	83.33	63.73	83.33	17	86.19	5.07	2.54	21.00	88.56	64.30	RIGE Id1	25.50	137.00	OK
C44	D/16-23	X-X	48.81	74.00	25.00	99.00	456.00	291.17	457.21	OK	85.19	65.93	85.19	17	86.19	5.07	2.54	22.00	88.59	64.31	RIGE Id1	26.50	138.50	OK
C39	D/16-23	X-X	53.87	81.00	26.00	107.00	484.00	349.56	531.19	OK	103.77	78.00	103.77	21	106.47	5.07	2.54	19.00	88.61	64.33	RIGE Id1	27.50	155.00	OK

TESIS UCSM  
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

C34	D/16-23	X-X	49.53	75.00	27.00	102.00	460.00	299.08	467.46	OK	88.90	69.77	88.90	VsN°8	18	91.26	5.07	2.54	21.00	88.63	64.34	RIGE Id1	28.50	141.50	OK
C29	D/16-23	X-X	44.33	67.00	28.00	95.00	428.00	244.20	388.54	OK	72.39	59.00	72.39	VsN°8	15	76.05	5.07	2.54	23.00	88.65	64.36	RIGE Id1	29.50	123.00	OK
C24	D/16-23	Y-Y	26.65	40.00	29.00	69.00	520.00	130.96	281.83	OK	34.93	34.16	34.93	VsN°6	13	37.31	2.87	1.91	21.00	50.19	48.41	RIGE Id1	30.50	62.00	OK
C11	C/16-23	X-X	35.94	54.00	30.00	84.00	376.00	167.09	275.11	OK	49.61	43.85	49.61	VsN°6	18	51.66	2.87	1.91	16.00	50.21	48.42	RIGE Id1	31.50	93.50	OK
C53	C/16-23	X-X	48.98	74.00	31.00	105.00	456.00	293.03	457.21	OK	88.13	71.82	88.13	VsN°8	18	91.26	5.07	2.54	21.00	88.71	64.40	RIGE Id1	32.50	137.50	OK
C48	C/16-23	X-X	45.26	73.00	32.00	105.00	452.00	285.12	447.08	OK	85.59	70.88	85.59	VsN°8	17	86.19	5.07	2.54	22.00	88.73	64.42	RIGE Id1	33.50	134.00	OK
C43	C/16-23	X-X	45.89	69.00	33.00	102.00	436.00	260.16	407.62	OK	78.61	66.10	78.61	VsN°8	16	81.12	5.07	2.54	23.00	88.75	64.43	RIGE Id1	34.50	125.50	OK
C38	C/16-23	X-X	46.51	70.00	34.00	104.00	440.00	266.48	417.32	OK	80.67	68.33	80.67	VsN°8	16	81.12	5.07	2.54	23.00	88.77	64.45	RIGE Id1	35.50	127.00	OK
C33	C/16-23	X-X	46.08	70.00	35.00	105.00	440.00	261.63	417.32	OK	79.20	68.99	79.20	VsN°8	16	81.12	5.07	2.54	23.00	88.80	64.47	RIGE Id1	36.50	126.00	OK
C28	C/16-23	X-X	44.95	68.00	36.00	104.00	432.00	250.02	398.03	OK	76.51	67.39	76.51	VsN°8	16	81.12	5.07	2.54	23.00	88.82	64.48	RIGE Id1	37.50	122.50	OK
C23	C/16-23	Y-Y	27.20	41.00	37.00	78.00	524.00	133.89	291.10	OK	36.78	40.01	40.01	VsN°6	14	40.18	2.87	1.91	20.00	50.29	48.50	RIGE Id1	38.50	59.00	OK
C10	B/16-23	X-X	35.74	54.00	38.00	92.00	376.00	164.98	275.11	OK	49.90	48.85	49.90	VsN°6	18	51.66	2.87	1.91	16.00	50.30	48.51	RIGE Id1	39.50	88.00	OK
C52	B/16-23	X-X	48.58	73.00	39.00	112.00	452.00	288.42	447.08	OK	90.19	78.62	90.19	VsN°8	18	91.26	5.07	2.54	22.00	88.88	64.53	RIGE Id1	40.50	134.50	OK
C47	B/16-23	X-X	53.00	80.00	40.00	120.00	480.00	338.58	520.30	OK	105.48	90.72	105.48	VsN°8	21	106.47	5.07	2.54	20.00	88.90	64.54	RIGE Id1	41.50	148.50	OK
C42	B/16-23	X-X	54.56	82.00	41.00	123.00	488.00	357.40	542.19	OK	112.96	96.31	112.96	VsN°8	23	116.61	5.07	2.54	19.00	88.92	64.56	RIGE Id1	42.50	155.00	OK
C37	B/16-23	X-X	47.89	72.00	42.00	114.00	448.00	280.86	437.05	OK	87.71	79.00	87.71	VsN°8	18	91.26	5.07	2.54	21.00	88.94	64.57	RIGE Id1	43.50	129.00	OK
C32	B/16-23	X-X	47.19	71.00	43.00	114.00	444.00	273.17	427.13	OK	86.37	79.00	86.37	VsN°8	18	91.26	5.07	2.54	21.00	88.96	64.59	RIGE Id1	44.50	128.00	OK
C27	B/16-23	X-X	46.27	70.00	44.00	114.00	440.00	263.28	417.32	OK	83.14	77.98	83.14	VsN°8	17	86.19	5.07	2.54	22.00	88.98	64.60	RIGE Id1	45.50	124.50	OK
C22	B/16-23	Y-Y	27.90	42.00	45.00	87.00	528.00	138.51	300.47	OK	39.11	46.20	46.20	VsN°6	17	48.79	2.87	1.91	17.00	50.38	48.59	RIGE Id1	46.50	56.00	OK
C9	A/16-23	X-X	30.47	46.00	46.00	92.00	344.00	123.77	214.41	OK	38.25	43.88	43.88	VsN°6	16	45.92	2.87	1.91	17.00	50.40	48.60	RIGE Id1	47.50	65.00	OK
C21	A/16-23	X-X	33.77	51.00	47.00	98.00	364.00	148.61	251.53	OK	46.37	51.16	51.16	VsN°6	18	51.66	2.87	1.91	16.00	50.41	48.61	RIGE Id1	48.50	76.50	OK
C18	A/16-23	X-X	37.05	56.00	48.00	104.00	384.00	175.52	291.37	OK	55.22	58.97	58.97	VsN°6	21	60.27	2.87	1.91	15.00	50.42	48.62	RIGE Id1	49.50	88.00	OK
C17	A/16-23	X-X	37.33	56.00	49.00	105.00	384.00	177.98	291.37	OK	56.97	60.48	60.48	VsN°8	12	60.84	5.07	2.54	27.00	89.09	64.68	RIGE Id1	50.50	89.50	OK
C16	A/16-23	X-X	32.58	49.00	50.00	99.00	356.00	139.28	236.36	OK	44.16	50.79	50.79	VsN°6	18	51.66	2.87	1.91	16.00	50.44	48.65	RIGE Id1	51.50	71.00	OK
C15	A/16-23	Y-Y	18.19	28.00	51.00	79.00	472.00	71.57	179.07	OK	19.01	32.00	32.00	VsN°4	26	33.02	1.27	1.27	9.00	22.33	32.35	RIGE Id2	52.50	15.00	OK

**CUADRO DE ZAPATAS PARA BLOQUE III**

ZAP	EJE	DATOS Y PARAMETROS DE DISEÑO													DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA						MOMENTO FLEXIONANTE				
		P (ton)	b <sub>c</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	s <sub>a</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	g <sub>c</sub> (ton/m <sup>3</sup> )	f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>v</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	n <sub>ad</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	n	% P	P <sub>T</sub> (ton)	A <sub>Acic</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>MN</sub> (m)	B (m)	A (m <sup>2</sup> )	s <sub>n</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	M (ton-cm)	k	j	K (kg/cm <sup>2</sup> )
EJE 2	C12	X-X	297	40	90	28	2.4	210	95	202879.27	4200	2100	7.68	10.4	6	315	11.3	3.36	3.40	11.56	2.57	9830	0.318	0.894	13.43
	C7	X-X	332	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	7	355	12.7	3.57	3.60	12.96	2.56	11796	0.318	0.894	13.43
	C13	X-X	233	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	6	247	8.86	2.98	3.00	9	2.59	6566	0.318	0.894	13.43
EJE 4	C11	X-X	239	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	7	256	9.16	3.03	3.05	9.3	2.57	6881	0.318	0.894	13.43
	C8	X-X	347	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	7	371	13.3	3.65	3.65	13.32	2.61	12578	0.318	0.894	13.43
EJE 5	C9	X-X	396	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	6	420	15.1	3.88	3.90	15.21	2.6	15527	0.318	0.894	13.43
	C5	X-X	440	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	7	471	16.9	4.11	4.15	17.22	2.56	18675	0.318	0.894	13.43
	C2	X-X	290	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	6	308	11	3.32	3.35	11.22	2.59	9438	0.318	0.894	13.43
EJE 6	C10	X-X	193	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	6	204	7.31	2.70	2.70	7.29	2.64	4713	0.318	0.894	13.43
	C4	X-X	255	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	7	273	9.8	3.13	3.15	9.92	2.58	7683	0.318	0.894	13.43
	C3	X-X	206	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	6	219	7.83	2.80	2.80	7.84	2.63	5302	0.318	0.894	13.43
EJE 8	C68	X-X	48	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	6	50.9	1.82	1.35	1.35	1.82	2.64	402.1	0.318	0.894	13.43
	C67	X-X	39.1	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	7	41.8	1.5	1.22	1.25	1.56	2.51	283.4	0.318	0.894	13.43
	C66	X-X	19.1	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	6	20.2	0.73	0.85	0.85	0.72	2.65	57.02	0.318	0.894	13.43
EJE 9	C69	X-X	46.6	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	6	49.4	1.77	1.33	1.35	1.82	2.56	389.9	0.318	0.894	13.43
	C70	X-X	37.4	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	7	40	1.43	1.20	1.20	1.44	2.59	248.6	0.318	0.894	13.43
	C71	X-X	16	40	90	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	6	17	0.61	0.78	0.80	0.64	2.5	40	0.318	0.894	13.43
EJE 2	C14	X-X	35.8	40	40	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	7	38.3	1.37	1.17	1.20	1.44	2.48	238.1	0.318	0.894	13.43
	C15	X-X	49.5	40	40	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10.4	7	53	1.9	1.38	1.40	1.96	2.53	442.8	0.318	0.894	13.43

ZAP	EJE	PLANO	PERALTE EFECTIVO DE LA ZAP.				REVISION POR CORTANTE				CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO								CALCULO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO						
			d <sub>MIN</sub> (cm)	d (cm)	Recub. (cm)	h (cm)	bo (cm)	V <sub>v</sub> (ton)	ØV <sub>c</sub> (ton)	Condición ØV <sub>c</sub> ≥ V <sub>v</sub>	As <sub>calc.</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>ST</sub> (cm <sup>2</sup> )	As RIGE (cm <sup>2</sup> )	ACERO DE REF.	Cant. Vs	As (cm <sup>2</sup> )	as (cm <sup>2</sup> )	d <sub>v</sub> (cm)	Sep. Vs (cm)	Id <sub>1</sub> (cm)	Id <sub>2</sub> (cm)	Condición Id ≥ 30 cm	Rec. Id (cm)	Ld (cm)	Cond. Ld ≥ Id
C12	G/16-23	X-X	46.40	70.00	6.00	76.00	440.00	266.00	417.32	OK	74.79	46.51	74.79	VsN°4	59	74.93	1.27	1.27	6.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	142.50	OK
C7	G/16-23	X-X	49.40	75.00	6.00	81.00	460.00	297.92	467.46	OK	83.77	52.49	83.77	VsN°4	66	83.82	1.27	1.27	5.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	152.50	OK
C13	G/16-23	X-X	40.37	61.00	6.00	67.00	404.00	206.68	333.91	OK	57.32	36.18	57.32	VsN°3	81	57.51	0.71	0.95	4.00	12.35	23.94	Id=30CM	7.50	122.50	OK
C11	F/16-23	X-X	40.99	62.00	6.00	68.00	408.00	212.34	342.75	OK	59.11	37.33	59.11	VsN°4	47	59.69	1.27	1.27	6.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	125.00	OK
C8	F/16-23	X-X	50.65	76.00	6.00	82.00	464.00	312.60	477.81	OK	88.14	53.87	88.14	VsN°4	70	88.90	1.27	1.27	5.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	155.00	OK
C9	E/16-23	X-X	54.45	82.00	6.00	88.00	488.00	356.76	542.19	OK	100.85	61.78	100.85	VsN°4	80	101.60	1.27	1.27	5.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	167.50	OK
C5	E/16-23	X-X	57.89	87.00	6.00	93.00	508.00	399.61	598.83	OK	114.32	69.47	114.32	VsN°4	91	115.57	1.27	1.27	5.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	180.00	OK
C2	E/16-23	X-X	45.80	69.00	6.00	75.00	436.00	259.89	407.62	OK	72.85	45.23	72.85	VsN°4	58	73.66	1.27	1.27	6.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	140.00	OK
C10	D/16-23	X-X	36.05	55.00	6.00	61.00	380.00	168.63	283.18	OK	45.64	29.65	45.64	VsN°4	36	45.72	1.27	1.27	8.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	107.50	OK
C4	D/16-23	X-X	42.61	64.00	6.00	70.00	416.00	228.10	360.74	OK	63.93	39.69	63.93	VsN°4	51	64.77	1.27	1.27	6.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	130.00	OK
C3	D/16-23	X-X	37.55	57.00	6.00	63.00	388.00	181.45	299.66	OK	49.54	31.75	49.54	VsN°4	40	50.80	1.27	1.27	7.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	112.50	OK
C68	D/16-24	X-X	14.89	23.00	6.00	29.00	252.00	37.64	78.53	OK	9.31	7.05	9.31	VsN°4	8	10.16	1.27	1.27	17.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	40.00	OK
C67	D/16-25	X-X	12.99	20.00	6.00	26.00	240.00	30.18	65.04	OK	7.55	5.85	7.55	VsN°4	6	7.62	1.27	1.27	21.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	35.00	OK
C66	D/16-26	X-X	7.07	11.00	6.00	17.00	204.00	12.25	30.40	OK	2.76	2.60	2.76	VsN°5	2	3.98	1.99	1.59	43.00	34.61	40.07	RIGE Id2	7.50	15.00	OK
C69	D/16-27	X-X	14.66	22.00	6.00	28.00	248.00	36.82	73.93	OK	9.44	6.80	9.44	VsN°4	8	10.16	1.27	1.27	17.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	40.00	OK
C70	D/16-28	X-X	12.42	19.00	6.00	25.00	236.00	28.28	60.76	OK	6.97	5.40	6.97	VsN°4	6	7.62	1.27	1.27	20.00	22.08	32.00	RIGE Id2	7.50	32.50	OK
C71	D/16-29	X-X	6.10	10.00	6.00	16.00	200.00	9.75	27.10	OK	2.13	2.30	2.30	VsN°3	4	2.84	0.71	0.95	20.00	12.35	23.94	Id=30CM	7.50	12.50	OK
C14	D/16-30	X-X	12.15	19.00	7.00	26.00	236.00	27.08	60.76	OK	6.67	5.62	6.67	VsN°4	6	7.62	1.27	1.27	20.00	22.08	32.00	RIGE Id2	8.50	31.50	OK
C15	D/16-31	X-X	15.35	24.00	8.00	32.00	256.00	39.23	83.25	OK	9.83	8.06	9.83	VsN°5	5	9.95	1.99	1.59	28.00	34.61	40.07	RIGE Id2	9.50	40.50	OK

CUADRO DE ZAPATAS PARA BLOQUE IV

ZAP	EJE	DATOS Y PARAMETROS DE DISEÑO											DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA							MOMENTO FLEXIONANTE				Acero calc.	
		P (ton)	diam.	Area col	Sa (ton/m <sup>2</sup> )	gc (ton/m <sup>2</sup> )	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	fc (kg/cm <sup>2</sup> )	Ec (kg/cm <sup>2</sup> )	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	fs (kg/cm <sup>2</sup> )	n <sub>ad</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	n	% P	P <sub>T</sub> (ton)	A <sub>calc.</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>MIN</sub> (m)	A (m <sup>2</sup> )	S <sub>n</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	M (ton-cm)	k	j	K (kg/cm <sup>2</sup> )		
EJE A	C12	X-X	8.4	50	0	28	2.4	210	95	202879.27	4200	2100	7.68	10	2	8.61	0.3	0.56	0.4	2.34	1.76	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C16	X-X	4.6	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	4.74	0.2	0.41	0.2	2.32	0.33	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C20	X-X	4	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	4.09	0.2	0.39	0.2	2.51	1.26	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C24	X-X	4.2	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	4.25	0.2	0.39	0.2	2.61	1.31	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
EJE B	C28	X-X	3.5	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	3.57	0.1	0.36	0.2	2.19	1.1	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C32	X-X	19	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	19	0.7	0.82	0.7	2.58	33.58	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C3	X-X	33	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	33.2	1.2	1.09	1.2	2.69	133.2	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C4	X-X	4.6	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	4.72	0.2	0.41	0.2	2.31	0.32	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
EJE C	C15	X-X	1.6	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	1.58	0.1	0.24	0.1	2.59	5.06	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C19	X-X	4.8	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	4.93	0.2	0.42	0.2	2.42	3.42	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C23	X-X	2.1	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	2.1	0.1	0.28	0.1	2.28	3.42	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C27	X-X	2.2	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	2.26	0.1	0.28	0.1	2.46	3.69	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
EJE D	C31	X-X	2.1	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	2.14	0.1	0.28	0.1	2.33	3.5	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C35	X-X	5.9	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	6.04	0.2	0.47	0.3	2.37	0	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C39	X-X	10	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	10.2	0.4	0.60	0.4	2.77	2.08	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C1	X-X	2.1	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	2.19	0.1	0.28	0.1	2.39	3.59	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
EJE E	C9	X-X	3	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	3.02	0.1	0.33	0.1	2.47	2.43	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C13	X-X	1.6	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	1.67	0.1	0.24	0.1	2.73	5.33	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C17	X-X	4.9	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	4.95	0.2	0.42	0.2	2.43	0.34	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C21	X-X	2.2	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	2.26	0.1	0.28	0.1	2.47	3.71	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
EJE F	C25	X-X	2.3	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	2.31	0.1	0.28	0.1	2.51	3.77	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C29	X-X	1.2	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	1.26	0.1	0.22	0.1	2.07	4.04	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C33	X-X	9.1	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	9.25	0.3	0.57	0.4	2.52	1.89	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C54	X-X	4.4	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	4.45	0.2	0.40	0.2	2.73	1.37	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
EJE G	C66	X-X	3	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	3.06	0.1	0.33	0.1	2.5	2.46	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C53	X-X	13	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	12.9	0.5	0.68	0.5	2.59	9.07	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C65	X-X	3.4	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	3.46	0.1	0.35	0.1	2.82	2.78	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C52	X-X	111	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	113	4	2.01	4.2	2.63	1619	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
EJE H	C64	X-X	8.5	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	8.65	0.3	0.56	0.4	2.36	1.77	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C51	X-X	39	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	39.7	1.4	1.19	1.4	2.7	198.5	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C63	X-X	71	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	72.2	2.6	1.61	2.7	2.6	709.2	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C50	X-X	26	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	27	1	0.98	1	2.64	82.5	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
EJE I	C56	X-X	27	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	28	1	1.00	1	2.74	85.63	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"
	C49	X-X	70	50	0	28	2.4	210	95	202879.3	4200	2100	7.68	10	2	71.5	2.6	1.60	2.6	2.74	663.1	0.3	0.89	13.43	6 Var 5/8"



---

## CAPITULO VII

---

## 7.2. Diseño de Zapatas Conectadas.

La zapata conectada está conectada por una zapata exterior y una zapata interior unida por una viga de conexión rígida, que permite controlar la rotación de la zapata excéntrica correspondiente a la columna perimetral.

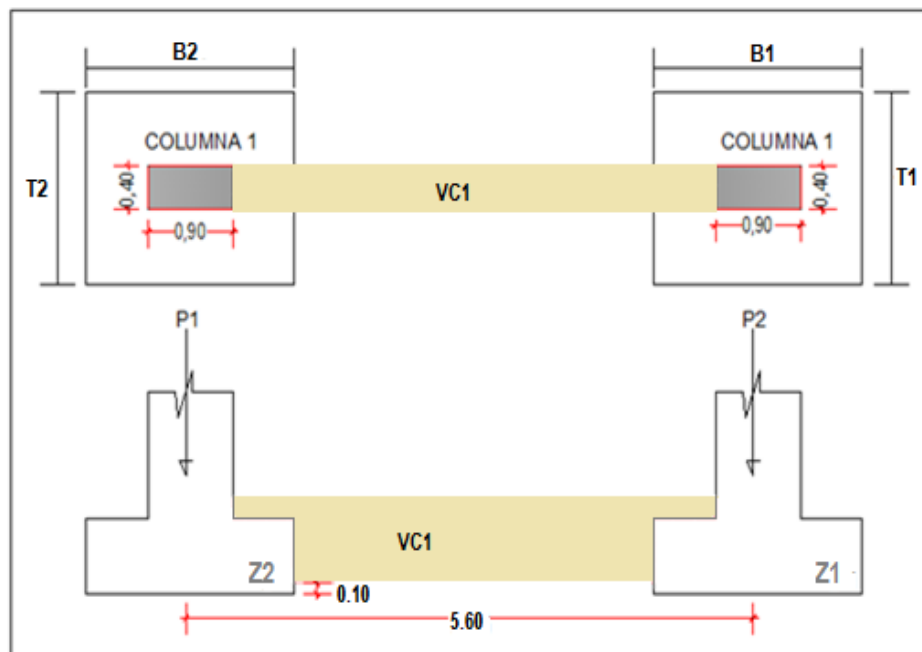
Se considera una solución económica, usualmente es más económico que la zapata combinada.

Estructuralmente se tienen dos zapatas aisladas, siendo una de ellas excéntrica, la que esta en el límite de propiedad y que está diseñada bajo la condición de la presión uniforme del terreno; el momento de flexión debido a que la carga de la columna y la resultante de las presiones del terreno no coinciden, es resistido por una viga de conexión rígida que une las dos columnas que forman la zapata conectada.

La viga de conexión debe ser muy rígida para que sea compatible con el modelo estructural. Así mismo se consideró la longitud más considerable entre columnas para dicho analisis de viga de conexión tomando la más considerable de los cuatro bloques en este caso se tomo el dato del bloque I

### BLOQUE I

Se realiza el diseño de la viga de conexión VC1 que se ubica en el eje G y que conecta un extremo de la C1 del eje 21 con la del eje 22.



Elemento	P <sub>D</sub> (Tnf)		P <sub>L</sub> (Tnf)		P <sub>servicio</sub> (Tnf)		P <sub>u</sub> (Tnf)	
C 1	P <sub>D1</sub>	113.53	P <sub>L1</sub>	32.85	P1	146.38	P <sub>1U</sub>	188.80
C 2	P <sub>D2</sub>	144.06	P <sub>L2</sub>	43.05	P2	187.11	P <sub>2U</sub>	241.75

a) **Dimensionamiento de la Zapata Exterior Z1.**

La zapata exterior transmite su carga a la viga de conexión, actuando la zapata como una losa en voladizo a ambos lados de la viga de conexión. Se dimensiona en planta considerando una dimensión transversal igual a 2 veces la dimensión en la dirección de la excentricidad.

$$q_{adm} = 27.90 \text{ Tnf/m}^2.$$

$$\gamma = 1.83 \text{ Tnf/m}^3.$$

$$hf = 0.70 \text{ m.}$$

$$s/c = 0.75 \text{ Tnf/m}^2.$$

$$A_z = \frac{1.20 P_{servicio}}{q_{adm} - \gamma hf - s/c}$$

Carga Unitaria = 1.2 Tn/m<sup>2</sup>

**Az = 8.76 m<sup>2</sup>.**

Nro de pisos = 4

Area Tributaria = 9.0 m<sup>2</sup>

**Dimensionamiento en planta:**

Suponiendo B1:

B1 = 2.80 m.

T1 = Az/B1

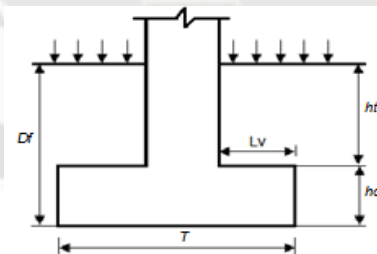
T1 = 2.80 m.

Az = 2 B1<sup>2</sup>

**Az = 7.84 m<sup>2</sup>.**

**Peralte de la zapata (hz):**

Se rige en base a la longitud de desarrollo del fierro que llega de la columna, se toma el mayor valor de las ecuaciones siguientes:



Peralte de zapata (Bibliografía - Libro N°7)

$\phi = 1$

db = 2.54 cm.

fc = 210 kg/cm<sup>2</sup>.

r = 7.50 cm.

Df = 150 cm.

$$L_{dg} = \frac{318 db}{\sqrt{fc}}$$

Ldg1 = 55.74 cm.

$$L_{dg} = 8 db$$

Ldg2 = 20.32 cm.

$$L_{dg} = 15 cm$$

Ldg3 = 15.00 cm.

Finalmente:

**Ldg = 0.56 m.**

$$hc = Ldg + r + db$$

**hc = 0.66 m.**

$$ht = Df - hc$$

**ht = 0.84 m.**

**b).- Dimensionamiento de la Viga de Conexión VC1.**

$L1 = 5.60 \text{ m.}$

$P1 = 146.38 \text{ Tnf.}$

$$h = \frac{L1}{7}$$

$h = 0.80 \text{ m.}$

$$b = \frac{P1}{31 L1}$$

$b = 0.40 \text{ m.}$

**c).- Diseño de la Viga de Conexión VC1.**

La Viga de Conexión debe analizarse como una viga articulada a las columnas exterior e interior, que soporta la reacción neta del terreno ( $R_n$ ) en la zapata exterior y su peso propio; debido a esto tomaremos momentos en el punto 2 donde se encuentra la columna interior, para determinar la reacción neta del terreno en la zapata exterior  $Z1$ .

Peso de la Viga de Conexión  $W_v = A_{vc} \gamma_c$

$\gamma_c = 2.40 \text{ Tnf/m}^2.$

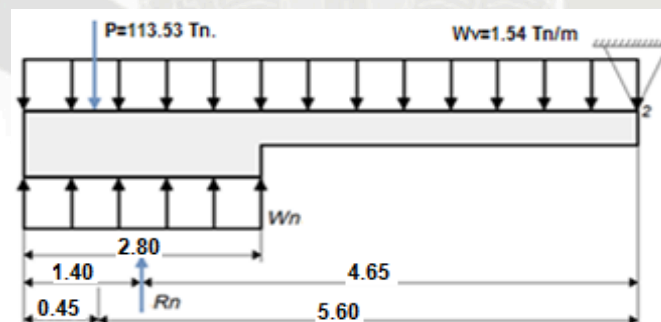
$A_{vc} = 0.32 \text{ m}^2.$

$W_v = 0.77 \text{ Tnf/m.}$

$W_{vu} = 1.2 W_u$

$W_{vu} = 0.92 \text{ Tnf/m.}$

Tomando Sumatorias de Momentos en 2, se calcula la reacción neta de la zapata exterior ( $R_n$ ), así como el peso neto de la zapata exterior ( $W_{nu}$ ):

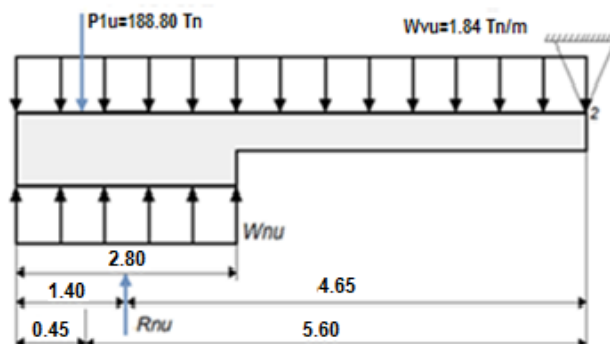


$\Sigma M_2 = 0$

$R_n (4.65) = P1 (5.60) + (W_v L^2/2)$

$R_n (4.65) = (113.53) (5.60) + (1.54)(6.05^2/2)$

$R_n = 131.28 \text{ Tnf.}$



$$\Sigma M2 = 0$$

$$Rnu (4.65) = P1u (5.60) + (Wvu L^2/2)$$

$$Rnu (4.65) = (188.80) (5.60) + (1.84)(6.05^2/2)$$

$$Rnu = 177.12 \quad Tnf.$$

$$Wnu = Rnu/B1$$

$$Wnu = 180.75/4.10$$

$$Wnu = 63.26 \quad Tnf/m.$$

### c.1).-Diseño por Flexión.

#### Cálculo del Refuerzo en la Carga Superior:

Mediante la sección de Momento Máximo, donde  $X_o$  deba ser menor que la dimensión de la zapata B1, se calculara el Momento Negativo de la viga de conexión para determinar el refuerzo negativo necesario.

$$\Sigma Fy = 0$$

$$Wnu X_o = Wvu X_o + P1u$$

$$X_o = P1u / (Wnu - Wvu)$$

$$X_o = 188.80 / (64.55 - 1.84)$$

$$X_o = 2.31 \quad m.$$

Siendo B1 = 2.80 m, concluimos que  $X_o \leq B1$ :

$$Mu_{m\acute{a}x} = (Wnu - Wvu) X_o^2/2 - P1u (X_o - b/2)$$

$$Mu_{m\acute{a}x} = (64.55 - 1.84)2.30^2/2 - 188.80(2.30 - 0.90/2)$$

$$Mu_{m\acute{a}x} = -101.64 \quad Tn.m$$

Teniendo las dimensiones de la Viga de Conexión VC1, se calcula el acero negativo, utilizando la tabla estipulado por las normas ACI, se obtiene la cuantía a utilizar, reemplazando en la tabla el valor de ( $K_u = Mu/bd^2$ ).

$$As_{min} = \frac{14 b d}{fy}$$

$$Mu(-) = 101.64 \quad Tnf.m.$$

$$h = 0.80 \quad m.$$

$$d = 0.73 \quad m.$$

$$b = 0.40 \quad m.$$

$$K_u = 47.55 \quad kg/cm^2$$

$$As_{min} = 9.75 \quad cm^2.$$

$$As = \rho b d$$

$$\rho = 0.67 \quad \%$$

$$As (-) = 19.59 \quad cm^2.$$

Como el acero calculado 39.18 cm<sup>2</sup> es mayor que el acero mínimo 19.49 cm<sup>2</sup>, se asumirá el acero mínimo para el refuerzo superior.

$$As (-) = 9.75 \quad cm^2.$$

**Usará 8  $\Phi$  3/4"**

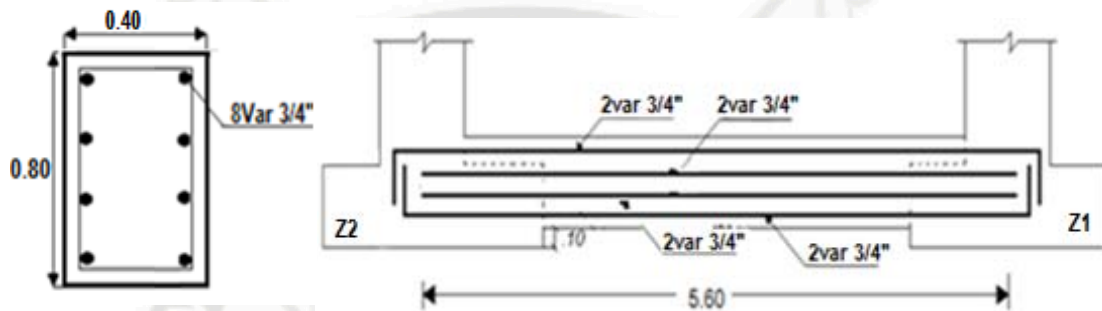
**Cálculo del Refuerzo en la Carga Inferior:**

$$A_s(+) = \left( \frac{A_s(-)}{2}, \frac{A_s(-)}{3} \right) \geq A_{s_{\min}}$$

$$A_s(+) = 4.87 \text{ cm}^2.$$

El acero positivo calculado 9.75 cm<sup>2</sup> siendo menor que el acero mínimo 19.49 cm<sup>2</sup>, se asumirá el acero mínimo para el refuerzo inferior.

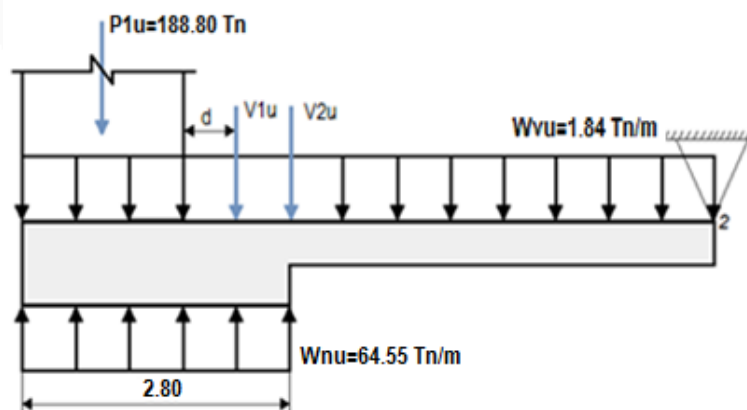
$A_s(+) = 9.75 \text{ cm}^2.$ Usará 8 $\Phi$ 3/4"
------------------------------------------------------



*Distribución del Refuerzo de la Viga de Conexión VC 1*

**c.2).- Diseño por Cortante.**

Se determina la resistencia de corte último en los puntos indicados en la figura donde se aplica V1u y V2u, tomando el mayor de estos. Asimismo este valor deberá ser menor que la resistencia del aporte del concreto ( $\Phi V_c$ ).



$$\sum F_y = 0$$

$$V1u = (Wnu - Wvu) (b1 + d) - P1u$$

$$V1u = (64.55 - 1.84) (0.90 + 0.73) - 188.80 \quad V1u = -87.13 \text{ Tnf.}$$

$$V2u = (Wnu - Wvu) (B1) - P1u$$

$$V2u = (64.55 - 1.84) (2.80) - 188.80 \quad V2u = -14.26 \text{ Tnf.}$$

Finalmente se toma el mayor valor:

$V_u = -14.26 \text{ Tnf.}$
-----------------------------

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b w d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 0.80 \times 0.73$$

$$V_c = 22.46 \text{ Tnf.}$$

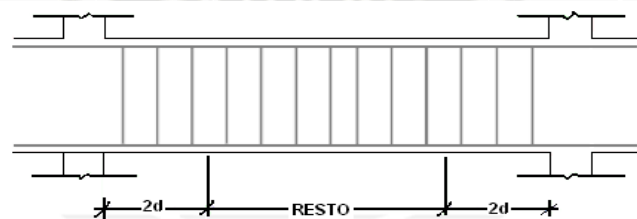
$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_c = 16.84 \text{ Tnf.}$$

$$\phi V_c \geq V_u \text{ CONFORME}$$

### Confinamiento de las Vigas:

Se verifica que en los extremos de la viga, se disponga con la distribución de estribos mostrada en la figura.



Según los requerimientos de la **NTE E.060 artículo 13.7.1°**, el refuerzo transversal debe cumplir:

- \* Se utilizarán estribos cerrados de diámetro 3/8" en todos los casos, debido a que tenemos barras longitudinales menores a 1".
- \* El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10cm de la cara del elemento.

La zona de confinamiento será igual a 2d medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz y el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no deberá exceder del menor valor de:

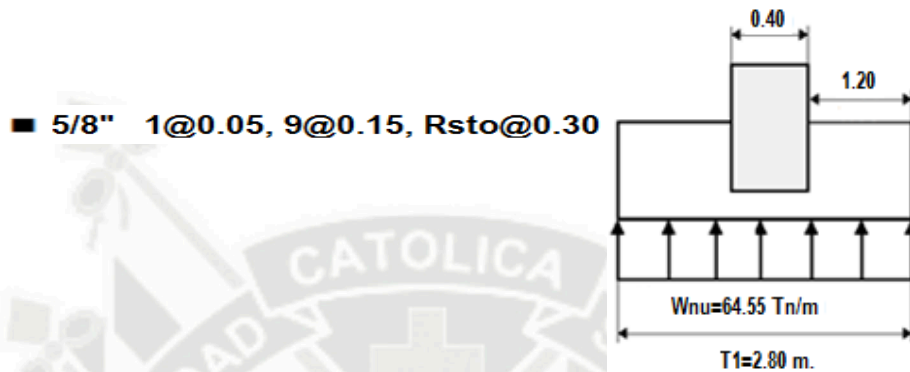
$$L_o = 2d = 1.46 \text{ m.}$$

- \*  $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150mm. So1 = 18.28 cm
- \* 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro. So2 = 28.70 cm
- \* 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento. So3 = 47.76 cm
- \* 30cm. So4 = 30.00 cm

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no excederá de 0.5d y no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante que se considera 36 veces el diámetro del estribo.

- \*  $0.5 d = 36.55 \text{ cm.}$
- \*  $36 \Phi = 71.64 \text{ cm.}$

Por lo tanto fuera de la zona de confinamiento se tiene un espaciamiento:  $S = 30.00 \text{ cm}$   
 Es así como finalmente obtuvimos la siguiente distribución de estribos:



**d).- Diseño de la Zapata Exterior Z1.**

$W_{nu} = R_{nu}/T_1$

$W_{nu} = 180.75/2.80$

$W_{nu} = 63.26 \text{ Tnf/m.}$

$M_{u_{\text{máx}}} = W_{nu} L_v^2/2$

$M_{u_{\text{máx}}} = 64.55 (1.00^2)/2$

$M_{u_{\text{máx}}} = 31.63 \text{ Tn.m}$

**d.1).- Diseño por Flexión.**

**Cálculo del Refuerzo Longitudinal:**

Teniendo las dimensiones de la Zapata Exterior Z1, se calcula el refuerzo longitudinal, utilizando la tabla estipulado por las normas ACI, se obtiene la cuantía a utilizar, reemplazando en la tabla el valor de  $K_u$ .

$M_u = 31.63 \text{ Tnf.m.}$

$K_u = M_u/bd^2$

$K_u = 3.39 \text{ kg/cm}^2$

$h_c = 0.66 \text{ m.}$

$\rho = 0.1 \%$

$d = 0.58 \text{ m.}$

$B_1 = 2.80 \text{ m.}$

$A_s = \rho b d$

$A_s = 16.17 \text{ cm}^2.$

**Usará 5  $\Phi$  3/4"**

Espaciamiento:

$S = (B_1 - 2r)/4$

$S = (2.80 - 0.15)/4$

$S = 66.25 \text{ cm.}$

**Usará 5  $\Phi$  3/4" @ 0.66**

**Cálculo del Refuerzo Transversal:**

T1 = 2.80 m.  
hc = 0.66 m.

$$A_s = 0.0018 b h$$

**As = 33.28 cm<sup>2</sup>.**  
**Usará 11 Φ 3/4"**

Espaciamiento: S = (T1-2r)/11  
S = (2.80-0.15)/11

**S = 24.09 cm.**  
**Usará 11 Φ 3/4" @ 0.25**

**d.2).- Diseño por Corte.**

$\Sigma F_y = 0$   
Vu = Wnu (Lv - d)  
Vu = 64.55 (1.00 - 0.58)

**Vu = 26.73 Tnf.**

$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b w d$

**Vc = 124.18 Tnf.**

$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 2.80 \times 0.58$

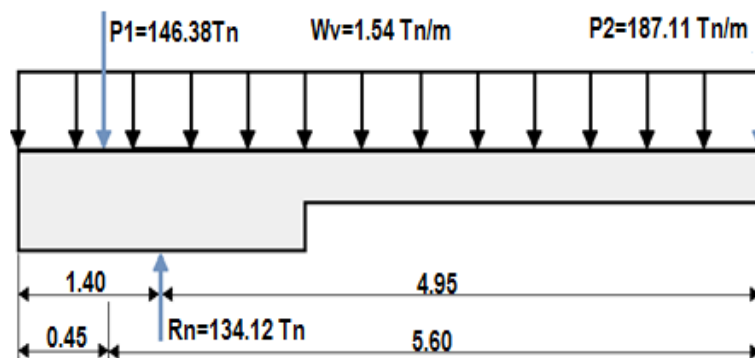
**Φ Vc = 93.14 Tnf.**

Φ = 0.75

**Φ Vc ≥ Vu CONFORME**

**e).- Diseño de la Zapata Interior Z2.**

Se diseña como una zapata aislada. Se considera la reacción de la viga de conexión, en el diseño de cortante por punzonamiento se considera la influencia de la viga de conexión en la determinación de la zona crítica.



$\Sigma F_y = 0$   
P2 efectivo = - P2 - P1 - Wv Lv + Rn

**P2efec = -206.86 Tnf.**

P2 efectivo = - 187.11 - 146.38 - 1.54 x 6.05 + 134.12

qadm = 27.90 Tnf/m<sup>2</sup>.

γ = 1.83 Tnf/m<sup>3</sup>.

hf = 2.00 m.

s/c = 0.50 Tnf/m<sup>2</sup>.

$$A_z = \frac{P_{2efectivo}}{q_{adm} - \gamma h_f - s/c}$$

**Az = 8.71 m<sup>2</sup>.**

Dimensiones de la Columna C1:

$$b_2 = 0.90 \text{ m.}$$

$$B_2 = 2.30 \text{ m.}$$

$$t_2 = 0.40 \text{ m.}$$

$$T_2 = 3.00 \text{ m.}$$

Suponiendo:

$$L_v = 0.70 \text{ m.}$$

$$A_z = 6.90 \text{ m}^2.$$

$$W_{nu} = P_2 \text{ efectivo} / A_z$$

$$W_{nu} = 208.67 / 7.50$$

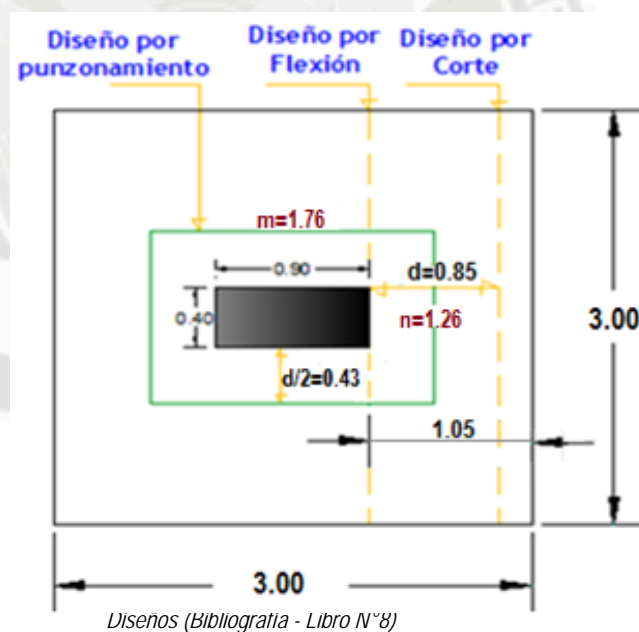
$$W_{nu} = 29.98 \text{ Tnf/m}^2.$$

$$M_{u_{\text{m}\acute{a}\text{x}}} = W_{nu} L_v^2 / 2$$

$$M_{u_{\text{m}\acute{a}\text{x}}} = (30.24 \times 3.00) (0.70^2) / 2$$

$$M_{u_{\text{m}\acute{a}\text{x}}} = 22.03 \text{ Tn.m}$$

Para que el refuerzo de las columnas tenga una adecuada longitud de anclaje, se usa un espesor de zapata ( $h_c$ ) de 1.05 m, es decir se tiene un peralte efectivo ( $d$ ) de 0.85 m; en la siguiente figura se muestra las secciones de diseño para el análisis por punzonamiento, fuerza cortante y flexión de la zapata.



#### d.1).- Diseño por Punzonamiento.

$$V_u = P_{u2\text{efectivo}} - W_{nu} (m \times n)$$

$$V_u = 208.67 - 30.24 \times 1.76 \times 1.26$$

$$V_u = 140.38 \text{ Tnf}$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f_c} b_o d$$

$b_o$  = perímetro de la sección crítica

$$V_c = 1.06 \sqrt{210} \times 10 \times 6.04 \times 0.85$$

$$V_c = 788.63 \text{ Tnf}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_c = 591.47 \text{ Tnf.}$$

$$\phi V_c \geq V_u \text{ CONFORME}$$

**d.2).- Diseño por Corte.**

$$V_u = W_{nu} L (L_v - d)$$

$$V_u = 30.24 \times 3.00 (1.05 - 0.85)$$

$$V_u = 17.99 \text{ Tnf}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 3.00 \times 0.85$$

$$V_c = 182.79 \text{ Tnf}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_c = 137.10 \text{ Tnf.}$$

$$\phi V_c \geq V_u \text{ CONFORME}$$

**d.3).- Diseño por Flexión.**

**Cálculo del Refuerzo Longitudinal:**

Teniendo las dimensiones de la Zapata Interior Z2, se calcula el refuerzo longitudinal, utilizando la tabla estipulado por las normas ACI, se obtiene la cuantía a utilizar, reemplazando en la tabla el valor de  $K_u$ .

$$M_u = 22.03 \text{ Tnf.m.}$$

$$K_u = M_u / b d^2$$

$$K_u = 1.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 0.75 \text{ m.}$$

$$\rho = 0.10 \%$$

$$B_2 = 3.00 \text{ m.}$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 22.50 \text{ cm}^2.$$

**Usará 6  $\phi$  5/8"**

Espaciamiento:

$$S = (B_2 - 2r) / 5$$

$$S = (3.00 - 0.15) / 5$$

$$S = 57.00 \text{ cm.}$$

**Usará 6  $\phi$  5/8" @ 0.57**

**Cálculo del Refuerzo Transversal:**

$$T_2 = 3.00 \text{ m.}$$

$$A_s = 28.80 \text{ cm}^2.$$

$$h_c = 0.60 \text{ m.}$$

$$A_s = 0.0018 b h$$

**Usará 10  $\phi$  3/4"**

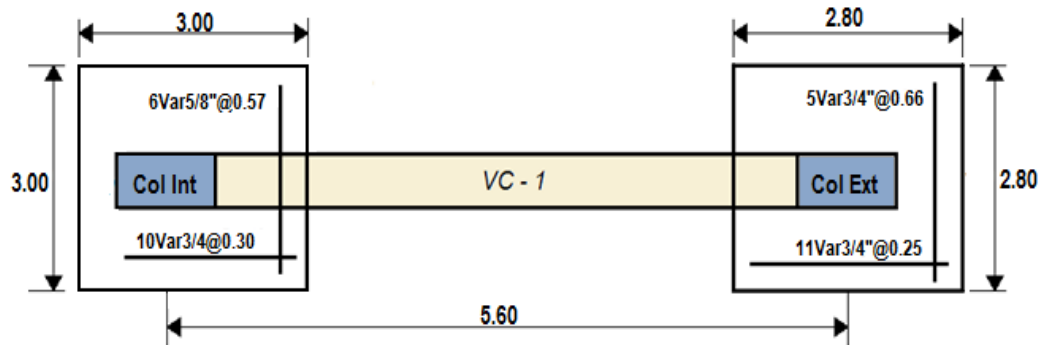
Espaciamiento:

$$S = (T_2 - 2r) / 9$$

$$S = (3.00 - 0.15) / 9$$

$$S = 31.67 \text{ cm.}$$

**Usará 10  $\phi$  3/4" @ 0.30**



Distribución de acero en zapatas conectadas



---

## CAPITULO VII

---

### 7.3. Diseño de Zapatas Combinadas.

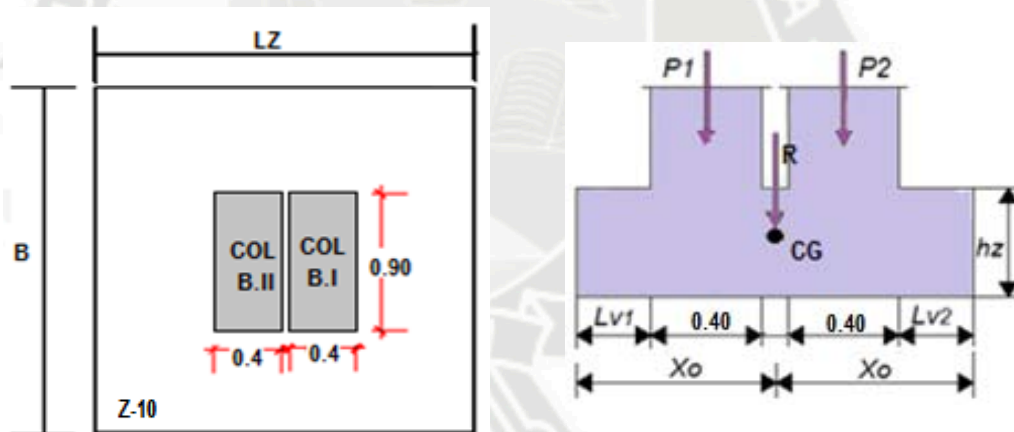
La zapata combinada es conveniente debido a que las columnas están muy cercas, y si se diseñarían por zapatas aisladas, podrían traslaparse o bien podrían resultar de proporciones poco económicas.

Es conveniente que el punto de aplicación de la resultante, de las cargas actuantes coincida con el centro de gravedad de la zapata combinada para poder considerar una reacción uniforme repartida del terreno.

Para el análisis de estas zapatas combinadas se usará el método convencional (método rígido), de acuerdo a las siguientes hipótesis:

- La cimentación rígida, por lo tanto la deflexión de la cimentación no influye en la distribución de las presiones.
- La presión del terreno está distribuida en una línea recta o en una superficie plana.

Se realiza el diseño de la zapata combinada compuesta por dos columnas interiores C2, que se ubican en los ejes 2, 3 y 4. Asimismo se diseñaran con las columnas que tengan mayor fuerza de reacción, que es el caso del eje 3, que intersectan con los ejes B y C.



Elemento	P <sub>D</sub> (Tnf)		P <sub>L</sub> (Tnf)		P <sub>servicio</sub> (Tnf)		P <sub>u</sub> (Tnf)	
C 2.1	P <sub>D1</sub>	72.82	P <sub>L1</sub>	16.83	P1	89.65	P <sub>1U</sub>	114.31
C 2.2	P <sub>D2</sub>	44.07	P <sub>L2</sub>	9.77	P2	53.84	P <sub>2U</sub>	68.52

#### a).- Dimensionamiento de la Zapata Combinada Z3

$$q_{adm} = 27.90 \text{ Tnf/m}^2.$$

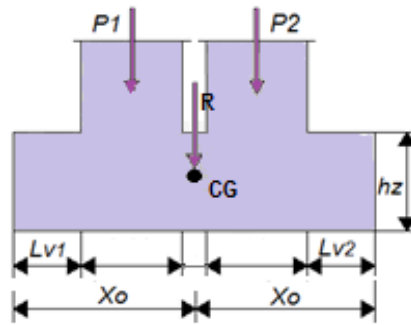
$$\gamma = 1.83 \text{ Tnf/m}^3.$$

$$hf = 1.50 \text{ m.}$$

$$s/c = 0.50 \text{ Tnf/m}^2.$$

$$Az = \frac{P1 + P2}{q_{adm} - \gamma hf - s/c}$$

$Az = 6.11 \text{ m}^2.$
--------------------------



$$R X_0 = P_1 (L_{v1} + t/2) + P_2 (L_{v1} + t + L_1 + (t/2)) \quad R = 143.49 \text{ Tnf.}$$

$$143.49 X_0 = 89.65 (L_{v1} + 0.20) + 53.84 (L_{v1} + 2.60)$$

$$X_0 = 0.45 + L_{v1}$$

$$\text{Suponiendo } L_{v1} = 0.90 \text{ m.}$$

$$X_0 = 1.30 \text{ m.}$$

$$\text{Entonces } L_{v2} = 0.80 \text{ m.}$$

$$L_z = 2 X_0 = 3.55 \text{ m.}$$

$$b = A_z / L_z = 2.10 \text{ m.}$$

**b).- Determinación de la reacción amplificada del suelo:**

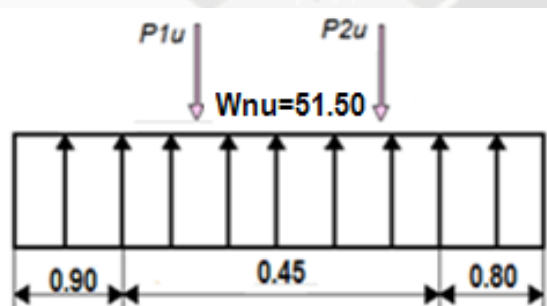
Se puede obtener amplificando las fuerzas de cada elemento independientemente, la resultante de las cargas amplificadas actuara en el centro de gravedad de la cimentación.

$$W_{nu} = (P_{1u} + P_{2u}) / L_z$$

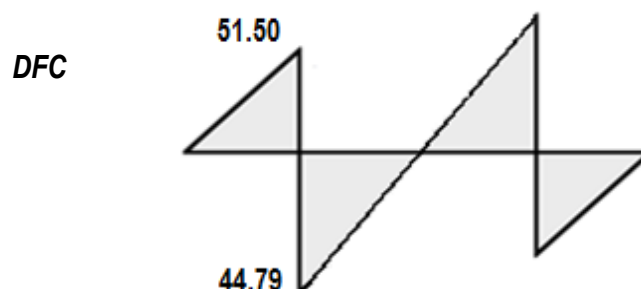
$$W_{nu} = (114.31 + 68.52) / 3.55$$

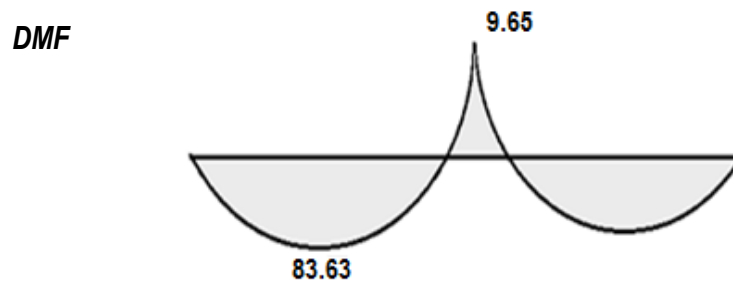
$$W_{nu} = 51.50 \text{ Tnf/m.}$$

De esta manera se tiene:

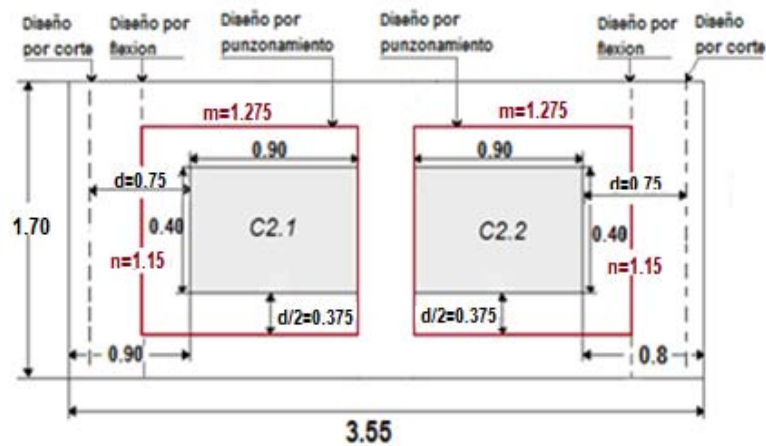


A continuación se presenta el diagrama de fuerza cortante DFC y de momento flector DMF de la zapata para la carga del terreno.





Para que el refuerzo de las columnas tenga una adecuada longitud de anclaje, se usa un espesor de zapata ( $h_c$ ) de 0.65 m, es decir se tiene un peralte efectivo ( $d$ ) de 0.58 m; en la siguiente figura se muestra las secciones de diseño para el análisis por punzonamiento, fuerza cortante y flexión de la zapata.



**b) Diseño por Corte.**

$$V_u = P1_u - W_{nu} (L_v1 + t1/2)$$

$$V_u = 114.31 - 51.50 (0.90 + 0.45)$$

$$V_u = 44.79 \quad Tnf$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} X_o d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} x 10 x 1.30 x 0.75$$

$$V_c = 74.88 \quad Tnf$$

$$\Phi = 0.75$$

$$\Phi V_c = 56.16 \quad Tnf.$$

$\Phi V_c \geq V_u$  CONFORME

**d).- Diseño por Punzonamiento.**

► **Columna C2.1.**

$$V_u = P_u1 - W_{nu} (m n)$$

$$V_u = 114.31 - 51.50 (1.275 x 1.15)$$

$$V_u = 38.80 \quad Tnf$$

Donde  $b_o$  = perímetro de la sección crítica.

$$V_c = 1.06 \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{210} \times 10 \times 4.85 \times 0.75$$

$$V_c = 558.75 \text{ Tnf}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_c = 419.06 \text{ Tnf.}$$

$$\phi V_c \geq V_u \text{ CONFORME}$$

► **Columna C2.2.**

$$V_u = P_u - W_{nu} \text{ (m n)}$$

$$V_u = 68.52 - 51.50 \text{ (1.275} \times 1.15)$$

$$V_u = -7.00 \text{ Tnf}$$

Donde  $b_o$  = perímetro de la sección crítica.

$$V_c = 1.06 \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{210} \times 10 \times 4.85 \times 0.75$$

$$V_c = 558.75 \text{ Tnf}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_c = 419.06 \text{ Tnf.}$$

$$\phi V_c \geq V_u \text{ CONFORME}$$

e).- **Diseño por Flexión.**

Con el diseño por flexión, se conocerá el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar los momentos, las fórmulas utilizadas son las mismas que para el diseño de vigas. Las zapatas deberán cumplir con una cuantía mínima de acero por temperatura.

**Refuerzo Superior:**

$$M_u = 83.63 \text{ Tnf.m.}$$

$$K_u = M_u / b d^2$$

$$K_u = 4.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 0.70 \text{ m.}$$

$$\rho = 0.13 \%$$

$$b = 3.55 \text{ m.}$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 32.31 \text{ cm}^2.$$

Refuerzo mínimo.

$$b = 3.55 \text{ m.}$$

$$A_s = 0.0018 b h$$

$$A_s = 41.54 \text{ cm}^2.$$

$$h = 0.65 \text{ m.}$$

El refuerzo longitudinal calculado es menor que el acero mínimo  $19.89 \text{ cm}^2$ , por lo cual se asumirá el acero mínimo para el refuerzo.

$$A_s = 41.54 \text{ cm}^2.$$

**Usando 14  $\Phi$  3/4"**

Espaciamiento:

$$S = (b - 2r) / 14$$

$$S = (3.55 - 0.15) / 14$$

$$S = 24.29 \text{ cm.}$$

**Usará 14  $\Phi$  3/4" @ 0.25**

### Refuerzo Inferior.

$$\begin{aligned} \mu_u &= 9.65 \text{ Tnf.m.} \\ d &= 0.58 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$K_u = \mu_u / b d^2$$

$$K_u = 2.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.10 \%$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 5.75 \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

Refuerzo mínimo.

$$h = 0.65 \text{ m.}$$

$$A_s = 0.0018 b h$$

$$A_s = 11.70 \text{ cm}^2 \text{ por metro}$$

De la misma forma el refuerzo transversal calculado es menor que el acero mínimo 11.70 cm<sup>2</sup>, entonces se asumirá el acero mínimo para el refuerzo, multiplicando por b.

$$b = 3.55 \text{ m.}$$

$$A_s = 41.54 \text{ cm}^2.$$

Usando 14  $\Phi$  3/4"

Espaciamiento:

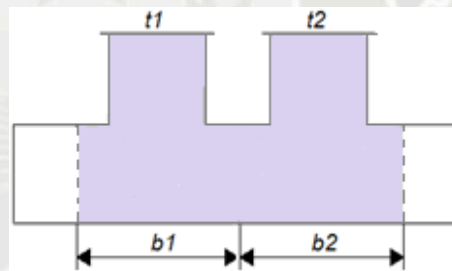
$$S = (b - 2r) / 14$$

$$S = (3.55 - 0.15) / 14$$

$$S = 26.29 \text{ cm.}$$

Usará 14  $\Phi$  3/4" @ 0.26

### Refuerzo en la dirección Transversal.



$$b_1 = t_1 + d = 0.40 + 0.90 = 1.30 \text{ m.}$$

$$b_2 = t_2 + d = 0.40 + 0.90 = 1.30 \text{ m.}$$

#### ► **Columna C2.1.**

$$q_{nu} = P_1 u / b$$

$$q_{nu} = 114.31 / 2.10$$

$$q_{nu} = 32.20 \text{ Tnf}$$

$$\mu_{máx} = (q_{nu} L_v t^2) / 2$$

$$\mu_{máx} = (32.20 \times 0.65^2) / 2$$

$$\mu_u = 6.80 \text{ Tnf.m.}$$

$$d = 0.58 \text{ m.}$$

$$K_u = \mu_u / b d^2$$

$$K_u = 1.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_1 = 1.30 \text{ m.}$$

$$\rho = 0.10 \%$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 7.48 \text{ cm}^2.$$

Refuerzo mínimo.

$$b_1 = 1.30 \text{ m.}$$

$$A_s = 0.0018 b h$$

$$A_s = 15.21 \text{ cm}^2.$$

$$h = 0.65 \text{ m.}$$

El refuerzo calculado es menor que el acero mínimo 15.21 cm<sup>2</sup>, por lo cual se asumirá el acero mínimo para el refuerzo.

$$A_s = 15.21 \text{ cm}^2.$$

Usando 9  $\Phi$  5/8"

Espaciamiento:  $S = (b-2r)/9$

$$S = (1.30-0.15)/9$$

$$S = 24.12 \text{ cm.}$$

Usará 9  $\Phi$  5/8" @ 0.24

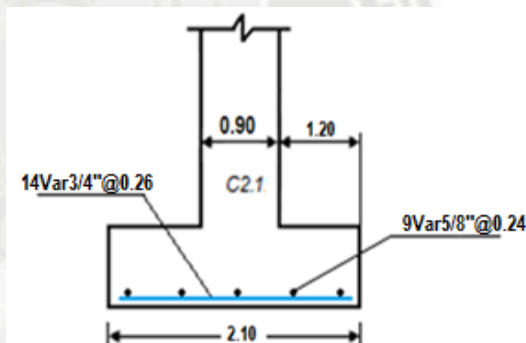
### Refuerzo de Montaje:

Según los requerimientos de la **NTE E.060 artículo 13.7.1°**, se utilizarán refuerzo de montaje cerrados de diámetro 3/8", debido a que tenemos barras longitudinales menores a 1".

El espaciamiento no excederá de 0.5d y no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante que se considera 36 veces el diámetro del estribo.

$$* 0.5 d = 28.75 \text{ cm.}$$

$$* 36 \Phi = 34.20 \text{ cm.}$$



Finalmente se utilizara 9  $\Phi$  5/8" @ 0.24.

### ► Columna C2.2.

$$q_{nu} = P_u/2/b$$

$$q_{nu} = 68.52 / 3.55$$

$$q_{nu} = 19.30 \text{ Tnf}$$

$$M_{umax} = (q_{nu} L_v^2)/2$$

$$M_{umax} = (19.30 \times 0.65^2)/2$$

$$M_u = 4.08 \text{ Tnf.m.}$$

$$d = 0.58 \text{ m.}$$

$$b_2 = 1.30 \text{ m.}$$

$$K_u = M_u/bd^2$$

$$K_u = 0.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 11.00 \%$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 822.25 \text{ cm}^2.$$

Refuerzo mínimo.

$$b_1 = 1.30 \text{ m.}$$

$$h = 0.65 \text{ m.}$$

$$A_s = 0.0018 b h$$

$$A_s = 15.21 \text{ cm}^2.$$

El refuerzo calculado es menor que el acero mínimo 15.21 cm<sup>2</sup>, por lo cual se asumirá el acero mínimo para el refuerzo.

$$A_s = 15.21 \text{ cm}^2.$$

**Usando 8  $\Phi$  5/8"**

Espaciamiento:  $S = (b-2r)/8$

$$S = (1.30-0.15)/8$$

$$S = 23.00 \text{ cm.}$$

**Usará 8  $\Phi$  5/8" @ 0.23**

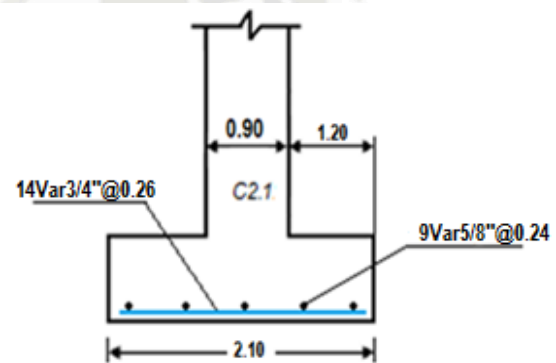
### **Refuerzo de Montaje:**

Según los requerimientos de la **NTE E.060 artículo 13.7.1°**, se utilizarán refuerzo de montaje cerrados de diámetro 3/8", debido a que tenemos barras longitudinales menores a 1".

El espaciamiento no excederá de 0.5d y no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante que se considera 36 veces el diámetro del estribo.

- 0.5 d = 32.50 cm.
- 36  $\Phi$  = 34.20 cm.

Finalmente se utilizara **9  $\Phi$  5/8" @ 0.24**.





---

## CAPITULO VIII

---

# DISEÑO DE COLUMNAS

## 8.0. 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.

Para el diseño de las columnas se considera que intervienen dos efectos simultáneamente: flexión y carga axial. A este efecto conjunto se le denomina flexo compresión. Se consideran las mismas hipótesis del diseño por flexión teniendo un problema adicional, la esbeltez del elemento.

Las columnas se diseñan por flexo compresión y por cortante considerando la envolvente de las cargas amplificadas con las mismas combinaciones que se utilizaron en el diseño de las vigas.

### 8.1. Análisis del efecto de esbeltez.

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez según lo estipulado en la **NTP E.060 artículo 12.10.2°**, se deben considerar:

- Los efectos globales ( $\delta_g$ ) que afecten a la estructura como conjunto.
- Los efectos locales ( $\delta_l$ ) que afecten a cada uno de los elementos individualmente.

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

Asimismo el Momento último para el diseño de la columna será:

$$M_c = \delta_l M_{uv} + \delta_g M_{us}$$

Dónde:

$M_{uv}$  = Momento último debido a las cargas verticales.

$M_{us}$  = Momento último debido a las cargas laterales.

$\delta_l$  = Factor debido a los efectos locales.

$\delta_g$  = Factor debido a los efectos globales.

**Efectos Locales  $\delta l$ :**

Los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados si es que cumple con la siguiente ecuación:

$$\frac{ln}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

Dónde:

ln = Luz libre del elemento.

r = Radio de Giro.

M1 = Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna.

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

**a) Efectos Globales  $\delta g$ :**

El factor  $\delta g$  se evalúa mediante las siguientes expresiones:

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

El factor Q representa al índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante:

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

$\sum pu$  = Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u = Deformación relativa de entrepiso debido a las cargas laterales amplificadas.

Vu = Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso.

h = Altura del entrepiso considerado.

De acuerdo al índice de estabilidad Q los entrepisos se clasifican en:

- Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar, en este caso  $\delta g$  será igual a 1.
- Si el índice Q está comprendido entre 0.06 a 0.25, los efectos globales deben considerarse calculando  $\delta g$  con el valor de Q obtenido.
- Si el índice Q es mayor a 0.25 deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

La razón por la cual la norma usa el criterio del índice de estabilidad Q, es por la presencia de placas en la superestructura, las cuales contribuyen a disminuir las deformaciones laterales del entrepiso, volviéndose para este tipo de elementos no aplicables las teorías de longitud efectiva o carga crítica.

**b) Cálculo de la cuantía necesaria para soportar la carga axial actuante (Pu):**

La **NTE E.060 artículo 12.4.2°**, indica que la cuantía en columnas debe estar entre el 1% y el 6% del área total  $A_g$ , de la sección de concreto, recomendándose no trabajar con cuantías elevadas pues hacen difícil el ensamblaje del refuerzo especialmente en los nudos. Si la columna tuviera mayor sección de la requerida se podrá utilizar como mínimo 0.5% de cuantía mínima.

**c) Diseño por Flexo compresión.**

Las columnas están sometidas a momentos flectores y cargas axiales (flexo compresión). Para diferenciar el comportamiento de una columna al de una viga es necesario calcular la carga axial que actúa, entonces, si  $P_u < 0.1f'_c(A_g)$ , el elemento se diseñará como viga, caso contrario como columna.

En el diseño de elementos sometidos a flexo compresión, se fija una sección transversal con una determinada cantidad y distribución de acero, con lo cual se puede obtener una curva con diferentes valores de carga axial y momento flector conforme se varíe la posición del eje neutro. A esta curva se denomina **diagrama de interacción**, de tal forma que las combinaciones ( $M_u; P_u$ ) queden dentro del diagrama.

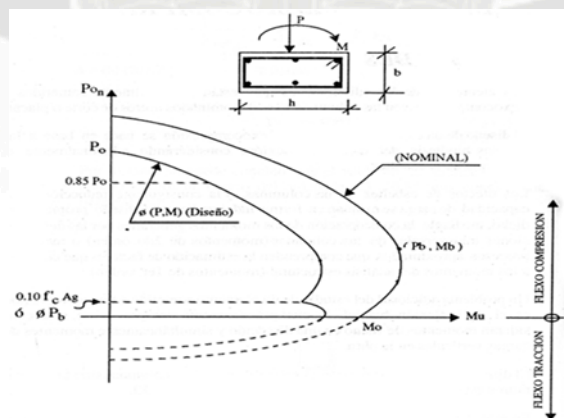


Diagrama de Interacción (Bibliografía - Libro N°1)

**d) Flexión Biaxial.**

Un problema adicional del estudio de un elemento sometido flexo compresión es el de la flexión biaxial, la cual prácticamente siempre existe, si se considera momentos de sismo en una dirección y simultáneamente momentos de cargas verticales en la otra.

Casi siempre será crítica, cuando simultáneamente se considere cargas horizontales de sismo, y no será crítica a flexión biaxial, a pesar de considerar sismo y cargas de gravedad simultaneas, cuando los momentos de cargas de gravedad sean significativos (columnas exteriores con vigas de luz menor a 5m o columnas centrales o interiores).

Cuando se tiene una carga axial actuando en un punto, tal que se produzcan simultáneamente excentricidades en las dos direcciones de la columna, el problema del diseño es complejo, pues aun cuando se puede seguir trabajando con un bloque rectangular equivalente de compresiones, la posición del eje neutro no es simple de determinar pues la inclinación de este no es perpendicular a la excentricidad resultante.

La **NTE E.060 artículo 12.9°**, indica como método aproximado la ecuación plantada por Bresler.

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{\phi P_{n_x}} + \frac{1}{\phi P_{n_y}} - \frac{1}{\phi P_{n_o}}$$

Dónde:

$P_u$ : Resistencia última en flexión biaxial.

$\phi P_{n_x}$ : Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente en X ( $e_y = 0$ ).

$\phi P_{n_y}$ : Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente en Y ( $e_x = 0$ ).

$\phi P_n$  : Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente ( $e_x = e_y = 0$ ).

Esta ecuación es válida para valores de:

$$R1 = \frac{P_u}{\phi * P_{n_o}} \geq 0.10$$

Para valores menores a 0.10 la ecuación anterior pierde aproximación, por lo cual la norma recomienda la siguiente expresión:

$$\frac{M_{u_x}}{\phi M_{n_x}} + \frac{M_{u_y}}{\phi M_{n_y}} \leq 1$$

Donde,

$\phi M_{n_x}$ : Resistencia en Flexión de diseño de la sección respecto al eje X.

$\phi M_{n_y}$ : Resistencia en Flexión de diseño de la sección respecto al eje Y.

Este método supone un diseño previo, y con el acero así definido se verifica la resistencia en flexión biaxial. Lo común es que el diseñador primero estudie el caso de flexión uniaxial con lo cual determina una cuantía de acero; con esta cuantía aplica Bresler y verifica la capacidad resistente en flexión biaxial.

### e) Diseño por Cortante.

Considerando el criterio de buscar una falla por flexión en lugar de una falla por corte, la fuerza cortante de los elementos en flexocompresión deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ).

Se calculará los momentos resistentes de las columnas ( $M_n$ ), en ambas direcciones con el acero distribuido en su sección. Así se tendrá del diagrama de interacción de la columna, el respectivo  $M_n$  para cada  $P_u$ .

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la NTE E060, mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \left( \frac{M_{nsup} + M_{ninf}}{l_n} \right)$$

$M_{nsup}$ : Momento Nominal Superior en los extremos de la altura libre.

$M_{ninf}$ : Momento Nominal Inferior en los extremos de la altura libre.

$l_n$ : Altura libre del elemento.

La **NTE E.060 artículo 13.3°**, limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en corte de una sección mediante la siguiente expresión:

$$V_s = 2.1 \sqrt{f_c} b_w d$$

La contribución del concreto a la Resistencia al Corte para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales como es el caso de columnas según la **NTE E.060 artículo 13.2°**, se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

Si  $V_u > \phi V_c$ , entonces se necesita refuerzo por corte y se calcula de la misma forma que para el diseño de vigas, mediante la siguiente expresión:

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

### Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas:

Estará constituido por estribos cerrados de confinamiento en ambos extremos del elemento. Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

La distancia vertical entre el primer estribo y la parte superior de la zapata, viga o losa no deberá ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos ( $S_{min}/2$ ).

La zona de confinamiento ( $L_o$ ) será medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz no deberá ser menor que el mayor valor de:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 45 cm.

El espaciamiento ( $s_o$ ) en la zona de confinamiento no deberá exceder el menor valor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante y no deberá exceder el menor valor de:

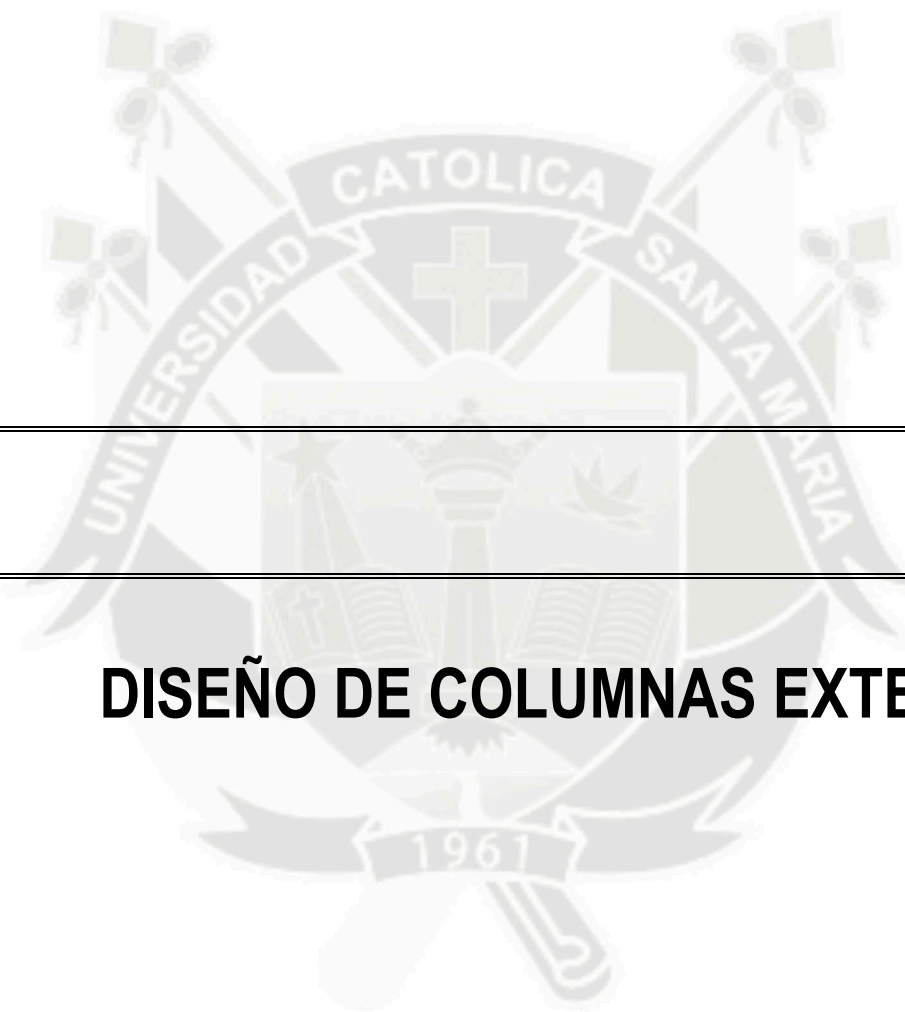
- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 48 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- La menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.
- 30 cm.

Dentro del nudo el espaciamiento mínimo deberá ser igual a, considerando que este sea menor o igual a 0.15 cm:

$$S \leq \frac{A_v f_y}{7 b}$$

Mediante la configuración de la estructura, se vio por conveniente agrupar las columnas en grupos para de esta manera tener un diseño más ordenado. Estos grupos son los siguientes:

<b>GRUPO I</b>	Columnas Exteriores.	→	40cm x 90cm
<b>GRUPO II</b>	Columnas Interiores.	→	40cm x 90cm



---

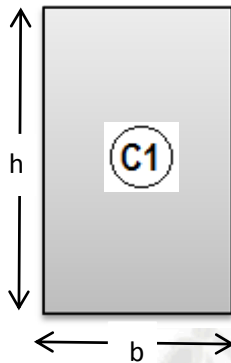
**GRUPO I**

---

# **DISEÑO DE COLUMNAS EXTERIORES**

### Grupo I: Diseño de Columnas Exteriores.

Características de las Columnas Exteriores:

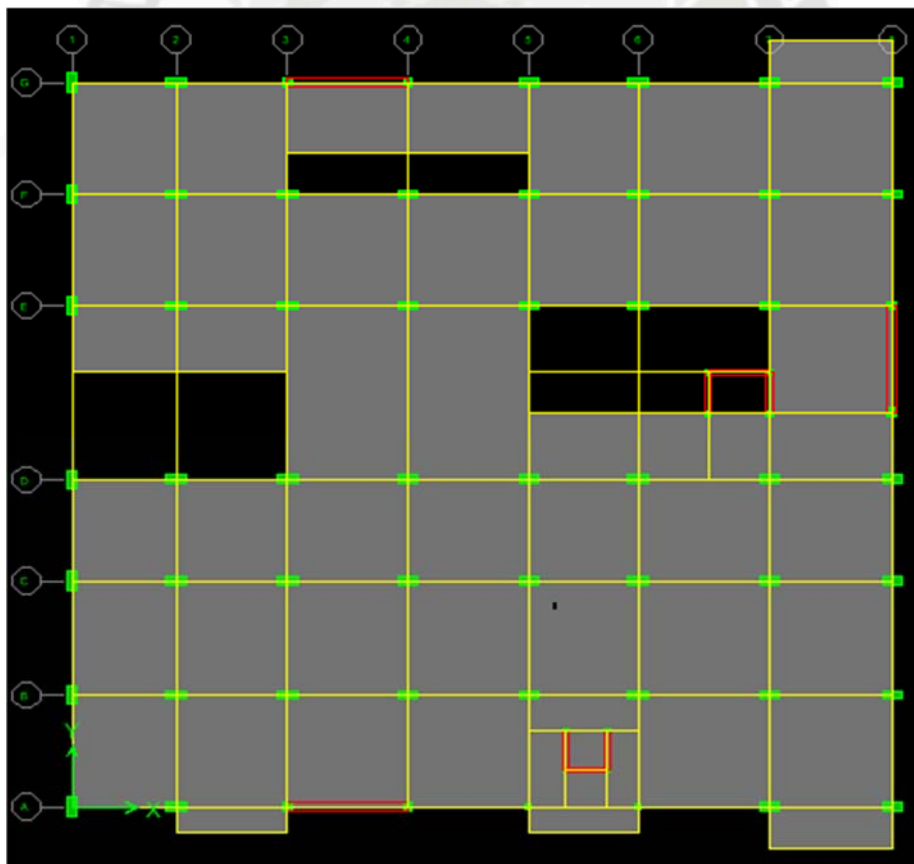


Altura $h$	=	90	cm.
Ancho $b$	=	40	cm.
Recubrimiento $r$	=	6	cm.
Peralte efectivo $d$	=	84	cm.

Resist. del Concreto $f_c$	=	210	kg/cm <sup>2</sup> .
Resist. del Acero $f_y$	=	4200	kg/cm <sup>2</sup> .

Las columnas exteriores se encuentran a lo largo de los ejes A y D, teniendo 9 columnas de tipo C1 como se muestra en el plano de planta.

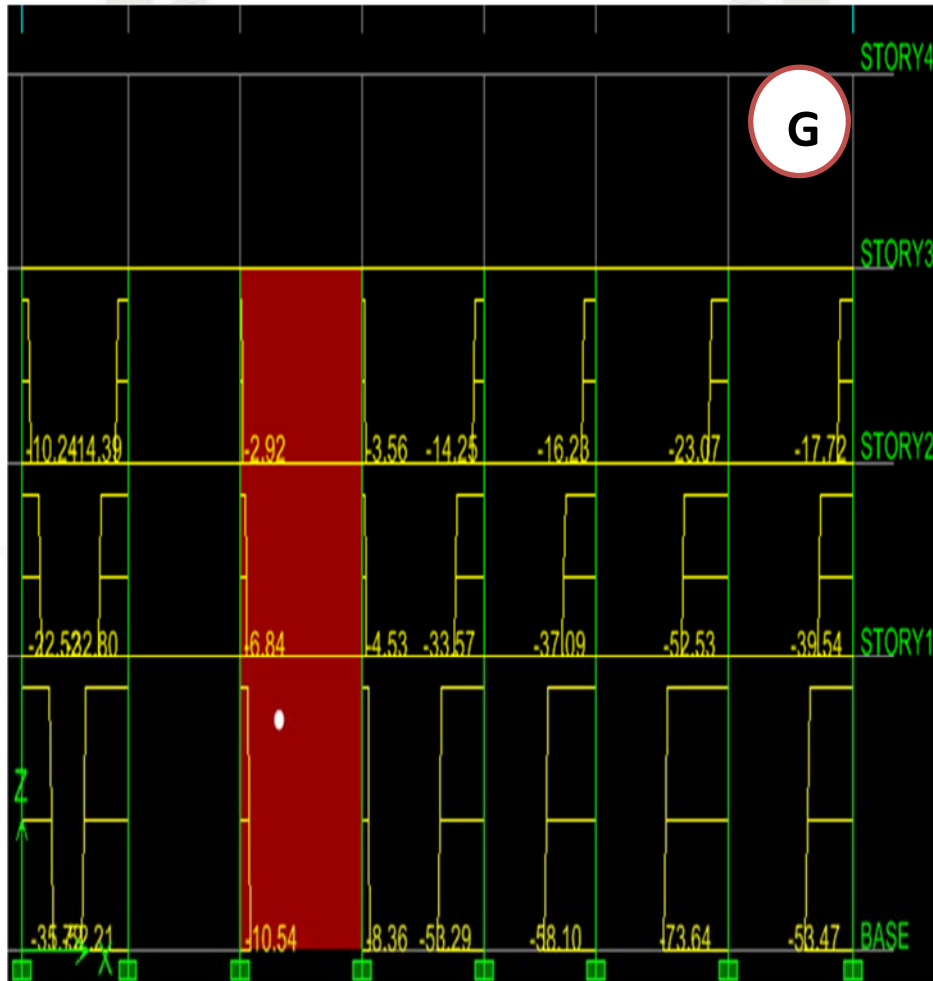
Para el análisis y diseño de las **columnas exteriores** tipo C1, se escoge la más crítica que está ubicada en la intersección de los **ejes G-G y 21-21**, debido a que se produce la mayor fuerza de reacción frente a las columnas de este tipo de toda la estructura.



Resultados utilizando el programa ETABS vs 9.6 de la columna crítica para su análisis y su respectivo diseño:

Story 1	P	V2	V3	M2	M3
Top	142.19	7.88	4.82	11.082	18.704
Botton		-10.11	-3.57	-6.871	-17.71

Diagrama de Fuerzas Axiales por efectos de la ENVOLVENTE de las columnas exteriores en el eje G -G.



a) Análisis del efecto de esbeltez.

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

**Efectos Locales  $\delta l$ :**

Los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados si es que cumple con la siguiente ecuación:

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

En la dirección XX:			En la dirección YY:		
ln	=	4.30 m.	ln	=	4.30 m.
r	=	0.27 m.	r	=	0.27 m.
M1	=	-6.87 Tnf.m.	M1	=	-17.7 Tnf.m.
M2	=	11.08 Tnf.m.	M2	=	18.70 Tnf.m.

En XX:

$$ln/r = 15.93 < 34 - 12(M1/M2) = 41.44 \quad \text{CUMPLE}$$

En YY:

$$ln/r = 15.93 < 34 - 12(M1/M2) = 45.36 \quad \text{CUMPLE}$$

Finalmente concluimos que los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados debido a que el factor  $\delta l$  será igual a 1 en todos los casos.

**Efectos Globales  $\delta g$ :**

El factor  $\delta g$  se evalúa mediante las siguientes expresiones:

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

El factor Q representa al índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante:

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

En la dirección XX:			En la dirección YY:		
$\Sigma pu$	=	295 Tnf.	$\Sigma pu$	=	295 Tnf.
u	=	0.22 cm.	u	=	0.17 cm.
Vu	=	274 Tnf.	Vu	=	274 Tnf.
h	=	5.00 m.	h	=	5.00 m.
Q	=	0.000	Q	=	0.000

De acuerdo al índice de estabilidad Q los entrepisos se clasifican en:

- Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar, en este caso  $\delta g$  será igual a 1.

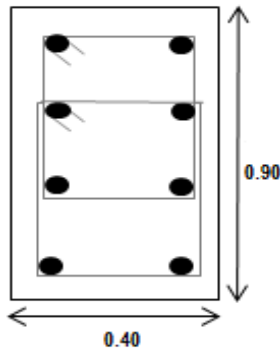
$$Q_{xx} = 0.000 < 0.06 \quad \text{CUMPLE}$$

$$Q_{yy} = 0.000 < 0.06 \quad \text{CUMPLE}$$

Concluimos que se clasifica como el primer caso siendo  $Q$  menor que 0.06 por lo que se considera que el entrepiso esta arriostrado lateralmente asumiendo  $\delta_g$  será igual a 1.

**b) Cálculo de la cuantía necesaria para soportar la carga axial actuante ( $P_u$ ):**

Considerando que las cuantías de acero para columnas varían de 1% a 6%, entonces se considerará  $4 \text{ } \varnothing 1" + 4 \text{ } \varnothing 5/8"$ , correspondiendo a una cuantía de 1.89% como se muestra a continuación siendo esta cuantía aceptable.



Área total de la Sección: 3600 cm<sup>2</sup>.

Área total del Acero: 28.3 cm<sup>2</sup>.

$\Phi$	Área
5/8"	1.98
1"	5.10

Cuantía ( $\rho$ ) = 0.79%

**c) Diseño por Flexo compresión:**

Las columnas están sometidas a momentos flectores y cargas axiales (flexocompresión). Para diferenciar el comportamiento de una columna al de una viga es necesario calcular la carga axial que actúa, entonces, si  $P_u < 0.1 f_c (A_g)$ , el elemento se diseñará como viga, caso contrario como columna.

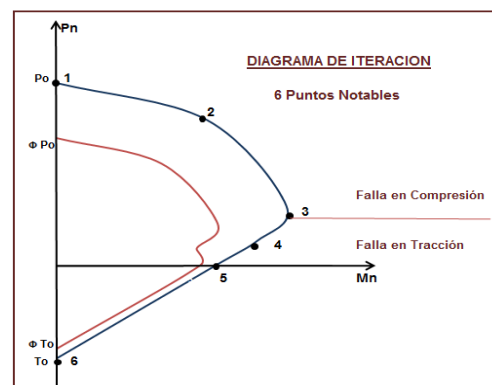
$$P_u = 142.2 < 0.1 f_c (A_g) 75.60 \text{ COLUMNA}$$

En el diseño de elementos sometidos a flexo compresión, se fija una sección transversal con una determinada cantidad y distribución de acero, con lo cual se puede obtener una curva con diferentes valores de carga axial y momento flector conforme se varíe la posición del eje neutro.

**Diagrama de Iteración:**

La construcción del diagrama de iteración consiste en ir variando la deformación en el acero de tracción más alejado del borde en compresión, fijando para ellos unos valores típicos de  $\epsilon_s$ .

Para realizar el diagrama se calcularan **6 puntos notables**, como los indicados en la figura.



#### d) Flexión Biaxial.

Para la verificación por flexión biaxial de una columna rectangular, tendremos que hallar la carga axial que puede soportar la columna debido a la flexión biaxial, la cual se comprobará en el diagrama de interacción que se calculó para la columna C1.

La **NTE E.060 artículo 12.2°** indica como método aproximado la ecuación plantada por Bresler.

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{\phi P_{n_x}} + \frac{1}{\phi P_{n_y}} - \frac{1}{\phi P_{n_o}}$$

Hallando la Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente ( $e_x = e_y = 0$ ) ( $P_{n_o}$ ).

$$P_{n_o} = 0.85 f_c (A_g - A_s) + A_s f_y$$

$\phi = 0.70$  Factor de reducción de resistencia, para columnas estribadas.

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

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

$A_g = 3600 \text{ cm}^2$ .

$A_s = 28.32 \text{ cm}^2$ .

$P_{u_{act}} = 142.19 \text{ Tnf}$ .

$P_{n_o} = 756.49 \text{ Tnf}$ .

$\phi P_{n_o} = 529.54 \text{ Tnf}$ .

Del Diagrama de Iteración:

$$\phi P_{n_x} = 213.72 \text{ Tnf.}$$

$$\phi P_{n_y} = 213.72 \text{ Tnf.}$$

Determinado la Resistencia última en flexión biaxial ( $P_u$ ).  $P_u = 133.88 \text{ Tnf}$ .

#### Limitaciones de la fórmula de Bresler:

- Esta ecuación es válida para los que cumplan el siguiente enunciado:

$$R1 = \frac{P_u}{\phi * P_{n_o}} \geq 0.10$$

$$R1 = 0.25 \geq 0.1 \text{ CUMPLE}$$

- La Resistencia última en flexión biaxial determinada debe ser mayor o igual a la última flexión actuante en la columna C1.

$$P_u = 133.88 \geq P_{u_{act}} = 142.19 \text{ NO CUMPLE}$$

**e) Diseño por Cortante.**

**Consideraciones por Capacidad:**

Una vez que se ha diseñado por flexo compresión 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 (envolvente):

$$V_u = \left( \frac{M_{n_{sup}} + M_{n_{inf}}}{l_n} \right)$$

Del Diagrama de Iteración:

$$\begin{aligned} M_{n_{sup}} &= 33.15 \text{ Tnf.m.} \\ M_{n_{inf}} &= 33.15 \text{ Tnf.m.} \\ l_n &= 5.00 \text{ m.} \\ V_u &= 13.26 \text{ Tnf.} \end{aligned}$$

**Limite en cuanto al Cortante Máximo:**

La **NTE E.060 artículo 13.3°**, limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en corte de una sección mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} F_c &= 210 \text{ kg/cm}^2. \\ d &= 84.00 \text{ cm.} \\ B_w &= 40.00 \text{ cm.} \\ V_{s_{m\acute{a}x}} &= 102.25 \text{ Tnf.} \end{aligned}$$

Esta limitación es para evitar la falla del concreto comprimido antes de que se inicie la fluencia de los estribos.

La contribución del concreto a la Resistencia al Corte para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales como es el caso de columnas según la **NTE E.060 artículo 13.2°**, se calcula con la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} P_{u_{act}} &= 142.19 \text{ Tnf.} \\ A_g &= 3600 \text{ cm}^2. \\ f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2. \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2. \\ d &= 84.00 \text{ cm.} \\ b_w &= 40.00 \text{ cm.} \\ V_c &= 33.04 \text{ Tnf.} \end{aligned}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

Entonces la contribución máxima de la resistencia al corte se da  $V_{u_{\max}} = \Phi (V_{s_{\max}} + V_c)$ .

$\Phi = 0.85$  Factor de resistencia, para fuerza cortante

$$V_{u_{\max}} = 115.00 \text{ Tnf.}$$

Finalmente  $V_u < V_{u_{\max}}$ , por lo tanto no es necesario incrementar la resistencia o cambiar las dimensiones de la columna.

$$V_u = 13.26 < V_{u_{\max}} = 115.00 \text{ CUMPLE}$$

### Contribución del Refuerzo:

Si  $V_u > \Phi V_c$ , entonces se necesita refuerzo por corte y se calcula de la misma forma que para el diseño de vigas, mediante la siguiente expresión:

$$V_u = 13.26 > \Phi V_c = 28.09 \text{ NO CUMPLE}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$V_u = 13.26 \text{ Tnf.}$$

$$V_c = 33.04 \text{ Tnf.}$$

$$V_s = -17.44 \text{ Tnf.}$$

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

Por lo tanto tendremos un espaciamiento igual a:

$$A_v = 2.84 \text{ cm}^2.$$

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

$$d = 84.00 \text{ cm.}$$

$$S = -57.44 \text{ cm.}$$

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

### Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas:

Según los requerimientos de la **NTE E.060 artículo 13.7.2°**, el refuerzo transversal debe cumplir las siguientes condiciones:

- Se utilizarán estribos cerrados de diámetro 3/8" en todos los casos, debido a que tenemos barras longitudinales mayores de 5/8" y menores o iguales a 1".
- El primer estribo se colocará máximo a 5 cm. de la cara del nudo.

### Zona de Confinamiento:

En ambos extremos de la columna existirá una zona de confinamiento "lo" medida desde la cara del nudo, la cual no será menor que:

- $l_n/6$ . Lo1 = 38.33 cm.
- Mayor dimensión de la columna. Lo2 = 90.00 cm.
- 45 cm. Lo3 = 45.00 cm.

Por lo tanto se tiene una zona de confinamiento "**lo**" siguiente:

Lo = 90.00 cm.

Los estribos que se encuentren dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento (so) que no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- 8 veces el diámetro menor de la barra longitudinal (5/8"). So1 = 12.70 cm.
- 1/2 Menor dimensión de la columna. So2 = 20.00 cm.
- 10 cm. So3 = 10.00 cm.

Por lo tanto se tiene un espaciamiento **So** en la zona de confinamiento:

So = 10.00 cm.

**Fuera de la Zona de Confinamiento:**

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante y no deberá exceder el menor valor de:

- Espaciamiento requerido por la fuerza cortante. So1 = 57.44 cm.
- 16 veces el diámetro menor de la barra longitudinal (5/8"). So2 = 25.40 cm.
- 48 veces el diámetro del estribo (3/8"). So3 = 45.72 cm.
- Menor dimensión de la columna. So4 = 40.00 cm.
- 30 cm. So5 = 30.00 cm.

Por lo tanto fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento será:

So = 25.00 cm.

**Dentro del nudo:**

Dentro del nudo el espaciamiento mínimo deberá ser igual a:

Av = 2.84 cm<sup>2</sup>.

fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

d = 84.00 cm.

S ≤ 15.00 cm.

$$S \leq \frac{Av fy}{7 b}$$

S = 20.29 cm.

Por lo tanto el espaciamiento dentro del nudo será:

So = 15.00 cm.

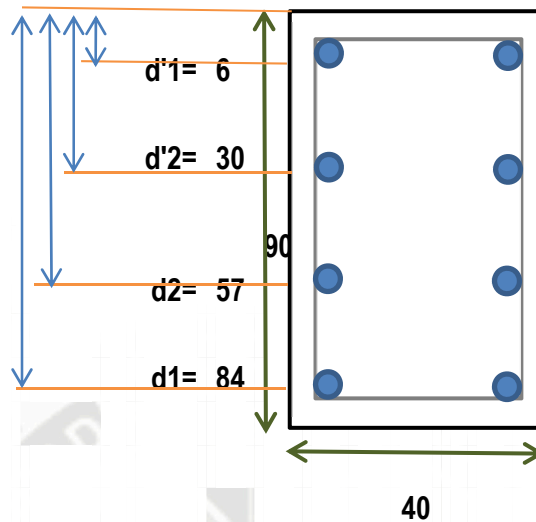
Finalmente la distribución de estribos quedó definida de la siguiente manera:

■ 3/8" 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, Rsto @ 0.25

## CONSTRUCCIÓN DEL DIAGRAMA DE ITERACCIÓN PARA COLUMNA C1

Datos de la Columna C1

$b = 40.000$   
 $h = 90.000$   
 $\emptyset = 0.7$   
 $f'c = 210$   
 $f_y = 4200$   
 $E_s = 2000000$   
 $\epsilon_{cu} = 0.003$   
 $\epsilon_y = 0.0021$   
 $\beta_1 = 0.85$   
 $d = 84.00$



$S'1 = 10.2 \text{ cm}^2$   
 $S'2 = 3.96 \text{ cm}^2$   
 $S2 = 3.96 \text{ cm}^2$   
 $S1 = 10.2 \text{ cm}^2$

$d'1, d'2, d2, d1$  : Distancias hasta el eje del Acero.

$S'1, S'2, S2, S1$ : Área del Acero (Tracción  $A_s$  o Compresión  $A'_s$ ).

### Cuantía utilizada:

Área de la Sección Bruta ( $A_g$ ).

$$A_g = 3600.00 \text{ cm}^2$$

Área de Acero Total ( $A_{st}$ ).

$$\rho = 0.79\% \quad A_{st} = 28.32 \text{ cm}^2$$

### Análisis del 1er Punto.

La resistencia de diseño a **Compresión Pura** de las columnas se estima con las siguientes ecuaciones, esto para un momento nulo.

$$P_o = 756.49 \text{ Tonf}$$

$$P_n = 605.19 \text{ Tonf}$$

$$P_u = 423.63 \text{ Tonf}$$

$$M_u = 0.00 \text{ Tonf.m}$$

$$P_o = \sum A_s f_y + 0.85 \left( A_g - \sum A_s \right) f_c$$

$$P_{n(max)} = 0.80 P_o$$

$$P_u = \phi P_{n(max)}$$

Para el análisis de los siguientes puntos notables (2, 3, 4, 5 y 6), se calcularán mediante las siguientes ecuaciones según sea el caso correspondiente, de acuerdo al diagrama especificado en la figura donde se especifica los **6 Puntos Notables**:

Para cada valor de  $\alpha$  que se adopte tendremos:

$$c_j = \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \alpha \epsilon_y} \right) d$$

$\alpha$  Es positivo si  $\epsilon_{s1}$  es de Compresión.

$\alpha$  Es positivo si  $\epsilon_{s1}$  es de Tracción.

$$\epsilon_{si} = \left( \frac{c_j - d_i}{c_j} \right) \epsilon_{cu}$$

Deformación es positiva si es de Compresión.

$$f_{si} = E_s \epsilon_{si} \leq f_y$$

$$C_{c_j} = 0.85 f_c \text{ (Área Comprimida)}$$

$$a_j = \beta_1 c_j$$

Si  $a < d$  entonces: (Es positivo por estar en Compresión)

Si  $a > d$  entonces:

$$F_{si} = A_{si} f_{si}$$

$$F_{si} = A_{si} (f_{si} - 0.85 f_c)$$

Finalmente, se escogerá un centro de reducción (centroide de la sección o centroide plástico o cualquier punto que se desee), para el cálculo de las resistencias nominales, las cuales para el valor particular de  $\alpha$  adoptado serán:

$$P_{nj} = C_{c_j} + \sum_{i=1}^n F_{si}$$

$$M_{nj} = C_{c_j} \text{ Brazo} + \sum_{i=1}^n F_{si} \text{ Brazo}_i$$

### Análisis del 2do Punto.

Cuando la **Fisuración es Incipiente**, así como se considerara el esfuerzo nulo en el acero más alejado del borde en compresión.

$$\alpha = 0.00$$

$$c = 84.00 \text{ cm}$$

d = 84.00 cm  
a = 71.40 cm a<d  
Cc = 509796 kg  
Cp = 45.00 cm

AREA(cm <sup>2</sup> )	di (cm)			εsi		fsi			fsi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi x Brazo
S'1	10.20	d'1	6	εS'1	0.003	fS'1	5572	fluye	4200	42840.00	39	1670760.00
S'2	3.96	d'2	30	εS'2	0.002	fS'2	3858	no fluye	3858	15277.68	15	229165.20
S2	3.96	d2	57	εS2	0.001	fS2	1928	no fluye	1928	-7634.88	12	91618.56
S1	10.20	d1	84	εS1	0.000	fS1	0	no fluye	0	0.00	39	0.00
												1991543.76

Pn = 560.28 Tonf

Pu = 392.20 Tonf

Mn = 67.33 Tonf.m

Mu = 47.13 Tonf.m

### Análisis del 3er Punto.

Para el análisis del tercer punto es cuando se da la **Falla Balanceada**, donde las barras más alejadas del borde en compresión inician su fluencia en tracción.

α = -1.00  
c = 49.41 cm  
d = 84.00 cm  
a = 42.00 cm a<d  
Cc = 299880 kg  
Cp = 45.00 cm

AREA(cm <sup>2</sup> )	di (cm)			εsi		fsi			fsi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi x Brazo
S'1	10.20	d'1	6	εS'1	0.003	fS'1	5272	fluye	4200	42840.00	39	1670760.00
S'2	3.96	d'2	30	εS'2	0.001	fS'2	2358	no fluye	2358	9337.68	15	140065.20
S2	3.96	d2	57	εS2	0.000	fS2	922	no fluye	922	-3651.12	12	43813.44
S1	10.20	d1	84	εS1	0.002	fS1	4200	fluye	4200	-42840.00	39	1670760.00
												3525398.64

Pn = 305.57 Tonf

Pu = 213.90 Tonf

Mn = 107.23 Tonf.m

Mu = 75.06 Tonf.m

### Análisis del 4to Punto.

Inicio del cambio de valor de "Φ", pero se trabajara conservadoramente con Φ = 0.7 hasta el punto 5. Asi mismo se calculara el valor de "c" tanteando hasta aproximarse a la resistencia (flexión nominal) critica donde Φ Pn = 0.1 fc (Ag).

$\emptyset P_n = 75.60 \text{ Tonf}$   
 $P_n = 108.00 \text{ Tonf}$   
 $c = 13.34 \text{ cm}$   
 $d = 84.00 \text{ cm}$   
 $a = 11.34 \text{ cm} \quad a < d$   
 $C_c = 80960 \text{ kg}$   
 $C_p = 45.00 \text{ cm}$

AREA(cm <sup>2</sup> )		di (cm)		εsi		fsi			fsi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi x Brazo
S'1	10.20	d'1	6	εS'1	0.002	fS'1	3302	no fluye	3302	33680.40	39	1313535.60
S'2	3.96	d'2	30	εS'2	0.004	fS'2	7494	fluye	4200	16632.00	15	249480.00
S2	3.96	d2	57	εS2	0.010	fS2	19638	fluye	4200	-16632.00	12	199584.00
S1	10.20	d1	84	εS1	0.016	fS1	31782	fluye	4200	-42840.00	39	1670760.00
											3433359.60	

$P_n = 71.80 \text{ Tonf}$

$P_u = 50.26 \text{ Tonf}$

$M_n = 66.18 \text{ Tonf.m}$

$M_u = 46.33 \text{ Tonf.m}$

**Análisis del 5to Punto.**

Corresponde a la **Flexión Pura**, este punto requiere de varios tanteos para su determinación, es suficiente con un número cercano hasta que la flexión nominal tenga el valor de "0". Donde  $\Phi = 0.90$ .

$a = -7.31$   
 $c = 13.73 \text{ cm}$   
 $d = 84.00 \text{ cm}$   
 $a = 12 \text{ cm} \quad a < d$   
 $C_c = 83327 \text{ kg}$   
 $C_p = 45 \text{ cm}$

AREA(cm <sup>2</sup> )		di (cm)		εSi		fSi			fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo
S'1	10.20	d'1	6	εS'1	0.002	fS'1	3378	no fluye	3378	34455.60	39	1343768.40
S'2	3.96	d'2	30	εS'2	0.004	fS'2	7110	fluye	4200	16632.00	15	249480.00
S2	3.96	d2	57	εS2	0.009	fS2	18908	fluye	4200	-16632.00	12	199584.00
S1	10.20	d1	84	εS1	0.015	fS1	30708	fluye	4200	-42840.00	39	1670760.00
											3463592.40	

$P_n = 74.90 \text{ Tonf}$

$P_u = 67.41 \text{ Tonf}$

$M_n = 67.27 \text{ Tonf.m}$

$M_u = 60.54 \text{ Tonf.m}$

**Análisis del 6to Punto.**

En este punto se encuentra en **Tracción Pura** utilizando  $\Phi = 0.90$ .

Pn = -118.94 Tonf	Pu = -107.05 Tonf
Mn = 0.00 Tonf.m	Mu = 0.00 Tonf.m

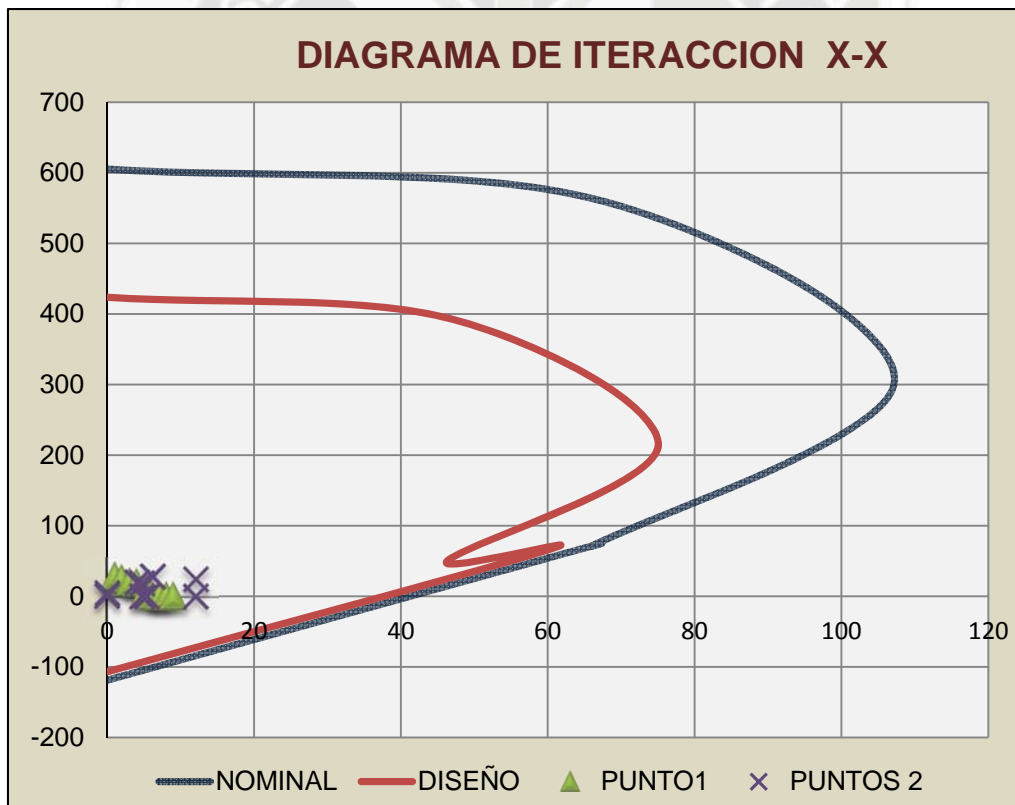
Finalmente con la resistencia nominal y de diseño se construye el Diagrama de Iteración.

**RESUMEN DE RESULTADOS**

Pto	Nominal		Diseño	
	Pn	Mn	Pu	Mu
1	605.19	0.00	423.63	0.00
2	560.28	67.33	392.20	47.13
3	305.57	107.23	213.90	75.06
4	71.80	66.18	50.26	46.33
5	74.90	67.27	67.41	60.54
6	-118.94	0.00	-107.05	0.00

### MOMENTOS Y FUERZAS AXIALES SEGÚN EL ANÁLISIS A BASE DEL PROGRAMA ETABS VS 9.6 EN LA DIRECCIÓN X-X.

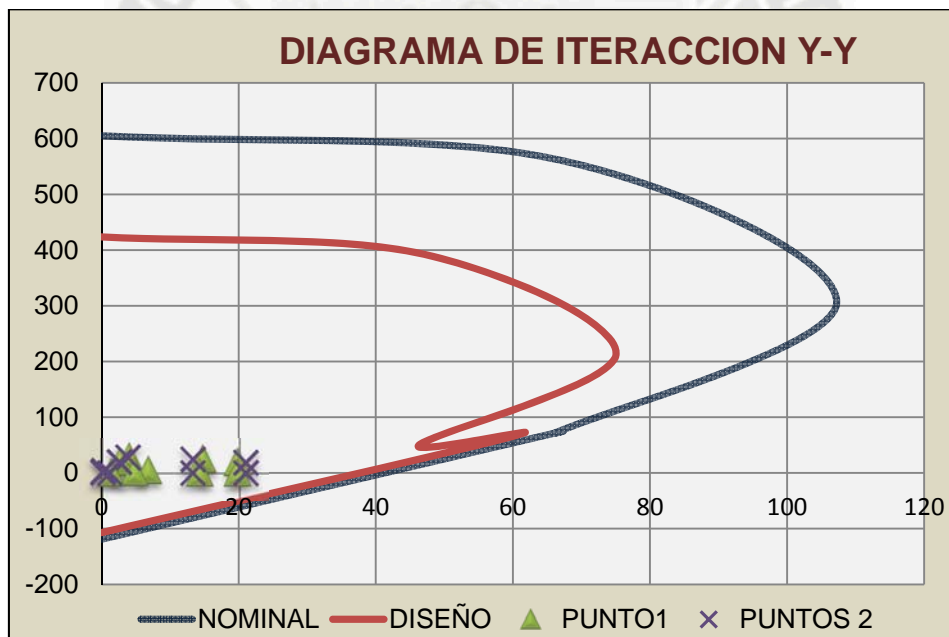
COMB	AXIAL	P1	P2
		M2 abajo	M2 arriba
COMB1	28.19	7.411	6.2
COMB2	24.50	13.574	12
COMB3	20.05	4.965	4.1
COMB4	18.90	5.462	4.8
COMB5	5.18	2.388	0.097
COMB6	1.56	1.029	0.062
COMB7	0.70	13.574	12
COMB8	0.70	5.894	5.4
COMB9	0.70	6.10.	4.73



Los pares de cargas últimas ( $M_u$ ,  $P_u$ ) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado en la dirección X-X.

## MOMENTOS Y FUERZAS AXIALES SEGÚN EL ANÁLISIS A BASE DEL PROGRAMA ETABS VS 9.6 EN LA DIRECCIÓN Y-Y.

COMB	AXIAL	P1	P2
		M3 abajo	M3 arriba
COMB1	28.19	3.906	3.786
COMB2	24.50	14.724	13.211
COMB3	20.05	2.617	2.548
COMB4	18.90	19.754	20.9
COMB5	5.18	6.737	0.276
COMB6	1.56	4.822	0.165
COMB7	0.70	19.754	20.9
COMB8	0.70	14.21	13.186
COMB9	0.70	1.46	1.16



Los pares de cargas últimas ( $M_u$ ,  $P_u$ ) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado en la dirección Y-Y.

---



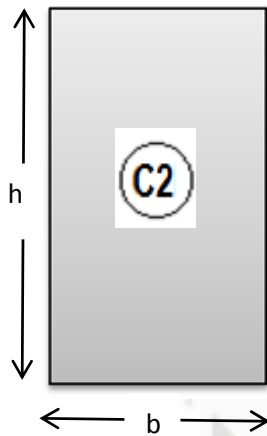
**GRUPO II**

---

# **DISEÑO DE COLUMNAS INTERIORES**

## Grupo II: Diseño de Columnas Interiores.

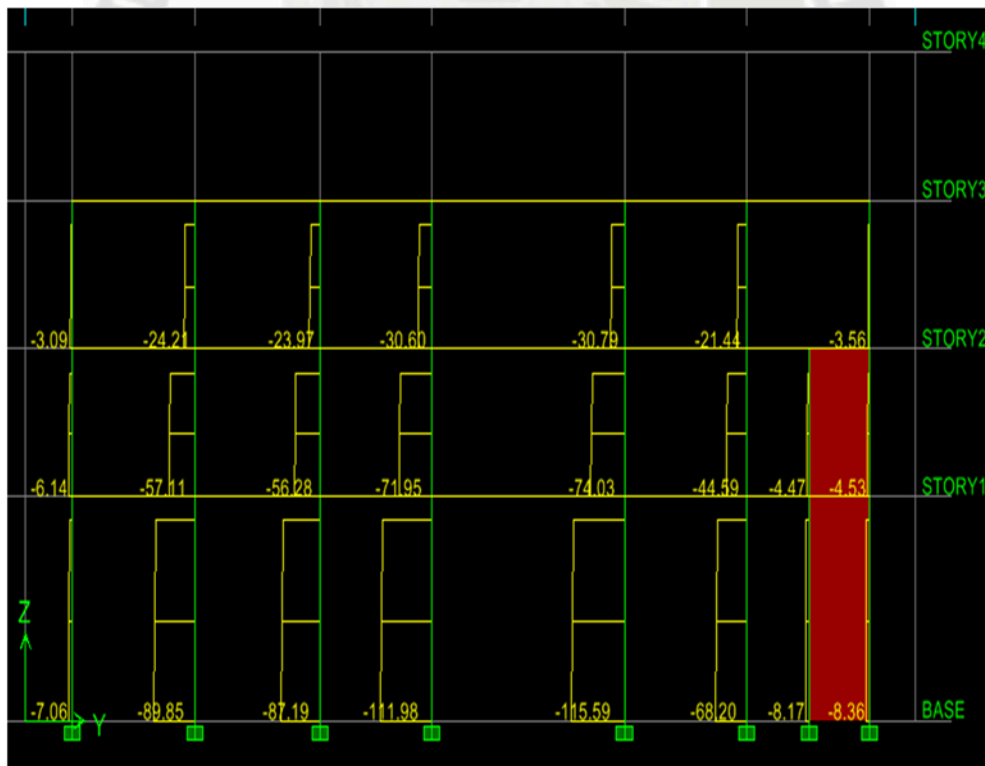
Características de las Columnas Interiores:



Altura	$h = 90 \text{ cm.}$
Ancho	$b = 40 \text{ cm.}$
Recubrimiento	$r = 6 \text{ cm.}$
Peralte efectivo	$d = 84 \text{ cm.}$
Resist. del Concreto	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$
Resist. del Acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$

Las columnas interiores se encuentran a lo largo de los ejes B y C, teniendo 10 columnas de tipo C2 como se muestra en el plano de planta.

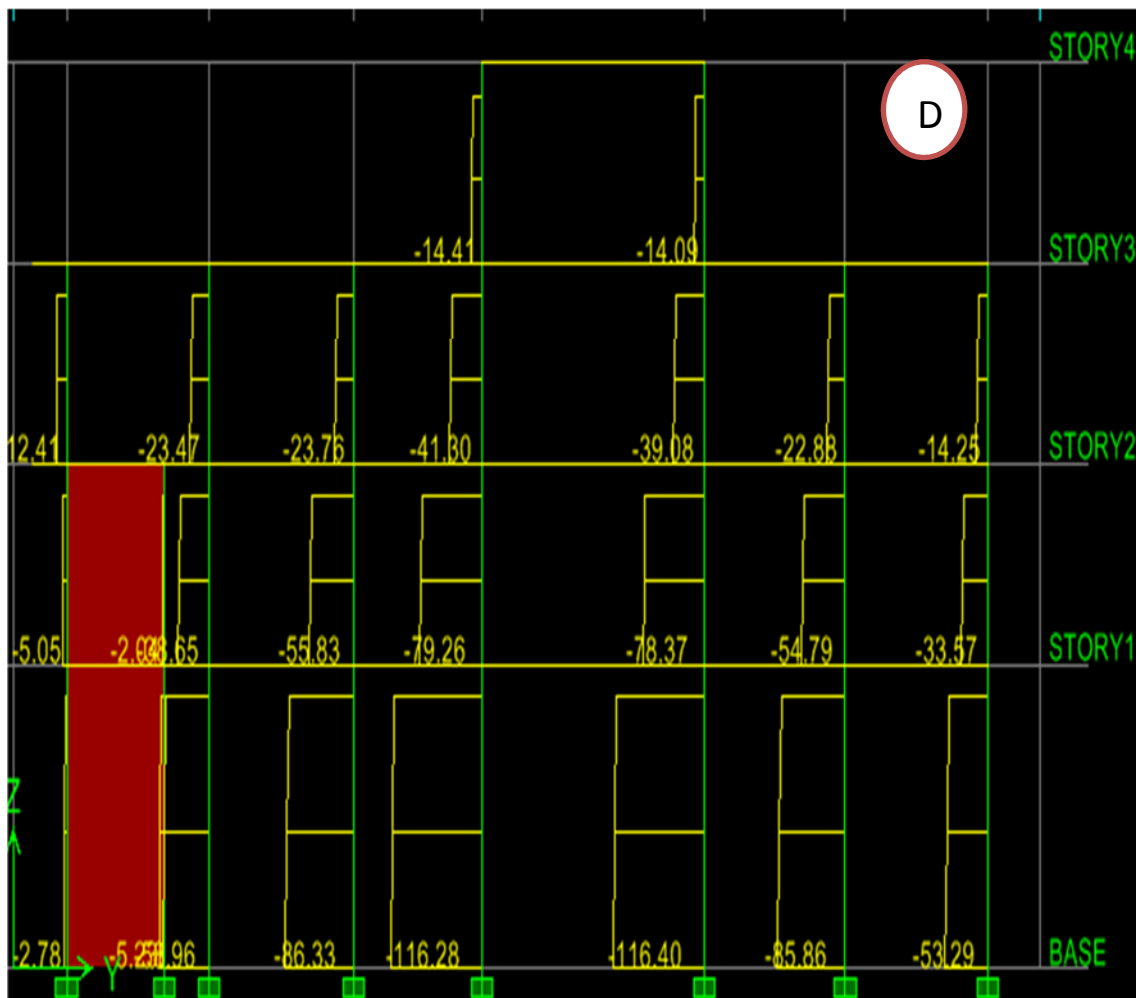
Para el análisis y diseño de las **columnas interiores** tipo C2, se escoge la más crítica que está ubicada en la intersección de los **ejes D-D y 19-19**, debido a que se produce la mayor fuerza de reacción frente a las columnas de este tipo.



Resultados utilizando el programa ETABS vs 9.6 de la columna crítica para su análisis y su respectivo diseño:

Story 1	P	V2	V3	M2	M3
Top	157.83	-1.77	-0.51	-4.81	-11.345
Botton		11.89	4.81	6.256	16.493

Diagrama de Fuerzas Axiales por efectos de la ENVOLVENTE de las columnas exteriores en el eje D -D / 4-4.



a) Análisis del efecto de esbeltez.

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

**Efectos Locales  $\delta l$ :**

Los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados si es que cumple con la siguiente ecuación:

$$\frac{ln}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

En la dirección XX:  
 $l_n = 4.40 \text{ m.}$   
 $r = 0.27 \text{ m.}$   
 $M1 = 6.26 \text{ Tnf.m.}$   
 $M2 = -4.81 \text{ Tnf.m.}$

En la dirección YY:  
 $l_n = 4.40 \text{ m.}$   
 $r = 0.27 \text{ m.}$   
 $M1 = 16.5 \text{ Tnf.m.}$   
 $M2 = -11.3 \text{ Tnf.m.}$

En XX:  
 $l_n/r = 16.30 < 34 - 12(M1/M2) = 49.61$  **CUMPLE**

En YY:  
 $l_n/r = 16.30 < 34 - 12(M1/M2) = 51.45$  **CUMPLE**

Finalmente concluimos que los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados debido a que el factor  $\delta l$  será igual a 1 en todos los casos.

**Efectos Globales  $\delta g$ :**

El factor  $\delta g$  se evalúa mediante las siguientes expresiones:

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

El factor Q representa al índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante:

$$Q = \frac{(\sum P_u) u}{V_u h}$$

En la dirección XX:  
 $\sum p_u = 501 \text{ Tnf.}$   
 $u = 0.22 \text{ cm.}$   
 $V_u = 274 \text{ Tnf.}$   
 $h = 2.90 \text{ m.}$   
 $Q = 0.001$

En la dirección YY:  
 $\sum p_u = 501 \text{ Tnf.}$   
 $u = 0.16 \text{ cm.}$   
 $V_u = 274 \text{ Tnf.}$   
 $h = 2.90 \text{ m.}$   
 $Q = 0.001$

De acuerdo al índice de estabilidad Q los entrepisos se clasifican en:

- Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso esta arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar, en este caso  $\delta g$  será igual a 1.

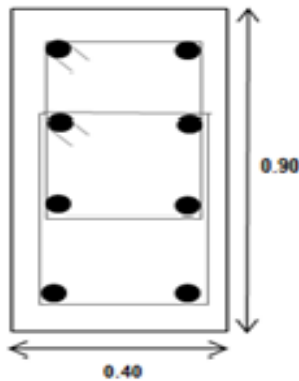
$$Q_{xx} = 0.001 < 0.06 \quad \text{CUMPLE}$$

$$Q_{yy} = 0.001 < 0.06 \quad \text{CUMPLE}$$

Concluimos que se clasifica como el primer caso siendo Q menor que 0.06 por lo que se considera que el entrepiso esta arriostrado lateralmente asumiendo  $\delta g$  será igual a 1.

**b) Cálculo de la cuantía necesaria para soportar la carga axial actuante (Pu):**

Considerando que las cuantías de acero para columnas varían de 1% a 6%, entonces se considerará 4 Ø 1" + 4 Ø 3/4", correspondiendo a una cuantía de 1.77% como se muestra a continuación siendo esta cuantía aceptable.



Área total de la Sección: 3600 cm<sup>2</sup>.

Área total del Acero: 31.80 cm<sup>2</sup>.

Φ	Área
3/4"	2.85
1"	5.10

Cuantía (ρ) = 0.88%

**c) Diseño por Flexocompresión:**

Las columnas están sometidas a momentos flectores y cargas axiales (flexocompresión). Para diferenciar el comportamiento de una columna al de una viga es necesario calcular la carga axial que actúa, entonces, si  $P_u < 0.1 f_c (A_g)$ , el elemento se diseñará como viga, caso contrario como columna.

$P_u = 157.83 < 0.1 f_c (A_g) 75.60$  **COLUMNA**

En el diseño de elementos sometidos a flexocompresión, se fija una sección transversal con una determinada cantidad y distribución de acero, con lo cual se puede obtener una curva con diferentes valores de carga axial y momento flector conforme se varíe la posición del eje neutro. A esta curva se denomina **diagrama de interacción**, de tal forma que las combinaciones ( $M_u; P_u$ ) queden dentro del diagrama.

**d) Flexión Biaxial.**

Para la verificación por flexión biaxial de una columna rectangular, tendremos que hallar la carga axial que puede soportar la columna debido a la flexión biaxial, la cual se comprobará en el diagrama de interacción que se calculó para la columna C1.

La **NTE E.060 artículo 12.2°** indica como método aproximado la ecuación plantada por Bresler.

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{\phi P_{n_x}} + \frac{1}{\phi P_{n_y}} - \frac{1}{\phi P_{n_o}}$$

Hallando la Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente ( $e_x = e_y = 0$ ) ( $P_{n_o}$ ).

$$P_{n_o} = 0.85 f_c (A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$\begin{aligned} \phi &= 0.70 \text{ Factor de reducción de resistencia, para columnas estribadas.} \\ f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2. \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2. \\ A_g &= 3600 \text{ cm}^2. \\ A_s &= 31.80 \text{ cm}^2. \\ P_{no} &= 770.48 \text{ Tnf.} \\ \phi P_{no} &= 539.34 \text{ Tnf.} \\ P_{Uact} &= 157.83 \text{ Tonf.} \end{aligned}$$

Del Diagrama de Iteración:

$$\begin{aligned} \phi P_{nx} &= 431.47 \text{ Tnf.} \\ \phi P_{ny} &= 431.47 \text{ Tnf.} \end{aligned}$$

Determinado la Resistencia última en flexión biaxial ( $P_u$ ).

$$P_u = 359.56 \text{ Tnf.}$$

**Limitaciones de la fórmula de Bresler:**

- Esta ecuación es válida para los que cumplan el siguiente enunciado:

$$R1 = \frac{P_u}{\phi * P_{n_o}} \geq 0.10$$

$$R1 = 0.67 \geq 0.1 \quad \text{CUMPLE}$$

- La Resistencia última en flexión biaxial determinada debe ser mayor o igual a la última flexión actuante en la columna C1.

$$P_u = 359.56 \geq P_{Uact} = 157.83 \quad \text{CUMPLE}$$

**e) Diseño por Cortante.**

**Consideraciones por Capacidad:**

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 (envolvente):

$$V_u = \left( \frac{M_{n_{sup}} + M_{n_{inf}}}{l_n} \right)$$

Del Diagrama de Iteración:

$$M_{n_{sup}} = 45.80 \text{ Tnf.m.}$$

$$\begin{aligned} M_{n_{inf}} &= 45.80 \text{ Tnf.m.} \\ I_n &= 2.90 \text{ m.} \\ V_u &= 31.59 \text{ Tnf.} \end{aligned}$$

**Limite en cuanto al Cortante Máximo:**

La **NTE E.060 artículo 13.3°**, limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en corte de una sección mediante la siguiente expresión:

$$V_s = 2.1 \sqrt{f_c} b_w d$$

$$\begin{aligned} f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2. \\ d &= 84.00 \text{ cm.} \\ b_w &= 40.00 \text{ cm.} \\ V_{s_{m\acute{a}x}} &= 102.25 \text{ Tnf.} \end{aligned}$$

Esta limitación es para evitar la falla del concreto comprimido antes de que se inicie la fluencia de los estribos.

La contribución del concreto a la Resistencia al Corte para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales como es el caso de columnas según la **NTE E.060 artículo 13.2°**, se calcula con la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} P_{U_{act}} &= 157.83 \text{ Tnf.} \\ A_g &= 3600 \text{ cm}^2. \\ f_c &= 210 \text{ kg/cm}^2. \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2. \\ d &= 84.00 \text{ cm.} \\ b_w &= 40.00 \text{ cm.} \\ V_c &= 33.84 \text{ Tnf.} \end{aligned} \quad V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

Entonces la contribución máxima de la resistencia al corte se da  $V_{U_{m\acute{a}x}} = \Phi (V_{s_{m\acute{a}x}} + V_c)$ .

$$\begin{aligned} \Phi &= 0.85 \text{ Factor de resistencia, para fuerza cortante} \\ V_{U_{m\acute{a}x}} &= 115.68 \text{ Tnf.} \end{aligned}$$

Finalmente  $V_u < V_{U_{m\acute{a}x}}$ , por lo tanto no es necesario incrementar la resistencia o cambiar las dimensiones de la columna.

$$V_u = 31.59 < V_{U_{m\acute{a}x}} = 115.68 \text{ CUMPLE}$$

**Contribución del Refuerzo:**

Si  $V_u > \emptyset V_c$ , entonces se necesita refuerzo por corte y se calcula de la misma forma que para el diseño de vigas, mediante la siguiente expresión:

$$V_u = 31.59 > \Phi V_c = 28.76 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\Phi = 0.85$$

$$V_u = 31.59 \text{ Tnf.}$$

$$V_c = 33.84 \text{ Tnf.}$$

$$V_s = 3.32 \text{ Tnf.}$$

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

Por lo tanto tendremos un espaciamiento igual a:

$$A_v = 2.84 \text{ cm}^2.$$

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

$$d = 84.00 \text{ cm.}$$

$$S = 301.69 \text{ cm.}$$

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

### Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas:

Según los requerimientos de la **NTE E.060 artículo 13.7.2°**, el refuerzo transversal debe cumplir las siguientes condiciones:

- Se utilizarán estribos cerrados de diámetro 3/8" en todos los casos, debido a que tenemos barras longitudinales mayores de 5/8" y menores o iguales a 1".
- El primer estribo se colocará máximo a 5 cm. de la cara del nudo.

### **Zona de Confinamiento:**

En ambos extremos de la columna existirá una zona de confinamiento "lo" medida desde la cara del nudo, la cual no será menor que:

- $l_n/6$ . Lo1 = 38.33 cm.
- Mayor dimensión de la columna. Lo2 = 90.00 cm.
- 45 cm. Lo3 = 45.00 cm.

Por lo tanto se tiene una zona de confinamiento "**lo**" siguiente:

$$L_o = 90.00 \text{ cm.}$$

Los estribos que se encuentren dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento (so) que no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- 8 veces el diámetro menor de la barra longitudinal (3/4"). So1 = 15.24 cm.
- 1/2 Menor dimensión de la columna. So2 = 20.00 cm.
- 10 cm. So3 = 10.00 cm.

Por lo tanto se tiene un espaciamiento **So** en la zona de confinamiento:

$$S_o = 10.00 \text{ cm.}$$

**Fuera de la Zona de Confinamiento:**

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante y no deberá exceder el menor valor de:

- Espaciamiento requerido por la fuerza cortante.  $S_{o1} = 301.69$  cm.
- 16 veces el diámetro menor de la barra longitudinal (3/4").  $S_{o2} = 30.48$  cm.
- 48 veces el diámetro del estribo (3/8").  $S_{o3} = 45.72$  cm.
- Menor dimensión de la columna.  $S_{o4} = 40.00$  cm.
- 30 cm.  $S_{o5} = 30.00$  cm.

Por lo tanto fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento será:

$$S_o = 30.00 \text{ cm.}$$

**Dentro del nudo:**

Dentro del nudo el espaciamiento mínimo deberá ser igual a:

$$A_v = 2.84 \text{ cm}^2.$$

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

$$d = 84.00 \text{ cm.}$$

$$S \leq 15.00 \text{ cm.}$$

$$S = 20.29 \text{ cm.}$$

$$S \leq \frac{A_v f_y}{7 b}$$

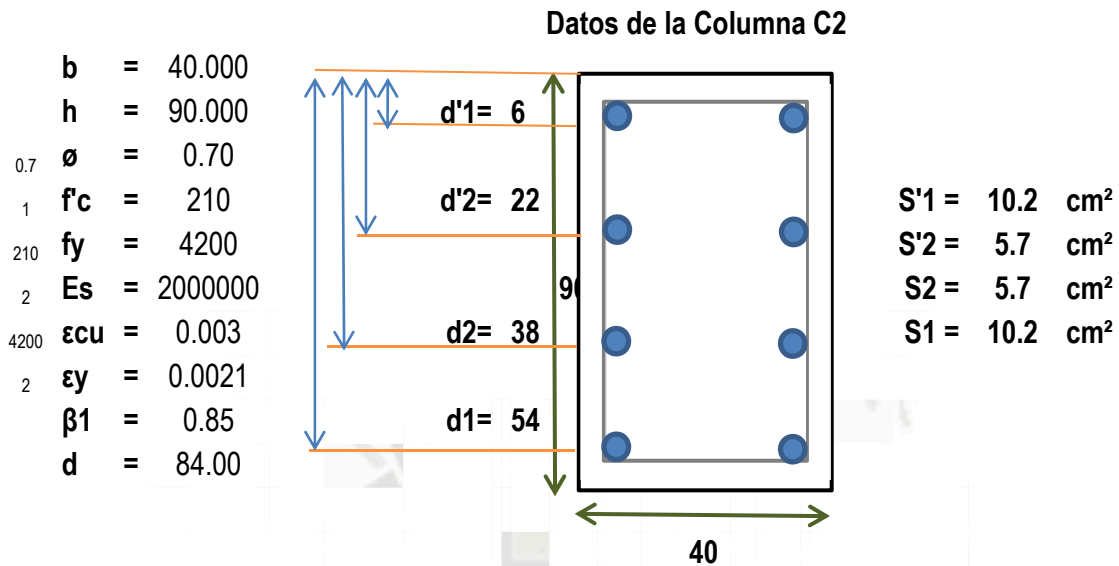
Por lo tanto el espaciamiento dentro del nudo será:

$$S_o = 15.00 \text{ cm.}$$

Finalmente la distribución de estribos quedó definida de la siguiente manera:

$$\blacksquare 3/8" \ 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, Rsto @ 0.30$$

## CONSTRUCCIÓN DEL DIAGRAMA DE ITERACCION PARA COLUMNA C2



$d'1, d'2, d2, d1$  : Distancias hasta el eje del Acero.

$S'1, S'2, S2, S1$ : Área del Acero (Tracción  $A_s$  o Compresión  $A_s'$ ).

### Cuantía utilizada:

#### Área de la Sección Bruta ( $A_g$ ).

$$A_g = 3600.00 \text{ cm}^2$$

#### Área de Acero Total ( $A_{st}$ ).

$$\rho = 0.88\%$$

$$A_{st} = 31.80 \text{ cm}^2$$

### Análisis del 1er Punto.

La resistencia de diseño a **Compresión Pura** de las columnas se estima con las siguientes ecuaciones, esto para un momento nulo.

$$P_o = \sum A_s f_y + 0.85 (A_g - \sum A_s) f_c$$

$$P_o = 770.48 \text{ Tonf}$$

$$P_n = 616.39 \text{ Tonf}$$

$$P_u = 431.47 \text{ Tonf}$$

$$M_u = 0.00 \text{ Tonf.m}$$

$$P_{n(max)} = 0.80 P_o$$

$$P_u = \phi P_{n(max)}$$

Para el análisis de los siguientes puntos notables (2, 3, 4, 5 y 6), se calcularán mediante las siguientes ecuaciones según sea el caso correspondiente, de acuerdo al diagrama especificado en la figura donde se especifica los **6 Puntos Notables**:

Para cada valor de  $\alpha$  que se adopte tendremos:

$$c_j = \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \alpha \epsilon_y} \right) d$$

$\alpha$  Es positivo si  $\epsilon_s$  es de Compresión.

$\alpha$  Es positivo si  $\epsilon_s$  es de Tracción.

$$\epsilon_{si} = \left( \frac{c_j - d_i}{c_j} \right) \epsilon_{cu}$$

Deformación es positiva si es de Compresión.

$$f_{si} = E_s \epsilon_{si} \leq f_y$$

$$C_{c_j} = 0.85 f_c \text{ (Área Comprimida)}$$

$$a_j = \beta_1 c_j$$

Si  $a < d$  entonces:

$$F_{si} = A_{si} f_{si}$$

Es positivo por estar en Compresión)

Si  $a > d$  entonces:

$$F_{si} = A_{si} (f_{si} - 0.85 f_c)$$

Finalmente, se escogerá un centro de reducción (centroide de la sección o centroide plástico o cualquier punto que se desee), para el cálculo de las resistencias nominales, las cuales para el valor particular de  $\alpha$  adoptado serán:

$$P_{nj} = C_{c_j} + \sum_{i=1}^n F_{si} \quad M_{nj} = C_{c_j} \text{ Brazo} + \sum_{i=1}^n F_{si} \text{ Brazo}_i$$

### Análisis del 2do Punto.

Cuando la **Fisuración es Incipiente**, así como se considerara el esfuerzo nulo en el acero más alejado del borde en compresión.

$\alpha = 0.00$

$c = 84.00 \text{ cm}$

$d = 84.00 \text{ cm}$

$a = 71.40 \text{ cm} \quad a < d$

$C_c = 5097996 \text{ kg}$

$C_p = 45.00 \text{ cm}$

AREA(cm <sup>2</sup> )	di (cm)		εsi			fsi			fsi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi x Brazo
S'1	10.20	d'1	6	εS'1	0.003	fS'1	5572	fluye	4200	42840.00	39	1670760.00
S'2	5.70	d'2	22	εS'2	0.002	fS'2	4428	fluye	4200	23940.00	23	550620.00
S2	5.70	d2	38	εS2	0.002	fS2	3286	no fluye	3286	-18730.20	7	131111.40
S1	10.20	d1	54	εS1	0.001	fS1	2142	no fluye	2142	-21848.40	9	196635.60
											2549127.00	

$$P_n = 5124.20 \text{ Tonf}$$

$$P_u = 3586.94 \text{ Tonf}$$

$$M_n = 499.60 \text{ Tonf.m}$$

$$M_u = 349.72 \text{ Tonf.m}$$

### Análisis del 3er Punto.

Para el análisis del tercer punto es cuando se da la **Falla Balanceada**, donde las barras más alejadas del borde en compresión inician su fluencia en tracción.

$$\alpha = -1.00$$

$$c = 49.41 \text{ cm}$$

$$d = 84.00 \text{ cm}$$

$$a = 42.00 \text{ cm}$$

$$a < d$$

$$C_c = 299980 \text{ kg}$$

$$C_p = 45.00 \text{ cm}$$

AREA(cm <sup>2</sup> )	di (cm)		εsi			fsi			fsi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi x Brazo
S'1	10.20	d'1	6	εS'1	0.003	fS'1	5272	fluye	4200	42840.00	39	1670760.00
S'2	5.70	d'2	22	εS'2	0.002	fS'2	3328	no fluye	3328	18969.60	23	436300.80
S2	5.70	d2	38	εS2	0.001	fS2	1386	no fluye	1386	-7900.20	7	55301.40
S1	10.20	d1	54	εS1	0.000	fS1	558	no fluye	558	-5691.60	9	51224.40
											2213586.60	

$$P_n = 348.20 \text{ Tonf}$$

$$P_u = 243.74 \text{ Tonf}$$

$$M_n = 94.13 \text{ Tonf.m}$$

$$M_u = 65.89 \text{ Tonf.m}$$

### Análisis del 4to Punto.

Inicio del cambio de valor de "Φ", pero se trabajara conservadoramente con  $\Phi = 0.7$  hasta el punto 5. Asimismo se calculara el valor de "c" tanteando hasta aproximarse a la resistencia (flexión nominal) crítica donde  $\Phi P_n = 0.1 f_c (A_g)$ .

$$\phi P_n = 75.60 \text{ Tonf}$$

$$P_n = 108.00 \text{ Tonf}$$

$$c = 14.28 \text{ cm}$$

d = 84.00 cm  
 a = 12.14 cm      a < d  
 Cc = 86665 kg  
 Cp = 45.00 cm

AREA(cm <sup>2</sup> )	di (cm)			εsi		fsi			fsi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi x Brazo
S'1	10.20	d'1	6	εS'1	0.002	fS'1	3478	no fluye	3478	35475.60	39	1383548.40
S'2	5.70	d'2	22	εS'2	0.002	fS'2	3244	no fluye	3244	17473.35	23	401887.05
S2	5.70	d2	38	εS2	0.005	fS2	9966	fluye	4200	-22922.55	7	160457.85
S1	10.20	d1	54	εS1	0.008	fS1	16690	fluye	4200	-41019.30	9	369173.70
												2315067.00

Pn = 75.67 Tonf

Pu = 52.97 Tonf

Mn = 56.89 Tonf.m

Mu = 39.82 Tonf.m

**Análisis del 5to Punto.**

Corresponde a la **Flexión Pura**, este punto requiere de varios tanteos para su determinación, es suficiente con un número cercano hasta que la flexión nominal tenga el valor de "0". Donde Φ = 0.90.

α = -9.30  
 c = 11.19 cm  
 d = 84.00 cm  
 a = 10 cm      a < d  
 Cc = 67912 kg  
 Cp = 45 cm

AREA(cm <sup>2</sup> )	di (cm)			εSi		fSi			fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo
S'1	10.20	d'1	6	εS'1	0.001	fS'1	2782	no fluye	2782	28376.40	39	1106679.60
S'2	5.70	d'2	22	εS'2	0.003	fS'2	5796	fuye	4200	23940.00	23	550620.00
S2	5.70	d2	38	εS2	0.007	fS2	14376	fluye	4200	-23940.00	7	167580.00
S1	10.20	d1	54	εS1	0.011	fS1	22954	fluye	4200	-42840.00	9	385560.00
												2210439.60

Pn = 53.40 Tonf

Pu = 48.06 Tonf

Mn = 49.27 Tonf.m

Mu = 44.34 Tonf.m

### Análisis del 6to Punto.

En este punto se encuentra en **Tracción Pura** utilizando  $\Phi = 0.90$ .

$$P_n = -133.56 \text{ Tonf}$$

$$P_u = -120.20 \text{ Tonf}$$

$$M_n = 0.00 \text{ Tonf.m}$$

$$M_u = 0.00 \text{ Tonf.m}$$

Finalmente con la resistencia nominal y de diseño se construye los Diagrama de Iteración.

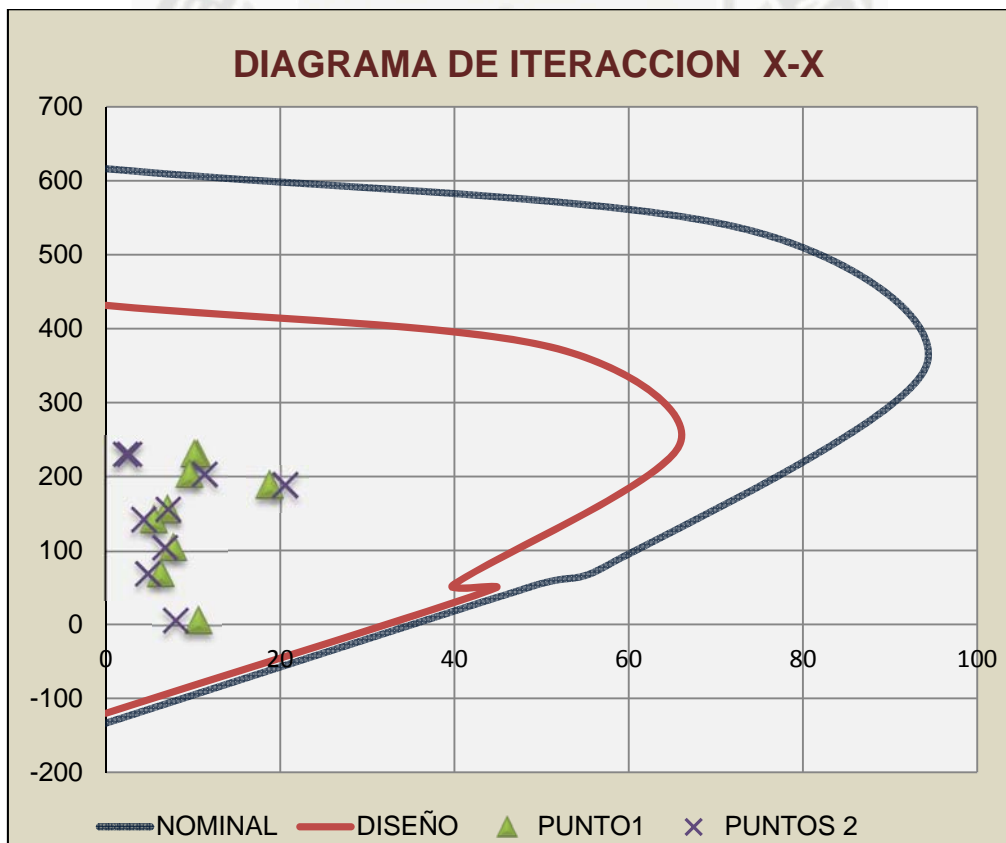
### RESUMEN DE RESULTADOS

Pto	Nominal		Diseño	
	P <sub>n</sub>	M <sub>n</sub>	P <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>
1	615.39	0.00	431.47	0.00
2	536.00	72.90	375.20	51.03
3	348.10	94.11	243.67	65.88
4	75.67	56.89	52.97	39.82
5	53.40	49.44	48.06	44.50
6	-133.56	0.00	-120.20	0.00

///

## MOMENTOS Y FUERZAS AXIALES SEGÚN EL ANÁLISIS A BASE DEL PROGRAMA ETABS VS 9.6 EN LA DIRECCIÓN X-X.

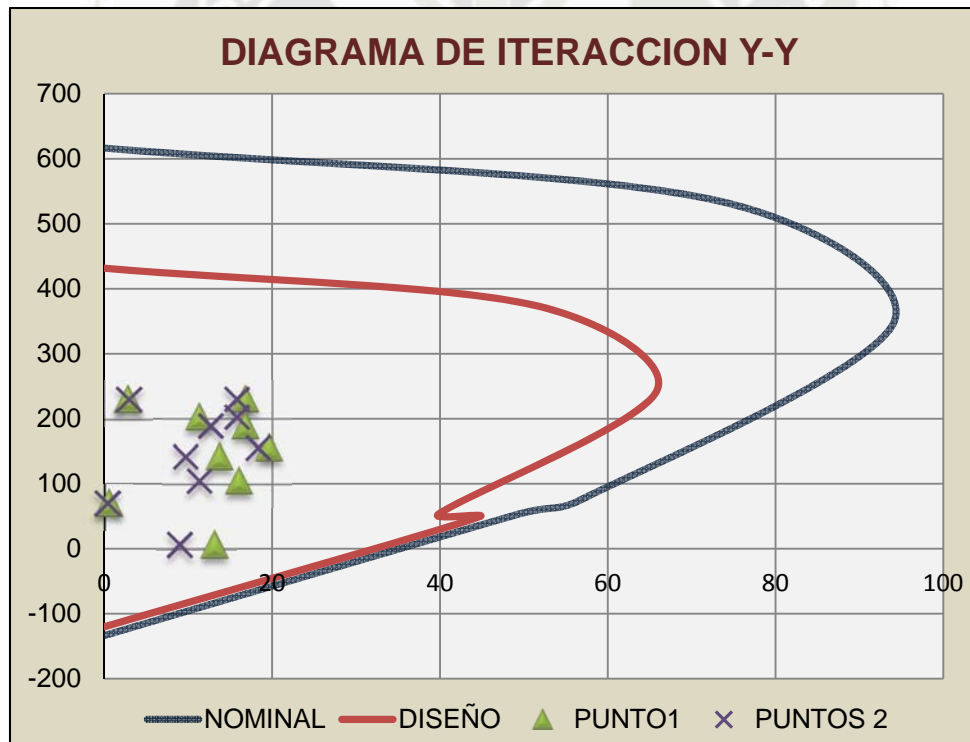
COMB	AXIAL	P1	P2
		M2 abajo	M2 arriba
COMB1	229.99	10.39	2.72
COMB2	229.99	10.11	2.29
COMB3	202.63	9.48	11.25
COMB4	189.00	18.77	20.48
COMB5	155.83	6.99	7.1
COMB6	142.30	5.44	4.35
COMB7	105.07	7.64	6.77
COMB8	69.76	6.26	4.81
COMB9	6.28	10.56	7.96



Los pares de cargas últimas ( $M_u$ ,  $P_u$ ) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado en la dirección X-X.

## MOMENTOS Y FUERZAS AXIALES SEGÚN EL ANÁLISIS A BASE DEL PROGRAMA ETABS VS 9.6 EN LA DIRECCIÓN Y-Y.

COMB	AXIAL	P1	P2
		M3 abajo	M3 arriba
COMB1	229.99	2.72	2.86
COMB2	229.99	16.78	15.78
COMB3	202.63	11.25	15.78
COMB4	189.00	16.76	12.67
COMB5	155.83	19.6	18.3
COMB6	142.30	13.72	9.7
COMB7	105.07	16	11.34
COMB8	69.76	0.53	0.33
COMB9	6.28	13.01	8.99



Los pares de cargas últimas ( $M_u$ ,  $P_u$ ) están dentro del diagrama, por lo que se concluye que es un diseño adecuado en la dirección Y-Y.



---

---

**GRUPO III**

---

---

**DISEÑO DE COLUMNAS CIRCULARES**

## 7.6 Diseño de Columnas.

Se puede definir una columna como un miembro que soporta principalmente cargas axiales de compresión y cuya relación, siendo L la altura o longitud total del elemento y b la menor de sus dimensiones en planta.

Si el elemento a analizar tiene una relación del elemento es demasiado corto, su tipo de falla puede ser por aplastamiento o transferencia de esfuerzos de contacto y por lo tanto se podrían diseñar como pedestales en concreto simple.

Por resistencia: para columnas poco esbeltas, o sea aquellas donde la falla por esbeltez no sea posible, la falla está determinada por la resistencia del material (correspondiente a la fluencia en un material homogéneo) de la sección transversal

Para el diseño de las columnas circulares se considera que intervienen dos efectos simultáneamente: flexión y carga axial. Así mismo considerar la esbeltez de esta y que este en relación así altura H/10.

Las columnas se diseñan por flexocompresión y por cortante considerando la envolvente de las cargas amplificadas con las mismas combinaciones que se utilizaron en el diseño de las vigas.

### a) Análisis del efecto de esbeltez.

Para secciones circulares se considera la razón de su longitud efectiva y el diámetro

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{d}$$

Se definen columnas cortas a aquellas con relación de esbeltez menor o igual a 9

$$\lambda < 9$$

Las columnas intermedias son aquellas con relación de esbeltez mayor a 9 y menor que  $C_k$

El valor de  $C_k$  para esta norma deberá ser tomado como relación de esbeltez para la cual la columna, considerada como una columna larga tiene una carga admisible, igual a dos tercios de la carga de aplastamiento según la tabla 7.4.4 se presentan los valores de  $C_k$  para secciones circulares.

GRUPO	$C_k$	
	Columnas	Entramados
A	15,57	17,34
B	15,89	17,49
C	15,95	19,46

$$9 < \lambda < C_k$$

Las columnas largas son aquellas cuya relación de esbeltez es mayor que  $C_{ok}$  y menor que 43

$$C_k < \lambda < 43$$

Mediante la configuración de la estructura, se vio por conveniente agrupar las columnas en grupos para de esta manera tener un diseño más ordenado. Estos grupos son los siguientes:

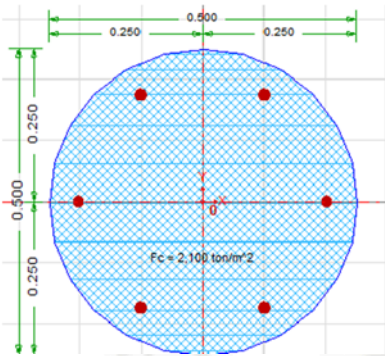
**GRUPO III** Col circular exterior → D=0.50 m.

**GRUPO IV** Col circular Interior → D=0.50 m.



### Grupo III: Diseño de Columnas Circulares Exteriores.

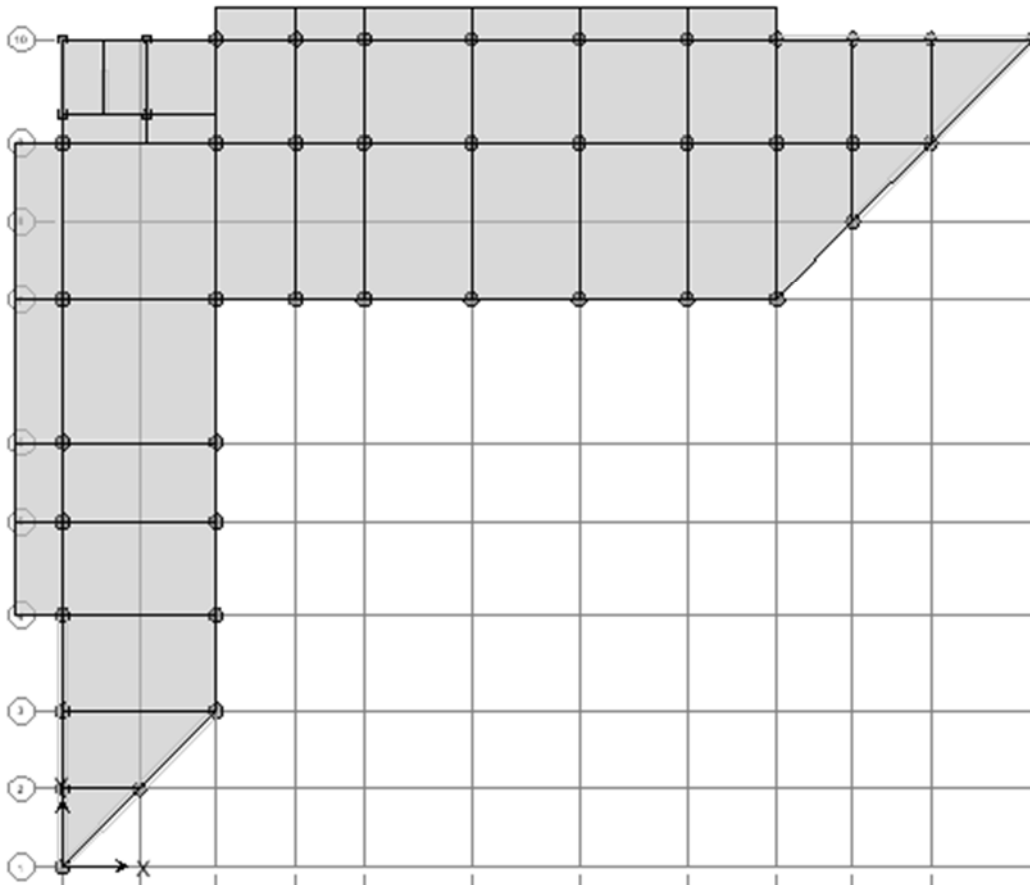
Características de las Columnas Exteriores:



Diámetro	$d = 50 \text{ cm.}$
Área	$A = 0.20 \text{ cm.}$
Recubrimiento	$r = 6 \text{ cm.}$
Peralte efectivo	$d = 44 \text{ cm.}$
Resista. del Concreto	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$
Resista. del Acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$

Las columnas exteriores circulares se encuentran a lo largo de los ejes A y D, teniendo 9 columnas de tipo C1 como se muestra en el plano de planta.

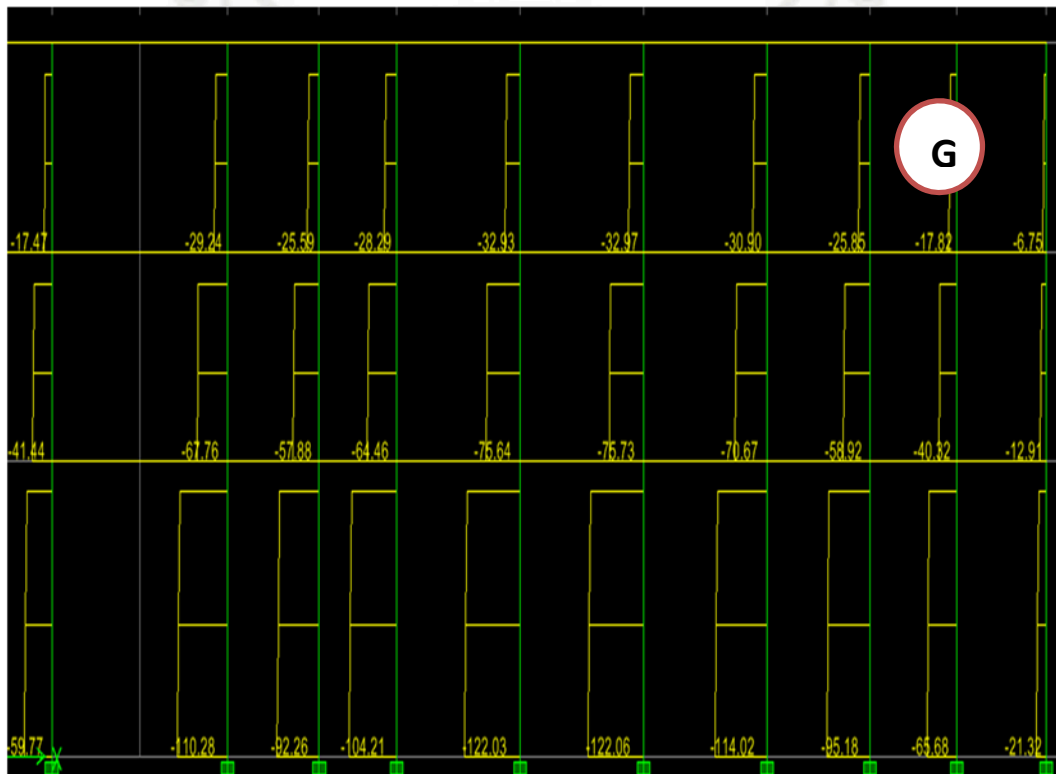
Para el análisis y diseño de las **columnas exteriores** tipo C3, se escoge la más crítica que está ubicada en la intersección de los **ejes 6' y b'**, debido a que se produce la mayor fuerza de reacción frente a las columnas de este tipo de toda la estructura las que pertenecen al Bloque IV.



Resultados utilizando el programa ETABS vs 9.6 de la columna critica para su análisis y su respectivo diseño:

Story 1	P	V2	V3	M2	M3
Top	140.00	-15.00	-22.00	-157.90	-81.20
Botton		42.00	84.00	187.00	169.70

Diagrama de Fuerzas Axiales por efectos de la ENVOLVENTE de las columnas exteriores en el eje 6'-6'



a) Análisis del efecto de esbeltez.

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

**Efectos Locales  $\delta l$ :**

Los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados si es que cumple con la siguiente ecuación:

$$\frac{ln}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

En la dirección XX:

ln = 4.30 m.

En la dirección YY:

ln = 4.30 m.

r	=	0.15 m.	r	=	0.15 m.
M1	=	187.00 Tnf.m.	M1	=	169.70 Tnf.m.
M2	=	-157.90 Tnf.m.	M2	=	-81.20 Tnf.m.

En XX:

$$\ln/r = 28.67 < 34 - 12(M1/M2) = 48.21 \quad \text{CUMPLE}$$

En YY:

$$\ln/r = 28.67 < 34 - 12(M1/M2) = 59.08 \quad \text{CUMPLE}$$

Finalmente concluimos que los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados debido a que el factor  **$\delta l$  será igual a 1** en todos los casos.

### Efectos Globales $\delta g$ :

El factor  $\delta g$  se evalúa mediante las siguientes expresiones:

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

El factor Q representa al índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante:

$$Q = \frac{(\sum P_u) u}{V_u h}$$

En la dirección XX:

$\Sigma p_u$	= 2	Tnf.
u	= 0.22	cm.
$V_u$	= 274	Tnf.
h	= 5.00	m.
Q	=	0.000

En la dirección YY:

$\Sigma p_u$	= 2	Tnf.
u	= 0.17	cm.
$V_u$	= 274	Tnf.
h	= 5.00	m.
Q	=	0.000

De acuerdo al índice de estabilidad Q los entresijos se clasifican en:

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entresijo está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar, en este caso  $\delta g$  será igual a 1.

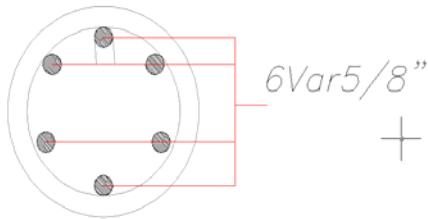
$$Q_{xx} = 0.000 < 0.06 \quad \text{CUMPLE}$$

$$Q_{yy} = 0.000 < 0.06 \quad \text{CUMPLE}$$

Concluimos que se clasifica como el primer caso siendo Q menor que 0.06 por lo que se considera que el entresijo está arriostrado lateralmente asumiendo  **$\delta g$  será igual a 1**.

**b) Cálculo de la cuantía necesaria para soportar la carga axial actuante (Pu):**

Considerando que las cuantías de acero para columnas varían de 1% a 6%, entonces se considerará 6 Ø 5/8", correspondiendo a una cuantía de 1.89% como se muestra a continuación siendo esta cuantía aceptable.



Área total de la Sección: 9.82 cm<sup>2</sup>.

Área total del Acero: 28.3 cm<sup>2</sup>.

Φ	Área
5/8"	1.98
1"	5.10



---

## CAPITULO IX

---

## 9.0. Diseño de Losas Aligeradas.

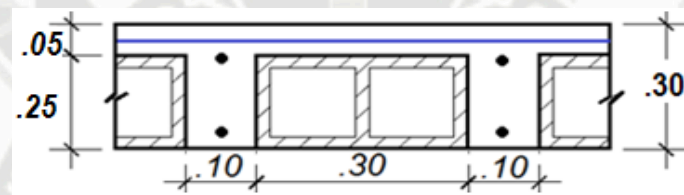
Las losas son elementos estructurales horizontales que separan un piso de otro, construidos monóticamente o en forma de vigas o viguetas sucesivas apoyadas sobre los muros estructurales y/o vigas. Las losas de techo cumplen las siguientes funciones:

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

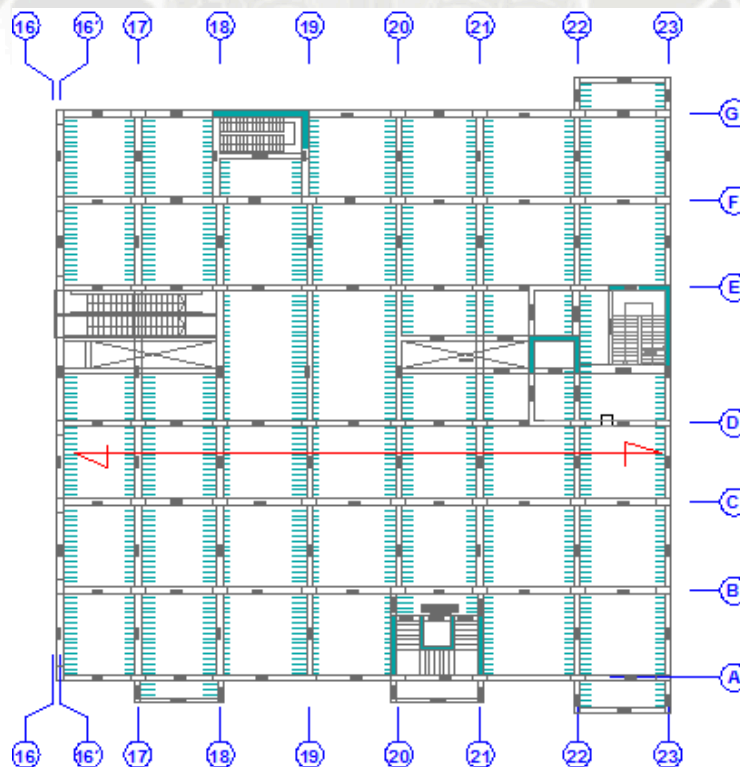
**Función estructural.-** Las losas deben ser capaces de transmitir las cargas muertas y las cargas vivas incluyendo las cargas de acabados y revoques a las vigas

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. El diseño se hace por vigueta con las dimensiones del siguiente gráfico.



Para el diseño se considera la combinación:  $U=1.4CM+1.7CV$ , por ser la más desfavorable para cargas de gravedad, *NTE E.060 artículo 10.2°*.



Se toma como ejemplo el diseño de un aligerado del piso típico que se encuentra entre los ejes 16-23 y A-G, así como se muestra en la figura.

**a) Metrado de Cargas.**

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

*Cargas Distribuidas.*

CM	Carga	Ancho	Total	
Peso Propio	0.30	0.40	0.12	
Peso de Piso Terminado	0.10	0.40	0.04	
Tabiques	0.10	0.40	0.04	
		$W_b$	0.20	Tnf/m.
CV	Carga	Ancho	Total	
Sobrecarga	0.40	0.40	0.16	
		$W_L$	0.16	Tnf/m.

$$W_u = 1.4W_d + 1.7W_L$$

$$W_u = 0.55 \text{ Tnf/m.}$$

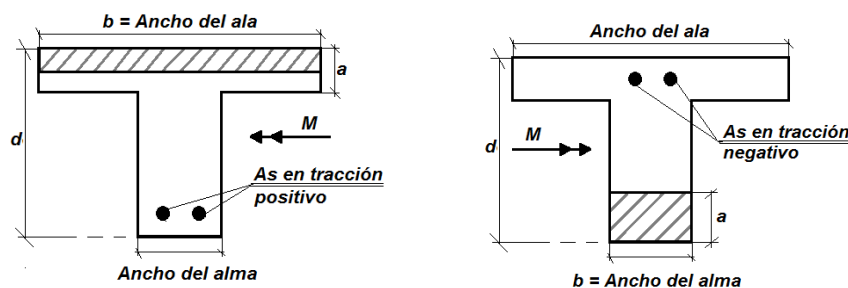
*Diagrama de la carga ultima para la vigueta del aligerado.*



**b) Diseño por Flexión.**

Si bien la vigueta es de sección transversal "T", esta trabaja tanto para 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 40cm y para momentos negativos se tendrá una sección con base igual a 10cm.

El caso donde podría haber mayor confusión sería el de momento positivo, ya que el bloque de compresiones en estos casos tendría que ser menor que el espesor del ala. Esto lo podemos verificar utilizando el bloque de compresiones del ACI.



*Bibliografía (Libro N° 7)*

Suponiendo una sección de 40 cm. X 5 cm. Con una resistencia  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , el acero necesario para equilibrar la compresión en el ala será el siguiente:

$$C_c = 0.85 f_c b a$$

$$C_c = 35.70 \text{ kgf.}$$

$$A_s^+ = \frac{C_c}{f_y}$$

$$A_s(+)= 8.50 \text{ cm}^2.$$

Esta cantidad de acero nunca se usa en un aligerado, es más es mucho mayor al máximo permitido por la Norma de Concreto Armado E.060 tal como veremos más adelante.

Por esta razón para el cálculo del refuerzo de estas viguetas utilizaremos los métodos de diseño para secciones rectangulares.

**Acero Mínimo y Máximo en Aligerados.**

El acero mínimo que se colocó en las viguetas corresponde a la disposición de la *NTE E.060 artículo 11.2°*, donde se considera que:

- Siendo el  $M_{cr}$  el momento de agrietamiento de la sección, el acero mínimo debe ser tal que garantice una resistencia mínima de:

$$\phi M_n^- \geq 1.2 M_{cr}^-$$

$$\phi M_n^+ \geq 1.2 M_{cr}^+$$

- 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:

$$A_{s\text{colocado}} \geq \frac{A_{s\text{necesario}}}{3}$$

Esta última consideración es la que predomina en el caso de losas aligeradas, dado que los requerimientos de acero necesario  $A_s$  calculado, son menores al  $A_s$  mínimo.

El acero máximo que se colocó en las viguetas también responde a una disposición de la *NTE E.060 artículo 11.4°*, donde se considera que:

$$A_{s\text{máx}} \leq 0.75 A_{sb}$$

Dónde:  $A_{sb}$  = área de acero que produce la falla balanceada.

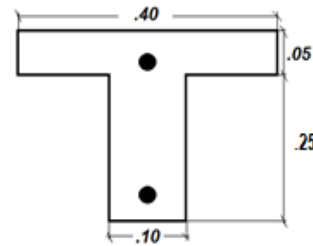
Siguiendo estas consideraciones tenemos el siguiente cuadro que resume las características para un aligerado de 20 cm. con  $f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .

Peralte (h)	$A_s(+)\text{min}$	$A_s(-)\text{min}$	$A_s(+)\text{máx}$	$A_s(-)\text{máx}$
0.30	0.61	1.29	7.50	2.70

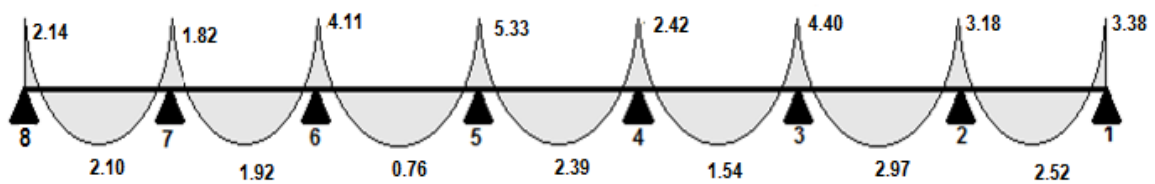
**Cálculo del refuerzo requerido por flexión:**

Datos del Aligerado:

- Base positiva  $b+ = 40.00$  cm.
- Base negativa  $b- = 10.00$  cm.
- Altura  $h = 30.00$  cm.
- Recubrimiento  $r = 3.00$  cm.
- Peralte efectivo  $d = 27.00$  cm.



A continuación se muestra los diagramas de momento flector DMF de la combinación  $U = 1.4 CM + 1.7 CV$ , de acuerdo al metrado anterior y con la alternancia de la carga viva, para obtener los máximos momentos.



*Diagrama de Momento Flector (Tramos Ejes 8-1).*

Primero, del diagrama de momento flector (DMF) obtenemos un momento último llamado  $M_u$ , y luego al utilizar las siguientes expresiones obtendremos un área de acero requerida para cada sección.

$$K_u = \frac{M_u}{b d^2} \quad A_s = \rho b d$$

Calculo del Acero para los *Momentos Negativos y Positivos.*

Apoyo	M (Tnf.m)	$K_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\rho$ %	$A_s$ cm <sup>2</sup> .	As colocado
Eje 8	2.14	29.36	0.87	2.35	2 $\Phi$ 1/2"
Eje 7	1.82	24.97	0.73	1.97	2 $\Phi$ 1/2"
Eje 6	4.11	56.38	1.93	5.21	2 $\Phi$ 3/8"+2 $\Phi$ 1/2"
Eje 5	5.33	73.11	2.16	5.83	2 $\Phi$ 3/8"
Eje 4	2.42	33.20	0.99	2.67	2 $\Phi$ 1/2"
Eje 3	4.40	60.36	2.16	5.83	2 $\Phi$ 3/8"+2 $\Phi$ 1/2"
Eje 2	3.18	43.62	1.35	3.65	2 $\Phi$ 1/2"
Eje 1	3.38	46.36	1.49	4.02	2 $\Phi$ 3/8"

Tramo	M (Tnf.m)	$K_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\rho$ %	$A_s$ cm <sup>2</sup> .	As colocado
Eje 7-8	2.10	7.20	0.19	1.29	1 $\Phi$ 1/2"
Ejes 7-6	1.92	6.58	0.19	1.29	1 $\Phi$ 1/2"
Ejes 6-5	0.76	2.61	0.1	1.08	1 $\Phi$ 1/2"
Ejes 5-4	2.39	8.20	0.23	1.05	1 $\Phi$ 1/2"
Ejes 4-3	1.54	5.28	0.15	1.09	1 $\Phi$ 1/2"
Ejes 3-2	2.97	10.19	0.27	1.02	1 $\Phi$ 1/2"
Ejes 2-1	2.52	8.64	0.23	1.25	1 $\Phi$ 1/2"

**Refuerzo por Contracción y Temperatura:**

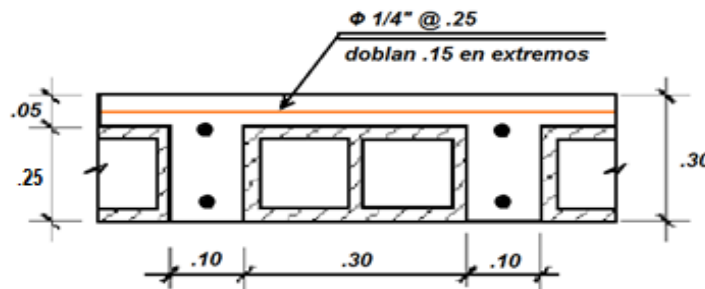
En la losa superior, de 5 cm. de espesor el refuerzo mínimo para evitar que tenga problemas de contracción y temperatura es de cuantía igual a 0.25%; estipulado por la *NTE E.060 artículo 7.10.2°*.

$b = 1.00 \text{ m.}$

$t = 0.05 \text{ m.}$

$A_s = 1.25 \text{ cm}^2.$

$\Phi 1/4" @ 0.25 \text{ cm.}$



**c) Diseño por Corte.**

Las viguetas se diseñaron de tal forma que la sección de concreto resista toda la fuerza cortante última  $V_u$  que se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes, es decir.

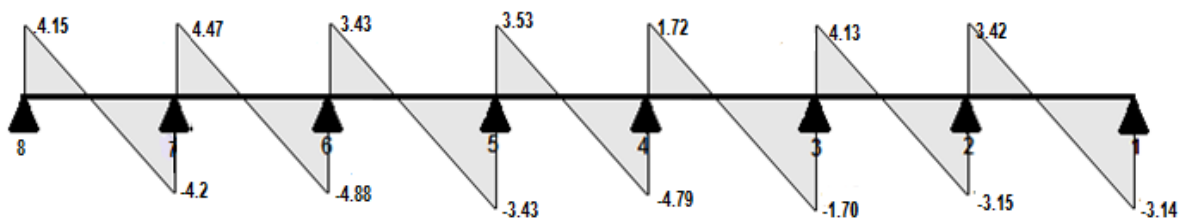
$$\phi V_c \geq V_u$$

La resistencia del concreto ( $\phi V_c$ ) viene dada por la siguiente expresión; en el caso de aligerados se permite un 10% de incremento en la resistencia, según la *NTE E.060 artículo 17.10°*.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.53 \sqrt{f_c} b w d$$

En caso que la resistencia del concreto no sea suficiente a la requerida ( $V_u > \phi V_c$ ), se harán ensanches en las viguetas para incrementar la resistencia al corte de las viguetas.

A continuación se muestra el diagrama de fuerza cortante DFC de la combinación  $U = 1.4CM + 1.7 CV$ , de acuerdo al metrado anterior y con la alternancia de la carga viva, para obtener los máximos cortantes en los nudos.



*Diagrama de Momento Flector (Tramos Ejes 8-1).*

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

$b w = 10 \text{ cm.}$

$d = 27 \text{ cm.}$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.53 \sqrt{f_c} b w d$$

$\phi V_c = 2.12 \text{ Tnf.}$

Como se observa el mayor valor del cortante último, ( $V_u = 1.48\text{tn}$ ) en el apoyo del eje C, es mayor que  $> \phi V_c$ , por lo cumple la condición por corte.

### **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 lo siguiente:

En este caso, la mayor luz libre del aligerado es la correspondiente al paño comprendido entre el eje 4 y el eje 3 y es igual a ( $5.18 - 0.30 = 4.88\text{m}$ ), por lo tanto:

$$h = 0.30 \text{ m.}$$

$$L = 4.70 \text{ m.}$$

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

$$L/25 = 0.19 \quad \text{CUMPLE}$$

Finalmente, no se verificarán deflexiones en las losas aligeradas.

### **Corte del acero de refuerzo**

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

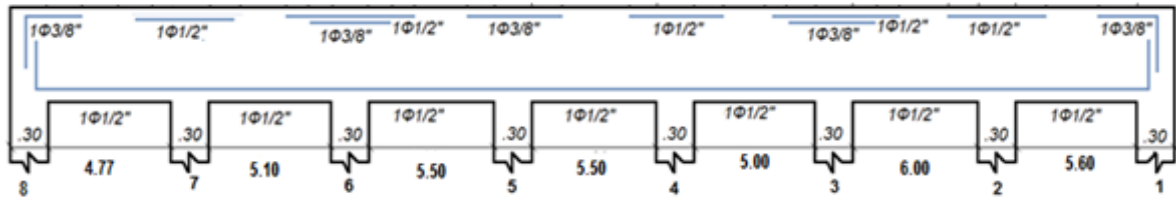
Para el corte del acero de refuerzo, se siguió lo dictado por la NTE E.060, así como algunas recomendaciones del curso de concreto armado 2:

- 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  $12\text{db}$ , 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 positivo en el extremo interior se corta a un sexto de la luz libre, mientras que el acero positivo en el extremo exterior se corta a un séptimo de la luz libre.

Primero se hizo el corte del refuerzo utilizando las recomendaciones del curso de concreto armado 2 y luego se verificó que las dimensiones adoptadas cumplieran con lo dictado por la Norma E.060.

Es decir, a los bastones negativos se les resto  $d$  o  $12\text{db}$ , el que fuera mayor, mientras que al bastón positivo se le sumaron los mismos valores; todo esto con la intención de hallar el punto teórico de corte y verificar en el diagrama de momentos que el momento obtenido con el área de acero restante es suficiente.

El diseño final del tramo de aligerado es como sigue:



---



## CAPITULO X

---

## 10. Diseño de Muros de Corte (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 ( $H/L > 1$ ).

PLACA	ALTURA	LARGO	H/L	
PL1	14.20	5.90	2.41	MURO ESBELTO
PL2	9.60	2.60	3.69	MURO ESBELTO
PL3	9.60	3.50	2.74	MURO ESBELTO
PL4	14.20	5.50	2.58	MURO ESBELTO
PL5	18.80	7.10	2.65	MURO ESBELTO
PL6	9.60	3.65	2.63	MURO ESBELTO
PL7	9.60	3.65	2.63	MURO ESBELTO
PL8	14.20	6.00	2.37	MURO ESBELTO
PL9	5.00	38.35	0.13	MURO ESBELTO
PL10	9.20	6.40	1.44	MURO ESBELTO

### a) Acero de Refuerzo Mínimo.

Según la **NTE E.060 artículo 15.4.3.5°**, define un refuerzo mínimo para controlar los agrietamiento de la estructura.

- Cuando  $V_u > \Phi 0.5V_c$ , entonces la cuantía mínima de refuerzo, deberá cumplir con las siguientes limitaciones:

Refuerzo Mínimo Vertical:

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

Refuerzo Mínimo Horizontal:

$$\rho_h \geq 0.0025$$

- Asimismo cuando  $V_u < \Phi 0.5V_c$ , entonces la cuantía mínima de refuerzo, deberá cumplir con las siguientes limitaciones:

Refuerzo Mínimo Vertical:

$$\rho_v \geq 0.0015$$

Refuerzo Mínimo Horizontal:

$$\rho_h \geq 0.0020$$

Cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 25 cm, deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en dos caras, como es el caso las placas son de 30cm y 40cm.

El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que los especificados en el cuadro adjunto, como se observa en el mismo, en los espaciamientos tanto horizontal y vertical, para todas las placas existentes en la estructura de la edificación no debe ser mayor que 45cm.

PLACA	ESPACIAM. HORIZONTAL (cm)			ESPACIAM. VERTICAL (cm)		
	L/5	3t	45	L/3	3t	45
PL1	1.18	1.20	0.45	1.97	1.20	0.45
PL2	0.52	1.20	0.45	0.87	1.20	0.45
PL3	0.70	1.20	0.45	1.17	1.20	0.45
PL4	1.10	1.20	0.45	1.83	1.20	0.45
PL5	1.42	0.90	0.45	2.37	0.90	0.45
PL6	0.73	1.20	0.45	1.22	1.20	0.45
PL7	0.73	1.20	0.45	1.22	1.20	0.45
PL8	1.20	0.60	0.45	2.00	0.60	0.45
PL9	7.67	1.20	0.45	12.78	1.20	0.45
PL10	1.28	1.20	0.45	2.13	1.20	0.45

El objetivo en el diseño por flexo compresión consiste en proporcionar a la sección de una placa, un refuerzo tal, que éste pueda resistir las fuerzas actuantes últimas. Al igual que para el diseño de columnas ello se plasmará a través de los **Diagramas de Interacción**.

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.

Debe tenerse en cuenta que cuando la sección no es simétrica respecto a un eje perpendicular a la dirección en la que se está haciendo el análisis, deberá hacerse dos diagramas de interacción, uno en cada sentido del momento.

### b) Flexión Biaxial.

Un problema adicional del estudio de un elemento sometido flexocompresión es el de la flexión biaxial, la cual prácticamente siempre existe, si se considera momentos de sismo en una dirección y simultáneamente momentos de cargas verticales en la otra.

Cuando se tiene una carga axial actuando en un punto, tal que se produzcan simultáneamente excentricidades en las dos direcciones del muro de corte, el problema del diseño es complejo, pues aun cuando se puede seguir trabajando con un bloque rectangular equivalente de compresiones, la posición del eje neutro no es simple de determinar pues la inclinación de este no es perpendicular a la excentricidad resultante.

La **NTE E.060 artículo 12.9°**, indica como método aproximado la ecuación plantada por Bresler.

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{\phi P_{n_x}} + \frac{1}{\phi P_{n_y}} - \frac{1}{\phi P_{n_o}}$$

Donde:

$P_u$  : Resistencia última en flexión biaxial.

$\phi P_{n_x}$  : Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente en X ( $e_y = 0$ ).

$\phi P_{n_y}$  : Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente en Y ( $e_x = 0$ ).

$\phi P_n$  : Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente ( $e_x = e_y = 0$ ).

Esta ecuación es válida para valores de:

$$R1 = \frac{P_u}{\phi * P_{n_o}} \geq 0.10$$

Para valores menores a 0.10 la ecuación anterior pierde aproximación, por lo cual la norma recomienda la siguiente expresión:

$$\frac{M_{u_x}}{\phi M_{n_x}} + \frac{M_{u_y}}{\phi M_{n_y}} \leq 1$$

Donde,

$\phi M_{n_x}$  : Resistencia en Flexión de diseño de la sección respecto al eje X.

$\phi M_{n_y}$  : Resistencia en Flexión de diseño de la sección respecto al eje Y.

Este método supone un diseño previo, y con el acero así definido se verifica la resistencia en flexión biaxial. Lo común es que el diseñador primero estudie el caso de flexión uniaxial con lo cual determina una cuantía de acero; con esta cuantía aplica Bresler y verifica la capacidad resistente en flexión biaxial.

### c) Diseño por Cortante.

Considerando el criterio de buscar una falla por flexión en lugar de una falla por corte, la fuerza cortante de los elementos en flexocompresión deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión ( $M_n$ ).

Se calculará los momentos resistentes de los muros de corte ( $M_n$ ), en ambas direcciones con el acero distribuido en su sección. Así se tendrá del diagrama de interacción del muro de corte, el respectivo  $M_n$  para cada  $P_u$ .

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la NTE E060, mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \left( \frac{M_{nsup} + M_{ninf}}{l_n} \right)$$

$M_{nsup}$  : Momento Nominal Superior en los extremos de la altura libre.

$M_{ninf}$  : Momento Nominal Inferior en los extremos de la altura libre.

$l_n$  : Altura libre del elemento.

La **NTE E.060 artículo 13.3°**, limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en corte de una sección mediante la siguiente expresión:

$$V_s = 2.1 \sqrt{f_c} b_w d$$

La contribución del concreto a la Resistencia al Corte para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales como es el caso de muros de corte según la **NTE E.060 artículo 13.2°**, se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

Si  $V_u > \phi V_c$ , entonces se necesita refuerzo por corte y se calcula de la misma forma que para el diseño de vigas, mediante la siguiente expresión:

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

### **Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en muros de corte:**

Estará constituido por estribos cerrados de confinamiento en ambos extremos del elemento. Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

La distancia vertical entre el primer estribo y la parte superior de la zapata, viga o losa no deberá ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos ( $S_{min}/2$ ).

La zona de confinamiento ( $L_o$ ) será medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz no deberá ser menor que el mayor valor de:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 45 cm.

El espaciamiento (so) en la zona de confinamiento no deberá exceder el menor valor de:

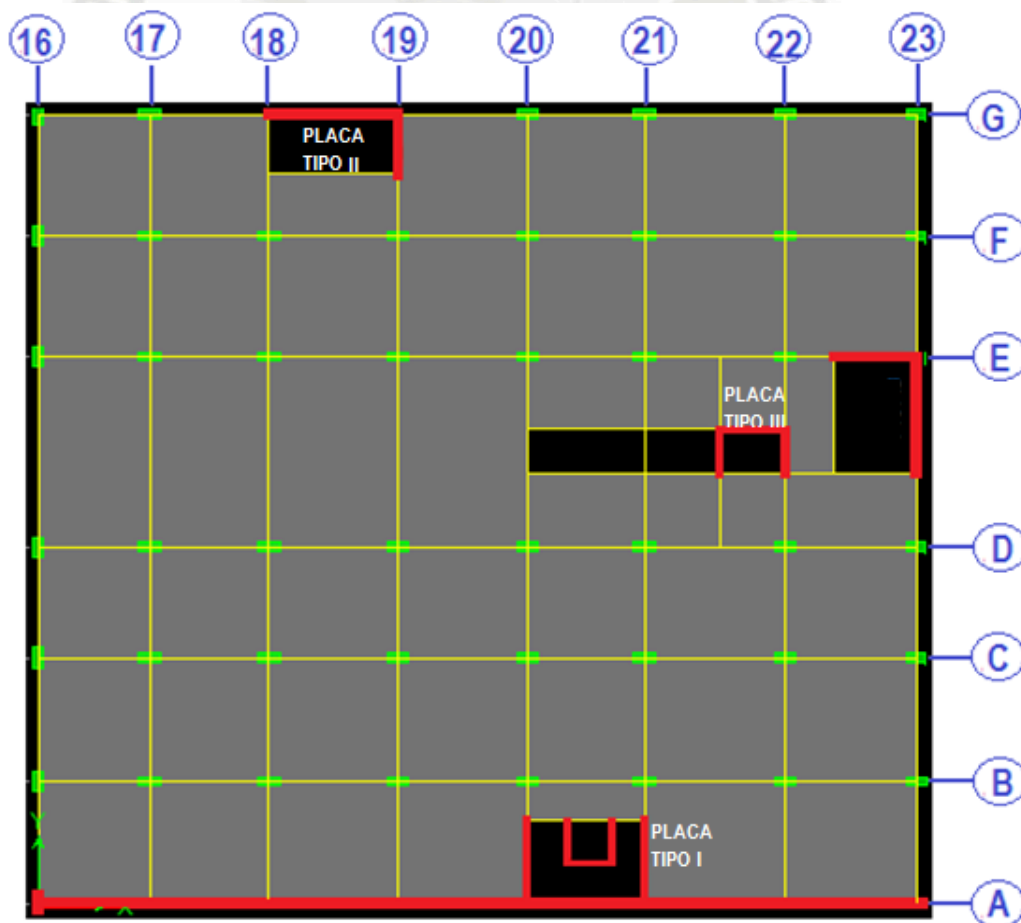
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante y no deberá exceder el menor valor de:

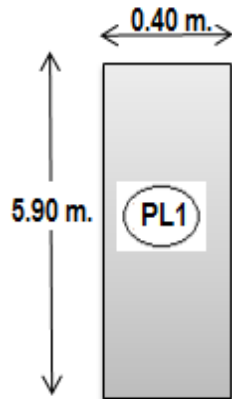
- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- 48 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- La menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.
- 30 cm.

Dentro del nudo el espaciamiento mínimo deberá ser igual a  $(S=Av fy/7b)$ , considerando que este sea menor o igual a 0.15 cm:

En toda la estructura contiene 03 tipos de placas las que se desarrollan específicamente cada una de ellas a continuación:



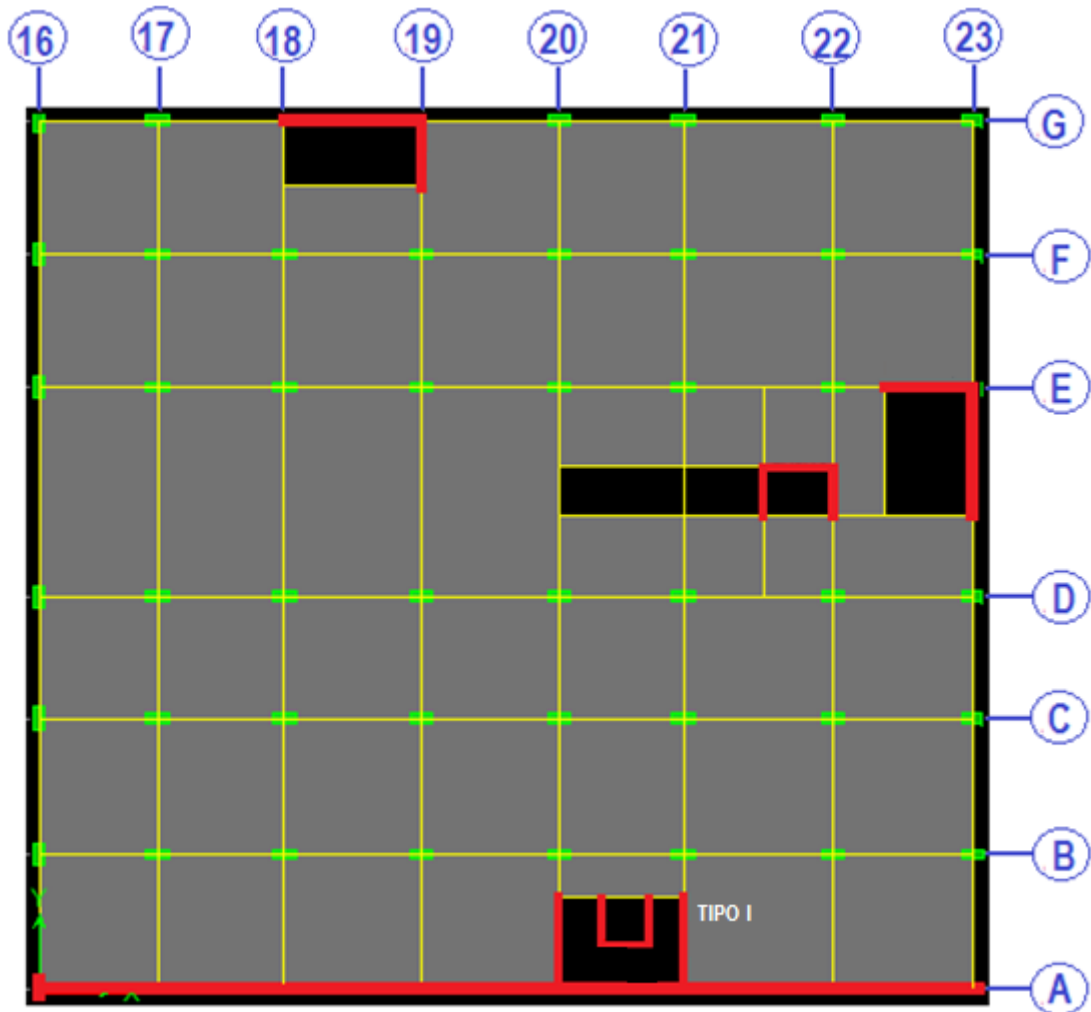
### 10.1. Diseño del Muro de Corte (TIPO I)



#### Características de la Placa 2:

Altura total	hm =	4.60	m.
Largo	lm =	5.90	m.
Peralte efectivo	d =	4.72	m.
Espesor	t =	0.40	m.
Resist. del Concreto	fc =	210	kg/cm <sup>2</sup> .
Resist. del Acero	fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup> .

El Muro de Corte PL1 está ubicada en el eje G-G, entre 18-19 como se muestra en planta.



Resultados utilizando el programa ETABS vs 9.6 del muro de corte PL1 para su análisis y su respectivo diseño:

	P	V2	V3	M2	M3
Top	81.15	-73.09	-3.50	-47.68	-188.45
Botton		77.32	18.84	33.32	208.57

**a) Elementos de Borde.**

Si la profundidad del eje neutro excede de los elementos de borde, será necesario confinar los extremos del muro de corte.

$$c \geq \frac{l_m}{600} \frac{\delta_u}{h_m}$$

Dónde:

$c = 277.647 \text{ cm.}$

$\delta_u = 1.55 \text{ cm.}$

$\delta_u/h_m \geq 0.007$

$\delta_u/h_m = 0.007$

$$c = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} d$$

$c = 277.65 \geq l_m/(600\delta_u/h_m) = 140.48$

La profundidad del eje neutro excede el valor de 46.50 por lo por lo tanto los elementos de borde deben ser confinados.

**Distancia de confinamiento.**

Deberá confinarse hasta una distancia no menor que el mayor valor de:

$c - 0.1l_m = 218.65 \text{ cm.}$

$c/2 = 138.82 \text{ cm.}$

Se toma como longitud de los dos elementos de borde, 80 cm., que será repartido en cada extremo del muro de corte, teniendo 40 cm en cada extremo.

**Acero en elemento de borde.**

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y 0.9 l_m}$$

$M_u = 208.57 \text{ Tnf.m.}$

$A_{smin} = 10.39 \text{ cm}^2.$
----------------------------------

### b) Refuerzo Horizontal y Vertical.

Para ello se calcularon los valores de  $\Phi V_c$  y  $V_u$ , así poder asumir las cuantías mínimas según la normativa:

$$\Phi V_c = \Phi (Ac \alpha \sqrt{f_c})$$

Dónde:

$Ac$  : Área de corte en la dirección analizada

$\alpha$  : Factor que depende del cociente entre la altura total y la longitud del muro.

- Si  $(h_m/l_m) \leq 1.5$   $\alpha = 0.8$
- Si  $(h_m/l_m) = (14.20/5.90) \geq 2.5$   $\alpha = 0.53$
- Si  $1.5 < (h_m/l_m) < 2.5$   $\alpha$ , se obtiene interpolando entre 0.8 y 0.53

$$Ac = 23600 \text{ cm}^2. \quad \Phi = 0.85$$

$$h_m/l_m = 0.78 \quad \alpha = 0.8 \quad \Rightarrow \quad \Phi V_c = 232.56 \text{ Tonf.}$$

De las combinaciones halladas por el programa ETABS se  $\Rightarrow V_u = 77.32 \text{ Tonf.}$

$$V_u = 77.32 < 0.5 \Phi V_c = 116.28$$

Como  $V_u < \Phi 0.5 V_c$ , entonces la cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical, limitadas por la norma con las cuales se asumirá el acero de refuerzo para la placa, son:

#### - Refuerzo Horizontal.

$$p_v = 0.0020 \quad A_{s_{v_{\min}}} = 8.00 \text{ cm}^2. \quad \text{por metro lineal.}$$

Considerando 2  $\Phi$  1/2" para el refuerzo horizontal, se calcula el espaciamiento máximo del acero horizontal para cumplir el acero mínimo calculado. Asimismo en el diseño por corte se especificara el espaciamiento final a utilizar.

$$s = \frac{\text{longitud}}{\left(\frac{A_{s_{\min}}}{A_v}\right)} \quad A_v = 2.54 \text{ cm}^2.$$

$$S_{\max} = 31.75 \text{ cm.}$$

#### - Refuerzo Vertical.

$$p_h = 0.0015 \quad A_{s_{h_{\min}}} = 6.00 \text{ cm}^2. \quad \text{por metro lineal.}$$

De la misma forma considerando 2  $\Phi$  1/2" para el refuerzo vertical, el espaciamiento del acero vertical para cumplir el acero mínimo calculado es:

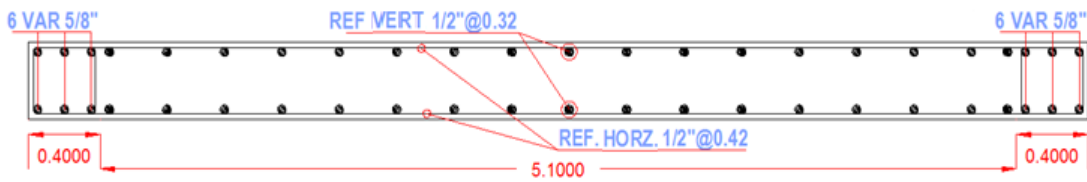
$$s = \frac{\text{longitud}}{\left(\frac{A_{s_{\min}}}{A_v}\right)} \quad A_v = 2.54 \text{ cm}^2.$$

$$S = 42.33 \text{ cm.}$$

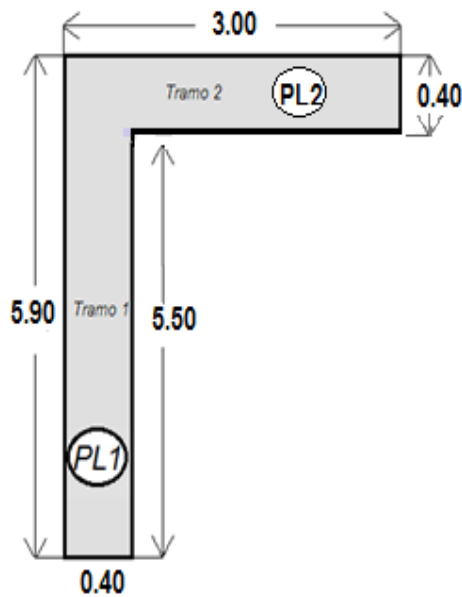
*Se distribuirá el acero vertical a un espaciamiento de 42 cm.*

**c) Diseño por Flexocompresión:**

Cumpliendo los refuerzos mínimos determinados (horizontal, vertical y longitudinal), se tiene la siguiente distribución de acero, con el cual se construirá el Diagrama de Iteración, teniendo en cuenta si el punto que representa el Pu y Mu es resistido por la sección.



## 10.2. Diseño del Muro de Corte (TIPO II)



### Características de la Placa 1:

Altura total  $h_m = 9.60$  m.  
 Longitud total  $l_m = 8.50$  m.

### Tramo 1

Longitud 1  $l_{m1} = 5.90$  m.  
 Peralte efectivo 1  $d_1 = 4.72$  m.  
 Espesor 1  $t_1 = 0.40$  m.

### Tramo 2

Longitud 2  $l_{m2} = 2.60$  m.  
 Peralte efectivo 2  $d_2 = 2.08$  m.  
 Espesor 2  $t_2 = 0.40$  m.

Resist. del Concreto  $f_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>.

Resist. del Acero  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>.

El Muro de Corte PL1-PL2 esta ubicada entre los ejes 18-19 y F-G, como se muestra en planta.

Resultados utilizando el programa ETABS vs 9.6 del muro de corte PL2 para su análisis y su respectivo diseño:

Tramo 1	P	V2	V3	M2	M3
Top	429.28	-393.76	-4.53	-24.15	-2319.03
Botton		395.60	12.73	30.57	2279.58

Tramo 2	P	V2	V3	M2	M3
Top	354.53	-130.40	-2.83	-7.58	-635.47
Botton		143.87	0.97	6.46	679.85

### a) Elementos de Borde.

Si la profundidad del eje neutro excede de los elementos de borde, será necesario confinar los extremos del muro de corte.

$$c \geq \frac{l_m}{600} \frac{\delta_u}{h_m}$$

Dónde:

$l_m = 8.50$  m.

$c = 400.00$  cm.

$$c = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} d$$

$$\delta u = 1.53 \text{ cm.}$$

$$\delta u/hm \geq 0.007$$

$$\delta u/hm = 0.007$$

$$c = 400.0 \geq lm/(600\delta u/hm) = 202.38$$

La profundidad del eje neutro excede el valor de 76.80 por lo tanto los elementos de borde deben ser confinados.

**Distancia de confinamiento.**

Deberá confinarse hasta una distancia no menor que el mayor valor de:

- $c - 0.1lm = 315.0 \text{ cm.}$
- $c/2 = 200.00 \text{ cm.}$

Se toma como longitud de los elementos de borde, **1.60 m.**, asimismo esta longitud se repartirá en los extremos y en la parte media del muro de corte.

**Acero en elemento de borde.**

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y 0.9 lm}$$

**Tramo 1**       $M_u = 2280$        $A_{smin} = 113.57 \text{ cm}^2.$       **Usará 24  $\Phi$  1"**

**Tramo 2**       $M_u = 680$        $A_{smin} = 76.86 \text{ cm}^2.$       **Usará 16  $\Phi$  1"**

Cumpliendo el acero mínimo de 190.43 cm<sup>2</sup>. del elemento de borde determinado, se usara 40 $\Phi$ 1" distribuidos en los extremos y en la intersección del muro de corte, teniendo un total de 202.95 cm<sup>2</sup>.

**b) Refuerzo Horizontal y Vertical.**

Para ello se calcularon los valores de  $\Phi V_c$  y  $V_u$ , así poder asumir las cuantías mínimas según la normativa:

$$\Phi V_c = \Phi (A_c \alpha \sqrt{f_c})$$

Dónde:

$A_c$  : Área de corte en la dirección analizada

$\alpha$  : Factor que depende del cociente entre la altura total y la longitud del muro.

- Si  $(hm/lm) \leq 1.5 \alpha = 0.8$
- Si  $(hm/lm) = (20.30/2.35) \geq 2.5 \alpha = 0.53$
- Si  $1.5 < (hm/lm) < 2.5 \alpha$ , se obtiene interpolando entre 0.8 y 0.53

**► TRAMO 1:**

$A_c = 23600 \text{ cm}^2.$	$\Phi = 0.85$	
$hm/lm = 1.63$	$\alpha = 0.765$	$\Rightarrow \Phi V_c = 222.38$

De las combinaciones halladas por el programa ETABS se tiene:  $\Rightarrow V_u = 395.60$

$$V_u = 395.60 > 0.5 \Phi V_c = 111.19$$

► **TRAMO 2:**

$$\begin{array}{ll} A_c = 10400 \text{ cm}^2. & \Phi = 0.85 \\ h_m/l_m = 3.69 & \alpha = 0.53 \end{array} \quad \Rightarrow \Phi V_c = 67.89$$

De las combinaciones halladas por el programa ETABS se tiene:  $\Rightarrow V_u = 143.87$

$$V_u = 143.9 > 0.5 \Phi V_c = 33.95$$

Como  $V_u > \Phi 0.5 V_c$  en los dos tramos, entonces la cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical, limitadas por la norma con las cuales se asumirá el acero de refuerzo para la placa, son:

**Refuerzo Horizontal.**

**TRAMOS 1: Espesor de 40 cm.**

$$\begin{array}{l} p_v = 0.0025 \\ A_{s_{min}} = 10.00 \text{ cm}^2. \quad \text{por metro lineal.} \end{array}$$

Considerando 2  $\Phi$  1/2" para el refuerzo horizontal, se calcula el espaciamiento máximo del acero horizontal para cumplir el acero mínimo calculado. Asimismo en el diseño por corte se especificara el espaciamiento final a utilizar.

$$s = \frac{\text{longitud}}{\left(\frac{A_{s_{min}}}{A_v}\right)}$$

$$A_v = 2.58 \text{ cm}^2. \quad \Phi \text{ 1/2"}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 25.80 \text{ cm.}$$

**TRAMO 2: Espesor de 40 cm.**

$$\begin{array}{l} p_v = 0.0025 \\ A_{s_{min}} = 10.00 \text{ cm}^2. \quad \text{por metro lineal.} \end{array}$$

Considerando 2  $\Phi$  1/2" para el refuerzo horizontal, se calcula el espaciamiento máximo del acero horizontal para cumplir el acero mínimo calculado. Asimismo en el diseño por corte se especificara el espaciamiento final a utilizar.

$$s = \frac{\text{longitud}}{\left(\frac{A_{s_{min}}}{A_v}\right)}$$

$$A_v = 2.58 \text{ cm}^2. \quad \Phi 1/2''$$

$$S_{\text{máx}} = 25.80 \text{ cm.}$$

### Refuerzo Vertical.

#### ► TRAMOS 1: Espesor de 40 cm.

$$p_h = 0.0025$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 10.00 \text{ cm}^2. \quad \text{por metro lineal.}$$

De la misma forma considerando  $2 \Phi 1/2''$  para el refuerzo vertical, el espaciamiento del acero vertical para cumplir el acero mínimo calculado es:

$$s = \frac{\text{longitud}}{\left(\frac{A_{s_{\text{min}}}}{A_v}\right)}$$

$$A_v = 2.58 \text{ cm}^2. \quad \Phi 1/2''$$

$$S = 25.80 \text{ cm.}$$

Se distribuirá con espaciamiento de 0.26 m.

#### ► TRAMO 2: Espesor de 40 cm.

$$p_h = 0.0025 \quad A_{s_{\text{min}}} = 10.00 \text{ cm}^2. \quad \text{por metro lineal.}$$

Considerando  $2 \Phi 1/2''$  para el refuerzo vertical, el espaciamiento del acero vertical para cumplir el acero mínimo calculado es:

$$s = \frac{\text{longitud}}{\left(\frac{A_{s_{\text{min}}}}{A_v}\right)}$$

$$A_v = 2.58 \text{ cm}^2.$$

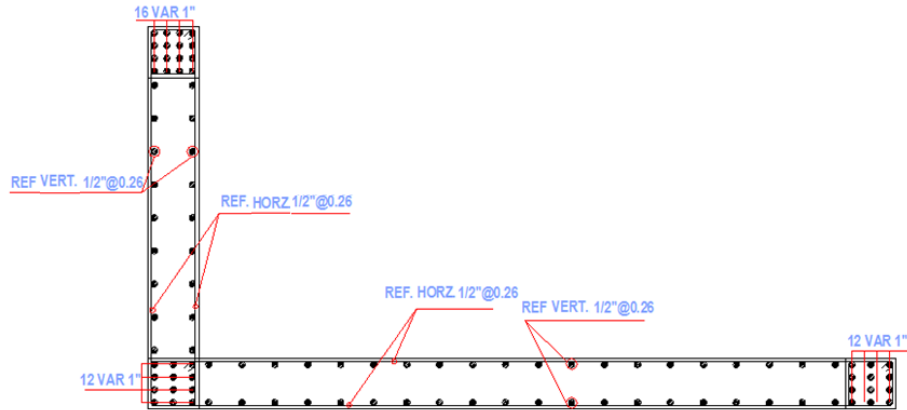
$$S = 25.80 \text{ cm.}$$

Por distribución se considera espaciamiento de 0.26m.

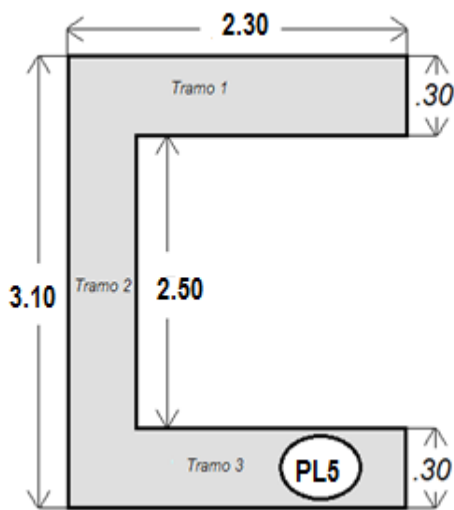
***Finalmente se distribuirá el acero vertical en el tramo 1 a un espaciamiento de 26 cm y en el tramo 2 a 26 cm.***

**c) Diseño por Flexocompresión:**

Cumpliendo los refuerzos mínimos determinados (horizontal, vertical y longitudinal), se tiene la siguiente distribución de acero, con el cual se construirá el Diagrama de Iteración, teniendo en cuenta si el punto que representa el Pu y Mu es resistido por la sección.



### 10.3. Diseño del Muro de Corte (TIPO III)



**Características de la Placa 3:**

Altura total  $h_m = 18.80$  m.

Longitud total  $l_m = 7.10$  m.

**Tramo 1 y 3**

Longitud 1  $l_{m1} = 2.30$  m.

Peralte efectivo 1  $d_1 = 1.84$  m.

Espesor 1  $t_1 = 0.30$  m.

**Tramo 2**

Longitud 2  $l_{m2} = 2.50$  m.

Peralte efectivo 2  $d_2 = 2.00$  m.

Espesor 2  $t_2 = 0.25$  m.

Resist. del Concreto  $f_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>.

Resist. del Acero  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>.

El Muro de Corte PL5 esta ubicada en los ejes, entre los ejes E-D y 21-22, como se muestra en planta.

Resultados utilizando el programa ETABS vs 9.6 del muro de corte PL3 para su análisis y su respectivo diseño:

Tramo 1	P	V2	V3	M2	M3
Top	326.54	-66.59	-118.16	-638.93	-631.97
Botton		66.36	132.06	688.59	622.53

Tramo 2	P	V2	V3	M2	M3
Top	326.54	-66.59	-118.16	-638.93	-631.97
Botton		66.36	132.06	688.59	622.53

Tramo 3	P	V2	V3	M2	M3
Top	326.54	-66.59	-118.16	-638.93	-631.97
Botton		66.36	132.06	688.59	622.53

**a) Elementos de Borde.**

Si la profundidad del eje neutro excede de los elementos de borde, será necesario confinar los extremos del muro de corte.

$$c \geq \frac{l_m}{600} \frac{\delta_u}{h_m}$$

Dónde:

$$l_m = 7.10 \text{ m.}$$

$$c = 334.12 \text{ cm.}$$

$$\delta u = 1.46 \text{ cm.}$$

$$\delta u/hm \geq 0.007$$

$$\delta u/hm = 0.007$$

$$c = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} d$$

$$c = 334.1 \geq l_m / (600 \delta u / h m) = 169.05$$

La profundidad del eje neutro excede el valor de 135 por lo tanto los elementos de borde deben ser confinados.

**Distancia de confinamiento.**

Deberá confinarse hasta una distancia no menor que el mayor valor de:

- $c - 0.1l_m = 263.1 \text{ cm.}$
- $c/2 = 167.1 \text{ cm.}$

Se toma como longitud de los elementos de borde, **2.20 metros**, asimismo esta longitud se repartirá en los extremos y en las esquinas del muro de corte.

**Acero en elemento de borde.**

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y 0.9 l_m}$$

**Tramo 1**     $M_u = 623$      $A_{smin} = 79.56 \text{ cm}^2.$     **Usara 15  $\Phi$  1"**

**Tramo 2**     $M_u = 623$      $A_{smin} = 73.20 \text{ cm}^2.$     **Usara 15  $\Phi$  1"**

**Tramo 3**     $M_u = 623$      $A_{smin} = 79.56 \text{ cm}^2.$     **Usara 15  $\Phi$  1"**

Cumpliendo el acero mínimo de 112 cm<sup>2</sup> en total de los elementos de borde determinado, se usara 40  $\Phi$  3/4" distribuidos en los extremos y en la intersección del muro de corte, teniendo un total de 114 cm<sup>2</sup>.

**b) Refuerzo Horizontal y Vertical.**

Para ello se calcularon los valores de  $\Phi V_c$  y  $V_u$ , así poder asumir las cuantías mínimas según la normativa:

$$\Phi V_c = \Phi (A_c \alpha \sqrt{f_c})$$

Donde:

$A_c$  : Área de corte en la dirección analizada

$\alpha$  : Factor que depende del cociente entre la altura total y la longitud del muro.

- Si  $(h_m/l_m) \leq 1.5$   $\alpha = 0.8$
- Si  $(h_m/l_m) = (20.30/5.83) \geq 2.5$   $\alpha = 0.53$
- Si  $1.5 < (h_m/l_m) < 2.5$   $\alpha$ , se obtiene interpolando entre 0.8 y 0.53

► **TRAMO 1:**

$$\begin{array}{ll} A_c = 6900 \text{ cm}^2. & \Phi = 0.85 \\ h_m/l_m = 8.17 & \alpha = 0.53 \end{array} \quad \Rightarrow \quad \Phi V_c = 45.05 \text{ Tonf.}$$

De las combinaciones halladas por el programa ETABS se tiene  $\Rightarrow V_u = 66.36 \text{ Tonf.}$

$$V_u = 66.36 > 0.5 \Phi V_c = 22.52$$

► **TRAMO 2:**

$$\begin{array}{ll} A_c = 6250 \text{ cm}^2. & \Phi = 0.85 \\ h_m/l_m = 7.52 & \alpha = 0.53 \end{array} \quad \Rightarrow \quad \Phi V_c = 40.80 \text{ Tonf.}$$

De las combinaciones halladas por el programa ETABS se tiene  $\Rightarrow V_u = 66.4 \text{ Tonf.}$

$$V_u = 66.4 > 0.5 \Phi V_c = 20.40$$

► **TRAMO 3:**

$$\begin{array}{ll} A_c = 6900 \text{ cm}^2. & \Phi = 0.85 \\ h_m/l_m = 8.17 & \alpha = 0.53 \end{array} \quad \Rightarrow \quad \Phi V_c = 45.05 \text{ Tonf.}$$

De las combinaciones halladas por el programa ETABS se tiene  $\Rightarrow V_u = 66.36 \text{ Tonf.}$

$$V_u = 66.36 > 0.5 \Phi V_c = 22.52$$

Como  $V_u > \Phi 0.5V_c$  en los tres tramos,, entonces la cuantía mínima de refuerzo horizontal y vertical, limitadas por la norma con las cuales se asumirá el acero de refuerzo para la placa, son:

**Refuerzo Horizontal.**

► **TRAMOS 1 y 3: Espesor de 30cm.**

$$\rho_v = 0.0025 \quad A_{sv_{\min}} = 7.50 \text{ cm}^2. \text{ por metro lineal.}$$

Considerando 2  $\Phi$  1/2" para el refuerzo horizontal, se calcula el espaciamiento máximo del acero horizontal para cumplir el acero mínimo calculado. Asimismo en el diseño por corte se especificara el espaciamiento final a utilizar.

$$s = \frac{\text{longitud}}{\left(\frac{A_{S_{min}}}{A_v}\right)} \quad A_v = 2.58 \text{ cm}^2. \Phi 1/2''$$

$$\boxed{S_{m\acute{a}x} = 34.40 \text{ cm.}}$$

► **TRAMO 2: Espesor de 25cm.**

$$p_v = 0.0025 \quad A_{S_{min}} = 6.25 \text{ cm}^2. \text{ por metro lineal.}$$

Considerando 2  $\Phi$  1/2" para el refuerzo horizontal, se calcula el espaciamiento máximo del acero horizontal para cumplir el acero mínimo calculado. Asimismo en el diseño por corte se especificara el espaciamiento final a utilizar.

$$s = \frac{\text{longitud}}{\left(\frac{A_{S_{min}}}{A_v}\right)} \quad A_v = 2.58 \text{ cm}^2. \Phi 1/2''$$

$$\boxed{S_{m\acute{a}x} = 41.28 \text{ cm.}}$$

**Refuerzo Vertical.**

► **TRAMOS 1 y 3: Espesor de 30cm.**

$$p_h = 0.0025 \quad A_{S_{min}} = 7.50 \text{ cm}^2. \text{ por metro lineal.}$$

De la misma forma considerando 2  $\Phi$  1/2" para el refuerzo vertical, el espaciamiento del acero vertical para cumplir el acero mínimo calculado es:

$$s = \frac{\text{longitud}}{\left(\frac{A_{S_{min}}}{A_v}\right)} \quad A_v = 2.58 \text{ cm}^2. \Phi 1/2''$$

$$\boxed{S = 34.40 \text{ cm.}}$$

Se distribuirá con espaciamiento de 0.30 m.

► **TRAMO 2: Espesor de 30cm.**

$$P_h = 0.0025 \quad A_{S_{min}} = 6.25 \text{ cm}^2. \text{ por metro lineal.}$$

Considerando 2  $\Phi$  1/2" para el refuerzo vertical, el espaciamiento del acero vertical para cumplir el acero mínimo calculado es:

$$s = \frac{\text{longitud}}{\left(\frac{A_{S_{min}}}{A_v}\right)}$$

$$A_v = 2.58 \text{ cm}^2.$$

S	=	41.28	cm.
---	---	-------	-----

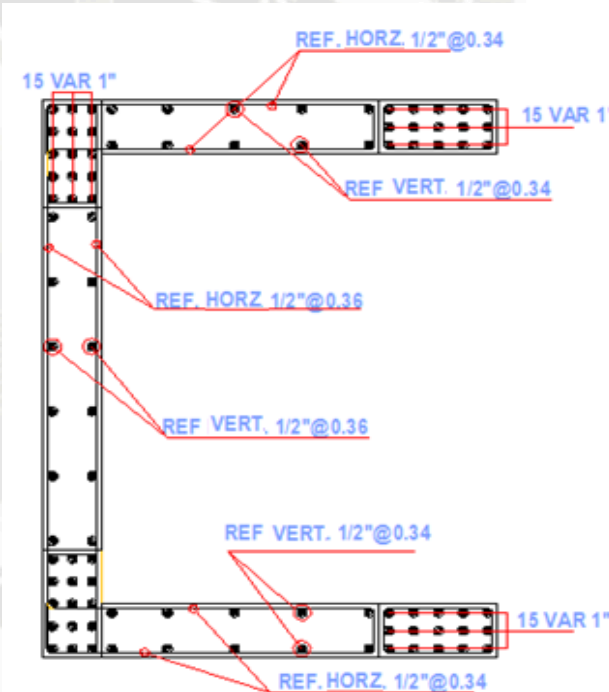
Por distribución se considera espaciamiento de 0.35 m.

**Finalmente se distribuirá el acero vertical en el tramo 1 y 3 a un espaciamiento de 30 cm y en el tramo 2 a 42cm.**

**c) Diseño por Flexocompresión:**

Cumpliendo los refuerzos mínimos determinados (horizontal, vertical y longitudinal), se tiene la siguiente distribución de acero, con el cual se construirá el Diagrama de Iteración, teniendo en cuenta si el punto que representa el Pu y Mu es resistido por la sección.

PLACA PARA CAJA DE ESCALERAS



**TABLA DE DISEÑO DE PLACAS BLOQUE I**

PLACA	EJES		DATOS PARA DISEÑO					DATOS ETABS					ELEMENTOS DE BORDE				DIST. DE CONFINAMIENTO		
	EJE	ENTRE	ALTURA (m)	LARGO (m)	ANCHO (m)	PERAL. EFECT. (m)	F'c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fy (kg/cm <sup>2</sup> )	P	V2	V3	M2	M3	C (cm)	δu (cm)	δu/hm (≥ lm/(600δu/hm))	≥ 0.1lm (cm)	c/2 (cm)	Aconfin. a extremos
PL1(3NIV)	G	18-19	4.60	5.90	0.40	4.72	210.00	4200.00	81.15	77.32	18.84	33.32	208.57	277.65	1.55	0.01	218.65	138.82	0.16
PL1 (1-2 NIV)	G	18-19	9.60	5.90	0.40	4.72	210.00	4200.00	429.28	395.60	12.73	30.57	2279.58	277.65	1.53	0.01	218.65	138.82	0.16
PL2 (1-2NIV)	19	F-G	9.60	2.60	0.40	2.08	210.00	4200.00	354.53	143.87	0.97	6.46	679.85	122.35	0.93	0.01	96.35	61.18	0.16
PL4	23	D-E	4.60	5.50	0.40	4.40	210.00	4200.00	78.35	155.89	3.88	10.83	709.77	258.82	1.03	0.01	203.82	129.41	0.16
PL3(1-2NIV)	E	22-23	9.60	3.50	0.40	2.80	210.00	4200.00	485.38	155.89	3.88	10.83	709.77	164.71	0.69	0.01	129.71	82.35	0.16
PL4(1-2NIV)	23	D-E	9.60	5.50	0.40	4.40	210.00	4200.00	434.66	355.28	0.57	7.78	2117.46	258.82	1.03	0.01	203.82	129.41	0.16
PL5 (TRAM1)	E-D	21-22	18.80	2.30	0.30	1.84	210.00	4200.00	326.54	66.36	132.06	688.59	622.53	108.24	1.46	0.01	85.24	54.12	0.18
PL5 (TRAM2)	E-D	21-22	18.80	2.50	0.30	2.00	210.00	4200.00	326.54	66.36	132.06	688.59	622.53	117.65	1.46	0.01	92.65	58.82	0.18
PL5 (TRAM3)	E-D	21-22	18.80	2.30	0.30	1.84	210.00	4200.00	326.54	66.36	132.06	688.59	622.53	108.24	1.46	0.01	85.24	54.12	0.18
PL6(1-2NIV)	20	A-B	9.60	3.65	0.40	2.92	210.00	4200.00	697.33	490.18	7.15	77.67	1167.55	171.76	0.94	0.01	135.26	85.88	0.16
PL7(1-2NIV)	19	A-B	9.60	3.65	0.40	2.92	210.00	4200.00	697.33	490.18	7.15	77.67	1167.55	171.76	0.94	0.01	135.26	85.88	0.16
PL8 (TRAM1)	A-B	20-21	14.20	2.15	0.20	1.72	210.00	4200.00	99.65	63.44	12.88	82.92	363.06	101.18	1.46	0.01	79.68	50.59	0.18
PL8 (TRAM2)	A-B	20-21	14.20	1.70	0.20	1.36	210.00	4200.00	99.65	63.44	12.88	82.92	363.06	80.00	1.46	0.01	63.00	40.00	0.18
PL8 (TRAM3)	A-B	20-21	14.20	2.15	0.20	1.72	210.00	4200.00	99.65	63.44	12.88	82.92	363.06	101.18	1.46	0.01	79.68	50.59	0.18
PL9 (T1-1NIV)	A	16-23	5.00	5.60	0.40	4.48	210.00	4200.00	1893.90	729.83	24.16	135.52	6170.69	263.53	0.52	0.01	207.53	131.76	0.36
PL9 (T2-1NIV)	A	16-23	5.00	6.00	0.40	4.80	210.00	4200.00	1893.90	729.83	24.16	135.52	6170.69	282.35	0.52	0.01	222.35	141.18	0.36
PL9 (T3-1NIV)	A	16-23	5.00	5.00	0.40	4.00	210.00	4200.00	1893.90	729.83	24.16	135.52	6170.69	235.29	0.52	0.01	185.29	117.65	0.36
PL9 (T4-1NIV)	A	16-23	5.00	5.50	0.40	4.40	210.00	4200.00	1893.90	729.83	24.16	135.52	6170.69	258.82	0.52	0.01	203.82	129.41	0.36
PL9 (T6-1NIV)	A	16-23	5.00	5.08	0.40	4.06	210.00	4200.00	1893.90	729.83	24.16	135.52	6170.69	239.06	0.52	0.01	188.26	119.53	0.36
PL9 (T7-1NIV)	A	16-23	5.00	5.27	0.40	4.22	210.00	4200.00	1893.90	729.83	24.16	135.52	6170.69	248.00	0.52	0.01	195.30	124.00	0.36
PL 10 (2-3NIV)	A	18-19	9.20	6.40	0.40	5.12	210.00	4200.00	191.47	325.24	9.70	50.16	1490.26	301.18	1.56	0.01	237.18	150.59	0.16

PLACA	ACERO ELEM. BORDE				DATOS PARA REFUERZOS HORIZONTAL/VERTICAL							REFUERZO HORIZONTAL					REFUERZO VERTICAL							
	MU (Tnfm)	Asmin (cm2)	Var. N°	Cant. Var.	VAR PULG	Ac (cm2)	hmlm	Φ	α	φ Vc (Tnf) Vu (Tnf)	Vu > 0.5φVc	pv	Asv <sub>min</sub> (cm2)	CANT. FILAS ACERO	Area de acero	VAR. PULG	S <sub>máx</sub> (cm)	ph	Ash <sub>min</sub> (cm2)	CANT. FILAS ACERO	Area de acero	Av (cm2)	As (cm)	
PL1(3NIV)	208.57	10.39	VAR N°5	6	5/8"	23600	0.78	0.85	0.80	232.56	77.32	NO CUMPLE	0.002	8	2	1.27	1/2"	31.75	0.0015	6	2	1.27	1/2"	42
PL1 (1-2 NIV)	2279.6	113.57	VAR N°8	23	1"	23600	1.63	0.85	0.77	222.38	395.60	CUMPLE	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25.4	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25
PL2 (1-2NIV)	679.85	76.86	VAR N°8	16	1"	10400	3.69	0.85	0.80	102.48	143.87	CUMPLE	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25.4	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25
PL4	709.77	37.93	VAR N°8	8	1"	22000	0.84	0.85	0.80	216.79	155.89	CUMPLE	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25.4	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25
PL3(1-2NIV)	709.77	59.61	VAR N°8	12	1"	14000	2.74	0.85	0.53	91.397	155.89	CUMPLE	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25.4	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25
PL4(1-2NIV)	2117.5	113.17	VAR N°8	23	1"	22000	1.75	0.85	0.73	198.83	355.28	CUMPLE	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25.4	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25
PL5 (TRAM1)	622.53	79.56	VAR N°8	16	1"	6900	8.17	0.85	0.53	45.046	66.36	CUMPLE	0.0025	7.5	2	1.27	1/2"	33.87	0.0025	7.5	2	1.27	1/2"	34
PL5 (TRAM2)	622.53	73.20	VAR N°8	15	1"	7500	7.52	0.85	0.53	48.963	66.36	CUMPLE	0.0025	7.5	2	1.27	1/2"	33.87	0.0025	7.5	2	1.27	1/2"	34
PL5 (TRAM3)	622.53	79.56	VAR N°8	16	1"	6900	8.17	0.85	0.53	45.046	66.36	CUMPLE	0.0025	7.5	2	1.27	1/2"	33.87	0.0025	7.5	2	1.27	1/2"	34
PL6(1-2NIV)	1167.6	94.03	VAR N°8	19	1"	14600	2.63	0.85	0.53	95.314	490.18	CUMPLE	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25.40	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25
PL7(1-2NIV)	1167.6	94.03	VAR N°8	19	1"	14600	2.63	0.85	0.53	95.314	490.18	CUMPLE	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25.40	0.0025	10	2	1.27	1/2"	25
PL8 (TRAM1)	363.06	49.64	VAR N°8	10	1"	4300	6.60	0.85	0.53	28.072	63.44	CUMPLE	0.0025	5	2	0.71	3/8"	28.40	0.0025	5	2	0.71	3/8"	28
PL8 (TRAM2)	363.06	62.78	VAR N°8	13	1"	3400	8.35	0.85	0.53	22.196	63.44	CUMPLE	0.0025	5	2	0.71	3/8"	28.40	0.0025	5	2	0.71	3/8"	28
PL8 (TRAM3)	363.06	49.64	VAR N°8	10	1"	4300	6.60	0.85	0.53	28.072	63.44	CUMPLE	0.0025	5	2	0.71	3/8"	28.40	0.0025	5	2	0.71	3/8"	28
PL9 (T1-1NIV)	6170.7	323.90	VAR N°8	64	1"	22400	0.89	0.85	0.80	220.73	729.83	CUMPLE	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14.20	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14
PL9 (T2-1NIV)	6170.7	302.31	VAR N°8	60	1"	24000	0.83	0.85	0.80	236.5	729.83	CUMPLE	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14.20	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14
PL9 (T3-1NIV)	6170.7	362.77	VAR N°8	72	1"	20000	1.00	0.85	0.80	197.08	729.83	CUMPLE	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14.20	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14
PL9 (T4-1NIV)	6170.7	329.79	VAR N°8	66	1"	22000	0.91	0.85	0.80	216.79	729.83	CUMPLE	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14.20	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14
PL9 (T5-1NIV)	6170.7	329.79	VAR N°8	66	1"	22000	0.91	0.85	0.80	216.79	729.83	CUMPLE	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14.20	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14
PL9 (T6-1NIV)	6170.7	357.06	VAR N°8	71	1"	20320	0.98	0.85	0.80	200.24	729.83	CUMPLE	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14.20	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14
PL9 (T7-1NIV)	6170.7	344.18	VAR N°8	68	1"	21080	0.95	0.85	0.80	207.73	24.16	NO CUMPLE	0.002	8	2	0.71	3/8"	17.75	0.0015	8	2	0.71	3/8"	18
PL 10 (2-3NIV)	1490.3	68.45	VAR N°8	14	1"	25600	1.44	0.85	0.80	252.27	325.24	CUMPLE	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14.20	0.0025	10	2	0.71	3/8"	14

**TABLA DE DISEÑO DE PLACAS BLOQUE III**

PLACA	EJES		DATOS PARA DISEÑO						DATOS ETABS						ELEMENTOS DE BORDE				DIST. DE CONFINAMIENTO		
	EJE	ENTRE	ALTURA (m)	LARGO (m)	ANCHO (m)	PERAL. EFECT. (m)	F'C (kg/cm <sup>2</sup> )	FY (kg/cm <sup>2</sup> )	P	V2	V3	M2	M3	C (cm)	δu (cm)	δu/hm	C ≥ 1m/(600δu/hm)	δu/hm	0.1hm (cm)	c/2 (cm)	Aconfin. a extremos
PL1	7	E-F	5.00	3.00	0.30	2.40	210.00	4200.00	109.71	114.60	0.67	338.59	402.44	141.18	0.75	0.01	CUMPLE	111.18	70.59	0.09	
PL2	8 y 9	E-F	5.00	4.20	0.30	3.36	210.00	4200.00	109.71	114.60	0.67	338.59	402.44	197.65	0.64	0.01	CUMPLE	155.65	98.82	0.09	
PL3	8 y 9	E-F	5.00	9.10	0.20	7.28	210.00	4200.00	3.97	1.09	50.18	134.50	4.82	428.24	0.80	0.01	CUMPLE	337.24	214.12	0.04	
PL4	G	D-E	5.00	7.40	0.40	5.92	210.00	4200.00	434.77	156.26	13.31	31.18	851.25	348.24	0.84	0.01	CUMPLE	274.24	174.12	0.16	
PL5	2 y 4	A-G	5.00	7.25	0.40	5.80	210.00	4200.00	918.80	136.02	13.14	2162.99	1603.60	341.18	0.75	0.01	CUMPLE	268.68	170.59	0.16	
PL6	E	2.-4	5.00	7.50	0.40	6.00	210.00	4200.00	799.74	104.46	4.84	1726.89	963.53	352.94	0.93	0.01	CUMPLE	277.94	176.47	0.16	
PL7	5.-6	B-C	5.00	5.35	0.40	4.28	210.00	4200.00	328.99	47.51	34.51	152.12	522.15	251.76	0.82	0.01	CUMPLE	198.26	125.88	0.18	
PL7	5.-6	B-C	5.00	2.20	0.30	1.76	210.00	4200.00	328.99	47.51	34.51	152.12	522.15	103.53	0.91	0.01	CUMPLE	81.53	51.76	0.18	
PL8	B	5.-6	5.00	5.35	0.40	4.28	210.00	4200.00	287.87	55.21	54.12	642.65	473.93	251.76	0.99	0.01	CUMPLE	198.26	125.88	0.18	
PL8	B	5.-6	5.00	4.60	0.30	3.68	210.00	4200.00	287.87	55.21	54.12	642.65	473.93	216.47	0.87	0.01	CUMPLE	170.47	108.24	0.18	
PL9	B	6.-7	5.00	6.40	0.40	5.12	210.00	4200.00	211.69	71.60	4.52	14.48	709.64	301.18	0.76	0.01	CUMPLE	237.18	150.59	0.18	
PL10	B	7.-9	5.00	7.40	0.20	5.92	210.00	4200.00	141.54	5.92	16.46	86.89	62.23	348.24	0.54	0.01	CUMPLE	274.24	174.12	0.04	
PL11	F	7.-9	5.00	6.30	0.40	5.04	210.00	4200.00	398.07	135.82	3.32	15.73	453.17	296.47	0.62	0.01	CUMPLE	233.47	148.24	0.16	
PL12	5.-6	B-C	5.00	4.20	0.40	3.36	210.00	4200.00	517.42	181.44	0.45	600.25	568.70	197.65	0.95	0.01	CUMPLE	155.65	98.82	0.18	
PL13	B	5.-6	5.00	2.70	0.40	2.16	210.00	4200.00	187.16	60.72	0.18	1.45	263.64	127.06	0.87	0.01	CUMPLE	100.06	63.53	0.18	
PL14	7 y 10	D-E	5.00	3.00	0.30	2.40	210.00	4200.00	299.82	176.56	1.06	489.68	601.98	141.18	0.84	0.01	CUMPLE	111.18	70.59	0.18	
PL16	7 Y 10	B-D	5.00	3.50	0.30	2.80	210.00	4200.00	267.54	81.38	4.29	1522.79	457.85	164.71	0.92	0.01	CUMPLE	129.71	82.35	0.36	
PL17	A'	7.-8	5.00	3.50	0.30	2.80	210.00	4200.00	233.94	43.13	0.51	21.76	146.88	164.71	0.64	0.01	CUMPLE	129.71	82.35	0.36	
PL18	Perímetro sot.		5.00	57.50	0.30	46.00	210.00	4200.00	1863.29	766.61	214.92	3141.82	6612.12	2705.88	0.52	0.01	CUMPLE	2130.88	1352.94	0.36	



---

## CAPITULO XI

---

## CAPITULO XI

### DISEÑO DE VIGAS

#### 11.0. Método de Diseño.

El método que utiliza la NTE E.060 y el más utilizado en la actualidad es el método de Diseño a la Rotura o por Resistencia Última, este método se caracteriza por amplificar las cargas actuantes y estudia las condiciones del elemento en la etapa última. En este método, adicional a las cargas se usan factores de reducción de resistencia.

Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza.

Algunas ventajas de este método son:

- Permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
- Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
- Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
- Permite evaluar la ductilidad de la estructura.
- Permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.
- La NTE E.060 introduce el factor de seguridad en el diseño a través de dos mecanismos: Amplificación de las cargas de servicio y reducción de la resistencia teórica de la pieza.

Según la *NTE E.060 artículo 10°*, señala que los elementos estructurales, deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones, resistencias por lo menos iguales a las requeridas calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta norma. La relación que debe cumplirse, es la siguiente:

$$\Phi R_n \geq R_u$$

Dónde:

$\Phi$  : Factor de reducción de resistencia, menor que la unidad.

$R_n$  : Resistencia nominal.

$R_u$  : Resistencia requerida.

#### Resistencia Requerida (U):

La resistencia requerida U, dadas por la *NTE E.060, artículo 10.2°*, para cargas muertas (CM), vivas (CV) y cargas de sismo (CS), será como mínimo:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm 1.25 CS$$

**Resistencia de Diseño:**

La Norma señala que la Resistencia de Diseño deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el acero realmente colocado) multiplicada por un factor de reducción de resistencia. Este factor de reducción de resistencia se proporciona para tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en las resistencias del material, en la mano de obra y en las dimensiones.

**Factor de Reducción de Resistencia Ø:**

Los factores de reducción de resistencia Ø, toman en cuenta las inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones.

En las vigas se considera el más alto valor de Ø debido a que están diseñadas para fallar por flexión de manera dúctil con fluencia del acero en tracción. En las columnas tiene el valor más bajo de Ø, puesto que pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico; adicionalmente la falla de una columna puede significar el desplome de toda estructura y es difícil realizar la reparación.

Mediante la *NTE E.060 artículo 10.3°*, los factores de reducción de resistencia Ø son los siguientes:

	Factores de reducción de resistencia	
Flexión		0.90
tracción y tracción + flexión		0.90
Cortante		0.85
Torsión		0.85
Cortante y Torsión	elementos con espirales	0.75
	elementos con estribos	0.70
aplastamiento		0.70

**a) Diseño por Flexión.**

En la *NTE E.060 artículo 11°*, señala que el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión:

$$Mu \leq 0.90 Mn$$

Dónde:

- Mu : Es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada
- Mn : Es la resistencia nominal a la flexión de la sección
- $\Phi$  : Factor de reducción de resistencia, para flexión es igual a 0.90.

Se diseñaron por flexión:

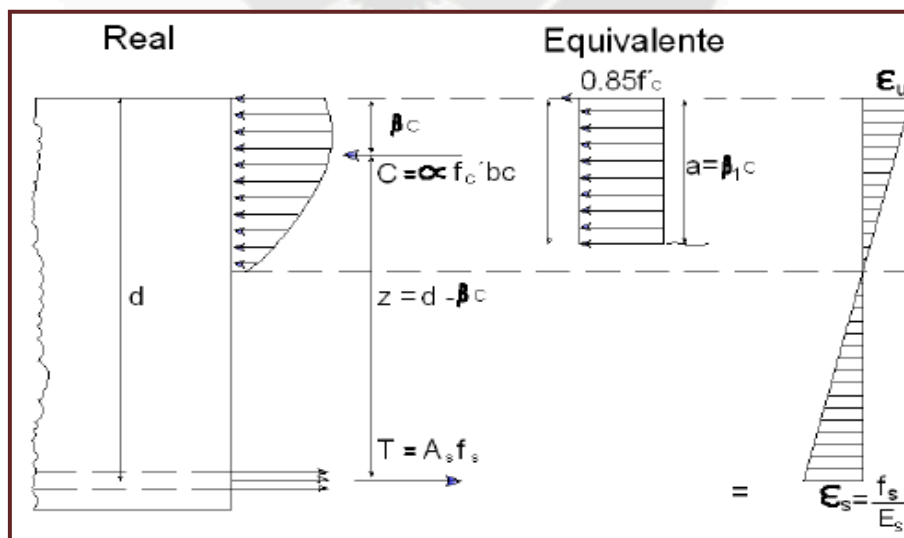
- Vigas.
- Losas.
- Escaleras.

La sección crítica para momento negativo se tomará en las caras de los apoyos, mientras que para momentos positivos en el interior de la luz.

Para calcular la resistencia a flexión de una sección, como la mostrada en la figura se supone que:

- Las secciones planas permanecen planas (hipótesis de Navier).
- No existe deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto.
- La máxima deformación a considerar en la fibra extrema a compresión será de 0.003.

Para poder simplificar los cálculos, el ACI permite que se emplee el bloque equivalente de compresiones. En consecuencia, para un elemento con ancho "b" y altura igual a "h", tenemos:



*Bloque equivalente de compresiones. (Bibliografía - Libro N°8)*

Por tanto se puede estimar el momento resistente a flexión como:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$$

Se alcanzará esta resistencia nominal cuando el acero llegue al esfuerzo de fluencia ó cuando el concreto alcance su deformación máxima. El tipo de falla dependerá de la cuantía de acero colocado en la sección.

**Cuantía balanceada:**

Se define cuantía balanceada al área de acero que propicia una falla por aplastamiento de la sección de concreto en compresión al mismo tiempo que el acero alcanza la deformación de fluencia. Donde  $\beta_1$  es igual a 0.85.

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{\epsilon_c E_s}{\epsilon_c E_s + f_y} \right)$$

Cuando se coloca una cuantía mayor a la balanceada se producirá falla en compresión, es una falla frágil muy peligrosa. Por ello, lo que debemos buscar en el diseño es una falla dúctil. Por ende, es importante controlar la cuantía de acero, ya que una cuantía mayor o menor a la balanceada determinará el tipo de falla que puede presentar la sección del elemento.

**Cuantía máxima:**

La NTE E.060 limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, de tal forma que garanticemos una falla dúctil. Se determinará según:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

**Cuantía mínima:**

La NTE E.060 se establece que se debe de proveer una cuantía mínima a la sección de tal forma que la resistencia de la sección fisurada sea por lo menos 1.5 veces mayor que el momento flector causante del agrietamiento de la sección. El área mínima para secciones rectangulares se calculará:

$$\rho_{min} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$$

Tomando las cuantías para el diseño por flexión se reemplazara para hallar la cantidad requerida de acero y el momento resistente del concreto.

Acero Máximo:

$$As_b = 0.85 \beta \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) b d \Rightarrow As_{max} = 0.75 As_b$$

$$a = \frac{As_{max} f_y}{0.85 f_c b} \Rightarrow MC_{max} = \phi 0.85 f_c \left( d - \frac{a}{2} \right) a b$$

Acero Mínimo:

$$As_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d$$

$$a = \frac{As_{min} f_y}{0.85 f_c b} \Rightarrow MC_{min} = \phi 0.85 f_c \left( d - \frac{a}{2} \right) a b$$

Dónde:

- As = Área del acero.
- MC = Momento resistente del concreto.
- a = Profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto.
- d = Peralte - recubrimiento (h-6cm para vigas peraltadas y h-3cm para vigas chatas).
- b = Ancho de la viga definido en el pre-dimensionamiento.
- fc = Resistencia del concreto.
- fy = Resistencia del acero.
- φ = Factor de reducción de resistencia.

**b) Diseño por Flexocompresión.**

Para la Capacidad por Flexocompresión, las mismas hipótesis básicas utilizadas en el análisis de una sección en flexión simple serán válidas para este acápite.

Se diseñaron por flexocompresión:

- Muros.
- Columnas.

Los elementos tipo columnas o placas tienen una infinidad de combinaciones de momento flector y carga axial que pueden producir su falla.

Conociendo las propiedades del material, la sección de la columna o placa y la distribución del acero de refuerzo se puede construir un diagrama de interacción nominal ( $M_n$  Vs  $P_n$ ) con las diferentes combinaciones de momento flector y carga axial que causa la falla de la sección.

#### Procedimiento de diseño:

Se asume una sección reforzada, luego se construye el diagrama de interacción de diseño, esto se logrará afectando el diagrama de interacción nominal con el factor  $\phi$  (reducción de resistencia) y el factor  $n$  correspondiente a carga axial. Finalmente, lo que debemos lograr es que los pares de fuerza ( $M_u, P_u$ ) obtenidas de las combinaciones se encuentren dentro del diagrama de diseño.

#### c) Diseño por Corte.

Para el diseño por corte será de interés las secciones con mayor fuerza cortante, la sección a analizar se tomará a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara de los apoyos. Sólo se tomará el valor del cortante en la cara cuando la reacción del apoyo induce tracción al elemento o si existiera alguna carga puntual ubicada a una distancia menor a "d".

Se diseñaron por cortante: \* Vigas.

La *NTE E.060 artículo 13.1*, señala que las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deben basarse según la expresión:

$$V_u \leq 0.85 V_n$$

Dónde:

$V_u$  : Es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

$V_n$  : Es la resistencia nominal al corte de la sección.

#### Resistencia Nominal al Corte.

En una sección reforzada la capacidad en corte ( $V_n$ ) estará dada por la suma del aporte del concreto ( $V_c$ ) y del refuerzo ( $V_s$ ), es decir:

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

$V_c$  : Es la contribución del concreto. Para elementos sujetos únicamente a corte y flexión.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

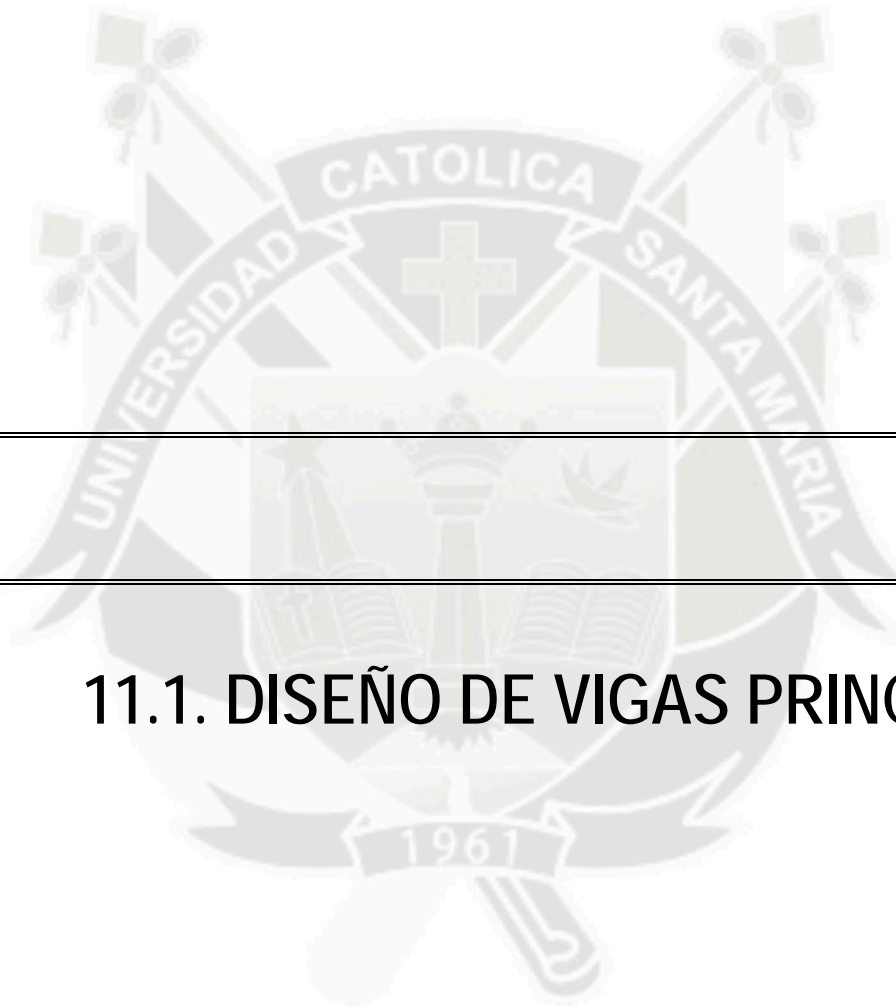
$V_s$  : Es la contribución del acero. Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento.

$$V_s = \frac{A_v f_{yd}}{s}$$

Siendo  $A_v$  el área del refuerzo por corte y "s" el espaciamiento del refuerzo.

Será necesario reforzar mediante estribos perpendiculares al elemento cuando el concreto no sea capaz de resistir la fuerza cortante última.





---

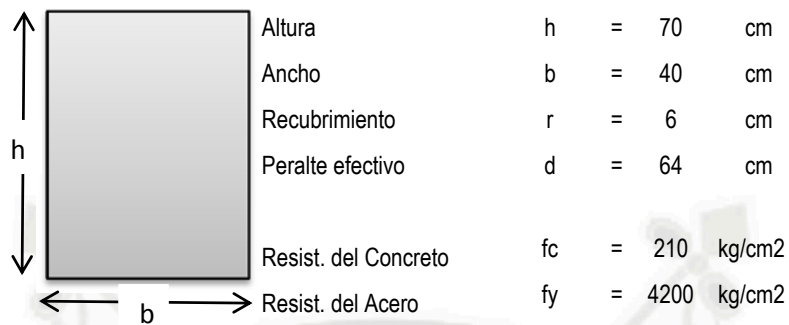
**GRUPO I**

---

## **11.1. DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES**

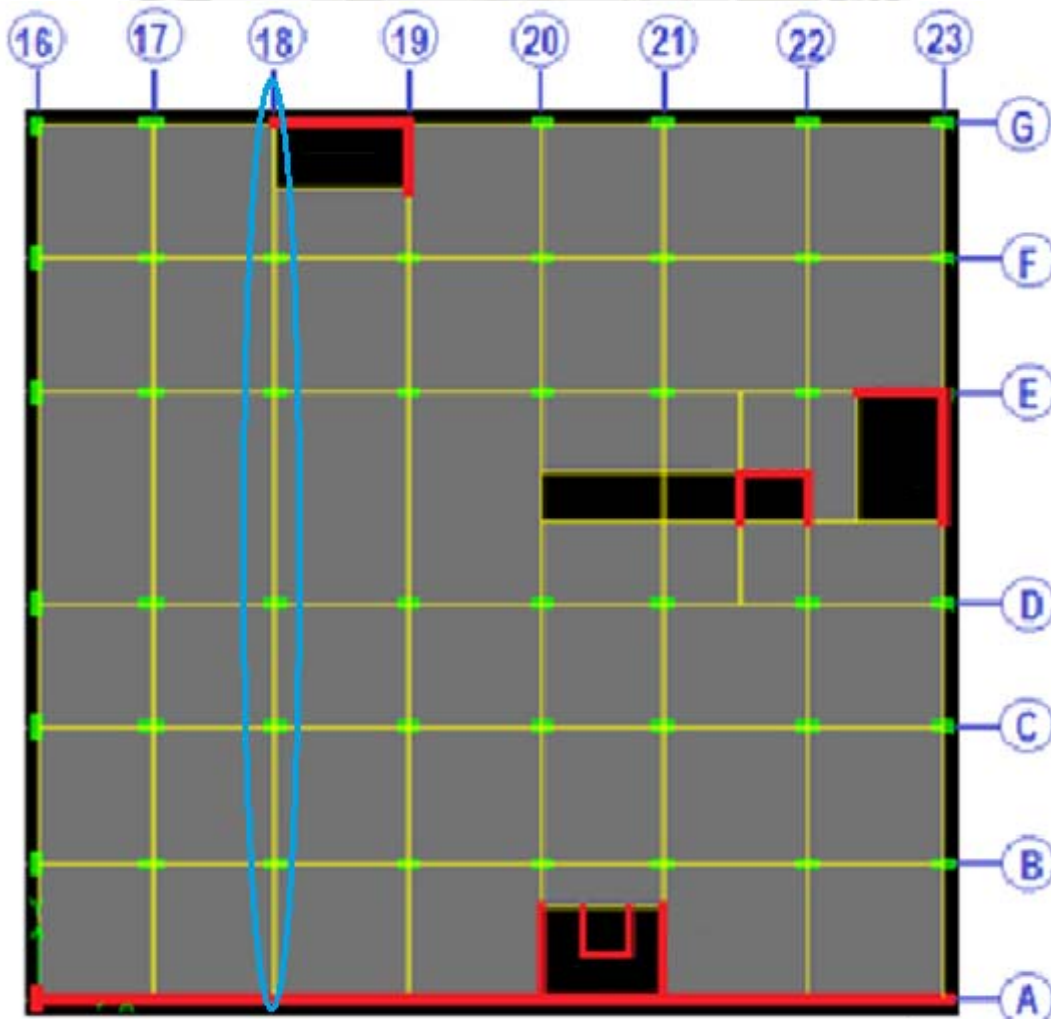
GRUPO I: Diseño de Vigas Principales.

Características de las Vigas Principales:



Las vigas que se encuentran a lo largo de los ejes 16,17,18,19,20,21,22 Y 23 en los cuatro niveles son los que se consideran vigas principales, debido a que las viguetas de la losa aligerada colocadas perpendicularmente a las vigas se apoyaran sobre estas soportando en forma directa las cargas.

Estas vigas son las que se analizaran y diseñaran en este acápite.



a) 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.

Es preciso señalar, según Norma E.060, las vigas con responsabilidad sísmica deben cumplir con las siguientes exigencias:

- ✓ Se deberá correr dos barras de acero tanto en la parte superior como inferior, las que deberán de ser por lo menos el acero mínimo de la sección.
- ✓ Se recomienda que el área de acero positivo deberá ser mayor o igual a un tercio del acero colocado para resistir momentos negativos.

Para el diseño por flexión de las vigas principales de dimensiones 30cm x 60cm se calcula el área de refuerzo y momentos resistentes máximos y mínimos .

Area del Refuerzo Máximo en Vigas.

El acero máximo para el caso de secciones rectangulares sometidas a flexión, se calcula según la expresión estipulada en la *NTE E.060 artículo 11.4°*.

$$As_b = 0.85 \beta \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) b d$$

Donde:

$\beta = 0.85$  Para  $f_c \leq 280$  kg/cm<sup>2</sup>.

$As_b = 54.40$  cm<sup>2</sup>

$$As_{max} = 0.75 As_b$$

→

<b>AS<sub>max</sub></b>	<b>=</b>	<b>40.80</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
-------------------------	----------	--------------	-----------------------

Momento resistente máximo del concreto.

$$a = \frac{As_{max} f_y}{0.85 f_c b}$$

$a = 24$  cm

Donde:

$\Phi = 0.90$

$$MC_{max} = \Phi 0.85 f_c \left( d - \frac{a}{2} \right) a b$$

→

<b>MC<sub>max</sub></b>	<b>=</b>	<b>80.20</b>	<b>Tn.m</b>
-------------------------	----------	--------------	-------------

Área del Refuerzo Mínimo en Vigas.

Asimismo el acero mínimo para el caso de secciones rectangulares sometidas a flexión, se calcula según la expresión estipulada en la *NTE E.060 artículo 11.5°*.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d \quad \Rightarrow \quad A_{s_{min}} = 6.18 \text{ cm}^2$$

Momento resistente mínimo del concreto.

$$a = \frac{A_{s_{min}} f_y}{0.85 f_c b}$$

Dónde:

$$\Phi = 0.90$$

$$a = 3.64 \text{ cm}$$

$$M_{C_{min}} = \Phi 0.85 f_c \left( d - \frac{a}{2} \right) a b \quad \Rightarrow \quad M_{C_{min}} = 14.53 \text{ Tn.m}$$

a) Diseño por Cortante.

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.

$$V_n = V_c + V_s$$

Contribución del Concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

Contribución del Refuerzo:

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

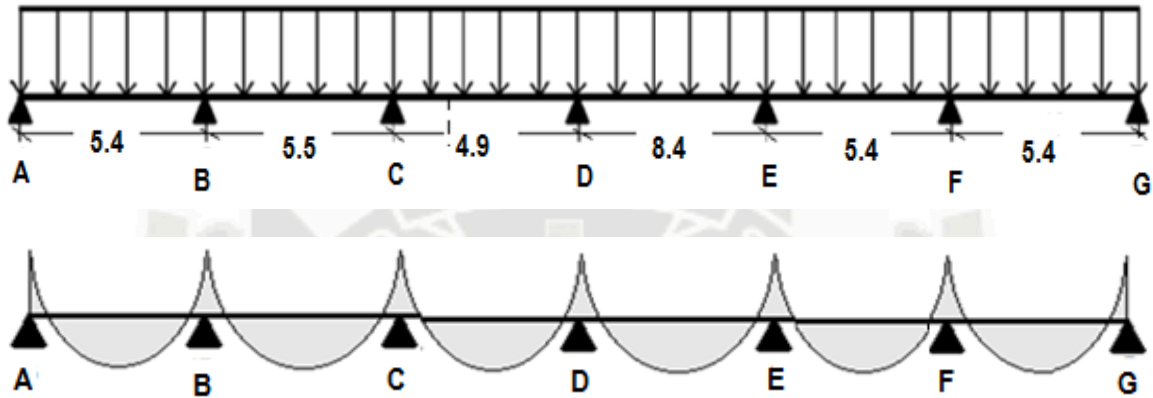
*Se realizó detalladamente el diseño de la viga más crítica para su análisis. Asimismo se realizó el diseño por flexión y por corte como se muestran a continuación:*

DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGAS DEL EJE 19-19

A-G

Diagrama de Momentos por efectos de la ENVOLVENTE de las vigas ubicadas en el EJE 19-19

Para el diseño por flexión de las vigas del eje D-D, se tomara las vigas del *cuarto nivel* por ser las más críticas debido a que se producen mayores momentos de la envolvente con respecto a los demás niveles.



$M_u^{(-)}$	Tnf.m	25.56		14.3	16.07		16.73	14.74		24.16	33.41		32.87
$M_u^{(+)}$	Tnf.m		10.20			9.03			0.94			27.22	

$M_u^{(-)}$	Tnf.m	26.05		20.4	10.23		12.00
$M_u^{(+)}$	Tnf.m		5.43			4.33	

Tomando en cuenta el momento resistente máximo del concreto, comparando con los momentos últimos de las vigas en los extremos y en el medio tenemos que todos los momentos últimos son menores que el mismo por lo que se concluye que **NO** se necesita acero en compresión.

$MC_{max} = 80.20 \text{ Tn.m}$

$M_u^{(-)}$	Tnf.m	NO		NO	NO		NO	NO		NO	NO		NO
$M_u^{(+)}$	Tnf.m		NO			NO			NO			NO	

$M_u^{(-)}$	Tnf.m	NO		NO	NO		NO	NO		NO
$M_u^{(+)}$	Tnf.m		NO			NO			NO	

Calculo de la cantidad de acero requerida.

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{As fy}{0.85 fc b}$$

Datos:

- $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$        $b = 40.00 \text{ cm}$
- $fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$        $h = 70.00 \text{ cm}$
- $\phi = 0.90$        $d = 64.00 \text{ cm}$

<b>a</b>	cm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	10.57		5.93	6.64		6.92	6.09		9.99	13.81		13.59
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		4.22			3.73			0.39			11.25	
<b>a</b>	cm	0.06	0.02	0.03	0.04	0.02	0.04	0.04	0.00	0.06	0.08	0.07	0.08
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	10.57		5.93	6.64		6.92	6.09		9.99	6.10		9.99
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		4.22			3.73			0.39			0.39	
<b>a</b>	cm	0.06	0.02	0.03	0.04	0.02	0.04	0.04	0.00	0.06	0.04	0.00	0.06
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	10.57		5.93	6.64		6.92	6.09		9.99	6.09		9.99
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		4.22			3.73			0.39			0.39	

<b>a</b>	cm	-	-	-	-	-	-
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	10.77		8.45	4.23		4.96
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		2.24			1.79	
<b>a</b>	cm	0.06	0.01	0.05	0.02	0.01	0.03
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	10.57		5.93	6.64		6.92
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		4.22			3.73	
<b>a</b>	cm	0.06	0.02	0.03	0.04	0.02	0.04
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	10.57		5.93	6.64		6.92
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		4.22			3.73	

Determinado el área del acero mínimo para la sección de viga:

$$A_{s_{min}} = 6.18 \text{ cm}^2$$

Como se observa el área mínima es de 6.18 cm<sup>2</sup> y el área del refuerzo para los momentos positivos tiene como valor menor 2.38 cm<sup>2</sup>, por lo que se tomara 6.18 cm<sup>2</sup> como mínimo para todas las vigas.

Debido a esto se escoge acero con diámetros que cumplan el momento resistente mínimo del concreto.

$$M_{C_{min}} = 14.53 \text{ Tn.m}$$

<b>Φ Superior</b>	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	
<b>Φ Inferior</b>	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	Φ5/8"	
<b>M<sub>U</sub><sup>(-)</sup></b>	Tnf.m	26.86		26.9	26.86		26.86	26.86		26.86	26.86		20.23
<b>M<sub>U</sub><sup>(+)</sup></b>	Tnf.m		20.23			20.23			20.23			20.23	

<b>Φ Superior</b>		2 Φ5/8" 2 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8" 2 Φ3/4"	2 Φ5/8" 2 Φ3/4"	2 Φ5/8" 2 Φ3/4"	2 Φ5/8" 2 Φ3/4"	2 Φ5/8" 2 Φ3/4"	2 Φ5/8" 2 Φ3/4"	2 Φ5/8" 2 Φ3/4"
<b>Φ Inferior</b>		2 Φ5/8"	2 Φ5/8" 1 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8" 1 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8" 1 Φ3/4"	2 Φ5/8"
<b>M<sub>U</sub><sup>(-)</sup></b>	Tnf.m	26.86		26.9	26.86		26.86	26.86		26.86
<b>M<sub>U</sub><sup>(+)</sup></b>	Tnf.m		20.23			20.23			20.23	

Diametro	Area	
1/2"	1.29	cm2
5/8"	1.98	cm2
3/4"	2.85	cm2
1"	5.10	cm2

2 varillas de 5/8"	1 varillas de 3/4"	2 varillas de 3/4"
<b>As = 5.7 cm2</b>	<b>As = 2.85 cm2</b>	<b>As = 5.70 cm2</b>
Mu = 13.43 Tnf.m	Mu = 6.8044 Tnf.m	Mu = 13.428 Tnf.m
a = 3.353 cm	a = 1.6765 cm	a = 3.3529 cm

Mediante la *NTE E.060 articulo 11.5°*, estipula que en cualquier sección sometido a flexión el área del acero debe soportar 1.5 veces el momento crítico de la sección rectangular.

$$M_{cr} = \frac{b h^2}{3} \sqrt{f_c} \quad \Rightarrow \quad M_{cr} = 9.468 \text{ Tn.m}$$

$$1.5 M_{cr} = 14.202 \text{ Tn.m}$$

$$M_U \geq 1.5 M_{cr}$$

<b>M<sub>U</sub><sup>(-)</sup></b>	Tnf.m	OK		OK	OK		OK	OK		OK	OK		OK
<b>M<sub>U</sub><sup>(+)</sup></b>	Tnf.m		OK			OK		OK				OK	

<b>M<sub>U</sub><sup>(-)</sup></b>	Tnf.m	OK		OK	OK		OK	OK		OK
<b>M<sub>U</sub><sup>(+)</sup></b>	Tnf.m		OK			OK			OK	

Se observa que el momento último de diseño en las vigas es mayor que el momento crítico amplificado.

**Consideraciones de diseño de vigas sísmicas:**

Los elementos que forman pórticos y que por consiguiente serán considerados como elementos sísmo resistente, deben cumplir adicionalmente ciertos requisitos, estipulados en la *NTE E.060 articulo 8.8°* como los que se nombran a continuación:

Se decidió colocar como acero corrido superior e inferior 2  $\phi$  5/8" y se comprobó que se cumplieran las dos condiciones mencionadas a continuación:

- ✓ Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor a  $\frac{1}{4}$  de la máxima requerida en los nudos, ni menor que el área mínima exigida por flexión.

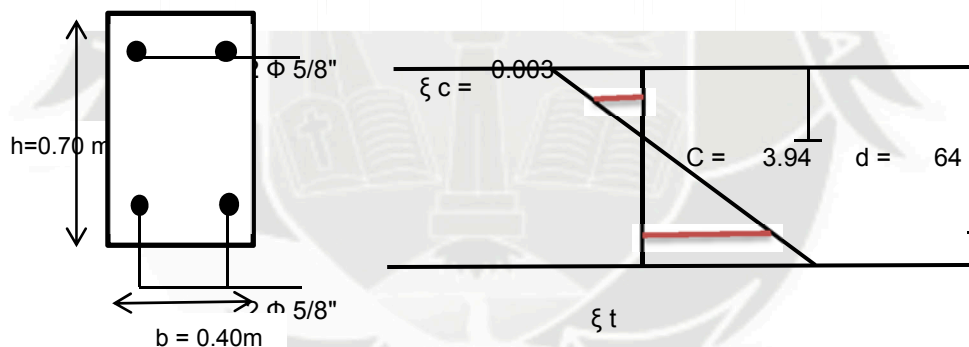
<b>As corrido = 5.70 cm<sup>2</sup></b>	>	As mínima =	6.18 cm <sup>2</sup>	<b>NO CUMPLE</b>	
		>	$\frac{1}{4}$ Máx As requ.	3.56 cm <sup>2</sup>	<b>CUMPLE</b>
		=			

- ✓ La resistencia del momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que  $\frac{1}{3}$  de la resistencia del momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior del tramo).

$a = 3.35 \text{ cm}$

<b>M resistente = 13.43 Tn.m</b>	>	$\frac{1}{3}$ Máx	Mresistente =	8.95 Tn.m	<b>CUMPLE</b>
----------------------------------	---	-------------------	---------------	-----------	---------------

Comprobación de fluencia del área de acero de refuerzo asignado.



Relación de triángulos obtenemos el siguiente valor:

$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$	$a = 3.353 \text{ cm}$	$\frac{\xi_t}{60.06} = \frac{0.003}{3.94}$	➔	<b><math>\xi_t = 0.046</math></b>
$\beta_1 = 0.85$				

$a = \beta_1 c$	$c = 3.94 \text{ cm}$	$\xi_y = \frac{f_y}{E_{ACERO}}$	➔	<b><math>\xi_y = 0.002</math></b>
-----------------	-----------------------	---------------------------------	---	-----------------------------------

Según la NTE la fluencia del acero debe cumplir con las siguientes expresiones:

$\xi_t > \xi_y$	➔	<b>CUMPLE</b>
$\xi_t > 0.004$	➔	<b>CUMPLE</b>

La curvatura de la viga será:

$$\Phi = \xi c / C$$

$$\Phi = 0.0008 \text{ rad}$$

### Calculo de las deflexiones, deformaciones y desplazamientos.

Según la *NTE E.060 articulo 10.4°*, será posible obviar el cálculo de las deflexiones en vigas que forman pórticos como es el caso, cuando se cumpla la siguiente condición:

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

A lo largo del eje 1-1 se ubican 03 vigas continuas, asimismo la luz libre mayor que existe en las vigas es de 3.75 m, que viene a ser el tercer tramo, ubicado entre los ejes C y D.

$$L = 5.80 \text{ m}$$

$$h = 0.70 \text{ m}$$

→ CUMPLE

DISEÑO POR CORTANTE DE VIGAS DEL EJE 19-19

A-G

Contribución del Concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

B = 40 cm  
 d = 69 cm  
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

<b>V<sub>c</sub> = 21.32 Tnf</b>
----------------------------------

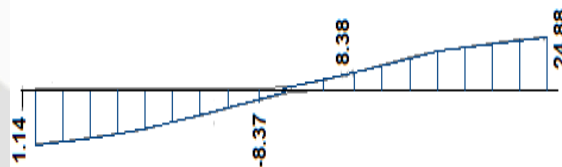
Contribución del Refuerzo:

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

$\phi = 0.85$

En este caso se analizara el tramo comprendido entre los ejes 21 y 22 del *tercer nivel* para el diseño por cortante de las vigas del eje D-D, por ser el más crítico al tener las fuerzas cortantes mayores a la de los demás tramos.

En este caso el valor de  $V_u$  medido a una distancia "d" de la cara es igual a:



$V_u = 10.90 \text{ Tnf}$

<b>V<sub>s</sub> = 8.50 Tnf</b>
---------------------------------

De los resultados se determina la capacidad de corte en las vigas:

<b>V<sub>n</sub> = 29.82 Tnf</b>
----------------------------------

Espaciamiento (s):

Entonces el espaciamiento "s" utilizando estribos simples  $\phi 3/8$ , en una sección ubicada a una distancia "d" de la cara será:

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

$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $d = 54 \text{ cm}$

<b>S = 0.38 m</b>
-------------------

La norma limita el espaciamiento máximo calculado (*NTE E.060 artículo numeral 13.3.3°*) de tal modo que si:

$$\begin{aligned}
 V_s \leq 1.1 \sqrt{f_c} b d, \text{ entonces } S \leq 60\text{cm} \text{ ó } S \leq d/2 & \quad \text{CUMPLE} \\
 V_s > 1.1 \sqrt{f_c} b d, \text{ entonces } S \leq 30\text{cm} \text{ ó } S \leq d/4 & \quad \text{NO CUMPLE}
 \end{aligned}$$

Cumpliendo la primera condición se concluye:

$S_{\max} =$	<b>34.70</b>	cm
--------------	--------------	----

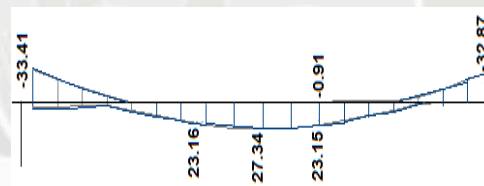
Consideraciones por Capacidad:

A continuación se calculó la distribución de estribos siguiendo los lineamientos dictados por la *NTE E.0.30* con respecto a elementos que resisten sismo.

Se trata de determinar, cuál es la fuerza cortante para la que hay que diseñar la viga, con el fin de que ésta sea mayor que la resistencia real máxima a flexión. De esta forma se intenta evitar la falla frágil e inducir primero la falla por flexión que es dúctil.

*DMF DEL TRAMO*

$M_{n1} = -33.41 \text{ Tnf.m}$   
 $M_{n2} = -32.87 \text{ Tnf.m}$   
 $l_n = 8.40 \text{ m}$



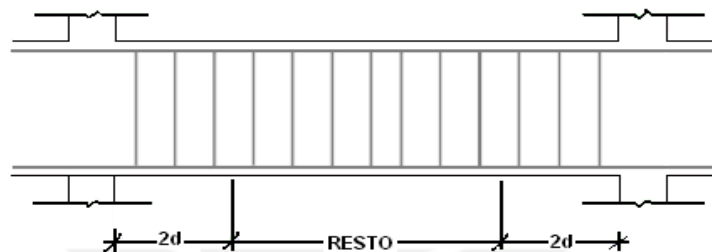
$$V_{ud} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{l_n}$$

<b><math>V_{ud} = -7.89</math></b>	<b>Tnf</b>
------------------------------------	------------

Como  $V_{ud}$  es menor que  $V_u$ , no se debe cambiar el diseño por lo que se concluye con la siguiente distribución del refuerzo transversal (estribos).

Confinamiento de las Vigas:

Se verifica que en los extremos de la viga, se disponga con la distribución de estribos mostrada en la figura.



Según los requerimientos de la *NTE E.060 artículo 13.7.1°*, el refuerzo transversal debe cumplir:

- ✓ Se utilizarán estribos cerrados de diámetro 3/8" en todos los casos, debido a que tenemos barras longitudinales menores a 1".
- ✓ El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10cm de la cara del elemento.

La zona de confinamiento será igual a  $2d$  medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz y el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no deberá exceder del menor valor de:

$$Lo = 2d = 108.00 \text{ cm}$$

- ✓  $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150mm.  $So1 = 17.35 \text{ cm}$
- ✓ 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.  $So2 = 19.80 \text{ cm}$
- ✓ 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento.  $So3 = 22.80 \text{ cm}$
- ✓ 30cm.  $So4 = 30.00 \text{ cm}$

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no excederá de  $0.5d$  y no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

- ✓  $0.5 d = 27.00 \text{ cm}$
- ✓  $S \text{ calculado} = 0.38 \text{ m}$

Por lo tanto fuera de la zona de confinamiento se tiene un espaciamiento:

$$S = 25 \text{ cm}$$

Es así como finalmente obtuvimos la siguiente distribución de estribos:

$$\blacksquare 3/8" \quad 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, Rsto. @ 0.25$$

### Corte del Acero de Refuerzo.

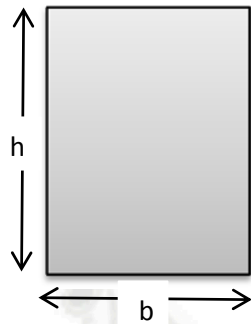
Para el corte del acero de refuerzo, se siguió lo dictado por la NTE E.060, así como algunas recomendaciones del curso de concreto armado 2:

- 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  $12 db$ , 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.



## GRUPO II: Diseño de Vigas Secundarias.

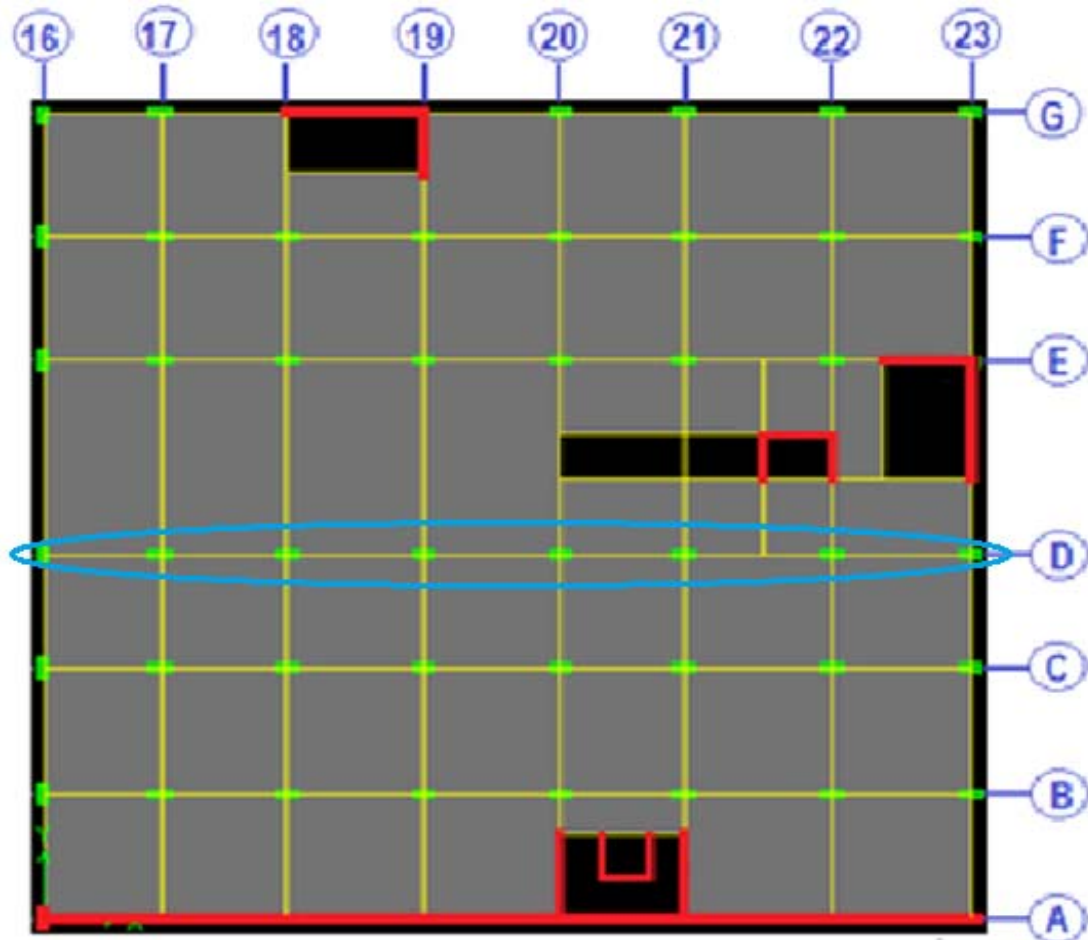
### Características de las Vigas Secundarias



Altura	$h$	=	70	cm
Ancho	$b$	=	40	cm
Recubrimiento	$r$	=	6	cm
Peralte efectivo	$d$	=	64	cm
Resist. del Concreto	$f_c$	=	210	kg/cm <sup>2</sup>
Resist. del Acero	$f_y$	=	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Las vigas que se encuentran a lo largo de los ejes A, B, C, D, E, F, y G en los cuatro niveles son los que se consideran *vigas secundarias*.

Estas vigas son las que se analizarán y diseñarán en este acápite.



a) 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.

Es preciso señalar, según Norma E.060, las vigas con responsabilidad sísmica deben cumplir con las siguientes exigencias:

- ✓ Se deberá correr dos barras de acero tanto en la parte superior como inferior, las que deberán de ser por lo menos el acero mínimo de la sección.
- ✓ Se recomienda que el área de acero positivo deberá ser mayor o igual a un tercio del acero colocado para resistir momentos negativos.

Para el diseño por flexión de las vigas secundarias de dimensiones 40cm x 70cm se calcula el área de refuerzo y momentos resistentes máximos y mínimos .

Area del Refuerzo Máximo en Vigas.

El acero máximo para el caso de secciones rectangulares sometidas a flexión, se calcula según la expresión estipulada en la *NTE E.060 artículo 11.4°*.

$$As_b = 0.85 \beta \frac{f_c}{f_y} \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) b d$$

Dónde:

$\beta = 0.85$  Para  $f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ .

$As_b = 54.40 \text{ cm}^2$

$As_{max} = 0.75 As_b$

$As_{max} = 40.80 \text{ cm}^2$

Momento resistente máximo del concreto.

$$a = \frac{As_{max} f_y}{0.85 f_c b}$$

$a = 24 \text{ cm}$

Dónde:

$\phi = 0.90$

$MC_{max} = \phi 0.85 f_c \left( d - \frac{a}{2} \right) a b$

$MC_{max} = 80.20 \text{ Tn.m}$

Área del Refuerzo Mínimo en Vigas.

Asimismo el acero mínimo para el caso de secciones rectangulares sometidas a flexión, se calcula según la expresión estipulada en la *NTE E.060 artículo 11.5°*.

$$As_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d$$

$As_{min} = 6.18 \text{ cm}^2$

Momento resistente mínimo del concreto.

$$a = \frac{A_{s_{min}} f_y}{0.85 f_c b}$$

Dónde:

$$\phi = 0.90$$

$$a = 3.64 \text{ cm}$$

$$M_{C_{min}} = \phi 0.85 f_c \left( d - \frac{a}{2} \right) a b \Rightarrow \boxed{M_{C_{min}} = 14.53 \text{ Tn.m}}$$

b) Diseño por Cortante.

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.

$$V_n = V_c + V_s$$

Contribución del Concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

Contribución del Refuerzo:

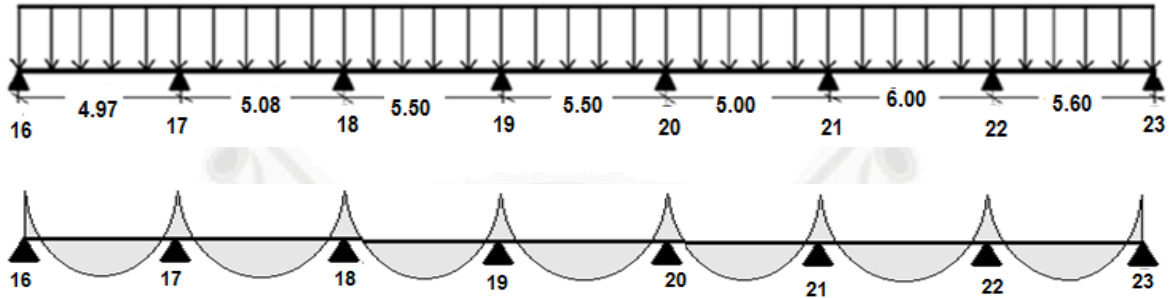
$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

*Se realizó detalladamente el diseño de la viga más crítica para su análisis. Asimismo se realizó el diseño por flexión y por corte como se muestran a continuación:*

**DISEÑO POR FLEXIÓN DE VIGAS DEL EJE D-D**

Diagrama de Momentos por efectos de la envolvente de las vigas ubicadas en el EJE D-D.

Para el diseño por flexión de las vigas del eje D-D, se tomara las vigas del *cuarto nivel* por ser las más críticas debido a que se producen mayores momentos de la envolvente con respecto a los demás niveles.



$M_U^{(-)}$	Tnf.m	8.89		7.8	12.20		11.07	15.71		14.15	17.13		16.59
$M_U^{(+)}$	Tnf.m		6.04			4.85			7.39			8.15	

$M_U^{(-)}$	Tnf.m	16.70		16.1	16.06		21.15	16.12		17.22
$M_U^{(+)}$	Tnf.m		4.93			7.58			7.36	

Tomando en cuenta el momento resistente máximo del concreto, comparando con los momentos últimos de las vigas en los extremos y en el medio tenemos que todos los momentos últimos son menores que el mismo por lo que se concluye que *NO* se necesita acero en compresión.

$MC_{max} = 80.20 \text{ Tn.m}$

$M_U^{(-)}$	Tnf.m	NO		NO	NO		NO	NO		NO	NO		NO
$M_U^{(+)}$	Tnf.m		NO			NO			NO			NO	

$M_U^{(-)}$	Tnf.m	NO		NO	NO		NO	NO		NO
$M_U^{(+)}$	Tnf.m		NO			NO			NO	

Calculo de la cantidad de acero requerida.

$$As = \frac{Mu}{\phi fy (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b}$$

Datos:

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$        $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\Phi = 0.90$                        $\beta = 0.85$   
 $b = 40.00 \text{ cm}$                  $h = 70.00 \text{ cm}$   
 $d = 64.00 \text{ cm}$

<b>a</b>	cm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	3.67		3.21	5.04		4.58	6.49		5.85	7.08		6.86
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		2.50			2.00			3.05			3.37	
<b>a</b>	cm	0.02	0.01	0.02	0.03	0.01	0.03	0.04	0.02	0.03	0.04	0.02	0.04
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	3.68		3.21	5.04		4.58	6.50		5.85	6.50		5.85
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		2.50			2.00			3.06			3.06	
<b>a</b>	cm	0.02	0.01	0.02	0.03	0.01	0.03	0.04	0.02	0.03	0.04	0.02	0.03
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	3.68		3.21	5.04		4.58	6.50		5.85	6.50		5.85
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		2.50			2.00			3.06			3.06	

<b>a</b>	cm	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	6.90		6.66	6.64		8.74	6.66		7.12			
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		2.04			3.13			3.04				
<b>a</b>	cm	0.04	0.01	0.04	0.04	0.02	0.05	0.04	0.02	0.04	0.02	0.04	0.04
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	3.68		3.21	5.04		4.58	6.50		5.85			
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		2.50			2.01			3.06				
<b>a</b>	cm	0.02	0.01	0.02	0.03	0.01	0.03	0.04	0.02	0.03	0.04	0.02	0.03
<b>As<sup>(-)</sup></b>	cm <sup>2</sup>	3.68		3.21	5.04		4.58	6.50		5.85			
<b>As<sup>(+)</sup></b>	cm <sup>2</sup>		2.50			2.00			3.06				

Determinado el área del acero mínimo para la sección de viga:

$$As_{min} = 6.18 \text{ cm}^2$$

Como se observa el área mínima es de 6.18 cm<sup>2</sup> y el área del refuerzo para los momentos positivos tiene como valor menor 2.38 cm<sup>2</sup>, por lo que se tomara 6.18 cm<sup>2</sup> como mínimo para todas las vigas.

Debido a esto se escoge acero con diámetros que cumplan el momento resistente mínimo del concreto.

$$MC_{min} = 14.53 \text{ Tn.m}$$

<b>Φ Superior</b>	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	
	2 Φ3/4"		2 Φ3/4"	2 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ3/4"	2 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ3/4"	2 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ3/4"	
<b>Φ Inferior</b>	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	
		1 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	1 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	1 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	1 Φ3/4"	2 Φ5/8"	
<b>M<sub>U</sub><sup>(-)</sup></b>	Tnf.m	26.86		26.9	26.86		26.86	26.86		26.86	26.86		20.23
<b>M<sub>U</sub><sup>(+)</sup></b>	Tnf.m		20.23			20.23			20.23			20.23	

<b>Φ Superior</b>	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"
	2 Φ3/4"		2 Φ3/4"	2 Φ3/4"		2 Φ3/4"	2 Φ3/4"		2 Φ3/4"	2 Φ3/4"
<b>Φ Inferior</b>	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"
		1 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	1 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"	1 Φ3/4"	2 Φ5/8"	2 Φ5/8"
<b>M<sub>U</sub><sup>(-)</sup></b>	Tnf.m	26.86		26.9	26.86		26.86	26.86		26.86
<b>M<sub>U</sub><sup>(+)</sup></b>	Tnf.m		20.23			20.23			20.23	

Diámetro	Area	
1/2"	1.29	cm2
5/8"	1.98	cm2
3/4"	2.85	cm2
1"	5.10	cm2

2 varillas de 5/8"	1 varillas de 3/4"	2 varillas de 3/4"
<b>As = 5.7 cm2</b>	<b>As = 2.85 cm2</b>	<b>As = 5.70 cm2</b>
<b>Mu = 13.43 Tnf.m</b>	<b>Mu = 6.804 Tnf.m</b>	<b>Mu = 13.43 Tnf.m</b>
<b>a = 3.353 cm</b>	<b>a = 1.676 cm</b>	<b>a = 3.353 cm</b>

Mediante la *NTE E.060 articulo 11.5°*, estipula que en cualquier sección sometido a flexión el área del acero debe soportar 1.5 veces el momento crítico de la sección rectangular.

$$M_{cr} = \frac{b h^2}{3} \sqrt{f_c} \quad \Rightarrow \quad M_{cr} = 9.468 \quad \text{Tn.m}$$

$$M_U \geq 1.5 M_{cr}$$

$$1.5 M_{cr} = 14.202 \quad \text{Tn.m}$$

<b>M<sub>U</sub><sup>(-)</sup></b>	Tnf.m	OK		OK	OK		OK	OK		OK	OK		OK
<b>M<sub>U</sub><sup>(+)</sup></b>	Tnf.m		OK			OK			OK			OK	

<b>M<sub>U</sub><sup>(-)</sup></b>	Tnf.m	OK		OK	OK		OK	OK		OK
<b>M<sub>U</sub><sup>(+)</sup></b>	Tnf.m		OK			OK			OK	

Se observa que el momento último de diseño en las vigas es mayor que el momento crítico amplificado.

**Consideraciones de diseño de vigas sísmicas:**

Los elementos que forman pórticos y que por consiguiente serán considerados como elementos sismo resistentes, deben cumplir adicionalmente ciertos requisitos, estipulados en la *NTE E.060 artículo 8.8°* como los que se nombran a continuación:

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

- ✓ Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor a 1/4 de la máxima requerida en los nudos, ni menor que el área mínima exigida por flexión.

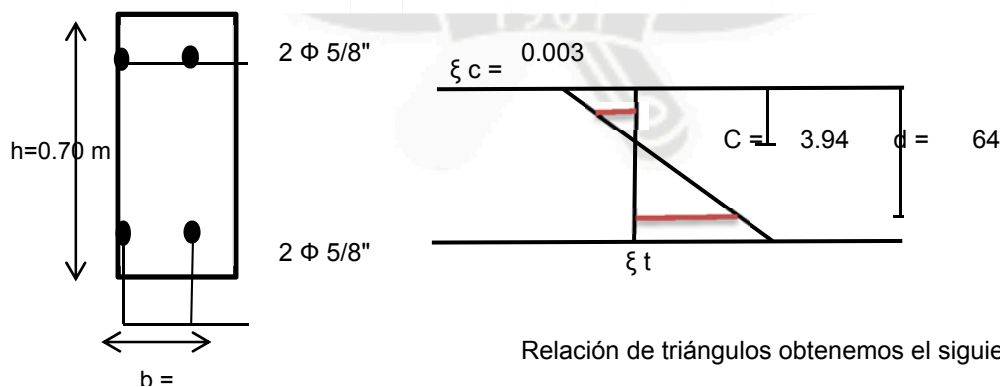
<b>As corrido = 5.70 cm<sup>2</sup></b>	>	As mínima =	6.18 cm <sup>2</sup>	<b>NO CUMPLE</b>
	>	1/4 Máx As requ.	3.56 cm <sup>2</sup>	<b>CUMPLE</b>
	=			

- La resistencia del momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que 1/3 de la resistencia del momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior del tramo).

$a = 3.35 \text{ cm}$

<b>M resistente = 13.43 Tn.m</b>	>	1/3Máx Mresistente	8.95 Tn.m	<b>CUMPLE</b>
----------------------------------	---	--------------------	-----------	---------------

**Comprobación de fluencia del área de acero de refuerzo asignado.**



$$a = \frac{As f_y}{0.85 f_c b} \quad a = 3.353 \text{ cm} \quad \frac{\xi_t}{60.06} = \frac{0.003}{3.94} \quad \Rightarrow \quad \xi_t = 0.046$$

$$a = \beta_1 c \quad c = 3.94 \text{ cm} \quad \xi_y = \frac{f_y}{f_c} \quad \Rightarrow \quad \xi_y = 0.002$$

EACERO

$$\xi_t > \xi_y \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$\xi_t > 0.004 \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

La curvatura de la viga sera:

$$\Phi = \xi_c / C$$

$$\Phi = 0.0008 \text{ rad}$$

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

$$L = 5.50 \text{ m}$$

$$h = 0.70 \text{ m} \quad \rightarrow \text{CUMPLE}$$

## DISEÑO POR CORTANTE DE VIGAS DEL EJE D-D

16/2

### Contribución del Concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 69 \text{ cm}$$

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

$$V_c = 21.32 \text{ Tnf}$$

### Contribución del Refuerzo:

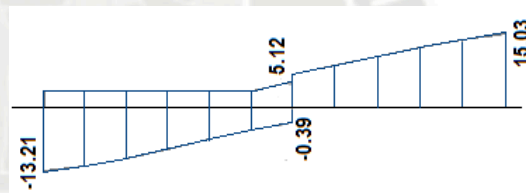
$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \phi = 0.85$$

En este caso se analizara el tramo comprendido entre los ejes 21 y 22 del *tercer nivel* para el diseño por cortante de las vigas del eje D-D, por ser el más crítico al tener las fuerzas cortantes mayores a la de los demás tramos.

En este caso el valor de  $V_u$  medido a una distancia "d" de la cara es igual a:

$$V_u = 10.90 \text{ Tnf}$$

$$V_s = 8.50 \text{ Tnf}$$



De los resultados se determina la capacidad de corte en las vigas:

$$V_n = 29.82 \text{ Tnf}$$

### Espaciamiento (s):

Entonces el espaciamento "s" utilizando estribos simples  $\emptyset 3/8$ ", en una sección ubicada a una distancia "d" de la cara será:

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

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 54 \text{ cm}$$

$$S = 0.38 \text{ m}$$

La norma limita el espaciamento máximo calculado (*NTE E.060 articulo numeral 13.3.3°*) de tal modo que si:

$$V_s \leq 1.1 \sqrt{f_c} b d, \text{ entonces } S \leq 60\text{cm} \text{ ó } S \leq d/2$$

$$V_s > 1.1 \sqrt{f_c} b d, \text{ entonces } S \leq 30\text{cm} \text{ ó } S \leq d/4$$

CUMPLE  
NO CUMPLE

Cumpliendo la primera condición se concluye:

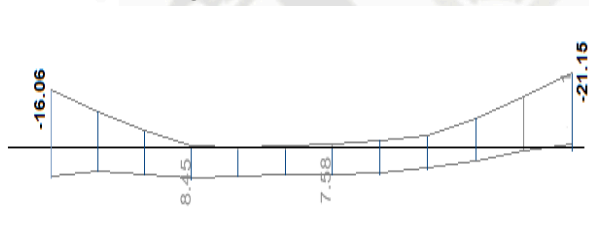
$$S_{\max} = 34.70 \text{ cm}$$

**Consideraciones por Capacidad:**

A continuación se calculó la distribución de estribos siguiendo los lineamientos dictados por la NTE E.0.30 con respecto a elementos que resisten sismo.

Se trata de determinar, cuál es la fuerza cortante para la que hay que diseñar la viga, con el fin de que ésta sea mayor que la resistencia real máxima a flexión. De esta forma se intenta evitar la falla frágil e inducir primero la falla por flexión que es dúctil.

**DMF DEL TRAMO**



$$V_{ud} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{l_n}$$

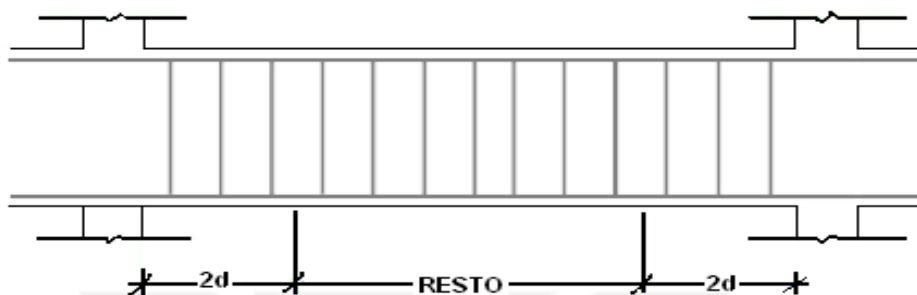
$M_{n1} =$	-16.06	Tnf.m
$M_{n2} =$	-21.15	Tnf.m
$l_n =$	5.50	m

$$V_{ud} = -6.77 \text{ Tnf}$$

Como  $V_{ud}$  es menor que  $V_u$ , no se debe cambiar el diseño por lo que se concluye con la siguiente distribución del refuerzo transversal (estribos).

**Confinamiento de las Vigas:**

Se verifica que en los extremos de la viga, se disponga con la distribución de estribos mostrada en la figura.



Según los requerimientos de la NTE E.060 artículo 13.7.1°, el refuerzo transversal debe cumplir:

- Se utilizarán estribos cerrados de diámetro 3/8" en todos los casos, debido a que tenemos barras longitudinales menores a 1".

- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10cm de la cara del elemento.

La zona de confinamiento será igual a  $2d$  medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz y el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no deberá exceder del menor valor de:

$$L_o = 2d = 108.00 \text{ cm}$$

- $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150mm.  $So1 = 17.35 \text{ cm}$
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.  $So2 = 19.80 \text{ cm}$
- 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento.  $So3 = 22.80 \text{ cm}$
- 30cm.  $So4 = 30.00 \text{ cm}$

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no excederá de  $0.5d$  y no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

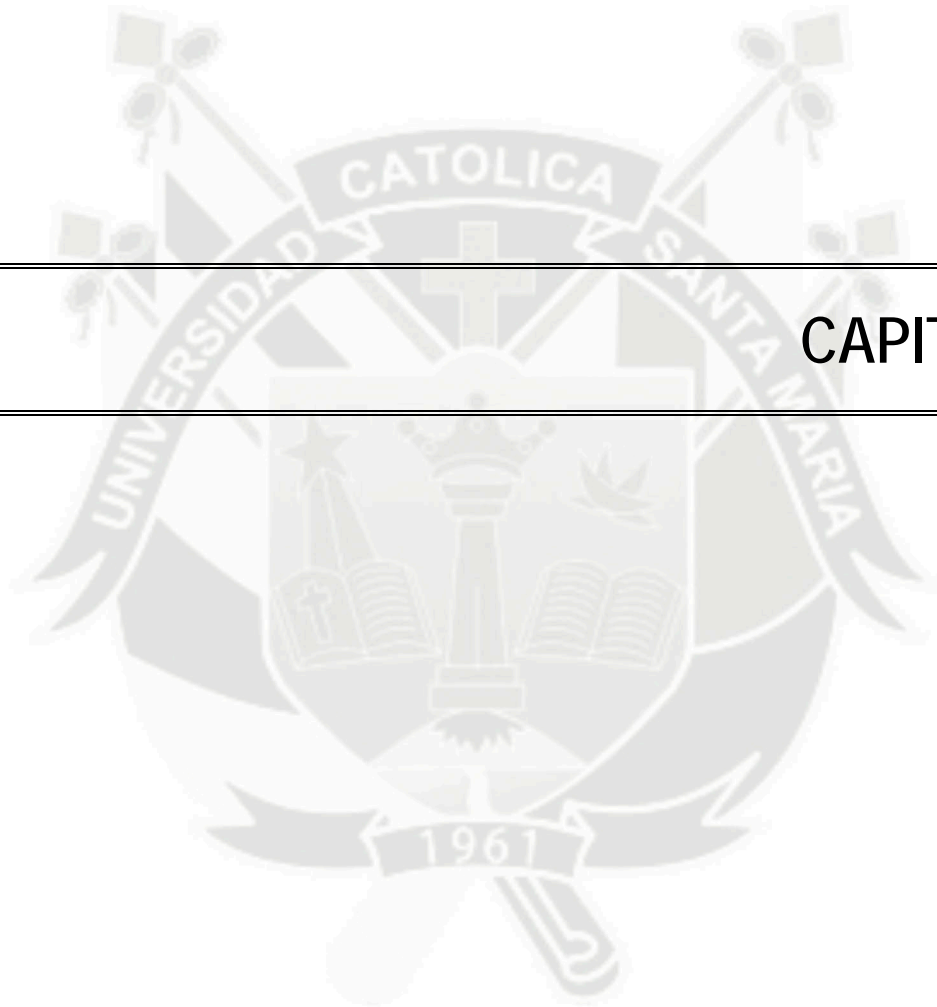
- $0.5 d = 27.00 \text{ cm}$
- $S \text{ calculado} = 0.38 \text{ m}$

Por lo tanto fuera de la zona de confinamiento se tiene un espaciamiento:

$$S = 25 \text{ cm}$$

Es así como finalmente obtuvimos la siguiente distribución de estribos:

■ **3/8" 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, Rsto. @ 0.25**



---

## CAPITULO XII

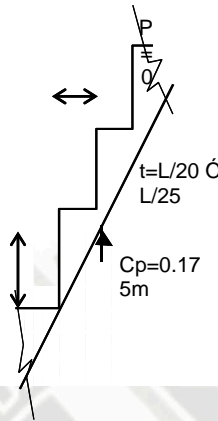
---

### 9.0. Diseño de Escaleras.

Las escaleras son elementos importantes en las edificaciones para la presente tesis se dan escaleras auto portantes las mismas que den ser analizadas como una estructura aporticada con un nodo en el descanso el cual se transfiere además en un momento torsor es necesario considerar adecuadamente las condiciones de borde, especialmente en su borde superior y su grado de fijación.

#### DATOS

- P: paso
- CP: contra paso
- t: espesor del cuello
- B: Ancho de la escalera
- L: Lon. de esc.
- L<sub>1</sub>: Lon. de esc. Descanso



#### CONTRA PASOS MINIMOS

Esc. secundaria	18-20
Esc. monumentales	13-15
Esc. en edificios	15-17.5
Esc. Loc. comerciales	18cm

#### B ANCHO MINIMOS

TIPO DE EDIF.	B(m)
_Viviendas	1
_Auxiliares o servicio	0.7
_Caracol	0.6
_Edif. De oficinas	1.2
_locales comerciales	1.3

#### SOBRECARGAS RNC

TIPO DE EDIF.	S/C (kg/m <sup>2</sup> )
_Viviendas y edif. Com.	200
_Viviendas y edif. residenciales	250-300
_Edif. Públicos	400
_Edif. De oficinas y tribunas	500
_Acabados	100

ρ	2400	kg/cm <sup>2</sup>
P =	0.3	m
CP =	0.185	m
t =	0.17	m
B =	1.5	m
COS(α) =	0.851	
L =	2.7	M
L <sub>1</sub> =	3.35	M
S/C =	400	kg/m <sup>2</sup>
S/C = acab.	100	kg/m <sup>2</sup>
recua. =	4	cm <sup>2</sup>
Féc. =	210	kg/m <sup>2</sup>
y =	4200	kg/m <sup>2</sup>

#### a) Mitrado de Cargas.

##### I.-Descanso

carga muerta  
 peso propio=  
 Acabados=

666

150

WD =	816	Kg/m
------	-----	------

Sobrecarga =

$$S/CxB = \boxed{WL = 600 \text{ Kg/m}}$$

CARGA ÚLTIMA:

$$Wu = 1.5xWd + 1.8xWL$$

$$\boxed{Wu = 2162.4 \text{ Kg/m}}$$

b) Tramo Inclinado

peso propio =  $2.4 b (Cp/2 + t/cos\alpha)$

peso propio =  $1052.01 \text{ Kg/m}^2$   $1052.01 \text{ Kg/m}$

Acabados =  $Bx S/C \text{ acab.} = 150 \text{ Kg/m}$

$$\boxed{WD = 1202.01 \text{ Kg/m}}$$

Sobrecarga S/C=Bx400

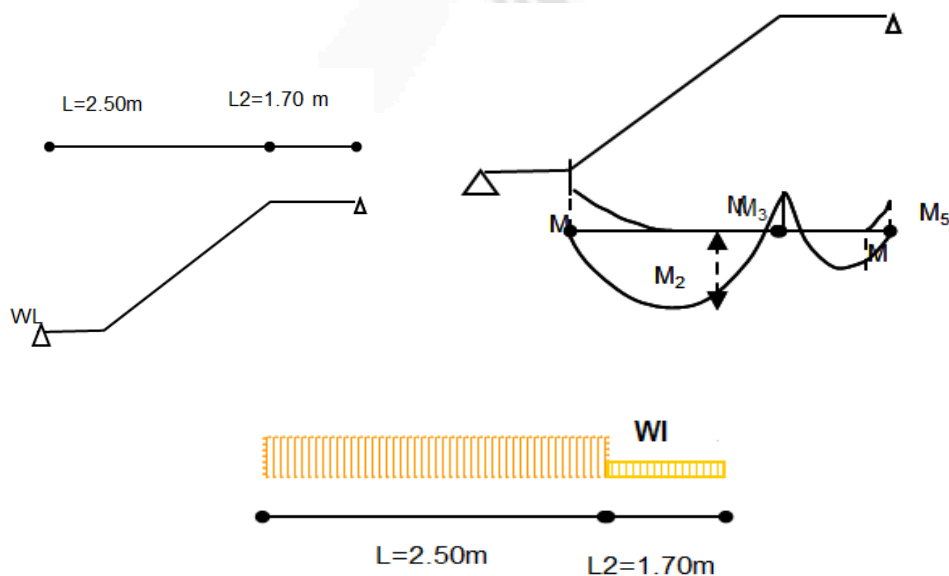
$$\boxed{WL = 600 \text{ Kg/m}}$$

CARGA ULTIMA:

$$Wu = 1.5xWD + 1.8xWL$$

$$\boxed{Wu = 2702.8 \text{ Kg/m}}$$

c) Esquema Estructural



Estado de cargas

$$M_1 = 1/16 \text{ a } 1/12 WL^2 \quad M_1 = 1231.47$$

$$M_2 = 1/10 WL^2 \quad M_2 = 1970.35$$

$$M_3 = 1/9 W((L_1+L_2)/2)^2 \quad M_3 = 1773.37$$

$$M_4 = 1/10 WL_2^2 \quad M_4 = 2426.75$$

$$M_5 = 1/16 \text{ a } 1/12 WL_2^2 \quad M_5 = 2022.29$$

Como es hiperestático calculamos los momentos

$$\text{Momento (+)} = 1.93 \text{ tn-m}$$

$$\text{Momento (-)} = 2.31 \text{ tn-m}$$

$$\text{Momento (-)} = 1.7 \text{ tn-m}$$

Cálculo del peralte

$$d = t - (\text{recua} - \emptyset/2)$$

considerando

$$\emptyset 5/8 = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$d = 12.01 \text{ cm}^2$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO (-)

$$M_u = K_u x b x d^2$$

$$K_u = 10.6855$$

En la tabla  $K_u$  vs  $\rho$  para  $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho = 0.003$$

$$A_s = \rho B d / 100$$

$$A_s = 5.042 \text{ cm}^2$$

Verificación de acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 B d$$

$$A_{s_{\min}} = 2.161 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ dis}} = 5.042 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal

$$\emptyset 3/8" = 0.7 \text{ cm}^2 \quad S_{\max} \leq 45 \text{ cm} \text{ ó } 3t \quad \emptyset 1/2" = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 5/8" = 2 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 3/4" = 2.8 \text{ cm}^2$$

Altern. 1	USAR $\emptyset 3/8"$ @ 14 cm	n de varillas	7
Altern. 2	USAR $\emptyset 1/2"$ @ 26 cm	n de varillas	5
Altern. 3	USAR $\emptyset 5/8"$ @ 40 cm	n de varillas	3
Altern. 4	USAR $\emptyset 3/4"$ @ 45 cm	n de varillas	2

**USAR ALTERNATIVA N°1**

**USAR Ø 1/2" @25cm 5.00varillas**

Astemp. =0.0018xbxt  
 Astemp. = 2.161  
 Ø3/8 =0.71 cm<sup>2</sup>

**Alternativa 1**

**USAR Ø 3/8" @ 33 cm n de var. 4**

una sola capa

**CALCULO DEL AREA DE ACERO (+)**

$M_u = K_u x b x d^2$

$K_u = 8.9277$

En la tabla  $K_u$  vs  $\rho$  para  $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$   $\rho = 0.0024$

$A_s = r B d / 100$

**$A_s = 4.322 \text{ cm}^2$**

**Verificación de acero mínimo**

$A_{s_{min}} = 0.0018 B d$

$A_{s_{min}} = 2.161 \text{ cm}^2$

$A_{s_{dis}} = 4.322 \text{ cm}^2$

**Refuerzo longitudinal**

$S_{max} \leq 45 \text{ cm} \text{ ó } 3t$

$\phi 3/8" = 0.7 \text{ cm}^2$

$\phi 1/2" = 1.3 \text{ cm}^2$

$\phi 5/8" = 2 \text{ cm}^2$

$\phi 3/4" = 2.8 \text{ cm}^2$

Altern. 1	USAR Ø 3/8" @	16	cm	n de varillas	6
Altern. 2	USAR Ø 1/2" @	30	cm	n de varillas	4
Altern. 3	USAR Ø 5/8" @	45	cm	n de varillas	2
Altern. 4	USAR Ø 3/4" @	45	cm	n de varillas	2

**USAR ALTERNATIVA N°1**

**USAR Ø 1/2" @25cm 4.00varillas**

Astemp. =0.0018xbxt  
 Astemp. = 2.161  
 Ø3/8 =0.71 cm<sup>2</sup>

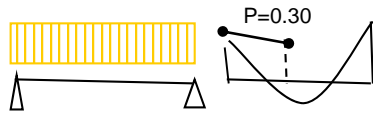
**Alternativa 1**

**USAR Ø 3/8" @ 33 cm n de var 4**

*una sola capa*

USAR Ø 3/8" @30cm

VERIFICACIÓN POR CORTE (más crítico)



$$V = WuL/2 - l(Ma + Mb)/L$$

V = 2.16 TN

$$M + WuX^2/2 - V = 0$$

$$X = 0.80000$$

$$Ld = x + d = 0.92$$

CHEQUEO POR CORTE

$$V_c = 0.53x\sqrt{f_c}x d b$$

$$V_c = 13831 \text{ tn cumple}$$



---

## CAPITULO XIII

---

## HOJA DE METRADOS

HOJA DE METRADOS

ITEM	ELEMENTO	N° Elem.	N° Vece s	MEDIDAS			SUB TOTAL	TOTAL	UN D
				Largo	Ancho	Alto			

01.00.00 TRABAJOS PRELIMINARES

01.01.00 TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO 4553.76 M2

TERRENO							4553.76	M2
Terreno	01	01	Area=	4553.76		4553.76		

02.00.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

02.01.00 NIVELACIÓN DEL TERRENO 4553.76 M2

TERRENO							4553.76	M2
Terreno	01	01	Area=	4553.76		4553.76		

02.02.00 EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS

1642.45 M3

PRIMER NIVEL MUROS DE E 15CM							1642.45	M3
<b>ZAPATAS</b>								
<b>Bloque I</b>								
Z-1	01	01	2.10	2.10	0.60	2.65		
Z-2	01	06	3.00	3.00	0.70	37.80		
Z-3	01	06	2.60	2.60	0.60	24.34		
Z-4	01	11	3.30	3.30	0.80	95.83		
Z-5	01	06	3.50	3.50	0.85	62.48		
Z-6	01	01	2.80	2.80	0.60	4.70		
Z-7	01	08	3.60	3.60	0.90	93.31		
Z-8	01	03	3.90	3.90	0.90	41.07		
Z-9	01	04	3.80	3.80	0.90	51.98		
Z-10	01	01	2.10	3.65	0.70	5.37		
Z-11	01	02	2.60	3.55	0.70	12.92		
Z-12	01	03	2.50	3.55	0.70	18.64		
Z-13	01	01	4.10	1.60	0.80	5.25		
Z-14	01	01	2.87	2.46	0.70	4.94		
Z-15	01	02	2.70	2.70	0.70	10.21		
Z-16	01	02	3.90	3.10	1.10	26.60		
Z-17	01	01	Area=	21.20	0.70	14.84		

Z-18	01	01	Area=	16.02	0.70	11.21	
<b>Bloque II</b>							
Z-1	01	03	4.10	1.60	0.80	15.74	
Z-2	01	22	3.00	3.00	0.70	138.60	
Z-3	01	03	2.87	2.46	0.70	14.83	
Z-4	01	01	7.10	2.00	0.90	12.78	
Z-5	01	01	4.90	1.60	0.90	7.06	
<b>Bloque III</b>							
Z-1	01	02	1.40	1.40	0.40	1.57	
Z-2	01	04	3.00	3.00	0.70	25.20	
Z-3	01	05	3.20	3.20	0.70	35.84	
Z-4	01	02	2.70	2.70	6.00	87.48	
Z-5	01	07	2.10	1.60	0.60	14.11	
Z-6	01	06	8.50	1.70	0.70	60.69	
Z-7	01	02	8.95	1.80	0.60	19.33	
Z-8	01	01	4.20	3.40	1.10	15.71	
Z-9	01	04	5.94	1.60	1.10	41.82	
Z-10	01	01	4.90	3.50	0.70	12.01	
<b>Bloque IV</b>							
Z-1	01	12	1.70	1.70	0.70	24.28	
Z-2	01	21	2.10	2.10	0.70	64.83	
Z-3	01	01	3.00	3.00	0.70	6.30	
Z-4	01	01	3.40	1.80	0.70	4.28	
Z-5	01	02	4.90	1.80	0.70	12.35	
Z-6	01	01	15.10	0.80	0.70	8.46	
Z-7	01	01	21.80	0.80	0.70	12.21	
<b>VIGAS DE CONEXIÓN</b>							
<b>Bloque I</b>							
V.C	01	07	5.60	0.40	0.80	12.54	
V.C	01	07	6.00	0.40	0.80	13.44	
V.C	01	07	5.00	0.40	0.80	11.20	
V.C	01	16	5.40	0.40	0.80	27.65	
V.C	01	22	5.50	0.40	0.80	38.72	
V.C	01	07	5.08	0.40	0.80	11.38	
V.C	01	07	4.77	0.40	0.80	10.68	
V.C	01	08	5.35	0.40	0.80	13.70	
V.C	01	08	8.45	0.40	0.80	21.63	
V.C	01	08	4.90	0.40	0.80	12.54	
V.C	01	01	51.87	0.40	0.80	16.60	

V.C	01	01	5.60	0.40	0.80	1.79
<b>Bloque II</b>						
V.C	01	7	6.00	0.40	0.80	13.44
V.C	01	7	5.40	0.40	0.80	12.10
V.C	01	12	5.50	0.40	0.80	21.12
V.C	01	7	5.35	0.40	0.80	11.98
V.C	01	7	8.45	0.40	0.80	18.93
V.C	01	5	4.90	0.40	0.80	7.84
V.C	01	7	5.20	0.40	0.80	11.65
V.C	01	7	7.10	0.40	0.80	15.90
V.C	01	3	6.15	0.40	0.80	5.90
V.C	01	3	6.90	0.40	0.80	6.62
V.C	01	1	3.70	0.40	0.80	1.18
V.C	01	1	41.13	0.40	0.80	13.16
V.C	01	1	18.20	0.40	0.80	5.82
<b>Bloque III</b>						
V.C	01	4	5.10	0.40	0.80	6.53
V.C	01	1	4.60	0.40	0.80	1.47
V.C	01	3	2.40	0.40	0.80	2.30
V.C	01	1	6.10	0.40	0.80	1.95
V.C	01	3	1.90	0.40	0.80	1.82
V.C	01	1	2.61	0.40	0.80	0.84
V.C	01	1	5.39	0.40	0.80	1.72
V.C	01	2	5.60	0.40	0.80	3.58
V.C	01	5	6.90	0.40	0.80	11.04
V.C	01	4	3.10	0.40	0.80	3.97
V.C	01	2	1.70	0.40	0.80	1.09
V.C	01	2	6.25	0.30	0.80	3.00
V.C	01	2	1.30	0.30	0.80	0.62
V.C	01	1	2.00	0.40	0.80	0.64
V.C	01	4	1.40	0.40	0.80	1.79
<b>Bloque IV</b>						
V.C	01	10	2.30	0.40	0.80	7.36
V.C	01	8	1.40	0.40	0.80	3.58
V.C	01	7	4.40	0.40	0.80	9.86
V.C	01	6	7.00	0.40	0.80	13.44
V.C	01	2	3.80	0.40	0.80	2.43
V.C	01	6	4.70	0.40	0.80	9.02
V.C	01	2	2.70	0.40	0.80	1.73

V.C	01	2	3.30	0.40	0.80	2.11	
V.C	01	1	7.00	0.40	0.80	2.24	
V.C	01	2	4.75	0.40	0.80	3.04	
V.C	01	9	7.00	0.40	0.80	20.16	
V.C	01	6	4.00	0.40	0.80	7.68	
V.C	01	3	3.20	0.40	0.80	3.07	
V.C	01	3	6.40	0.40	0.80	6.14	
V.C	01	2	7.10	0.40	0.80	4.54	
V.C	01	1	4.40	0.40	0.80	1.41	
V.C	01	1	6.53	0.40	0.80	2.09	
V.C	01	2	4.75	0.40	0.80	3.04	

03.00.00 OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

03.01.00 SOLADOS DE CONCRETO

03.01.01 SOLADO PARA ZAPATAS E=10 CM. MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON 152.22 M3

SOLADOS PARA ZAPATAS E=10 CM							152.22 M3
<b>ZAPATAS</b>							
<b>Bloque I</b>							
Z-1	01	01	2.10	2.10	0.10	0.44	
Z-2	01	06	3.00	3.00	0.10	5.40	
Z-3	01	06	2.60	2.60	0.10	4.06	
Z-4	01	11	3.30	3.30	0.10	11.98	
Z-5	01	06	3.50	3.50	0.10	7.35	
Z-6	01	01	2.80	2.80	0.10	0.78	
Z-7	01	08	3.60	3.60	0.10	10.37	
Z-8	01	03	3.90	3.90	0.10	4.56	
Z-9	01	04	3.80	3.80	0.10	5.78	
Z-10	01	01	2.10	3.65	0.10	0.77	
Z-11	01	02	2.60	3.55	0.10	1.85	
Z-12	01	03	2.50	3.55	0.10	2.66	
Z-13	01	01	4.10	1.60	0.10	0.66	
Z-14	01	01	2.87	2.46	0.10	0.71	
Z-15	01	02	2.70	2.70	0.10	1.46	
Z-16	01	02	3.90	3.10	0.10	2.42	
Z-17	01	01	Area=	21.20	0.10	2.12	
Z-18	01	01	Area=	16.02	0.10	1.60	
<b>Bloque II</b>							
Z-1	01	03	4.10	1.60	0.10	1.97	

Z-2	01	22	3.00	3.00	0.10	19.80	
Z-3	01	03	2.87	2.46	0.10	2.12	
Z-4	01	01	7.10	2.00	0.10	1.42	
Z-5	01	01	4.90	1.60	0.10	0.78	
<b>Bloque III</b>							
Z-1	01	02	1.40	1.40	0.10	0.39	
Z-2	01	04	3.00	3.00	0.10	3.60	
Z-3	01	05	3.20	3.20	0.10	5.12	
Z-4	01	02	2.70	2.70	0.10	1.46	
Z-5	01	07	2.10	1.60	0.10	2.35	
Z-6	01	06	8.50	1.70	0.10	8.67	
Z-7	01	02	8.95	1.80	0.10	3.22	
Z-8	01	01	4.20	3.40	0.10	1.43	
Z-9	01	04	5.94	1.60	0.10	3.80	
Z-10	01	01	4.90	3.50	0.10	1.72	
<b>Bloque IV</b>							
Z-1	01	12	1.70	1.70	0.10	3.47	
Z-2	01	21	2.10	2.10	0.10	9.26	
Z-3	01	01	3.00	3.00	0.10	0.90	
Z-4	01	01	3.40	1.80	0.10	0.61	
Z-5	01	02	4.90	1.80	0.10	1.76	
Z-6	01	01	15.10	0.80	0.10	1.21	
Z-7	01	01	21.80	0.80	0.70	12.21	

03.01.02 SOLADO PARA VIGAS DE CONEXIÓN E= 10 CM. MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON 60.36 M3

SOLADOS PARA VIGAS DE CONEXIÓN E=10CM							60.36 M3
<b>Bloque I</b>							
V.C	01	07	5.60	0.40	0.10	1.57	
V.C	01	07	6.00	0.40	0.10	1.68	
V.C	01	07	5.00	0.40	0.10	1.40	
V.C	01	16	5.40	0.40	0.10	3.46	
V.C	01	22	5.50	0.40	0.10	4.84	
V.C	01	07	5.08	0.40	0.10	1.42	
V.C	01	07	4.77	0.40	0.10	1.34	
V.C	01	08	5.35	0.40	0.10	1.71	
V.C	01	08	8.45	0.40	0.10	2.70	
V.C	01	08	4.90	0.40	0.10	1.57	
V.C	01	01	51.87	0.40	0.10	2.07	

V.C	01	01	5.60	0.40	0.10	0.22	
<b>Bloque II</b>							
V.C	01	7	6.00	0.40	0.10	1.68	
V.C	01	7	5.40	0.40	0.10	1.51	
V.C	01	12	5.50	0.40	0.10	2.64	
V.C	01	7	5.35	0.40	0.10	1.50	
V.C	01	7	8.45	0.40	0.10	2.37	
V.C	01	5	4.90	0.40	0.10	0.98	
V.C	01	7	5.20	0.40	0.10	1.46	
V.C	01	7	7.10	0.40	0.10	1.99	
V.C	01	3	6.15	0.40	0.10	0.74	
V.C	01	3	6.90	0.40	0.10	0.83	
V.C	01	1	3.70	0.40	0.10	0.15	
V.C	01	1	41.13	0.40	0.10	1.65	
V.C	01	1	18.20	0.40	0.10	0.73	
<b>Bloque III</b>							
V.C	01	4	5.10	0.40	0.10	0.82	
V.C	01	1	4.60	0.40	0.10	0.18	
V.C	01	3	2.40	0.40	0.10	0.29	
V.C	01	1	6.10	0.40	0.10	0.24	
V.C	01	3	1.90	0.40	0.10	0.23	
V.C	01	1	2.61	0.40	0.10	0.10	
V.C	01	1	5.39	0.40	0.10	0.22	
V.C	01	2	5.60	0.40	0.10	0.45	
V.C	01	5	6.90	0.40	0.10	1.38	
V.C	01	4	3.10	0.40	0.10	0.50	
V.C	01	2	1.70	0.40	0.10	0.14	
V.C	01	2	6.25	0.30	0.10	0.38	
V.C	01	2	1.30	0.30	0.10	0.08	
V.C	01	1	2.00	0.40	0.10	0.08	
V.C	01	4	1.40	0.40	0.10	0.22	
<b>Bloque IV</b>							
V.C	01	10	2.30	0.40	0.10	0.92	
V.C	01	8	1.40	0.40	0.10	0.45	
V.C	01	7	4.40	0.40	0.10	1.23	
V.C	01	6	7.00	0.40	0.10	1.68	
V.C	01	2	3.80	0.40	0.10	0.30	
V.C	01	6	4.70	0.40	0.10	1.13	
V.C	01	2	2.70	0.40	0.10	0.22	

V.C	01	2	3.30	0.40	0.10	0.26
V.C	01	1	7.00	0.40	0.10	0.28
V.C	01	2	4.75	0.40	0.10	0.38
V.C	01	9	7.00	0.40	0.10	2.52
V.C	01	6	4.00	0.40	0.10	0.96
V.C	01	3	3.20	0.40	0.10	0.38
V.C	01	3	6.40	0.40	0.10	0.77
V.C	01	2	7.10	0.40	0.10	0.57
V.C	01	1	4.40	0.40	0.10	0.18
V.C	01	1	6.53	0.40	0.10	0.26
V.C	01	2	4.75	0.40	0.10	0.38

03.02.00 SOBRECIMENTOS

03.02.01 CONCRETO SOBRECIMIENTO DE 1:8 CEM-HOR 25% P.M. 33.21 M3

SOBRECIMENTOS							33.21	M3
<b>Bloque I</b>								
Eje G - 12/20	01	01	22.87	0.15	0.40	1.37		
Ventana	01	01	15.05	0.15	0.40	0.90		
Entre F/G - 12/20	01	01	46.04	0.15	0.40	2.76		
Ventana	01	01	3.20	0.15	0.40	0.19		
Ventana	01	01	4.85	0.15	0.40	0.29		
Eje F - 12/20	01	01	21.77	0.15	0.40	1.31		
Ventana	01	01	6.60	0.15	0.40	0.40		
Eje E - 12/20	01	01	18.25	0.15	0.40	1.10		
Ventana	01	01	2.38	0.15	0.40	0.14		
Entre E/F - 12/20	01	01	37.20	0.15	0.40	2.23		
Ventana	01	01	13.50	0.15	0.40	0.81		
Ventana	01	01	5.00	0.15	0.40	0.30		
Eje D - 12/20	01	01	25.75	0.15	0.40	1.55		
Ventana	01	01	8.72	0.15	0.40	0.52		
Entre D/E-12/20	01	01	1.10	0.15	0.40	0.07		
Ventana	01	01	1.10	0.15	0.40	0.07		
Eje C - 12/20	01	01	4.45	0.15	0.40	0.27		
Entre C/D-12/20	01	01	11.20	0.15	0.40	0.67		
Ventana	01	01	4.50	0.15	0.40	0.27		

Eje B - 12/20	01	01	7.75	0.15	0.40	0.47
Entre B/C - 12/20	01	01	12.50	0.15	0.40	0.75
Ventana	01	01	5.10	0.15	0.40	0.31
Ventana	01	01	8.15	0.15	0.40	0.49
Entre A/B-12/20	01	01	9.50	0.15	0.40	0.57
Ventana	01	01	5.00	0.15	0.40	0.30
<b>Bloque II</b>						
Eje G - 7/12	01	01	10.94	0.15	0.40	0.66
Entre F/G -7/12	01	01	27.00	0.15	0.40	1.62
Eje F - 7/12	01	01	13.91	0.15	0.40	0.83
Entre E/F-7/12	01	01	4.50	0.15	0.40	0.27
Ventana	01	01	2.00	0.15	0.40	0.12
Eje E-7/12	01	01	7.70	0.15	0.40	0.46
Entre D/E - 7/12	01	01	36.08	0.15	0.40	2.16
Eje D-7/12	01	01	14.60	0.15	0.40	0.88
Entre C/D - 7/12	01	01	12.08	0.15	0.40	0.72
Ventana	01	01	2.80	0.15	0.40	0.17
Eje C-7/12	01	01	15.85	0.15	0.40	0.95
Ventana	01	01	4.30	0.15	0.40	0.26
<b>Bloque III</b>						
Entre F/G -1/7	01	01	4.30	0.15	0.40	0.26
Dcto Vent	01	01	4.30	0.15	0.40	0.26
Entre D/F-1/7	01	01	15.70	0.15	0.40	0.94
Entre A/B-7/12	01	01	7.50	0.15	0.40	0.45
Dcto Vent	01	01	7.50	0.15	0.40	0.45
<b>Bloque IV</b>						
Entre F/G -1/7	01	01	4.30	0.15	0.40	0.26
Ventana	01	01	4.30	0.15	0.40	0.26
Entre D/F-1/7	01	01	15.70	0.15	0.40	0.94
Entre A/B-7/12	01	01	7.50	0.15	0.40	0.45
Ventana	01	01	7.50	0.15	0.40	0.45

03.02.02 ENCOFRADO Y DESEENCOFRADO NORMAL EN SOBRECIMENTOS

221.37 M2

<b>SOBRECIMENTOS</b>							221.37 M2
<b>Bloque I</b>							
Eje G - 12/20	01	01	22.87	0.15	0.40	9.15	
Ventana	01	01	15.05	0.15	0.40	6.02	

Entre F/G - 12/20	01	01	46.04	0.15	0.40	18.41
Ventana	01	01	3.20	0.15	0.40	1.28
Ventana	01	01	4.85	0.15	0.40	1.94
Eje F - 12/20	01	01	21.77	0.15	0.40	8.71
Ventana	01	01	6.60	0.15	0.40	2.64
Eje E - 12/20	01	01	18.25	0.15	0.40	7.30
Ventana	01	01	2.38	0.15	0.40	0.95
Entre E/F - 12/20	01	01	37.20	0.15	0.40	14.88
Ventana	01	01	13.50	0.15	0.40	5.40
Ventana	01	01	5.00	0.15	0.40	2.00
Eje D - 12/20	01	01	25.75	0.15	0.40	10.30
Ventana	01	01	8.72	0.15	0.40	3.49
Entre D/E-12/20	01	01	1.10	0.15	0.40	0.44
Ventana	01	01	1.10	0.15	0.40	0.44
Eje C - 12/20	01	01	4.45	0.15	0.40	1.78
Entre C/D-12/20	01	01	11.20	0.15	0.40	4.48
Ventana	01	01	4.50	0.15	0.40	1.80
Eje B - 12/20	01	01	7.75	0.15	0.40	3.10
Entre B/C - 12/20	01	01	12.50	0.15	0.40	5.00
Ventana	01	01	5.10	0.15	0.40	2.04
Ventana	01	01	8.15	0.15	0.40	3.26
Entre A/B-12/20	01	01	9.50	0.15	0.40	3.80
Ventana	01	01	5.00	0.15	0.40	2.00
<b>Bloque II</b>						
Eje G - 7/12	01	01	10.94	0.15	0.40	4.38
Ventana	01	01	9.74	0.15	0.40	3.89
Entre F/G -7/12	01	01	27.00	0.15	0.40	10.80
Eje F - 7/12	01	01	13.91	0.15	0.40	5.56
Ventana	01	01	1.80	0.15	0.40	0.72
Entre E/F-7/12	01	01	4.50	0.15	0.40	1.80
Ventana	01	01	2.00	0.15	0.40	0.80
Eje E-7/12	01	01	7.70	0.15	0.40	3.08
Entre D/E - 7/12	01	01	36.08	0.15	0.40	14.43
Ventana	01	01	10.00	0.15	0.40	4.00
Eje D-7/12	01	01	14.60	0.15	0.40	5.84
Entre C/D - 7/12	01	01	12.08	0.15	0.40	4.83
Ventana	01	01	2.80	0.15	0.40	1.12

Eje C-7/12	01	01	15.85	0.15	0.40	6.34	
Ventana	01	01	4.30	0.15	0.40	1.72	
<b>Bloque III</b>							
Entre F/G -1/7	01	01	4.30	0.15	0.40	1.72	
Dscto Vent	01	01	4.30	0.15	0.40	1.72	
Entre D/F-1/7	01	01	15.70	0.15	0.40	6.28	
Entre A/B-7/12	01	01	7.50	0.15	0.40	3.00	
Dscto Vent	01	01	7.50	0.15	0.40	3.00	
<b>Bloque IV</b>							
Entre F/G -1/7	01	01	4.30	0.15	0.40	1.72	
Ventana	01	01	4.30	0.15	0.40	1.72	
Entre D/F-1/7	01	01	15.70	0.15	0.40	6.28	
Entre A/B-7/12	01	01	7.50	0.15	0.40	3.00	
Ventana	01	01	7.50	0.15	0.40	3.00	

04.00.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO

04.01.00 ZAPATAS

04.01.01 CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2 1159.59 M3

<b>PRIMER NIVEL ZAPATAS PARA COLUMNAS</b>							1159.59 M3
<b>Bloque I</b>							
Z-1	01	01	2.10	2.10	0.60	2.65	
Z-2	01	06	3.00	3.00	0.70	37.80	
Z-3	01	06	2.60	2.60	0.60	24.34	
Z-4	01	11	3.30	3.30	0.80	95.83	
Z-5	01	06	3.50	3.50	0.85	62.48	
Z-6	01	01	2.80	2.80	0.60	4.70	
Z-7	01	08	3.60	3.60	0.90	93.31	
Z-8	01	03	3.90	3.90	0.90	41.07	
Z-9	01	04	3.80	3.80	0.90	51.98	
Z-10	01	01	2.10	3.65	0.70	5.37	
Z-11	01	02	2.60	3.55	0.70	12.92	
Z-12	01	03	2.50	3.55	0.70	18.64	
Z-13	01	01	4.10	1.60	0.80	5.25	
Z-14	01	01	2.87	2.46	0.70	4.94	
Z-15	01	02	2.70	2.70	0.70	10.21	
Z-16	01	02	3.90	3.10	1.10	26.60	

Z-17	01	01	Area=	21.20	0.70	14.84	
Z-18	01	01	Area=	16.02	0.70	11.21	
<b>Bloque II</b>							
Z-1	01	03	4.10	1.60	0.80	15.74	
Z-2	01	22	3.00	3.00	0.70	138.60	
Z-3	01	03	2.87	2.46	0.70	14.83	
Z-4	01	01	7.10	2.00	0.90	12.78	
Z-5	01	01	4.90	1.60	0.90	7.06	
<b>Bloque III</b>							
Z-1	01	02	1.40	1.40	0.40	1.57	
Z-2	01	04	3.00	3.00	0.70	25.20	
Z-3	01	05	3.20	3.20	0.70	35.84	
Z-4	01	02	2.70	2.70	6.00	87.48	
Z-5	01	07	2.10	1.60	0.60	14.11	
Z-6	01	06	8.50	1.70	0.70	60.69	
Z-7	01	02	8.95	1.80	0.60	19.33	
Z-8	01	01	4.20	3.40	1.10	15.71	
Z-9	01	04	5.94	1.60	1.10	41.82	
Z-10	01	01	4.90	3.50	0.70	12.01	
<b>Bloque IV</b>							
Z-1	01	12	1.70	1.70	0.70	24.28	
Z-2	01	21	2.10	2.10	0.70	64.83	
Z-3	01	01	3.00	3.00	0.70	6.30	
Z-4	01	01	3.40	1.80	0.70	4.28	
Z-5	01	02	4.90	1.80	0.70	12.35	
Z-6	01	01	15.10	0.80	0.70	8.46	
Z-7	01	01	21.80	0.80	0.70	12.21	

04.02.00 VIGAS DE CONEXION

04.02.01 CONCRETO EN VIGAS DE CONEXIÓN F'C= 210 KG/CM2

482.87 M3

PRIMER NIVEL VIGAS DE CONEXIÓN VC							482.87 M3
<b>Bloque I</b>							
V.C	01	07	5.60	0.40	0.80	12.54	
V.C	01	07	6.00	0.40	0.80	13.44	
V.C	01	07	5.00	0.40	0.80	11.20	
V.C	01	16	5.40	0.40	0.80	27.65	
V.C	01	22	5.50	0.40	0.80	38.72	
V.C	01	07	5.08	0.40	0.80	11.38	

V.C	01	07	4.77	0.40	0.80	10.68
V.C	01	08	5.35	0.40	0.80	13.70
V.C	01	08	8.45	0.40	0.80	21.63
V.C	01	08	4.90	0.40	0.80	12.54
V.C	01	01	51.87	0.40	0.80	16.60
V.C	01	01	5.60	0.40	0.80	1.79
<b>Bloque II</b>						
V.C	01	7	6.00	0.40	0.80	13.44
V.C	01	7	5.40	0.40	0.80	12.10
V.C	01	12	5.50	0.40	0.80	21.12
V.C	01	7	5.35	0.40	0.80	11.98
V.C	01	7	8.45	0.40	0.80	18.93
V.C	01	5	4.90	0.40	0.80	7.84
V.C	01	7	5.20	0.40	0.80	11.65
V.C	01	7	7.10	0.40	0.80	15.90
V.C	01	3	6.15	0.40	0.80	5.90
V.C	01	3	6.90	0.40	0.80	6.62
V.C	01	1	3.70	0.40	0.80	1.18
V.C	01	1	41.13	0.40	0.80	13.16
V.C	01	1	18.20	0.40	0.80	5.82
<b>Bloque III</b>						
V.C	01	4	5.10	0.40	0.80	6.53
V.C	01	1	4.60	0.40	0.80	1.47
V.C	01	3	2.40	0.40	0.80	2.30
V.C	01	1	6.10	0.40	0.80	1.95
V.C	01	3	1.90	0.40	0.80	1.82
V.C	01	1	2.61	0.40	0.80	0.84
V.C	01	1	5.39	0.40	0.80	1.72
V.C	01	2	5.60	0.40	0.80	3.58
V.C	01	5	6.90	0.40	0.80	11.04
V.C	01	4	3.10	0.40	0.80	3.97
V.C	01	2	1.70	0.40	0.80	1.09
V.C	01	2	6.25	0.30	0.80	3.00
V.C	01	2	1.30	0.30	0.80	0.62
V.C	01	1	2.00	0.40	0.80	0.64
V.C	01	4	1.40	0.40	0.80	1.79
<b>Bloque IV</b>						
V.C	01	10	2.30	0.40	0.80	7.36
V.C	01	8	1.40	0.40	0.80	3.58

V.C	01	7	4.40	0.40	0.80	9.86
V.C	01	6	7.00	0.40	0.80	13.44
V.C	01	2	3.80	0.40	0.80	2.43
V.C	01	6	4.70	0.40	0.80	9.02
V.C	01	2	2.70	0.40	0.80	1.73
V.C	01	2	3.30	0.40	0.80	2.11
V.C	01	1	7.00	0.40	0.80	2.24
V.C	01	2	4.75	0.40	0.80	3.04
V.C	01	9	7.00	0.40	0.80	20.16
V.C	01	6	4.00	0.40	0.80	7.68
V.C	01	3	3.20	0.40	0.80	3.07
V.C	01	3	6.40	0.40	0.80	6.14
V.C	01	2	7.10	0.40	0.80	4.54
V.C	01	1	4.40	0.40	0.80	1.41
V.C	01	1	6.53	0.40	0.80	2.09
V.C	01	2	4.75	0.40	0.80	3.04

04.03.00 MUROS DE CORTE

04.03.01 CONCRETO EN MUROS DE CORTE F'C=210 KG/CM2

1421.62 M3

<b>MURO DE CORTE DEL SEMISOTANO AL TERCER NIVEL</b>							1421.62 M3
<b>BLOQUE I</b>							
<b>Semisotano</b>							
PL- ESC	01	1	8.10	0.40	5.00	16.20	
PL-ESC.	01	1	8.65	0.40	5.00	17.30	
PL-ESC.	01	2	3.65	0.30	5.00	10.95	
PL-ASC.	01	1	5.70	0.20	5.00	5.70	
PL-ASC.	01	1	7.10	0.30	5.00	10.65	
MC	01	1	37.45	0.40	5.00	74.90	
<b>Primer Nivel</b>							
PL- ESC	01	1	8.10	0.40	3.90	12.64	
PL-ESC.	01	1	8.65	0.40	3.90	13.49	
PL-ESC.	01	2	3.75	0.30	3.90	8.78	
PL-ASC.	01	1	5.70	0.20	3.90	4.45	
PL-ASC.	01	1	7.10	0.30	3.90	8.31	
PL.	01	1	5.50	0.40	3.90	8.58	
<b>Segundo Nivel</b>							
PL- ESC	01	1	5.50	0.40	3.90	8.58	
PL-ESC.	01	1	5.15	0.40	3.90	8.03	
PL-ASC.	01	1	5.70	0.20	3.90	4.45	

PL-ASC.	01	1	7.10	0.30	3.90	8.31
PL.	01	1	5.50	0.40	3.90	8.58
Tercer Nivel						
PL-ASC.	01	1	7.10	0.30	3.90	8.31
<b>BLOQUE II</b>						
Semisotano						
PL-ESC.	01	1	3.25	0.30	5.00	4.88
PL-ESC.	01	1	5.40	0.30	5.00	8.10
PL-ESC.	01	3	3.70	0.30	5.00	16.65
PL-ESC.	01	2	11.40	0.20	5.00	22.80
MC.	01	1	52.65	0.40	5.00	105.30
Primer Nivel						
PL-ESC.	01	1	3.25	0.30	3.90	3.80
PL-ESC.	01	1	5.40	0.30	3.90	6.32
PL-ESC.	01	3	3.70	0.30	3.90	12.99
PL-ESC.	01	2	11.40	0.20	3.90	17.78
PL-ESC.	01	1	5.40	0.40	3.90	8.42
PL-ESC.	01	2	5.20	0.40	3.90	16.22
Segundo Nivel						
PL-ESC.	01	2	3.25	0.30	3.90	7.61
PL-ESC.	01	1	3.70	0.30	3.90	4.33
PL-ESC.	01	2	11.40	0.20	3.90	17.78
PL-ESC.	01	1	5.40	0.40	3.90	8.42
PL-ESC.	01	2	5.20	0.40	3.90	16.22
Tercer Nivel						
PL-ESC.	01	2	3.25	0.30	3.90	7.61
<b>BLOQUE III</b>						
Semisotano						
PL-ESC.	01	3	6.50	0.40	4.30	33.54
PL-ESC.	01	2	7.50	0.40	4.30	25.80
PL-ESC.	01	2	4.25	0.30	4.30	10.97
PL-ASC.	01	1	7.00	0.20	4.30	6.02
MC.	01	1	74.60	0.30	4.30	96.23
PL-EJE 1	01	1	12.80	0.30	4.30	16.51
EJE B/E	01	1	11.50	0.40	4.30	19.78
Primer Nivel						
PL-ESC.	01	3	6.50	0.40	3.90	30.42
PL-ESC.	01	2	7.50	0.40	3.90	23.40
PL-ESC.	01	1	16.70	0.30	3.90	19.54
PL-ESC.	01	2	4.25	0.30	3.90	9.95
PL-EJE 1	01	1	12.80	0.30	3.90	14.98

EJE B/E	01	1	11.50	0.40	3.90	17.94
PL-ASC.	01	1	7.00	0.20	3.90	5.46
PL-ASC.	01	1	8.00	0.30	3.90	9.36
PL.	01	4	3.00	0.30	3.90	14.04
<b>Segundo Nivel</b>						
PL-ESC.	01	3	6.50	0.40	3.90	30.42
PL-ESC.	01	2	7.50	0.40	3.90	23.40
PL-EJE 1	01	1	12.80	0.30	3.90	14.98
EJE B/E	01	1	11.50	0.40	3.90	17.94
PL.	01	4	3.00	0.30	3.90	14.04
PL.	01	1	10.85	0.30	3.90	12.69
PL-ESC.	01	1	16.70	0.30	3.90	19.54
PL-ASC.	01	1	8.00	0.30	3.90	9.36
<b>Tercer Nivel</b>						
PL-ESC.	01	1	16.70	0.30	3.90	19.54
PL-ASC.	01	1	8.00	0.30	3.90	9.36
PL-ESC.	01	4	6.50	0.40	3.90	40.56
<b>BLOQUE IV</b>						
<b>Primer Nivel</b>						
PL-ESC.	01	1	10.80	0.40	5.00	21.60
PL	01	1	41.58	0.40	5.00	83.16
<b>Segundo Nivel</b>						
PL-ESC.	01	1	10.80	0.40	5.00	21.60
PL	01	1	41.58	0.40	5.00	83.16
<b>Tercer Nivel</b>						
PL-ESC.	01	1	10.80	0.40	5.00	21.60
PL	01	1	41.58	0.40	5.00	83.16

04.03.02 ENCOFRADO Y DESCENCOFRADO DE MUROS DE CORTE

8560.93 M2

MURO DE CORTE DEL SEMISOTANO AL TERCER NIVEL							8560.93 M2
<b>BLOQUE I</b>							
<b>Semisotano</b>							
PL- ESC	01	1	8.10	0.40	5.00	85.00	
PL-ESC.	01	1	8.65	0.40	5.00	90.50	
PL-ESC.	01	2	3.65	0.30	5.00	79.00	
PL-ASC.	01	1	5.70	0.20	5.00	59.00	
PL-ASC.	01	1	7.10	0.30	5.00	74.00	
MC	01	1	37.45	0.40	5.00	378.50	
<b>Primer Nivel</b>							
PL- ESC	01	1	8.10	0.40	3.90	66.30	
PL-ESC.	01	1	8.65	0.40	3.90	70.59	

PL-ESC.	01	2	3.75	0.30	3.90	63.18
PL-ASC.	01	1	5.70	0.20	3.90	46.02
PL-ASC.	01	1	7.10	0.30	3.90	57.72
PL.	01	1	5.50	0.40	3.90	46.02
<b>Segundo Nivel</b>						
PL-ESC.	01	1	5.50	0.40	3.90	46.02
PL-ESC.	01	1	5.15	0.40	3.90	43.29
PL-ASC.	01	1	5.70	0.20	3.90	46.02
PL-ASC.	01	1	7.10	0.30	3.90	57.72
PL.	01	1	5.50	0.40	3.90	46.02
<b>Tercer Nivel</b>						
PL-ASC.	01	1	7.10	0.30	3.90	57.72
<b>BLOQUE II</b>						
<b>Semisotano</b>						
PL-ESC.	01	1	3.25	0.30	5.00	35.50
PL-ESC.	01	1	5.40	0.30	5.00	57.00
PL-ESC.	01	3	3.70	0.30	5.00	120.00
PL-ESC.	01	2	11.40	0.20	5.00	232.00
MC.	01	1	52.65	0.40	5.00	530.50
<b>Primer Nivel</b>						
PL-ESC.	01	1	3.25	0.30	3.90	27.69
PL-ESC.	01	1	5.40	0.30	3.90	44.46
PL-ESC.	01	3	3.70	0.30	3.90	93.60
PL-ESC.	01	2	11.40	0.20	3.90	180.96
PL-ESC.	01	1	5.40	0.40	3.90	45.24
PL-ESC.	01	2	5.20	0.40	3.90	87.36
<b>Segundo Nivel</b>						
PL-ESC.	01	2	3.25	0.30	3.90	55.38
PL-ESC.	01	1	3.70	0.30	3.90	31.20
PL-ESC.	01	2	11.40	0.20	3.90	180.96
PL-ESC.	01	1	5.40	0.40	3.90	45.24
PL-ESC.	01	2	5.20	0.40	3.90	87.36
<b>Tercer Nivel</b>						
PL-ESC.	01	2	3.25	0.30	3.90	55.38
<b>BLOQUE III</b>						
<b>Semisotano</b>						
PL-ESC.	01	3	6.50	0.40	4.30	178.02
PL-ESC.	01	2	7.50	0.40	4.30	135.88
PL-ESC.	01	2	4.25	0.30	4.30	78.26
PL-ASC.	01	1	7.00	0.20	4.30	61.92
MC.	01	1	74.60	0.30	4.30	644.14

PL-EJE 1	01	1	12.80	0.30	4.30	112.66
EJE B/E	01	1	11.50	0.40	4.30	102.34
<b>Primer Nivel</b>						
PL-ESC.	01	3	6.50	0.40	3.90	161.46
PL-ESC.	01	2	7.50	0.40	3.90	123.24
PL-ESC.	01	1	16.70	0.30	3.90	132.60
PL-EJE 1	01	1	12.80	0.30	3.90	102.18
EJE B/E	01	1	11.50	0.40	3.90	92.82
PL-ASC.	01	1	7.00	0.20	3.90	56.16
PL-ASC.	01	1	8.00	0.30	3.90	64.74
PL.	01	4	3.00	0.30	3.90	102.96
<b>Segundo Nivel</b>						
PL-ESC.	01	3	6.50	0.40	3.90	161.46
PL-ESC.	01	2	7.50	0.40	3.90	123.24
PL-EJE 1	01	1	12.80	0.30	3.90	102.18
EJE B/E	01	1	11.50	0.40	3.90	92.82
PL-ASC.	01	1	7.00	0.20	3.90	56.16
PL.	01	4	3.00	0.30	3.90	102.96
PL-ESC.	01	1	16.70	0.30	3.90	132.60
PL-ASC.	01	1	8.00	0.30	3.90	64.74
<b>Tercer Nivel</b>						
PL-ESC.	01	1	16.70	0.30	3.90	132.60
PL-ASC.	01	1	8.00	0.30	3.90	64.74
PL-ESC.	01	4	6.50	0.40	3.90	215.28
<b>BLOQUE IV</b>						
<b>Primer Nivel</b>						
PL-ESC.	01	1	10.80	0.40	5.00	112.00
PL	01	1	41.58	0.40	5.00	419.80
<b>Segundo Nivel</b>						
PL-ESC.	01	1	10.80	0.40	5.00	112.00
PL	01	1	41.58	0.40	5.00	419.80
<b>Tercer Nivel</b>						
PL-ESC.	01	1	10.80	0.40	5.00	112.00
PL	01	1	41.58	0.40	5.00	419.80

04.04.00 COLUMNAS

04.04.01 CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2

715.06 M3

<b>COLUMNAS DEL SEMISOTANOAL TERCER NIVEL</b>							715.06 M3
<b>BLOQUE I</b>							
<b>Semisotano</b>							
C1	01	51	0.40	0.90	5.00	91.80	

C30X30	01	6	0.30	0.30	5.00	2.70
C20X20	01	4	0.20	0.20	5.00	0.80
C40X40	01	8	0.40	0.40	5.00	6.40
<b>Primer Nivel</b>						
C1	01	51	0.40	0.90	3.90	71.60
C30X30	01	6	0.30	0.30	3.90	2.11
C20X20	01	4	0.20	0.20	3.90	0.62
C40X40	01	8	0.40	0.40	3.90	4.99
<b>Segundo Nivel</b>						
C1	01	51	0.40	0.90	3.90	71.60
C30X30	01	4	0.30	0.30	3.90	1.40
C20X20	01	4	0.20	0.20	3.90	0.62
C40X40	01	6	0.40	0.40	3.90	3.74
<b>Tercer Nivel</b>						
C1	01	6	0.40	0.90	3.90	8.42
C30X30	01	4	0.30	0.30	3.90	1.40
Columnetas	01	22	0.40	0.20	1.20	2.11
<b>BLOQUE II</b>						
<b>Semisotano</b>						
C1	01	41	0.90	0.40	5.00	73.80
<b>Primer Nivel</b>						
C1	01	47	0.90	0.40	3.90	65.99
<b>Segundo Nivel</b>						
C1	01	47	0.90	0.40	3.90	65.99
<b>Tercer Nivel</b>						
Columnetas	01	16	0.40	0.20	1.20	1.54
<b>BLOQUE III</b>						
<b>Semisotano</b>						
C1	01	7	0.90	0.40	4.30	10.84
C2	01	2	1.00	0.30	4.30	2.58
<b>Primer Nivel</b>						
C1	01	14	0.90	0.40	3.90	19.66
C3	01	2	1.10	0.30	3.90	2.57
<b>Segundo Nivel</b>						
C1	01	14	0.90	0.40	3.90	19.66
C3	01	4	1.10	0.30	3.90	5.15
<b>Tercer Nivel</b>						
C1	01	2	0.90	0.40	3.90	2.81
C3	01	2	1.10	0.30	3.90	2.57
CS	01	4	0.40	0.40	3.90	2.50
Columnetas	01	15	0.40	0.20	1.20	1.44

<b>BLOQUE IV</b>							
<b>Semisotano</b>							
C.Circular	01	36	Area=	0.38	3.90	54.03	
<b>Primer Nivel</b>							
C.Circular	01	36	Area=	0.38	4.30	59.57	
<b>Segundo Nivel</b>							
C.Circular	01	36	Area=	0.38	3.90	54.03	

## 04.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA COLUMNAS

4218.70 M2

<b>COLUMNAS DEL SEMISOTANOAL TERCER NIVEL</b>							4218.70 M2
<b>BLOQUE I</b>							
<b>Semisotano</b>							
C1	01	51	0.40	0.90	5.00	663.00	
C30X30	01	6	0.30	0.30	5.00	36.00	
C20X20	01	4	0.20	0.20	5.00	16.00	
C40X40	01	8	0.40	0.40	5.00	64.00	
<b>Primer Nivel</b>							
C1	01	51	0.40	0.90	3.90	517.14	
C30X30	01	6	0.30	0.30	3.90	28.08	
C20X20	01	4	0.20	0.20	3.90	12.48	
C40X40	01	8	0.40	0.40	3.90	49.92	
<b>Segundo Nivel</b>							
C1	01	51	0.40	0.90	3.90	517.14	
C30X30	01	4	0.30	0.30	3.90	18.72	
C20X20	01	4	0.20	0.20	3.90	12.48	
C40X40	01	6	0.40	0.40	3.90	37.44	
<b>Tercer Nivel</b>							
C1	01	6	0.40	0.90	3.90	60.84	
C30X30	01	4	0.30	0.30	3.90	18.72	
Columnetas	01	22	0.40	0.20	1.20	31.68	
<b>BLOQUE II</b>							
<b>Semisotano</b>							
C1	01	41	0.90	0.40	5.00	533.00	
<b>Primer Nivel</b>							
C1	01	47	0.90	0.40	3.90	476.58	
<b>Segundo Nivel</b>							
C1	01	47	0.90	0.40	3.90	476.58	
<b>Tercer Nivel</b>							
Columnetas	01	16	0.40	0.20	1.20	23.04	

<b>BLOQUE III</b>							
<b>Semisotano</b>							
C1	01	7	0.90	0.40	4.30	78.26	
C2	01	2	1.00	0.30	4.30	22.36	
<b>Primer Nivel</b>							
C1	01	14	0.90	0.40	3.90	141.96	
C3	01	2	1.10	0.30	3.90	21.84	
<b>Segundo Nivel</b>							
C1	01	14	0.90	0.40	3.90	141.96	
C3	01	4	1.10	0.30	3.90	43.68	
<b>Tercer Nivel</b>							
C1	01	2	0.90	0.40	3.90	20.28	
C3	01	2	1.10	0.30	3.90	21.84	
CS	01	4	0.40	0.40	3.90	24.96	
Columnetas	01	15	0.40	0.20	1.20	21.60	
<b>BLOQUE IV</b>							
<b>Semisotano</b>							
C.Circular	01	36	Perimet =	0.20	3.90	28.08	
<b>Primer Nivel</b>							
C.Circular	01	36	Perimet =	0.20	4.30	30.96	
<b>Segundo Nivel</b>							
C.Circular	01	36	Perimet =	0.20	3.90	28.08	

04.05.00 **VIGAS**

04.05.01 **CONCRETO EN VIGAS F'C=210 KG/CM2**

1343.88 M3

<b>VIGAS</b>							1343.88 M3
<b>BLOQUE I</b>							
<b>SOTANO</b>							
V-101	01	7	5.60	0.40	0.70	10.98	
V-102	01	7	6.00	0.40	0.70	11.76	
V-103	01	7	5.00	0.40	0.70	9.80	
V-104	01	16	5.40	0.40	0.70	24.19	
V-105	01	22	5.50	0.40	0.70	33.88	
V-106	01	7	5.08	0.40	0.70	9.96	
V-107	01	7	4.77	0.40	0.70	9.35	
V-108	01	8	5.35	0.40	0.70	11.98	
V-109	01	8	8.45	0.40	0.70	18.93	
V-110	01	8	4.90	0.40	0.70	10.98	

V-30X30	01	1	51.87	0.30	0.30	4.67
V-30X50	01	1	5.60	0.30	0.50	0.84
<b>1ER NIVEL</b>						
V-101	01	9	5.60	0.40	0.70	14.11
V-102	01	7	6.00	0.40	0.70	11.76
V-103	01	7	5.00	0.40	0.70	9.80
V-104	01	16	5.40	0.40	0.70	24.19
V-105	01	22	5.50	0.40	0.70	33.88
V-106	01	7	5.08	0.40	0.70	9.96
V-107	01	7	4.77	0.40	0.70	9.35
V-108	01	8	5.35	0.40	0.70	11.98
V-109	01	8	8.45	0.40	0.70	18.93
V-110	01	8	4.90	0.40	0.70	10.98
V-111	01	4	2.03	0.40	0.70	2.27
V-30X30	01	1	71.67	0.30	0.30	6.45
V-30X50	01	1	5.60	0.30	0.50	0.84
V-30X40	01	1	15.20	0.30	0.40	1.82
<b>2DO NIVEL</b>						
V-101	01	9	5.60	0.40	0.70	14.11
V-102	01	7	6.00	0.40	0.70	11.76
V-103	01	7	5.00	0.40	0.70	9.80
V-104	01	16	5.40	0.40	0.70	24.19
V-105	01	22	5.50	0.40	0.70	33.88
V-106	01	7	5.08	0.40	0.70	9.96
V-107	01	7	4.77	0.40	0.70	9.35
V-108	01	8	5.35	0.40	0.70	11.98
V-109	01	8	8.45	0.40	0.70	18.93
V-110	01	8	4.90	0.40	0.70	10.98
V-111	01	4	2.03	0.40	0.70	2.27
V-30X30	01	1	62.38	0.30	0.30	5.61
V-30X40	01	1	15.20	0.30	0.40	1.82
<b>3ER NIVEL</b>						
V-102	01	2	6.00	0.40	0.70	3.36
V-103	01	2	5.00	0.40	0.70	2.80
V-109	01	3	8.45	0.40	0.70	7.10
V-30X30	01	1	14.04	0.30	0.30	1.26
<b>BLOQUE II</b>						
<b>SOTANO</b>						
V-102	01	7	6.00	0.40	0.70	11.76
V-104	01	7	5.40	0.40	0.70	10.58
V-105	01	12	5.50	0.40	0.70	18.48

V-108	01	7	5.35	0.40	0.70	10.49
V-109	01	7	8.45	0.40	0.70	16.56
V-110	01	5	4.90	0.40	0.70	6.86
V-112	01	7	5.20	0.40	0.70	10.19
V-113	01	7	7.10	0.40	0.70	13.92
V-114	01	3	6.15	0.40	0.70	5.17
V-115	01	3	6.90	0.40	0.70	5.80
V-116	01	1	3.70	0.40	0.70	1.04
V30X30	01	1	41.13	0.30	0.30	3.70
V20X30	01	1	18.20	0.20	0.30	1.09
<b>1ER NIVEL</b>						
V-102	01	7	6.00	0.40	0.70	11.76
V-104	01	7	5.40	0.40	0.70	10.58
V-105	01	12	5.50	0.40	0.70	18.48
V-108	01	7	5.35	0.40	0.70	10.49
V-109	01	7	8.45	0.40	0.70	16.56
V-110	01	5	4.90	0.40	0.70	6.86
V-112	01	7	5.20	0.40	0.70	10.19
V-113	01	7	7.10	0.40	0.70	13.92
V-114	01	6	6.15	0.40	0.70	10.33
V-115	01	6	6.90	0.40	0.70	11.59
V-116	01	1	3.70	0.40	0.70	1.04
V30X30	01	1	79.23	0.30	0.30	7.13
V20X30	01	1	18.20	0.20	0.30	1.09
<b>2DO NIVEL</b>						
V-102	01	7	6.00	0.40	0.70	11.76
V-104	01	7	5.40	0.40	0.70	10.58
V-105	01	12	5.50	0.40	0.70	18.48
V-108	01	7	5.35	0.40	0.70	10.49
V-109	01	7	8.45	0.40	0.70	16.56
V-110	01	5	4.90	0.40	0.70	6.86
V-112	01	7	5.20	0.40	0.70	10.19
V-113	01	7	7.10	0.40	0.70	13.92
V-114	01	6	6.15	0.40	0.70	10.33
V-115	01	6	6.90	0.40	0.70	11.59
V-116	01	1	3.70	0.40	0.70	1.04

V30X30	01	1	62.83	0.30	0.30	5.65
V20X30	01	1	25.40	0.20	0.30	1.52
<b>3ER NIVEL</b>						
V30X30	01	1	21.85	0.30	0.30	1.97
<b>BLOQUE III</b>						
<b>SOTANO</b>						
V-102	01	4	5.10	0.40	0.70	5.71
V-105	01	1	4.60	0.40	0.70	1.29
V-113	01	3	2.40	0.40	0.70	2.02
V-114	01	1	6.10	0.40	0.70	1.71
V-118	01	3	1.90	0.40	0.70	1.60
V-119	01	1	2.61	0.40	0.70	0.73
V-120	01	1	5.39	0.40	0.70	1.51
V-126	01	2	5.60	0.40	0.70	3.14
V-131	01	5	6.90	0.40	0.70	9.66
V-134	01	4	3.10	0.40	0.70	3.47
V-155	01	2	1.70	0.40	0.70	0.95
VS6	01	2	6.25	0.30	0.70	2.63
VS8	01	2	1.30	0.30	0.50	0.39
V-30X30	01	1	2.00	0.30	0.30	0.18
V-30X30	01	4	1.40	0.30	0.30	0.50
<b>1ER NIVEL</b>						
V-102	01	4	5.10	0.40	0.70	5.71
V-105	01	1	4.60	0.40	0.70	1.29
V-112	01	9	2.35	0.40	0.70	5.92
V-113	01	3	2.40	0.40	0.70	2.02
V-115	01	4	6.30	0.40	0.70	7.06
V-114	01	1	6.10	0.40	0.70	1.71
V-118	01	3	1.90	0.40	0.70	1.60
V-119	01	2	2.61	0.40	0.70	1.46
V-120	01	1	5.39	0.40	0.70	1.51
V-126	01	2	5.60	0.40	0.70	3.14
V-127	01	2	7.00	0.40	0.70	3.92
V-128	01	2	3.00	0.40	0.70	1.68
V-129	01	2	4.30	0.30	0.70	1.81
V-130	01	2	2.79	0.30	0.70	1.17
V-131	01	5	6.90	0.40	0.70	9.66
V-132	01	3	6.50	0.40	0.70	5.46
V-134	01	4	3.10	0.40	0.70	3.47
V-154	01	2	1.65	0.40	0.70	0.92

V-155	01	2	1.70	0.40	0.70	0.95
V-158	01	1	2.00	0.30	0.30	0.18
VS5	01	2	2.70	0.30	0.70	1.13
VS6	01	2	6.25	0.30	0.70	2.63
VS7	01	1	5.10	0.30	0.70	1.07
VS8	01	2	1.30	0.30	0.50	0.39
V-30X30	01	2	2.35	0.30	0.30	0.42
V-30X30	01	1	3.80	0.30	0.30	0.34
<b>2DO NIVEL</b>						
V-102	01	4	5.10	0.40	0.70	5.71
V-105	01	1	4.60	0.40	0.70	1.29
V-112	01	9	2.35	0.40	0.70	5.92
V-113	01	3	2.40	0.40	0.70	2.02
V-114	01	1	6.10	0.40	0.70	1.71
V-115	01	4	6.30	0.40	0.70	7.06
V-118	01	3	1.90	0.40	0.70	1.60
V-119	01	2	2.70	0.40	0.70	1.51
V-120	01	1	5.39	0.40	0.70	1.51
V-126	01	4	5.60	0.40	0.70	6.27
V-127	01	2	7.00	0.40	0.70	3.92
V-128	01	2	3.09	0.40	0.70	1.73
V-129	01	2	4.31	0.40	0.70	2.41
V-130	01	2	2.80	0.30	0.70	1.18
V-131	01	5	6.90	0.40	0.70	9.66
V-132	01	2	6.50	0.30	0.70	2.73
V-134	01	4	3.10	0.40	0.70	3.47
V-154	01	2	1.65	0.40	0.70	0.92
V-155	01	2	1.70	0.30	0.50	0.51
VS5	01	2	1.70	0.30	0.30	0.31
VS6	01	2	6.25	0.30	0.70	2.63
VS8	01	2	1.30	0.30	0.30	0.23
VS10	01	1	3.80	0.30	0.70	0.80
V-30X70	01	2	3.13	0.30	0.50	0.94
V30X30	01	1	2.00	0.30	0.30	0.18
<b>3ER NIVEL</b>						
V-118	01	2	1.90	0.40	0.70	1.06
V40X70	01	2	6.90	0.40	0.70	3.86
V40X70	01	2	8.00	0.40	0.70	4.48
V40X70	01	2	16.50	0.40	0.70	9.24
V-134	01	4	3.10	0.40	0.70	3.47

VS8	01	2	1.30	0.30	0.30	0.23
VS5	01	2	1.70	0.30	0.30	0.31
V-115	01	1	6.30	0.40	0.70	1.76
V-154	01	2	1.65	0.40	0.70	0.92
VS10	01	1	3.80	0.30	0.50	0.57
<b>BLOQUE IV</b>						
<b>SEMISOTANO</b>						
V-136	01	10	2.30	0.40	0.70	6.44
V-146	01	8	1.40	0.40	0.70	3.14
V-147	01	7	4.40	0.40	0.70	8.62
V-148	01	6	7.00	0.40	0.70	11.76
V-149	01	2	3.80	0.40	0.70	2.13
V-150	01	6	4.70	0.40	0.70	7.90
V-151	01	2	2.70	0.40	0.70	1.51
V-152	01	2	3.30	0.40	0.70	1.85
V-148	01	1	7.00	0.40	0.70	1.96
V-138	01	2	4.75	0.40	0.70	2.66
V-137	01	9	7.00	0.40	0.70	17.64
V-139	01	6	4.00	0.40	0.70	6.72
V-140	01	3	3.20	0.40	0.70	2.69
V-141	01	3	6.40	0.40	0.70	5.38
V-142	01	2	7.10	0.40	0.70	3.98
V-144	01	1	4.40	0.40	0.70	1.23
V-145	01	1	6.53	0.40	0.70	1.83
V-143	01	2	4.75	0.40	0.70	2.66
<b>1ER NIVEL</b>						
V-136	01	10	2.30	0.40	0.70	6.44
V-146	01	8	1.40	0.40	0.70	3.14
V-147	01	7	4.40	0.40	0.70	8.62
V-148	01	6	7.00	0.40	0.70	11.76
V-149	01	2	3.80	0.40	0.70	2.13
V-150	01	6	4.70	0.40	0.70	7.90
V-151	01	2	2.70	0.40	0.70	1.51
V-152	01	2	3.30	0.40	0.70	1.85
V-148	01	1	7.00	0.40	0.70	1.96
V-138	01	2	4.75	0.40	0.70	2.66
V-137	01	9	7.00	0.40	0.70	17.64
V-139	01	6	4.00	0.40	0.70	6.72
V-140	01	3	3.20	0.40	0.70	2.69
V-141	01	3	6.40	0.40	0.70	5.38

V-142	01	2	7.10	0.40	0.70	3.98
V-144	01	1	4.40	0.40	0.70	1.23
V-145	01	1	6.53	0.40	0.70	1.83
V-143	01	2	4.75	0.40	0.70	2.66
<b>2DO NIVEL</b>						
V-136	01	10	2.30	0.40	0.70	6.44
V-146	01	8	1.40	0.40	0.70	3.14
V-147	01	7	4.40	0.40	0.70	8.62
V-148	01	6	7.00	0.40	0.70	11.76
V-149	01	2	3.80	0.40	0.70	2.13
V-150	01	6	4.70	0.40	0.70	7.90
V-151	01	2	2.70	0.40	0.70	1.51
V-152	01	2	3.30	0.40	0.70	1.85
V-148	01	1	7.00	0.40	0.70	1.96
V-138	01	2	4.75	0.40	0.70	2.66
V-137	01	9	7.00	0.40	0.70	17.64
V-139	01	6	4.00	0.40	0.70	6.72
V-140	01	3	3.20	0.40	0.70	2.69
V-141	01	3	6.40	0.40	0.70	5.38
V-142	01	2	7.10	0.40	0.70	3.98
V-144	01	1	4.40	0.40	0.70	1.23
V-145	01	1	6.53	0.40	0.70	1.83
V-143	01	2	4.75	0.40	0.70	2.66

## 04.05.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS

6236.54 M2

VIGAS							6236.54 M2
<b>BLOQUE I</b>							
<b>SOTANO</b>							
V-101	01	7	5.60	Perimet.	1.20	47.04	
V-102	01	7	6.00	Perimet.	1.20	50.40	
V-103	01	7	5.00	Perimet.	1.20	42.00	
V-104	01	16	5.40	Perimet.	1.20	103.68	
V-105	01	22	5.50	Perimet.	1.20	145.20	
V-106	01	7	5.08	Perimet.	1.20	42.67	
V-107	01	7	4.77	Perimet.	1.20	40.07	
V-108	01	8	5.35	Perimet.	1.20	51.36	
V-109	01	8	8.45	Perimet.	1.20	81.12	
V-110	01	8	4.90	Perimet.	1.20	47.04	
V-30X30	01	1	51.87	Perimet.	1.20	62.24	

V-30X50	01	1	5.60	Perimet.	1.20	6.72
<b>1ER NIVEL</b>						
V-101	01	9	5.60	Perimet.	1.20	60.48
V-102	01	7	6.00	Perimet.	1.20	50.40
V-103	01	7	5.00	Perimet.	1.20	42.00
V-104	01	16	5.40	Perimet.	1.20	103.68
V-105	01	22	5.50	Perimet.	1.20	145.20
V-106	01	7	5.08	Perimet.	1.20	42.67
V-107	01	7	4.77	Perimet.	1.20	40.07
V-108	01	8	5.35	Perimet.	1.20	51.36
V-109	01	8	8.45	Perimet.	1.20	81.12
V-110	01	8	4.90	Perimet.	1.20	47.04
V-111	01	4	2.03	Perimet.	1.20	9.74
V-30X30	01	1	71.67	Perimet.	1.20	86.00
V-30X50	01	1	5.60	Perimet.	1.20	6.72
V-30X40	01	1	15.20	Perimet.	1.20	18.24
<b>2DO NIVEL</b>						
V-101	01	9	5.60	Perimet.	1.20	60.48
V-102	01	7	6.00	Perimet.	1.20	50.40
V-103	01	7	5.00	Perimet.	1.20	42.00
V-104	01	16	5.40	Perimet.	1.20	103.68
V-105	01	22	5.50	Perimet.	1.20	145.20
V-106	01	7	5.08	Perimet.	1.20	42.67
V-107	01	7	4.77	Perimet.	1.20	40.07
V-108	01	8	5.35	Perimet.	1.20	51.36
V-109	01	8	8.45	Perimet.	1.20	81.12
V-110	01	8	4.90	Perimet.	1.20	47.04
V-111	01	4	2.03	Perimet.	1.20	9.74
V-30X30	01	1	62.38	Perimet.	1.20	74.86
V-30X40	01	1	15.20	Perimet.	1.20	18.24
<b>3ER NIVEL</b>						
V-102	01	2	6.00	Perimet.	1.20	14.40
V-103	01	2	5.00	Perimet.	1.20	12.00
V-109	01	3	8.45	Perimet.	1.20	30.42
V-30X30	01	1	14.04	Perimet.	1.20	16.85
<b>BLOQUE II</b>						
<b>SOTANO</b>						
V-102	01	7	6.00	Perimet.	1.20	50.40
V-104	01	7	5.40	Perimet.	1.20	45.36
V-105	01	12	5.50	Perimet.	1.20	79.20
V-108	01	7	5.35	Perimet.	1.20	44.94

V-109	01	7	8.45	Perimet.	1.20	70.98
V-110	01	5	4.90	Perimet.	1.20	29.40
V-112	01	7	5.20	Perimet.	1.20	43.68
V-113	01	7	7.10	Perimet.	1.20	59.64
V-114	01	3	6.15	Perimet.	1.20	22.14
V-115	01	3	6.90	Perimet.	1.20	24.84
V-116	01	1	3.70	Perimet.	1.20	4.44
V30X30	01	1	41.13	Perimet.	1.20	49.36
V20X30	01	1	18.20	Perimet.	1.20	21.84
<b>1ER NIVEL</b>					1.20	
V-102	01	7	6.00	Perimet.	1.20	50.40
V-104	01	7	5.40	Perimet.	1.20	45.36
V-105	01	12	5.50	Perimet.	1.20	79.20
V-108	01	7	5.35	Perimet.	1.20	44.94
V-109	01	7	8.45	Perimet.	1.20	70.98
V-110	01	5	4.90	Perimet.	1.20	29.40
V-112	01	7	5.20	Perimet.	1.20	43.68
V-113	01	7	7.10	Perimet.	1.20	59.64
V-114	01	6	6.15	Perimet.	1.20	44.28
V-115	01	6	6.90	Perimet.	1.20	49.68
V-116	01	1	3.70	Perimet.	1.20	4.44
V30X30	01	1	79.23	Perimet.	1.20	95.08
V20X30	01	1	18.20	Perimet.	1.20	21.84
<b>2DO NIVEL</b>						
V-102	01	7	6.00	Perimet.	1.20	50.40
V-104	01	7	5.40	Perimet.	1.20	45.36
V-105	01	12	5.50	Perimet.	1.20	79.20
V-108	01	7	5.35	Perimet.	1.20	44.94
V-109	01	7	8.45	Perimet.	1.20	70.98
V-110	01	5	4.90	Perimet.	1.20	29.40
V-112	01	7	5.20	Perimet.	1.20	43.68
V-113	01	7	7.10	Perimet.	1.20	59.64
V-114	01	6	6.15	Perimet.	1.20	44.28
V-115	01	6	6.90	Perimet.	1.20	49.68
V-116	01	1	3.70	Perimet.	1.20	4.44
V30X30	01	1	62.83	Perimet.	1.20	75.40
V20X30	01	1	25.40	Perimet.	1.20	30.48
<b>3ER NIVEL</b>						
V30X30	01	1	21.85	Perimet.	1.20	26.22

<b>BLOQUE III</b>						
<b>SOTANO</b>						
V-102	01	4	5.10	Perimet.	1.20	24.48
V-105	01	1	4.60	Perimet.	1.20	5.52
V-113	01	3	2.40	Perimet.	1.20	8.64
V-114	01	1	6.10	Perimet.	1.20	7.32
V-118	01	3	1.90	Perimet.	1.20	6.84
V-119	01	1	2.61	Perimet.	1.20	3.13
V-120	01	1	5.39	Perimet.	1.20	6.47
V-126	01	2	5.60	Perimet.	1.20	13.44
V-131	01	5	6.90	Perimet.	1.20	41.40
V-134	01	4	3.10	Perimet.	1.20	14.88
V-155	01	2	1.70	Perimet.	1.20	4.08
VS6	01	2	6.25	Perimet.	1.20	15.00
VS8	01	2	1.30	Perimet.	1.20	3.12
V-30X30	01	1	2.00	Perimet.	1.20	2.40
V-30X30	01	4	1.40	Perimet.	1.20	6.72
<b>1ER NIVEL</b>						
V-102	01	4	5.10	Perimet.	1.20	24.48
V-105	01	1	4.60	Perimet.	1.20	5.52
V-112	01	9	2.35	Perimet.	1.20	25.38
V-113	01	3	2.40	Perimet.	1.20	8.64
V-115	01	4	6.30	Perimet.	1.20	30.24
V-114	01	1	6.10	Perimet.	1.20	7.32
V-118	01	3	1.90	Perimet.	1.20	6.84
V-119	01	2	2.61	Perimet.	1.20	6.26
V-120	01	1	5.39	Perimet.	1.20	6.47
V-126	01	2	5.60	Perimet.	1.20	13.44
V-127	01	2	7.00	Perimet.	1.20	16.80
V-128	01	2	3.00	Perimet.	1.20	7.20
V-129	01	2	4.30	Perimet.	1.20	10.32
V-130	01	2	2.79	Perimet.	1.20	6.70
V-131	01	5	6.90	Perimet.	1.20	41.40
V-132	01	3	6.50	Perimet.	1.20	23.40
V-134	01	4	3.10	Perimet.	1.20	14.88
V-154	01	2	1.65	Perimet.	1.20	3.96
V-155	01	2	1.70	Perimet.	1.20	4.08
V-158	01	1	2.00	Perimet.	1.20	2.40
VS5	01	2	2.70	Perimet.	1.20	6.48
VS6	01	2	6.25	Perimet.	1.20	15.00
VS7	01	1	5.10	Perimet.	1.20	6.12

VS8	01	2	1.30	Perimet.	1.20	3.12
V-30X30	01	2	2.35	Perimet.	1.20	5.64
V-30X30	01	1	3.80	Perimet.	1.20	4.56
<b>2DO NIVEL</b>						
V-102	01	4	5.10	Perimet.	1.20	24.48
V-105	01	1	4.60	Perimet.	1.20	5.52
V-112	01	9	2.35	Perimet.	1.20	25.38
V-113	01	3	2.40	Perimet.	1.20	8.64
V-114	01	1	6.10	Perimet.	1.20	7.32
V-115	01	4	6.30	Perimet.	1.20	30.24
V-118	01	3	1.90	Perimet.	1.20	6.84
V-119	01	2	2.70	Perimet.	1.20	6.48
V-120	01	1	5.39	Perimet.	1.20	6.47
V-126	01	4	5.60	Perimet.	1.20	26.88
V-127	01	2	7.00	Perimet.	1.20	16.80
V-128	01	2	3.09	Perimet.	1.20	7.42
V-129	01	2	4.31	Perimet.	1.20	10.34
V-130	01	2	2.80	Perimet.	1.20	6.72
V-131	01	5	6.90	Perimet.	1.20	41.40
V-132	01	2	6.50	Perimet.	1.20	15.60
V-134	01	4	3.10	Perimet.	1.20	14.88
V-154	01	2	1.65	Perimet.	1.20	3.96
V-155	01	2	1.70	Perimet.	1.20	4.08
VS8	01	2	1.30	Perimet.	1.20	3.12
VS10	01	1	3.80	Perimet.	1.20	4.56
V-30X70	01	2	3.13	Perimet.	1.20	7.51
V30X30	01	1	2.00	Perimet.	1.20	2.40
<b>3ER NIVEL</b>						
V-118	01	2	1.90	Perimet.	1.20	4.56
V40X70	01	2	6.90	Perimet.	1.20	16.56
V40X70	01	2	8.00	Perimet.	1.20	19.20
V40X70	01	2	16.50	Perimet.	1.20	39.60
V-134	01	4	3.10	Perimet.	1.20	14.88
V-115	01	1	6.30	Perimet.	1.20	7.56
V-154	01	2	1.65	Perimet.	1.20	3.96
VS10	01	1	3.80	Perimet.	1.20	4.56
<b>BLOQUE IV</b>						
<b>SEMISOTANO</b>						
V-136	01	10	2.30	Perimet.	1.20	27.60
V-146	01	8	1.40	Perimet.	1.20	13.44

V-147	01	7	4.40	Perimet.	1.20	36.96
V-148	01	6	7.00	Perimet.	1.20	50.40
V-149	01	2	3.80	Perimet.	1.20	9.12
V-150	01	6	4.70	Perimet.	1.20	33.84
V-151	01	2	2.70	Perimet.	1.20	6.48
V-152	01	2	3.30	Perimet.	1.20	7.92
V-148	01	1	7.00	Perimet.	1.20	8.40
V-138	01	2	4.75	Perimet.	1.20	11.40
V-137	01	9	7.00	Perimet.	1.20	75.60
V-139	01	6	4.00	Perimet.	1.20	28.80
V-140	01	3	3.20	Perimet.	1.20	11.52
V-141	01	3	6.40	Perimet.	1.20	23.04
V-142	01	2	7.10	Perimet.	1.20	17.04
V-144	01	1	4.40	Perimet.	1.20	5.28
V-145	01	1	6.53	Perimet.	1.20	7.84
V-143	01	2	4.75	Perimet.	1.20	11.40
<b>1ER NIVEL</b>						
V-136	01	10	2.30	Perimet.	1.20	27.60
V-146	01	8	1.40	Perimet.	1.20	13.44
V-147	01	7	4.40	Perimet.	1.20	36.96
V-148	01	6	7.00	Perimet.	1.20	50.40
V-149	01	2	3.80	Perimet.	1.20	9.12
V-150	01	6	4.70	Perimet.	1.20	33.84
V-151	01	2	2.70	Perimet.	1.20	6.48
V-152	01	2	3.30	Perimet.	1.20	7.92
V-148	01	1	7.00	Perimet.	1.20	8.40
V-138	01	2	4.75	Perimet.	1.20	11.40
V-137	01	9	7.00	Perimet.	1.20	75.60
V-139	01	6	4.00	Perimet.	1.20	28.80
V-140	01	3	3.20	Perimet.	1.20	11.52
V-141	01	3	6.40	Perimet.	1.20	23.04
V-142	01	2	7.10	Perimet.	1.20	17.04
V-144	01	1	4.40	Perimet.	1.20	5.28
V-145	01	1	6.53	Perimet.	1.20	7.84
V-143	01	2	4.75	Perimet.	1.20	11.40
<b>2DO NIVEL</b>						
V-136	01	10	2.30	Perimet.	1.20	27.60
V-146	01	8	1.40	Perimet.	1.20	13.44
V-147	01	7	4.40	Perimet.	1.20	36.96
V-148	01	6	7.00	Perimet.	1.20	50.40
V-149	01	2	3.80	Perimet.	1.20	9.12

V-150	01	6	4.70	Perimet.	1.20	33.84	
V-151	01	2	2.70	Perimet.	1.20	6.48	
V-152	01	2	3.30	Perimet.	1.20	7.92	
V-148	01	1	7.00	Perimet.	1.20	8.40	
V-138	01	2	4.75	Perimet.	1.20	11.40	
V-137	01	9	7.00	Perimet.	1.20	75.60	
V-139	01	6	4.00	Perimet.	1.20	28.80	
V-140	01	3	3.20	Perimet.	1.20	11.52	
V-141	01	3	6.40	Perimet.	1.20	23.04	
V-142	01	2	7.10	Perimet.	1.20	17.04	
V-144	01	1	4.40	Perimet.	1.20	5.28	
V-145	01	1	6.53	Perimet.	1.20	7.84	
V-143	01	2	4.75	Perimet.	1.20	11.40	

04.06.00 LOSAS ALIGERADAS

04.06.01 CONCRETO EN LOSA ALIGERADA F'C=210 KG/CM2

1050.21 M3

<b>LOSA ALIGERADA</b>							1050.21 M3
<b>BLOQUE I</b>							
Semisotano	01	01	Area=	1280.04	0.30	1280.04	
Primer Nivel	01	01	Area=	1273.95	0.30	1273.95	
Segundo Nivel	01	01	Area=	1268.08	0.30	1268.08	
Tercer Nivel	01	01	Area=	100.32	0.30	100.32	
<b>BLOQUE II</b>							
Semisotano	01	01	Area=	1019.44	0.30	1019.44	
Primer Nivel	01	01	Area=	1043.03	0.30	1043.03	
Segundo Nivel	01	01	Area=	1074.09	0.30	1074.09	
Tercer Nivel	01	01	Area=	21.43	0.30	21.43	
<b>BLOQUE III</b>							
Semisotano	01	01	Area=	1051.87	0.30	1051.87	
Primer Nivel	01	01	Area=	644.8	0.30	644.80	
Segundo Nivel	01	01	Area=	742.15	0.30	742.15	
Tercer Nivel	01	01	Area=	134.47	0.30	134.47	
<b>BLOQUE IV</b>							
LOSA	01	01	Area=	711.86		711.86	
LOSA	01	01	Area=	812.17		812.17	
LOSA	01	01	Area=	824.70		824.70	
				FACTOR	0.0875	12002.40	1050.21 M3

04.06.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA LOSA ALIGERADA

12002.4 M2

LOSA ALIGERADA							12002.4 M2
<b>BLOQUE I</b>							
Semisotano	01	01	Area=	1280.04	0.30	1280.04	
Primer Nivel	01	01	Area=	1273.95	0.30	1273.95	
Segundo Nivel	01	01	Area=	1268.08	0.30	1268.08	
Tercer Nivel	01	01	Area=	100.32	0.30	100.32	
<b>BLOQUE II</b>							
Semisotano	01	01	Area=	1019.44	0.30	1019.44	
Primer Nivel	01	01	Area=	1043.03	0.30	1043.03	
Segundo Nivel	01	01	Area=	1074.09	0.30	1074.09	
Tercer Nivel	01	01	Area=	21.43	0.30	21.43	
<b>BLOQUE III</b>							
Semisotano	01	01	Area=	1051.87	0.30	1051.87	
Primer Nivel	01	01	Area=	644.8	0.30	644.80	
Segundo Nivel	01	01	Area=	742.15	0.30	742.15	
Tercer Nivel	01	01	Area=	134.47	0.30	134.47	
<b>BLOQUE IV</b>							
LOSA	01	01	Area=	711.86	0.30	711.86	
LOSA	01	01	Area=	812.17	0.30	812.17	
LOSA	01	01	Area=	824.70	0.30	824.70	

04.06.03 PLASTOFORMO PARA LOSA ALIGERADA

15003.0 UN

DEL SEMISOTANO AL TERCER NIVEL							15003.0 UN
<b>BLOQUE I</b>							
Semisotano	01	01	Area=	1280.04	0.30	1280.04	
Primer Nivel	01	01	Area=	1273.95	0.30	1273.95	
Segundo Nivel	01	01	Area=	1268.08	0.30	1268.08	
Tercer Nivel	01	01	Area=	100.32	0.30	100.32	
<b>BLOQUE II</b>							
Semisotano	01	01	Area=	1019.44	0.30	1019.44	
Primer Nivel	01	01	Area=	1043.03	0.30	1043.03	
Segundo Nivel	01	01	Area=	1074.09	0.30	1074.09	
Tercer Nivel	01	01	Area=	21.43	0.30	21.43	
<b>BLOQUE III</b>							
Semisotano	01	01	Area=	1051.87	0.30	1051.87	

Primer Nivel	01	01	Area=	644.8	0.30	644.80	15003.0 UN
Segundo Nivel	01	01	Area=	742.15	0.30	742.15	
Tercer Nivel	01	01	Area=	134.47	0.30	134.47	
<b>BLOQUE IV</b>							
LOSA	01	01	Area=	711.86	0.30	711.86	
LOSA	01	01	Area=	812.17	0.30	812.17	
LOSA	01	01	Area=	824.70	0.30	824.70	
			FACTO	1.250	12002.4		

04.07.00 ESCALERAS

## 04.07.01 CONCRETO EN ESCALERAS F'C=210 KG/CM2

56.65 M3

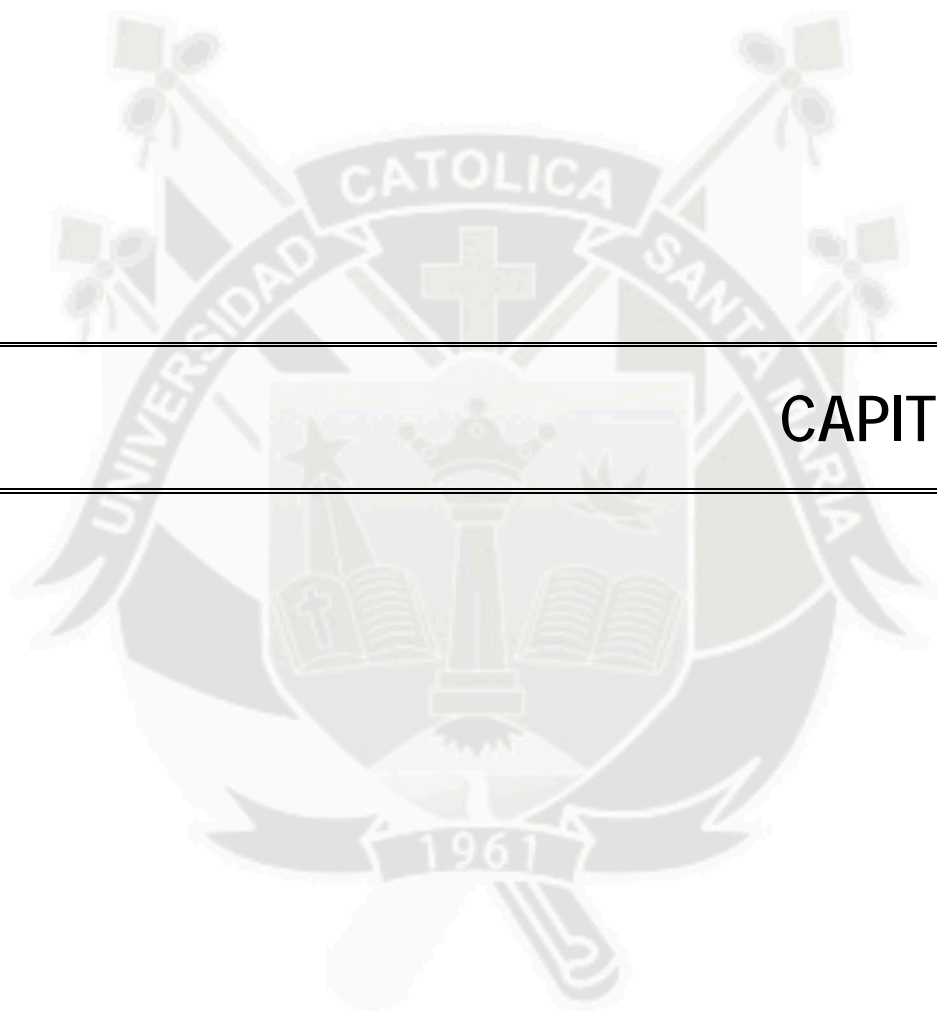
<b>ESCALERAS - Del bloque I al IV</b>							56.65 M3
<b>DEL BLOQUE I AL IV</b>							
<b>Tipo I</b>							
Losa de escalera	01	02	6.80	1,7	0.17	3.93	
Descanso	01	04	1.70	1,7	0.13	1.50	
Escalones	01	02	1.70	Sección	0.03	0.09	
<b>Tipo II</b>							
Losa de escalera	02	03	7.80	1,5	0.17	11.93	
Descanso	01	06	1.90	3	0.13	4.45	
Escalones	02	03	1.50	Sección	0.03	0.24	
<b>Tipo III</b>							
Losa de escalera	01	03	6.40	1,8	0.17	5.88	
Descanso	01	03	1.50	3,6	0.13	2.11	
Escalones	01	03	1.80	Sección	0.03	0.14	
<b>Tipo IV</b>							
Losa de escalera	01	02	7.20	1,1	0.17	2.69	
Descanso	01	04	1.80	2,2	0.13	2.06	
Escalones	01	02	1.10	Sección	0.03	0.06	
<b>Tipo V</b>							
Losa de escalera	01	02	7.20	1,5	0.17	3.67	
Descanso	01	04	1.70	1,7	0.13	1.50	
Escalones	01	02	1.50	Sección	0.03	0.08	
<b>Tipo VI</b>							
Losa de escalera	03	02	4.80	1,5	0.17	7.34	
Descanso	01	04	1.70	1,7	0.13	1.50	
Escalones	03	02	1.50	Sección	0.03	0.24	

Tipo VII							
Losa de escalera	01	02	8.00	1.80	0.17	4.90	
Descanso	01	06	1.70	1,7	0.13	2.25	
Escalones	01	02	1.80	Sección	0.03	0.09	

## 04.07.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS

430.39 M2

ESCALERAS							430.39 M2
DEL BLOQUE I AL IV							
Tipo I							49.56
Losa de escalera	01	02	6.80	1,7		23.12	
Descanso	01	04	1.70	1,7		11.56	
Contrapaso	02	25	1.70		0.18	14.88	
Tipo II							117.53
Losa de escalera	02	03	7.80	1,5		70.20	
Descanso	01	06	1.90	3		34.20	
Contrapaso	02	25	1.50		0.18	13.13	
Tipo III							58.64
Losa de escalera	01	03	6.40	1,8		34.56	
Descanso	01	03	1.50	3,6		16.20	
Contrapaso	01	25	1.80		0.18	7.88	
Tipo IV							36.49
Losa de escalera	01	02	7.20	1,1		15.84	
Descanso	01	04	1.80	2,2		15.84	
Contrapaso	01	25	1.10		0.18	4.81	
Tipo V							39.72
Losa de escalera	01	02	7.20	1,5		21.60	
Descanso	01	04	1.70	1,7		11.56	
Contrapaso	01	25	1.50		0.18	6.56	
Tipo VI							74.45
Losa de escalera	03	02	4.80	1,5		43.20	
Descanso	01	04	1.70	1,7		11.56	
Contrapaso	03	25	1.50		0.18	19.69	
Tipo VII							54.02
Losa de escalera	01	02	8.00	1.80		28.80	
Descanso	01	06	1.70	1,7		17.34	
Contrapaso	01	25	1.80		0.18	7.88	



---

## CAPITULO XIV

---

## CAPITULO XIII

### COSTOS Y PRESUPUESTO ESTRUCTURAL

#### 14.1 Introducción.

La importancia que tiene saber el costo y tiempo de construcción que requiere el edificio, es el factor que determinará finalmente si se ejecuta o no el proyecto, asimismo, el costo del edificio sirve como indicador de la concepción estructural asignada al proyecto, reflejando si el planteamiento formulado para la estructura está dentro del rango económico (de costo) para el medio local donde se encuentra el proyecto, por lo tanto, el presente capítulo desarrolla la información concerniente al costo y tiempo de ejecución del proyecto.

#### 14.2 Metrado.

Con el fin de obtener el costo y tiempo de construcción del proyecto, es necesario conocer la cantidad de material, mano de obra y equipo necesario para la ejecución del proyecto, en tal sentido se procede a elaborar los metrados respectivos del proyecto, según los criterios proporcionados por el Reglamento de Metrados para obras de edificación (D:S: N° 013-79-VC).

Las partidas contempladas para el proceso de metrados son las siguientes:

- Trabajos Preliminares.
  
- Movimiento de Tierras.
  - Excavación para zapatas.
  - Excavación para vigas de conexión
  
- Obras de Concreto Simple.
  - Solado de Concreto.
  - Sobrecimientos.
  
- Obras de Concreto Armado
  - Zapatas.
  - Vigas de Conexión.
  - Muros de Corte.
  - Columnas.
  - Vigas.
  - Losas Aligeradas.
  - Escaleras.

Como datos generales acerca del proyecto, tenemos que se encuentra ubicado sobre un terreno de 42644.80 y el edificio se ejecutara en 4553.80 M2.

Para la ejecución de concreto simple y armado, se requieren, 6229.88 M3 de concreto f'c: 210 Kg/cm<sup>2</sup> a ser utilizado, 212.58 M3 de concreto f'c = 100 Kg/cm<sup>2</sup>, y 33.30 de concreto f'c= 140 Kg/cm<sup>2</sup>. Utilizados para las diferentes partidas, distribuidos según el siguiente cuadro.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	M3	%
Solado para zapatas e=10 cm. Mezcla 1:12 cemento-hormigón	152.22	2.35
Solado p/vigas de conexión e= 10 cm. Mezcla 1:12 cemento-hormigón	60.40	0.93
Concreto sobrecimiento de 1:8 cem-hor 25% p.m.	33.27	0.51
Concreto en zapatas $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	1159.59	17.91
Concreto en vigas de conexión $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	482.87	7.46
Concreto en muros de corte $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	1421.62	21.95
Concreto en columnas $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	715.10	11.04
Concreto en vigas $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	1343.88	20.75
Concreto en losa aligerada $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	1050.21	16.22
Concreto en escaleras $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	56.65	0.87

Para el encofrado de los volúmenes de concreto, se cubrirá una superficie de 31670.33 M2 de encofrado a ser utilizados para columnas, placas, escaleras, vigas y losa

ELEMENTO ESTRUCTURAL	M2	%
Encofrado y desencofrado normal en sobrecimientos	221.37	0.70
Encofrado y desencofrado para muro de corte	8560.93	27.03
Encofrado y desencofrado para columnas	4218.70	13.32
Encofrado y desencofrado normal en vigas	6236.54	19.69
Encofrado y desencofrado normal en escaleras	430.39	1.36
Encofrado y desencofrado para losa aligerada	12002.40	37.90

En cuanto a la cantidad de acero de refuerzo a ser utilizados en los elementos de concreto armado, se ha metrado una necesidad de 245.80 Tnf. Distribuidos en la edificación según el siguiente cuadro:

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Tnf.	%
Acero en zapatas $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	5.89	2.39
Acero en vigas de cimentación $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ grado 60	3.51	1.43
Acero en muro de corte $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ grado 60	61.13	24.87
Acero en columna $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ grado 60	56.70	23.07
Acero en vigas $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ grado 60	37.84	15.40
Acero en losa aligerada $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ grado 60	79.02	32.15
Acero en escaleras $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ grado 60	1.69	0.69

### 14.3 Análisis de Costos Unitarios.

De las partidas denominadas en el proceso de metrados, se construye la base de datos de análisis de costos unitarios que será empleada para la elaboración del presupuesto de la obra, como sabemos el análisis de costos unitarios de una partida determinada, es la

sumatoria de recursos o aportes de mano de obra y/o materiales y/o equipos afectados por su precio unitario correspondiente, lo cual nos permite obtener un costo total por unidad de medida de dicha partida. Las bases de datos consultados y en algunos casos corroboradas con algunas partidas previamente obtenidas de algunas obras de participación personal como son CAPECO (Cámara Peruana de la Construcción) Sistema S10 (Modulo de Presupuestó); observándose que las bases de datos proporcionados por el Sistema S10 poseen valores relativamente promedios con las diferentes bases de datos revisados para algunas partidas, también se observó que la descripción de las partidas en cuanto a materiales y equipo en algunas partidas es más detallada, específica y completa que otras bases de datos. Es importante mencionar que los análisis de costos utilizados, en su ingreso de costos no se incluyó los impuestos de ley a los materiales, equipos y mano de obra.

#### 14.4 Presupuesto Estructural.

Con los metrados, el Análisis de Costos Unitarios y Cotizaciones (Puesto el insumo y equipo en el sitio de la obra) ya concluidos, además de considerarse que la ejecución de la obra se realizara bajo condiciones normales de trabajo, se obtiene el presupuesto de la obra, mostrado a continuación:

CÓDIGO E	PARTIDA ESTRUCTURAS	PARCIAL S/.	TOTALS/.
	Costo Directo		4111175.95
	Gastos Generales		411117.59
	Utilidad		205558.80
	<b>Sub Total</b>		<b>4727852.34</b>
	Impuesto (I.G.V. 18%)		851013.42
	<b>Total Presupuesto</b>		<b>5578865.76</b>

---



CAPITULO XV

---

**ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS**

## ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

### Partida 01.01.00 Trazo, Niveles y Replanteo Preliminar

Rendimiento m2/DIA : 500.00	EQ. 500.00	Costo unitario directo por : m2		0.90	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.6000	0.0096	10.89	0.10
PEON	hh	1.8000	0.0288	7.40	0.21
OPERARIO TOPOGRAFO	hh	0.6000	0.0096	9.14	0.09
<b>Materiales</b>					
CAL EN BOLSAS DE 14 kg	bls		0.0500	5.85	0.36
MADERA TORNILLO	p2		0.0200	2.87	0.07
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	0.41	0.01
TEODOLITO	hm	0.6000	0.0096	5.33	0.05
					<b>0.06</b>

### Partida 02.01.00 Nivelación del terreno

Rendimiento m2/DIA : 120.00	EQ. 120.00	Costo unitario directo por : m2		1.34	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.11	0.01	10.89	0.08
OPERARIO	hh	1.01	0.07	9.14	0.61
PEON	hh	1.01	0.07	7.40	0.50
<b>Materiales</b>					
REGLA DE MADERA	p2		0.03	2.87	0.09
CLAVOS DE 3"	kg		0.01	3.85	0.04
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.03	1.18	0.04
					<b>0.04</b>

### Partida 02.02.00 Excavación de Zanjas para cimientos

Rendimiento m3/DIA : 6.00	EQ. 6.00	Costo unitario directo por : m3		11.66	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.10	0.13	10.89	1.45
PEON	hh	1.00	1.33	7.40	9.87
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.03	11.32	0.34
					<b>0.34</b>

### Partida 03.01.01 Cimientos Corridos + 30% Piedra

Rendimiento m3/DIA : 25.00	EQ. 25.00	Costo unitario directo por : m3		127.19	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0400	10.89	0.44
OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	9.14	7.31
OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	8.20	3.28
PEON	hh	7.0000	2.8000	7.40	20.72

Materiales					31.75
PIEDRA GRANDE DE 8"	m3		0.5000	36.90	18.45
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		3.0500	16.31	49.75
HORMIGON DE RIO	m3		0.5000	36.90	18.45
Equipos					86.65
MEZCLADORA DE CONCRETO 9p3	hm	2.4000	0.7680	4.45	3.42
VIBRADOR DE CONCRETO	hm	2.4000	0.7680	7.00	5.38
					<b>8.79</b>

**Partida 03.02.01 Solados Para Zapatas e=10cm.**

Rendimiento m2/DIA : 80.00	EQ. 80.00	Costo unitario directo por : m2			19.72
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.1000	9.14	0.91
CAPATAZ	hh	0.2000	0.0200	10.89	0.22
OPERARIO	hh	2.0000	0.2000	9.14	1.83
OFICIAL	hh	1.0000	0.1000	8.20	0.82
PEON	hh	6.0000	0.6000	7.40	4.44
Materiales					
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		0.2700	16.31	5.32
HORMIGON DE RIO	m3		0.0900	36.90	4.05
REGLA DE MADERA	p2		0.1120	3.50	0.39
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	8.22	0.25
MEZCLADORA DE CONCRETO 9p3	hm	1.0000	0.1000	4.45	1.49
					<b>1.74</b>

**Partida 03.02.02 Solados Para Vigas de Conexión e=10cm.**

Rendimiento m2/DIA : 80.00	EQ. 80.00	Costo unitario directo por : m2			13.98
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.1000	9.14	0.91
CAPATAZ	hh	0.2000	0.0200	10.89	0.22
OPERARIO	hh	2.0000	0.2000	9.14	1.83
OFICIAL	hh	1.0000	0.1000	8.20	0.82
PEON	hh	2.0000	0.2000	7.40	1.48
Materiales					
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		0.2700	16.31	4.40
HORMIGON DE RIO	m3		0.0900	36.90	3.32
REGLA DE MADERA	p2		0.1120	3.50	0.39
Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	5.26	0.16
MEZCLADORA DE CONCRETO 9p3	hm	1.0000	0.1000	4.45	0.45
					<b>0.60</b>

**Partida 03.03.01 Concreto 1:8+25% PM para Sobrecimientos**

Rendimiento m3/DIA : 12.00	EQ. 12.00	Costo unitario directo por : m3		175.45
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/. Parcial \$/.
<b>Mano de Obra</b>				
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0050	0.6700	9.14 6.12
CAPATAZ	hh	0.1050	0.0700	10.89 0.76
OPERARIO	hh	1.0050	0.6700	9.14 6.12
OFICIAL	hh	1.9950	1.3300	8.20 10.91
PEON	hh	7.9950	5.3300	7.40 39.44
<b>Materiales</b>				<b>63.36</b>
PIEDRA MEDIANA DE 6"	m3		0.4200	36.90 15.50
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		3.7000	16.31 60.35
HORMIGON (PUESTO EN OBRA)	m3		0.8500	36.90 31.37
<b>Equipos</b>				<b>107.21</b>
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	63.36 1.90
MEZCLADORA DE CONCRETO 9p3	hm	1.0050	0.6700	4.45 2.98
				<b>4.88</b>

**Partida 03.03.02 Encofrado y Descencofrado Normal en Sobrecimientos**

Rendimiento m2/DIA : 14.00	EQ. 16.00	Costo unitario directo por : m2		36.06
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/. Parcial \$/.
<b>Mano de Obra</b>				
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0500	10.89 0.54
OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	9.14 4.57
OFICIAL	hh	1.0000	0.5000	8.20 4.10
PEON	hh	0.7500	0.3750	7.40 2.78
<b>Materiales</b>				<b>11.99</b>
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.2600	3.85 1.22
CLAVOS P/MADERA C/C DE 3"	kg		0.1300	3.85 0.61
MADERA P/ENCOFRADO	p2		4.8300	3.69 21.74
<b>Equipos</b>				<b>23.57</b>
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	11.99 0.50
				<b>0.50</b>

**Partida 04.01.01 Concreto Para Zapatas f'c=210 kg/cm2**

Rendimiento m3/DIA : 20.00	EQ. 22.00	Costo unitario directo por : m3		252.80
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/. Parcial \$/.
<b>Mano de Obra</b>				
CAPATAZ	hh	0.2000	0.0727	10.89 0.79
OPERARIO	hh	1.0000	0.3636	9.14 3.32
OFICIAL	hh	1.0000	0.3636	8.20 2.98
PEON	hh	6.0000	2.1818	7.40 16.15
<b>Materiales</b>				<b>23.24</b>
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8500	61.50 52.28
ARENA GRUESA	m3		0.4200	36.90 15.50
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		9.7400	16.31 158.86
<b>Equipos</b>				<b>226.63</b>
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	23.24 0.70
MEZCLADORA DE CONCRETO 9p3	hm	1.2500	0.5000	4.45 2.23
				<b>2.92</b>

**Partida 04.01.02 Acero en Zapatas  $F_y=4200$  Kg/Cm2**

Rendimiento kg/DIA : 250.00	EQ. 250.00	Costo unitario directo por : kg		6.62	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.1250	0.0040	10.89	0.04
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	9.14	0.29
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	8.20	0.26
<b>Materiales</b>					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0600	3.85	0.23
ACERO CORRUGADO 4200kg/cm2	kg	1.0700	2.38	2.38	5.66
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	0.60	0.02
CIZALLA PARA CORTE DE FIERRO	hm	1.0000	0.0320	3.50	0.11
					<b>0.13</b>

**Partida 04.02.01 Concreto en Vigas de Cimentación  $F_c=210$  Kg/cm2**

Rendimiento m3/DIA : 20.00	EQ. 20.00	Costo unitario directo por : m3		323.80	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	0.8000	9.14	7.31
CAPATAZ	hh	0.2250	0.0900	10.89	0.98
OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	9.14	7.31
OFICIAL	hh	2.0000	0.8000	8.20	6.56
PEON	hh	8.2500	3.3000	7.40	24.42
<b>Materiales</b>					
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5300	53.30	28.25
ARENA GRUESA	m3		0.5200	36.90	19.19
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		9.7300	16.31	158.70
PASES DE MADERA	p2		0.1000	3.40	0.34
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	46.58	1.40
MEZCLADORA DE CONCRETO 9p3	hm	1.0000	0.4000	4.45	1.78
VIBRADOR DE CONCRETO	hm	1.0000	0.4000	4.45	1.78
					<b>4.96</b>

**Partida 04.02.02 Acero en Vigas de Cimentación  $f_y=4200$  kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento kg/DIA : 250.00	EQ. 250.00	Costo unitario directo por : kg		3.92	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.1250	0.0040	10.89	0.04
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	9.14	0.29
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	8.20	0.26
<b>Materiales</b>					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.69	0.22
ACERO CORRUGADO 4200 kg/cm2	kg	1.0700	2.38	2.38	2.55
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.60	0.03
CIZALLA PARA CORTE DE FIERRO	hm	1.0000	0.0320	3.50	0.16
					<b>0.19</b>

**Partida 04.03.01 Concreto en Muro de Corte Fc=210 Kg/cm2**

Rendimiento m3/DIA : 10.00		EQ. 10.00	Costo unitario directo por : m3		435.28
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0000	2.4000	9.14	21.94
CAPATAZ	hh	0.2375	0.1900	10.89	2.07
OPERARIO	hh	2.0000	1.6000	9.14	14.62
OFICIAL	hh	2.0000	1.6000	8.20	13.12
PEON	hh	10.3375	8.2700	7.40	61.20
					<b>112.95</b>
<b>Materiales</b>					
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5300	53.30	28.25
ARENA GRUESA	m3		0.5200	36.90	19.19
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		9.7300	16.31	158.70
					<b>206.13</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	112.95	3.39
MEZCLADORA DE CONCRETO 9p3	hm	1.0000	0.8000	4.45	3.56
VIBRADOR DE CONCRETO	hm	1.0000	0.8000	4.45	3.56
WINCHE DE DOS BALDES 3.6 HP	hm	1.0000	0.8000	5.00	4.00
					<b>14.51</b>

**Partida 04.03.02 Encofrado y Descencofrado Normal en Muro de Corte**

Rendimiento m2/DIA : 20.00		EQ. 20.00	Costo unitario directo por : m2		31.67
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.1200	0.0480	10.89	0.52
OPERARIO	hh	1.2450	0.4980	9.14	4.55
OFICIAL	hh	1.4850	0.5940	8.20	4.87
PEON	hh	0.4800	0.1920	7.40	1.42
					<b>11.37</b>
<b>Materiales</b>					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0800	3.85	0.31
CLAVOS P/MADERA C/C DE 3"	kg		0.2200	3.85	0.85
MADERA PARA ENCOFRADO	p2		4.1800	4.50	18.81
					<b>19.97</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	11.37	0.34
					<b>0.34</b>

**Partida 04.03.03 Acero en Muro de Corte fy=4200 kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento kg/DIA : 250.00		EQ. 250.00	Costo unitario directo por : kg		3.55
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.1250	0.0040	10.89	0.04
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	9.14	0.29
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	8.20	0.26
					<b>0.60</b>
<b>Materiales</b>					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.76	0.23
ACERO CORRUGADO 4200 kg/cm2	kg		1.0700	2.38	2.55
					<b>2.77</b>

Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	0.60	0.02
CIZALLA PARA CORTE DE FIERRO	hm	1.0000	0.0320	5.00	0.16
					<b>0.18</b>

**Partida 04.04.01 Concreto en columnas Fc=210 Kg/cm2**

Rendimiento m3/DIA : 10.00		EQ. 15.00	Costo unitario directo por : m3		288.58
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.2500	0.1333	10.89	1.45
OPERARIO	hh	2.0000	1.0667	9.14	9.75
OFICIAL	hh	1.0000	0.5330	8.20	4.37
PEON	hh	10.5000	5.6000	7.40	41.44
					<b>57.01</b>
<b>Materiales</b>					
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.9000	53.30	47.97
ARENA GRUESA	m3		0.5000	36.90	18.45
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		9.7300	16.31	158.70
					<b>225.12</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	57.01	1.71
MEZCLADORA DE CONCRETO 9 p3	hm	1.0000	0.5330	4.45	2.37
VIBRADOR DE CONCRETO	hm	1.0000	0.5333	4.45	2.37
					<b>6.46</b>

**Partida 04.04.02 Encofrado y Descencofrado Normal en Columnas**

Rendimiento m2/DIA : 10.00		EQ. 10.00	Costo unitario directo por : m2		32.19
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.1000	0.0762	10.89	0.83
OPERARIO	hh	1.0000	0.7619	9.14	6.96
OFICIAL	hh	1.0000	0.7619	8.20	6.25
					<b>14.04</b>
<b>Materiales</b>					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.2100	3.85	0.81
CLAVOS P/MADERA C/C DE 3"	kg		0.2400	3.85	0.92
MADERA PARA ENCOFRADO	p2		5.0000	3.20	16.00
					<b>17.73</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	14.04	0.42
					<b>0.42</b>

**Partida 04.04.03 Acero en Columna fy=4200 kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento kg/DIA : 250.00		EQ. 250.00	Costo unitario directo por : kg		3.66
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.1250	0.0040	10.89	0.04
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	9.14	0.29
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	8.20	0.26
					<b>0.60</b>
<b>Materiales</b>					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	5.60	0.34
ACERO CORRUGADO 4200 kg/cm2	kg		1.0700	2.38	2.55
					<b>2.88</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	0.60	0.02
CIZALLA PARA CORTE DE FIERRO	hm	1.0000	0.0320	5.00	0.16
					<b>0.18</b>

**Partida 04.05.01 Concreto en Vigas Fc=210 Kg/cm2**

Rendimiento m3/DIA : 20.00		EQ. 20.00	Costo unitario directo por : m3		269.81
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0000	1.2000	9.14	10.97
CAPATAZ	hh	0.2500	0.1000	10.89	1.09
OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	9.14	7.31
OFICIAL	hh	2.0000	0.8000	8.20	6.56
PEON	hh	10.5000	4.2000	7.40	31.08
					<b>57.01</b>
<b>Materiales</b>					
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5300	53.30	28.25
ARENA GRUESA	m3		0.5200	36.90	19.19
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		9.7300	16.31	158.70
					<b>206.13</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	57.01	1.71
MEZCLADORA DE CONCRETO 9p3	hm	1.0000	0.4000	4.45	1.78
VIBRADOR DE CONCRETO	hm	1.0000	0.4000	4.45	1.78
WINCHE DE DOS BALDES 3.6 HP	hm	1.0000	0.4000	3.50	1.40
					<b>6.67</b>

**Partida 04.05.02 Encofrado y Descencofrado Normal en Vigas**

Rendimiento m2/DIA : 16.00		EQ. 16.00	Costo unitario directo por : m2		46.90
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.1238	0.0619	10.89	0.67
OPERARIO	hh	1.2263	0.6132	9.14	5.60
OFICIAL	hh	1.4738	0.7369	8.20	6.04
PEON	hh	0.4950	0.2475	7.40	1.83
					<b>14.15</b>
<b>Materiales</b>					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.2100	4.70	0.99
CLAVOS P/MADERA C/C DE 3"	kg		0.2400	4.70	1.13
MADERA PARA ENCOFRADO	p2		6.7100	4.50	30.20
					<b>32.32</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	14.15	0.42
					<b>0.42</b>

**Partida 04.05.03 Acero en Vigas fy=4200 kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento kg/DIA : 250.00		EQ. 250.00	Costo unitario directo por : kg		3.61
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.1250	0.0040	10.89	0.04
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	9.14	0.29
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	8.20	0.26
					<b>0.60</b>
<b>Materiales</b>					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	4.59	0.34
ACERO CORRUGADO 4200 kg/cm2	kg		1.0700	2.38	2.55
					<b>2.89</b>

Equipos					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	0.60	0.02
CIZALLA PARA CORTE DE FIERRO	hm	1.0000	0.0320	3.50	0.11
					<b>0.13</b>

**Partida 04.06.01 Concreto en Losa Aligerada Fc=210 Kg/cm2**

Rendimiento m3/DIA : 25.00		EQ. 25.00	Costo unitario directo por : m3		262.98
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0000	0.9600	9.14	8.77
CAPATAZ	hh	0.3750	0.1200	10.89	1.31
OPERARIO	hh	3.0000	0.9600	9.14	8.77
OFICIAL	hh	2.0000	0.6400	8.20	5.25
PEON	hh	11.5000	3.6800	7.40	27.23
					<b>51.34</b>
<b>Materiales</b>					
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5300	53.30	28.25
ARENA GRUESA	m3		0.5200	36.90	19.19
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		9.7300	16.31	158.70
					<b>206.13</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	51.34	1.54
MEZCLADORA DE CONCRETO 9p3	hm	1.0000	0.3200	4.45	1.42
VIBRADOR DE CONCRETO	hm	1.0000	0.3200	4.45	1.42
WINCHE DE DOS BALDES 3.6 HP	hm	1.0000	0.3200	3.50	1.12
					<b>5.51</b>

**Partida 04.06.02 Encofrado y Descencofrado Normal en Losa Aligerada**

Rendimiento m2/DIA : 18.00		EQ. 18.00	Costo unitario directo por : m2		33.88
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.12	0.05	10.89	0.58
OPERARIO	hh	1.16	0.51	9.14	4.69
OFICIAL	hh	1.49	0.66	8.20	5.41
PEON	hh	0.66	0.29	7.40	2.17
					<b>12.85</b>
<b>Materiales</b>					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.10	3.85	0.39
CLAVOS P/MADERA C/C DE 3"	kg		0.11	3.85	0.42
MADERA PARA ENCOFRADO	p2		5.15	3.85	19.83
					<b>20.64</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.03	12.85	0.39
					<b>0.39</b>

**Partida 04.06.03 Acero en Losa Aligerada  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup> GRADO 60**

Rendimiento kg/DIA : 250.00	EQ. 250.00	Costo unitario directo por : kg		3.58	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.1300	0.0042	10.89	0.05
OPERARIO	hh	1.0400	0.0333	9.14	0.30
OFICIAL	hh	1.0400	0.0333	8.20	0.27
					<b>0.62</b>
<b>Materiales</b>					
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	4.59	0.28
ACERO CORRUGADO 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg		1.0700	2.38	2.55
					<b>2.82</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	0.62	0.02
CIZALLA PARA CORTE DE FIERRO	hm	1.0400	0.0333	3.50	0.12
					<b>0.14</b>

**Partida 04.06.04 Plastoformo Para Losa Aligerada**

Rendimiento u/DIA : 400.00	EQ. 400.00	Costo unitario directo por : u		6.22	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
CAPATAZ	hh	0.0250	0.0005	10.89	0.01
OPERARIO	hh	0.2500	0.0050	9.14	0.05
OFICIAL	hh	0.2500	0.0050	8.20	0.04
PEON	hh	2.2500	0.0450	7.40	0.33
					<b>0.43</b>
<b>Materiales</b>					
Plastoformo de 2X0.30 X 0.15ML.	pza		1.0500	5.50	5.78
					<b>5.78</b>
<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	0.43	0.01
					<b>0.01</b>

**Partida 04.07.01 Concreto en Escaleras  $F_c=210$  Kg/cm<sup>2</sup>**

Rendimiento m <sup>3</sup> /DIA : 12.00	EQ. 12.00	Costo unitario directo por : m <sup>3</sup>		326.76	
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	3.0150	2.0100	9.14	18.37
CAPATAZ	hh	0.2400	0.1600	10.89	1.74
OPERARIO	hh	1.9950	1.3300	9.14	12.16
OFICIAL	hh	1.9950	1.3300	8.20	10.91
PEON	hh	10.4100	6.9400	7.40	51.36
					<b>94.53</b>
<b>Materiales</b>					
PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m <sup>3</sup>		0.5300	53.30	28.25
ARENA GRUESA	m <sup>3</sup>		0.5200	36.90	19.19
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		9.7300	16.31	158.70
					<b>206.13</b>

<b>Equipos</b>					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	94.53	2.84
MEZCLADORA DE CONCRETO 9p3	hm	1.0050	0.6700	4.50	3.02
VIBRADOR DE CONCRETO	hm	1.0050	0.6700	4.50	3.02
WINCHE DE DOS BALDES 3.6 HP	hm	1.0050	0.6700	5.00	3.35
					<b>26.09</b>

**Partida 04.07.02                      Encofrado y Descencofrado Normal en Escaleras**

Rendimiento m2/DIA : 6.00		EQ. 6.00		Costo unitario directo por : m2		60.23
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
<b>Mano de Obra</b>						
CAPATAZ	hh	0.1200	0.1600	10.89	1.74	
OPERARIO	hh	1.2150	1.6200	9.14	14.81	
OFICIAL	hh	1.5450	2.0600	8.20	16.89	
PEON	hh	0.6675	0.8900	7.40	6.59	
					<b>40.03</b>	
<b>Materiales</b>						
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0800	3.50	0.28	
CLAVOS P/MADERA C/C DE 3"	kg		0.1000	3.50	0.35	
MADERA PARA ENCOFRADO	p2		5.7400	3.20	18.37	
					<b>19.00</b>	
<b>Equipos</b>						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	40.03	1.20	
					<b>1.20</b>	

**Partida 04.07.03                      Acero en Escaleras fy=4200 kg/cm2 GRADO 60**

Rendimiento kg/DIA : 250.00		EQ. 250.00		Costo unitario directo por : kg		3.52
Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
<b>Mano de Obra</b>						
CAPATAZ	hh	0.1250	0.0040	10.89	0.04	
OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	9.14	0.29	
OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	8.20	0.26	
					<b>0.60</b>	
<b>Materiales</b>						
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.50	0.21	
ACERO CORRUGADO 4200 kg/cm2	kg		1.0700	2.38	2.55	
					<b>2.76</b>	
<b>Equipos</b>						
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	0.60	0.02	
CIZALLA PARA CORTE DE FIERRO	hm	1.0000	0.0320	4.50	0.14	
					<b>0.16</b>	



---

# PRESUPUESTO GENERAL

---

**PRESUPUESTO ESTRUCTURAL**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
<b>MUSEO DE LA CULTURA INAMTERIAL DE LA CIUDAD DE CUSCO</b>					
01.00.00	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>4092.64</b>
01.01.00	Trazo, Niveles y Replanteo Preliminar	m2	4,553.76	0.90	4,092.64
02.00.00	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>25269.75</b>
02.01.00	Nivelación	m2	4,553.76	1.34	6,122.72
02.02.00	Excavación de Zanjas para zapatas-vigas de conexión	m3	1,642.45	11.66	19,147.02
03.00.00	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				
03.01.00	<b>CIMENTOS CORRIDOS</b>				<b>4223.87</b>
03.01.01	Cimientos Corridos + 30% Piedra	m3	33.21	127.19	4,223.87
03.02.00	<b>SOLADOS DE CONCRETO</b>				<b>3845.02</b>
03.02.01	Solados Para Zapatas e=10cm.	m2	152.22	19.72	3,001.23
03.02.02	Solados Para Vigas de Conexión e=10cm.	m2	60.36	13.98	843.79
03.03.00	<b>SOBRECIMIENTO</b>				<b>13807.44</b>
03.03.01	Concreto 1:8+25% PM para Sobrecimientos	m3	33.20	175.45	5,824.94
03.03.02	Encofrado y Descenofrado Normal en Sobrecimientos	m2	221.37	36.06	7,982.49
04.00.00	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				
04.01.00	<b>ZAPATAS</b>				<b>332126.75</b>
04.01.01	Concreto Para Zapatas $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	m3	1,159.59	252.80	293,140.30
04.01.02	Acero en Zapatas $F_y=4200$ Kg/Cm <sup>2</sup>	kg	5,885.82	6.62	38,986.45
04.02.00	<b>VIGAS DE CONEXIÓN</b>				<b>170086.19</b>
04.02.01	Concreto en Vigas de Cimentación $F_c=210$ Kg/cm <sup>2</sup>	m3	482.83	323.80	156,340.35
04.02.02	Acero en Vigas de Cimentación $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	3,506.59	3.92	13,745.83
04.03.00	<b>MUROS DE CORTE</b>				<b>1106863.29</b>
04.03.01	Concreto en Muro de Corte $F_c=210$ Kg/cm <sup>2</sup>	m3	1,421.62	435.28	618,802.75
04.03.02	Encofrado y Descenofrado Normal en Muro de Corte	m2	8,560.93	31.67	271,141.96
04.03.03	Acero en Muro de Corte $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	61,128.05	3.55	216,918.58
04.04.00	<b>COLUMNAS</b>				<b>549625.10</b>
04.04.01	Concreto en columnas $F_c=210$ Kg/cm <sup>2</sup>	m3	715.06	288.58	206,354.56
04.04.02	Encofrado y Descenofrado Normal en Columnas	m2	4,218.70	32.19	135,820.62
04.04.03	Acero en Columna $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	56,695.90	3.66	207,449.91
04.05.00	<b>VIGAS</b>				<b>791863.15</b>

04.05.01	Concreto en Vigas Fc=210 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1,343.88	269.81	362,595.72
04.05.02	Encofrado y Descenofrado Normal en Vigas	m <sup>2</sup>	6,236.54	46.90	292,477.53
04.05.03	Acero en Vigas fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	37,839.60	3.61	136,789.90
04.06.00	<b>LOSA ALIGERADA</b>				<b>1059003.24</b>
04.06.01	Concreto en Losa Aligerada Fc=210 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1,050.21	262.98	276,181.04
04.06.02	Encofrado y Descenofrado Normal en Losa Aligerada	m <sup>2</sup>	12,002.40	33.88	406,593.92
04.06.03	Acero en Losa Aligerada fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	79,024.90	3.58	282,941.13
04.06.04	Plastoformo Para Losa Aligerada	Unid	15,003.00	6.22	93,287.14
04.07.00	<b>ESCALERAS</b>				<b>50369.52</b>
04.07.01	Concreto en Escaleras Fc=210 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	56.65	326.76	18,510.69
04.07.02	Encofrado y Descenofrado Normal en Escaleras	m <sup>2</sup>	430.39	60.23	25,920.68
04.07.03	Acero en Escaleras fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> GRADO 60	kg	1,688.42	3.52	5,938.16
<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>S/.</b>	<b>4111175.95</b>
GASTOS GENERALES				S/.	411117.59
UTILIDAD				S/.	205558.80
<b>SUB TOTAL</b>				<b>S/.</b>	<b>4727852.34</b>
IMPUESTO IGV (18%)				S/.	851013.421
<b>TOTAL PRESUPUESTADO</b>				<b>S/.</b>	<b>5578865.76</b>

**SON: CINCO MILLONES QUINIENTOS SETENTA Y OCHO OCHOCIENTOS SESENTA Y CINCO CON 76/100 NUEVOS SOLES.**



---

## CAPITULO XVI

---

## CAPITULO XVI

### PROGRAMACIÓN DE LA OBRA

#### 16.1 Contenido.

La programación de la obra consiste en la elaboración de tablas y gráficos en los que se muestran los tiempos de duración, de inicio y de término de cada actividad que forma parte de del proyecto analizado, en armonía con los recursos e insumos disponibles en las respectivas ubicación geográfica de la obra para la elaboración de la programación, se ha considerado las siguientes premisas:

Elaborar la programación en el tiempo meses posible para su ejecución, debido a que se supone trabajar con capital financiado de alguna entidad financiera de la entidad.

Los trabajos se desarrollaran bajo condiciones normales de clima, mano de obra, Abastecimiento de materiales, transporte de materiales, rendimiento de maquinarias, Etc.; teniéndose en cuenta que nos e tendrá restricciones en los flujos de caja para la obra.

Obtener una programación con tendencia al paralelismo de ejecución en lo mayor posible de las diferentes actividades, evitándose una programación lineal en serie, lo cual incrementaría la duración del proyecto.

El trazado de la programación considera dos rutas predominantes: Estructuras (todas las actividades referentes a las partidas de estructuras, instalaciones sanitarias, eléctricas y electrónicas) y arquitectura (actividades concernientes a acabados interiores y exteriores, accesorios y aparatos de las instalaciones sanitarias, eléctricas, electrónicas). Asimismo, se ha buscado una programación lo más simple posible, en este caso se realiza solo de la parte *estructural*, con la claridad suficiente de información proporcionada con el fin de poder efectuarse en el momento de ejecución de la obra un control conciso y rápido de la obra. La lista de actividades proviene de los procedimientos constructivos considerados para la ejecución de la obra.

Para el cálculo de las duraciones de las actividades, estas se fundamentan en los análisis de costos unitarios y cantidad de recursos asignados a cada actividad. La programación de la obra esta ilustrada por su respectivo diagrama de Gantt. (MSPROJETT) o de barras el cual se construyó sobre la base de las condicionantes implantadas por la secuencia respectiva de la actividad sucesoras y predecesoras de las duraciones obtenidas en función de los rendimientos de producción y cantidad de recursos, asignados para la ejecución de las actividades planeadas.

En dicho diagrama se ilustrara actividades criticas del proyecto, el costo directo previsto, costo total previsto de cada actividad, duración de actividades, fecha de inicio, fin - inicio, mas prójimo y tardío, fin más prójimo y tardío de actividades, holguras (demora total y permisible), recursos asignados de mano de obra.

Se consideró en la programación días trabajados de lunes a sábado no romanado en cuenta días no laborables de la calendarización de la obra, marcados como feriados en nuestro calendario nacional, en los cuales no se ejecutara una actividad. Con los cálculos terminados se tiene el siguiente cuadro y el diagrama de Gantt. Que contiene la programación del proyecto.



### CANTIDAD DE DÍAS POR ACTIVIDAD

ÍTEM	ACTIVIDAD	DIAS	INICIO	FIN
01.00.00	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>	20.00	06/02/2013	26/02/2013
01.01.00	Trazo, Niveles y Replanteo Preliminar	20.00	06/02/2013	26/02/2013
02.00.00	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>	60.00	10/02/2013	28/04/2013
02.01.00	Nivelación	20.00	10/02/2013	02/03/2013
02.02.00	Excavación de Zanjas para zapatas-vigas de conexión	60.00	28/02/2013	28/04/2013
03.00.00	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>			
03.01.00	<b>CIMENTOS CORRIDOS</b>	60.00	15/05/2013	14/07/2013
03.01.01	Cimientos Corridos + 30% Piedra	60.00	15/05/2013	14/07/2013
03.02.00	<b>SOLADOS DE CONCRETO</b>	60.00	10/06/2013	30/08/2013
03.02.01	Solados Para Zapatas e=10cm.	30.00	10/06/2013	10/07/2013
03.02.02	Solados Para Vigas de Conexión e=10cm.	60.00	01/07/2013	30/08/2013
03.03.00	<b>SOBRECIMIENTO</b>	90.00	10/08/2013	29/12/2013
03.03.01	Concreto 1:8+25% PM para Sobrecimientos	90.00	01/10/2013	29/12/2013
03.03.02	Encofrado y Descencofrado Normal en Sobrecimientos	90.00	10/08/2013	08/11/2013
04.00.00	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>			
04.01.00	<b>ZAPATAS</b>	70.00	08/12/2013	18/06/2014
04.01.01	Concreto Para Zapatas $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	60.00	18/03/2014	18/06/2014
04.01.02	Acero en Zapatas $F_y=4200 \text{ Kg/Cm}^2$	70.00	08/12/2013	18/03/2014
04.02.00	<b>VIGAS DE CONEXIÓN</b>	80.00	02/09/2014	02/12/2014
04.02.01	Concreto en Vigas de Cimentación $F_c=210 \text{ Kg/cm}^2$	60.00	02/09/2014	02/12/2014
04.02.02	Acero en Vigas de Cimentación $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	80.00	18/06/2014	08/09/2014
04.03.00	<b>MUROS DE CORTE</b>	120.00	02/12/2014	04/08/2015
04.03.01	Concreto en Muro de Corte $F_c=210 \text{ Kg/cm}^2$	80.00	14/05/2015	04/08/2015
04.03.02	Encofrado y Descencofrado Normal en Muro de Corte	120.00	24/02/2015	24/05/2015
04.03.03	Acero en Muro de Corte $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ GRADO 60	90.00	02/12/2014	02/03/2015
04.04.00	<b>COLUMNAS</b>	110.00	02/12/2014	15/06/2015
04.04.01	Concreto en columnas $F_c=210 \text{ Kg/cm}^2$	60.00	15/04/2015	15/06/2015
04.04.02	Encofrado y Descencofrado Normal en Columnas	110.00	02/02/2015	22/04/2015
04.04.03	Acero en Columna $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ GRADO 60	90.00	02/12/2014	02/02/2015
04.05.00	<b>VIGAS</b>	90.00	15/06/2015	27/12/2015

04.05.01	Concreto en Vigas $F_c=210 \text{ Kg/cm}^2$	60.00	27/10/2015	27/12/2015
04.05.02	Encofrado y Descenofrado Normal en Vigas	90.00	05/08/2015	05/11/2015
04.05.03	Acero en Vigas $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ GRADO 60	70.00	15/06/2015	25/08/2015
04.06.00	<b>LOSA ALIGERADA</b>	<b>90.00</b>	<b>15/06/2015</b>	<b>27/12/2015</b>
04.06.01	Concreto en Losa Aligerada $F_c=210 \text{ Kg/cm}^2$	60.00	27/10/2015	27/12/2015
04.06.02	Encofrado y Descenofrado Normal en Losa Aligerada	90.00	05/08/2015	05/11/2015
04.06.03	Acero en Losa Aligerada $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ GRADO 60	70.00	15/06/2015	25/08/2015
04.06.04	Plasto formo Para Losa Aligerada	40.00	15/06/2015	25/07/2015
04.07.00	<b>ESCALERAS</b>	<b>60.00</b>	<b>20/08/2015</b>	<b>31/01/2016</b>
04.07.01	Concreto en Escaleras $F_c=210 \text{ Kg/cm}^2$	40.00	29/11/2015	31/01/2016
04.07.02	Encofrado y Descenofrado Normal en Escaleras	60.00	31/09/2015	31/11/2015
04.07.03	Acero en Escaleras $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ GRADO 60	50.00	20/08/2015	10/10/2015

<b>Inicio de Obra</b>	<b>06/02/2013</b>
<b>Termino de Obra</b>	<b>31/01/2016</b>
<b>Duración de Obra</b>	<b>3 años</b>

TESIS : "MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL EN LA CIUDAD DE CUSCO"

Id	ITEM	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov
1		<b>BLOQUE I</b>																									
2	01.00.00	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>	18.75 días	mié 06/02/13																							
3	01.01.00	Trazo, Nivelés y Replanteo Preliminar	5 días	mié 06/02/13																							
4	02.00.00	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>	32 días	mar 12/02/13																							
5	02.01.00	Nivelación	12 días	mar 12/02/13																							
6	02.02.00	Excavación de Zanjas para zapatas-vigas de conexión	20 días	mar 25/02/13																							
7	03.00.00	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>	111.63 días	lun 25/03/13																							
8	03.01.00	<b>CIMENTOS CORRIDOS</b>	25 días	lun 03/06/13																							
9	03.01.01	Cimientos Corridos + 30% Piedra	14 días	lun 08/04/13																							
10	03.02.00	<b>SOLIDOS DE CONCRETO</b>	59.63 días	mié 22/05/13																							
11	03.02.01	Solados Para Zapatas e=10cm.	12 días	mar 26/03/13																							
12	03.02.02	Solados Para Vigas de Conexión e=10cm.	10 días	lun 25/03/13																							
13	03.03.00	<b>SOBRECIMIENTO</b>	38.5 días	mar 23/04/13																							
14	03.03.01	Concreto 1.8+25% PM para Sobrecimientos	15 días	lun 20/05/13																							
15	03.03.02	Encofrado y Descenfochado Normal en Sobrecimientos	20 días	mar 23/04/13																							
16	04.00.00	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>	70.75 días	jue 04/04/13																							
17	04.01.00	<b>ZAPATAS</b>	53.75 días	jue 04/04/13																							
18	04.01.01	Concreto Para Zapatas f'c=210 kg/cm2	20 días	lun 13/05/13																							
19	04.01.02	Acero en Zapatas Fy=4200 Kg/Cm2	24 días	jue 04/04/13																							
20	04.02.00	<b>VIGAS DE CONEXIÓN</b>	43.25 días	lun 06/05/13																							
21	04.02.01	Concreto en Vigas de Cimentación Fc=210 Kg/cm2	12 días	lun 10/06/13																							
22	04.02.02	Encofrado y Descenfochado en vigas de conexión	15 días	vie 24/05/13																							
23	04.02.03	Acero en Vigas de Cimentación fy=4200 kg/cm2	20 días	lun 06/05/13																							
24		<b>SEMISOTANO</b>	190.75 días	lun 24/06/13																							
25	04.03.00	<b>MUROS DE CORTE</b>	43 días	lun 24/06/13																							
26	04.03.01	Concreto en Muro de Corte Fc=210 Kg/cm2	13 días	vie 26/07/13																							
27	04.03.02	Encofrado y Descenfochado Normal en Muro de Corte	20 días	jue 04/07/13																							
28	04.03.03	Acero en Muro de Corte fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	16 días	lun 24/06/13																							
29	04.04.00	<b>COLUMNAS</b>	49.5 días	lun 22/07/13																							
30	04.04.01	Concreto en columnas Fc=210 Kg/cm2	12 días	lun 02/09/13																							
31	04.04.02	Encofrado y Descenfochado Normal en Columnas	24 días	lun 12/08/13																							
32	04.04.03	Acero en Columna fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	11 días	lun 22/07/13																							
33	04.05.00	<b>VIGAS</b>	48 días	jue 05/09/13																							
34	04.05.01	Concreto en Vigas Fc=210 Kg/cm2	15 días	sáb 12/10/13																							
35	04.05.02	Encofrado y Descenfochado Normal en Vigas	25 días	mar 17/09/13																							
36	04.05.03	Acero en Vigas fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	12 días	jue 05/09/13																							
37	04.06.00	<b>LOSA ALIGERADA</b>	49 días	vie 11/10/13																							
38	04.06.01	Concreto en Losa Aligerada Fc=210 Kg/cm2	13 días	jue 21/11/13																							
39	04.06.02	Encofrado y Descenfochado Normal en Losa Aligerada	20 días	vie 11/10/13																							
40	04.06.03	Acero en Losa Aligerada fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	12 días	vie 08/11/13																							
41	04.06.04	Plastoforno para losa aligerada	8 días	jue 31/10/13																							
42	04.07.00	<b>ESCALERAS DE SEMISOTANO A 1ER NIVEL</b>	49 días	jue 28/11/13																							



Proyecto: PROGRAMACION FINAL  
 Fecha: lun 25/03/13

Tarea:  Resumen  Resumen del proyecto  Resumen inactivo  Tarea manual  Tarea inactiva  Tareas externas  Tareas críticas

División:  División crítica  Progreso

Hitos:  Hitos externos  Hitos inactivos  Hitos inactivos

Informes:  Informe de resumen manual  Resumen manual  Sólo el comienzo  Sólo fin  Fecha límite  Tareas críticas

Página 1

TESIS : "MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL EN LA CIUDAD DE CUSCO"



Resumen  
 Resumen del proyecto  
 Resumen inactivo  
 Informe de resumen manual  
 Sólo fin  
 División crítica  
 Progreso

Tarea  
 División  
 Hitos

Tarea inactiva  
 Hitos inactivos

Tareas externas

Resumen manual  
 Sólo el comienzo

Tareas críticas

Tarea manual  
 Sólo duración

Tarea inactiva  
 Hitos inactivos

Tareas críticas

Tareas críticas



## CONCLUSIONES

### *Mecánica de Suelos:*

La profundidad de cimentación que se consideró para las zapatas aisladas, combinadas y conectadas fue de 2.30 m. por debajo del NPT 0.00 m. Asimismo la capacidad portante admisible del suelo es de: 2.79 kgf/cm<sup>2</sup>.

El tipo de suelo en el que se apoyaran las cimentaciones es un grava y arena arcillosa o limosa de baja plasticidad (SP-SC).

### *Análisis:*

Para conocer las fuerzas internas de la edificación fue necesario dividirla en cuatro bloques, según la dirección de análisis de cada bloque.

Después de realizar el análisis sísmico del modelo mediante el uso del programa ETABS, los periodos fundamentales para el bloque I fueron los siguientes:  $T_x=0.217$  seg y  $T_y=0.159$  seg. Para el bloque II fueron los siguientes:  $T_x= 0.135$  seg. y  $T_y=0.130$  seg. Para el bloque III fueron los siguientes:  $T_x= 0.214$  seg. y  $T_y=0.175$  seg y para el Bloque IV fueron los siguientes:  $T_x= 0.179$  Seg y  $T_y=0.128$  seg. Con estos resultados se interpreta que la estructura en la dirección XX e YY, tiene su rigidez con poca variación debido a que las placas y columnas equilibran la estructura en las dos direcciones.

Se ha cumplido holgadamente con uno de los requisitos importantes que condicionan el diseño del edificio. Las derivas máximas, medidas en el centro de masas, en las dos direcciones principales están por debajo de lo permitido en la Norma, ello, debido a la gran rigidez que le aportan las placas.

### *Diseño*

Para el diseño de columnas se consideró un factor de seguridad más alto que el de las vigas, por encontrarse estas sometidas a cargas axiales y momentos flectores a su vez.

En el diseño de muros de corte. Estos presentan mayor concentración de acero horizontal que vertical, ya que estos resisten las fuerzas horizontales. Se consideró doble malla de acero en las caras de los muros debido al gran espesor de estos ( $e = 30$  y  $40$  cm placas contra terreno y  $20$  cm placas para cajas de ascensores).

En el diseño de las zapatas conectadas que se dio en el caso de columnas cercanas, como es el caso de las columnas que se encuentran en las juntas entre los diferentes bloques, se obtuvo el área de las zapatas en base a las cargas de servicio de ambas.

En el diseño de columnas se observó que estas se encuentran gobernadas en su mayoría por los momentos de la columna  $M_u$ , más que por la carga última  $P_u$ , generalmente por la dirección más esbelta de la sección X-X, ya que como habíamos mencionado en la estructuración por condiciones de sismo, éstas se colocaron en dicha dirección.

El presupuesto considerado para el rubro de estructuras de la edificación es de S/. 5'578865.76

El tiempo de duración considerado para este proyecto es de 1080 días calendarios.



## RECOMENDACIONES

Para realizar los ensayos del estudio de suelos, se recomienda tomar muestras del terreno lo menos inalteradas posibles para así obtener valores cercanos a la realidad.

Es importante estructurar la edificación, de tal manera que ésta tenga un buen comportamiento sísmico.

En cuanto a la estructuración de las edificaciones se recomienda tener estructuras regulares, pues si no lo es, deberá dividirse en bloques como es el caso de la presente tesis.

En cuanto a la distribución de los muros de corte se recomienda hacerlo lo más simétrico posible y en lugares que no interrumpen ningún ambiente de la edificación.; estos como mínimo deben tener un espesor de 15 cm por la congestión de las varillas de acero longitudinales.

En cuanto al diseño de las columnas se recomienda que principalmente cumplan con que estas no sean esbeltas sobre todo si es que cubren alturas significativas como en este caso, en cuanto al diseño de las columnas circulares se recomienda tener en cuenta la altura entre piso que soportara la columna teniendo en cuenta para el diámetro un décimo de la altura de esta.

Se ha cumplido holgadamente con uno de los requisitos importantes que condicionan el diseño del edificio. Las derivas máximas, medidas en el centro de masas, en las dos direcciones principales están por debajo de lo permitido en la Norma, ello, debido a la gran rigidez que le aportan los muros de corte en las dos direcciones.

En el caso de las vigas se recomienda tener vigas peraltadas para las que cubren grandes luces como es el caso.

Para el diseño por cortante de elementos estructurales como vigas, columnas y placas, la exigencia crítica es proporcionar más resistencia por cortante que por flexión, ya que lo que se quiere es evitar la falla frágil y para ello se calcula la cortante última asociada a los momentos nominales del diseño por flexión (Diseño por capacidad). En la actualización de la norma E.060, Capítulo 21, referente a muros de concreto armado, se ha quitado el factor  $w_t$ , en las fórmulas de diseño de la versión anterior, ya que como menciona el Ing. Antonio Blanco en su libro, esta exigencia hacia que las cortantes de diseño en los muros sean en algunos casos mayores al factor de reducción por ductilidad.

---

## BIBLIOGRAFÍA

---

- 1.- Norma técnica de edificación E060 Concreto armado.
  - 2.- Norma técnica de edificación E020 Metrado de Cargas.
  - 3.- Norma técnica E 030 Diseño Sismo Resistente.
  - 4.- Norma técnica E 050 Suelos y Cimentaciones
  - 5.- Eulalio Juárez Badillo. **Mecánica de Suelos - Tomo I.** 1era Edición.
  - 6.- Quiroz Torres Luis. **Análisis y Diseño de edificaciones con ETABS V 9.6.** Editorial Macro
  - 7.- Ortega García Juan. **Diseño En Concreto Armado II.** 1era Edición
  - 8.- Blanco Antonio. **Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado.** 1era Edición
  - 9.- Morales Roberto. **Diseño en concreto Armado.** Fondo editorial ICG
-

PLANOS







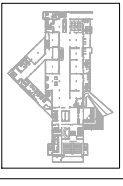
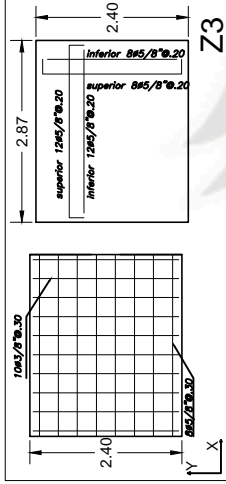
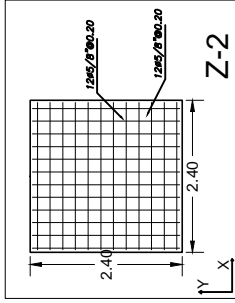
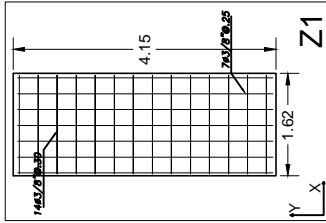












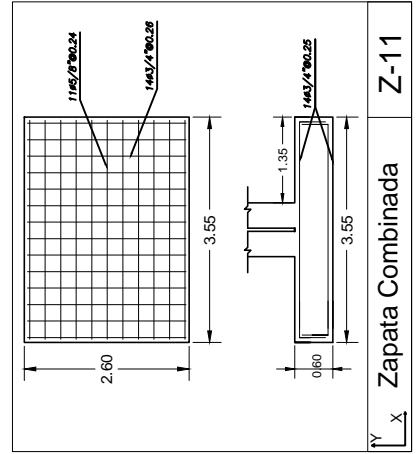
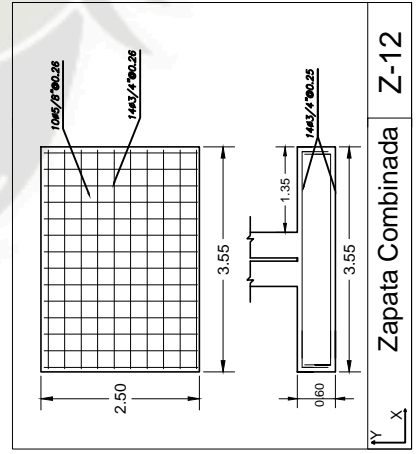
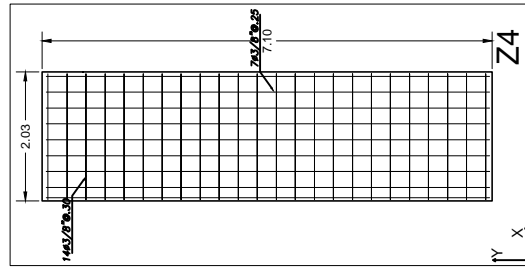
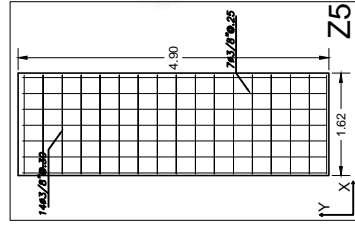
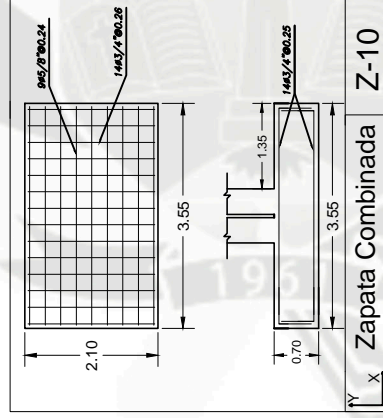
PROYECTO: MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

### CUADRO DE ZAPATAS COMBINADAS

ZAPATAS COMBINADAS	DIMENSIONES (mts)			ACERO DE REFUERZO	
	B	L	r	As(superior)	As(inferior)
Z-10	2.10	3.55	0.05	9 Ø 5/8" @ 0.24	14 Ø 3/4" @ 0.26
Z-11	2.60	3.55	0.05	11 Ø 5/8" @ 0.24	14 Ø 3/4" @ 0.26
Z-12	2.50	3.55	0.05	10 Ø 5/8" @ 0.26	14 Ø 3/4" @ 0.26

### CUADRO DE ZAPATAS

ZAPATAS	DIMENSIONES (mts)			ACERO DE REFUERZO	
	B	L	r	As(l)	As(t)
Z-1	2.10	2.10	0.05	Ø5/8" @ 0.30	Ø5/8" @ 0.30
Z-2	3.00	3.00	0.05	Ø 5/8" @ 0.25	Ø 5/8" @ 0.25
Z-3	2.60	2.60	0.05	Ø 5/8" @ 0.30	Ø 5/8" @ 0.30
Z-4	3.30	3.30	0.05	Ø 5/8" @ 0.24	Ø5/8" @ 0.24
Z-5	3.50	3.50	0.05	Ø 5/8" @ 0.21	Ø5/8" @ 0.21
Z-6	2.80	2.80	0.05	Ø 5/8" @ 0.26	Ø5/8" @ 0.26
Z-7	3.60	3.60	0.05	Ø 5/8" @ 0.23	Ø5/8" @ 0.23
Z-8	3.90	3.90	0.05	Ø 3/4" @ 0.26	Ø 3/4" @ 0.25
Z-9	3.80	3.80	0.05	Ø 5/8" @ 0.27	Ø 5/8" @ 0.27



PLANO GENERAL DE LAS ZAPATAS (Baque II)

UBICACION: MUNICIPALIDAD DE CUSCO, DISTRITO DE SANTIAGO

APROBADO: ESCALA: 1/75, FECHA: 2012

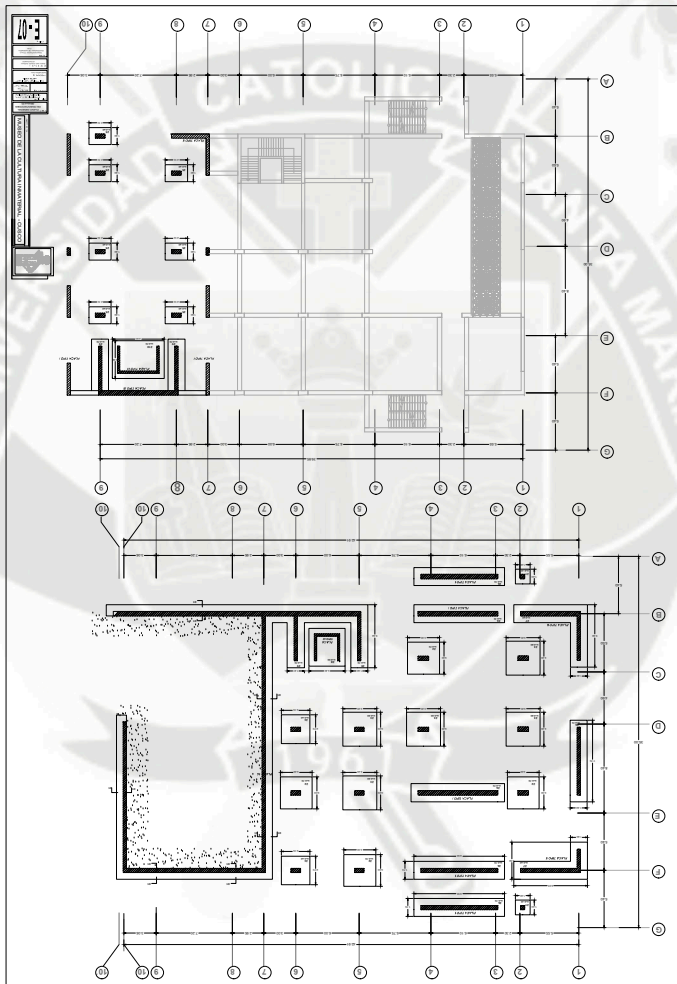
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA, INGENIERIA CIVIL

RESPONSABLE: BACH. ING. SOFEL SVENIA LEON RAMOS

TITULO: TESIS PORTAFOLIO DE TITULO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

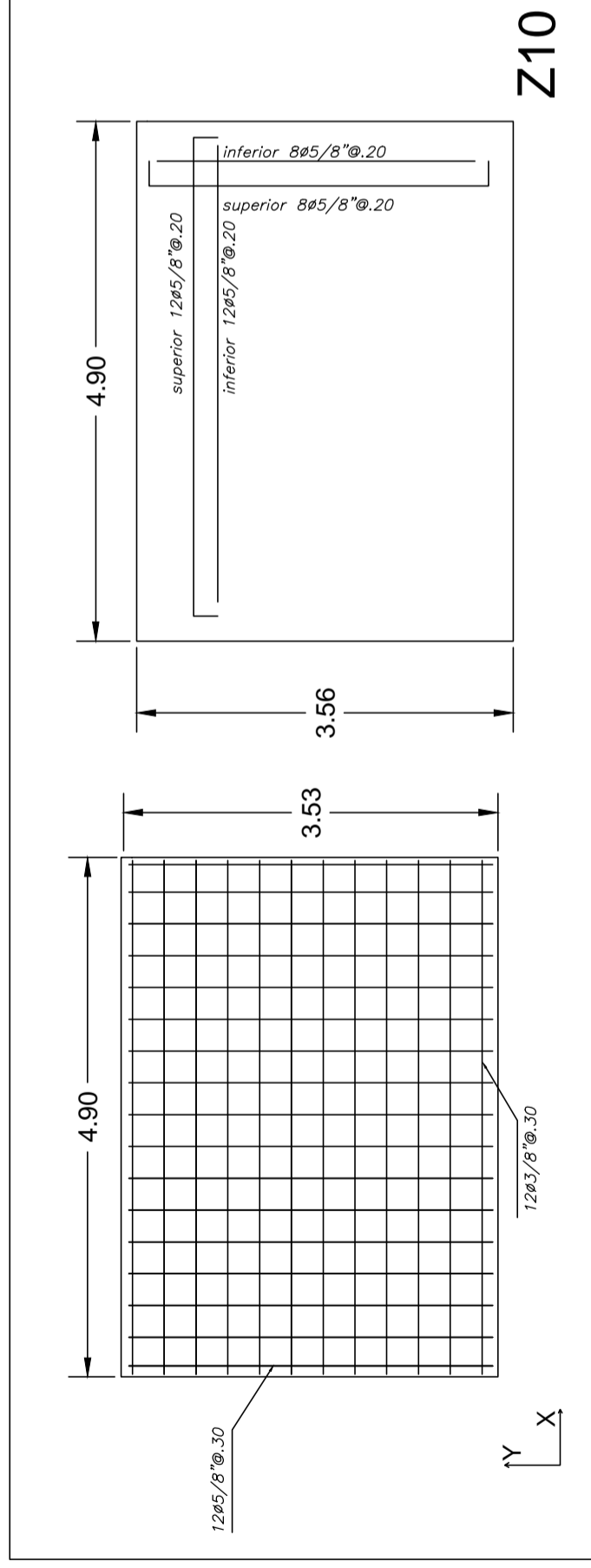
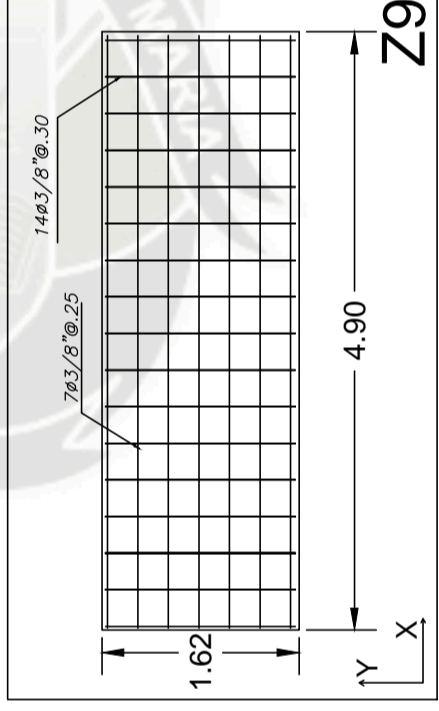
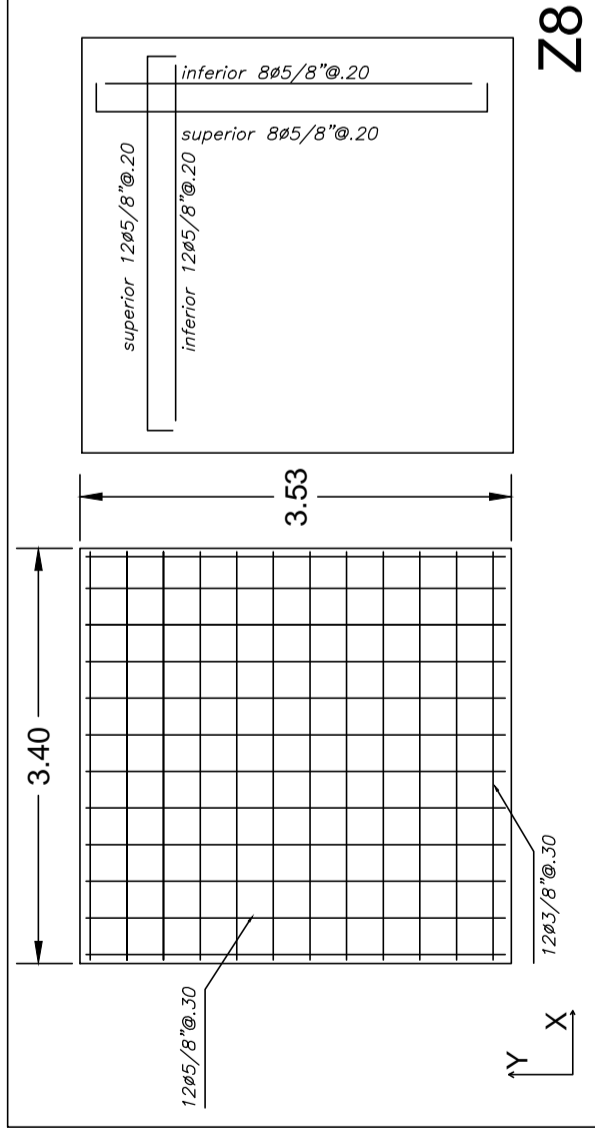
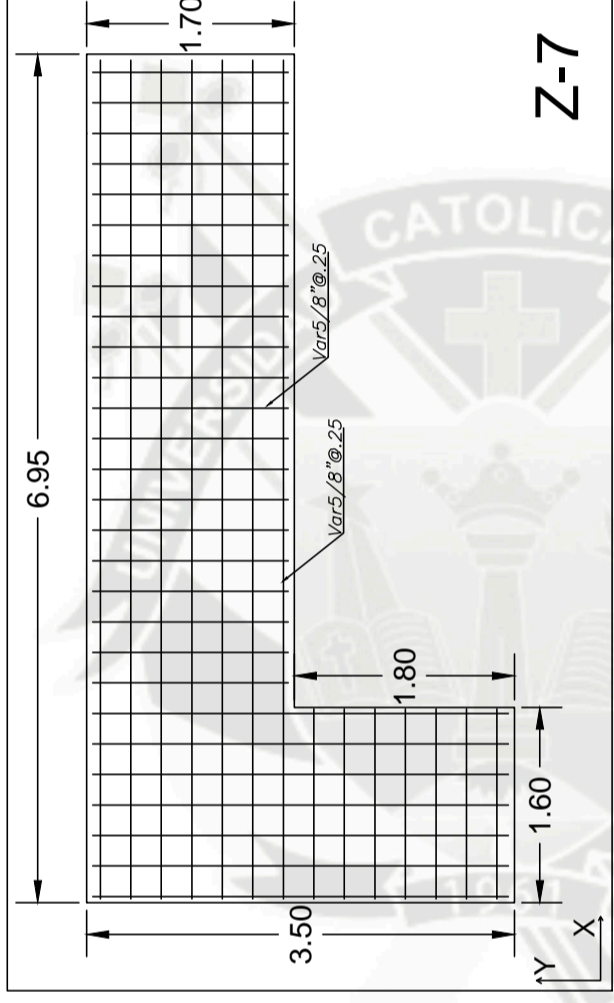
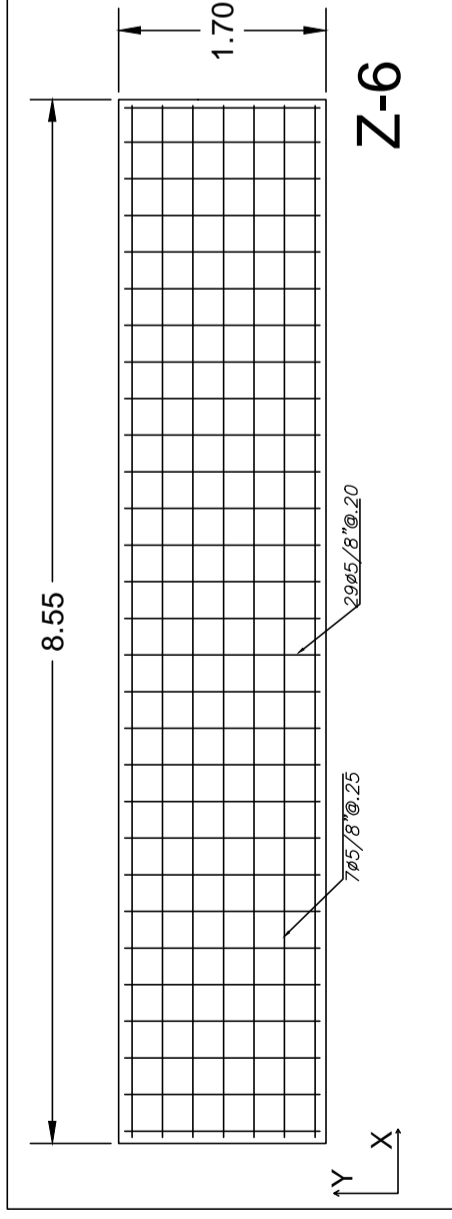
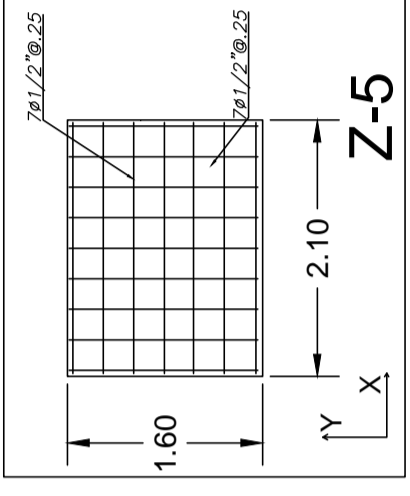
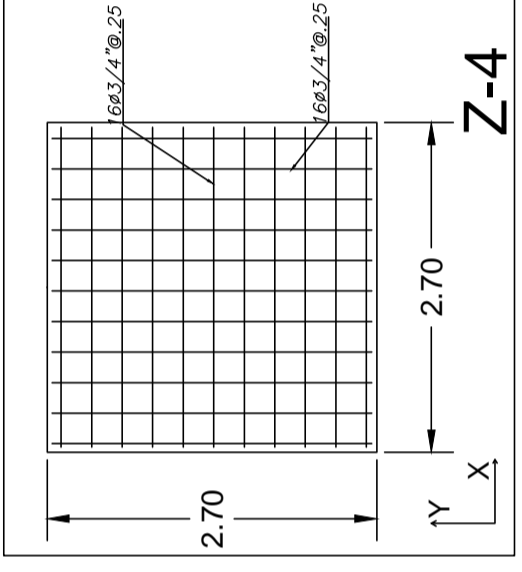
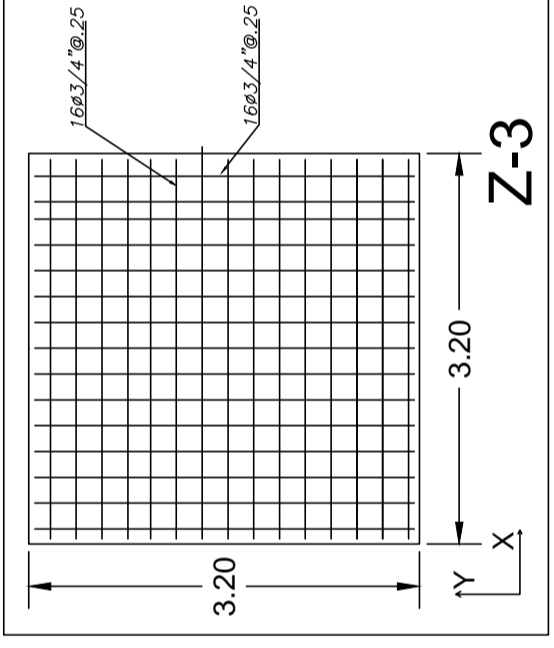
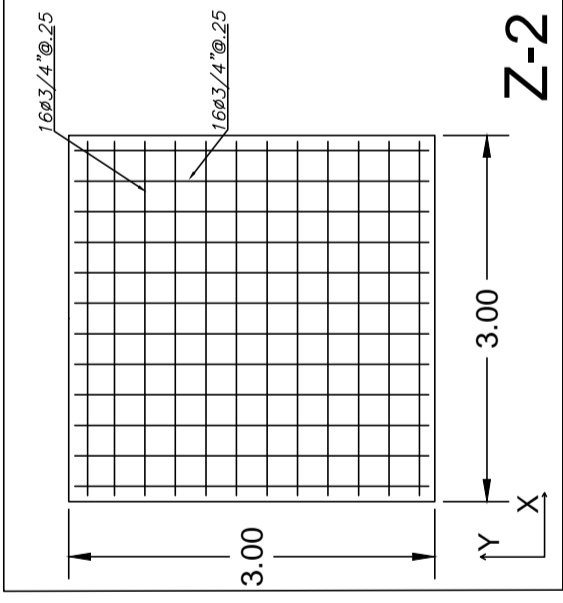
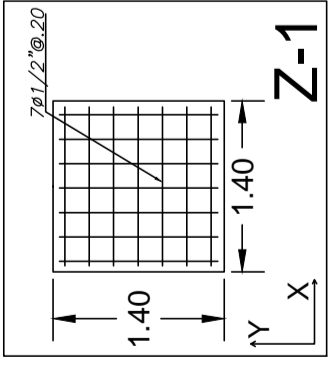
LAVINA: **E-05**





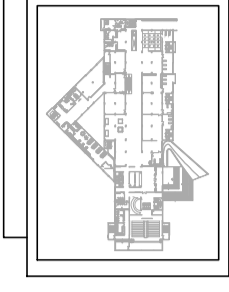
# PLANO DE ZAPATAS

ESCALA 1:75



## CUADRO DE ZAPATAS

ZAPATAS	DIMENSIONES (mts)				ACERO DE REFUERZO	
	B	L	r	H	As(l)	As(t)
Z-1	1.40	2.10	0.05	0.40	Ø1/2" @ 0.20	Ø5/8" @ 0.20
Z-2	3.00	3.00	0.05	0.70	Ø 3/4" @ 0.25	Ø 3/4" @ 0.25
Z-3	3.2	2.60	0.05	0.80	Ø 3/4" @ 0.25	Ø 3/4" @ 0.25
Z-4	2.70	3.30	0.05	0.60	Ø 3/4" @ 0.25	Ø 3/4" @ 0.25
Z-5	2.10	3.50	0.05	0.60	Ø 5/2" @ 0.25	Ø 1/2" @ 0.25
Z-6	6.55	1.70	0.05	0.70	Ø 5/8" @ 0.20	Ø5/8" @ 0.25
Z-7	6.95	1.70	0.05	0.60	Ø 5/8" @ 0.25	Ø 5/8" @ 0.25
Z-8	1.80	1.60	0.05	0.60	Ø 5/8" @ 0.25	Ø 5/8" @ 0.25
Z-9	3.40	3.53	0.05	0.90	Ø 5/8" @ 0.30	Ø 3/8" @ 0.30
Z-10	4.90	1.62	0.05	0.70	Ø 5/8" @ 0.25	Ø 3/8" @ 0.30
Z-10	4.90	3.53	0.05	0.70	Ø 5/8" @ 0.25	Ø 3/8" @ 0.30



MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

PROYECTO: MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

PLANO DE ZAPATAS (Estructura)

UBICACION: MANSA DE CUSCO, DISTRITO DE SANTIAGO

APROBADO: [Firma]

ESCALA: 1/75

FECHA: 2012

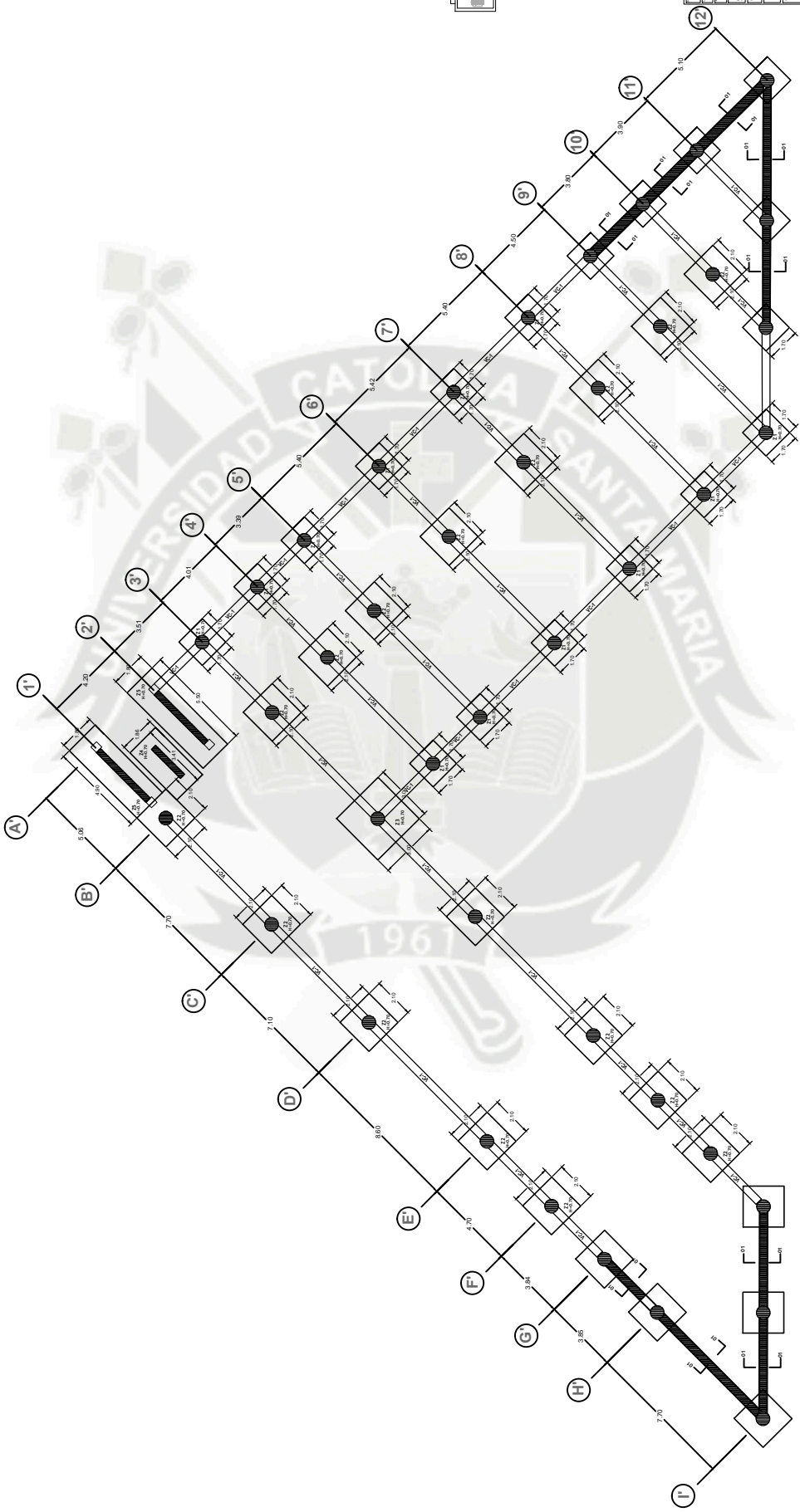
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL

RESPONSABLE: BACH. ING. SOFEL SVENIA LEON RANCS

TEMA: DISEÑO Y DETALLE DE LA ESTRUCTURA DE INGENIERIA CIVIL

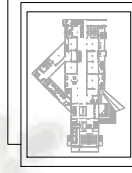
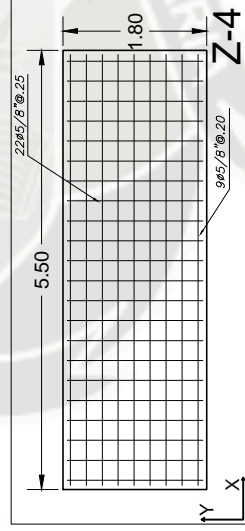
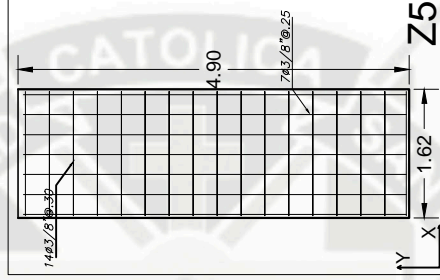
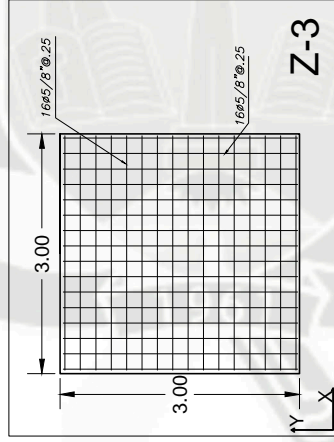
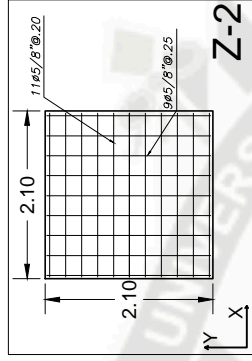
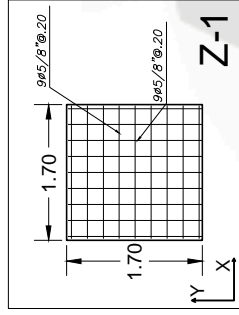
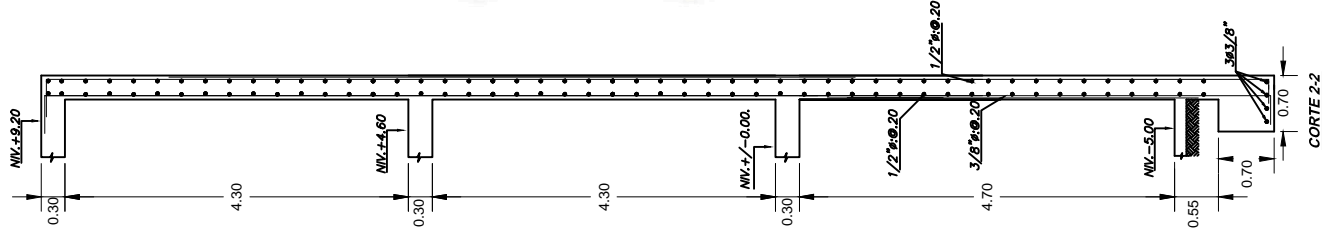
LAMINA: **E-08**



# PLANO DE ZAPATAS

ESCALA 1:75

## DETALLE DE PLACA



MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

PROYECTO	PLANO DE ZAPATAS (Baque IV)
UBICACION	MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO, DISTRITO DE SANTIAGO
AFILIACION	ESCALA: 1/75
UNIVERSIDAD	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTIAGO DE CHILE
PROGRAMA	INGENIERIA CIVIL
INTEGRANTES	BERNABE LEONIMORE
TITULO	INGENIERIA CIVIL
LABOR	LABOR

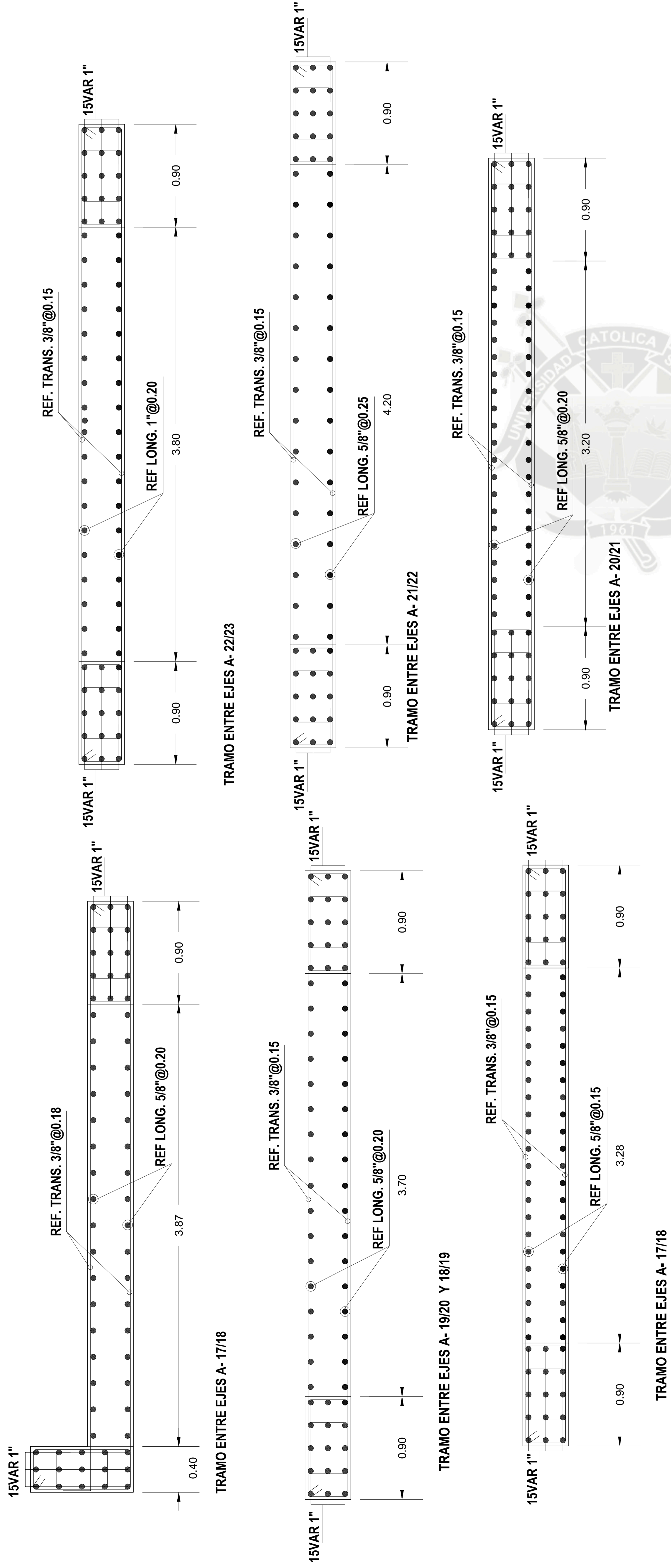
## CUADRO DE ZAPATAS

ZAPATAS	DIMENSIONES (mts)			ACERO DE REFUERZO	
	B	L	r	H	As(l)
Z-1	1.70	1.70	0.05	0.70	Ø5/8" @ 0.20
Z-2	2.10	2.10	0.05	0.70	Ø5/8" @ 0.20
Z-3	3.00	3.00	0.05	0.70	Ø5/8" @ 0.25
Z-4	1.80	5.50	0.05	0.70	Ø5/8" @ 0.25

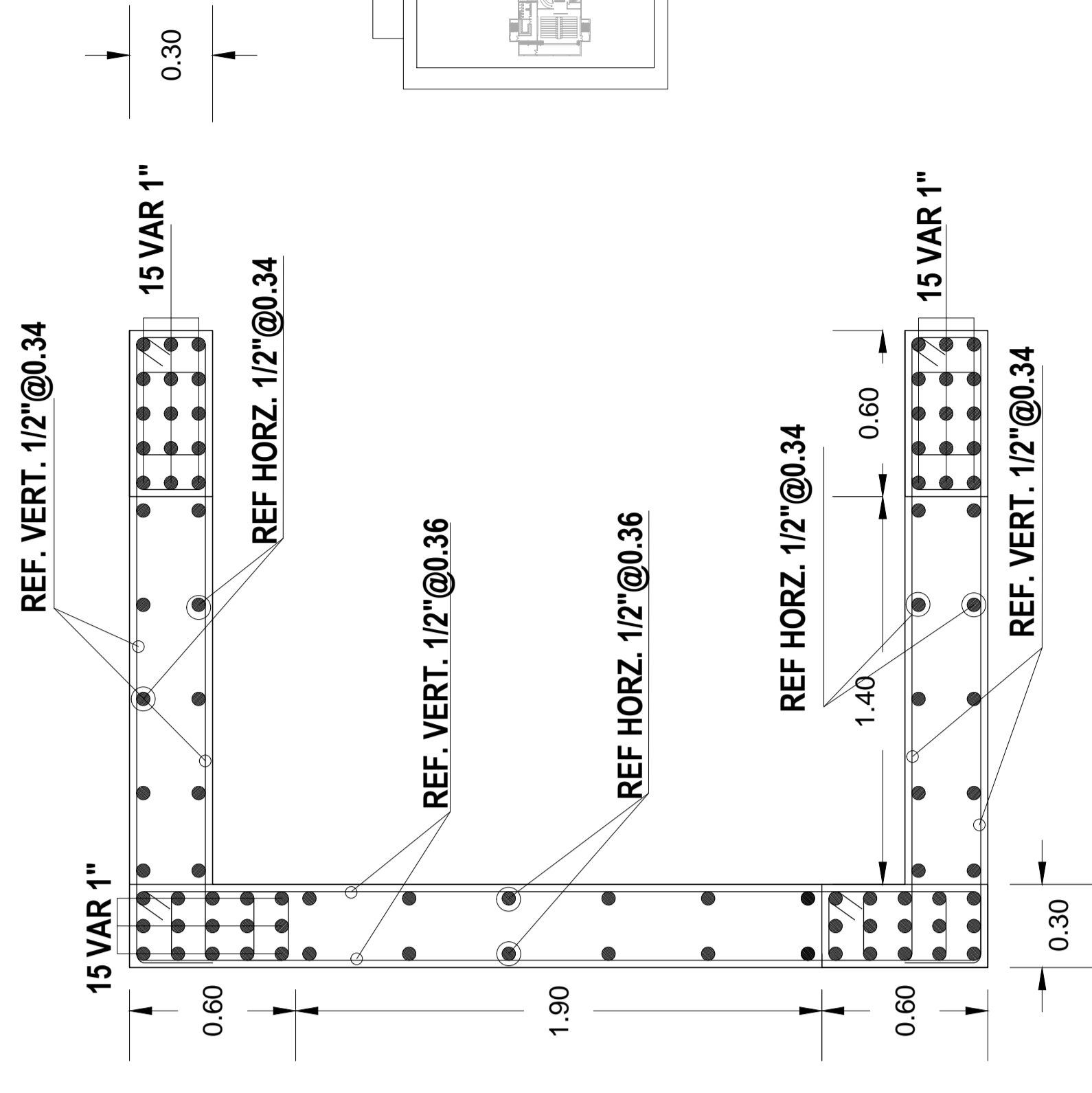
E-10



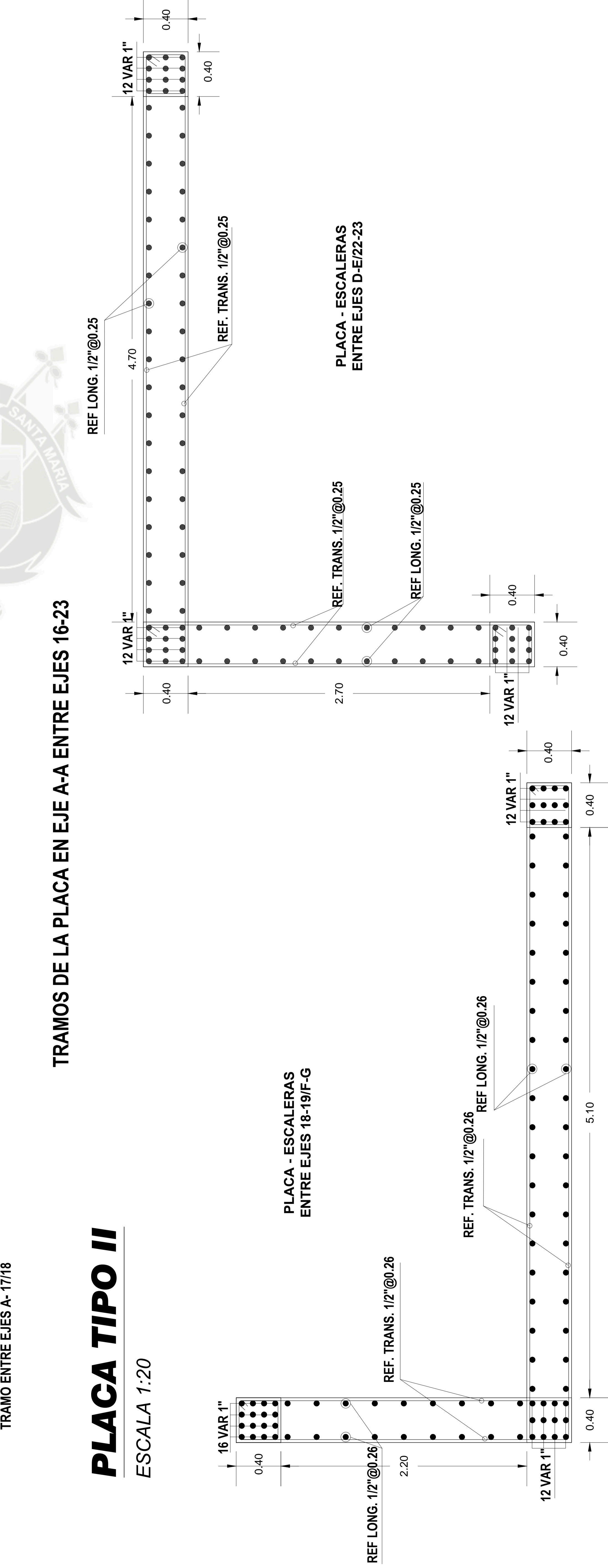
# PLACA TIPO I



# PLACA TIPO III



# PLACA - ESCALERAS EN EJES 20 Y 21 ENTRE A-B



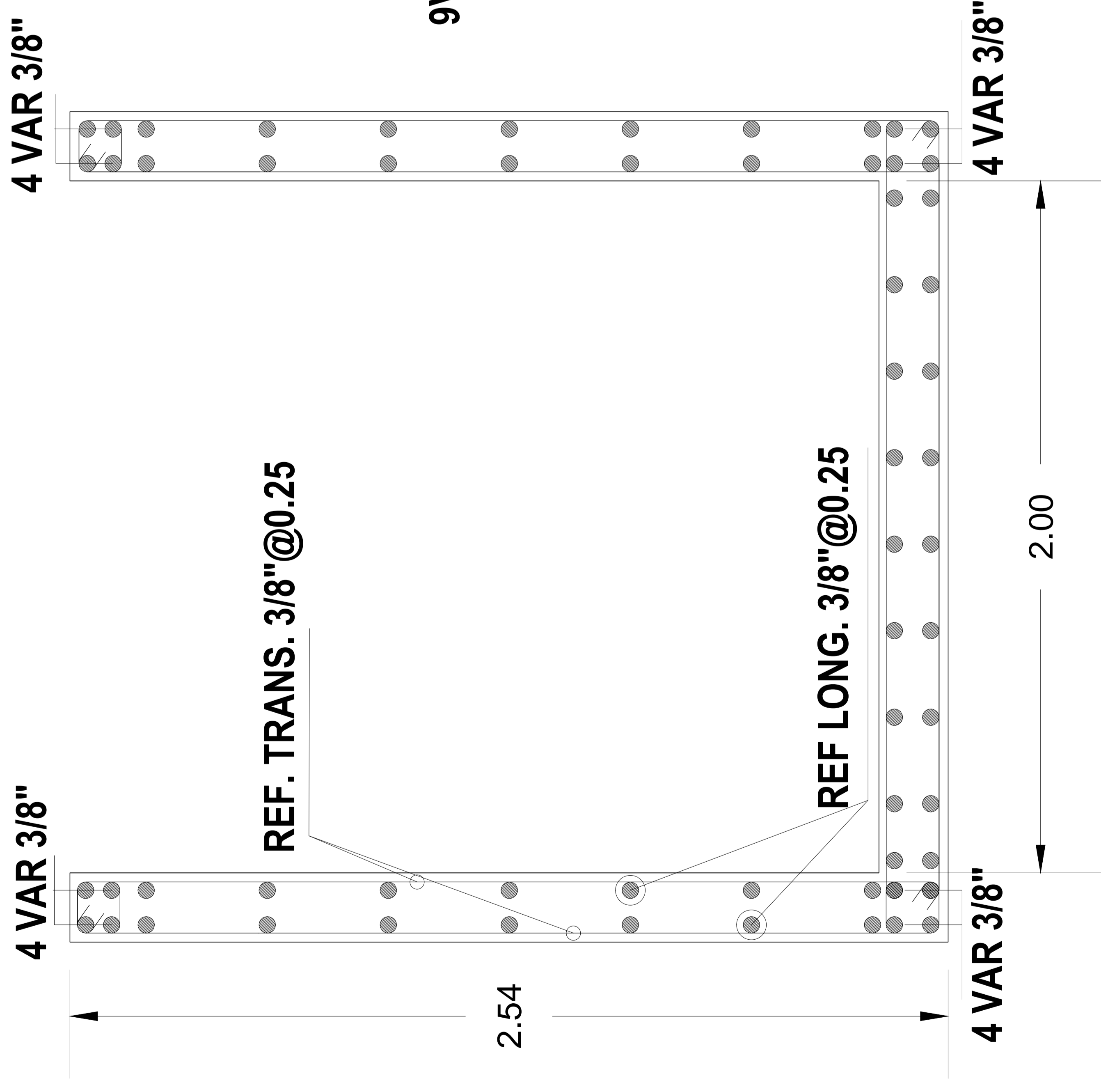
# PLACA TIPO II

ESCALA 1:20

MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

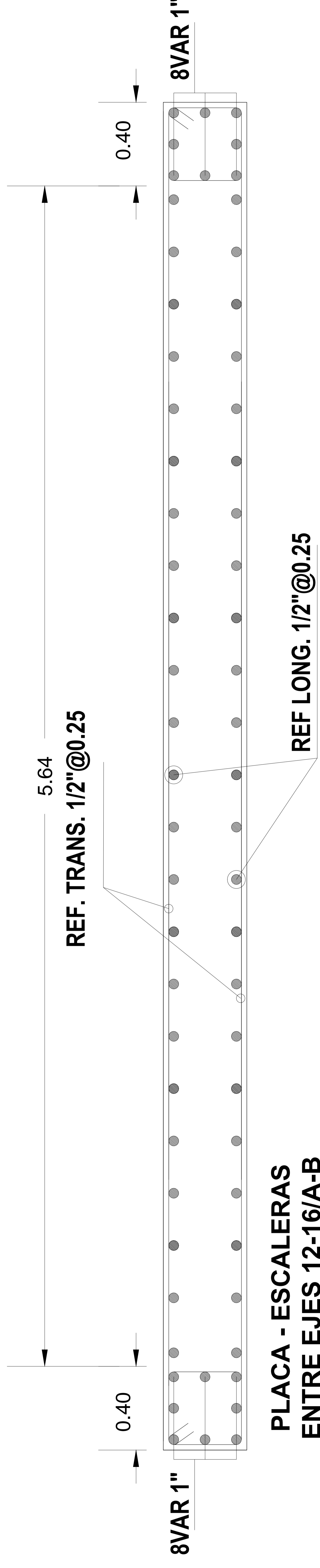
PROYECTO:	PLANO DE MUR DE CORTA (Bosque)
UBICACION:	PROVINCIA DE CUSCO, DISTRITO DE SANTIAGO
APROBADO:	ESCALA: 1/20, FECHA: 2012
UNIVERSIDAD CATORICA DE SANTA MARIA	INGENIERIA CIVIL
RESPONSABLE:	BACH. ING. SOFIEL SVENIA USAMPANOS
TEMA:	TESIS PARA EL TITULO DE PROFESOR DE INGENIERIA CIVIL
LAMINA:	<b>E-12</b>

### PLACA TIPO III



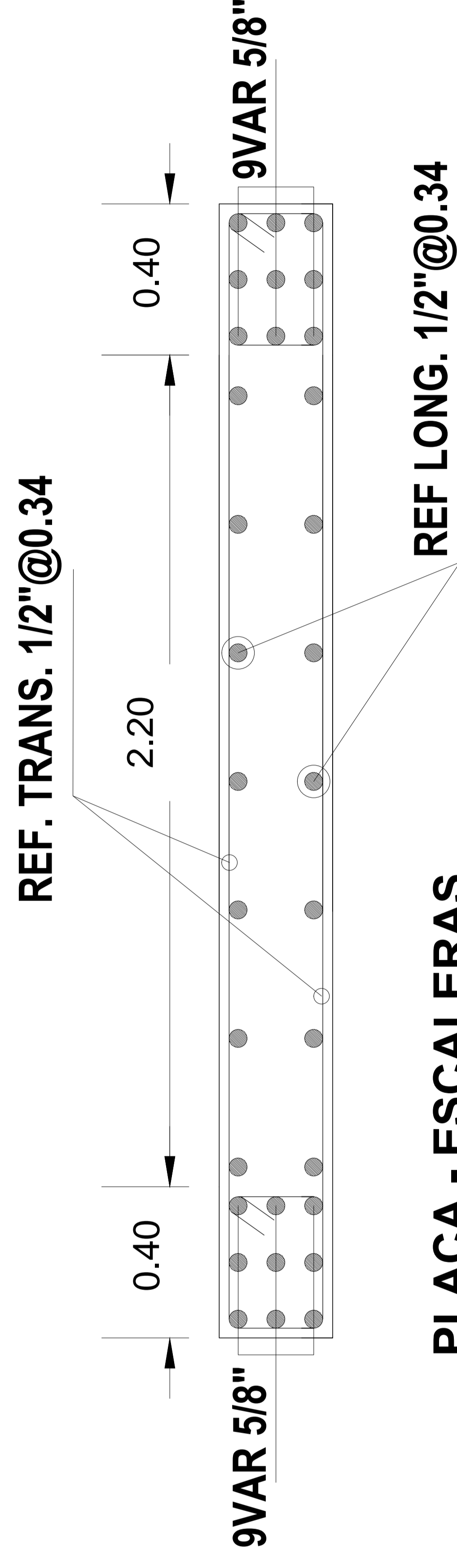
PLACA - ASCENSOR  
ENTRE EJES A-B/12-16

### PLACA TIPO I

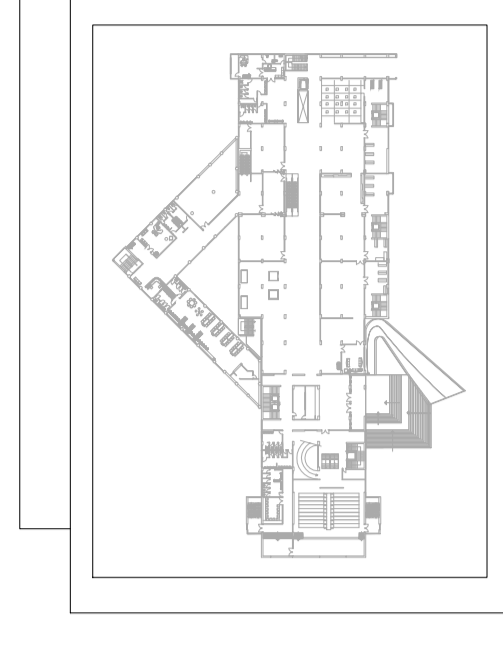


PLACA - ESCALERAS  
ENTRE EJES 12-16/A-B

### PLACA TIPO I



PLACA - ESCALERAS  
ENTRE EJES 11-12/F-G



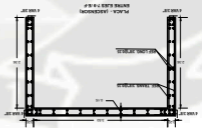
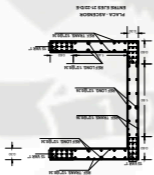
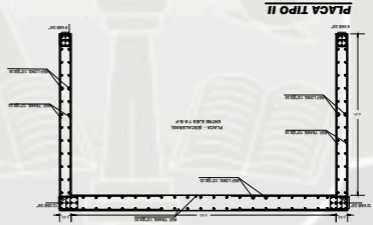
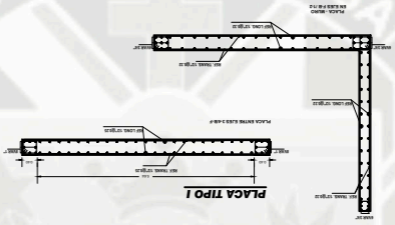
PROYECTO: MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

PLANO: MUROS DE CORTE (Bloque II)
UBICACION: PROVINCIA DE CUSCO DISTRITO DE SANTIAGO
APROBADO: ESCALA: 1/25 FECHA: 2012
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL
RESPONSABLE: BACH. ING. SOVEL BENJIA LEON RAMOS
TEMA: TESIS PORTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL
LAMINA: <b>E-13</b>

E-14

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CURSOS
UBICACIÓN	AV. LOS ANDES 1000, S. 10, Q. 11
PROYECTANTE	ING. JUAN CARLOS GONZÁLEZ
FECHA	2014
ESCALA	1:50
CONTENIDO	PLANO DE DETALLE DE LA PLACA DE CEMENTO
PROYECTANTE	ING. JUAN CARLOS GONZÁLEZ
FECHA	2014
ESCALA	1:50
CONTENIDO	PLANO DE DETALLE DE LA PLACA DE CEMENTO

MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CURSOS



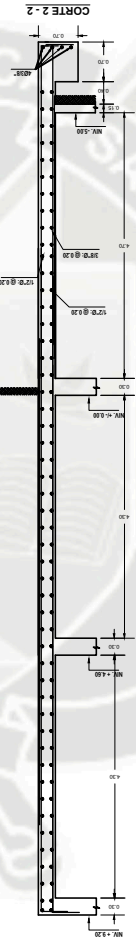
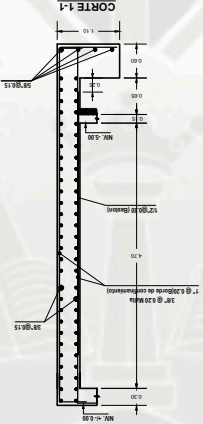
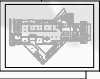
PLACA TIPO II



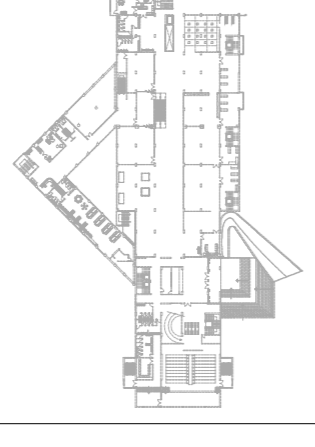
E-16

UNIVERSIDAD CATOLICA DEL SACRAMENTO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
INGENIERIA CIVIL  
PROYECTO DE GRADUACION  
TITULO: PROYECTO DE DISEÑO DE UN MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO  
AUTOR: [Nombre del autor]  
FECHA: 2012

MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO



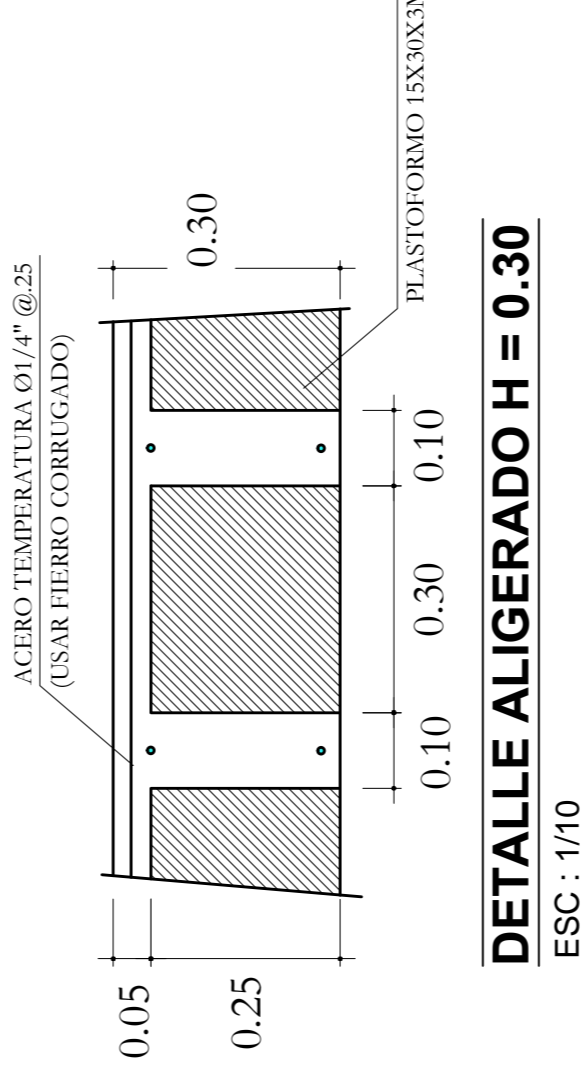
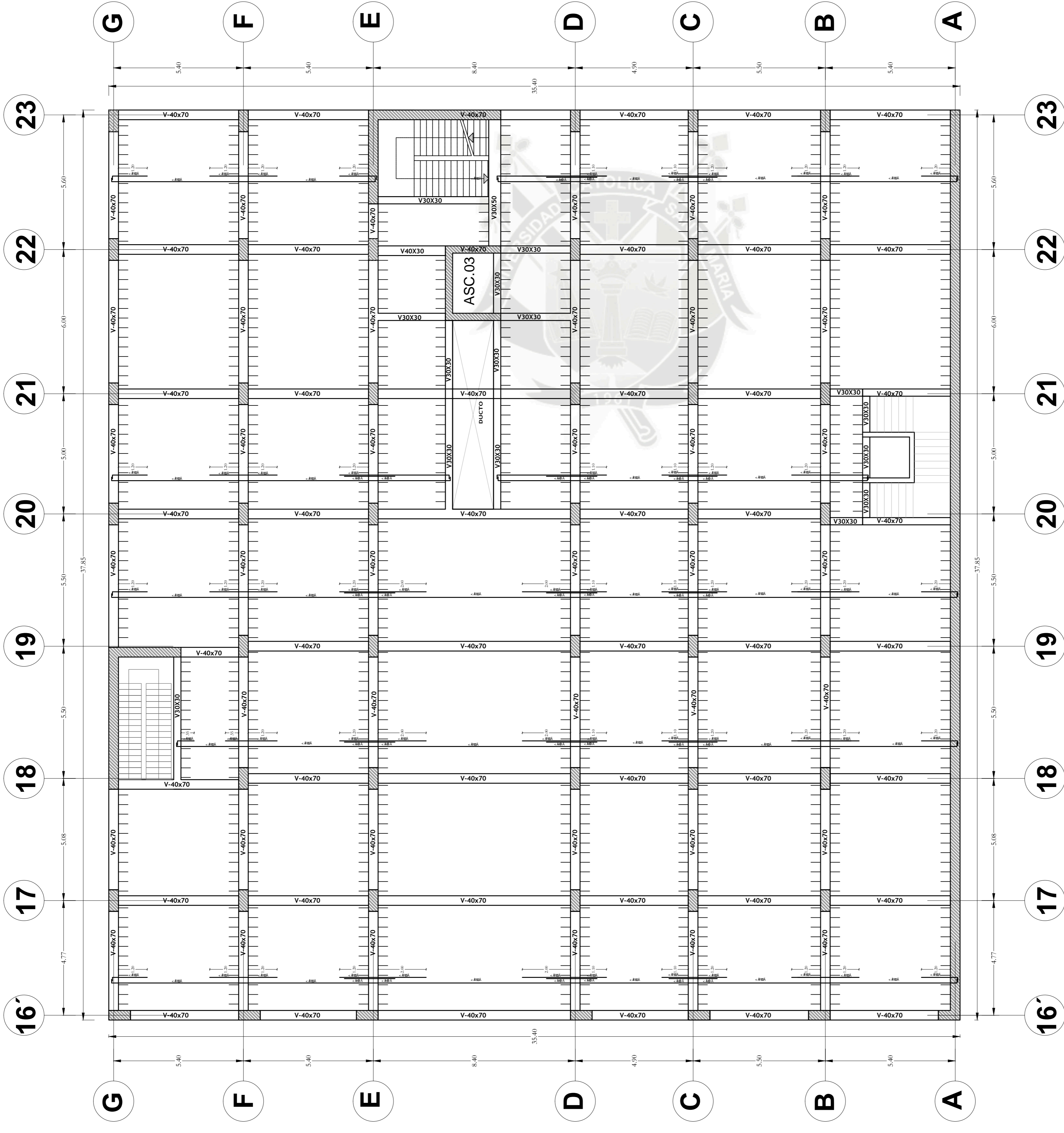
ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES	
SOLADO ESP. 10 CM., MEZCLA CEMENTO - HORMIGON, 1:1:2	
CONCRETO SIMPLE Y CICLOPEO	CIMENTOS, MEZCLA CEMENTO-HORMIGON 1:1:0 + 30 MPG SUPERCIMENTOS, MEZCLA CEMENTO-HORMIGON 1:8 + 25 MPG ACERO GRADO 60 Py = 4200 kg/cm <sup>2</sup>
CONCRETO ARIVADO	CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup> DE MUROS DE ALBANELERIA DE BOCUERIAS MEDIAS f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup> CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONFINAMIENTO DE MUROS DE ALBANELERIA DE BOCUERIAS MEDIAS f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup> RECUBRIMIENTOS LIBRES: - ZAPATAS Y VIGAS DE CONEXION f = 5.00 cm - VIGAS Y COLUMNAS PENALIZADAS f = 4.00 cm - LOSAS Y ESCALERAS f = 3.00 cm - ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO f = 2.00 cm LONGITUD MINIMAS DE TRASLAPE: L <sub>s</sub> (cm) 3x <sup>1</sup> 60 1,2 <sup>2</sup> 50 5,8 <sup>3</sup> 60 3,4 <sup>4</sup> 60 1 <sup>5</sup> 60



MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

PROYECTO:

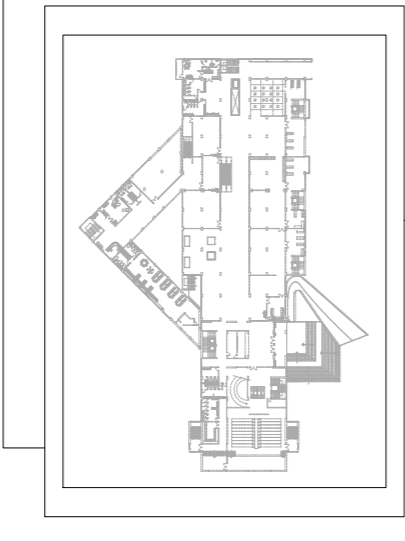
PLANO: ALIGERADO BLOQUE I	ESCALA: INDICADA	FECHA: 2012
TUBICACION: PROVINCIA DE CUSCO DISTRITO DE SANTIAGO	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL
APROBADO:	RESPONSABLE BACH. ING. SIVEL SVENAJA LEON RAMOS	TEMA: TESIS OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL
LAMINA: E.17		



PLANO DE ALIGERADOS  
SEMISOTANO, PRIMER Y SEGUNDO NIVEL  
BLOQUE I

ESC. 1/100

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES	
CONCRETO SIMPLE Y CICLOPEO	SOLADO ESP: 10 CM, MEZCLA CEMENTO - HORMIGON, 1:1:2 CIMENTOS: MEZCLA CEMENTO-HORMIGON 1:1:0 + 30 MPG SOPRECRIMENTOS: MEZCLA CEMENTO-HORMIGON 1:1 + 25 MPG ACERO GRADO 60 Py = 4200 kg/cm <sup>2</sup>
CONCRETO ARMADO	CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONFINAMIENTO DE MUROS DE ALBERNIA DE BLOQUETAS HUECAS f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup> CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup> RECUBRIMIENTOS LIBRES: - ZAPATAS Y VIGAS DE CONEXION r = 5.00 cm - COLUMNAS PERALTAJADAS r = 2.00 cm - LOSAS Y ESCALERAS r = 2.00 cm - ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO r = 2.00 cm LONGITUD MINIMAS DE TRASLAPE: L <sub>a</sub> (cm) 38" 40 50 60 65 80 98" 50 60 60 65 80 12" 50 60 60 65 80 58" 50 60 60 65 80 34" 50 60 60 65 80 1" 50 60 60 65 80



MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

PROYECTO:

PLANO: ALIGERADO BLOQUE II

UBICACION: PROVINCIA DE CUSCO DISTRITO DE SANTIAGO

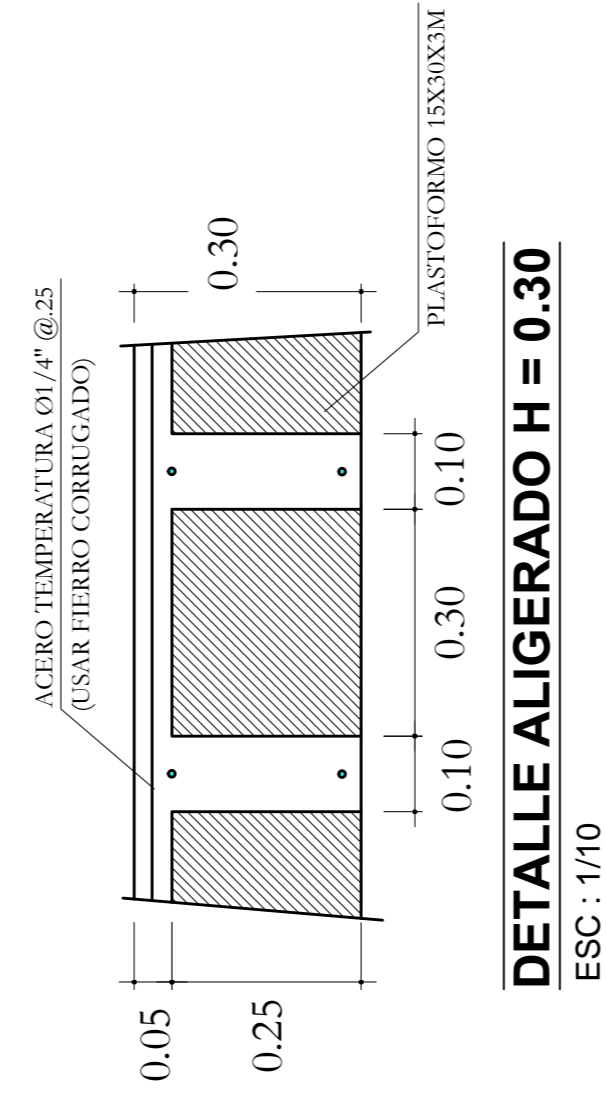
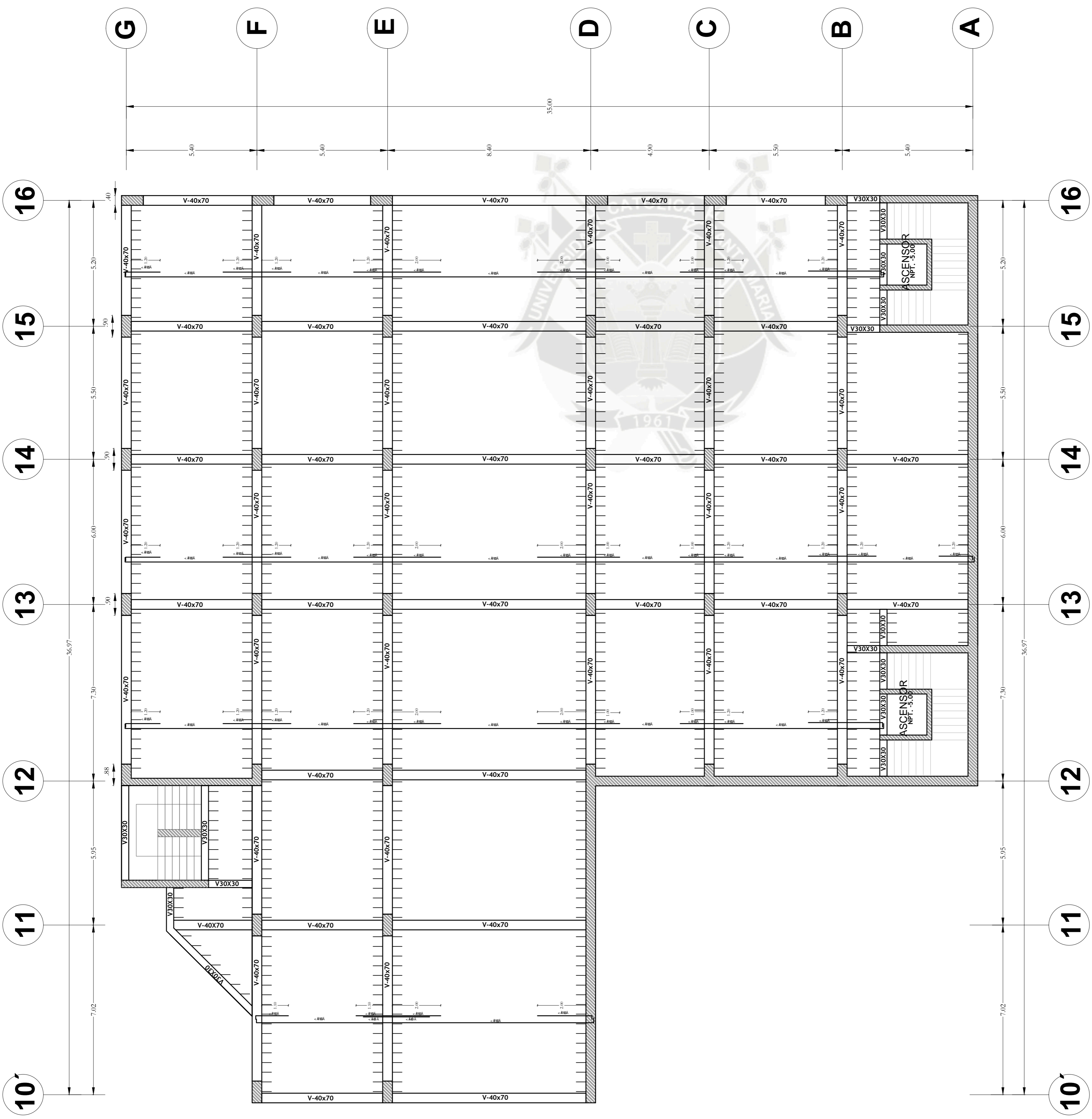
APROBADO: ESCALA: INDICADA FECHA: 2012

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL

RESPONSABLE: BACH. ING. SOFIEL SIVERA LEON RAMOS

TEMA: TESIS OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL

LAMINA: **E-18**



**PLANO DE ALIGERADOS**  
**SEMISOTANO, PRIMER Y SEGUNDO NIVEL**  
**BLOQUE II**

ESC. 1/100

PLANO: ALIGERADO BLOQUE III

UBICACIÓN: DEPARTAMENTO DE CUSCO, PROVINCIA DE CUSCO, DISTRITO DE SANTIAGO

APROBADO: ESCALA: INDICADA, FECHA: 2012

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

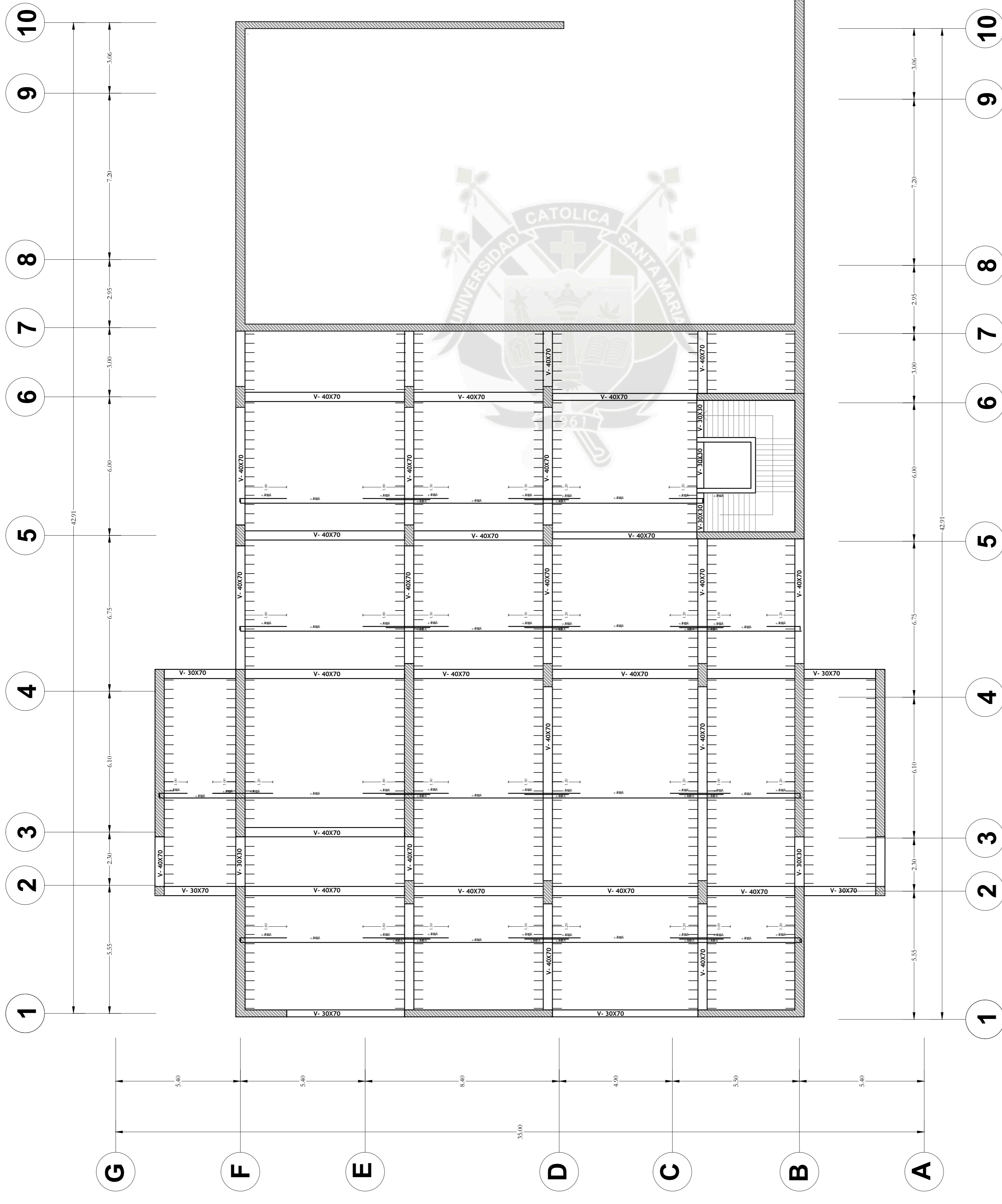
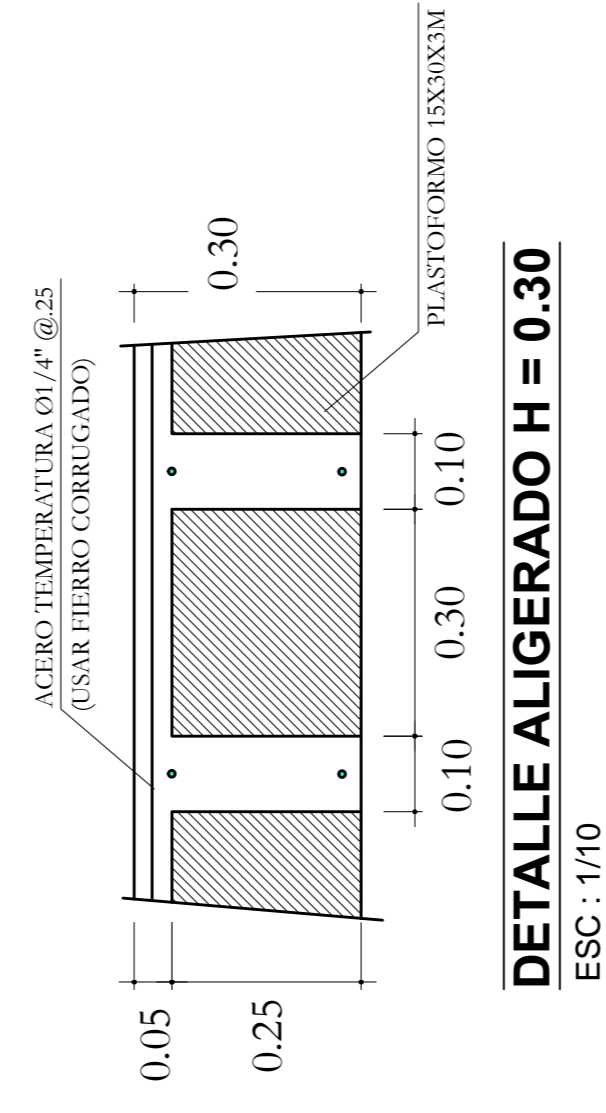
PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL

RESPONSABLE: BACH. ING. SOVEL SVENIA LEON RAMOS

TEMA: TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL

LÁMINA: E-19

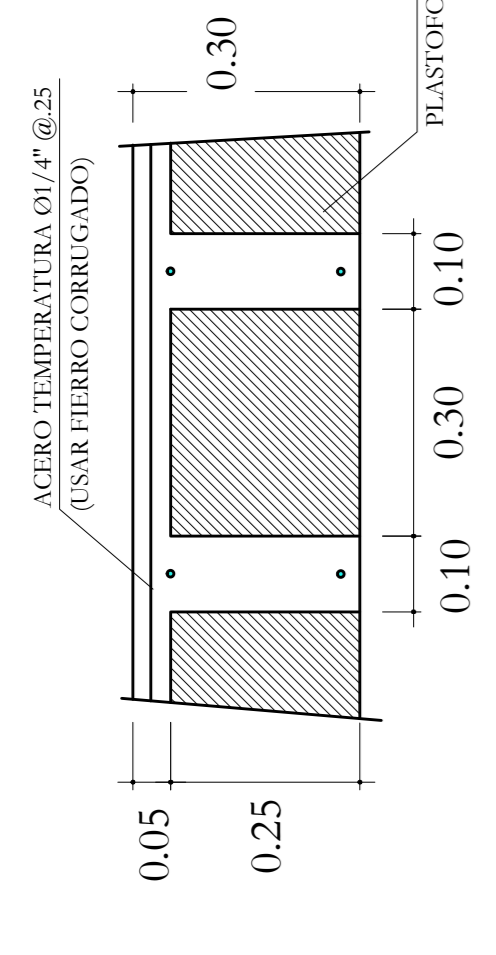
ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES	
CONCRETO SIMPLE Y CICLOPEO	SOLADO ESP. 10 CM, MEZCLA CEMENTO - HORMIGON, 1:1:2 CIMENTOS, MEZCLA CEMENTO-HORMIGON 1:1:0 + 30 MPG SOBRECIMENTOS, MEZCLA CEMENTO-HORMIGON 1:1:0 + 25 MPG
	ACERO GRABADO Py - 4200 kg/cm <sup>2</sup>
CONCRETO ARMADO	CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup> DE MUROS DE ALBAÑILERIA DE BLOQUETAS HUECAS f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup> COLUMNAS, VIGAS, LOSAS, Y ESCALERAS CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONFINAMIENTO RECURRIMIENTOS LIBRES: - ZAPATAS Y VIGAS DE CONEXION f = 5,00 cm - LOSAS Y COLUMNAS PERALTADAS f = 4,00 cm - ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO f = 2,00 cm
	LONGITUD MINIMAS DE TRASLAPE :
Ø	La (cm)
3Ø	40
4Ø	30
5Ø	60
6Ø	55
3Ø"	60
1"	80



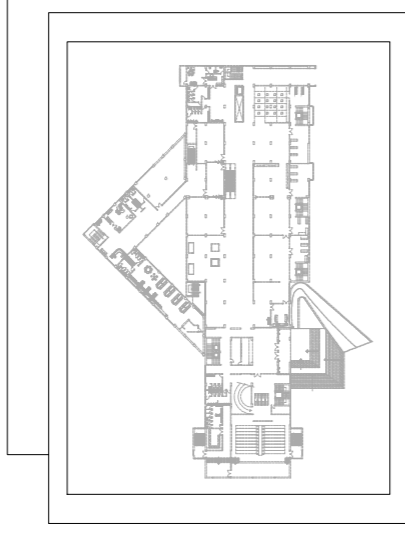
PLANO DE ALIGERADOS  
SEMISOTANO, PRIMER Y SEGUNDO NIVEL  
BLOQUE III

ESC. 1/100

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES																			
CONCRETO SIMPLE Y CICLOPEO	SOLADO FEP-10 2X4 MEZCLA CEMENTO - HORNICON, 112 CIMENTOS, MEZCLA CEMENTO-HORNICON 1:1:0 + 30 %PG SOBRECIMENTOS, MEZCLA CEMENTO-HORNICON 1:8 + 25 %PM																		
CONCRETO ARMADO	ACERO GRADO 60 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ COLUMNAS, VIGAS, LOSAS, Y ESCALERAS CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONFINAMIENTO DE MUROS DE ALBAÑILERIA DE BLOQUETAS HUECAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ RECUBRIMIENTOS LIBRES: - ZAPATAS Y VIGAS DE CONEXION $r = 5.00 \text{ cm}$ - VIGAS Y COLUMNAS REFALTADAS $r = 4.00 \text{ cm}$ - LOSAS Y ESCALERAS $r = 2.00 \text{ cm}$ - ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO $r = 2.00 \text{ cm}$ LONGITUD MINIMAS DE TRASLAPE: <table border="1"> <thead> <tr> <th><math>\theta</math></th> <th><math>L_d \text{ (cm)}</math></th> <th><math>L_d \text{ (cm)}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>38°</td> <td>40</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>12°</td> <td>50</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>58°</td> <td>50</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>54°</td> <td>50</td> <td>55</td> </tr> <tr> <td>1°</td> <td>50</td> <td>60</td> </tr> </tbody> </table>	$\theta$	$L_d \text{ (cm)}$	$L_d \text{ (cm)}$	38°	40	30	12°	50	40	58°	50	50	54°	50	55	1°	50	60
$\theta$	$L_d \text{ (cm)}$	$L_d \text{ (cm)}$																	
38°	40	30																	
12°	50	40																	
58°	50	50																	
54°	50	55																	
1°	50	60																	

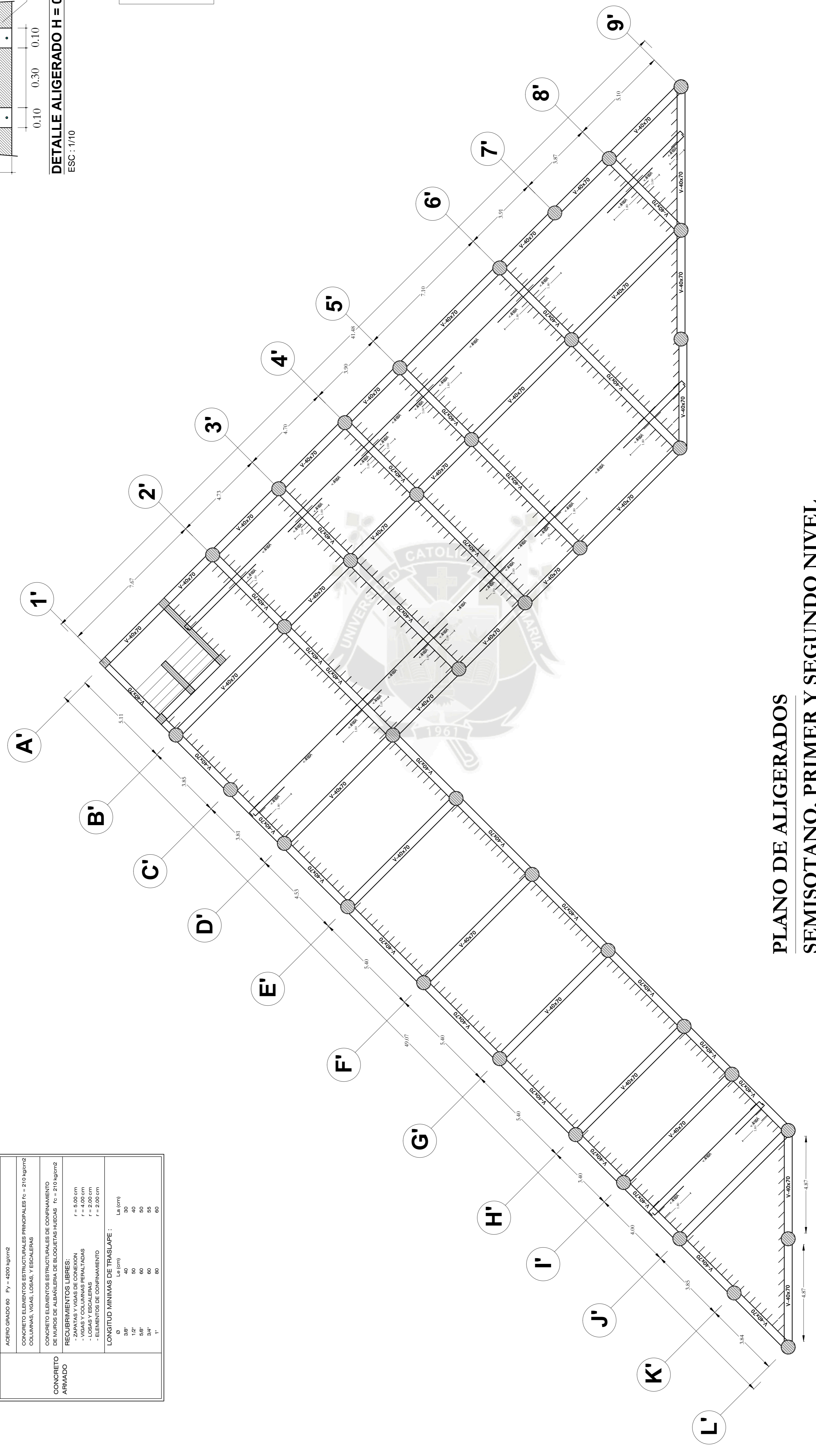


**DETALLE ALIGERADO H = 0.30**  
ESC : 1/10



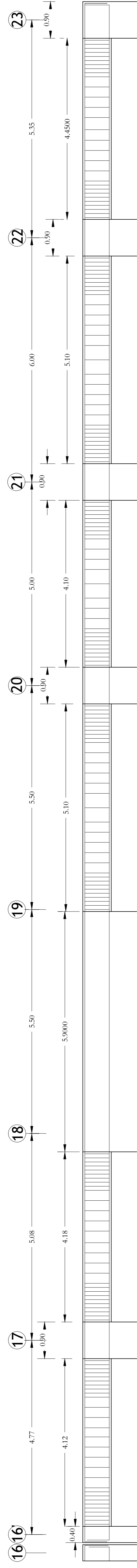
PROYECTO: **MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO**

PLANO: <b>ALIGERADO BLOQUE IV</b>
UBICACION: <b>PROVINCIA DE CUSCO DISTRITO DE SANTIAGO</b>
APROBADO: <b>ESCALA: INDICADA FECHA: 2012</b>
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA: <b>INGENIERIA CIVIL</b>
RESPONSABLE: <b>BACH. ING. SOVEL SVENJA LEON RAMOS</b>
TEMA: <b>TESIS PORTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL</b>
LÁMINA: <b>E-20</b>



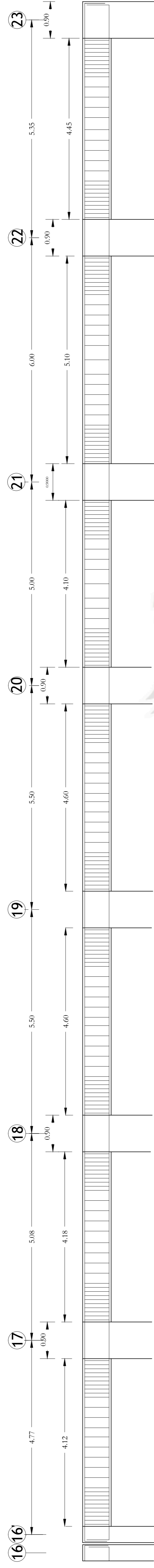
**PLANO DE ALIGERADOS SEMISOTANO, PRIMER Y SEGUNDO NIVEL BLOQUE IV**  
ESC. 1/100

### VIGA EN EJE G



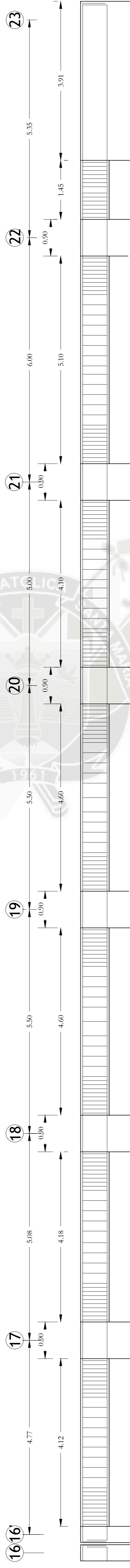
Ø 3/8"Ø1@05,14@.10,F@.25

### VIGA EN EJE F



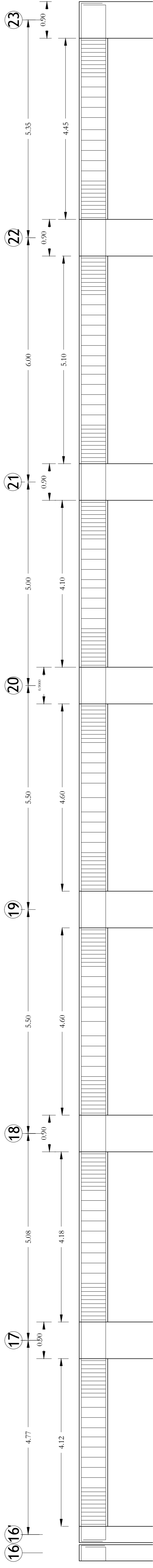
Ø 3/8"Ø1@05,14@.10,F@.25

### VIGA EN EJE E



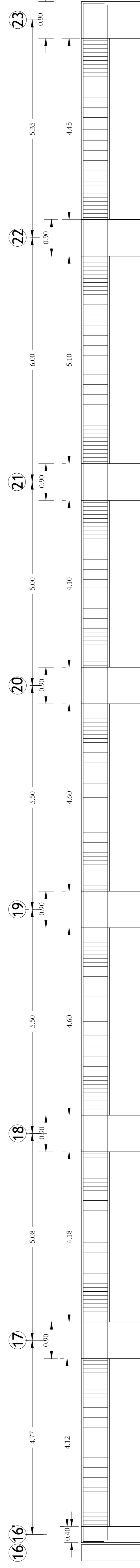
Ø 3/8"Ø1@05,14@.10,F@.25

### VIGA EN EJE D



Ø 3/8"Ø1@05,14@.10,F@.25

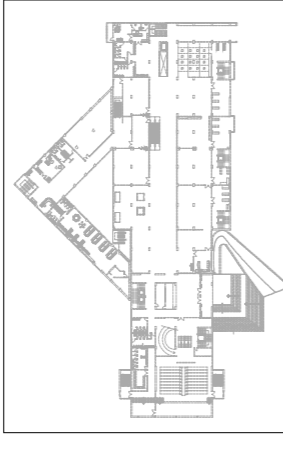
### VIGA EN EJE C



Ø 3/8"Ø1@05,14@.10,F@.25

## PLANO DE VIGAS BLOQUE I

ESC. 1/50

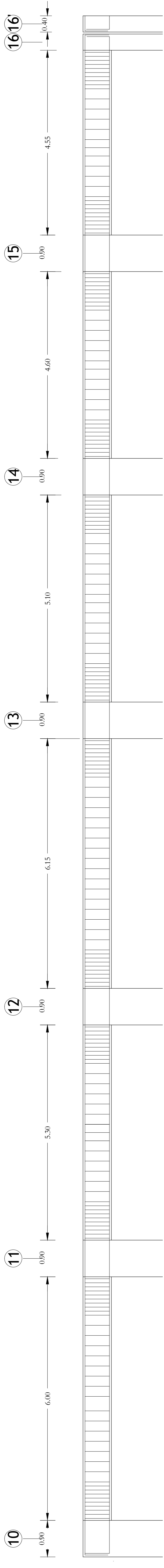


MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

PROYECTO:

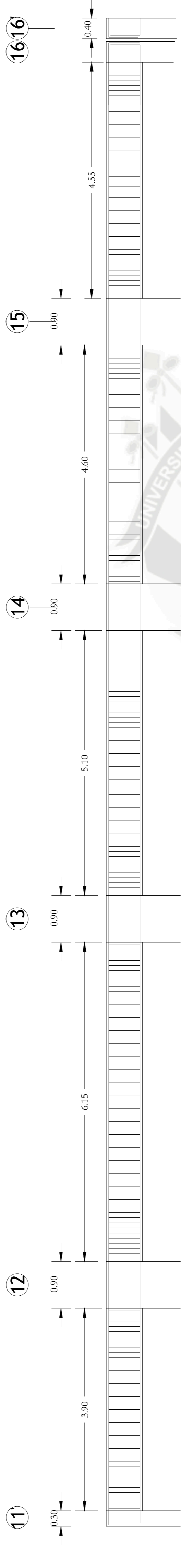
PLANO: PLANO DE VIGAS (Bloque I)
LUBRICACION: PROVINCIA DE CUSCO DISTRITO DE SANTIAGO
APROBADO: ESCALA: INDICADA FECHA: 2012
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL
RESPONSABLE: BACH. ING. SOVEL SVENIA LEON RAMOS
TEMA: TESIS OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL
LAMINA: E-21

### VIGA EN EJE E Y F



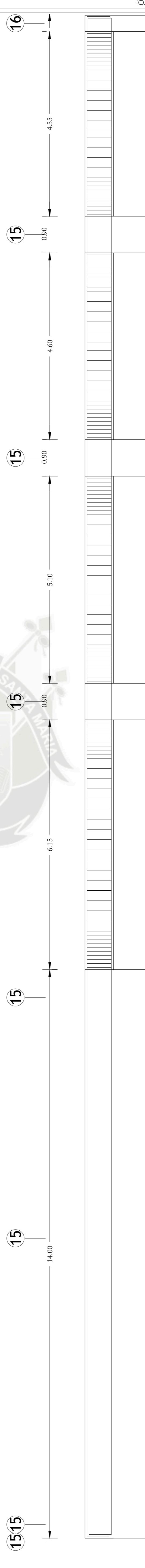
∅ 3/8'Ø1@05,14@.10,R@.25

### VIGA EN EJE G



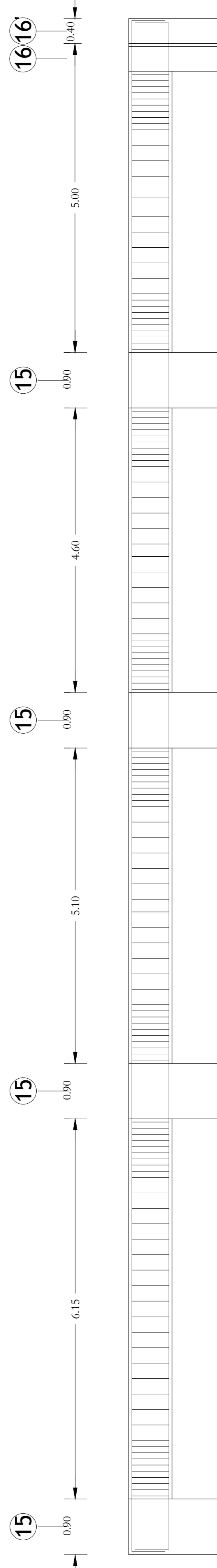
∅ 3/8'Ø1@05,14@.10,R@.25

### VIGA EN EJE D



∅ 3/8'Ø1@05,14@.10,R@.25

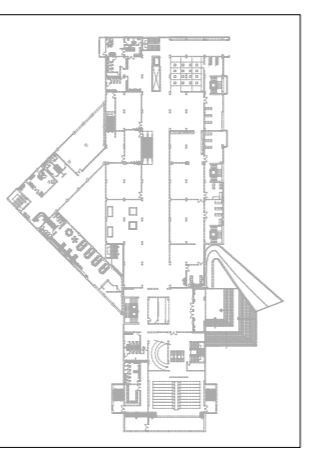
### VIGA EN EJE B Y C



∅ 3/8'Ø1@05,14@.10,R@.25

MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

PROYECTO:



PLANO PLANO DE VIGAS (Bloque II)

UBICACIÓN: PROVINCIA DE CUSCO, DISTRITO DE SANTIAGO

APROBADO: ESCALA: INDICADA, FECHA: 2012

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA, PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL

RESPONSABLE: BACH. ING. SOFIEL SVENJA LEON RAMOS

TEMA: TESIS P/OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL

LÁMINA:

**E-22**

## PLANO DE VIGAS BLOQUE II

ESC. 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES	
CONCRETO SIMPLE Y CICLOPEO	SOLADO ESP. 10 CM, MEZCLA CEMENTO - HORMIGON, 1:1:2 CIMENTOS, MEZCLA CEMENTO-HORMIGON 1:1:0 + 30 kg/m3 SOPRECEMENTOS, MEZCLA CEMENTO-HORMIGON 1:8 + 25 kg/m3 ACERO GRADO 60 Py = 4200 kg/cm2
CONCRETO ARMADO	CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES f <sub>c</sub> = 210 kg/cm2 COLUMNAS, VIGAS, LOSAS, Y ESCALERAS CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONFINAMIENTO DE MUROS DE ALBAÑILERIA DE BLOQUES MUCAE f <sub>c</sub> = 210 kg/cm2
	RECURRIMIENTOS LIBRES: - ZAPATAS Y VIGAS DE CONEXION f = 5.00 cm - VIGAS VERTICALES PERALTADAS f = 4.00 cm - LOSAS Y ESCALERAS f = 3.00 cm - ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO f = 2.00 cm
	LONGITUD MINIMAS DE TRASLAPE:
	La (cm)
3Ø	40
1/2"	50
5Ø	60
3/4"	55
1"	80

VISTA EN B/E 1'



VISTA EN B/E 2'



VISTA EN B/E 3: 5', 6', 7', 8'



ITEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
1	...	...	...
2	...	...	...
3	...	...	...
4	...	...	...
5	...	...	...
6	...	...	...
7	...	...	...
8	...	...	...
9	...	...	...
10	...	...	...

...



...

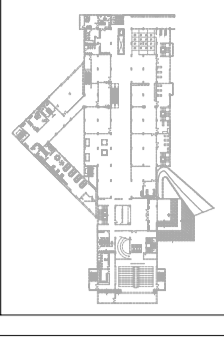


VISTA EN B/E 4'



# PLANO DE COLUMNAS Y ESCALERAS

ESC. 1/50

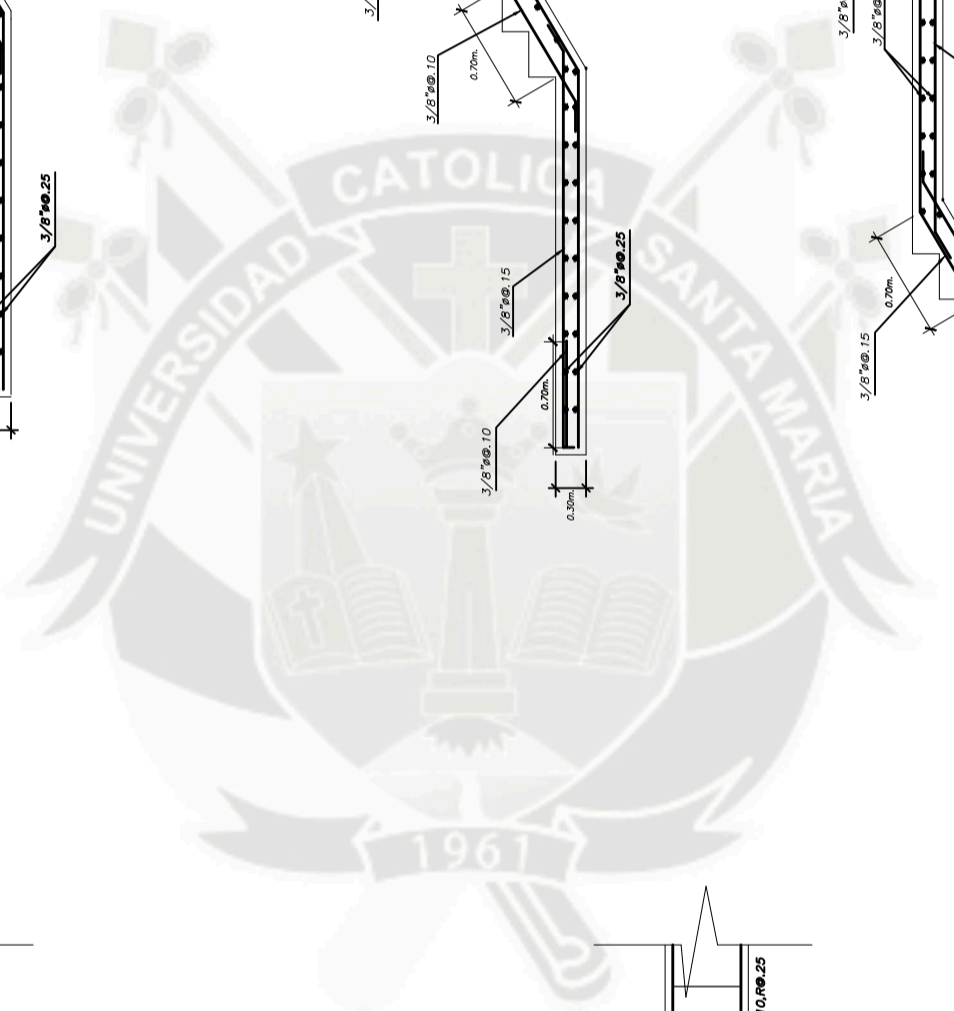
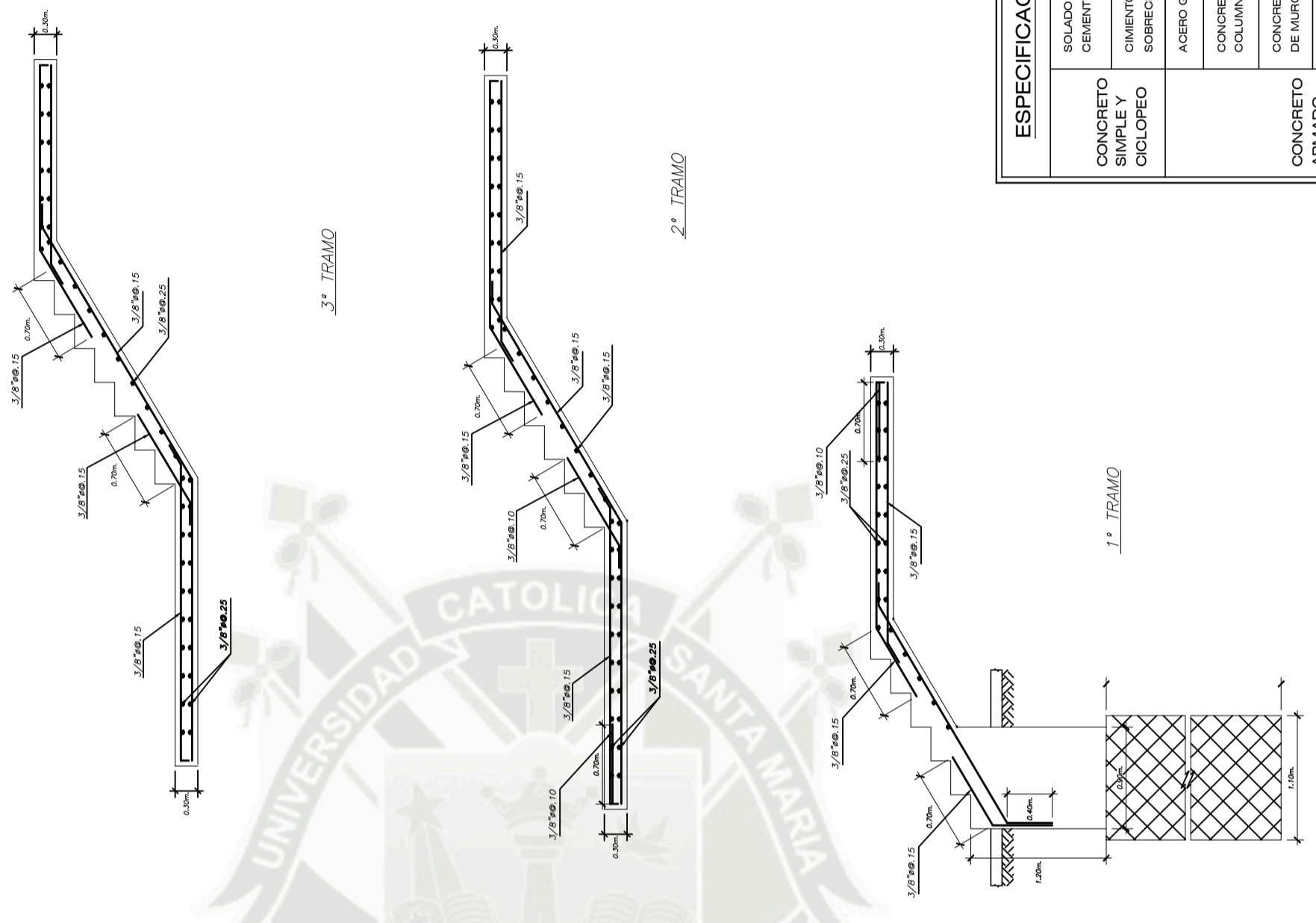
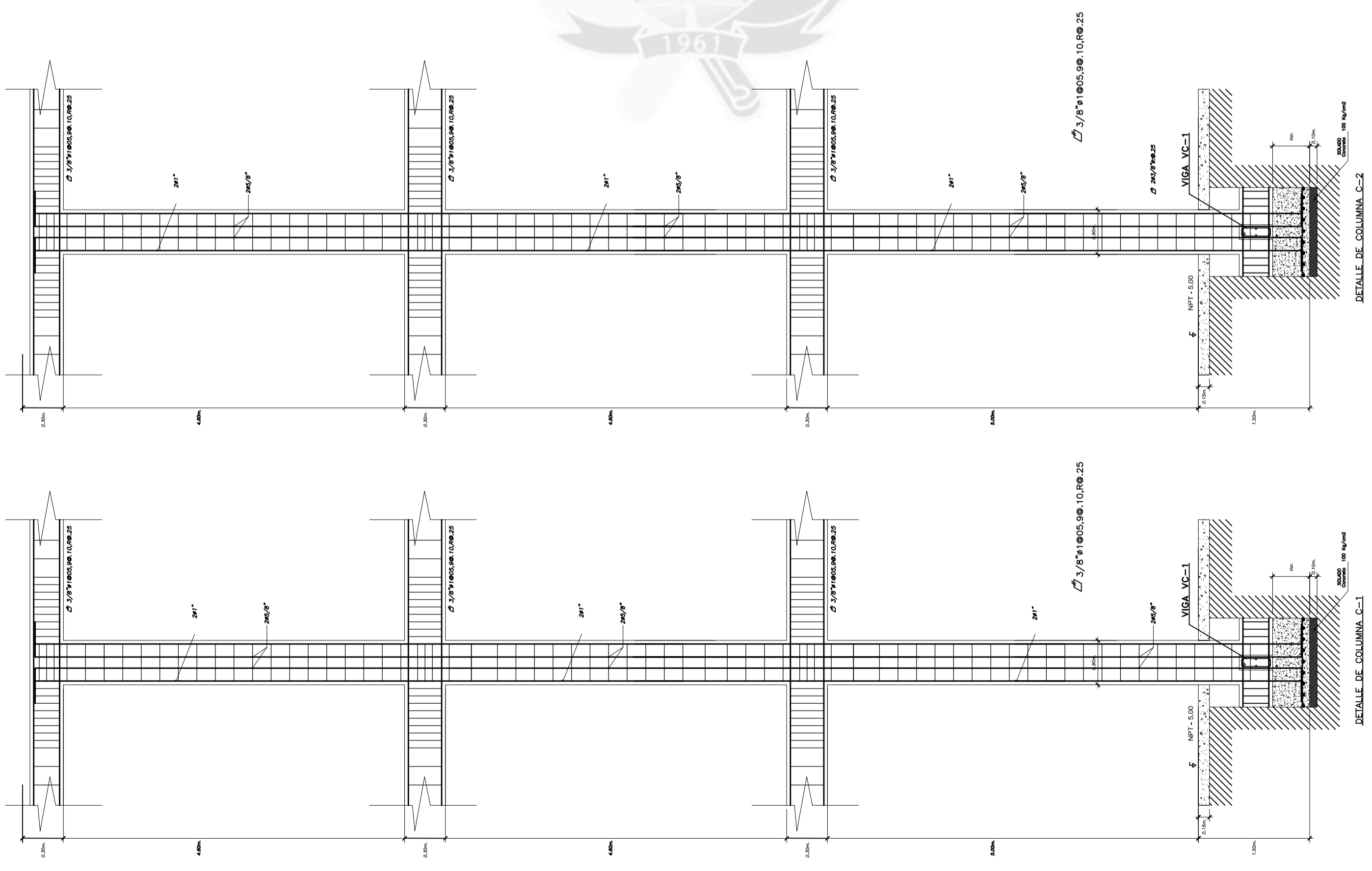


MUSEO DE LA CULTURA INMATERIAL - CUSCO

PROYECTO.

PLANO: <b>PLANO DE COLUMNAS PLANO DE ESCALERAS</b>	ESCALA: INDICADA	FECHA: 2012
UBICACION: PROVINCIA DE CUSCO DISTRITO DE SANTIAGO	APROBADO:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL	RESPONSABLE BACH. INGS. SONIVEL SVENJA LEON RAMOS	TEMA: TESIS POPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL
LAMINA: <b>E-24</b>		

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES																			
CONCRETO SIMPLE Y CICLOPEO	SOLADO ESP-10 CM, MEZCLA CEMENTO - HORMIGON, 1:1:2 CIMENTOS, MEZCLA CEMENTO-HORMIGON 1:1:0 + 30 %FQ SOBRECIMENTOS, MEZCLA CEMENTO-HORMIGON 1:8 + 25 %PM																		
CONCRETO ARMADO	ACERO GRADO 60 Fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup> CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup> COLUMNAS, VIGAS, LOSAS, Y ESCALERAS CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONFINAMIENTO DE MUROS DE ALBAÑILERIA DE BLOQUETAS HUECAS f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>																		
RECURRIMIENTOS LIBRES:	- ZAPATAS Y VIGAS DE CONEXION r = 5.00 cm - VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS r = 4.00 cm - LOSAS Y ESCALERAS r = 2.00 cm - ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO r = 2.00 cm																		
LONGITUD MINIMAS DE TRASLAPE :	<table border="1"> <tr> <td>Ø</td> <td>Le (cm)</td> <td>La (cm)</td> </tr> <tr> <td>3Ø</td> <td>40</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>1/2</td> <td>50</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>5Ø</td> <td>60</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>3/4</td> <td>60</td> <td>55</td> </tr> <tr> <td>1"</td> <td>80</td> <td>60</td> </tr> </table>	Ø	Le (cm)	La (cm)	3Ø	40	30	1/2	50	40	5Ø	60	50	3/4	60	55	1"	80	60
Ø	Le (cm)	La (cm)																	
3Ø	40	30																	
1/2	50	40																	
5Ø	60	50																	
3/4	60	55																	
1"	80	60																	



DETALLE DE COLUMNA C-2

DETALLE DE COLUMNA C-1