



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA UN INSTITUTO EDUCATIVO EN EL
MUNICIPIO DE MALACATANCITO Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR
PARA LA ALDEA SAN RAMÓN DEL MUNICIPIO DE MALACATANCITO,
HUEHUETENANGO**

Gustavo Adolfo Polanco Rivera

Asesorado por el Ing. Angel Roberto Sic García

Guatemala, octubre de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO PARA UN INSTITUTO EDUCATIVO EN EL
MUNICIPIO DE MALACATANCITO Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR
PARA LA ALDEA SAN RAMÓN DEL MUNICIPIO DE MALACATANCITO,
HUEHUETENANGO**

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA

ASESORADO POR EL ING. ANGEL ROBERTO SIC GARCÍA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO: Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I: Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II: Lic. Amahán Sánchez Alvarez
VOCAL III: Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV: Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V: Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA: Inga. Marcia Ivonne Vélez Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO: Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR: Ing. Angel Roberto Sic García
EXAMINADOR: Ing. Julio Benjamin Corado Franco
EXAMINADOR: Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
SECRETARIA: Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

DISEÑO DEL EDIFICIO PARA UN INSTITUTO EDUCATIVO EN EL MUNICIPIO DE MALACATANCITO Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN RAMÓN DEL MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 4 de julio de 2006.

Gustavo Adolfo Polanco Rivera

AGRADECIMIENTOS A:

LA SANTÍSIMA TRINIDAD	Por poner en mí el deseo de ser un profesional de la ingeniería civil y de permitir de que su voluntad coincidiera con mi anhelo.
Mis padres	Por darme la vida; especialmente a mi madre, por apoyarme en todo momento y ser el ejemplo de lucha y virtud.
Mis hermanos	Por estar siempre conmigo, por ayudarme, apoyarme en todo y demostrarme lo que es la unidad.
Mi familia	Por todo el apoyo que me han dado.
A la Universidad de San Carlos de Guatemala	Por haberme abierto las puertas del conocimiento al dejarme entrar a sus instalaciones.

DE FORMA ESPECIAL A:

Familia Rivera Álvarez	Por confiar en mí, apoyarme y permitir que compartiera con ellos más que la formación y desarrollo de mi vida universitaria, mi vida.
-------------------------------	---

ACTO QUE DEDICO

A La Santísima Trinidad, la Universidad de San Carlos de Guatemala, mi familia, mi novia, amigos y en forma general, a todas las personas con las que he compartido y que han hecho que sea y que alcance lo que ahora soy.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	IX
RESÚMEN	XI
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
1 FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1 Monografía del municipio de Malacatancito, Huehuetenango	1
1.1.1 Generalidades	1
1.1.1.1 Ubicación y localización	1
1.1.1.2 Límites y colindancias	1
1.1.1.3 Topografía	2
1.1.1.4 Clima	2
1.1.1.5 Servicios	2
1.1.2 Aspectos sociales	3
1.1.2.1 Demografía	3
1.1.2.2. Religión	4
1.1.2.3 Educación	4
1.1.3 Diagnóstico de necesidades en infraestructura y servicios básicos	4
1.1.3.1 Descripción de las necesidades	4
1.1.3.2 Priorización de las necesidades	5
1.2 Monografía de la aldea San Ramón del municipio de Malacatancito, Huehuetenango	6
1.2.1 Generalidades	6
1.2.1.1 Ubicación y localización	6

1.2.1.2	Límites y colindancias	6
1.2.1.3	Topografía	6
1.2.1.4	Clima	6
1.2.1.5	Servicios	7
1.2.2	Aspectos sociales	7
1.2.2.1	Demografía	7
1.2.2.2	Religión	8
1.2.2.3	Educación	8
1.2.3	Diagnóstico de necesidades en infraestructura y servicios básicos	8
1.2.3.1	Descripción de las necesidades	8
1.2.3.2	Priorización de las necesidades	9

2 DISEÑO DEL EDIFICIO PARA UN INSTITUTO EDUCATIVO EN EL MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO

2.1	Diseño arquitectónico	11
2.1.1	Levantamiento topográfico	11
2.1.2	Ubicación del edificio en el terreno	11
2.1.3	Estudio de suelos	12
2.1.4	Distribución de ambientes	12
2.1.5	Altura del edificio	12
2.2	Diseño estructural	13
2.2.1	Predimensionamiento de elementos estructurales	13
2.2.2	Modelos matemáticos de marcos dúctiles	14
2.2.3	Cargas aplicadas en los marcos dúctiles	15
2.2.3.1	Cargas verticales en marcos	

	dúctiles	15
2.2.3.2	Cálculo de corte basal	18
	2.2.3.2.1 Fuerza por nivel	20
2.2.3.3	Cargas horizontales en marcos	
	Dúctiles	21
	2.2.3.3.1 Fuerza por marco	22
	2.2.3.3.2 Fuerza del marco	
	Por torsión	22
2.3	Análisis estructural	29
2.3.1	Análisis estructural en el sentido X-X'	30
2.3.2	Análisis estructural en el sentido Y-Y'	35
2.4	Estructuración del diseño de los elementos	40
2.4.1	Diseño de losas	40
2.4.2	Diseño de vigas	47
2.4.3	Diseño de columnas	53
2.4.4	Diseño de cimientos	59
2.4.5	Diseño de escaleras	64
2.5	Presupuesto	66
3	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN RAMÓN DEL MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO	
3.1	Parámetros de diseño	69
3.1.1	Generalidades	69
3.1.2	Levantamiento topográfico	69
3.1.3	Estudio geológico e hidrológico	70
3.1.4	Evaluación del suelo	71
3.1.5	Geometría del puente	71

3.1.6	Cálculo del caudal máximo y determinación de la altura y luz libre de la estructura	72
3.2	Diseño estructural	74
3.2.1	Especificaciones técnicas	74
3.2.2	Diseño de la superestructura	74
3.2.2.1	Diseño de la losa	75
3.2.2.1.1	Cálculo del peralte	75
3.2.2.1.2	Cálculo de momentos y refuerzo	75
3.2.2.2	Diseño de vigas	78
3.2.2.2.1	Cálculo de peralte y base	78
3.2.2.2.2	Cálculo de momentos	78
3.2.2.2.3	Cálculo de acero de refuerzo	83
3.2.2.3	Diseño de diafragmas	85
3.2.3	Diseño de la sub-estructura	87
3.2.3.1	Cortina	87
3.2.3.2	Viga de apoyo	90
3.2.3.3	Estribos	92
3.3	Presupuesto	96
	CONCLUSIONES	99
	RECOMENDACIONES	101
	BIBLIOGRAFÍA	103
	APÉNDICE	105

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Planta típica y áreas tributarias	15
2.	Planta típica de vigas	18
3.	Simetría de la estructura y denominación de marcos	23
4.	Marco típico en el sentido X-X'	30
5.	Distribución de cargas marco 1	30
6.	Distribución de cargas marco 2	32
7.	Distribución de cargas marco 3	33
8.	Marco típico en el sentido Y-Y'	35
9.	Distribución de cargas marco A	35
10.	Distribución de cargas marco B	36
11.	Distribución de cargas marco C	37
12.	Distribución de cargas marco D	38
13.	Distribución de cargas marco E	39
14.	Planta típica de losas	41
15.	Planta de momentos actuantes en losa	43
16.	Momentos balanceados en losas	44
17.	Planta típica de vigas	47
18.	Diagrama de resistencia a los esfuerzos cortantes	51
19.	Planta típica de vigas para el módulo de gradas	53
20.	Planta típica de columnas	54
21.	Armado para columna C1	56
22.	Diagrama de iteración para columna C1	57
23.	Planta típica de columnas para el módulo de gradas	59

24.	Planta de distribución de capiteles	61
25.	Distribución de momentos	65
26.	Ubicación de puente dentro de la sección del cauce del río	73
27.	Dimensionamiento de la superestructura	74
28.	Momentos en losa por carga muerta	75
29.	Armado de losa	77
30.	Posición de vehículo que produce momento máximo	80
31.	Modelo matemático para la posición de vehículo que produce el momento máximo y diagramas de corte y momento	81
32.	Modelo matemático para la posición que produce esfuerzos cortantes máximos	82
33.	Diagrama de cuerpo libre de corrimiento del camión	82
34.	Armado de viga	85
35.	Armado de diafragmas	87
36.	Dimensiones de cortina y viga de apoyo y diagrama de presiones	88
37.	Armado de cortina y viga de apoyo	92
38.	Geometría y diagrama de presiones en el estribo	93
39.	Fotos del lecho rocoso sobre el río Púcal	107
40.	Informe del laboratorio de suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería	109
41.	Planos de diseño del edificio para un instituto educativo en el municipio de Malacatancito, Huehuetenango	111
42.	Planos de diseño de puente vehicular para la aldea San Ramón del municipio de Malacatancito, Huehuetenango	127

TABLAS

I.	Cargas verticales en vigas	16
II.	Rigideces de marcos 3er. nivel	25
III.	Rigideces de marcos 1er. y 2do. Nivel	26
IV.	Fuerza por marco en el sentido X para el 3er. nivel	26
V.	Fuerza por marco en el sentido X para el 2do. nivel	27
VI.	Fuerza por marco en el sentido X para el 1er. nivel	27
VII.	Rigideces de marcos 3er nivel	27
VIII.	Rigideces de marcos 1er. y 2do. nivel	28
IX.	Fuerza por marco en el sentido Y para el 3er. nivel	28
X.	Fuerza por marco en el sentido Y para el 2do. nivel	28
XI.	Fuerza por marco en el sentido Y para el 1er. nivel	29
XII.	Cálculos de momentos negativos para losas	41
XIII.	Cálculo de momentos positivos por carga muerta para losas	42
XIV.	Cálculo de momentos positivos por carga viva para losas	42
XV.	Momentos positivos para losas	42
XVI.	Armado de vigas	52
XVII.	Armado de vigas para el módulo de gradas	53
XVIII.	Valores de carga axial y momento flexionante para el diagrama de iteración	56
XIX.	Armado de columnas	58
XX.	Armado de columnas para el módulo de gradas	59
XXI.	Armado de losa de cimentación	63
XXII.	Armado de losa de cimentación para módulo de gradas	64

XXIII. Descripción petrográfica	70
XXIV. Momento de volteo	93
XXV. Momento estabilizante	93
XXVI. Momento de volteo en el sentido horizontal	95
XXVII. Equivalente en el sistema internacional para las varillas de refuerzo	105

GLOSARIO

AASHTO	American Association State highway and Transportation Officials.
Aceras	Elementos que se construyen en el puente para el tránsito peatonal, por lo que deben dar seguridad y comodidad al usuario. Existen de diferentes materiales; entre los más usados están: concreto armado, acero, madera o una combinación de éstos.
Alero	Es el muro lateral a los estribos, diseñado y construido como muro de protección de los rellenos y para el encauzamiento del agua.
Barandales	Se construye en los bordes de las aceras, para dar seguridad al usuario y su construcción varía dependiendo del material a usar.
Cota de terreno	Número en los planos topográficos, indica la altura de un punto sobre un plano de referencia.
Diafragmas	Miembros rígidos empotrados en miembros elásticos, como las vigas; se deben colocar para dar rigidez a la superestructura en el sentido transversal.
Estación	Cada uno de los puntos en el que se coloca el instrumento topográfico en cualquier operación de levantamiento planimétrico o de nivelación.

Estribos	Elementos que soportan los extremos de un tramo simple o de una superestructura de varios tramos. Además, retiene el relleno del terraplén de acceso. Su diseño puede ser de marco rígido, muro en voladizo, muro de gravedad, columna única, pilote, etc.
Losa	Elemento estructural que descansa sobre la superestructura y está construida por elementos estructurales, capa de desgaste, aceras, bordillos y barandales.
Luz	Distancia horizontal interna, entre dos estribos, entre estribo y pila o entre dos pilas.
Neopreno	Material aislante, que permite absorber el impacto de movimientos horizontales y rotacionales. Su componente básico es caucho sintético y es apropiado para la mayoría de climas.
Solera	Elemento estructural que tiene como función el confinamiento horizontal además de brindar estabilidad a las estructuras y refuerzo a los muros de mampostería.

RESÚMEN

Malacatancito es municipio de Huehuetenango, localizado en el extremo sur del departamento y con una distancia desde la cabecera departamental de 17.5 Km., colinda al norte con el municipio de Santa Bárbara y con la cabecera de Huehuetenango, al sur con Santa Lucia la Reforma y San Bartola, ambos del departamento de Totonicapán, al oeste con San Carlos Sija de Quetzaltenango, Sipacapa de San Marcos y Santa Bárbara de Huehuetenango. El clima es templado y posee los servicios de agua, energía eléctrica domiciliar, alumbrado público, drenajes y sistema de recolección de basura; su necesidad, en cuanto a infraestructura se refiere, es un lugar adecuado para poder impartir la enseñanza básica y diversificada. Por su parte, San Ramón es una aldea del municipio de Malacatancito, localizada en el extremo sur-este del departamento de Huehuetenango y con una distancia aproximada desde la cabecera municipal de 3 Km.; al igual que Malacatancito, su clima predominante es templado y posee, de una u otra forma, los servicios de agua, energía eléctrica domiciliar y drenajes; se plantea como necesidad el diseño de un puente vehicular sobre el río Púcal.

Para el diseño del edificio para el instituto educativo se dispuso de un terreno localizado a dos cuadras del centro del municipio, al cual se le practicó una topografía de segundo orden y además se realizó un estudio de suelos, ensayo triaxial, para determinar la capacidad soporte del suelo de cimentación. El diseño arquitectónico para el instituto consta de tres módulos, dos de aulas y uno de gradas, cada módulo es de tres niveles. La fundación de los tres módulos debido a la baja capacidad soporte del suelo, se diseñó por medio de losas de cimentación, una para cada módulo. El diseño estructural de los

módulos se basa en marcos rígidos; para el análisis de dichos marcos se utilizó un paquete computacional, además se tuvo cuidado en manejar los límites permisibles para las derivas. Las losas se diseñaron por medio del Método 3 del ACI y el presupuesto que se realizó se hizo por el método de precios unitarios.

El puente vehicular que se diseñó está ubicado sobre el río Pucal, es de un solo carril y tiene una longitud de 25 metros, se diseñó de concreto armado y con dos vigas principales. El diseño del puente requirió de los estudios hidrológico y geológico; el estudio geológico fue de vital importancia puesto que la fundación de la estructura se hará sobre un lecho rocoso que aflora en el lugar donde se localizará el puente. Toda la estructura se diseñó tomando como patrón las normas AASHTO y para una carga viva HS20-44. Los estribos se diseñaron como estribos de concreto ciclópeo y con una sobrecarga de suelo con un equivalente líquido de 480 Kg/m³. Al igual que el procedimiento con el edificio para el instituto, el presupuesto para el puente se realizó por medio del método de precios unitarios.

OBJETIVOS

- **General**

Brindar solución a dos de los problemas que aquejan al municipio de Malacatancito y que detienen el desarrollo del lugar.

- **Específicos**

1. Aplicar todos los conocimientos adquiridos en la carrera de ingeniería civil y que tienen que ver con las soluciones a los problemas del lugar.
2. Diseñar cada estructura de acuerdo con los requerimientos del lugar y con las demandas de los códigos y reglamentos vigentes.
3. Realizar una investigación monográfica del lugar, para poder conocer la situación actual del municipio y detectar factores que puedan afectar positiva o negativamente el diseño de los proyectos.

INTRODUCCIÓN

En las páginas siguientes se encuentra el desarrollo de dos proyectos de infraestructura: "Diseño del edificio para un instituto educativo en el municipio de Malacatancito, Huehuetenango" y "Diseño de puente vehicular para la aldea San Ramón del municipio de Malacatancito, Huehuetenango", los cuáles fueron el resultado de un estudio realizado en el municipio para detectar las problemáticas y carencias que tiene dicho municipio.

El diseño del edificio para el instituto contó con las limitaciones del terreno en cuanto a medidas y, además, que en su suelo posee características que lo hacen deficiente para soportar cargas. Su diseño y proyección se realizó por medio de marcos estructurales.

El puente vehicular se diseñó de concreto reforzado y cuenta con un solo carril. La proyección del puente vehicular se realizó, de tal forma que su cimentación fuera segura al estar soportada por un lecho rocoso, además de tomar en cuenta el tránsito de vehículos pesados por el sector.

1 FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del Municipio de Malacatancito, Huehuetenango

1.1.1 Generalidades

1.1.1.1 Ubicación y localización

Malacatancito se localiza en el extremo sur del departamento de Huehuetenango, la distancia desde la cabecera departamental es de 17.5 kilómetros y desde la ciudad capital 248 kilómetros, posee tres entradas principales sobre la carretera CA-1; la primera se encuentra aproximadamente en el kilómetro 245.8 y dista del centro de la población 1.2 kilómetros, con un total de 247 kilómetros hasta el parque de la ciudad, la segunda se encuentra aproximadamente en el kilómetro 247.7 y dista del centro de la población 1.2 kilómetros, lo cual suma 248.9 hasta el parque de la ciudad, la tercera se ubica en el kilómetro 248.2, y dista del centro del pueblo 1.65 kilómetros, lo que alcanza 249.85 kilómetros; las tres entradas se ubican de este a oeste sobre el lado izquierdo de la carretera panamericana, la cual está asfaltada.

1.1.1.2 Límites y colindancias

Colinda al norte con el municipio de Santa Bárbara y con la cabecera de Huehuetenango, al sur con Santa Lucía la Reforma y San Bartolo, ambos del departamento de Totonicapán, al oeste con San Carlos Sija de Quetzaltenango, Sipacapa de San Marcos y Santa Bárbara de Huehuetenango.

1.1.1.3 Topografía

Malacatancito cuenta con una topografía quebrada, ondulada y plana.

1.1.1.4 Clima

El clima predominante es templado, con una precipitación media anual de 1,074.4 milímetros distribuido en 121 días de lluvia; una temperatura media anual de 20.2 grados centígrados, con temperaturas mínima de 4.67 y máxima de 28.45 grados centígrados, con humedad promedio anual del 70%.

1.1.1.5 Servicios

Agua: la municipalidad presta los servicios de desarrollo municipal civil, dentro de los cuales cuenta con servicio de agua potable, del cual el 90% de la población urbana tiene acceso a él y el 10% no lo posee, estos últimos se abastecen por medio de agua de pozo.

Energía Eléctrica Domiciliar: la cobertura de servicio de energía eléctrica es de 62% para el área urbana y 38% para el área rural.

Alumbrado Público: Malacatancito cuenta con un sistema de alumbrado público en toda la cabecera municipal; éste servicio es cobrado a través de recibos de la energía eléctrica domiciliar.

Drenajes: únicamente el 70% de la población de la cabecera municipal cuenta con éste servicio, el resto posee fosas sépticas.

Sistema de recolección de basura: solo 70% de viviendas cuenta con el mismo, el resto de la población utiliza terrenos baldíos y la ribera de los ríos para deshacerse de los desechos.

Salud: los servicios médicos son prestados por un centro de salud, el cual cuenta con médicos de planta, además se cuenta con una clínica dental dentro del centro de salud.

1.1.2 Aspectos Sociales

1.1.2.1. Demografía

						Sexo				
						H	M	Total		
						695	807	1502		
						Edad				
0-6	7-14	15-17	18-59	60-64	≥65					
316	345	105	616	30	90					

Población económicamente activa

PEA = 451

Población alfabeta y analfabeta

Alfabeta	Analfabeta
861	319

1.1.2.2. Religión

En el Municipio, al igual que en cualquier parte del país, existe libertad de culto, pero básicamente predominan las religiones católica y evangélica.

1.1.2.3. Educación

En la cabecera municipal funciona, un instituto nacional de nivel medio, una escuela de educación primaria, una de educación pre-primaria, dos colegios privados de educación básica y una academia particular de mecanografía, además de contar con un centro cultural, el cual imparte clases de computación, música y baile y que también presta los servicios de biblioteca y talleres de lectura infantil.

1.1.3 Diagnóstico de necesidades en infraestructura y servicios básicos

1.1.3.1 Descripción de las necesidades

El municipio de Malacatancito requiere que le sean satisfechas necesidades de diversa índole, para nuestro caso mencionamos solo las necesidades de infraestructura y servicios básicos.

Se requiere la construcción de un centro deportivo que permita la concentración de la población en un lugar seguro y con las características necesarias para la práctica de diversos deportes.

La demanda en educación hace necesaria la ampliación de la cobertura de enseñanza local, por lo cual también se hace necesario contar con las instalaciones idóneas para poder impartir la enseñanza básica y diversificada, por lo que el diseño de un edificio educativo se convierte en una necesidad de la población.

1.1.3.2 Priorización de las necesidades

Tomando en cuenta que la educación es un pilar fundamental para el desarrollo de cualquier conglomerado social y que la función primordial del gobierno local es promover el desarrollo de la comunidad a la cual representa, se hace fácil detectar la prioridad que tiene el diseño del edificio educativo ante la creación del centro deportivo, sin menospreciar la importancia que tiene éste último.

1.2 Monografía de la aldea San Ramón del municipio de Malacatancito, Huehuetenango

1.2.1 Generalidades

1.2.1.1 Ubicación y localización

La aldea San Ramón se localiza hacia extremo sur-este del departamento de Huehuetenango, la distancia desde la cabecera municipal es de 3 kilómetros y de la ciudad capital 233.5 kilómetros, posee una entrada principal que se conecta con la carretera CA-1 aproximadamente en el kilómetro 247.7, la entrada se ubica al lado derecho de la carretera panamericana, la cual está asfaltada.

1.2.1.2 Límites y colindancias

Colinda al noroeste con el municipio de Malacatancito, al suroeste con la aldea Tuitzican, al sureste con la aldea La Cal, y al noreste con la aldea Cancabal.

1.2.1.3 Topografía

San Ramón cuenta con una topografía quebrada y ondulada.

1.2.1.4 Clima

El clima predominante es templado, con una precipitación media anual de 1,074.4 milímetros distribuido en 121 días de lluvia; una temperatura media anual de 20.2 grados centígrados, con temperaturas mínima de 4.67 y máxima de 28.45 grados centígrados, con humedad promedio anual del 70%.

1.2.1.5 Servicios

Agua: la aldea básicamente se abastece de pozos individuales, además de ojos de agua que se aprovechan para el abastecimiento de casas a poca distancia de los mismos.

Energía Eléctrica Domiciliar: Solo un pequeño porcentaje de la población cuenta con éste servicio.

Drenajes: Se carece de éste servicio, tomándose las fosas sépticas como vía de eliminación de las aguas negras.

Salud: los pobladores de la aldea deben de trasladarse a la cabecera municipal para tener acceso a los servicios de salud.

1.2.2 Aspectos Sociales

1.2.2.1 Demografía

						Sexo				
						H	M	Total		
						169	163	332		
						Edad				
0-6	7-14	15-17	18-59	60-64	≥65					
70	76	23	136	7	20					

Población económicamente activa

PEA = 99

Población alfabeta y analfabeta

Alfabeta	Analfabeta
191	70

1.2.2.2 Religión

En la aldea el mayor porcentaje de la población profesa la religión católica y el resto la religión evangélica.

1.2.2.3 Educación

San Ramón cuenta con una escuela de nivel primario; es evidente además la falta de mobiliario e instalaciones, lo que provoca que la educación sea aún mas limitada.

1.2.3 Diagnóstico de necesidades en infraestructura y servicios básicos

1.2.3.1 Descripción de las necesidades

Los pobladores de la aldea San Ramón han manifestado su inquietud para que les sea satisfecha su demanda, la cual básicamente es:

La construcción de un puente sobre el río Púcal, ya que cuando éste crece durante la época de invierno, deja a la aldea San Ramón y otras comunidades en un estado de incomunicación con el resto del municipio, ya que el río atraviesa la carretera que une a éstos poblados con la cabecera municipal y las demás comunidades.

1.2.3.2 Priorización de las necesidades

Debido a la importancia que juega la comunicación entre poblados para el desarrollo local y regional y además por la individualidad de la necesidad planteada en la aldea San Ramón, se le otorgó prioridad al diseño y planificación del puente vehicular sobre el río Púcal.

2 DISEÑO DEL EDIFICIO PARA UN INSTITUTO EDUCATIVO EN EL MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO

2.1 Diseño arquitectónico

2.1.1 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico realizado fue de 2do. Orden, con un teodolito Fennet Kassel; en el levantamiento se tomó como base un polígono cerrado y a partir de sus aristas se tomaron radiaciones hacia los extremos del terreno, utilizando para el efecto, el método de conservación del azimut.

2.1.2 Ubicación del edificio en el terreno

El terreno para el cual se hará el diseño, está localizado a dos cuadras del centro del municipio y cuenta con un área de 663 m²; el edificio para el instituto hará uso de toda el área disponible.

2.1.3 Estudio de suelos

Se realizó un ensayo Triaxial, con el que se obtuvo el ángulo de fricción interna y el coeficiente de cohesión del suelo (en el apéndice se puede observar el informe emitido por el laboratorio de suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería), obteniendo para el efecto una muestra inalterada de suelo de 1 pie cúbico. Además, se realizó un perfil estratigráfico del terreno hasta una profundidad de 3 metros.

2.1.4 Distribución de ambientes

La forma y distribución de los ambientes se hizo apegada a la normativa existente para edificios educativos; tomando en cuenta lo reducido del área del terreno, se dispuso el diseño de dos módulos de aulas, cada uno de éstos de tres niveles y en cada nivel dos aulas, además, un módulo de gradas de tres niveles, un módulo de baños y uno de oficinas, éstos últimos de un solo nivel.

2.1.5 Alturas del edificio

Se decidió, por cuestiones de espacio, módulos de 3 niveles, teniendo éstos, en el primer nivel una altura de piso a cielo de 3.25 m y el resto de niveles una altura, también de piso a cielo, de 3 m. Los módulos de baños y oficinas tienen una altura de 3 m.

Diseño estructural

2.2.1 Predimensionamiento de elementos estructurales

Losas: el método para su predimensionamiento usa como variable las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso, todas las losas están apoyadas en los cuatro lados, por tanto, para el peralte se toma la dimensión crítica y la medida resultante se usará en todas.

t Losa = (perímetro de losa) / 180 (t ≥ 0.12 m, para losas apoyadas en columnas sin ábaco y capitel)

t Losa = $(3*2+4.5*2)/180 = 0.083$; usar **0.12 m**.

Vigas: para predimensionar las vigas, el método utilizado determina el peralte o altura de la viga, la cual depende de la luz que ésta cubre. La base de la viga queda a criterio del diseñador. En este caso sólo se calcula la viga crítica, es decir, la de mayor longitud, quedando las demás con igual sección. Según el código ACI, el espesor mínimo de vigas no pretensadas con un extremo continuo es $L/24$, donde L es la luz máxima.

Se tomará como criterio otorgar 0.08 m de peralte por metro de luz que cubra la viga, por tanto:

Longitud a cubrir = L = 6m, entonces $0.08*6 = 0.48\text{m}$

De lo anterior, el peralte de la viga será de 0.50 m y su base de 0.25 m.

Columnas: el método que se utiliza para predimensionar columnas, determina la sección transversal del elemento y se basa en la carga aplicada a ésta. Para éste caso, se tomará la columna crítica, es decir, la que soporta mayor carga y las dimensiones resultantes se aplicarán al resto de columnas.

$$A_g = P_u / [\phi(f'_c + 0.01f_y)]$$

$$A_g = 47340 / [0.7(210 + 0.01(2810))] = 347.50 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A_g} = \sqrt{347.5} \approx 19 \text{ cm de lado.}$$

De lo anterior y de acuerdo con ACI 318-99; 21.4.1.1, secciones de 0.30 m x 0.30 m satisfacen la norma, pero para cumplir con los límites permisibles para las derivas, se utilizarán secciones de 0.50 m x 0.50 m.

Zapatas: Para predimensionar las zapatas, al igual que las columnas, se tomará la carga gravitacional que llega a la columna crítica y además se utilizará el valor soporte del suelo; para ello:

$$\text{Valor soporte del suelo} = V_s = 5.51 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Área de zapata} = A_z = P_u / V_s = 57.916 \text{ Ton} / 5.51 \text{ Ton/m}^2 = 10.51 \text{ m}^2 \cong \text{a zapatas cuadradas de 3.25 m por lado.}$$

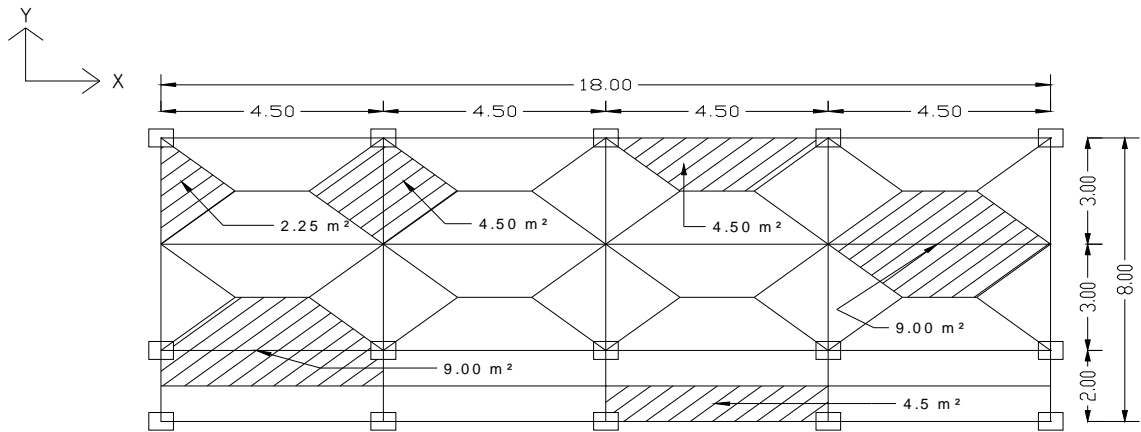
Debido a la magnitud de las dimensiones de las zapatas, puede pensarse en utilizar una losa de cimentación.

2.2.2 Modelos matemáticos de marcos dúctiles

Sirven para poder realizar el análisis estructural y además representan la forma en que las cargas son aplicadas al marco. Se utilizará un módulo de aulas típico, ya que los dos módulos de aulas son idénticos.

2.2.3 Cargas aplicadas en los marcos dúctiles

Figura 1. Planta típica y áreas tributarias



La magnitud de las cargas aplicadas a los marcos dúctiles depende del tipo de cargas y del área tributaria hacia el marco.

2.2.3.1 Cargas verticales en marcos dúctiles

Son las cargas aplicadas a los marcos y provocadas por la acción de la gravedad sobre los cuerpos. Estas pueden ser cargas muertas o cargas vivas, según su origen.

Cargas Muertas (CM)

Concreto armado = 2400 Kg/m^3
Sobrecarga = 100 Kg/m^2
Acabados en entrepiso = 60 Kg/m^2

Carga Viva (CV)

En azotea = 200 Kg/m^2
En entrepisos = 200 Kg/m^2
En gradas = 500 Kg/m^2

Acabados en azotea = 50 Kg/m²

Muros de tabique = 160 Kg/m²

Cálculo de cargas linealmente distribuidas para la viga 11:

Datos:

Longitud de viga = 4.5 m

Área tributaria = 4.5 m²

$CV \text{ (Kg/m)} = (\text{Área tributaria (m}^2\text{)} * CV \text{ (Kg/m}^2\text{)}) / \text{Longitud de viga (m)}$

$CV = (4.5 \text{ m}^2 * 200 \text{ Kg/m}^2) / 4.5 \text{ m}$

$CV = 200 \text{ Kg/m}$

$CM \text{ (Kg/m)} = ((\text{Peso específico del concreto} * \text{espesor de losa} + \text{sobrecarga} + \text{acabados}) * \text{Área tributaria} / \text{Longitud de viga}) + (\text{Peso tabiques} * \text{Altura de muro})$

$CM = ((2400 \text{ Kg/m}^3 * 0.12 \text{ m} + 100 \text{ Kg/m}^2 + 60 \text{ Kg/m}^2) * 4.5 \text{ m}^2 / 4.5 \text{ m}) + (160 \text{ Kg/m}^2 * 3.5 \text{ m})$

$CM = (448 \text{ Kg/m}) + (560 \text{ Kg/m}) = 1008 \text{ Kg/m} \approx 1010 \text{ Kg/m}$

Las cargas aplicadas sobre cada viga, se calcularon de la misma manera como se calculó arriba para la viga 11.

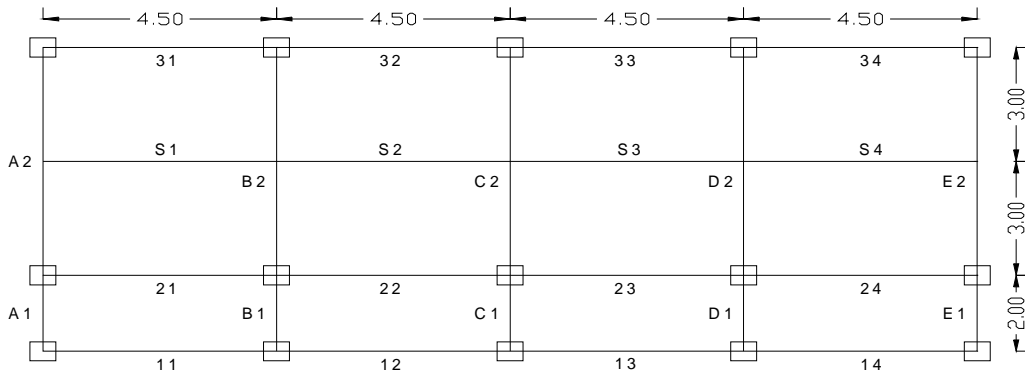
Debe mencionarse que debido a que el análisis estructural se hará con un paquete de computación que calcula el peso propio de los elementos, se omite aquí el cálculo de dicho peso, para evitar redundar en cargas.

En la tabla 1 se muestran las cargas verticales que actúan sobre las distintas vigas y en la figura 2 se muestra la planta que identifica cada una de las vigas.

Tabla I. Cargas verticales en vigas

Viga	L (m)	A trib (m ²)	C.V. (Kg/m ²)	C.M. (Kg/m ²)	C.V. (Kg/m)	Wtab(Kg/m)	C.M. (Kg/m)
11	4.5	4.5	200	450	200	560	1010
12	4.5	4.5	200	450	200	560	1010
13	4.5	4.5	200	450	200	560	1010
14	4.5	4.5	200	450	200	560	1010
21	4.5	9	200	450	200	560	1010
22	4.5	9	200	450	200	560	1010
23	4.5	9	200	450	200	560	1010
24	4.5	9	200	450	200	560	1010
31	4.5	4.5	200	450	200	560	1010
32	4.5	4.5	200	450	200	560	1010
33	4.5	4.5	200	450	200	560	1010
34	4.5	4.5	200	450	200	560	1010
A1	2	0	200	450	0	560	560
A2	6	4.5	200	450	150	560	897.5
B1	2	0	200	450	0	0	0
B2	6	9	200	450	300	0	675
C1	2	0	200	450	0	0	0
C2	6	9	200	450	300	560	1235
D1	2	0	200	450	0	0	0
D2	6	9	200	450	300	0	675
E1	2	0	200	450	0	560	560
E2	6	4.5	200	450	150	560	897.5
S1	4.5	9	200	450	400	0	900
S2	4.5	9	200	450	400	0	900
S3	4.5	9	200	450	400	0	900
S4	4.5	9	200	450	400	0	900

Figura 2. Planta típica de vigas



2.2.3.2 Cálculo del corte basal

El corte basal es la fuerza cortante que debe de resistir la estructura, básicamente provocada por los movimientos sísmicos que el suelo transmite al edificio en su base.

El código SEAO C'75 propone la siguiente fórmula para determinar el corte en la base:

$$V = ZIKCSW$$

En donde:

- V =** Corte en la base de un edificio de "n" pisos.
- Z =** Coeficiente que depende de la zona geográfica donde se construirá (En zonas de alta sismicidad $Z = 1$).
- I =** Coeficiente que depende de la importancia de utilidad del edificio (Valor comprendido entre 1 y 1.5).
- K =** Coeficiente que depende del tipo de estructura.

- C =** Coeficiente que depende del período de vibración de la estructura.
- S =** Coeficiente que depende del período de vibración del suelo.
- W =** Suma de todos los pesos muertos de la estructura, mas el 25% de la carga viva en almacenes y bodegas.

Debido a que no se sabe en que dirección podrá actuar un sismo con respecto a la estructura, se considera suficiente evaluar el corte basal en dos direcciones ortogonales entre sí, y con tales resultados se puede diseñar la estructura, la cual será capaz de resistir un sismo en cualquier dirección.

En el sentido X:

$Z = 1$ (por estar en una zona sísmica).

$I = 1.30$ (para edificios de instituciones educativas).

$K = 0.67$ (para marcos dúctiles sin contraventeo).

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \leq 0.12$$

$$T = \frac{0.0906H}{\sqrt{B}}$$

H = altura del edificio, en metros.

B = lado del edificio paralelo a la acción del sismo, en metros.

Entonces:

$$T = \frac{0.0906 * 10.50}{\sqrt{18.00}} = 0.224 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.224}} = 0.14; \text{ por lo que se utilizará } C = 0.12$$

Se tomará un valor de $S = 1.17$. El valor de CS debe ser menor a 0.14, si el producto de ambos coeficientes excede este valor se deberá tomar como 0.14 el valor conjunto de CS.

$$CS = (0.12 * 1.17) = 0.14$$

$$W = 541924 \text{ Kg}$$

$$V = 1 * 1.3 * 0.67 * 0.12 * 1.17 * W$$

$$V = 0.12W = 0.12 * 541924 \text{ Kg} = 65030.90 \text{ Kg}$$

En el sentido Y:

$$Z = 1$$

$$I = 1.30$$

$$K = 0.67$$

$$T = \frac{0.0906 * 10.50}{\sqrt{8.00}} = 0.34 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.34}} = 0.114$$

$$S = 1.228$$

$$W = 541924 \text{ Kg}$$

$$V = 1 * 1.30 * 0.67 * 0.114 * 1.228 * W$$

$$V = 0.12W = 0.12 * 541924 \text{ Kg} = 65030.90 \text{ Kg}$$

2.2.3.2.1 Fuerza por nivel

El corte basal puede ser distribuido en toda la altura de la estructura de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i H_i}{\sum W_i H_i}$$

Donde:

F_i = fuerza por nivel

V = corte basal

F_t = fuerza en la cúspide

W_i = peso de cada nivel

H_i = altura de cada nivel

La fuerza concentrada en la cúspide " F_t " se determina de la siguiente manera:

Si $T < 0.70$ segundos; $F_t = 0$

Si $T > 0.70$ segundos; $F_t = 0.07 T \cdot V$

Donde

T = período fundamental de la estructura

De lo anterior, la fuerza en la cúspide F_t para las dos direcciones ortogonales de la estructura en estudio es igual a cero ($F_t = 0$).

Fuerza por nivel:

$$F_1 = \frac{(65030.88 - 0)(230698.00 \cdot 3.50)}{230698 \cdot 3.5 + 176468 \cdot 7 + 134758 \cdot 10.5} = 15186.12 \text{ Kg} \approx 15000.00 \text{ Kg}$$

$$F_2 = \frac{(65030.88 - 0)(176468.00 \cdot 7.00)}{230698 \cdot 3.5 + 176468 \cdot 7 + 134758 \cdot 10.5} = 23232.67 \text{ Kg} \approx 23250.00 \text{ Kg}$$

$$F_3 = \frac{(65030.88 - 0)(134758 \cdot 10.5)}{230698 \cdot 3.5 + 176468 \cdot 7 + 134758 \cdot 10.5} = 26612.09 \text{ Kg} \approx 26650.00 \text{ Kg}$$

2.2.3.3 Cargas horizontales en marcos dúctiles

Las fuerzas por nivel, provenientes del corte basal, se consideran como cargas horizontales que actúan sobre la estructura. Estas fuerzas deben de distribuirse en cada marco dúctil de forma proporcional a su rigidez, además se le debe de agregar una carga horizontal a cada marco debido a la torsión que la estructura sufre a causa de que no tiene simetría geométrica.

2.2.3.3.1 Fuerza por marco

Las fuerzas por marco se calcularán dividiendo la fuerza de piso entre el número de marcos paralelos a esta fuerza, si los marcos están simétricamente espaciados; si los marcos están asimétricamente espaciados, se tendrá que dividir la fuerza de piso F_i de una forma proporcional a la rigidez de cada uno de ellos.

Para nuestro caso, todos los marcos son paralelos a las fuerzas de piso y además simétricos, por ello solo se dividirá la fuerza de piso entre el número de marcos paralelos a ésta.

En el sentido X-X:

$$1\text{er. Nivel} = 15000 \text{ Kg} / 3 = 5000 \text{ Kg.}$$

$$2\text{do. Nivel} = 23250 \text{ Kg} / 3 = 7750 \text{ Kg.}$$

$$3\text{er. Nivel} = 26650 \text{ Kg} / 3 \approx 8900 \text{ Kg.}$$

En el sentido Y-Y:

$$1\text{er. Nivel} = 15000 \text{ Kg} / 5 = 3000 \text{ Kg.}$$

$$2\text{do. Nivel} = 23250 \text{ Kg} / 5 = 4650 \text{ Kg.}$$

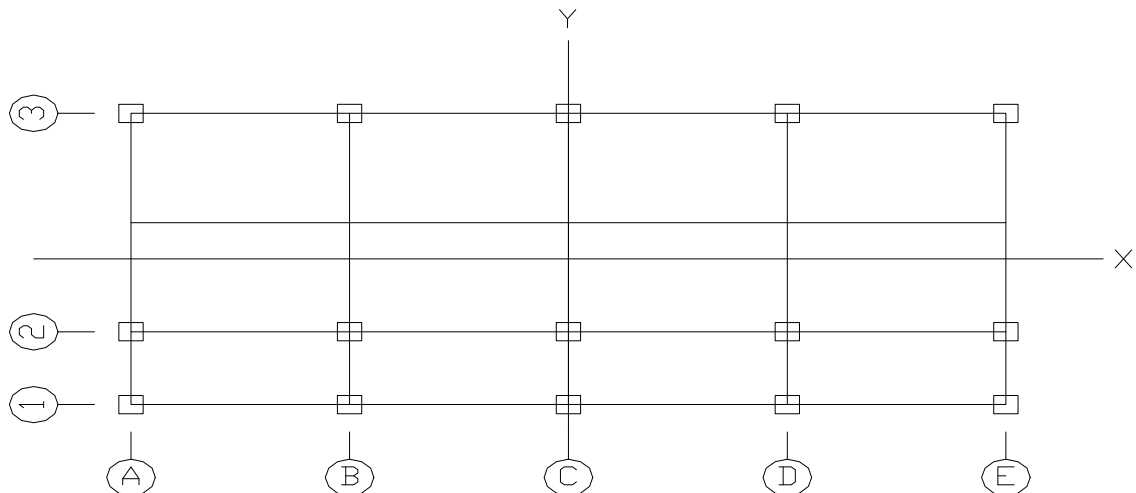
$$3\text{er. Nivel} = 26650 \text{ Kg} / 5 \approx 5350 \text{ Kg.}$$

2.2.3.3.2 Fuerza del marco por torsión

Al momento de un sismo, la estructura sufre una torsión ocasionada por la excentricidad existente entre el centro de rigidez y el centro de masa, cuando éstos no coinciden.

Para nuestro caso no existe simetría en x, porque la estructura tiene dos marcos abajo y un marco arriba, por lo que hay torsión; esto se puede observar en la figura 3. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez de cada nivel, estas fuerzas tendrán un desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión en proporción a su rigidez.

Figura 3. Simetría de la estructura y denominación de marcos



Según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo y, por lo tanto, la ecuación de la rigidez a usar.

Para voladizos: se refiere a edificios de un nivel o a los últimos niveles de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con las siguientes fórmulas:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1.2Ph}{AG}} \quad I = \frac{1}{12}bh^3 \quad E = 15,100\sqrt{f'c} \quad G = 0.40E$$

Doblemente empotrado: se refiere a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1.2Ph}{AG}}$$

Donde:

P = carga asumida, generalmente 10,000 Kg.

h = altura del muro o columna analizada

E = módulo de elasticidad del concreto

I = inercia del elemento

A = sección transversal del muro o columna analizada

G = módulo de rigidez

El cálculo de la fuerza que llega a cada marco se realiza por medio de la suma algebraica de la fuerza de torsión F_i'' (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos F_i' (fuerza traslacional).

$$F_m = F_i' \pm F_i''$$

Para esto se utilizan las siguientes fórmulas:

$$F_i'' = \frac{e * F_n}{E_i} \quad E_i = \frac{\sum K_m d_i^2}{K_m d_i}$$

Donde:

K_m = rigidez del marco

$\sum K$ = rigidez total del nivel. Es la sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

d_i = distancia del CR a marco considerado

e = excentricidad

F_n = Fuerza por nivel

E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco

Calculando la coordenada del centro de rigidez en Y:

Para 3er. Nivel:

Para la rigidez de la columna en x-x se utiliza la fórmula de voladizo, por ser el último nivel.

$$K = \frac{1}{\frac{10000 * 350^3}{3 * [(218820)(1/12)(50)(50^3)]} + \frac{1.2 * 10000 * 350}{50^2 * 0.4 * 15100 \sqrt{210}}} = 0.785$$

Tabla II. Rigideces de marcos 3er. nivel

Marco	Kx-x	Ly	KL
1	0.785	0	0
2	0.785	2	1.57
3	0.785	8	6.28
	$\Sigma =$ 2.355	$\Sigma =$ 7.85	

Coordenada del centro de rigidez en Y:

$$CR = \frac{\sum KL}{\sum K} = \frac{7.85}{2.35} = 3.33$$

Coordenada del centro de masa en Y:

$$CM = \frac{8}{2} = 4$$

Excentricidad = e = CM-CR

$$e = 4 - 3.33 = 0.67$$

Cálculo de excentricidad accidental:

Excentricidad accidental = 0.1 * longitud de estructura

Longitud de estructura en Y = 8m

$$e \text{ accidental} = 0.1 * 8 = 0.8$$

Excentricidad total = e + e accidental

$$e \text{ total} = 0.67 + 0.8 = 1.47m$$

Para el primer y segundo nivel:

Para la rigidez de la columna en x-x se utiliza la fórmula de doble empotramiento, por ser niveles intermedios.

$$K = \frac{1}{\frac{10000 * 350^3}{12 * [(218820)(1/12)(50)(50^3)]} + \frac{1.2 * 10000 * 350}{50^2 * 0.4 * 15100 \sqrt{210}}} = 3.04$$

Tabla III. Rigideces de marcos 1er. y 2do. nivel

Marco	Kx-x	Ly	KL
1	3.04	0	0
2	3.04	2	6.08
3	3.04	8	24.31
	$\Sigma =$ 9.12	$\Sigma =$	30.39

$$CR = \frac{30.39}{9.12} = 3.33$$

$$CM = \frac{8}{2} = 4$$

$$e = 4 - 3.33 = 0.67$$

Longitud de estructura en Y = 8m

$$e \text{ accidental} = 0.1 * 8 = 0.8$$

$$e \text{ total} = 0.67 + 0.8 = 1.47\text{m}$$

Tabla IV. Fuerza por marco en el sentido X para el 3er. Nivel

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	Fm amplificada
1	0.78	-3.33	-2.61	8.70	-10.41	8926.57	-3772.85	8926.57	13389.85
2	0.78	-1.33	-1.04	1.38	-26.06	8926.57	-1506.87	8926.57	13389.85
3	0.78	4.67	3.66	17.11	7.42	8926.57	5291.04	14217.61	21326.42
	2.35			27.21		26779.71			

Tabla V. Fuerza por marco en el sentido X para el 2do. Nivel

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	Fm amplificada
1	3.03	-3.33	-10.11	33.69	-10.41	7749.52	-3275.36	7749.52	11624.28
2	3.03	-1.33	-4.04	5.37	-26.06	7749.52	-1308.18	7749.52	11624.28
3	3.03	4.67	14.19	66.27	7.42	7749.52	4593.37	12342.89	18514.34
	9.117			105.35		23248.56			

Tabla VI. Fuerza por marco en el sentido X para el 1er. Nivel

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	Fm amplificada
1	3.03	-3.33	-10.11	33.69	-10.41	4998.71	-2112.72	4998.71	7498.065
2	3.03	-1.33	-4.04	5.37	-26.06	4998.71	-843.82	4998.71	7498.065
3	3.03	4.67	14.19	66.27	7.42	4998.71	2962.88	7961.59	11942.39
	9.11			105.35		14996.13			

Calculando la coordenada del centro de rigidez en X:

3er. Nivel:

Tabla VII. Rigideces de marcos 3er. nivel

Marco	KY-γ	Lx (m)	KL
A	0.785	0	0
B	0.785	4.5	3.5325
C	0.785	9	7.065
D	0.785	13.5	10.5975
E	0.785	18	14.13
	Σ= 3.925		Σ= 35.325

$$CR = \frac{35.32}{3.92} = 9.00$$

$$CM = \frac{18.00}{2} = 9.00$$

$$e = 9.00 - 9.00 = 0$$

Longitud de estructura = 18.00 m

e accidental = 0.1*18.00 = 1.80 m

e total = 0+1.80 = 1.80 m

1er. y 2do. Nivel:

Tabla VIII. Rigideces de marcos 1er. y 2do. nivel

Marco	Kx-x	Ly	KL
A	3.039	0	0
B	3.039	4.5	13.6755
C	3.039	9	27.351
D	3.039	13.5	41.0265
E	3.039	18	54.702
$\Sigma=$	15.195	$\Sigma=$	136.755

$$CR = \frac{136.75}{15.19} = 9.00$$

$$CM = \frac{18.00}{2} = 9.00$$

$$e = 9.00 - 9.00 = 0$$

$$e \text{ accidental} = 0.1 * 18.00 = 1.80 \text{ m}$$

$$e \text{ total} = 0 + 1.80 = 1.80 \text{ m}$$

Tabla IX. Fuerza por marco en el sentido Y para el 3er. Nivel

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	Fm amplificada
A	0.785	-9	-7.06	63.58	-22.5	5355.94	-2142.38	5355.94	8033.91
B	0.785	-4.5	-3.53	15.89	-45	5355.94	-1071.19	5355.94	8033.91
C	0.785	0	0	0	-	5355.94	-	5355.94	8033.91
D	0.785	4.5	3.53	15.89	45	5355.94	1071.18	6427.128	9640.69
E	0.785	9	7.06	63.58	22.5	5355.94	2142.37	7498.31	11247.47
	3.925			158.96		26779.7			

Tabla X. Fuerza por marco en el sentido Y para el 2do. Nivel

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	Fm amplificada
A	3.039	-9	-27.35	246.15	-22.5	4649.71	-1859.88	4649.71	6974.56
B	3.039	-4.5	-13.67	61.53	-45	4649.71	-929.94	4649.71	6974.56
C	3.039	0	0	0	-	4649.71	-	4649.71	6974.56
D	3.039	4.5	13.67	61.53	45	4649.71	929.942	5579.65	8369.47
E	3.039	9	27.35	246.15	22.5	4649.71	1859.88	6509.59	9764.39
	15.195			615.39		23248.55			

Tabla XI. Fuerza por marco en el sentido Y para el 1er. Nivel

Marco	Km	di	Km*di	Km*di ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	Fm amplificada
A	3.039	-9	-27.35	246.15	-22.5	2999.22	-1199.69	2999.22	4498.83
B	3.039	-4.5	-13.67	61.53	-45	2999.22	-599.84	2999.22	4498.83
C	3.039	0	0	0	-	2999.22	-	2999.22	4498.83
D	3.039	4.5	13.67	61.53	45	2999.22	599.844	3599.06	5398.59
E	3.039	9	27.35	246.15	22.5	2999.22	1199.688	4198.90	6298.36
	15.195			615.39		14996.1			

2.3 Análisis estructural

El análisis estructural de todo el edificio se realizó utilizando un paquete computacional¹, por lo cual, solo se mostrarán los datos de entrada y los resultados obtenidos del paquete.

En todos los resultados del análisis estructural que se muestran inmediatamente después de la figura de distribución de cargas respectivas para cada marco, los datos corresponden a la envolvente de fuerzas y momentos; dicha envolvente resulta de las siguientes combinaciones de carga para la resistencia requerida, definidas en el Código ACI 318-99:

COMBINACIÓN 1 = 1.4D

COMBINACIÓN 2 = 1.4D + 1.7L

COMBINACIÓN 3 = 1.05D + 1.275L + 1.4025E

COMBINACIÓN 4 = 1.05D + 1.275L - 1.4025E

COMBINACIÓN 5 = 0.9D + 1.43E

COMBINACIÓN 6 = 0.9D - 1.43E

¹

SAP2000 Versión 7

COMBINACIÓN i = Combinación i para la resistencia requerida para el diseño de concreto.

2.3.1 Análisis estructural en el sentido X-X'

Figura 4. Marco típico en el sentido X-X'

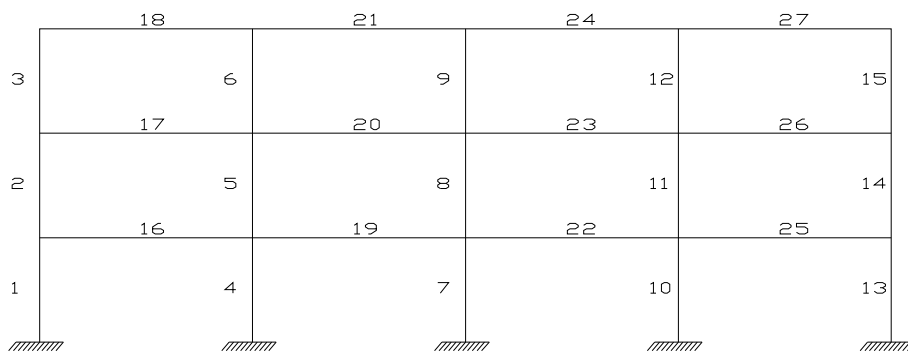
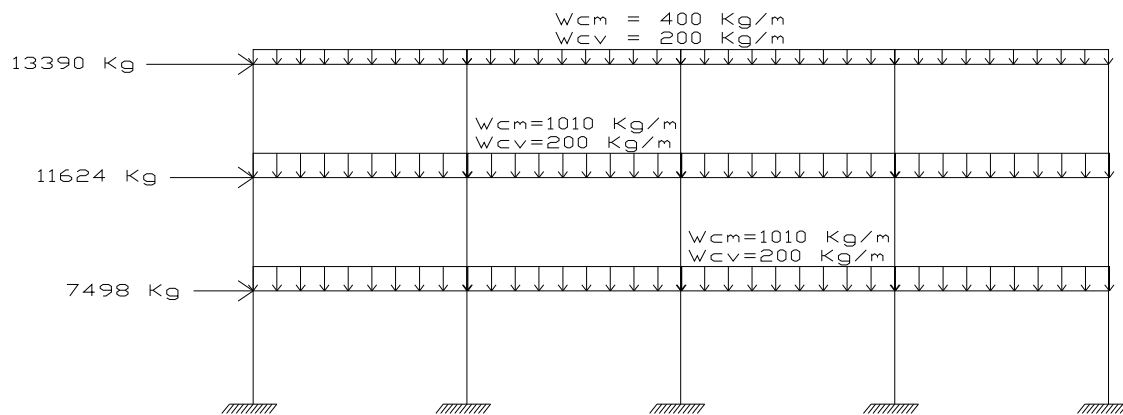


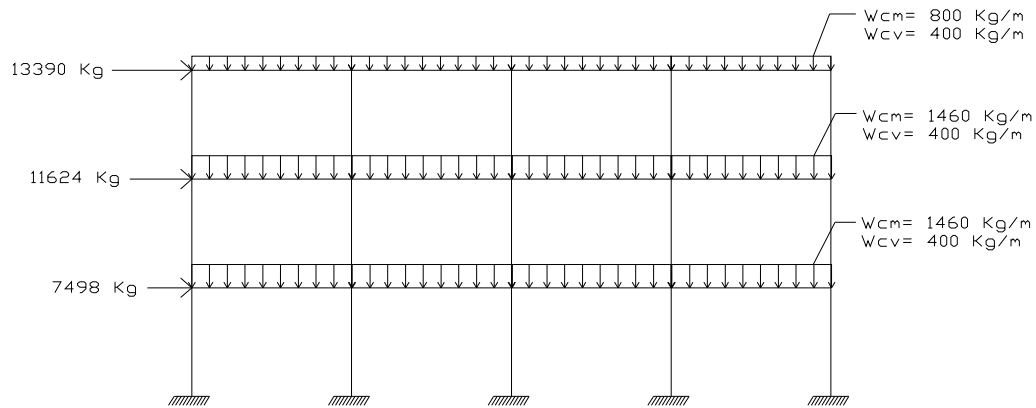
Figura 5. Distribución de cargas Marco 1



ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
1	Mínima	-33323.10	-8584.66	-24478.29
1	Máxima	5116.31	8106.80	23754.47
2	Mínima	-18658.68	-5504.76	-9692.78
2	Máxima	1669.81	4137.35	11909.96
3	Mínima	-7166.83	-3143.49	-5164.10
3	Máxima	952.25	1779.10	7631.15
4	Mínima	-37747.19	-10115.93	-26634.99
4	Máxima	-17120.65	10120.46	26631.95
5	Mínima	-23255.14	-8886.41	-16918.92
5	Máxima	-10422.23	8915.64	16900.92
6	Mínima	-9735.06	-4850.15	-10514.00
6	Máxima	-3081.98	4846.14	10515.48
7	Mínima	-37479.63	-9898.86	-26232.06
7	Máxima	-18643.84	9898.86	26232.06
8	Mínima	-23171.30	-8597.70	-16521.65
8	Máxima	-11004.27	8597.70	16521.65
9	Mínima	-9656.45	-4780.05	-10344.03
9	Máxima	-3325.88	4780.05	10344.03
10	Mínima	-37747.19	-9992.44	-26304.05
10	Máxima	-17286.95	9987.91	26307.09
11	Mínima	-23255.14	-8834.47	-16737.32
11	Máxima	-10484.90	8805.25	16755.31
12	Mínima	-9735.06	-4819.34	-10449.15
12	Máxima	-3098.99	4823.35	10447.68
13	Mínima	-33096.35	-7900.54	-23171.40
13	Máxima	4885.11	8378.40	23895.22
14	Mínima	-18569.09	-4076.67	-11726.15
14	Máxima	1578.46	5445.24	9505.36
15	Mínima	-7142.75	-1764.10	-7565.72
15	Máxima	927.70	3128.78	5097.38
16	Mínima	-6752.78	-11826.33	-21514.38
16	Máxima	7512.52	12062.14	17514.07
17	Mínima	-14264.47	-9284.45	-15281.02
17	Máxima	14181.62	9359.26	10755.54
18	Mínima	-17368.38	-4959.43	-7631.15
18	Máxima	16213.64	5109.66	5164.10
19	Mínima	-5547.96	-10892.29	-18617.71
19	Máxima	6302.26	10879.04	13802.03
20	Mínima	-10194.98	-8947.34	-14231.99
20	Máxima	10145.36	8969.66	9343.62
21	Mínima	-12543.62	-4757.14	-6972.05
21	Máxima	11363.49	4767.91	3922.63
22	Mínima	-4246.80	-10843.51	-18565.14
22	Máxima	5026.13	10856.77	13748.42
23	Mínima	-6377.32	-8948.92	-14201.19
23	Máxima	6327.70	8926.61	9279.90
24	Mínima	-7855.50	-4760.52	-6960.89
24	Máxima	6583.44	4749.74	3911.25
25	Mínima	-3064.13	-11924.98	-21151.44
25	Máxima	3890.70	11689.17	17144.02

ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
26	Mínima	-2395.42	-9293.75	-15111.14
26	Máxima	2312.57	9218.94	10582.32
27	Mínima	-3128.78	-5085.58	-7565.72
27	Máxima	1764.10	4935.34	5097.38

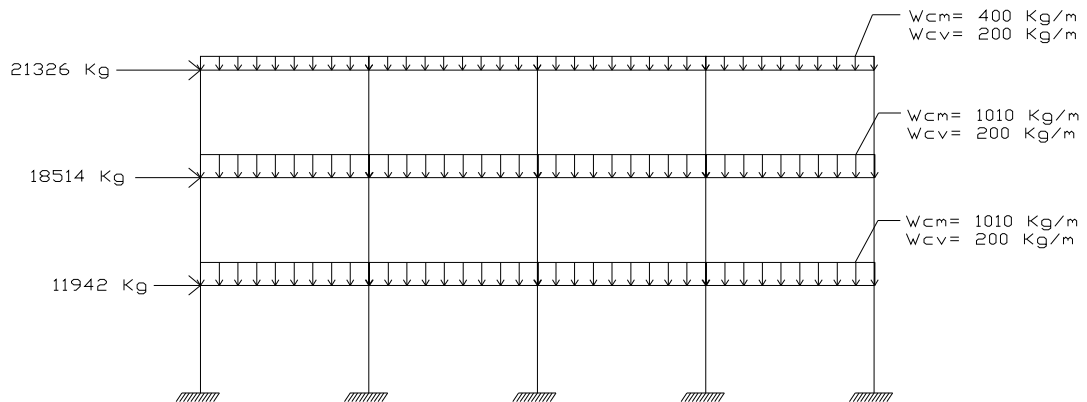
Figura 6. Distribución de cargas Marco 2



ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
1	Mínima	-38001.03	-8661.07	-24593.89
1	Máxima	2546.19	8030.39	23638.89
2	Mínima	-21745.53	-5843.94	-9385.92
2	Máxima	-14.79	3947.89	12457.29
3	Mínima	-8619.02	-3574.92	-4694.22
3	Máxima	176.68	1545.36	8506.68
4	Mínima	-50675.43	-10114.94	-26635.05
4	Máxima	-22446.07	10121.47	26631.91
5	Mínima	-31753.49	-8886.78	-16910.52
5	Máxima	-13897.84	8915.28	16909.33
6	Mínima	-13875.60	-4845.34	-10529.18
6	Máxima	-4736.88	4850.96	10500.31
7	Mínima	-50268.70	-9898.86	-26232.07
7	Máxima	-23912.74	9898.86	26232.07
8	Mínima	-31603.04	-8597.70	-16521.66
8	Máxima	-14453.84	8597.70	16521.66
9	Mínima	-13702.89	-4780.05	-10344.04
9	Máxima	-4944.92	4780.05	10344.04
10	Mínima	-50675.43	-9993.44	-26304.01
10	Máxima	-22612.37	9986.92	26307.15
11	Mínima	-31753.49	-8834.11	-16745.73
11	Máxima	-13960.51	8805.62	16746.92

ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
12	Mínima	-13875.60	-4824.16	-10433.99
12	Máxima	-4753.90	4818.53	10462.86
13	Mínima	-37774.28	-7824.13	-23055.81
13	Máxima	2314.99	8454.82	24010.81
14	Mínima	-21655.94	-3887.21	-12273.49
14	Máxima	-106.14	5784.43	9198.50
15	Mínima	-8594.93	-1530.36	-8441.25
15	Máxima	152.13	3560.21	4627.51
16	Mínima	-6639.73	-13417.41	-22565.09
16	Máxima	7710.06	13744.82	16929.55
17	Mínima	-14220.20	-10919.11	-16462.84
17	Máxima	14225.89	10998.36	10100.47
18	Mínima	-17731.88	-6411.61	-8506.68
18	Máxima	15979.91	6694.98	4694.22
19	Mínima	-5433.54	-12532.05	-19841.81
19	Máxima	6507.53	12513.04	13120.57
20	Mínima	-10155.88	-10576.60	-15471.80
20	Máxima	10184.45	10614.15	8671.85
21	Mínima	-12965.20	-6277.22	-8110.43
21	Máxima	11134.57	6285.33	3315.16
22	Mínima	-4132.38	-12477.51	-19789.24
22	Máxima	5231.39	12496.52	13066.97
23	Mínima	-6338.23	-10593.42	-15440.99
23	Máxima	6366.80	10555.87	8608.13
24	Mínima	-8277.07	-6277.93	-8099.27
24	Máxima	6354.52	6269.83	3303.78
25	Mínima	-2951.08	-13607.66	-22202.14
25	Máxima	4092.35	13280.25	16559.49
26	Mínima	-2351.15	-10932.85	-16292.96
26	Máxima	2393.23	10853.60	9927.25
27	Mínima	-3560.21	-6670.89	-8441.25
27	Máxima	1530.36	6387.53	4627.51

Figura 7. Distribución de cargas Marco 3



ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
1	Mínima	-42736.93	-13531.43	-38772.80
1	Máxima	14714.73	13053.56	38048.98
2	Mínima	-23335.99	-8269.66	-16049.15
2	Máxima	6438.83	6956.47	18144.09
3	Mínima	-8661.97	-4513.39	-8843.03
3	Máxima	2476.71	3175.86	11239.34
4	Mínima	-37747.19	-16113.30	-42421.47
4	Máxima	-16096.91	16117.83	42418.42
5	Mínima	-23255.14	-14162.32	-26941.94
5	Máxima	-10038.24	14191.55	26923.95
6	Mínima	-9735.06	-7723.80	-16746.42
6	Máxima	-2917.58	7719.79	16747.89
7	Mínima	-37479.63	-15766.21	-41780.61
7	Máxima	-18605.37	15766.21	41780.61
8	Mínima	-23171.30	-13693.82	-26314.54
8	Máxima	-10987.27	13693.82	26314.54
9	Mínima	-9656.45	-7613.33	-16475.26
9	Máxima	-3321.41	7613.33	16475.26
10	Mínima	-37747.19	-15913.93	-41896.16
10	Máxima	-16361.78	15909.40	41899.21
11	Mínima	-23255.14	-14062.28	-26663.37
11	Máxima	-10138.06	14033.05	26681.37
12	Mínima	-9735.06	-7677.10	-16642.25
12	Máxima	-2944.68	7681.11	16640.78
13	Mínima	-42375.78	-12725.05	-37120.31
13	Máxima	14346.49	13202.92	37844.13
14	Mínima	-23193.29	-6859.82	-17851.34
14	Máxima	6293.33	8174.87	15750.66
15	Mínima	-8623.61	-3151.96	-11135.13
15	Máxima	2437.60	4489.95	8736.78
16	Mínima	-10980.52	-16562.86	-32770.15
16	Máxima	11740.26	16798.67	28990.54
17	Mínima	-22694.90	-12466.62	-22701.61
17	Máxima	22612.04	12541.43	18321.63
18	Mínima	-27320.93	-6454.57	-11239.34
18	Máxima	26166.19	6604.80	8843.03
19	Mínima	-9054.24	-15001.38	-27900.63
19	Máxima	9789.28	14988.12	23266.96
20	Mínima	-16223.14	-11914.13	-20899.64
20	Máxima	16173.52	11936.45	16157.57
21	Mínima	-19601.14	-6091.04	-9982.02
21	Máxima	18442.39	6101.82	6991.62
22	Mínima	-6981.85	-14931.54	-27816.89
22	Máxima	7716.89	14944.79	23181.58
23	Mínima	-10142.65	-11903.43	-20850.57
23	Máxima	10093.03	11881.11	16056.08
24	Mínima	-12019.47	-6090.04	-9964.24
24	Máxima	10829.06	6079.27	6973.49
25	Mínima	-5105.50	-16580.21	-32192.08
25	Máxima	5892.81	16344.40	28401.14

ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
26	Mínima	-3790.71	-12437.08	-22431.03
26	Máxima	3707.86	12362.27	18045.74
27	Mínima	-4489.95	-6566.44	-11135.13
27	Máxima	3151.96	6416.21	8736.78

2.3.2 Análisis estructural en el sentido Y-Y'

Figura 8. Marco típico en el sentido Y-Y'

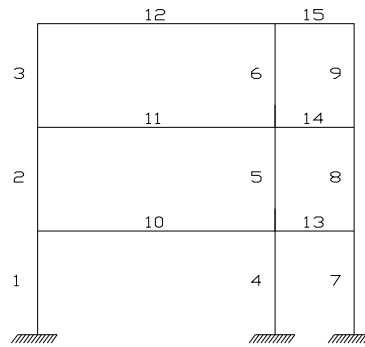
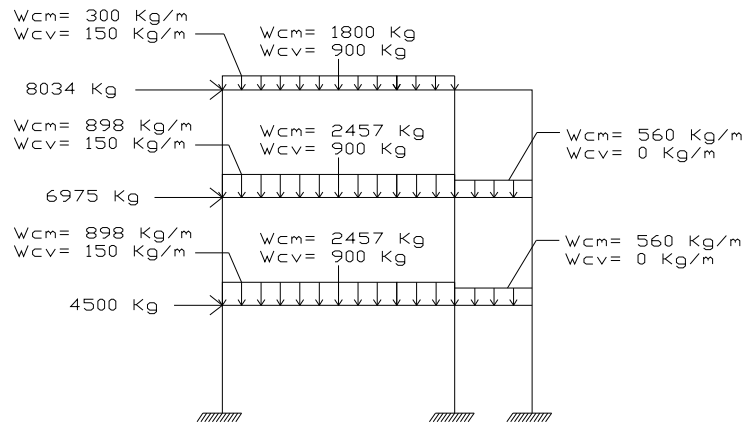


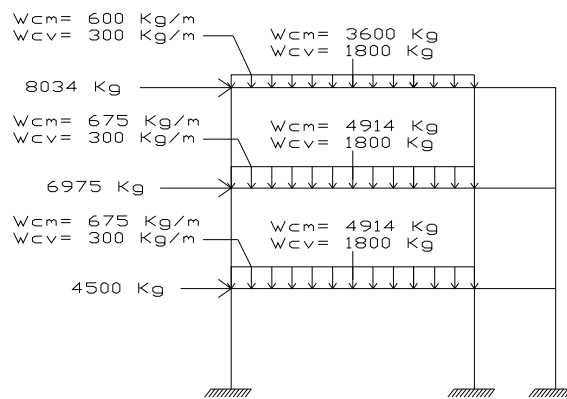
Figura 9. Distribución de cargas Marco A



ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
1	Mínima	-35673.72	-8490.39	-24314.17
1	Máxima	-4997.86	7251.73	22693.79
2	Mínima	-21425.47	-6067.47	-8568.58
2	Máxima	-3497.56	2461.95	12667.55
3	Mínima	-8983.50	-4975.12	-6072.63
3	Máxima	-713.12	1105.33	11340.28
4	Mínima	-65366.66	-10225.70	-26959.88
4	Máxima	19439.26	11228.32	28493.50

ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
5	Mínima	-33888.66	-9066.94	-21720.20
5	Máxima	6422.02	12097.53	20621.17
6	Mínima	-11433.00	-4313.08	-15082.49
6	Máxima	496.78	7525.16	11255.57
7	Mínima	-57350.94	-9283.18	-25557.24
7	Máxima	43346.53	9436.88	25871.61
8	Mínima	-28618.18	-6903.48	-14154.92
8	Máxima	19930.69	7289.41	13352.17
9	Mínima	-8444.60	-2956.86	-7682.29
9	Máxima	5897.78	3496.01	6700.65
10	Mínima	-1644.59	-11410.16	-22551.50
10	Máxima	3887.71	11572.44	11579.07
11	Mínima	-8617.00	-10312.73	-18740.17
11	Máxima	8700.49	10280.44	7446.31
12	Mínima	-11021.17	-6697.94	-11340.28
12	Máxima	7269.94	6814.97	6330.34
13	Mínima	-2147.47	-27072.72	-27952.37
13	Máxima	2379.70	26394.16	27027.08
14	Mínima	-3834.01	-17689.79	-18608.28
14	Máxima	3946.62	18018.01	17000.52
15	Mínima	-3496.01	-6746.05	-7682.29
15	Máxima	2956.86	6439.76	6700.65

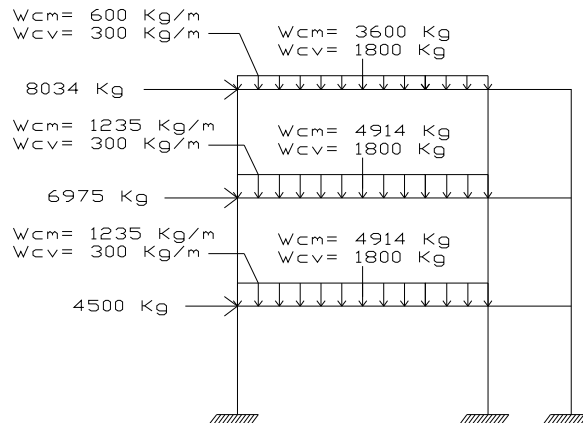
Figura 10. Distribución de cargas Marco B



ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
1	Mínima	-42302.66	-8792.83	-24658.60
1	Máxima	-7759.73	7128.37	22515.44
2	Mínima	-27283.92	-6762.44	-10010.14
2	Máxima	-5759.93	2208.93	13658.39

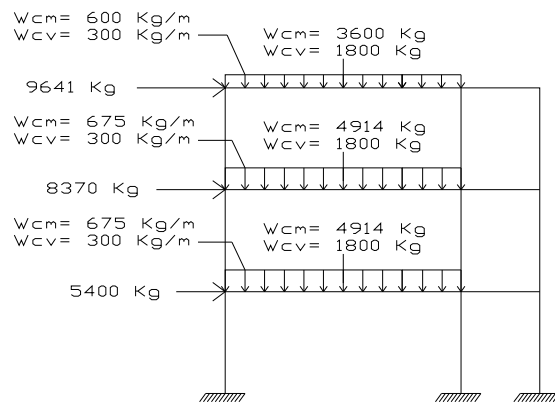
ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
3	Mínima	-13183.29	-6362.48	-7725.54
3	Máxima	-2453.26	386.15	14543.14
4	Mínima	-71385.13	-10097.	-26765.97
4	Máxima	17366.37	11522.06	28762.96
5	Mínima	-38569.33	-8797.88	-22803.57
5	Máxima	4420.55	12777.70	21918.38
6	Mínima	-15351.68	-3643.55	-17720.56
6	Máxima	-1744.01	8793.88	13058.02
7	Mínima	-55866.34	-9287.56	-25558.07
7	Máxima	44548.89	9432.50	25870.78
8	Mínima	-27850.45	-6919.53	-14151.48
8	Máxima	20563.92	7273.37	13355.61
9	Mínima	-7979.69	-2907.20	-7854.01
9	Máxima	6403.01	3614.66	6640.29
10	Mínima	-1514.93	-13126.33	-24919.27
10	Máxima	4280.24	13329.37	11659.38
11	Mínima	-8150.84	-12075.66	-21383.93
11	Máxima	9381.86	11990.60	11227.28
12	Mínima	-12408.53	-10240.08	-15062.99
12	Máxima	6550.75	10701.36	11621.72
13	Mínima	-2159.13	-26633.85	-27880.76
13	Máxima	2381.34	25825.04	27098.68
14	Mínima	-3768.30	-16962.89	-18911.55
14	Máxima	4012.33	17738.37	16890.51
15	Mínima	-3614.66	-7285.97	-7854.01
15	Máxima	2907.20	6087.63	6640.29

Figura 11. Distribución de cargas Marco C



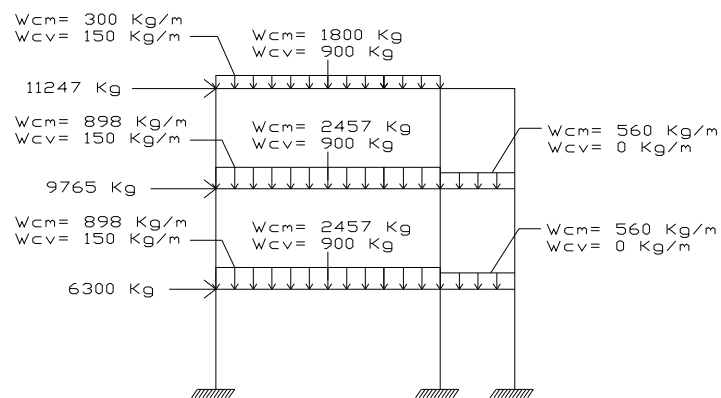
ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
1	Mínima	-46736.45	-8977.75	-24917.87
1	Máxima	-10783.12	6969.86	22293.21
2	Mínima	-29665.82	-7310.33	-10990.90
2	Máxima	-7291.15	1739.31	14595.25
3	Mínima	-13228.15	-6588.51	-8383.47
3	Máxima	-2482.10	192.41	14676.32
4	Mínima	-74942.20	-9953.11	-26535.78
4	Máxima	14317.45	11691.04	29031.50
5	Mínima	-40220.50	-8355.45	-23715.62
5	Máxima	3005.26	13293.86	22812.91
6	Mínima	-15134.50	-3482.27	-17901.27
6	Máxima	-1557.85	8982.04	13535.86
7	Mínima	-55842.03	-9273.89	-25521.07
7	Máxima	44573.20	9446.16	25907.79
8	Mínima	-27940.85	-6892.33	-14212.37
8	Máxima	20486.43	7300.56	13294.72
9	Mínima	-8137.00	-2874.74	-7971.67
9	Máxima	6219.48	3652.53	6539.44
10	Mínima	-1203.82	-14867.19	-26472.91
10	Máxima	4643.21	15116.51	13023.30
11	Mínima	-8426.72	-13828.44	-22978.72
11	Máxima	9060.01	13765.82	12584.03
12	Mínima	-12634.56	-10284.94	-14994.29
12	Máxima	6357.01	10656.50	11578.73
13	Mínima	-2145.60	-26735.65	-27939.55
13	Máxima	2397.12	25723.24	27039.90
14	Mínima	-3763.03	-17042.72	-18997.48
14	Máxima	4018.37	17657.08	16816.86
15	Mínima	-3652.53	-7102.44	-7971.67
15	Máxima	2874.74	6244.94	6539.44

Figura 12. Distribución de cargas Marco D



ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
1	Mínima	-44458.18	-10326.69	-29269.01
1	Máxima	9221.49	8692.30	27216.25
2	Mínima	-27513.30	-7542.51	-10895.98
2	Máxima	5027.00	3337.19	15502.79
3	Mínima	-13183.29	-6884.63	-8200.63
3	Máxima	1854.73	2233.80	15895.57
4	Mínima	-78839.45	-12241.31	-32311.32
4	Máxima	31890.10	13624.21	34232.76
5	Mínima	-41933.32	-10875.65	-26502.54
5	Máxima	14391.40	14815.52	25351.77
6	Mínima	-16128.17	-4767.64	-19982.90
6	Máxima	3321.86	9896.34	14654.30
7	Mínima	-65664.61	-11159.57	-30700.97
7	Máxima	54347.16	11304.51	31013.68
8	Mínima	-32389.50	-8338.82	-16902.19
8	Máxima	25191.97	8692.66	16106.33
9	Mínima	-9213.44	-3548.42	-9260.55
9	Máxima	7613.04	4243.55	8074.41
10	Mínima	-2174.70	-14106.79	-28097.09
10	Máxima	4788.58	14309.84	13878.85
11	Mínima	-9882.60	-12817.18	-23703.43
11	Máxima	11080.32	12732.12	11227.28
12	Mínima	-14139.89	-10281.32	-16311.81
12	Máxima	8316.06	10701.36	11621.72
13	Mínima	-2611.85	-31804.07	-33378.72
13	Máxima	2825.35	30995.25	32596.64
14	Mínima	-4546.37	-20357.19	-22403.95
14	Máxima	4790.40	21131.21	20451.40
15	Mínima	-4243.55	-8496.00	-9260.55
15	Máxima	3548.42	7321.38	8074.41

Figura 13. Distribución de cargas Marco E



ELEMENTO	MAGNITUD	P	V	M
1	Mínima	-39984.77	-11558.11	-33715.77
1	Máxima	-602.29	10379.60	32095.40
2	Mínima	-23775.59	-7627.60	-10737.88
2	Máxima	-1101.36	4052.68	16356.35
3	Mínima	-9772.43	-6019.42	-7022.81
3	Máxima	170.97	2170.11	14045.14
4	Mínima	-80275.28	-14512.41	-38050.56
4	Máxima	34640.21	15494.59	39584.18
5	Mínima	-40616.64	-13222.48	-29118.13
5	Máxima	13281.92	16173.16	27487.93
6	Mínima	-12985.97	-6561.24	-19607.17
6	Máxima	2080.20	9730.09	14448.15
7	Mínima	-76665.22	-13027.19	-35843.02
7	Máxima	62943.05	13180.89	36157.39
8	Mínima	-37696.28	-9742.06	-19656.34
8	Máxima	29186.79	10127.99	18853.59
9	Mínima	-10864.65	-4239.31	-10508.80
9	Máxima	8365.29	4753.80	9568.89
10	Mínima	-2681.20	-13371.09	-28907.12
10	Máxima	4904.38	13533.36	18059.31
11	Mínima	-12080.51	-11795.76	-23379.16
11	Máxima	12164.00	11763.47	11615.39
12	Mínima	-14483.89	-7565.02	-14045.14
12	Máxima	10800.55	7682.06	6717.87
13	Mínima	-3052.90	-37413.14	-38948.27
13	Máxima	3285.13	36734.58	38022.97
14	Mínima	-5390.14	-24478.38	-25730.04
14	Máxima	5502.75	24806.60	24122.28
15	Mínima	-4753.80	-9166.10	-10508.80
15	Máxima	4239.31	8907.26	9568.89

2.1.4 Estructuración del diseño de los elementos

2.1.4.1 Diseño de losas

El diseño de las losas se efectuará utilizando los momentos determinados a partir del método 3 del código ACI para las losas armadas en dos sentidos y por el método tradicional para las armadas en un solo sentido.

Tabla XIII. Cálculo de momentos positivos por carga muerta para losas

Losa	Lado Menor A	Lado Mayor B	$m = A/B$	$C_{A CM}$	$C_{B CM}$	Wcm	$M_{A POS CM}$	$M_{B POS CM}$
A	3	4.5	0.67	0.046	0.011	630	260.82	140.33
B	3	4.5	0.67	0.033	0.006	630	187.11	76.55
*C	2	4.5	0.44			630	0	797.34
D	3	4.5	0.67	0.04	0.011	630	226.8	140.33
E	3	4.5	0.67	0.03	0.007	630	170.1	89.30
*F	2	4.5	0.44			630	0	797.34
G	3	4.5	0.67	0.04	0.011	630	226.8	140.33
H	3	4.5	0.67	0.03	0.007	630	170.1	89.30
*I	2	4.5	0.44			630	0	797.34
J	3	4.5	0.67	0.046	0.011	630	260.82	140.33
K	3	4.5	0.67	0.033	0.006	630	187.11	76.55
*L	2	4.5	0.44			630	0	797.34

Tabla XIV. Cálculo de momentos positivos por carga viva para losas

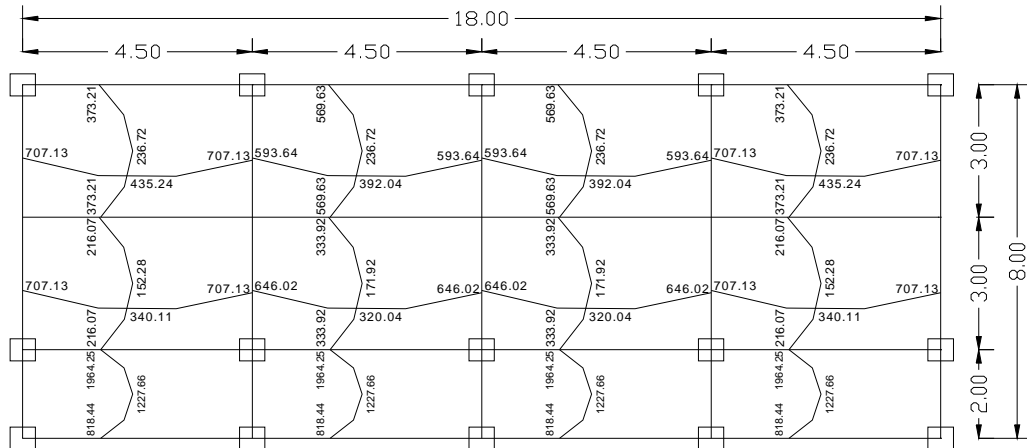
Losa	Lado Menor A	Lado Mayor B	$m = A/B$	$C_{A CV}$	$C_{B CV}$	WCV	$M_{A POS CV}$	$M_{B POS CV}$
A	3	4.5	0.67	0.057	0.014	340	174.42	96.39
B	3	4.5	0.67	0.05	0.011	340	153	75.735
*C	2	4.5	0.44			340	0	430.31
D	3	4.5	0.67	0.054	0.014	340	165.24	96.39
E	3	4.5	0.67	0.049	0.012	340	149.94	82.62
*F	2	4.5	0.44			340	0	430.31
G	3	4.5	0.67	0.054	0.014	340	165.24	96.39
H	3	4.5	0.67	0.049	0.012	340	149.94	82.62
*I	2	4.5	0.44			340	0	430.31
J	3	4.5	0.67	0.057	0.014	340	174.42	96.39
K	3	4.5	0.67	0.05	0.011	340	153	75.735
*L	2	4.5	0.44			340	0	430.31

Tabla XV. Momentos positivos para losas

Losa	$M_{A POS}$	$M_{B POS}$
A	435.24	236.72
B	340.11	152.28
C	0	1227.66
D	392.04	236.72
E	320.04	171.92
F	0	1227.65

Losa	$M_{A POS}$	$M_{B POS}$
G	392.04	236.72
H	320.04	171.92
I	0	1227.65
J	435.24	236.72
K	340.11	152.28
L	0	1227.65

Figura 15. Planta de momentos actuantes en losas



Balance de momentos: cuando dos losas están unidas en un lado y en dicha unión los momentos son distintos uno del otro, entonces se deben balancear los momentos antes de diseñar el refuerzo.

El método elegido para balancear los momentos es el siguiente:

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} < M_{\text{menor}}$, entonces $M_b = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}})/2$

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}}$, entonces se balancean proporcionalmente a su rigidez, de acuerdo a lo siguiente:

Se calcula la rigidez de cada una de las losas analizadas: $K_i = 1/L_i$

Se calcula un factor D_i : $D_1 = K_1/(K_1 + K_2)$

$$D_2 = K_2/(K_1 + K_2)$$

Se balancean los momentos:

$F_1 = (M_2 - M_1)D_1$	$F_2 = (M_2 - M_1)D_2$
$MB_1 = M_1 + F_1$	$MB_2 = M_2 - F_2$

donde M_2 es el momento mayor y L_2 es la luz sobre la cual está actuando el momento mayor.

Balance de momentos para losas A y B:

$$K_A = K_B = 1/3 \cong 0.33$$

$$D_A = D_B = \frac{0.33}{0.33 + 0.33} = 0.5$$

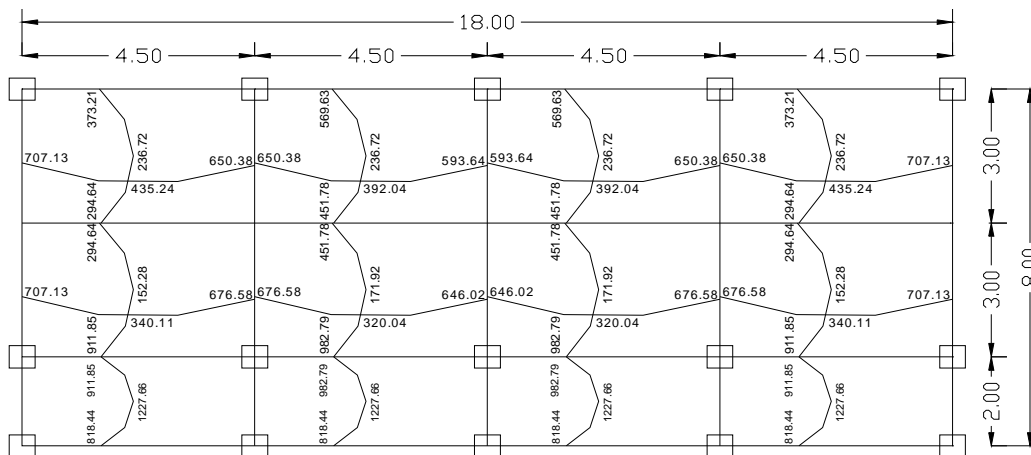
$$F_A = F_B = (373.21 - 216.07) \times 0.50 = 78.57$$

$$MB_A = 373.21 - 78.57 = 294.64 \text{ Kg-m}$$

$$MB_B = 216.07 + 78.57 = 294.64 \text{ Kg-m}$$

El resultado del balance de momentos se presenta en la figura 16; el diseño del refuerzo se hace tomando el momento mayor que actúa en el sentido considerado.

Figura 16. Momentos balanceados en losas



Diseño del acero de refuerzo: para calcular el refuerzo de acero en las losas se usará una franja unitaria de 1 metro.

Cálculo del peralte efectivo:

$$d = t - \text{recubrimiento} = 12 - 2.00 = 10.00 \text{ cm.}$$

Cálculo de límites de acero:

Área de acero mínimo:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2810} * b * d * 0.4 = \frac{14.1}{2810} * 100 * 10 * 0.4 = 2.00 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$A_{s \text{ máx}} = 0.5 * \rho b * b * d$$

$$\rho b = \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{f_y} * \frac{6100}{6100 + f_y}$$

$$\rho b = \frac{0.85 * 210 * 0.85}{2810} * \frac{6100}{6100 + 2810} = 0.0369$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.5 * 0.0369 * 100 * 10 = 18.45 \text{ cm}^2$$

Área de acero por temperatura:

$$A_{stemp} = 0.002 * b * t$$

$$A_{stemp} = 0.002 * 100 * 12 = 2.40 \text{ cm}^2$$

Espaciamientos:

$$S_{\text{máx}} = 3t = 3 * 12 = 36 \text{ cm}$$

$$S_{\text{mín}} = 2.50 \text{ cm}$$

Refuerzo para el sentido X-X:

Momento máximo = 676.58 Kg-m

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

$$A_s = \left[(100 * 10) - \sqrt{(100 * 10)^2 - \frac{676.58 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2810} = 2.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} < A_s < A_{s \text{ máx}}$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{AsVarprop * 100}{As}$$

Varprop = ø12 (No. 4)

$$S = \frac{1.267 * 100}{2.734} = 46.34cm \therefore S > Smáx, \text{ entonces utilizar } Smáx.$$

Refuerzo para el sentido Y-Y:

Momento máximo = 1227.65 Kg-m

$$As = 5.06 \text{ cm}^2$$

$$Asmín < As < Asmáx$$

Espaciamiento:

Varprop = ø13 (No. 4)

$$S = 25.09 \text{ cm} < Smáx, \text{ entonces } S = 25 \text{ cm}$$

Para las losas del módulo de gradas, solo se presentarán los resultados ya que el proceso de diseño es el mismo que el expuesto en las líneas de arriba.

Módulo de gradas

Losa del descanso: Varilla Ø 13 @ 0.30 m

Losa de entrepiso: Varilla Ø 13 @ 0.30 m

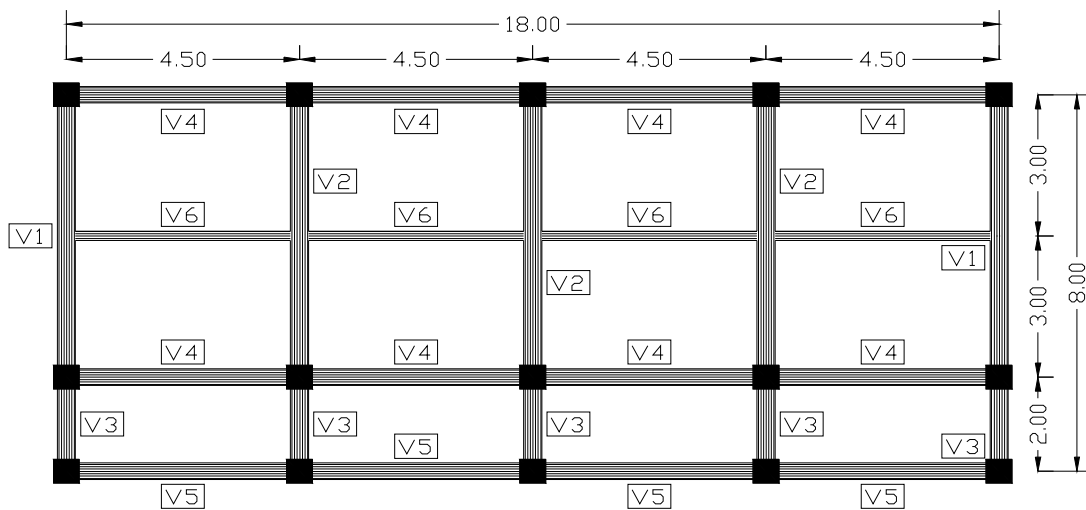
Losas en voladizo: Varilla Ø 10 @ 0.10 m

Para todos los casos el refuerzo por temperatura es: Varilla Ø 10 @ 0.25 m.

2.4.2 Diseño de vigas

Las vigas se diseñarán para resistir los esfuerzos de flexión y de corte producidos por las cargas permanentes, sobrecargas y cargas de sismo, por lo que para su diseño se tomarán los valores de la envolvente de momentos y de fuerzas de corte. La figura siguiente muestra la distribución de las vigas a diseñar dentro de la planta típica del edificio.

Figura 17. Planta típica de vigas



Parámetros de diseño:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Diseño de viga V1

Datos:

$$\begin{aligned}L &= 6\text{m} & \mu(+)&= 18059.31 \text{ Kg-m} \\b &= 0.35\text{m} & \mu(-)&= 28907.12 \text{ Kg-m} \\h &= 0.50\text{m} & V_u &= 13533.36 \text{ Kg} \\rec &= 0.04\text{m}\end{aligned}$$

Límites para el refuerzo longitudinal:

Área de acero mínimo:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2810} * b * d = \frac{14.1}{2810} * 35 * 46 = 8.08 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo:

$$A_{s \text{ máx}} = 0.5 * \rho b * b * d$$

$$\rho b = \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{f_y} * \frac{6100}{6100 + f_y}$$

$$\rho b = 0.0369$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.5 * 0.0369 * 35 * 46 = 29.76 \text{ cm}^2$$

Área de acero necesaria para el refuerzo de la cama superior:

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{\mu(-) * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

$$A_s = 28.94 \text{ cm}^2 \therefore A_{smin} < A_s < A_{smáx}$$

Área de acero necesaria para el refuerzo de la cama inferior:

$$A_s = \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{\mu(+)* b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85 * f'c}{f_y}$$

$$A_s = 16.92 \text{ cm}^2 \therefore A_{smin} < A_s < A_{smáx}$$

Diseño del refuerzo de la cama superior:

Para el refuerzo en la cama superior se deberán de colocar por lo menos dos varillas corridas que satisfagan a la mayor cantidad de acero de las siguientes tres condiciones:

1. Área de acero mínima
2. Área de acero de dos varillas
3. 33% del área de acero para la cama superior

La diferencia entre el área de acero necesaria para la cama superior y el área de acero de las varillas corridas se dispondrá como varillas en forma de bastones en los extremos superiores de la viga.

Proponiendo varillas corridas $\varnothing 32$ (No. 10)

$$A_{s\text{mín}} = 8.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ 2 Varillas } \varnothing 32 = 16.35 \text{ cm}^2$$

$$33\% A_s(-) = 9.55 \text{ cm}^2$$

Tomando el área de acero de las dos varillas $\varnothing 32$:

$$28.94 \text{ cm}^2 - 16.35 \text{ cm}^2 = 12.60 \text{ cm}^2$$

Proponiendo 2 varillas $\varnothing 25$ (No. 8)+ 1 varilla $\varnothing 19$ (No. 6)

$$2(5.067 \text{ cm}^2) + 2.85 \text{ cm}^2 = 12.98 \text{ cm}^2$$

Armado longitudinal cama superior:

2 varillas $\varnothing 32$ corridas + 2 varillas $\varnothing 25$ y 1 varilla $\varnothing 19$ como bastones en los extremos de la viga.

Diseño del refuerzo de la cama inferior:

Para el refuerzo en la cama inferior se deberán de colocar por lo menos dos varillas corridas que satisfagan a la mayor cantidad de acero de las siguientes cuatro condiciones:

1. Área de acero mínima
2. Área de acero de dos varillas
3. 50% del área de acero para la cama superior
4. 50% del área de acero para la cama inferior

La diferencia entre el área de acero necesaria para la cama inferior y el área de acero de las varillas corridas se dispondrá como varilla(s) en forma de tensión(es) en la parte central inferior de la viga, de acuerdo al análisis y diseño.

Proponiendo varillas corridas $\phi 32$ (No. 10)

Asmín = 8.08 cm²

As 2 Varillas $\phi 32$ = 16.35 cm²

50% As(-) = 14.47 cm²

50% As(+) = 8.46 cm²

Tomando el área de acero de las dos varillas $\phi 32$:

16.92 cm² - 16.35 cm² = 0.58 cm²

Proponiendo 1 varilla $\phi 12$ (No. 4) = 1.267 cm²

Armado longitudinal cama inferior:

2 varillas $\phi 32$ corridas + 1 varilla $\phi 12$ como tensión en el centro de la viga.

Diseño del refuerzo transversal

Fuerza cortante de diseño = $\phi V_n = \frac{Vu}{\phi}$ $\therefore \phi = 0.85$

Fuerza cortante resistida por el concreto = $V_{cu} = 0.55 \sqrt{f'_c} * b * d$

Fuerza cortante que debe resistir el acero de refuerzo = $V_s = \phi V_n - V_{cu}$

Espaciamiento máximo de estribos = $S_{m\acute{a}x} = d/2$

Espaciamiento "n" entre estribos:

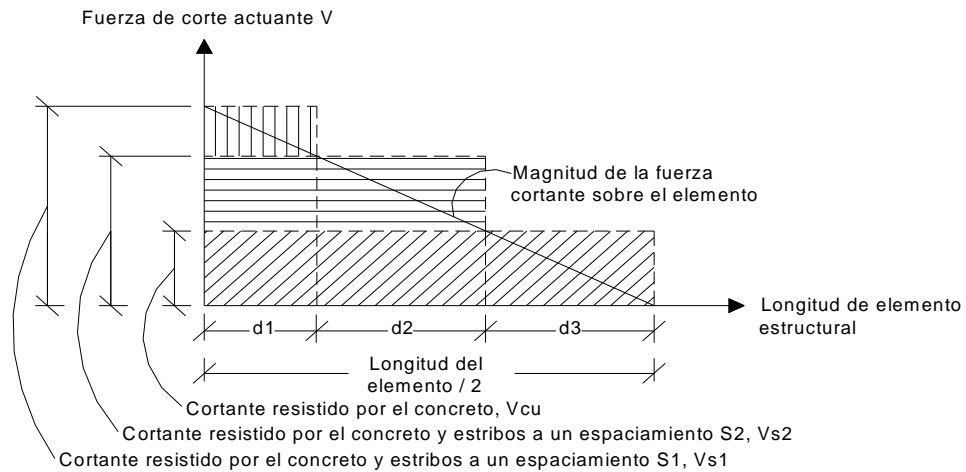
$$S_n = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad \therefore \quad A_v = 2 * \text{área de varilla propuesta}$$

$$d_1 = 4S_1 + 0.5S_1$$

$$d_2 = (\text{Long. elemento}/2) - d_1 - d_3$$

$d_3 = (\text{Long. elemento}/2) * V_{cu} / \phi V_n$ (La distancia d_3 es la distancia a partir del centro del elemento en donde el concreto es capaz de resistir el corte, entonces el espaciamiento entre estribos es el máximo; ver figura 18).

Figura 18. Diagrama de resistencia a los esfuerzos cortantes



$$\phi V_n = \frac{13533.36}{0.85} = 15921.60 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} = 0.55 \sqrt{210} * 35 * 46 = 12832.11 \text{ Kg}$$

$$V_s = 15291.60 - 12832.11 = 3089.49 \text{ Kg}$$

Proponiendo varilla $\phi 10$ (No. 3)

$S_{\text{máx}} = 23 \text{ cm}$, entonces utilizar $S_{\text{máx}} = 20 \text{ cm}$

$$S_1 = \frac{1.426 * 2810 * 46}{3089.49} = 59.66 \text{ cm}, \text{ entonces utilizar } S_{\text{máx}} = 20 \text{ cm}$$

$$d_1 = 4(20) + 0.5(20) = 90 \text{ cm}$$

$$d3 = 6 * 12832.11 / 15921.60 = 2.42\text{m}$$

$$d2 = 6 - 0.9 - 2.42 = -0.32\text{m}$$

S2 = 20cm (ver numeral 1 de Notas)

Notas:

1. Como la distancia d2 es negativa (lo cual quiere decir que la distancia d1 y d3 se traslapan) no es necesario calcular otra distancia de confinamiento de estribos S2 ya que después de d1 se utilizará la distancia de confinamiento máxima Smáx.
2. Al igual que la fórmula para d3, cuando sea requerido el valor para Vs2, éste se puede encontrar por triángulos semejantes a partir de la figura 18.

Armado Transversal:

Estribos $\varnothing 10 @ 0.20\text{m}$

Debido a que el procedimiento con el que se calcularon el resto de las vigas es igual al descrito para la viga V1, solo se mostrará, en la tabla siguiente (tabla XVI), el armado de cada una de ellas.

Tabla XVI. Armado de vigas

Viga	Nivel	L(m)	b(cm)	h(cm)	Ref. longitudinal				Ref. Transversal
					Cama superior		Cama inferior		
					Corridas	Bastón(es)	Corridas	Tensión	
V1	1y2	6	35	50	2 \varnothing 32	2 \varnothing 25 + 1 \varnothing 19	2 \varnothing 32	1 \varnothing 12	Est. $\varnothing 10 @ 0.20\text{m}$
V1	3	6	35	50	2 \varnothing 25	1 \varnothing 19	2 \varnothing 25		Est. $\varnothing 10 @ 0.20\text{m}$
V2	1y2	6	35	50	2 \varnothing 32	2 \varnothing 25	2 \varnothing 32		Est. $\varnothing 10 @ 0.20\text{m}$
V2	3	6	35	50	2 \varnothing 25	2 \varnothing 16	2 \varnothing 25	1 \varnothing 12	Est. $\varnothing 10 @ 0.20\text{m}$
V3	1y2	2	35	50	4 \varnothing 25	4 \varnothing 32	4 \varnothing 32	1 \varnothing 25	Est. $\varnothing 10 @ 0.05\text{m}$
V3	3	2	35	50	2 \varnothing 25		2 \varnothing 25		Est. $\varnothing 10 @ 0.20\text{m}$
V4	1y2	4.5	35	50	2 \varnothing 25	2 \varnothing 25	2 \varnothing 25	1 \varnothing 19	Est. $\varnothing 10 @ 0.20\text{m}$
V4	3	4.5	35	50	2 \varnothing 25		2 \varnothing 25		Est. $\varnothing 10 @ 0.20\text{m}$
V5	1y2	4.5	35	50	2 \varnothing 25	3 \varnothing 19	2 \varnothing 25	1 \varnothing 19	Est. $\varnothing 10 @ 0.20\text{m}$
V5	3	4.5	35	50	2 \varnothing 25		2 \varnothing 25		Est. $\varnothing 10 @ 0.20\text{m}$
V6	1y2	4.5	20	40	2 \varnothing 16	1 \varnothing 12	2 \varnothing 16		Est. $\varnothing 6 @ 0.15\text{m}$
V6	3	4.5	20	40	2 \varnothing 16	1 \varnothing 10	2 \varnothing 16		Est. $\varnothing 6 @ 0.15\text{m}$

El proceso para el diseño de vigas de el módulo de gradas se realiza igual que el ya descrito, por lo que solo se presentará la planta típica de vigas del módulo en la figura 19 y en la tabla XVII el armado de dichas vigas.

Figura 19. Planta típica de vigas para el módulo de gradas

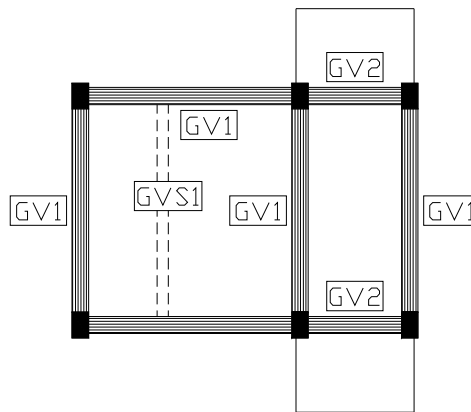


Tabla XVII. Armado de vigas para el módulo de gradas

Viga	Nivel	L(m)	b(cm)	h(cm)	Ref. longitudinal				Ref. Transversal
					Cama superior		Cama inferior		
					Corridas	Bastón(es)	Corridas	Tensión(es)	
GV1	1,2y3	4	30	45	2 ø 32	2 ø 19	2 ø 32	2 ø 19	Est. Ø 10 @ 0.10 hasta 0.5 m, resto @ 0.20
GV2	1,2y3	2	30	45	2 ø 25		2 ø 25		Est. Ø 10 @ 0.20
GV3	Descansos	4	30	45	2 ø 25	2 ø 19	2 ø 25		Est. Ø 10 @ 0.20
GVS1	Descansos	4	20	40	2 ø 16		2 ø 16		Est. Ø 6 @ 0.15

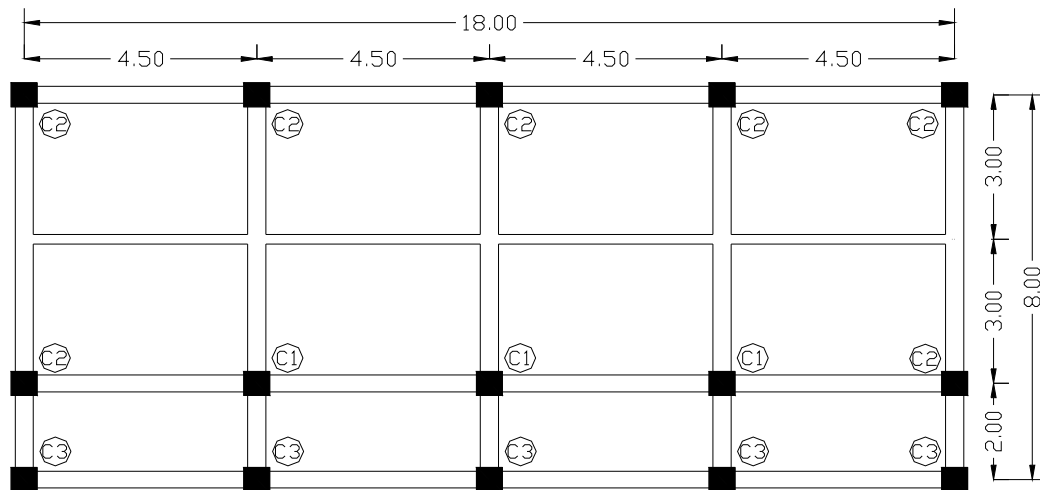
2.4.3 Diseño de columnas

Las columnas serán diseñadas para resistir los esfuerzos de flexocompresión además de los esfuerzos cortantes producidos por las cargas laterales de sismo.

El diseño a flexocompresión se hará tomando como base el diagrama de iteración de la columna dada con su respectiva propuesta de armado y la carga axial y momentos de diseño que se obtuvieron del análisis estructural. Para el diseño por corte, se tomarán los esfuerzos cortantes del análisis estructural y el procedimiento de diseño, es idéntico al diseño de vigas por corte.

La figura siguiente muestra la distribución de las columnas a diseñar dentro de la planta típica del edificio.

Figura 20. Planta típica de columnas



Parámetros de diseño:

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$E_s = 2.10E6 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

Cuantía de refuerzo = $0.01 \leq \rho \leq 0.06$

Chequeo de esbeltez:

Si $\frac{Klu}{r} < 22$, entonces despreciar esbeltez.

Si $22 \leq \frac{Klu}{r} \leq 100$, entonces utilizar métodos aproximados.

En donde:

K = Factor de longitud efectiva (depende de las condiciones de vínculo de los extremos de la columna)

r = Radio de giro.

lu = Longitud de la columna entre apoyos.

Chequeando:

$\frac{Klu}{r} = \frac{1*3}{0.15} = 20 < 22$, entonces se deben despreciar los efectos de esbeltez.

Diseño de columna C1

Datos:

L = 3.5m (entre ejes)

b = 0.50m

h = 0.50m

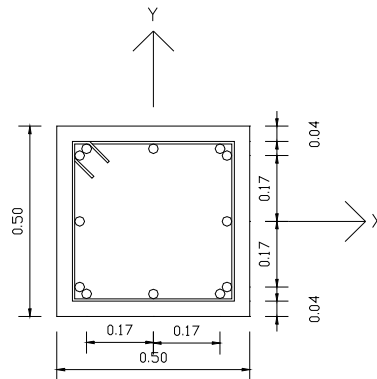
rec = 0.04m

Pu = 78839.50 Kg

Mu = 34232.76 Kg-m

Proponiendo un refuerzo longitudinal de 12 $\emptyset 25$ (No 8) $\equiv \rho = 0.024$, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 21. Armado para columna C1



Cálculo de la carga axial última efectiva:

$$P_{u,max} = 0.7 * 0.8 * [0.85 f'c * (A_g - A_s) + A_s * f_y]$$

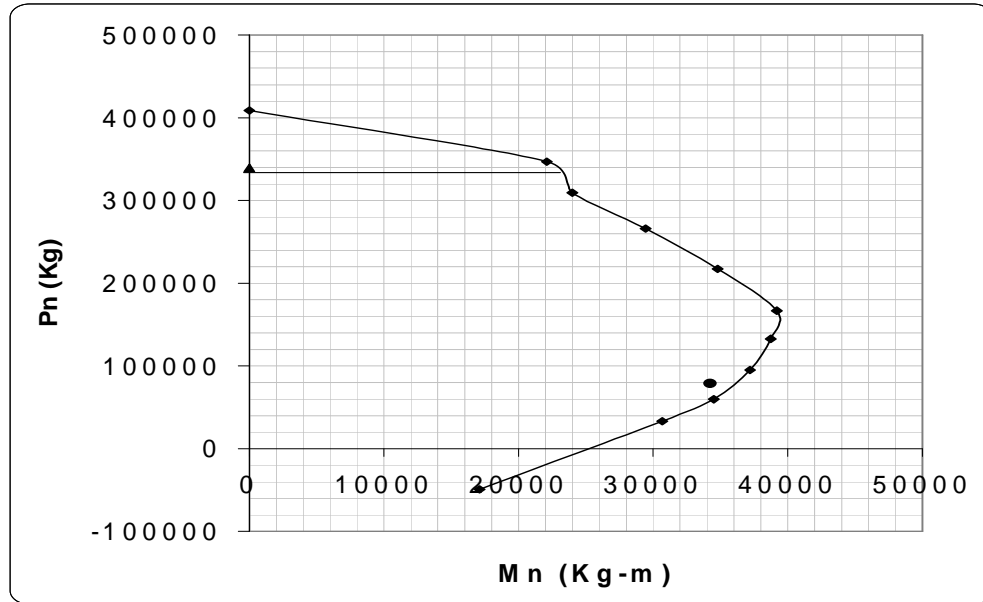
$$P_{u,max} = 0.7 * 0.8 * [0.85 * 210 * (2500 - 60.80) + 60.80 * 2810] = 339497.312 \text{ Kg}$$

En la tabla XVIII se muestran los valores de carga axial y momento flexionante que la columna es capaz de soportar al desplazar el eje neutro a través de su sección y a continuación, en la figura XX, se muestra el diagrama de iteración de dicha columna.

Tabla XVIII. Valores de carga axial y momento flexionante para el diagrama de iteración

Punto	Posición Eje Neutro (cm)	Pn (Kg)	Mn (Kg-m)
1	En el infinito	408911.37	0
2	0	347062.58	22112.64
3	5	309333.5	24003.84
4	10	265796.47	29432.15
5	15	217405.25	34779.09
6	20	166759.74	39180.17
7	25	132759.38	38748.7
8	30	95034.77	37188.78
9	35	59721.98	34500.4
10	40	33170.1	30683.57
11	45	-49249.17	17096.38

Figura 22. Diagrama de iteración para columna C1



En el diagrama de iteración puede verse que el punto que representa a la carga axial de diseño (P_u) y el momento de diseño (M_u), se encuentra dentro del área que encierra la curva, por lo que puede deducirse que tanto la cuantía como la disposición del armado del refuerzo son correctas.

Diseño del refuerzo transversal

El refuerzo transversal para columnas (estribos), se diseñará igual que como se hizo para el refuerzo transversal de vigas; por lo tanto:

$$V_u = 13624.21 \text{ Kg (del análisis estructural)}$$

$$\phi V_n = \frac{13624.21}{0.85} = 16028.48 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} = 0.55\sqrt{210} * 50 * 50 = 19925.64 \text{ Kg}$$

$$V_s = 16028.48 - 19925.64 = -3897.16 \text{ Kg}$$

Como el valor de cortante a resistir por el refuerzo es negativo (ya que la sección de concreto de la columna es suficiente para resistir la fuerza cortante), entonces se dispondrán los estribos con un espaciamiento máximo entre ellos.

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{4} = \frac{46}{4} = 11.5\text{cm}$$

Armado Transversal:

Estribos $\varnothing 10 @ 0.10\text{m}$

El proceso de diseño para el resto de columnas, es idéntico que el realizado para la columna C1, por lo que en la tabla siguiente se resumirá el armado resultante del diseño de cada una de ellas, de igual forma se presenta el armado de las columnas del módulo de gradas, con su respectiva figura representativa de la distribución de columnas dentro del módulo.

Tabla XIX. Armado de columnas

Col	Nivel	sección (cm)	Armado longitudinal	Armado transversal
C1	1	50x50	12 \varnothing 25, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.10m
C2	1	50x50	8 \varnothing 25 + 6 \varnothing 32, corridas	Est. + eslabón \varnothing 10 @ 0.10m
C3	1	50x50	12 \varnothing 25, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.10m
C1	2	50x50	8 \varnothing 25 + 4 \varnothing 19, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.10m
C2	2	50x50	8 \varnothing 25 + 4 \varnothing 19, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.10m
C3	2	50x50	8 \varnothing 25, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.10m
C1	3	50x50	4 \varnothing 25 + 6 \varnothing 19, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.10m
C2	3	50x50	4 \varnothing 25 + 6 \varnothing 19, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.10m
C3	3	50x50	4 \varnothing 25 + 2 \varnothing 19, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.10m

Figura 23. Planta típica de columnas para el módulo de gradas

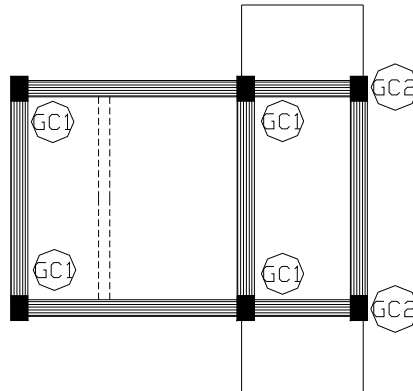


Tabla XX. Armado de columnas para el módulo de gradas

Columna	Nivel	sección (cm)	Armado longitudinal	Armado transversal
GC1	1	30x45	4 \varnothing 25, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.05m hasta 0.25m, resto @ 0.10m
GC2	1	30x45	6 \varnothing 25 + 4 \varnothing 19, corridas	Estribos y eslabones \varnothing 10 @ 0.05m hasta 0.50m, resto @ 0.10m
GC1	2	30x45	4 \varnothing 19 + 2 \varnothing 12, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.05m hasta 0.25m, resto @ 0.10m
GC2	2	30x45	4 \varnothing 25, corridas	Estribos y eslabones \varnothing 10 @ 0.05m hasta 0.50m, resto @ 0.10m
GC1	3	30x45	4 \varnothing 19 + 2 \varnothing 12, corridas	Estribos \varnothing 10 @ 0.05m hasta 0.25m, resto @ 0.10m
GC2	3	30x45	4 \varnothing 19 + 2 \varnothing 12, corridas	Estribos y eslabones \varnothing 10 @ 0.05m hasta 0.50m, resto @ 0.10m

2.4.4 Diseño de cimientos

Para el diseño de los cimientos de la estructura se debe de tomar en cuenta varios factores, entre ellos: el tipo de estructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

Debido a que la magnitud de la capacidad portante del suelo es demasiado pequeña (5.5 Ton/ m²), se escogió como sistema de cimentación, para los módulos de aulas y gradas una losa de cimentación (una para cada módulo).

El diseño de las losas se hará con el método de la teoría elástica, como sigue:

Diseño de losa de cimentación para el módulo de aulas

Datos:

$$V_s = 5.51 \text{ Ton/ m}^2$$

Peso total de la edificación = 542 Ton. (Peso del módulo de aulas).

Peso de la cimentación \approx 10% del peso total de la edificación

$$P_{cim} = 0.1 \cdot 542 = 54.2 \text{ Ton}$$

Superficie de cimentación necesaria:

$$A = \frac{P_{tot} + P_{cim}}{V_s}$$

$$A = \frac{542 + 54.2}{5.51} = 108.20 \text{ m}^2$$

Área de construcción = 8 m * 18 m = 144 m² (solo un módulo de aulas)

Área de cimentación = Área de construcción + 1/2 la extensión de capiteles de los extremos.

Dimensiones de los capiteles:

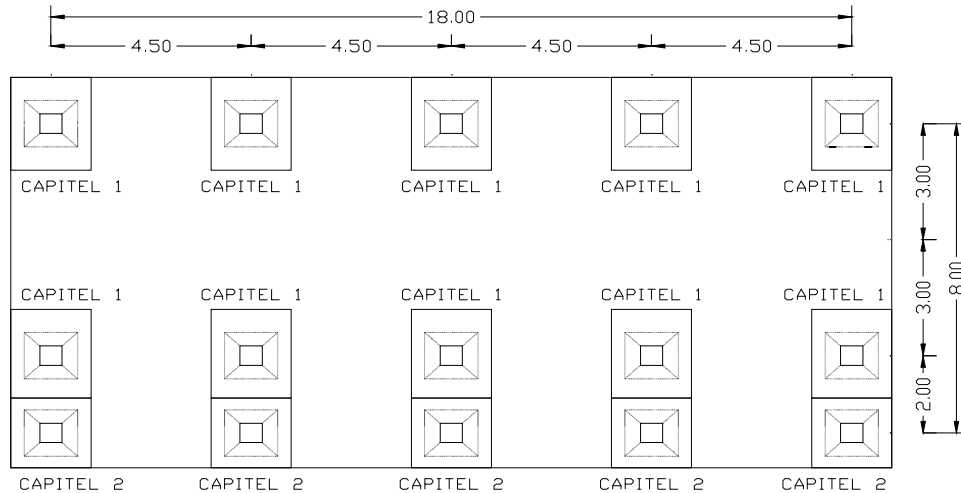
Capitel = 0.4L \therefore L = Separación entre columnas.

Capitel 1 = 0.4*6 \wedge 0.4*4.5 = 2.4m x 1.8m

Capitel 2 = 0.4*4.5 \wedge 0.4*4.5 = 1.8m x 1.8m

La distribución de los capiteles se muestra en la figura siguiente:

Figura 24. Planta de distribución de capiteles



$$f_c = 0.45 * f'_c = 0.45 * 210 = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1405 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1E6}{15100\sqrt{210}} = 9.60$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{94.5}{94.5 + \frac{1405}{9.60}} = 0.392$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.392}{3} = 0.869$$

$$K = \frac{1}{2} * f_c * k * j = \frac{1}{2} * 94.5 * 0.392 * 0.869 = 16.09 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento flector para una carga de 5.51 Ton/m²:

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{5510 * 6^2}{10} = 19836 \text{ Kg-m}$$

Peralte efectivo de la losa:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K * b}} = \sqrt{\frac{1983600}{16.09 * 100}} = 35.11 \text{ cm} \approx 36 \text{ cm}, \text{ además se dará un}$$

recubrimiento de 9 cm, por lo que la altura total de la losa será:

$$t = 36 + 9 = 45 \text{ cm.}$$

Para el cálculo del refuerzo de la losa, se considerará el área de losa comprendida entre columnas dividida en tres franjas, como se describe a continuación: una central de ancho $L/2$ y dos franjas laterales de $L/4$, en donde L es la distancia a ejes entre las columnas que limitan el área de losa.

Refuerzo para el sentido X-X':

Refuerzo superior para la faja central de 3m de ancho (espaciamiento entre columnas igual a 6m) (As):

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{1983600}{1405 * 0.869 * 36} = 45.13 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla \varnothing 25.

$$\frac{45.13}{5.067} = 8.90 \text{ Varillas; entonces Var. } \varnothing 25 @ 0.10\text{m.}$$

Comprobando para las zonas exteriores en voladizo:

$$M = \frac{wl^2}{2} = \frac{5510 * (1.2)^2}{2} = 3967.20 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{396720}{16.09 * 100}} = 15.70$$

$t = 15.70 + 9.00 = 24.70 \text{ cm}$, y se cuenta con un espesor de 45 cm, por lo que se toma como bueno.

Refuerzo superior para las fajas laterales (A's):

$$A's = 0.8A_s = 0.8 * 45.13 = 36.104 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla \varnothing 25 @ 0.125 m.

Refuerzo inferior para las fajas laterales en X y dentro la faja central en Y (A''s):

$$A''s = 0.8A_s = 0.8 * 45.13 = 36.104 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla $\varnothing 25 @ 0.125$ m.

Refuerzo inferior para las fajas laterales en X y dentro de las fajas laterales en Y (A''s):

$$A''s = A_s = 45.13 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla $\varnothing 25 @ 0.10$ m.

Comprobando el refuerzo necesario para la zona en voladizo:

$$A_s = \frac{396720}{1400 * 0.869 * 16} = 20.38 \text{ cm}^2 < 36.10 \text{ cm}^2, \text{ O.K.}$$

Como el procedimiento para el cálculo del refuerzo en el área de losa entre columnas de 2 m en el sentido X y para los rectángulos en el sentido Y es el mismo que el realizado para la losa entre las columnas con un espaciamiento de 6m, los resultados se resumen en la tabla XXI.

Nota: en algunos casos fué necesario utilizar el área de acero mínima, obtenida con la fórmula tradicional.

Tabla XXI. Armado de losa de cimentación

Losa	Sentido	A _s		A' _s		A'' _s		A''' _s	
		cm ²	Distribución	cm ²	Distribución	cm ²	Distribución	cm ²	Distribución
6x4.5	X-X'	45.13	$\varnothing 25 @ 0.10$ m	36.10	$\varnothing 25 @ 0.125$ m	36.10	$\varnothing 25 @ 0.125$ m	45.13	$\varnothing 25 @ 0.10$ m
2x4.5	X-X'	18.06	$\varnothing 19 @ 0.15$ m	18.06	$\varnothing 19 @ 0.15$ m	18.06	$\varnothing 19 @ 0.15$ m	18.06	$\varnothing 19 @ 0.15$ m
4.5x6	Y-Y'	25.38	$\varnothing 25 @ 0.20$ m	20.3	$\varnothing 25 @ 0.25$ m	20.3	$\varnothing 25 @ 0.25$ m	25.38	$\varnothing 25 @ 0.20$ m

En la tabla siguiente se resume el armado de la losa de cimentación para el módulo de gradas. El espesor "t" de esta losa es de 0.35 m.

Tabla XXII. Armado de losa de cimentación para módulo de gradas

Losa	Sentido	As		A's		A''s		A'''s	
		cm ²	Distribución	cm ²	Distribución	cm ²	Distribución	cm ²	Distribución
4x6	X-X'	27.80	Ø 19 @ 0.10 m	22.24	Ø 19 @ 0.125 m	22.24	Ø 19 @ 0.125 m	27.80	Ø 19 @ 0.10 m
2x4	Y-Y'	18.06	Ø 19 @ 0.15 m	18.06	Ø 19 @ 0.15 m	18.06	Ø 19 @ 0.15 m	18.06	Ø 19 @ 0.15 m
4x4	Y-Y'	27.80	Ø 19 @ 0.10 m	22.24	Ø 19 @ 0.125 m	22.24	Ø 19 @ 0.125 m	27.80	Ø 19 @ 0.10 m

2.4.5 Diseño de escaleras

Para éste caso en particular, las escaleras se diseñan como una viga empotrada en sus dos extremos y deben de respetarse algunas relaciones de comodidad entre la huella y contrahuella. Las relaciones de comodidad se presentan a continuación:

$$C \leq 0.20 \text{ m}$$

$$H > C$$

$$2C + H \leq 0.64 \text{ m}$$

$$C + H \approx 0.45 \text{ a } 0.48 \text{ m}$$

$$C * H \approx 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$C = 0.16 \text{ m}$$

$$H = 0.25 \text{ m}$$

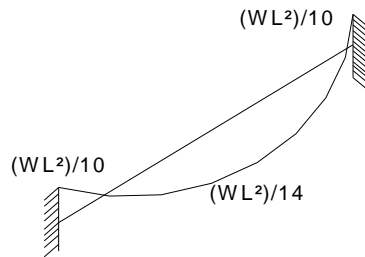
$$2C + H = 2(0.16) + 0.25 = 0.57 < 0.64$$

$$C + H = 0.16 + 0.25 = 0.41$$

$$C * H = 0.16 * 0.25 = 0.04 \text{ m}^2 = 400 \text{ cm}^2$$

Diseño del refuerzo:

Figura 25. Distribución de momentos



$$W = 1.4 \text{ C.M.} + 1.7 \text{ C.V.}$$

$$W = 1.4 (1056) + 1.7 (1000) = 3178.40 \text{ Kg/ m}$$

$$M_1 = \frac{WL^2}{10} = \frac{3178.40 * (2.5)^2}{10} = 1986.50 \text{ Kg-m}$$

$$M_2 = \frac{WL^2}{14} = \frac{3178.40 * (2.5)^2}{14} = 1419.00 \text{ Kg-m}$$

$$A_{s\text{mín}} = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 18.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{temp}} = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_1} = 8.41 \text{ cm}^2, \text{ entonces: bastones con varilla } \varnothing 13 @ 0.15 \text{ m}$$

$$A_{s_2} = 5.88 \text{ cm}^2, \text{ entonces: rieles con varilla } \varnothing 13 @ 0.20 \text{ m}$$

$$A_{s_{temp}} = 2.40 \text{ cm}^2, \text{ entonces: varilla } \varnothing 10 @ 0.25 \text{ m}$$

2.5 Presupuesto

El presupuesto del proyecto se elaboró por el método de precios unitarios, en donde se tomaron en cuenta los costos de materiales y mano de obra de la región, además se utilizaron los siguientes factores:

1. Mano de obra indirecta = 46% de mano de obra directa
2. Prestaciones = 70% de la mano de obra
3. Costo indirecto = 35% del costo directo

	Renglón	Unidad	Cantidad	P.U. (Q)	Total
1	Preliminares				
1.1	Trazo y estaqueado	ml	150	3	450
1.2	Excavación	m³	485	19.5	9457.5
Total Preliminares Q					9,907.50
2	Cimientos				
2.1	Losa de cimentación	m²	400	1490.25	596100
2.2	Losa de cim / gradas	m²	43	1254.18	53929.74
2.3	Cim. Corrido tipo A	ml	26.5	255.53	6771.545
2.4	Cim. Corrido tipo B	ml	25	255.53	6388.25
2.5	Solera de hidrófuga	ml	51.5	113.82	5861.73
Total Cimientos Q					669,051.27
3	Muros				
3.1	Lev. muro de carga	m²	144.1	140.2	20202.82
3.2	Lev. muro divisorio	m²	880	114.95	101156
3.3	Solera corona	ml	51.5	121.1	6236.65
Total Muros Q					127,595.47
4	Fontanería				
4.1	Tubería drenaje baños	Global	1	7562.7	7562.7
4.2	Artefactos sanitarios	Global	1	3500	3500
4.3	Tubería drenaje Pluvial	Global	1	4402.35	4402.35
4.4	Tubería agua potable	Global	1	6587.63	6587.63
4.5	Lavamanos	Global	1	1375	1375
Total Fontanería Q					23,427.68

	Renglón	Unidad	Cantidad	P.U. (Q)	Total
5	Electricidad				
5.1	Inst. Eléctricas y acc.	Global	1	31,346.73	31346.73

Total electricidad Q 31,346.73

	6 Entrepisos y losas				
6.1	Losa	m²	1006.4	568.57	572208.848

Total losas Q 572,208.85

7 Vigas					
7.1	Viga 1 /Nivel 1 y 2	Unidad	8	4595.76	36766.08
7.2	Viga 2 /Nivel 1 y 2	Unidad	12	4511.56	54138.72
7.3	Viga 3 /Nivel 1 y 2	Unidad	20	2274.03	45480.6
7.4	Viga 4 /Nivel 1 y 2	Unidad	32	3476.79	111257.28
7.5	Viga 5 /Nivel 1 y 2	Unidad	16	3465.65	55450.4
7.6	Viga 6 /Nivel 1 y 2	Unidad	16	2473.97	39583.52
7.7	Viga 1 /Nivel 3	Unidad	4	3937.33	15749.32
7.8	Viga 2 /Nivel 3	Unidad	6	3978.35	23870.1
7.9	Viga 3 /Nivel 3	Unidad	10	1811.12	18111.2
7.10	Viga 4 /Nivel 3	Unidad	16	3260.72	52171.52
7.11	Viga 5 /Nivel 3	Unidad	8	3260.72	26085.76
7.12	Viga 6 /Nivel 3	Unidad	8	1894.39	15155.12
7.13	Viga GV 1 /3 Niveles	Unidad	15	3413.26	51198.9
7.14	Viga GV 2 /3 Niveles	Unidad	6	1712.22	10273.32
7.15	Viga GV 3 /3 Niveles	Unidad	9	3061.84	27556.56
7.16	Viga GVS 1 /3 Niveles	Unidad	3	2393.68	7181.04

Total vigas Q 590,029.44

8 Columnas					
8.1	Columna C1 /Nivel 1	ml	27	1090.15	29434.05
8.2	Columna C2 /Nivel 1	ml	63	1284.28	80909.64
8.3	Columna C3 /Nivel 1	ml	45	1090.15	49056.75
8.4	Columna C1 /Nivel 2	ml	21	1031.2	21655.2
8.5	Columna C2 /Nivel 2	ml	49	1031.2	50528.8
8.6	Columna C3 /Nivel 2	ml	35	962.55	33689.25
8.7	Columna C1 /Nivel 3	ml	21	939.31	19725.51
8.8	Columna C2 /Nivel 3	ml	49	939.31	46026.19
8.9	Columna C3 /Nivel 3	ml	35	870.67	30473.45
8.10	Columna GC1 /Nivel 1	ml	18	740.33	13325.94
8.11	Columna GC2 /Nivel 1	ml	9	954.5	8590.5
8.12	Columna GC1 /Nivel 2	ml	18	749.75	13495.5
8.13	Columna GC2 /Nivel 2	ml	9	793.66	7142.94
8.14	Columna GC1 /Nivel 3	ml	18	749.75	13495.5
8.15	Columna GC2 /Nivel 3	ml	9	749.75	6747.75

Total columnas Q 424,296.97

	Renglón	Unidad	Cantidad	P.U. (Q)	Total
9	Ventanas				
9.1	Vent. marco aluminio	m²	252.5	460	116150

Total Ventanas Q 116,150.00

10	Puertas				
10.1	Puerta de plywood	Unidad	29	750	21750
10.2	Puerta de metal	Unidad	8	500	4000

Total Puertas Q 25,750.00

11	Acabados				
11.1	Repello	m²	1025	33.68	34522
11.2	Cernido	m²	1025	38.07	39021.75
11.3	Piso granito	m²	1006.4	90	90576

Total Acabados Q 164,119.75

Precio Total Q 2,753,883.65

12 % IVA Q 330,466.04

Precio Total del Proyecto Q 3,084,349.69

3 DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN RAMÓN DEL MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO

3.1 Parámetros de diseño

3.1.1 Generalidades

El puente a diseñar será de concreto reforzado con una luz libre entre apoyos de 25 metros y permitirá el paso de vehículos por encima del río Púcal, dicho puente será de un solo carril; para su diseño se tomaron las normas AASHTO como patrón.

3.1.2 Levantamiento topográfico

Se realizó un levantamiento topográfico de 2do. Orden con un teodolito Fennet Kassel; para la realización del levantamiento se hizo un polígono cerrado y desde sus aristas se tomaron radiaciones, se proyectó el levantamiento por lo menos 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo, así como 50 metros a cada uno de los lados del lugar donde se ubicará el puente; para altimetría se utilizó el método taquimétrico y para planimetría el método de conservación del azimut.

3.1.3 Estudio geológico e hidrológico

El estudio geológico para éste puente en particular resulta ser de vital importancia, ya que en el lugar donde se planea este colocada la estructura, existe un lecho rocoso que aflora hasta la superficie del terreno. Para el estudio geológico se dispuso entonces de varias muestras del lecho rocoso que se encuentra en ambos lados del cauce del río. Dichas muestras fueron estudiadas y analizadas en el Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas (CESEM) quienes realizaron la descripción petrográfica de las muestras. El resultado de la descripción petrográfica puede observarse en la tabla XXIII.

Tabla XXIII. Descripción petrográfica

Muestra No.	Lado	Color	Textura	Tipo
1	1	Beige	Fragmental	Roca volcánica piroclástica
2	1	Gris-café	Fragmental	Roca volcánica piroclástica
3	2	Gris-beige	Fragmental	Roca volcánica piroclástica

Nota: para observar el lado del que se extrajeron las muestras, consultar el apartado correspondiente al apéndice.

De la descripción petrográfica se concluye que las rocas son de origen ígneo, por lo que según bibliografía², se le puede asignar a su capacidad portante un valor de 200000 Kg/m² cuando se encuentran sanas, sin embargo, en nuestro caso se le asigno un valor conservador de 25000 Kg/m², por poseer éstas una textura fragmental.

² Mecánica de suelos y cimentaciones. Crespo Villalaz, Carlos, 4ta. Edición.

El estudio hidrológico se realizó con la ayuda de mapas 1:50000 de la región (Santa Bárbara y Huehuetenango), delimitando sobre éstos la sub-cuenca que tributa sus aguas hacia el río Púcal, además, se utilizaron curvas de intensidad-frecuencia-duración, datos característicos de la cuenca y aplicando el método racional para la determinación del caudal a transportar por el río en un tiempo dado.

3.1.4 Evaluación del suelo

Se realizó además una evaluación al suelo circundante al punto donde se planea esté localizado el puente, con el fin de obtener información sobre el mismo y que pueda ser de utilidad a la hora del diseño del puente (rellenos estructurales, posible erosión, etc); no se hizo un estudio de suelos ya que para la fundación del puente se prevé que ésta se realice sobre el lecho rocoso por la extensión que éste se extiende a cada uno de los lados del cauce del río.

3.1.5 Geometría del puente

El puente estará ubicado de tal forma que no será un puente esviado, es decir, estará colocado en forma perpendicular al cauce del río, además el puente será de un solo carril, simétrico con respecto a su eje central, con dos vigas principales, cuatro diafragmas, losa, banquetas y barandales.

3.1.6 Cálculo del caudal máximo y determinación de la altura y luz libre de la estructura

El cálculo del caudal máximo es de vital importancia, porque a partir de ese dato es que puede localizarse, dentro de la sección del cauce del río, la creciente proyectada para un periodo de retorno determinado y a partir de esa cota hacia arriba (generalmente 2 m) es que se dispone la parte inferior de las vigas principales.

El caudal máximo se obtuvo a través del método racional:

$$Q = \frac{CIA}{360} \quad \therefore \quad Q = \text{Caudal (m}^3/\text{seg)}$$

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

A = Área de la cuenca que tributa (Ha)

Además:

$$I = \frac{a}{t + b} \quad \therefore \quad a \text{ y } b = \text{constantes, dependen de la región}$$

t = tiempo de concentración (mín)

Si conocemos el caudal que evacuará la sección y si aplicamos la fórmula de Manning para encontrar la velocidad del agua en ese punto, podremos conocer el área necesaria de la sección para evacuar dicho caudal y con ello la altura de dicha creciente. Cabe notar que la pendiente del cauce del río la podemos conocer a partir del cálculo topográfico (curvas de nivel).

Fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$$

Entonces, para un periodo de retorno de 100 años se tiene:

$$I = \frac{5270}{(170.28 + 17)^{1.084}} = 18.13 \text{ mm/h}$$

Caudal máximo:

$$Q = \frac{0.8 * 18.13 * 13040.09}{360} = 525.37 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Aplicando Manning:

$$V = \frac{1}{0.029} * (1.902)^{2/3} * (0.034)^{1/2} = 9.76 \text{ m/seg}$$

Área necesaria para evacuar el caudal:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{525.37}{9.76} = 53.83 \text{ m}^2$$

Cota a la que llega la creciete del caudal máximo:

996.10

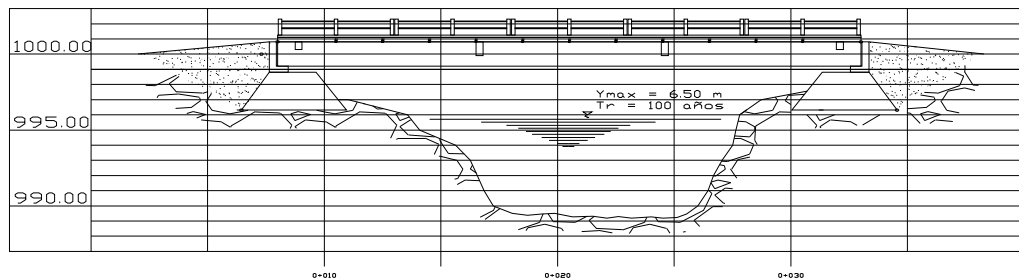
Luz libre desde la creciete del caudal máximo hasta la parte inferior de las vigas principales:

3 metros

Cota de la parte inferior de vigas principales:

999.10

Figura 26. Ubicación de puente dentro de la sección del cauce del río



3.2.2.1 Diseño de la losa

3.2.2.1.1 Cálculo del peralte

El espesor de la losa de rodadura se calcula de la siguiente forma:

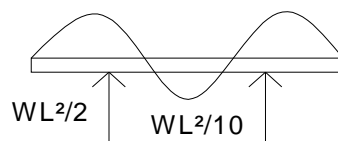
$$t = 1.2 * \frac{L + 3.05}{30} \geq 0.175 \text{ m} \quad \therefore L = \text{luz libre entre vigas.}$$

$$t = 1.2 * \frac{1.60 + 3.05}{30} = 0.186 \text{ m} > 0.175 \text{ m, entonces } t = 0.20 \text{ m}$$

3.2.2.1.2 Cálculo de momentos y refuerzos

Para el cálculo de momentos se tomará un ancho unitario de 1 m, además el momento por carga muerta a utilizar, será el mayor de los dos que se muestran en la figura 28.

Figura 28. Momentos en losa por carga muerta



$$W = W_{\text{losa}} + W_{\text{asfalto}}$$

$$W = (2400 * 1 * 0.2) + (1800 * 1 * 0.05) = 570 \text{ Kg/ m}$$

$$\text{Caso 1: } M_{cm} = \frac{W_{cm} * L^2}{2} = \frac{570 * 1.43^2}{2} = 582.80 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Caso 2: } M_{cm} = \frac{W_{cm} * L^2}{10} = \frac{570 * 1.60^2}{10} = 145.92 \text{ Kg-m}$$

Momento por carga viva: (AASHTO 3.24.3.1)

$$M_{cv} = \frac{L+2}{32} * P \quad \therefore \quad L = \text{luz libre entre vigas, en pies}$$

P = carga del eje más cargado, en libras

$$M_{cv} = \frac{5.248+2}{32} * 35300 = 7995.45 \text{ Lbr-pie} \approx 1107.01 \text{ Kg-m}$$

Incremento por impacto: (AASHTO 1.2.12)

$$I = \frac{50}{L+125} \leq 0.30 \quad \therefore \quad L = \text{luz libre entre apoyos, en pies}$$

$$I = \frac{50}{82+125} = 0.241 < 0.30, \text{ entonces } I = 0.24$$

$$M_{cv+I} = 1107.01 * 1.30 = 1439.11 \text{ Kg-m}$$

Momento último:

$$M_u = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv+I}) \right]$$

$$M_u = 1.3 \left[582.80 + \frac{5}{3} (1439.11) \right] = 3876.40 \text{ Kg-m}$$

Diseño del refuerzo principal

Datos:

$$M_u = 3876.40 \text{ Kg-m}$$

$$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$d = 16.54 \text{ cm}$$

Obtenemos:

As mín = 8.53 cm²

As máx = 29.77 cm²

As temp = 4.00 cm²

As = 9.72 cm²

Refuerzo cama inferior:

Proponiendo varilla Ø 19, entonces varilla Ø 19 @ 0.25 m

Refuerzo cama superior:

As temp = 4.00 cm², entonces varilla Ø 10 @ 0.15 m

Refuerzo longitudinal ambas camas:

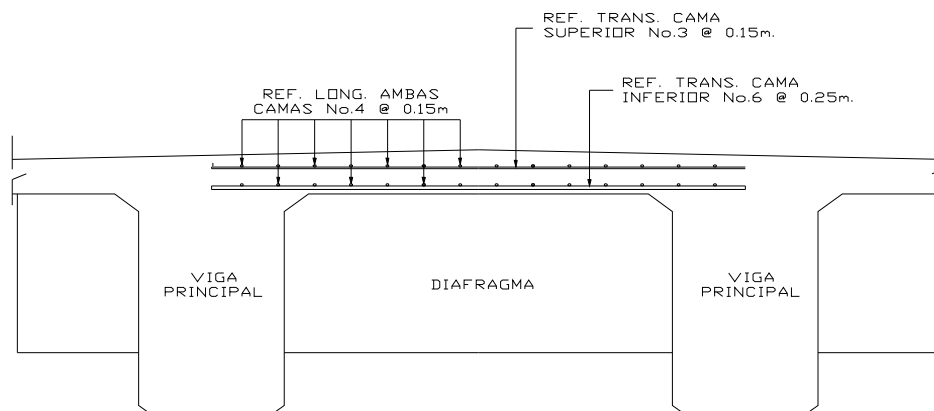
As sup = 0.67 As = 0.67*9.72 = 6.51 cm²

Proponiendo varilla Ø 12, entonces varilla Ø 13 @ 0.15 m

Bombeo y drenaje

El bombeo será de 2.75% y se conformará con una capa de concreto asfáltico. El drenaje se logrará por medio de tubos de PVC Ø 3" @ 2.00 m.

Figura 29. Armado de losa



3.2.2.2 Diseño de vigas

El diseño de las vigas principales se hará integrando todas las cargas a las que va a estar sometida la superestructura y entonces se distribuirán en las dos vigas principales.

3.2.2.2.1 Cálculo de peralte y base

AASHTO recomienda:

Peralte (t) = de L/16 a L/12 ∴ L = longitud del puente

Base (b) = $2t / 5$

Entonces:

$t = 25/16 \approx 1.60 \text{ m}$

$b = (2 \cdot 1.60) / 5 = 0.64$, se utilizará $b = 0.65 \text{ m}$

3.2.2.2.2 Cálculo de momentos

Integración de cargas

Pasamanos	=	10.87 Kg/m
Poste	=	72.00 Kg/m
Banqueta	=	324.00 Kg/m
Mordiente	=	108.00 Kg/m
Losa	=	1026.00 Kg/m (losa + recubrimiento)
Peso propio de viga	=	<u>2496.00 Kg/m</u>
	Σ =	4026.00 Kg/m

Peso total por

cargas muertas (W_{cm}) = 4026.00 Kg/m

Cálculo de momento y cortante máximo por carga muerta

$$M_{max} = \frac{WL^2}{8} + \frac{PL}{3} \quad \therefore \quad W = \text{Peso total por cargas muertas}$$

P = Peso del diafragma interior (distribuido proporcionalmente entre las vigas)

$$P = 1778.40 \text{ Kg}$$

$$M_{max} = \frac{4026.00 * 25^2}{8} + \frac{1778.40 * 25}{3} = 329351.20 \text{ Kg-m}$$

$$V_{max} = \frac{WL}{2} + P_{\text{diafragma interior}} + P_{\text{diafragma exterior}}$$

$$P_{\text{diafragma exterior}} = 1029.60 \text{ Kg}$$

$$V_{max} = \frac{4026.00 * 25}{2} + 1778.40 + 1029.60 = 53133.00 \text{ Kg}$$

Cálculo de momento y cortante máximo por carga viva

Método del tren de carga

Éste método dicta que el momento máximo ocasionado por un vehículo ocurre bajo las ruedas de mayor carga cuándo éstas se encuentran tan lejos del soporte como el centro de gravedad del vehículo del otro soporte.

Determinando el centro de gravedad del vehículo

Para determinar la posición del centro de gravedad del vehículo (ver figura 30), se efectuará una sumatoria de momentos en C.G., como sigue:

$$\sum M_{C.G.} = 0 \text{ (Sentido antihorario positivo)}$$

$$3633(X+4.27) + 14532X - 14532(5.50-X) = 0$$

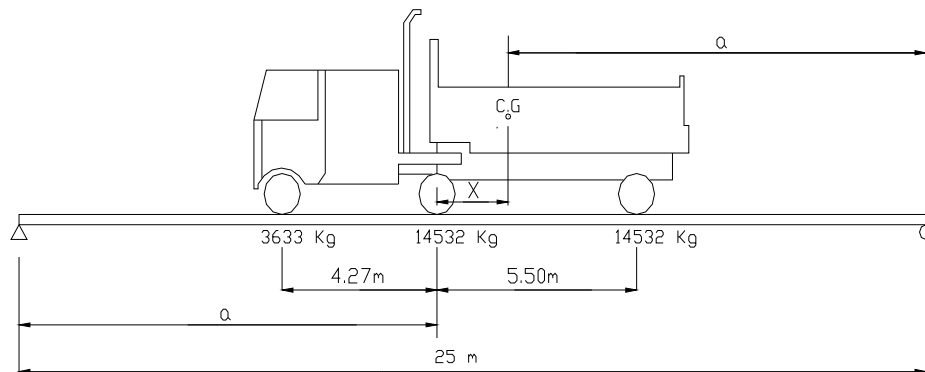
$$X = 1.97 \text{ m}$$

Entonces:

$$a + 1.97 + a = 25$$

$$a = 11.52 \text{ m}$$

Figura 30. Posición de vehículo que produce Mmax



El valor del momento máximo lo encontramos de la siguiente forma:

$$\sum Ma = 0 \text{ (sentido horario positivo)}$$

$$20 R_b = 7.25(3633 / 2) + 11.52(14532 / 2) + 17.02(14532 / 2)$$

$$R_b = 8821.50 \text{ Kg}$$

$$\sum F_v = 0 \quad \uparrow(+)$$

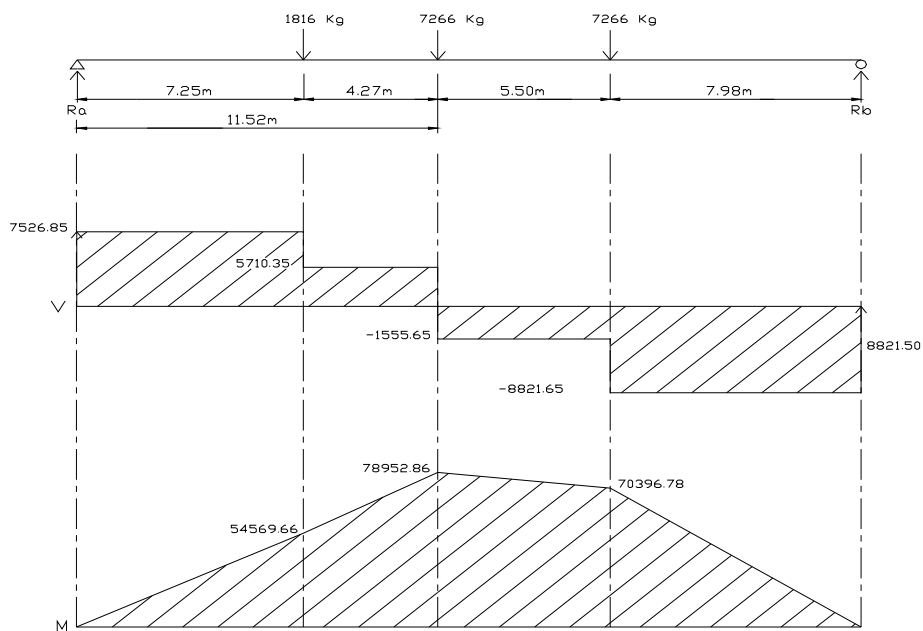
$$R_a + 8821.50 = 1816 + 7266 + 7266$$

$$R_a = 7526.50 \text{ Kg}$$

$$M_{\text{máx}} = 7.25(1816) + 11.52(7526.50 - 1816) = 78950.96 \text{ Kg-m}$$

El modelo matemático para la posición del vehículo que produce el momento máximo, así como sus diagramas de corte y momento, se muestran en la figura 31.

Figura 31. Modelo matemático para la posición de vehículo que produce el momento máximo y diagramas de corte y momento.



El valor de corte máximo ocurre cuando el eje más cargado del vehículo se encuentra exactamente arriba del apoyo de la estructura (el modelo matemático se muestra en la figura 32), y se calcula como sigue:

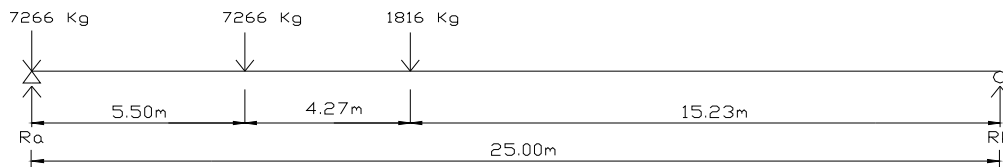
$$\sum Mb = 0 \text{ (Sentido antihorario positivo)}$$

$$25Ra = 15.23 (1816) + 19.50 (7266) + 25 (7266)$$

$$Ra = 14039.79 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{máx}} = 14039.79 \text{ Kg}$$

Figura 32. Modelo matemático para la posición que produce esfuerzos cortantes máximos.



Cálculo de momento y esfuerzo cortante últimos

Cálculo de sobrecarga (SC):

Aplicando el método del corrimiento del camión a lo ancho del puente de acuerdo con la tabla 3.23.1 de AASHTO, nota al pie:"f".

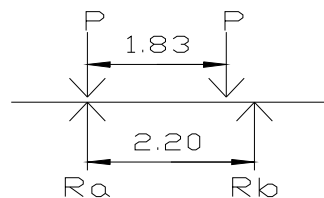
Datos:

Separación entre ruedas de un mismo eje = 1.83 m

Separación a ejes de vigas principales = 2.20 m

Carga por rueda del eje más cargado para un camión HS20-44, $P = 8000 \text{ Kg}$

Figura 33. Diagrama de cuerpo libre de corrimiento del camión



$$\sum Mb = 0 \text{ (sentido antihorario positivo)}$$

$$2.2Ra = 0.37P + 2.2P$$

$Ra = 1.17P \quad \therefore \quad \text{Factor de sobrecarga} = 1.17$

Momento y cortante último (del Grupo I de Tabla 3.22.1.A de AASHTO):

$$Mu = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * SC * I) \right]$$

$$Mu = 1.3 \left[329351.20 + \frac{5}{3} (78950.96 * 1.17 * 1.24) \right] = 676331.00 \text{ Kg-m}$$

$$Vu = 1.3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * SC * I) \right]$$

$$Vu = 1.3 \left[53133 + \frac{5}{3} (14039.79 * 1.17 * 1.24) \right] = 113205.58 \text{ Kg}$$

3.2.2.2.3 Acero de refuerzo

Refuerzo longitudinal

Datos:

$$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$d = 153.40 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$Mu = 676331.00 \text{ Kg-m}$$

$$A_{smín} = 51.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 184.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 208.73 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{smáx}$, entonces se reforzará a compresión, con lo que se obtienen los resultados siguientes:

As cama superior = 23.26 cm²; entonces 3 Ø 32.

As cama inferior = 201.70 cm² (por la cantidad de refuerzo requerida, se conformarán 2 planos de refuerzo, uno sobre el otro, para la cama inferior)

1er. Plano de refuerzo: 4 paquetes de 4 Ø 32 c/u.

2do. Plano de refuerzo: 4 paquetes de 2 Ø 32 c/u.

As por temperatura: se recomienda 1.61 cm² por cada 0.30 m de alto.

As temp = 6.61 cm², entonces 6 Ø 13 (3 de cada lado).

Refuerzo transversal

Datos:

$V_u = 113205.58 \text{ Kg}$

Cortante de diseño, $\Phi V_n = 133183.03 \text{ Kg}$

Cortante que resiste el concreto, $V_{cu} = 79471.43 \text{ Kg}$

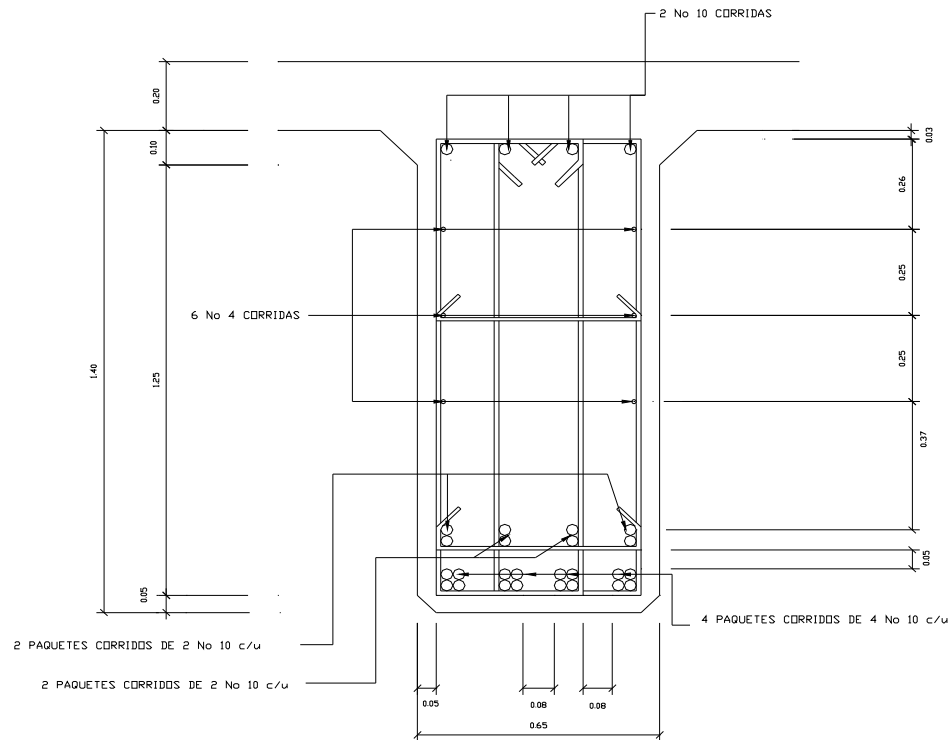
Cortante a resistir por el refuerzo, $V_s = 53711.60 \text{ Kg}$

Se colocará doble juego de estribos con varilla Ø 13, por lo que obtenemos:

Juego de estribos y eslabones Ø 13 desde los extremos @ 0.40 hasta 1.80 m, luego @ 0.60 hasta 5.50 m y el resto @ 0.75 hasta 12.50 m (la otra mitad de la viga es simétrica a la primera).

El armado de la viga se muestra en la figura 34.

Figura 34. Armado de viga



3.2.2.3 Diseño de diafragmas

Los diafragmas son elementos estructurales, perpendiculares a las vigas principales, diseñados para soportar las deformaciones laterales y transversales (albeo y/o pandeo lateral), que puedan presentarse en las vigas de un puente.

Para éste caso en particular y por la longitud del puente, se le proveerá a las vigas principales de dos diafragmas internos y dos externos.

Diseño de diafragma interno

Altura, $t = 3/4$ de la altura de la viga principal, pero no menor a 0.50 m

La base del diafragma generalmente es de 0.30 m

$t = 3/4 * 1.60 = 1.20$ m, entonces se tomará $t = 1.15$ m

Diseño del refuerzo

Los diafragmas, debido a que no soportan cargas, se diseñan con el área de acero mínima.

$$A_s \text{ mín} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 108.60 = 16.35 \text{ cm}^2 ; \text{ Entonces, } 2 \text{ } \emptyset 25 + 1 \text{ } \emptyset 19 \text{ para la cama}$$

inferior.

Para la cama superior se utilizarán 3 $\emptyset 13$

$A_s \text{ temp} = 0.002 * b * t = 0.002 * 30 * 0.95 = 5.70 \text{ cm}^2$; entonces, 8 $\emptyset 10$ (ésta área de refuerzo cumple con la recomendada de 1.61 cm^2 por 0.30 m de alto).

Para el refuerzo transversal se utilizarán varillas $\emptyset 10$, con un espaciamiento máximo de $d/2$, entonces, se utilizarán estribos $\emptyset 10 @ 0.50$ m.

Diseño de diafragma externo

El diseño del diafragma externo se hace de la misma manera que para el diafragma interno a excepción del dimensionamiento de la altura del elemento, por lo que después de dimensionarlo, solo se presentarán los resultados obtenidos.

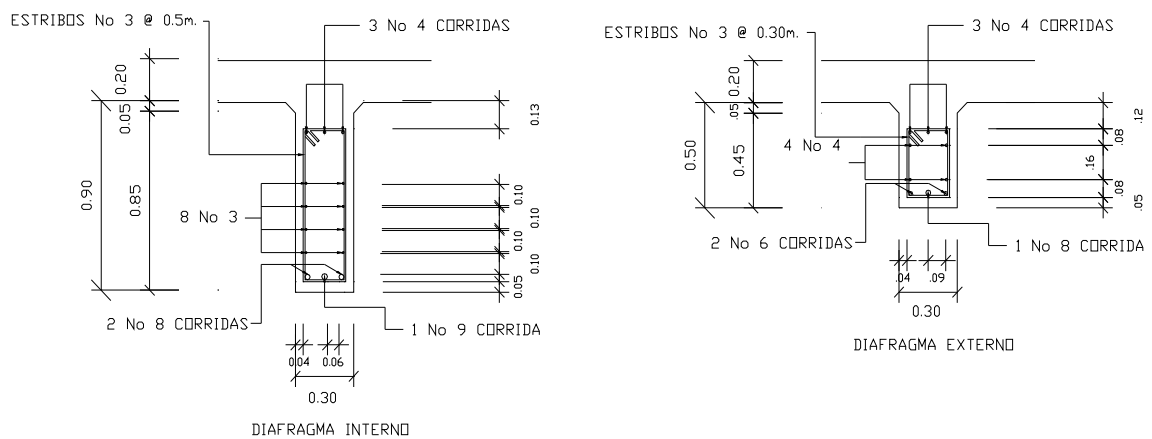
Altura, $t = 1/2$ de la altura de la viga principal, pero mayor a 0.50 m

$t = 0.75$ m

Base, $b = 0.30$ m

Cama inferior: 2 Ø 19 +1 Ø 25
 Cama superior: 3 Ø 13
 Refuerzo por temperatura: 4 Ø 13
 Refuerzo transversal: Estribos Ø 10 @ 0.30 m

Figura 35. Armado de diafragmas



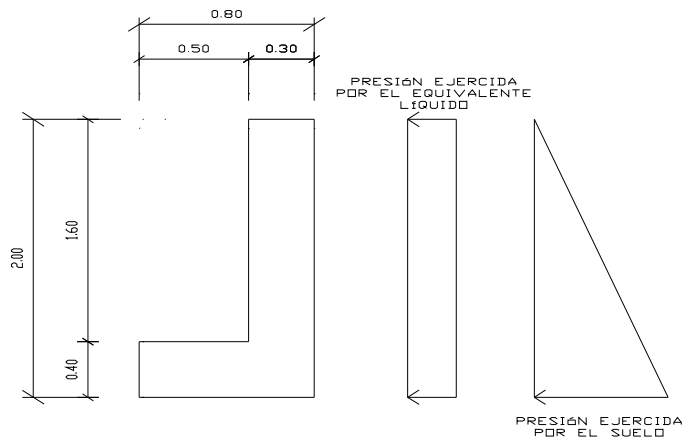
3.2.3 Diseño de la sub-estructura

3.2.3.1 Cortina

Por norma, la parte superior de la cortina no debe de ser menor a 0.30 m, además la altura deberá de ser la suma de la altura de la viga, el espesor de la losa y el espesor de la capa de rodadura, para nuestro caso, la altura de la cortina será de 1.60 m. Para la viga de apoyo se tomará un ancho de 0.50 m (de acuerdo a División IA, 7.3.1 de AASHTO).

En la figura siguiente se muestra el dimensionamiento de la cortina juntamente con la viga de apoyo.

Figura 36. Dimensiones de cortina y viga de apoyo y diagrama de presiones



Empuje de tierra

Se debe de considerar una sobrecarga de suelo con un equivalente líquido de 0.61 m de alto, con una presión de 480 Kg/m³. Para el peso del suelo se tomará el equivalente líquido de 480 Kg/m² y un ancho unitario de 1 m.

$$\begin{aligned}
 F = \text{Empuje} &= E_{\text{suelo}} + E_{\text{sobrecarga}} \\
 &= 292.80 \cdot 1.60 + 768 \cdot 1.60 \cdot 0.5 \\
 &= 1082.88 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Fuerza longitudinal, LF'

La fuerza longitudinal debe de ser igual al 5% de la carga viva (AASHTO 1.2.13), y su centro de gravedad se supone a 1.83m sobre la superficie de rodadura.

$$LF' = \frac{0.05 \cdot P}{2H} = \frac{0.05 \cdot 8000}{2 \cdot 1.60} = 125 \text{ Kg/m}$$

Como son dos llantas (del mismo eje) las que actúan sobre la cortina, entonces:

$$LF' = 2 \cdot 125 = 250 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 1.83 \text{ m} + 1.60 \text{ m} = 3.43 \text{ m}$$

Fuerza de sismo, S

Se tomará un coeficiente sísmico de 0.12 que es para zonas de alto riesgo, según AASHTO 3.21, y se aplicará la fuerza al centro de la cortina.

$$\text{Peso de cortina, } W = 1152.00 \text{ Kg/m}$$

$$S = 0.12W = 0.12 \cdot 1152 = 138.24 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} = 1.60/2 = 0.80 \text{ m}$$

Combinaciones de carga (AASHTO Tabla 3.22.1.A)

Grupo III:

$$M = 1.3 (\text{Esobrecarga} + \text{Esuelo} + LF')$$

$$V = 1.3 (\text{Esobrecarga} + LF')$$

Grupo VII:

$$M = 1.3 (\text{Esobrecarga} + \text{Esuelo} + S)$$

$$V = 1.3 (F + S)$$

Tomando los resultados mayores de entre los dos grupos que corresponden a la combinación del Grupo III:

$$M_{\text{max}} = 2027.95 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{max}} = 1732.74 \text{ Kg}$$

Diseño del refuerzo

Datos:

$$M_{\max} = 2027.95 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\max} = 1732.74 \text{ Kg}$$

$$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$d = 26.87 \text{ cm}$$

$$A_{s\min} = 22.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 79.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.014 \text{ cm}^2$$

Armado: 8 Ø 19

Chequeo por corte

$\phi V_c = 28066.75 \text{ Kg} \gg V_{\max}$; entonces utilizar el refuerzo mínimo a un espaciamiento máximo: estribos Ø 13 @ 0.25 m.

El detalle del armado del refuerzo para la cortina puede verse en la figura 37.

3.2.3.2 Viga de apoyo

Se diseñará a partir de los resultados obtenidos de los diagramas de carga, corte y momento para la viga de apoyo. Con el esfuerzo máximo de corte se diseñarán los estribos, el momento máximo se utilizará para el refuerzo longitudinal (refuerzo por flexión).

Área de aplastamiento:

$$A_p = \frac{P}{\phi * f'_c} \quad \therefore \quad \phi = 0.71$$

$$A_p = \frac{135116.05}{0.71 * 210} = 906.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de neopreno} = 60 * 30 = 1800 \text{ cm}^2$$

Como el área donde se apoya la viga (área del neopreno) es mayor al área de aplastamiento, entonces las dimensiones del apoyo se consideran adecuadas.

Datos

$$M_{\text{diseño}} = 25508.18 \text{ Kg-m}$$

$$V_{\text{diseño}} = 30919.00 \text{ Kg}$$

$$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo longitudinal

$$A_{s\text{mín}} = 15.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{max}} = 55.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 29.12 \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal: 10 Ø 32

Refuerzo transversal

$$\phi V_c = 19585.09 \text{ Kg}$$

$$V_s = 30919.00 - 19585.09 = 11333.91 \text{ Kg}$$

Usando estribos Ø 13, entonces:

$$A_v = 2(1.467) = 2.534 \text{ cm}^2$$

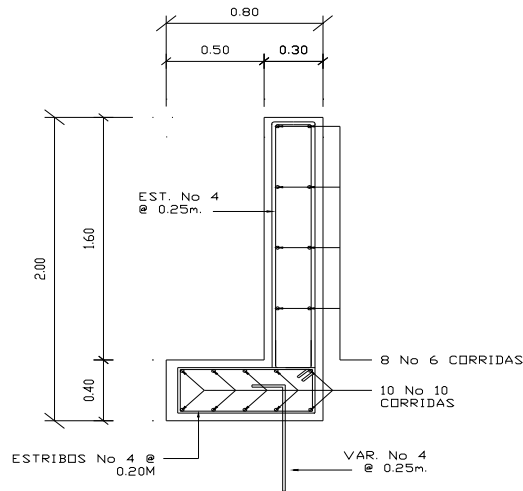
$$\text{Espaciamiento } S = 23.56 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = d/2 = 18.75 \text{ cm}$$

Refuerzo transversal: Estribos Ø 13 @ 0.15 m

El detalle de armado se puede ver en la figura 37.

Figura 37. Armado de cortina y viga de apoyo



3.2.3.3 Estribos

Los estribos serán de concreto ciclópeo, para aprovechar el material de las riberas del río. Es necesario en este punto hacer ver que la geometría de los estribos se modificará con respecto a la que comúnmente presentan, por recomendación del geólogo asesor, los estribos no se profundizarán lo que las normas dictan por razones de perforación y económicas, además de que no es necesario buscar un estrato con mejor capacidad portante, por lo que para éste caso en especial se decidió el diseñar estribos con poca altura pero con una base suficientemente ancha que permita que se cumplan todos los chequeos a los que deben ser sometidos, como se verá en las siguientes líneas.

Datos:

Wconcreto	= 2400 Kg/m ³
Wconcreto ciclópeo	= 2700 Kg/m ³
Wsuelo	= 1400Kg/m ³
Valor soporte	= 25000 Kg/m ²
Equivalente líquido	= 292.80 Kg/m ³

Figura 38. Geometría y diagrama de presiones en el estribo

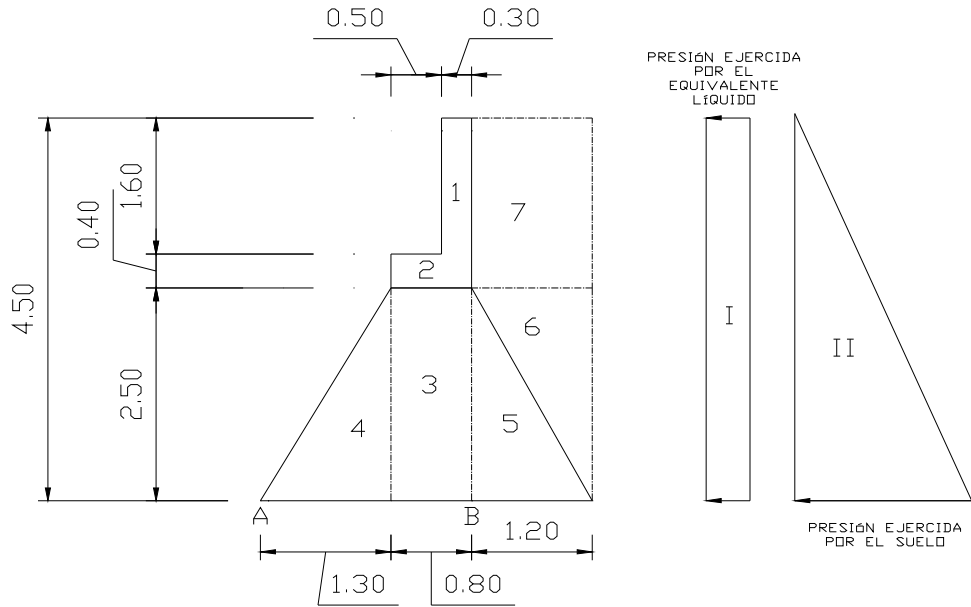


Tabla XXIV. Momento de volteo

Sección	Empuje Wv(Kg)	Brazo (m)	Momento Mv(Kg-m)
I	1317.6	2.25	2964.60
II	4860	1.50	7290.00
$\Sigma = 6177.60$			$\Sigma = 10254.60$

Tabla XXV. Momento estabilizante

Sección	Área (m ²)	Peso We (Kg)	Brazo (m)	Momento Me (Kg-m) Respecto a A
1	0.48	1152.00	3.15	3628.80
2	0.32	768.00	2.90	2227.20
3	5.00	13500.00	2.30	31050.00
4	1.62	4387.50	0.87	3817.12
5	1.50	4050.00	3.70	14985.00
6	1.50	2550.00	4.10	10455.00
7	2.40	4080.00	3.90	15912.00
$\Sigma = 30487.50$			$\Sigma = 82075.12$	

Chequeo del estribo sin superestructura

$$\text{Volteo} = M_e / M_v > 1.50$$

$$\text{Volteo} = 82075.12 / 10254.60 = 8.00 > 1.50; \text{ O.K.}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 (W_e / W_v) > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 (30487.50 / 6177.60) = 2.47 > 1.50; \text{ O.K.}$$

Presiones:

$$a = (M_e - M_v) / W_e = (82075.12 - 10254.60) / 30487.50 = 2.36$$

$$3a = 7.07 > 4.50$$

$$e = (b / 2) - a = - 0.1057$$

$$P = \frac{W_e}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] = \frac{30487.50}{4.50} \left[1 \pm \left(6 * \frac{0.1057}{4.50} \right) \right]$$

$$P_{\text{máx}} = 5819.84 < 25000 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{mín}} = 7730.16 > 0$$

Como la presión máxima es menor que la capacidad de soporte del suelo, y la presión mínima es mayor que cero, entonces el suelo resiste las presiones.

Chequeo del estribo con superestructura y carga viva

$$\text{Peso de superestructura que tributa hacia un estribo} = 106266 \text{ Kg}$$

$$W_{cv} = 28079.58 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{tot}2} = (106266 / 5.5) \text{ Kg /m} + 28079.58 \text{ Kg /m} = 24426.47 \text{ Kg /m}$$

$$\text{Brazo} = 2.90 \text{ m (desde A hasta la mitad de la viga de apoyo)}$$

$$M_{e2} = W_{\text{tot}} \times \text{brazo}$$

$$M_{e2} = 24426.47 * 2.90 = 70836.76 \text{ Kg-m/m}$$

$$Metotal2 = Me + Me2$$

$$Metotal2 = 82075.12 + 70836.76 = 152911.89 \text{ Kg-m/m}$$

$$Volteo = Metotal2/Mv$$

$$Volteo = 152911.89 / 10254.60 = 14.91 > 1.5; \text{ O.K.}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50(W_{tot2} + We) / Wv$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50(24426.47 + 30487.50) / 6177.60 = 4.44 > 1.5; \text{ O.K.}$$

Presiones:

$$a = (Metotal2 - Mv) / (W_{tot2} + We)$$

$$a = (152911.89 - 10259.60) / (24426.47 + 30487.50) = 2.60$$

$$3a = 7.79 > 2.50$$

$$e = (b/2) - a$$

$$e = 0.3487$$

$$P = \frac{W_{tot2} + We}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] = \frac{54913.97}{4.50} \left[1 \pm \left(6 * \frac{0.3487}{4.50} \right) \right]$$

$$P_{\text{máx}} = 17862.62 < 25000 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{mín}} = 6543.59 > 0$$

Chequeo del estribo con sismo (sin carga viva)

Tabla XXVI. Momento de volteo en el sentido horizontal

Sección	Peso (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
1	1152.00	3.70	4262.40
2	768.00	2.70	2073.60
3	13500.00	1.25	16875.00
4	4387.50	0.83	3641.63
5	4050.00	0.83	3361.50
6	2550.00	1.67	4258.50
7	4080.00	3.50	14280.00

$$\Sigma = 30487.50$$

$$\Sigma = 48752.63$$

$$W \text{ sub-estructura} = 30487.50 \text{ Kg/m}$$

$$W_{cm} \text{ equiv.} = 106266 / 5.50 = 19321.09 \text{ Kg/m (Peso de la superestructura)}$$

$$W_{tot3} = 30487.50 + 19321.09 = 49808.59 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Brazo} = 2.25 \text{ m}$$

$$M_{e3} = W_{cm} \text{ equiv.} \cdot \text{brazo}$$

$$M_{e3} = 19321.09 \cdot 2.25 = 43472.45 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_{total3} = M_e + M_{e3}$$

$$M_{total3} = 82075.12 + 43472.45 = 125547.58 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Fuerza horizontal (FH)}$$

$$FH = 1.08 \cdot W_v + 0.08 \cdot W_{tot3}$$

$$FH = 1.08(6177.60) + 0.08(49808.59) = 10656.50 \text{ Kg}$$

$$M_{EQ} = 0.08 \times M_v$$

$$M_{EQ} = 0.08 \times 48752.63 = 3900.21 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_{v3} = 1.08 M_v + 0.08 \cdot W_{cm} \text{ equiv.} \cdot h' + M_{EQ}$$

$$M_{v3} = 1.08 (48752.63) + 0.08(19321.09)(2.90) + 3900.21 = 61035.54 \text{ Kg-m/m}$$

$$\text{Volteo} = M_{total3} / M_{v3}$$

$$\text{Volteo} = 125547.58 / 61035.54 = 2.06 > 1.5; \text{ OK}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.50 W_{tot3} / FH$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 (49808.59 / 10656.50) = 2.34 > 1.5; \text{ OK}$$

Presiones:

$$a = (M_{total3} - M_{v3}) / W_{tot3}$$

$$a = (125547.58 - 61035.54) / 49808.59 = 1.29$$

$$3a = 3.89 > 2.5$$

$$e = (b / 2) - a$$

$$e = 0.95$$

$$P = \frac{W_{tot3}}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] = \frac{49808.59}{4.50} \left[1 \pm \left(6 * \frac{0.95}{4.50} \right) \right]$$

$$P_{\text{máx}} = 25159.62 > 25000 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{mín}} = -3022.47 < 0$$

Como las presiones se encuentran dentro de los parámetros de diseño para los tres casos en que se chequeó el estribo (sin llegar a ser demasiado rigurosos), se concluye que las dimensiones de los estribos se aceptan como correctas.

3.3 Presupuesto

El presupuesto para el proyecto del puente vehicular, al igual que el realizado para el instituto educativo, se elaboró por el método de precios unitarios en donde se tomaron en cuenta los costos de materiales y mano de obra de la región, además se utilizaron los siguientes factores:

1. Mano de obra indirecta = 46% de mano de obra directa
2. Prestaciones = 70% de la mano de obra
3. Costo indirecto = 35% del costo directo

**PRESUPUESTO PARA PUENTE VEHICULAR
ALDEA SAN RAMÓN, MALACATANCITO HUEHUETENANGO**

	Renglón	Unidad	Cantidad	P.U. (Q)	Total (Q)
1	Preliminares				
1.1	Limpia y Chapeo	Global	1.00	2000.00	2000.00
1.2	Trazo	Global	1.00	7500.00	7500.00
1.3	Excavación	m ³	55.00	270.00	14850.00

Total Preliminares Q 24,350.00

2	Sub-estructura				
2.1	Estribos	m ³	90.00	1892.59	170333.10
2.2	Viga de apoyo	ml	11.00	1262.85	13891.35
2.3	Cortina	ml	11.00	1600.00	17600.00
2.4	Aleros	ml	6.00	1527.00	9162.00
2.5	Anclajes	U	8.00	137.78	1102.24
2.6	Apoyos de neopreno	U	4.00	151.75	607.00
2.7	Aproches	m ³	46.00	300.00	13800.00

Total Sub-estructura Q 226,495.69

3	Super-estructura				
3.1	Vigas Principales	ml	50.00	7174.15	358707.50
3.2	Diafragmas externos	ml	7.60	810.55	6160.18
3.3	Diafragmas internos	ml	7.60	1161.04	8823.90
3.4	Losa	m ²	44.00	1675.70	73730.80
3.5	Voladizos	ml	40.00	2344.33	93773.20
3.6	Drenajes	U	22.00	25.53	561.66
3.7	Postes	U	30.00	488.51	14655.30
3.8	Pasamanos	U	40.00	155.16	6206.40

Total Super-estructura Q 562,618.94

4	Acabados				
4.1	Acabados finales	Global	1.00	10000.00	10000.00

Total Acabados Q 10,000.00

Precio Total Q 823,464.63
12 % IVA Q 98,815.76
Precio Total del Proyecto Q 922,280.39

CONCLUSIONES

1. El recurso que la Universidad de San Carlos de Guatemala aporta a las comunidades por medio del Ejercicio Profesional Supervisado tiene un gran valor, ya que, significa la planificación de proyectos que de una forma u otra, promueven el desarrollo del país.
2. El diseño arquitectónico de una instalación de uso público, permite lograr un diseño que sea cómodo para el que lo usa y, además, permite brindar todos los recursos necesarios, de la forma adecuada, para lo que fue diseñada.
3. El diseño estructural para cualquier obra de ingeniería en que éste se requiera, debe de acoplarse a lo que los reglamentos y normas dictan, para garantizar de este modo, que sean no solamente funcionales sino que, además, seguras en cualquier momento.
4. Los diseños de estructuras deben de ser proyectados hacia el futuro, pensando siempre en los posibles efectos que resulten por causa de fenómenos naturales que pueden suceder en la región en donde se está proyectando la obra.

RECOMENDACIONES

1. La planificación y diseño de los dos proyectos presentados en éste trabajo, se basaron, uno en el Código ACI 318-99 y el otro en las Normas AASHTO, por lo que se deberán consultar si se requiere ampliar la información que se ha presentado en los proyectos.
2. Se debe de tomar en cuenta lo que un mantenimiento preventivo significa para la vida útil de una estructura, por lo que su realización debe de hacerse de forma programada y sistemática de acuerdo a los requerimientos propios de cada proyecto.
3. Es necesario, para garantizar la integridad de las estructuras proyectadas, que a la hora de su ejecución, se construyan siguiendo las especificaciones dadas y, además, respetando los planos de construcción que se realizaron, con el fin de lograr el desempeño de la estructura en la forma prevista.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State and Transportation Officials. **Standard Specifications for Highway Bridges**; 14a. ed. Washington, 1989.
2. Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de Suelos y Cimentaciones. 4ta. Edición.
3. FHA. **Normas de planificación y construcción**. Guatemala.
4. Instituto Americano del Concreto. **Requerimientos del Código de Construcción para el Concreto Estructural**. Chile 1999.
5. Creixell M. Jose. **Construcciones antisísmicas y resistentes al viento**. Criterio para su cálculo y diseño. 3ra. Edición, Mexico 1993.
6. USIPE. **Criterios normativos para el diseño de edificios escolares**. Guatemala
7. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de Puentes. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997.
8. G. Villagrán, Laura Mabely. Procedimiento recomendado para el diseño estructural de un edificio educativo de tres niveles, utilizando las normas NR de la AGIES. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería.

9. Lucero Torres, Hector Anibal. Normas de seguridad en el proceso de construcción y en edificaciones terminadas. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería.

10. Macz Mó, Ronald Fernando. Diseño de dos puentes vehiculares para las aldeas de Saquijá y Purhá y Sistema de agua potable para la aldea de Granadillas, del municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004.

APÉNDICE

Tabla XXVII. Equivalente en el sistema internacional para las varillas de refuerzo

Varilla No.	S. I. (mm)
2	6
3	10
4	13
5	16
6	19
7	22
8	25
9	29
10	32
11	35
14	44
18	57

Figura 39. Fotos del lecho rocoso sobre el río Púcal

LADO 1



LADO 2



Figura 40. Informe del laboratorio de suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería

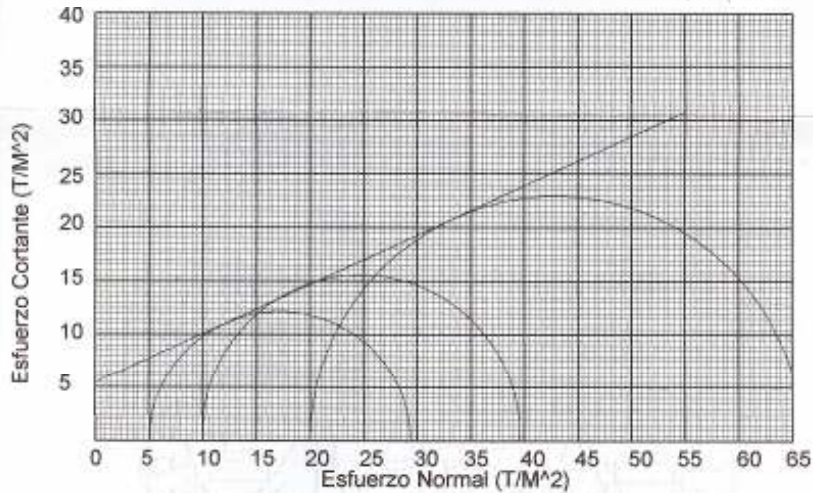


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 141 S.S O.T.No.: 18,902
 INTERESADO: Gustavo Adolfo Polanco Rivera
 PROYECTO: EPS. TESIS
 UBICACION: xxx
 Pozo No.: X Profundidad: 1,30 mts. FECHA: 25 de julio de 2005



PARAMETROS DE CORTE: $\phi = 24.7^\circ$, $C_u = 5.5 \text{ T/M}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo Organico color negro.
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL σ_3 (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA σ_1 (T/m ²)	24.36	29.59	45.90
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)			
DEFORMACION EN ROTURA ϵ_r (%)	3.5	5.5	10.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.69	1.69	1.69
HUMEDAD (%H)	11.2	11.2	11.2



Vo. Bo. X

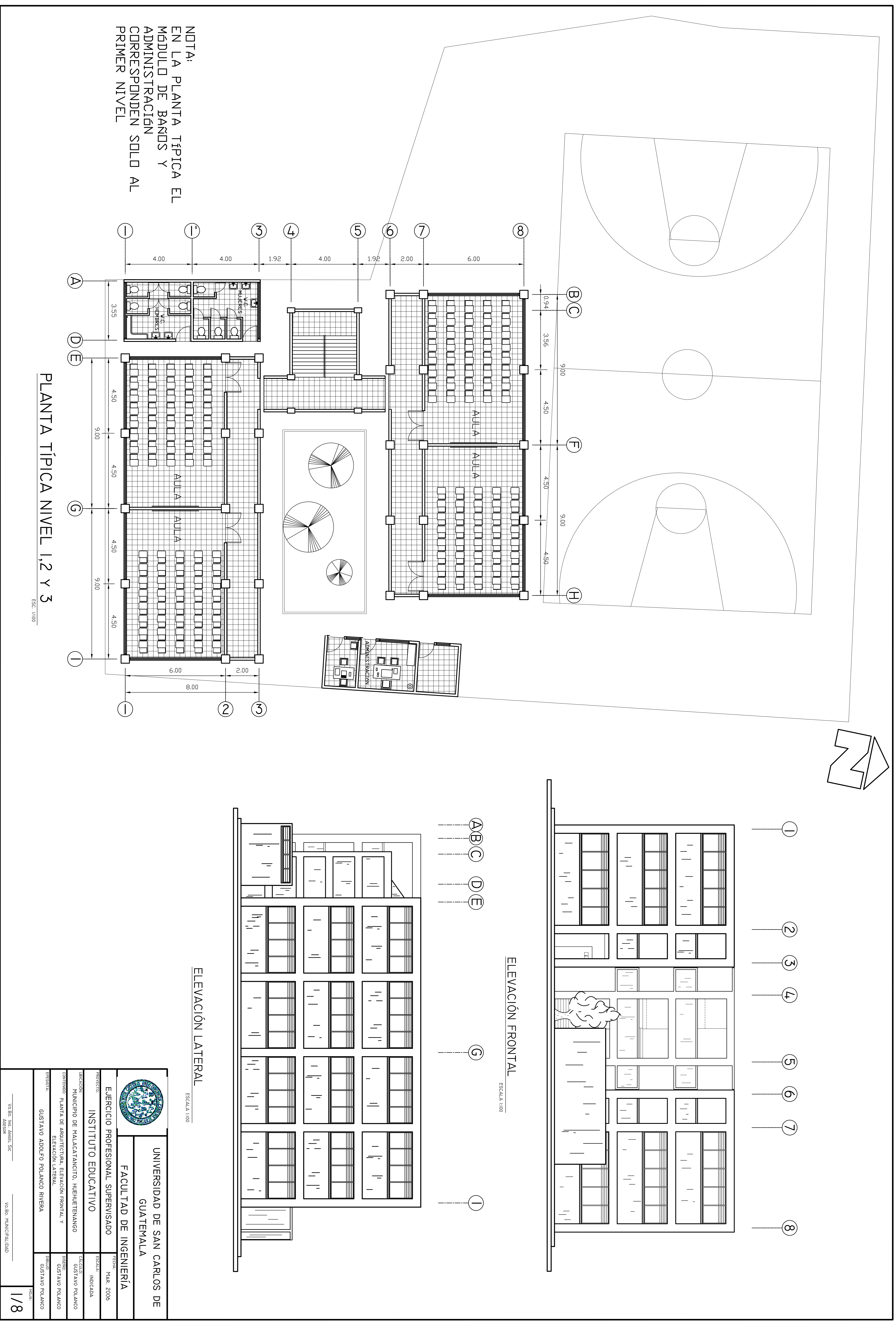
Ing. Francisco Javier Guzmán de la Cruz
DIRECTOR CI/USAC

Acreditamiento.



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FIGURA 41. PLANOS DE DISEÑO DEL EDIFICIO PARA UN INSTITUTO EDUCATIVO EN EL MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO



NOTA:
EN LA PLANTA TÍPICA EL
MÓDULO DE BANDOS Y
ADMINISTRACIÓN
CORRESPONDEN SOLO AL
PRIMER NIVEL

PLANTA TÍPICA NIVEL 1, 2 Y 3


ESC. 1/100

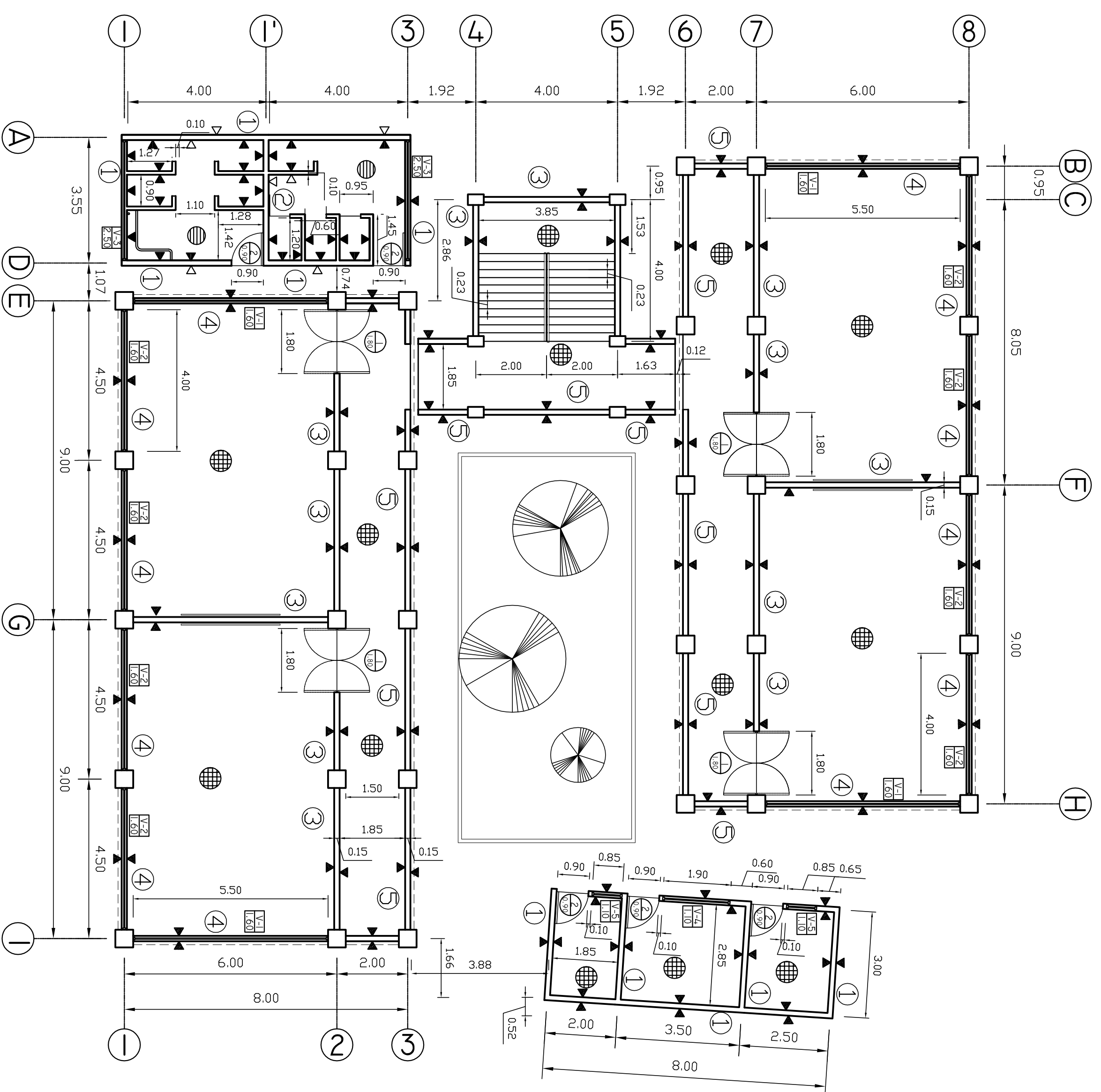
ELEVACIÓN FRONTAL

ESCALA 1/100

ELEVACIÓN LATERAL

ESCALA 1/100

 <p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p>		FACULTAD DE INGENIERÍA	
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	INSTITUTO EDUCATIVO	FECHA:	MAR. 2006
CLIENTE:	MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO	INDICADA:	
CONSEJERO:	PLANTA DE ARQUITECTURA, ELEVACIÓN FRONTAL Y ELEVACIÓN LATERAL	CALCULO:	GUSTAVO POLANCO
PROYECTISTA:	GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA	DISEÑO:	GUSTAVO POLANCO
		REVISOR:	GUSTAVO POLANCO
VO. BO. ING. JORGE SIC		VO. BO. MUNICIPALIDAD	
			1/8



PLANTA DE COTAS Y ACABADOS

ESC. 1/100

NOMENCLATURA

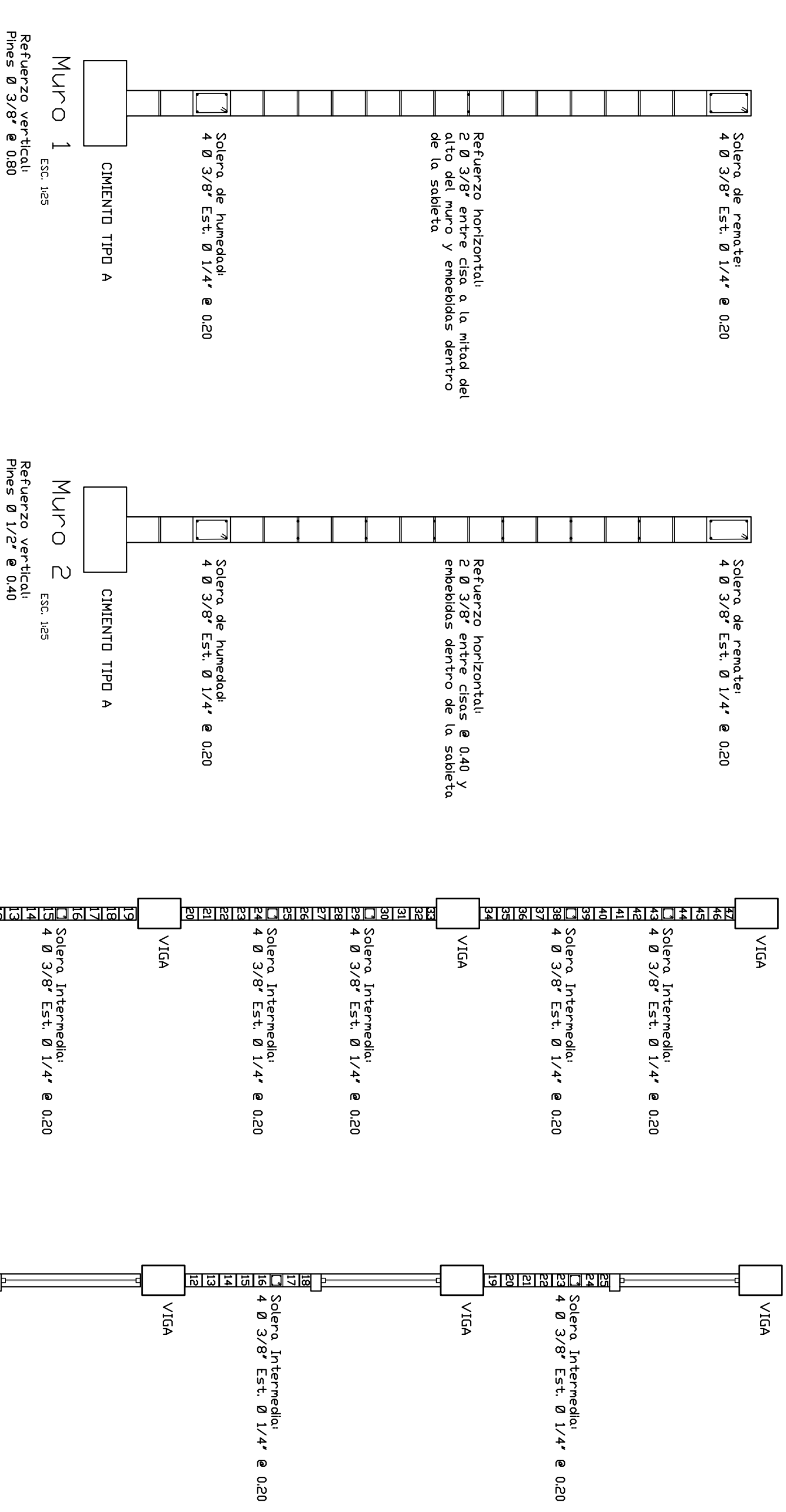
②	INDICA TIPO DE PUERTA Y VANO DE LA PUERTA
△	INDICA BLOCK LIMPIO
⊙	INDICA PISO DE CONCRETO ALISADO
⊕	INDICA PISO DE GRANITO DE 0.30 X 0.30
◀	INDICA MURO DE BLOCK REPELLADO Y CERNIDO
⊖	INDICA TIPO DE VENTANA Y ALTURA DEL SILLAR
▶	INDICA ALISADO DE CEMENTO A 1.20 m. RESTO DEL MURO BLOCK LIMPIO
①	INDICA TIPO DE MURO

PLANILLA DE VENTANAS

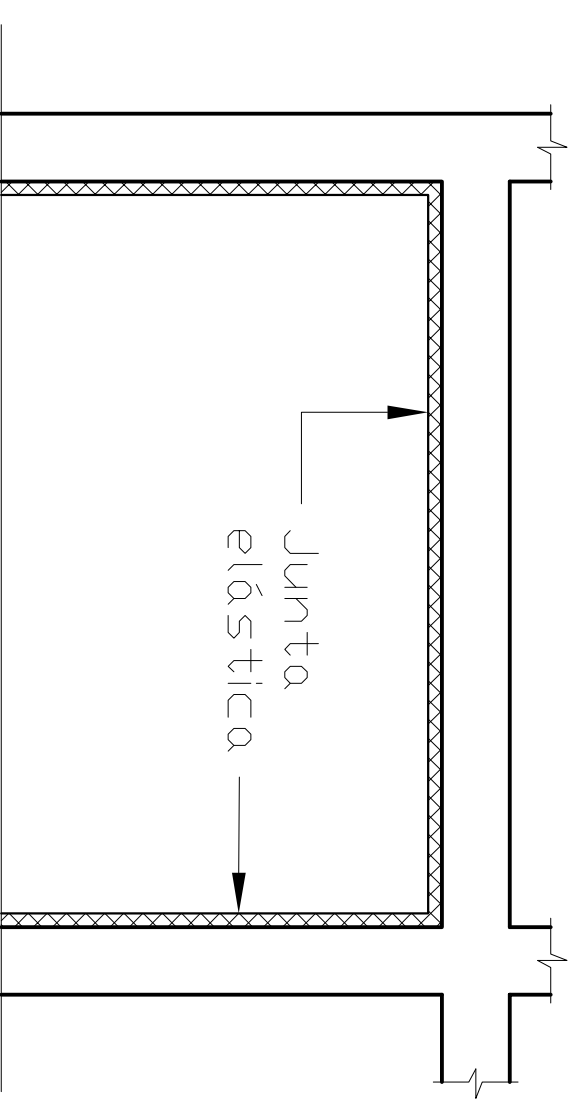
TIPO	SILLAR	DINTEL	UNIDADES	ANCHO	ALTO
V-1	1.60	3.00	12	5.50	1.40
V-2	1.60	3.00	24	4.00	1.40
V-3	2.50	2.95	2	3.40	0.45
V-4	1.10	2.95	1	1.90	1.85
V-5	1.10	2.95	2	0.85	1.85

PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDADES	MATERIAL
1	1.80	2.10	12	PLYWOOD
2	0.90	2.10	5	PLYWOOD
3	0.60	2.10	8	METAL

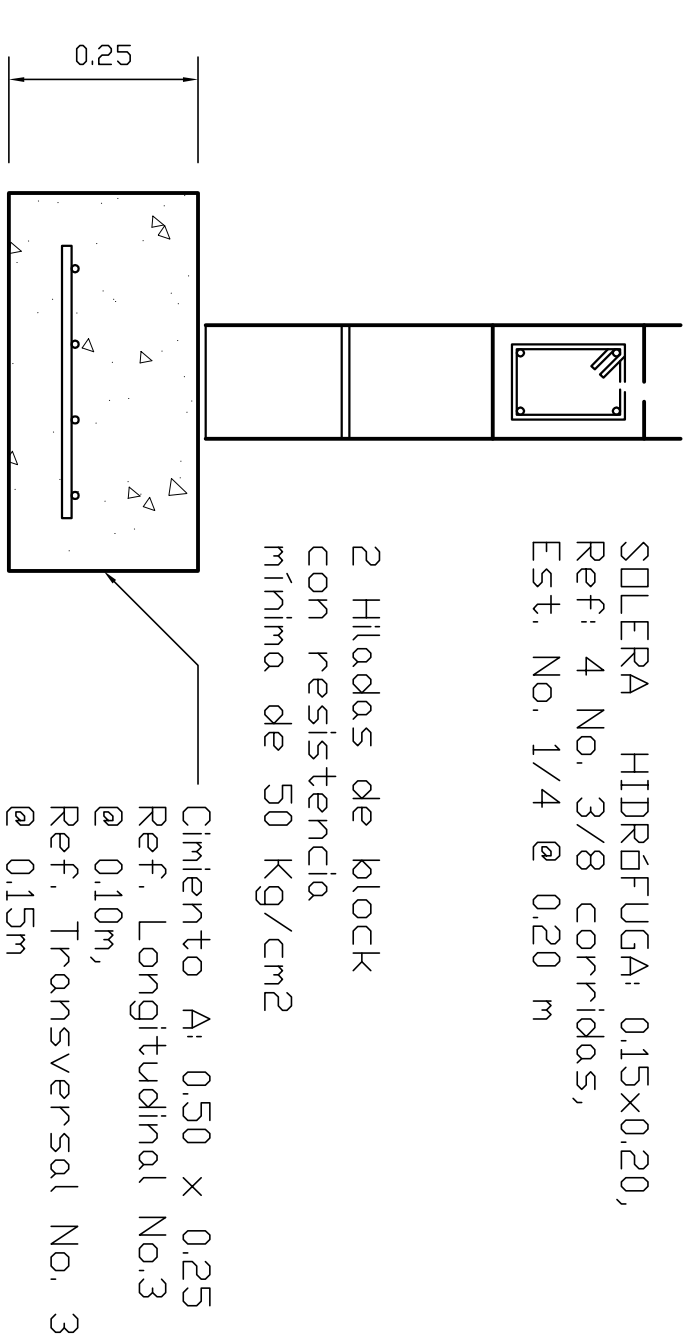


NOTA: Los muros 1 y 2 deberán de construirse con blocks de una resistencia mínima $f_m = 50 \text{ Kg/cm}^2$



NOTA: Las juntas elásticas deberán crearse en todos los muros de block, a excepción de los muros del baño y oficinas, colocando planchas de duroporot de 1" entre el muro y las columnas y vigas

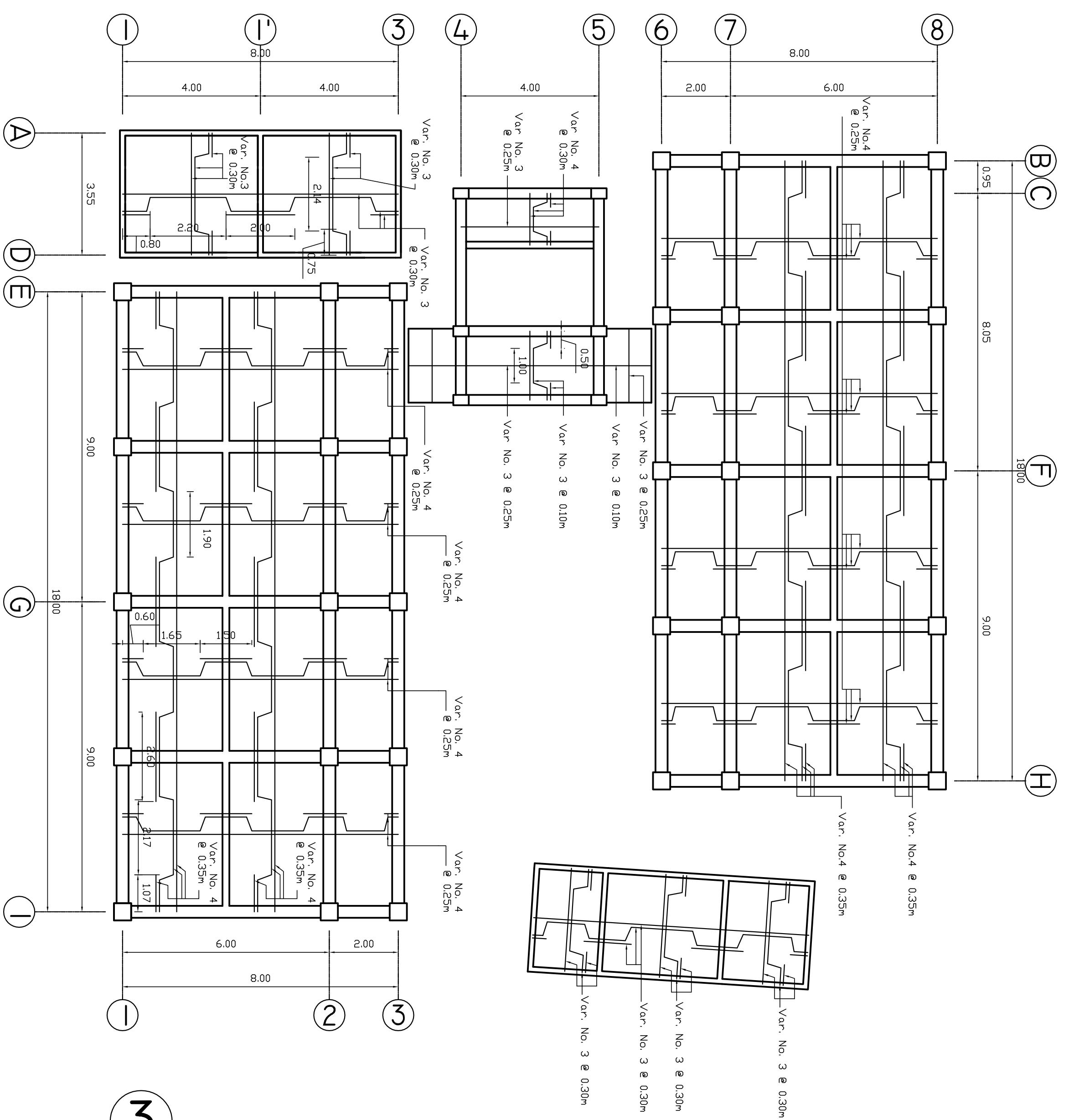
Muro 5: Estos muros solo son para el segundo y tercer nivel



CIMIENTO TIPO A

ESCALA 1/10

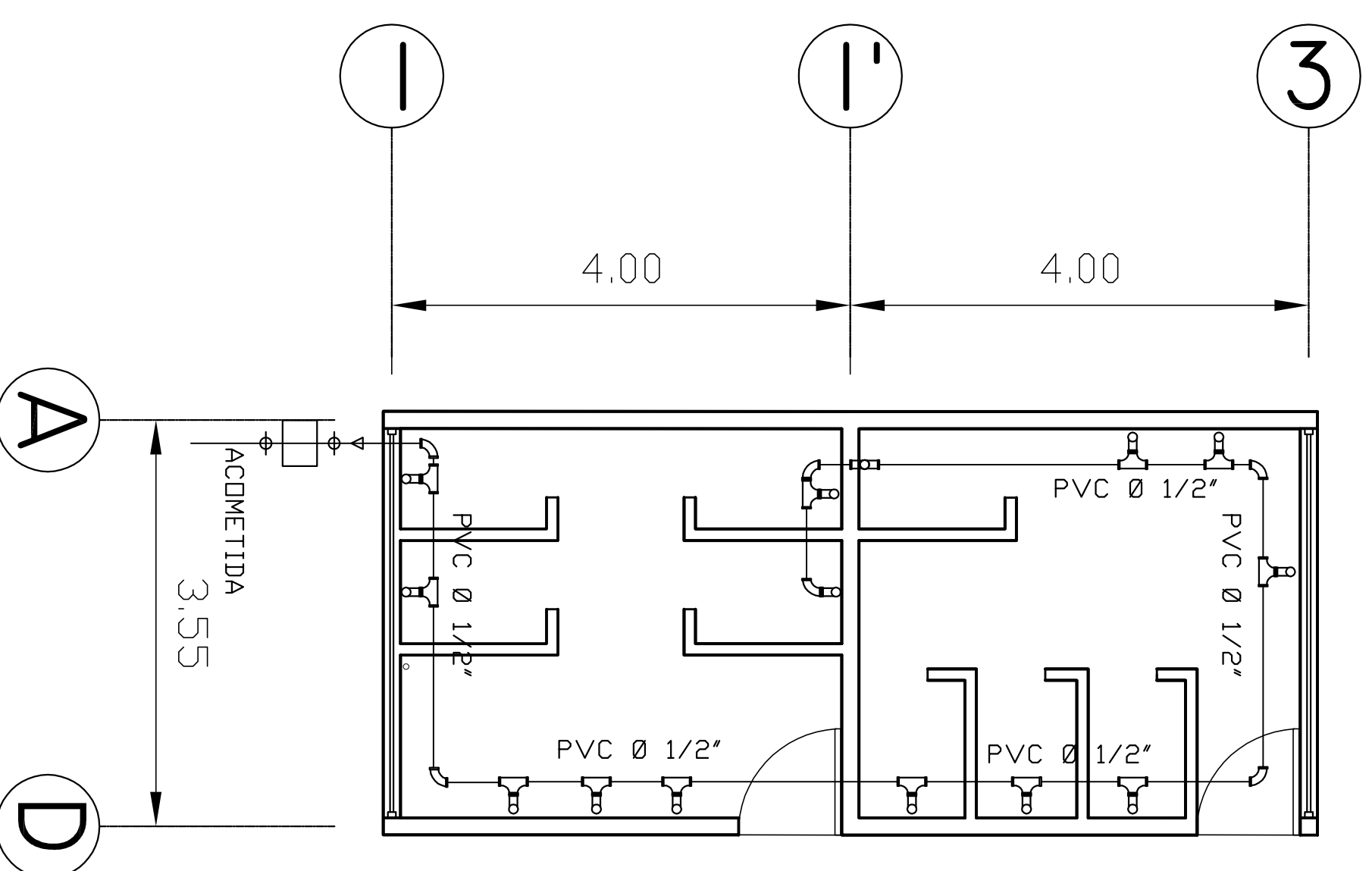
<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p> <p>FACULTAD DE INGENIERIA</p>		FECHA:	MAR 2006
		ESCALA:	INDICADA
PROYECTO:	EDIFICIO EDUCATIVO	CALCULO:	GUSTAVO POLANCO
UBICACION:	MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO	DISEÑO:	GUSTAVO POLANCO
CONTENIDO:	COTAS Y ACABADOS, DETALLES DE MUROS Y CIMIENTO CORRIDO	REVISOR:	GUSTAVO POLANCO
PRESTARI:	GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA	PROYECTANTE:	GUSTAVO POLANCO
<p>VO. BO. ING. ANGEL SIC</p> <p>VO. BO. MUNICIPALIDAD</p>		PROYECTO:	3/8



PLANTA DE ARMADO DE ENTREPISOS (1ER. Y 2DO. NIVEL)
Y LOSA FINAL (3ER. NIVEL)

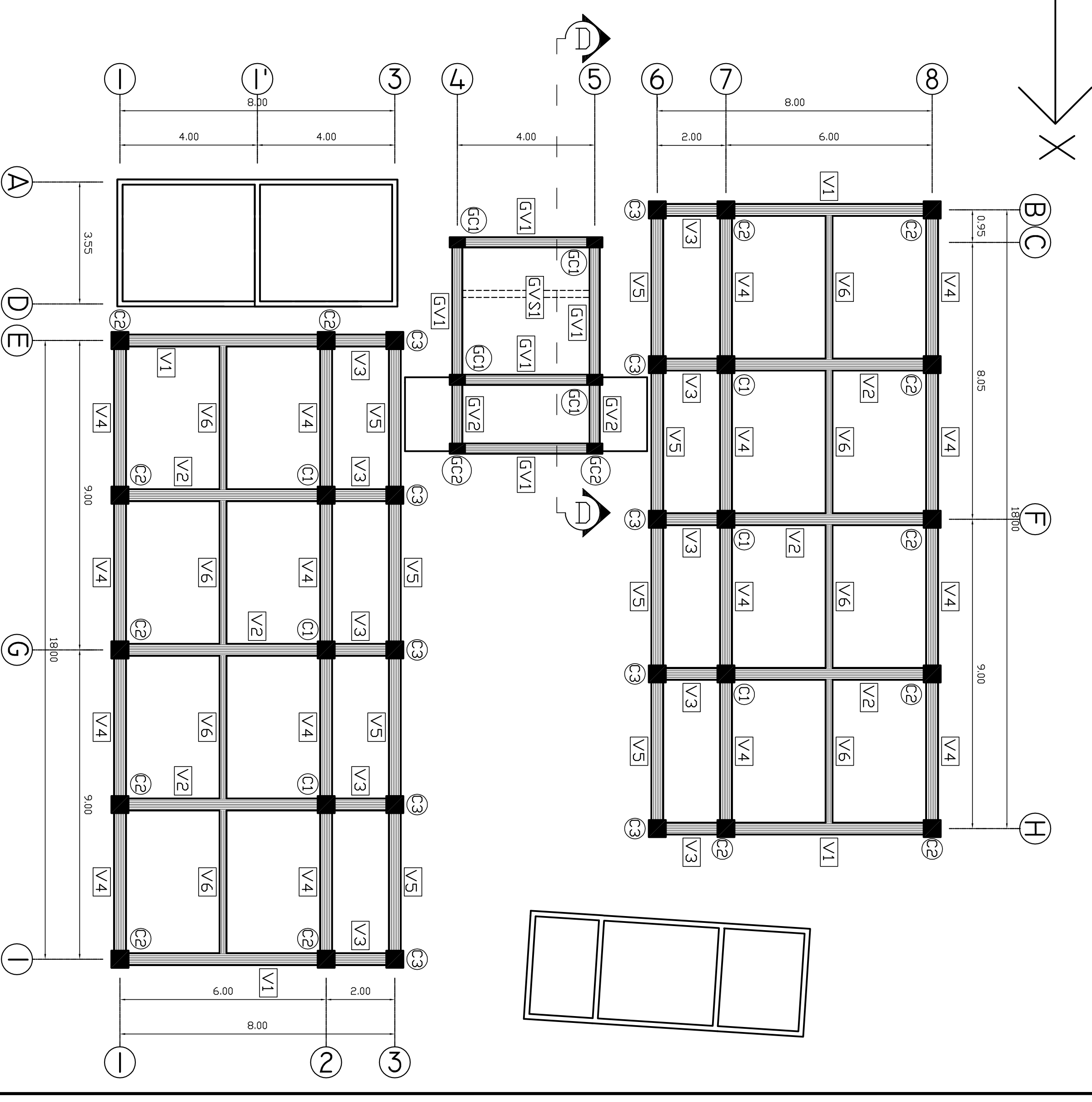
ESC. 1/100

NOMENCLATURA	
	TUBERÍA PVC Ø INDICADO
	CODO VERTICAL PVC A 90°
	CODO HORIZONTAL PVC A 90°
	TEE HORIZONTAL PVC A 90°
	TEE VERTICAL PVC A 90°



PLANTA DE INSTALACIÓN HIDRÁULICA

ESC. 1/100



PLANTA DE VIGAS Y COLUMNAS

ESC. 1/100

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p>		FACULTAD DE INGENIERÍA	
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	EDIFICIO EDUCATIVO	FECHA:	MAR. 2006
UBICACIÓN:	MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	PLANTA DE ARMADO DE LOSAS, PLANTA DE VIGAS Y COLUMNAS PLANTA DE INSTALACIÓN HIDRÁULICA	CALCULO:	GUSTAVO POLANCO
DISEÑO:	GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA	REVISOR:	GUSTAVO POLANCO
PROYECTISTA:	GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA	PROYECTISTA:	GUSTAVO POLANCO
VO. BO. ING. ANGELO SIC		VO. BO. MUNICIPALIDAD	
4/8		4/8	

TIPO DE VIGA

ELEVACION

ESCALA 1/50

SECCION A-A

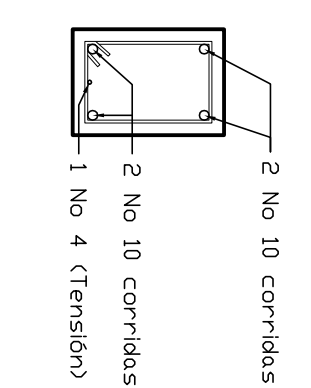
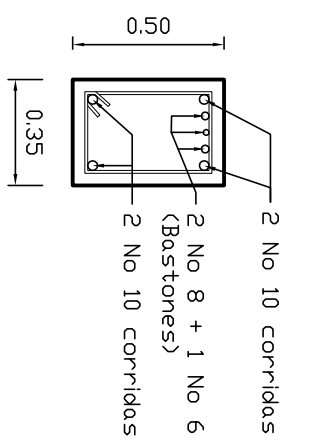
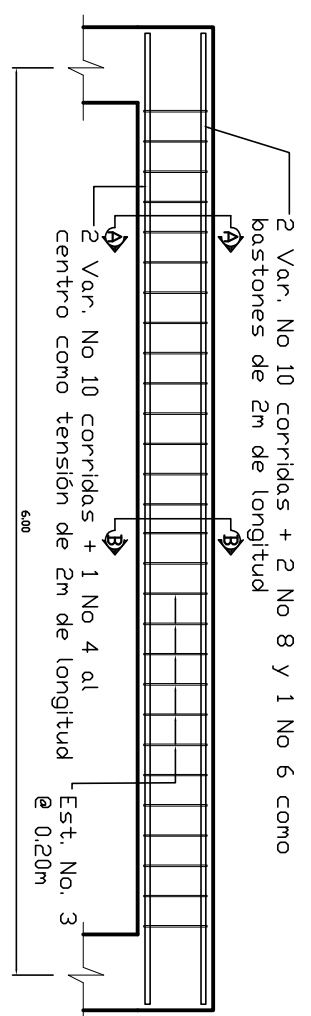
ESCALA 1/25

SECCION B-B

ESCALA 1/25

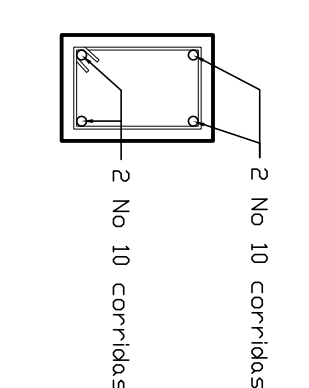
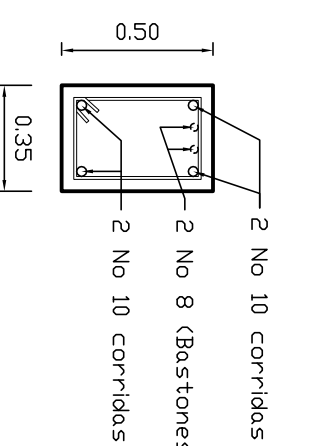
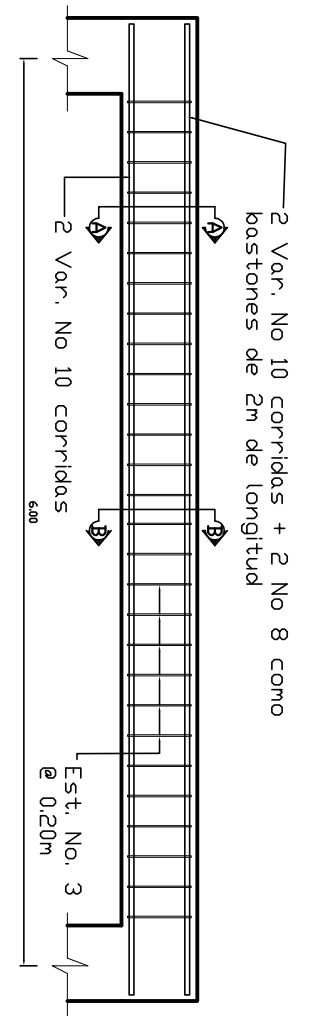
V1

1er. y 2do. Nivel



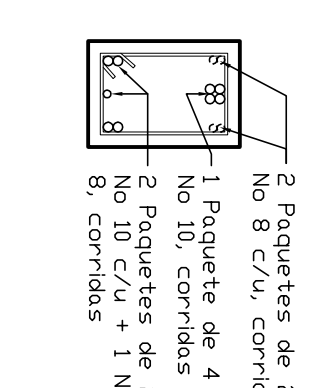
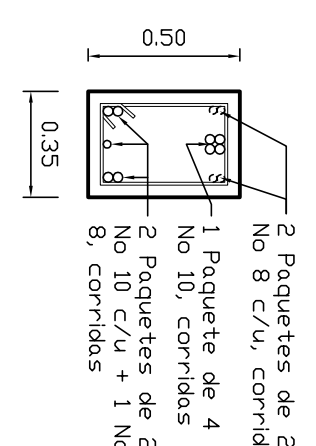
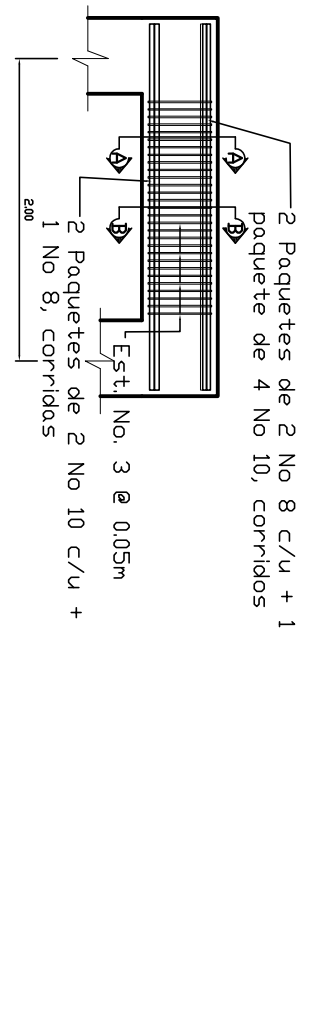
V2

1er. y 2do. Nivel



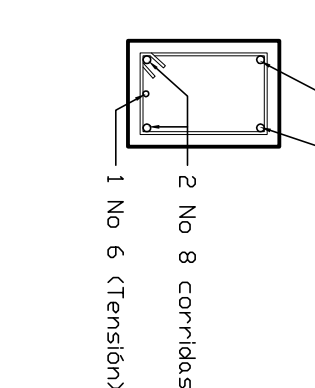
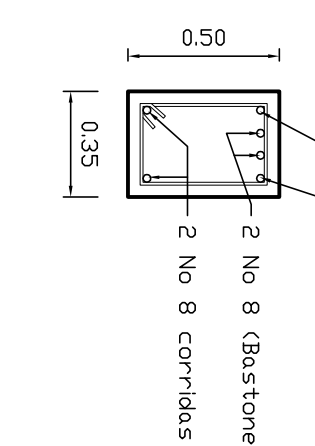
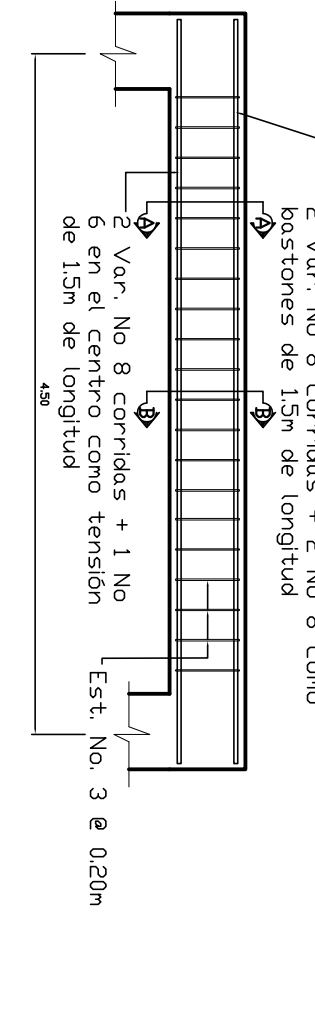
V3

1er. y 2do. Nivel



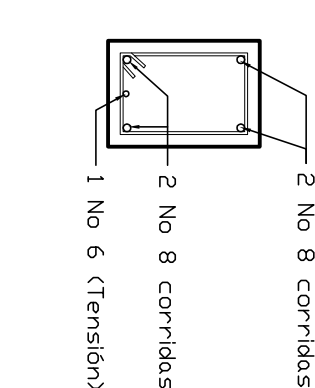
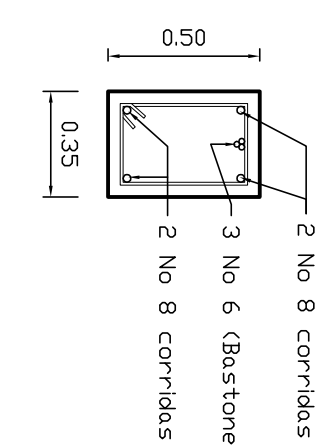
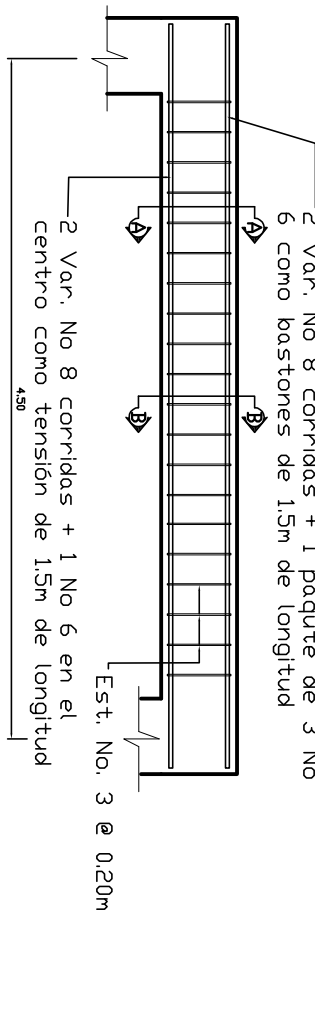
V4

1er. y 2do. Nivel



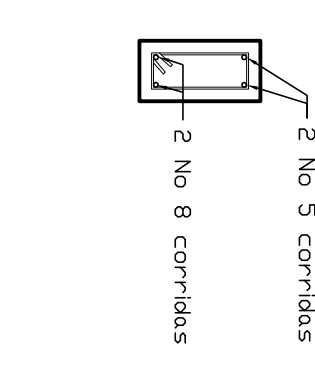
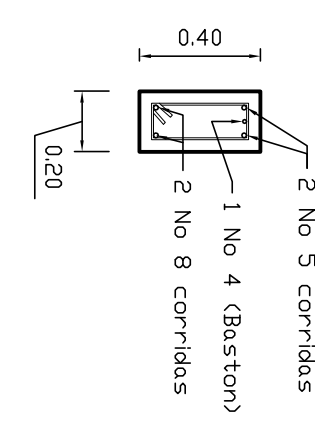
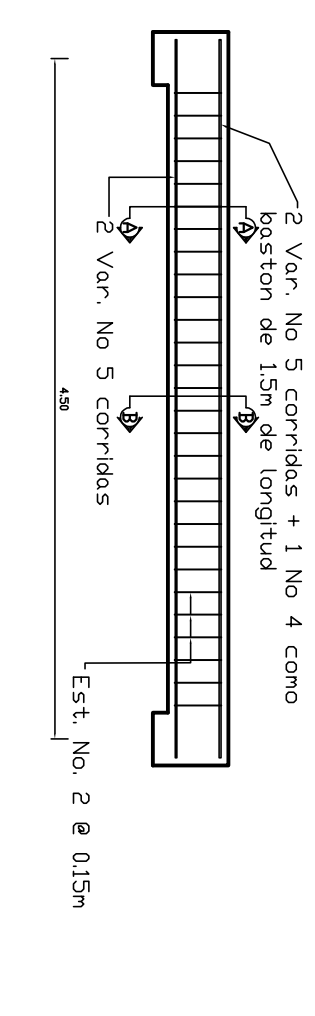
V5

1er. y 2do. Nivel



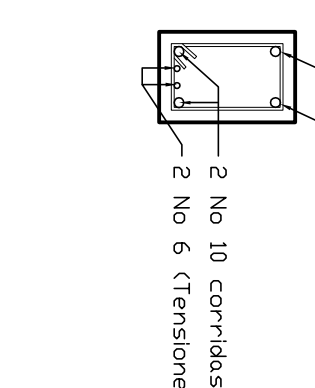
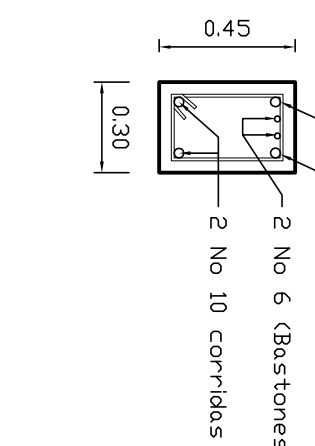
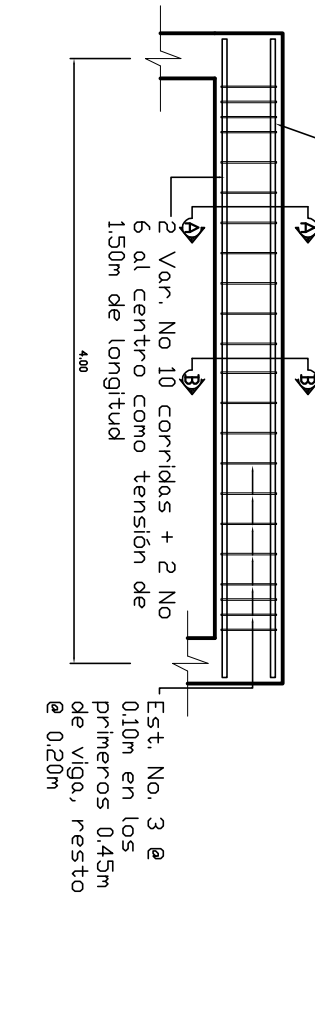
V6

1er. y 2do. Nivel



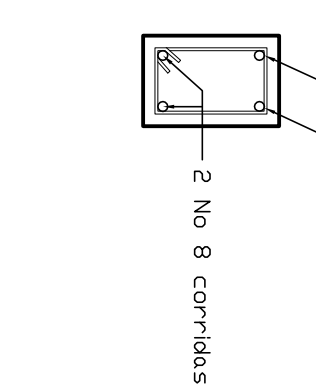
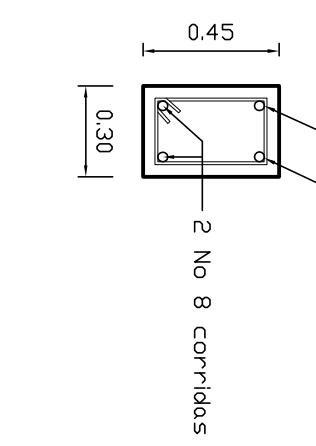
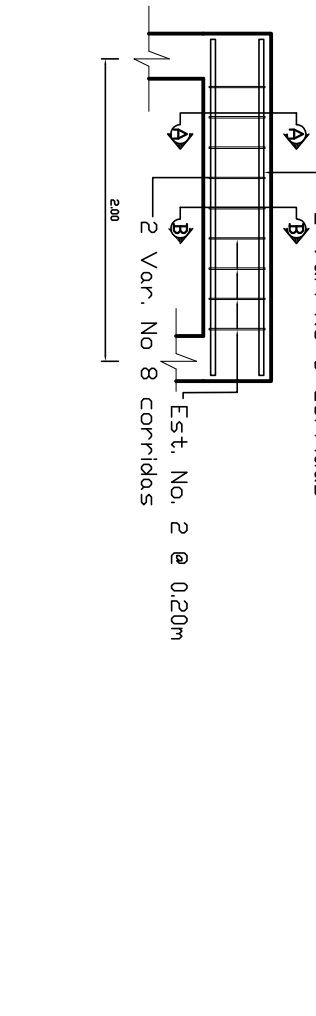
GV1

Para los 3 Niveles



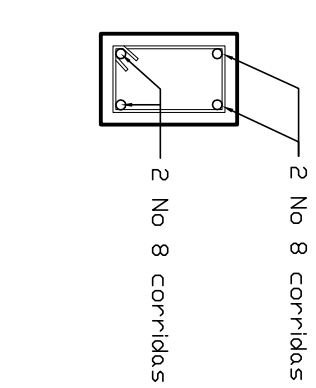
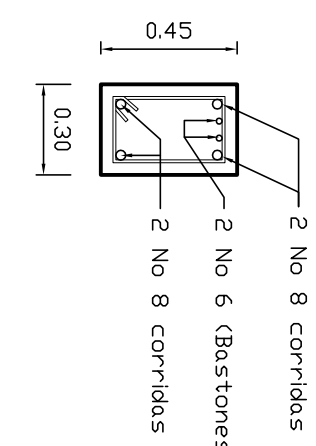
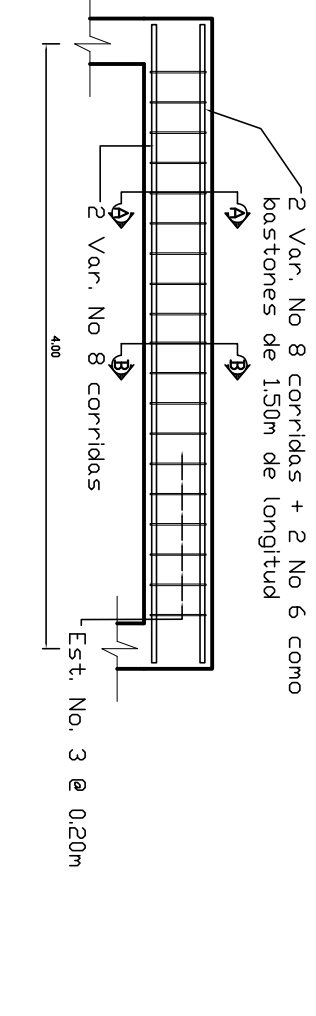
GV2

Para los 3 Niveles



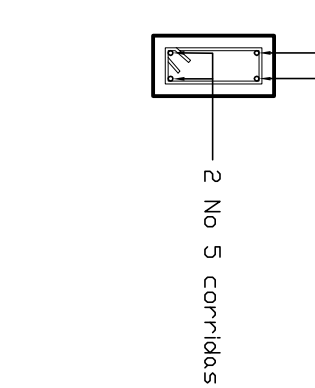
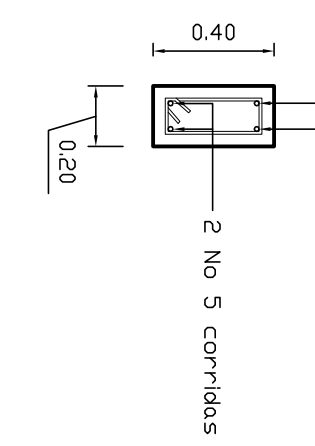
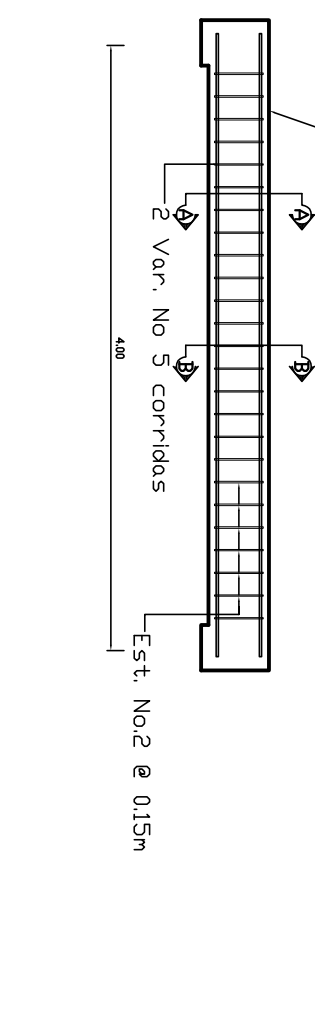
GV3

Para los 3 Niveles



GV51

Para los 3 Niveles



TIPO DE VIGA

ELEVACION

ESCALA 1/50

SECCION A-A

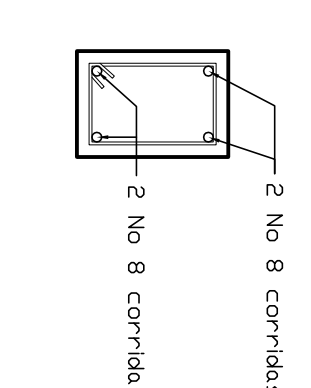
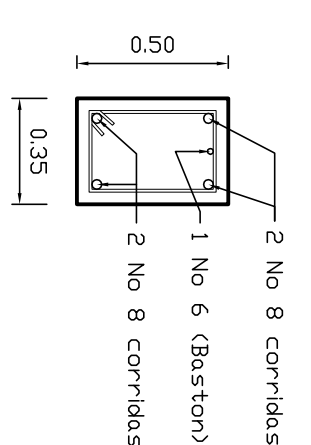
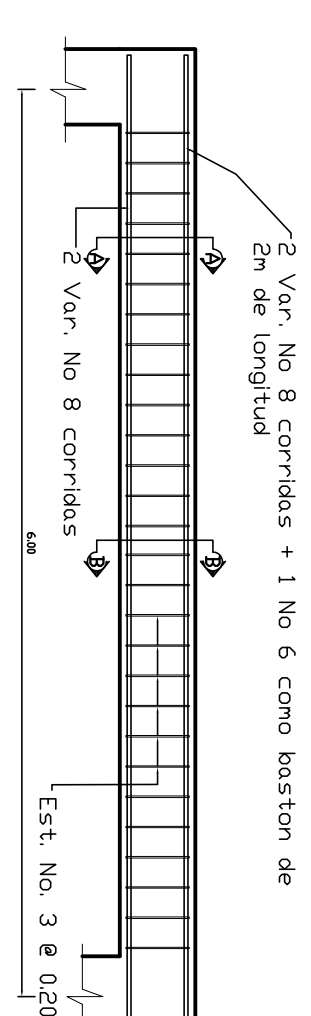
ESCALA 1/25

SECCION B-B

ESCALA 1/25

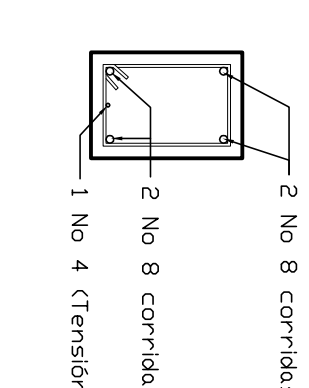
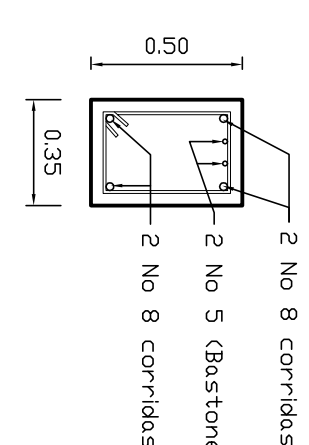
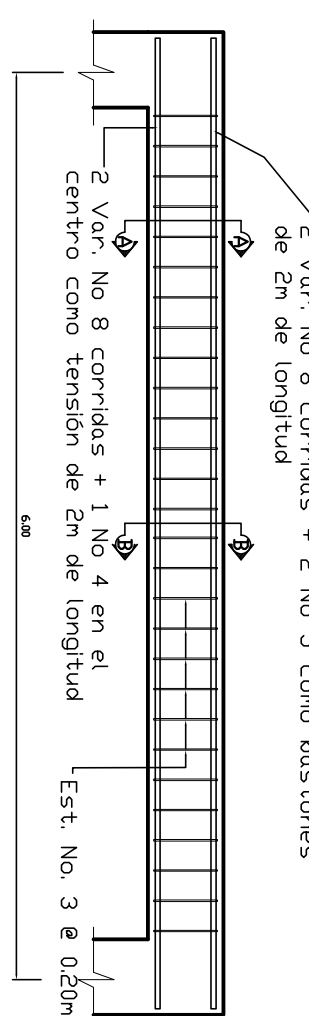
V1

3er. Nivel



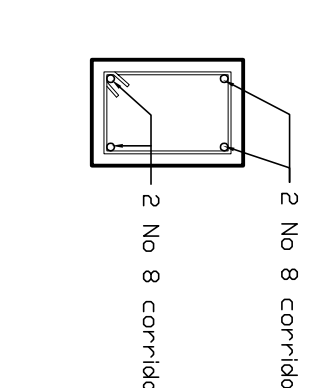
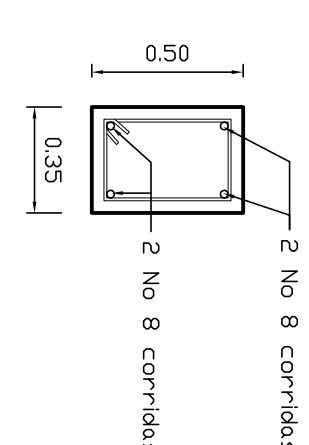
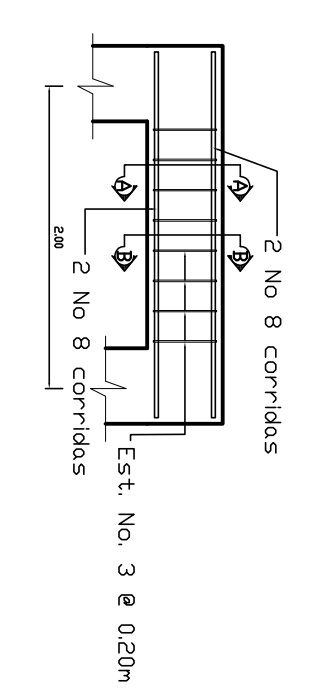
V2

3er. Nivel



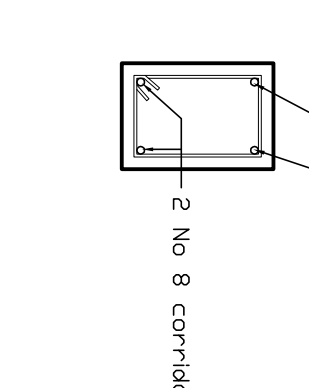
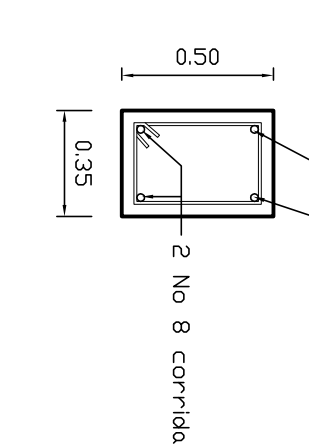
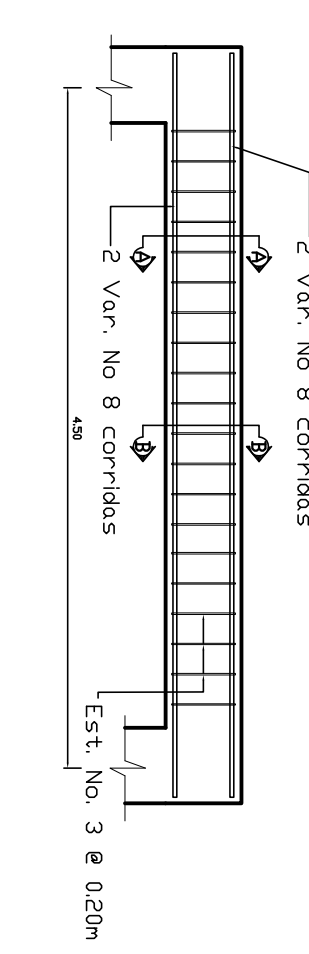
V3

3er. Nivel



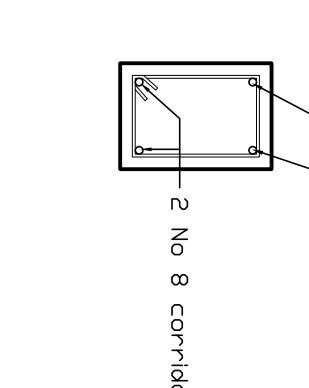
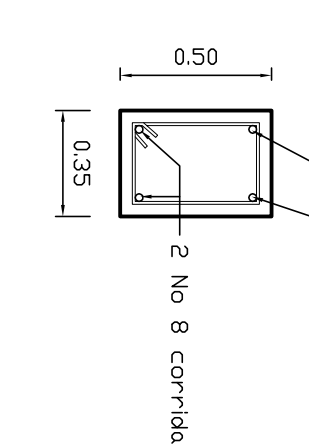
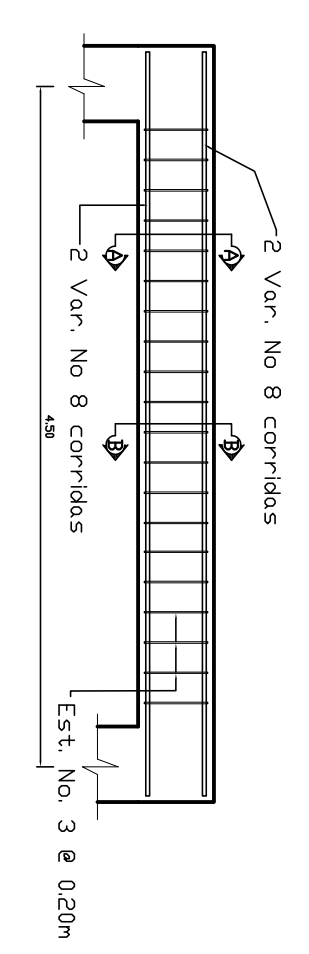
V4

3er. Nivel



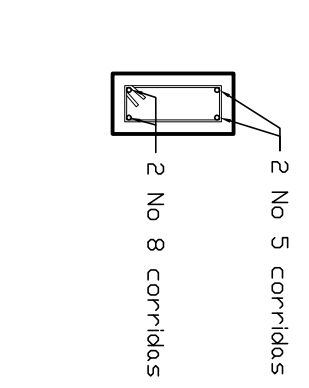
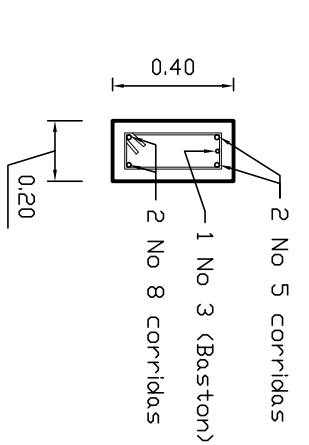
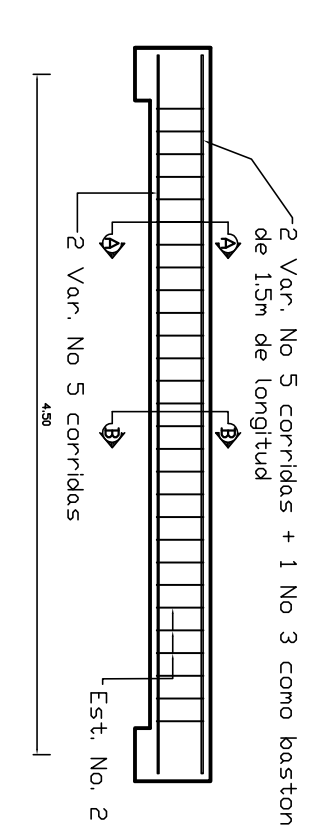
V5

3er. Nivel

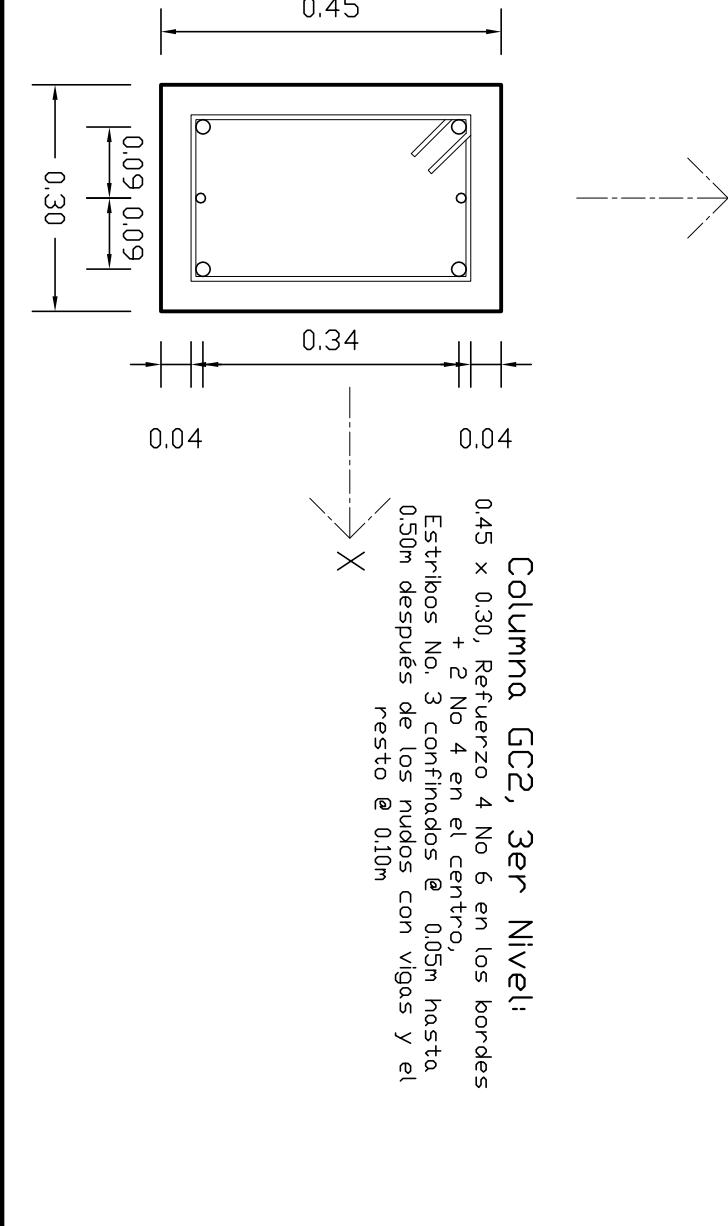
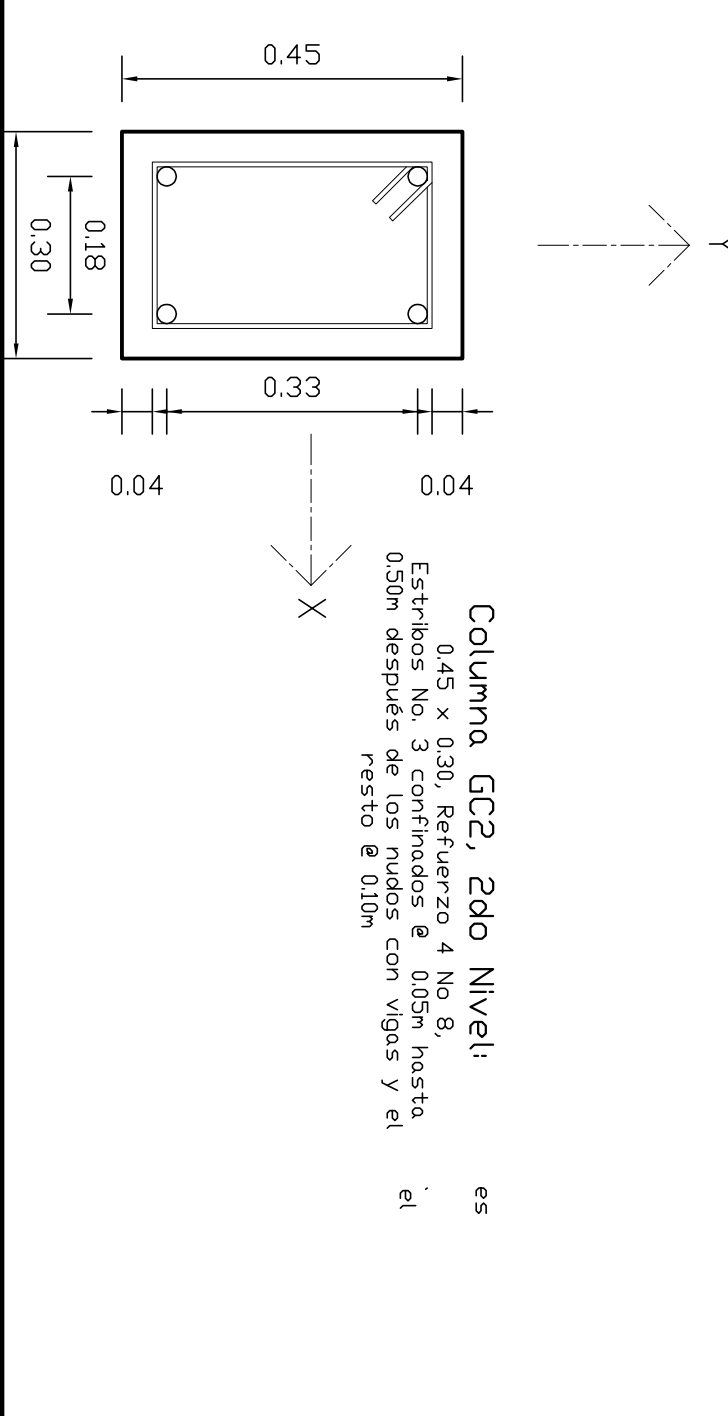
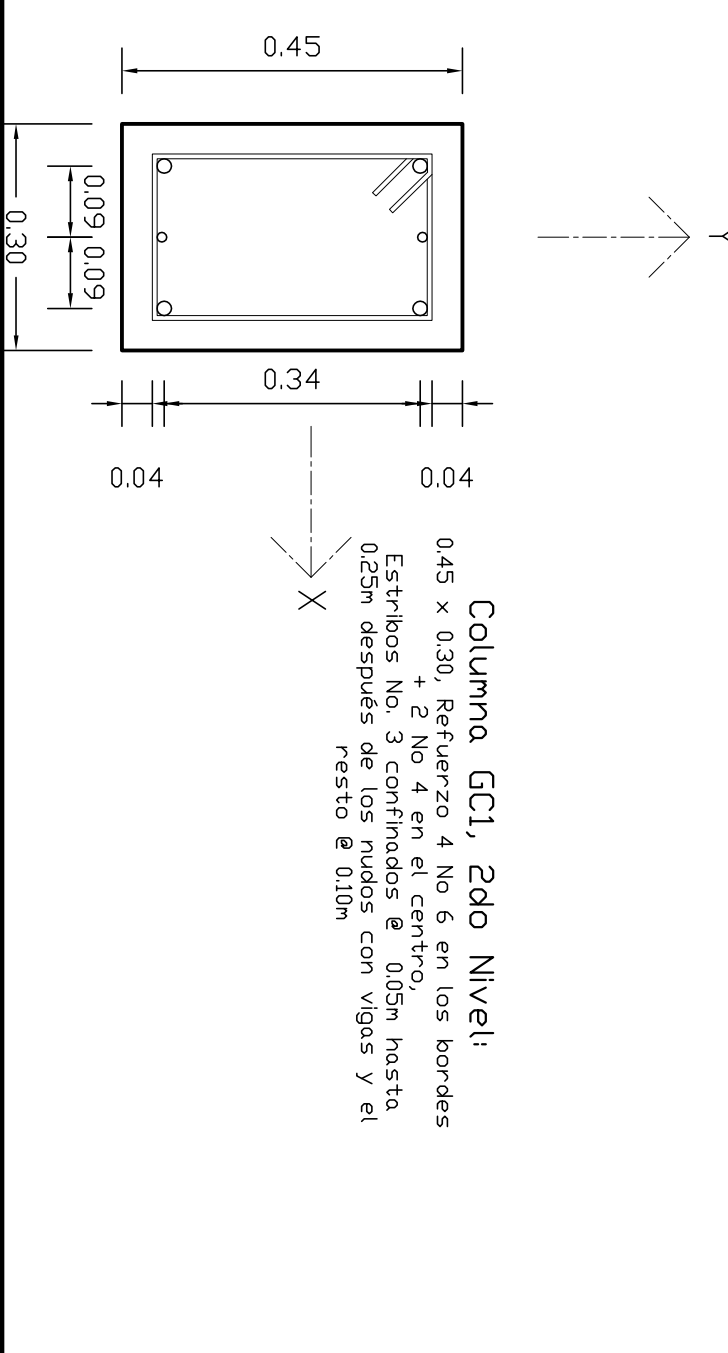
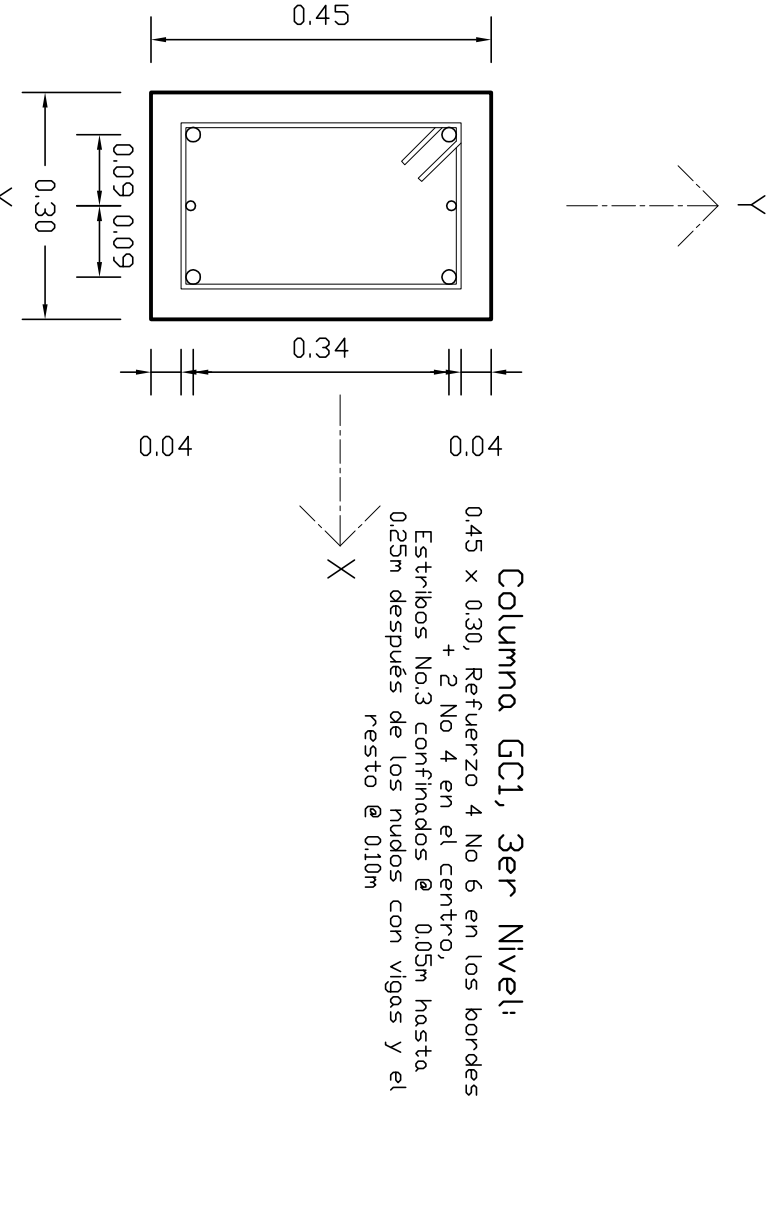
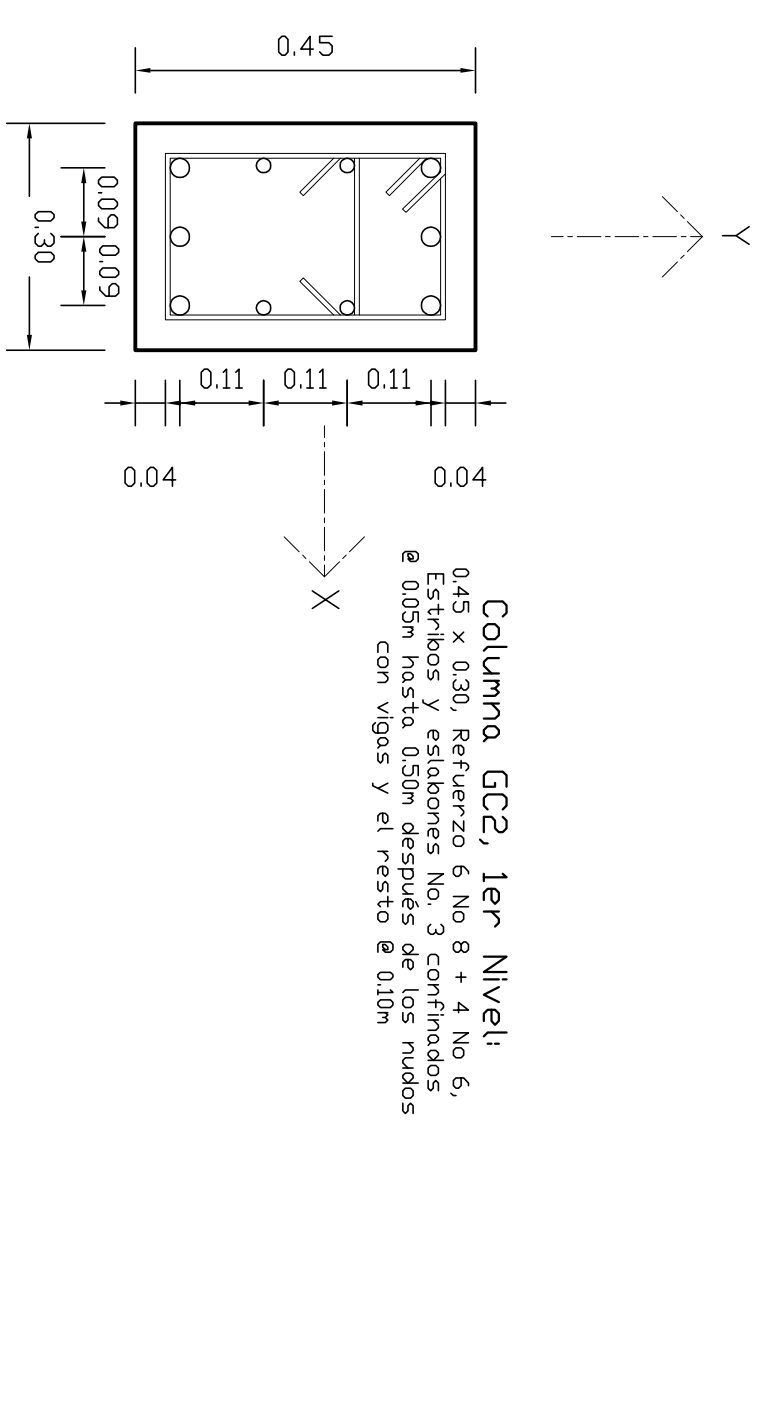
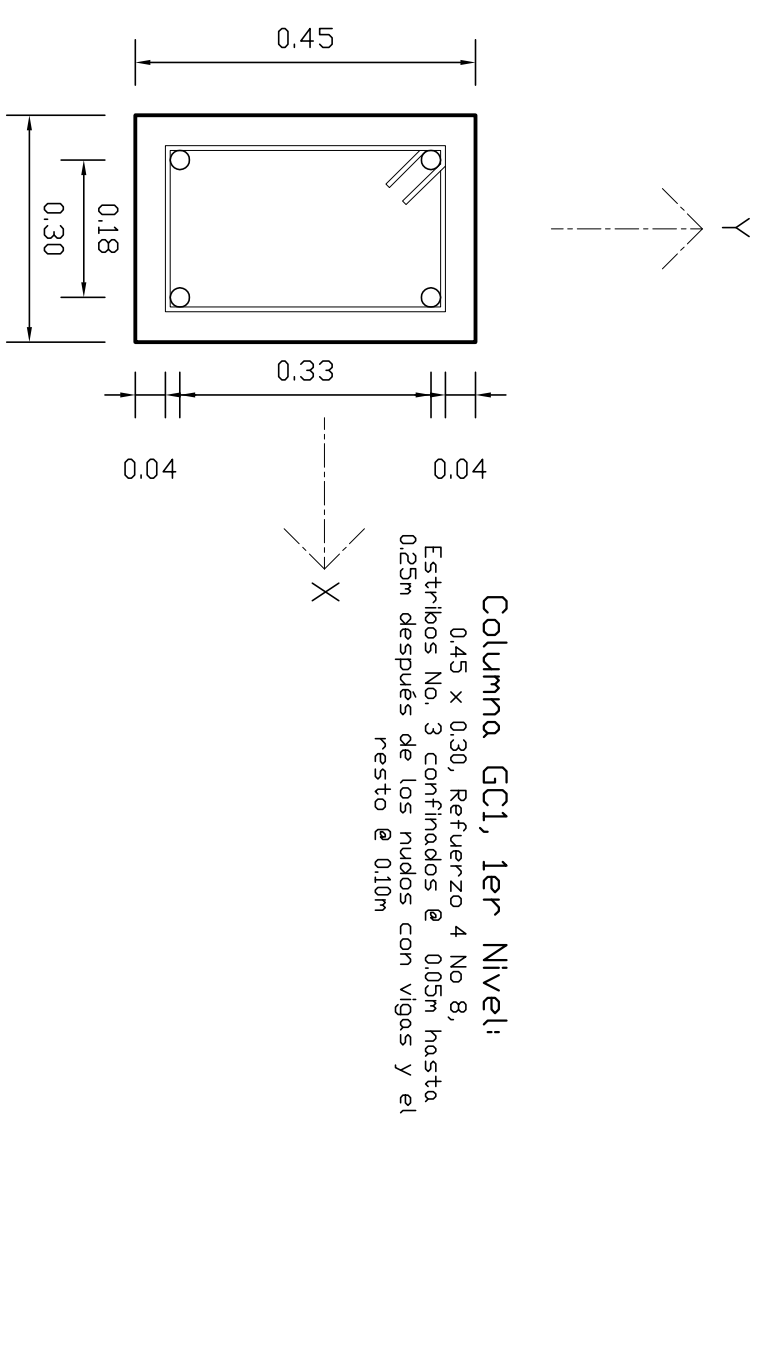
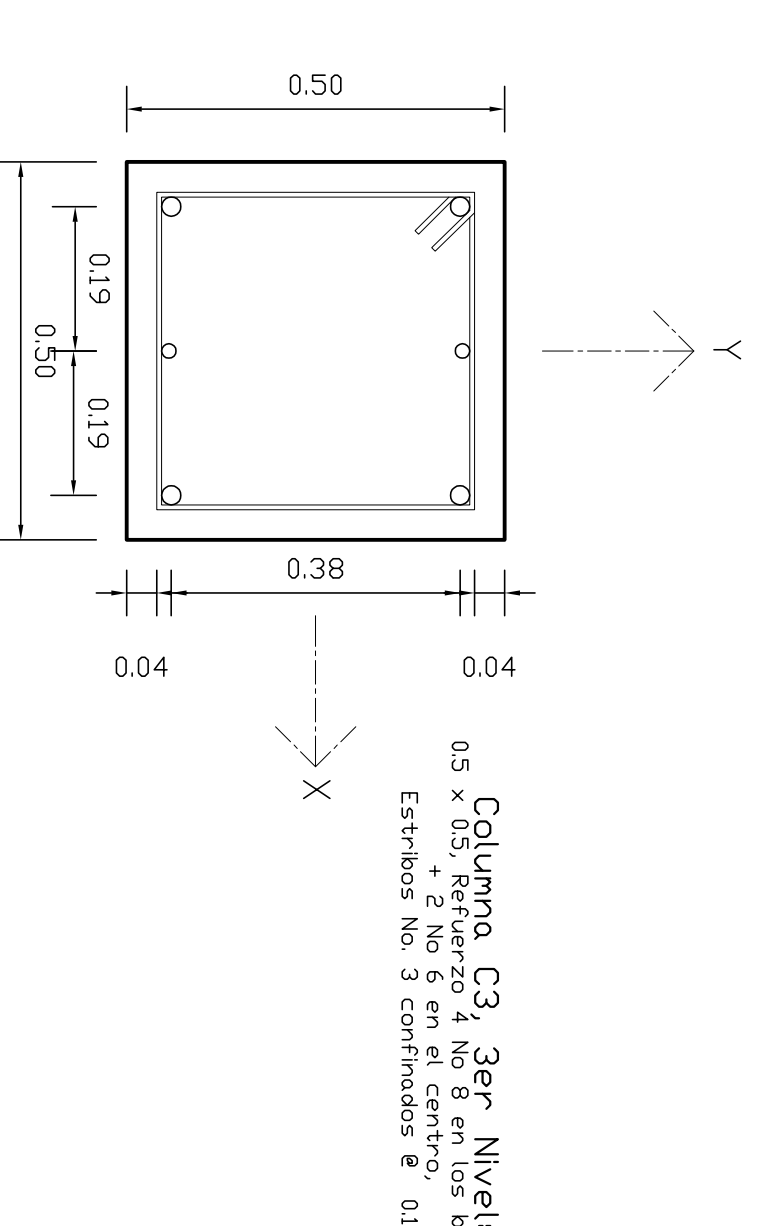
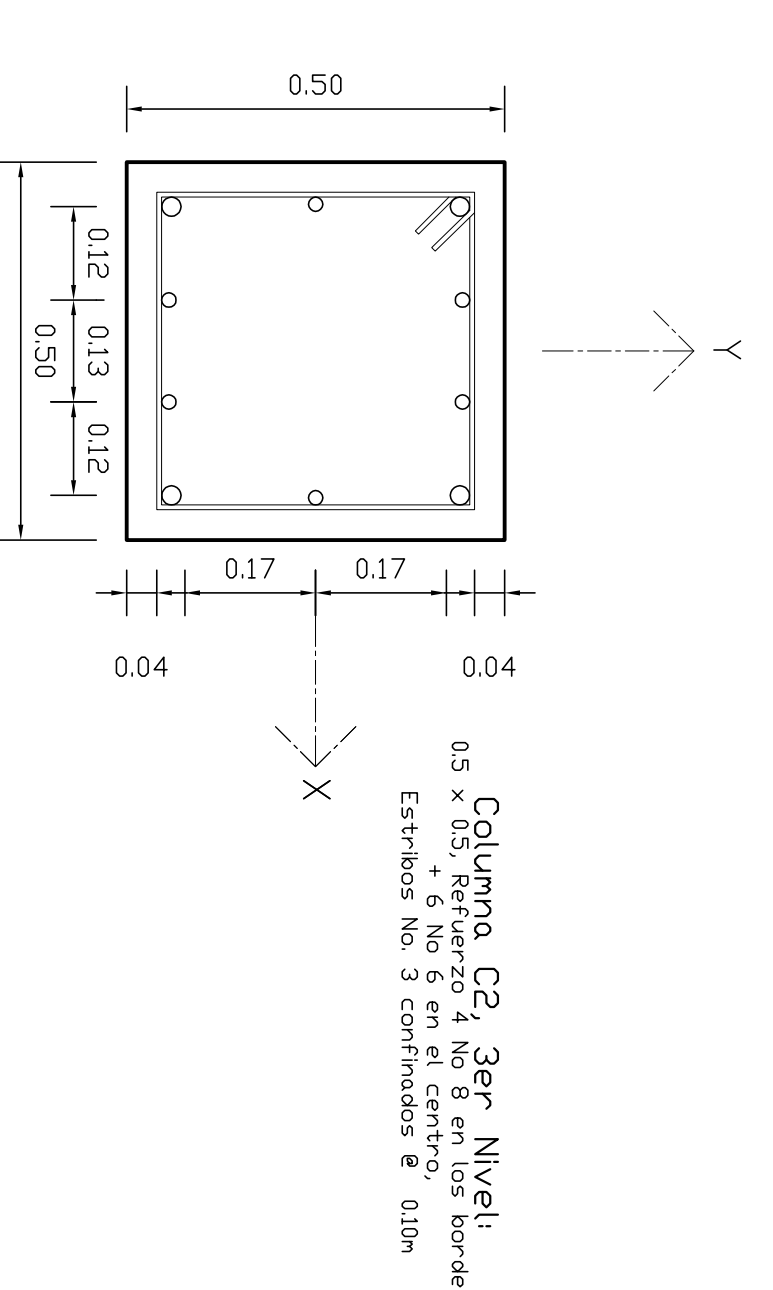
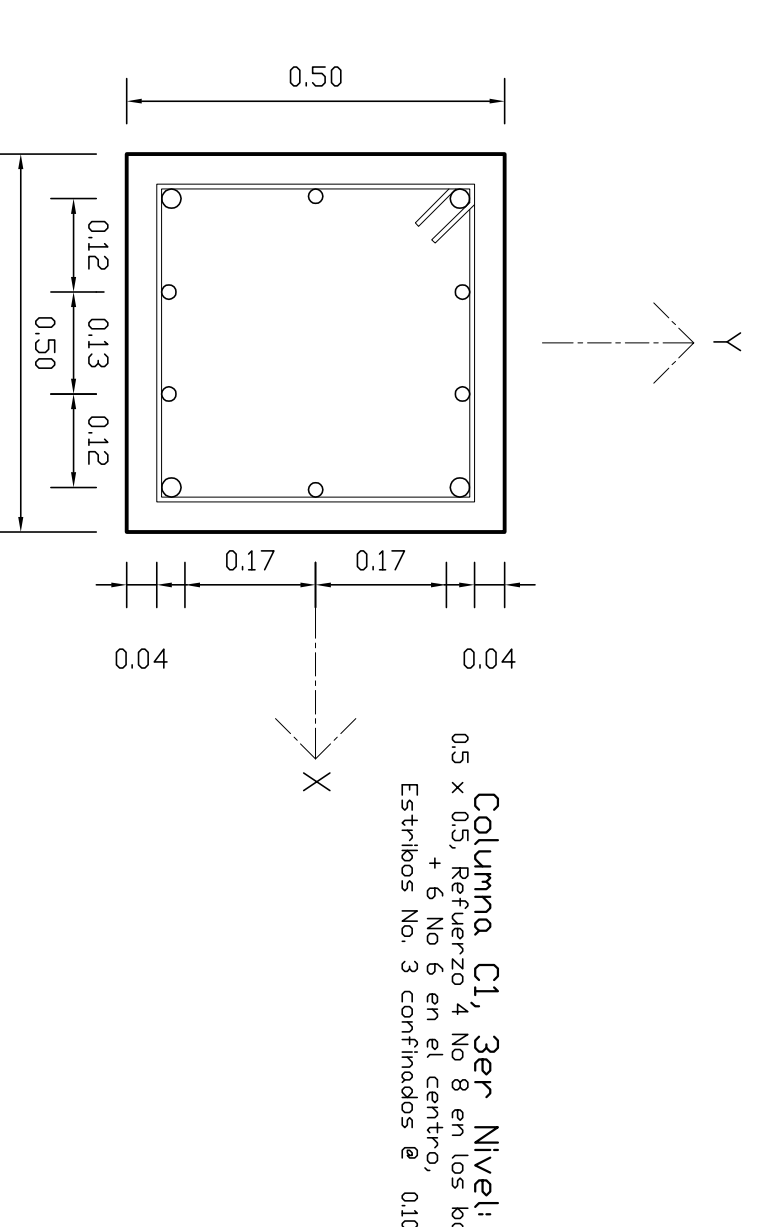
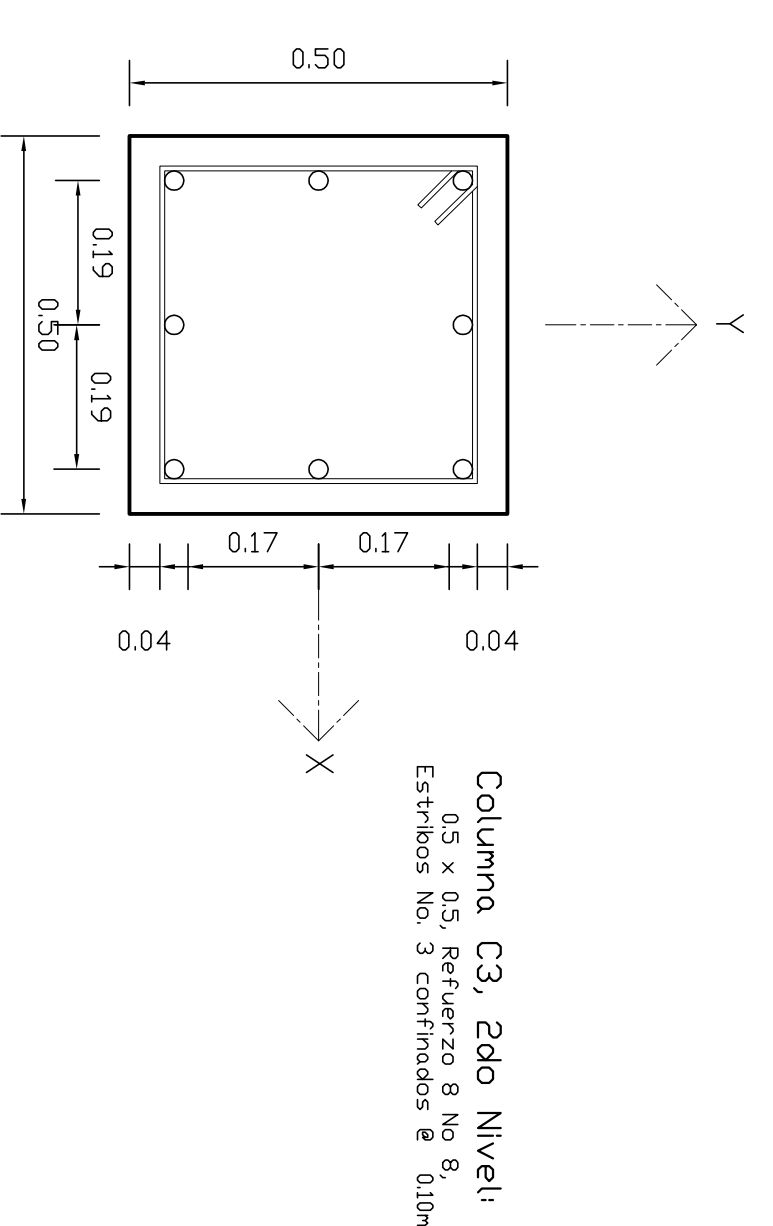
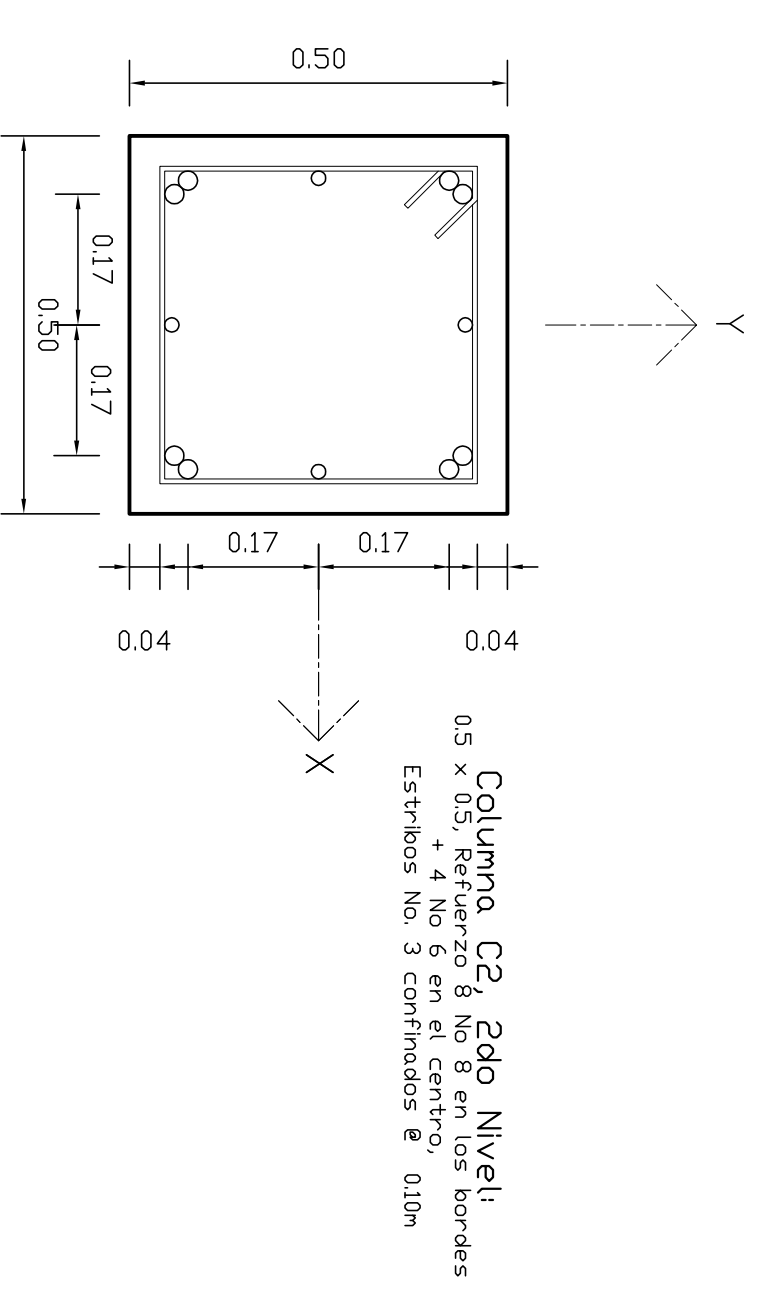
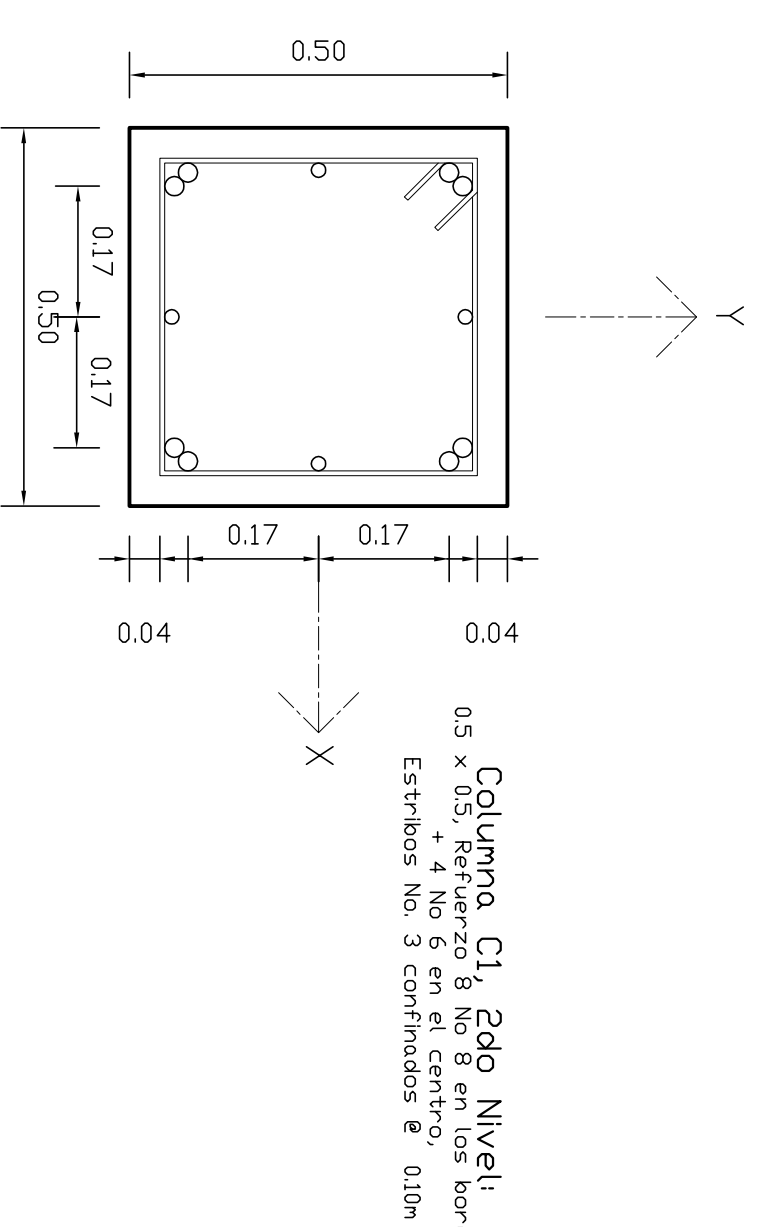
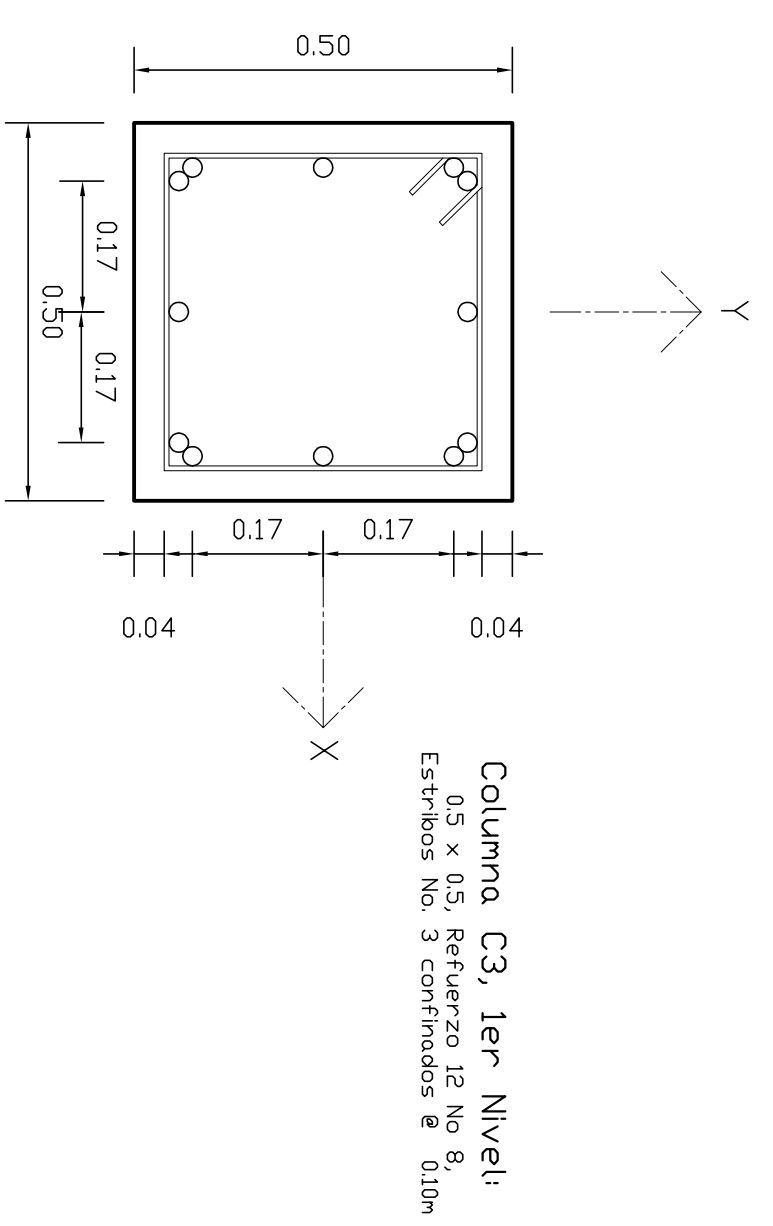
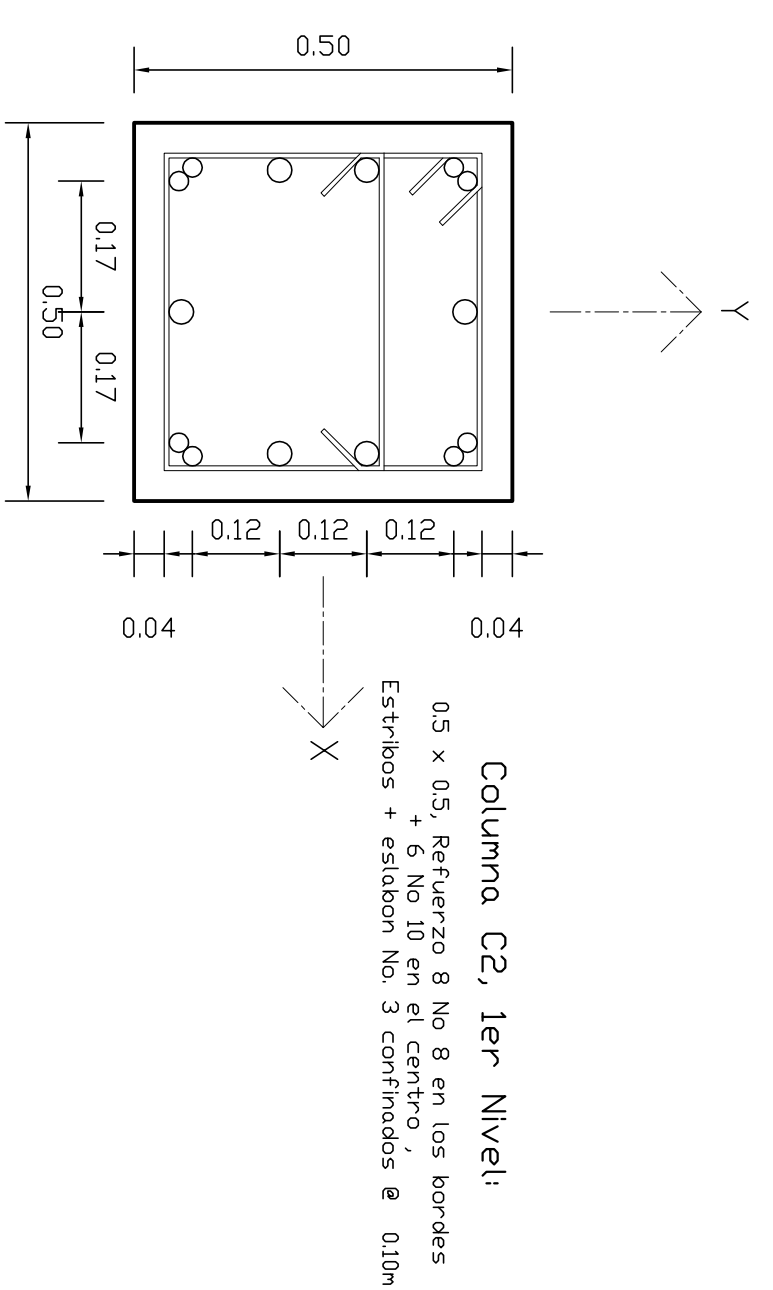
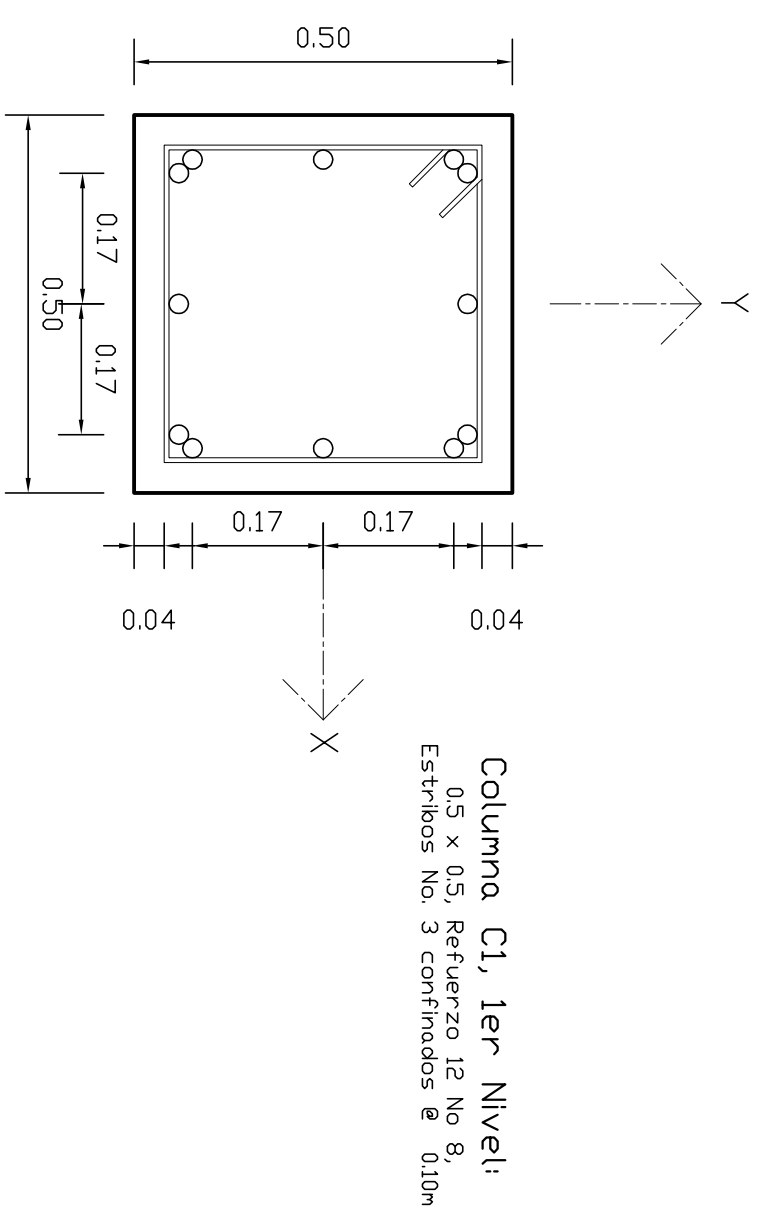



V6

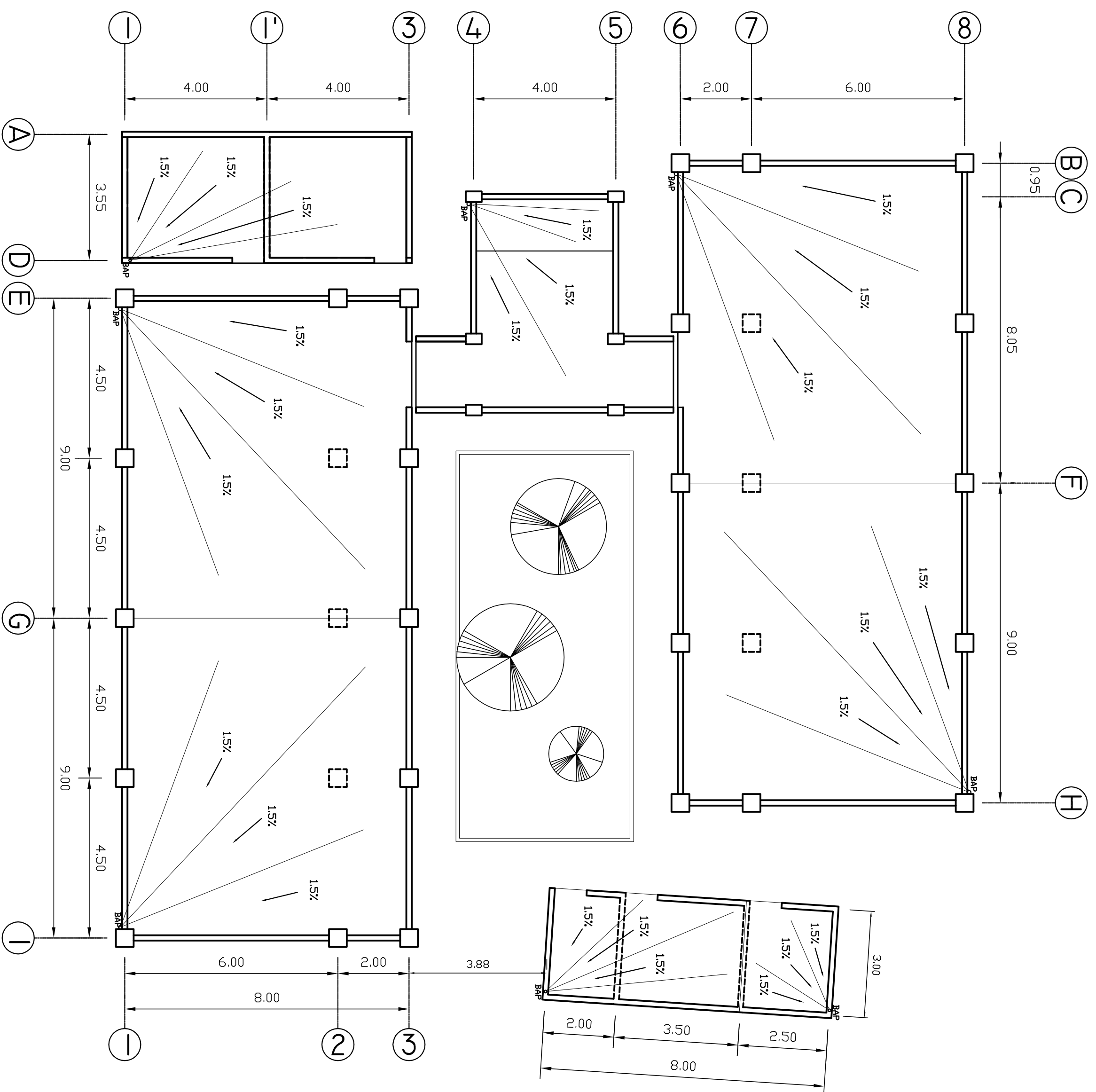
3er. Nivel



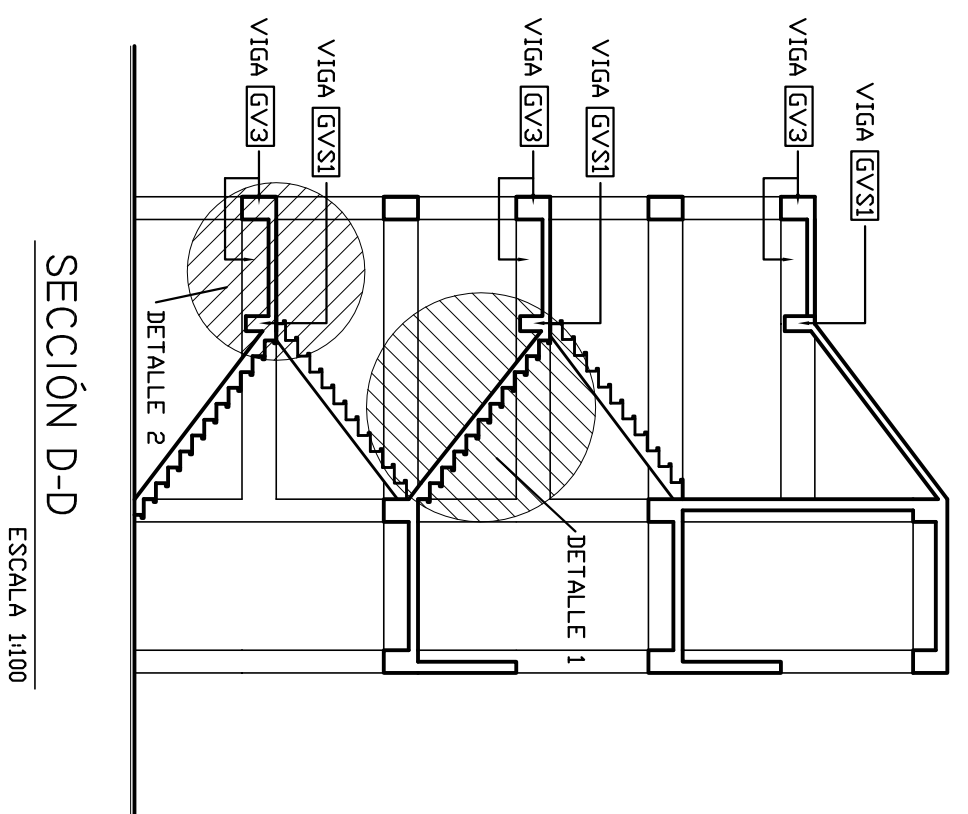
<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p> <p>FACULTAD DE INGENIERIA</p>		PROYECTO:	FECHA:
		EDIFICIO EDUCATIVO	MAR. 2006
UBICACION:	ESCALA:	INDICADA	
MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO	INDICADA		
CONTENIDO:	INGENIERO:	GUSTAVO POLANCO	
DETALLES DE VIGAS	INGENIERO:	GUSTAVO POLANCO	
EFECTIVA:	INGENIERO:	GUSTAVO POLANCO	
GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA	INGENIERO:	GUSTAVO POLANCO	
VO. BO. ING. ANGEL SIC	VO. BO. MUNICIPALIDAD	PROBLEMA:	5/8



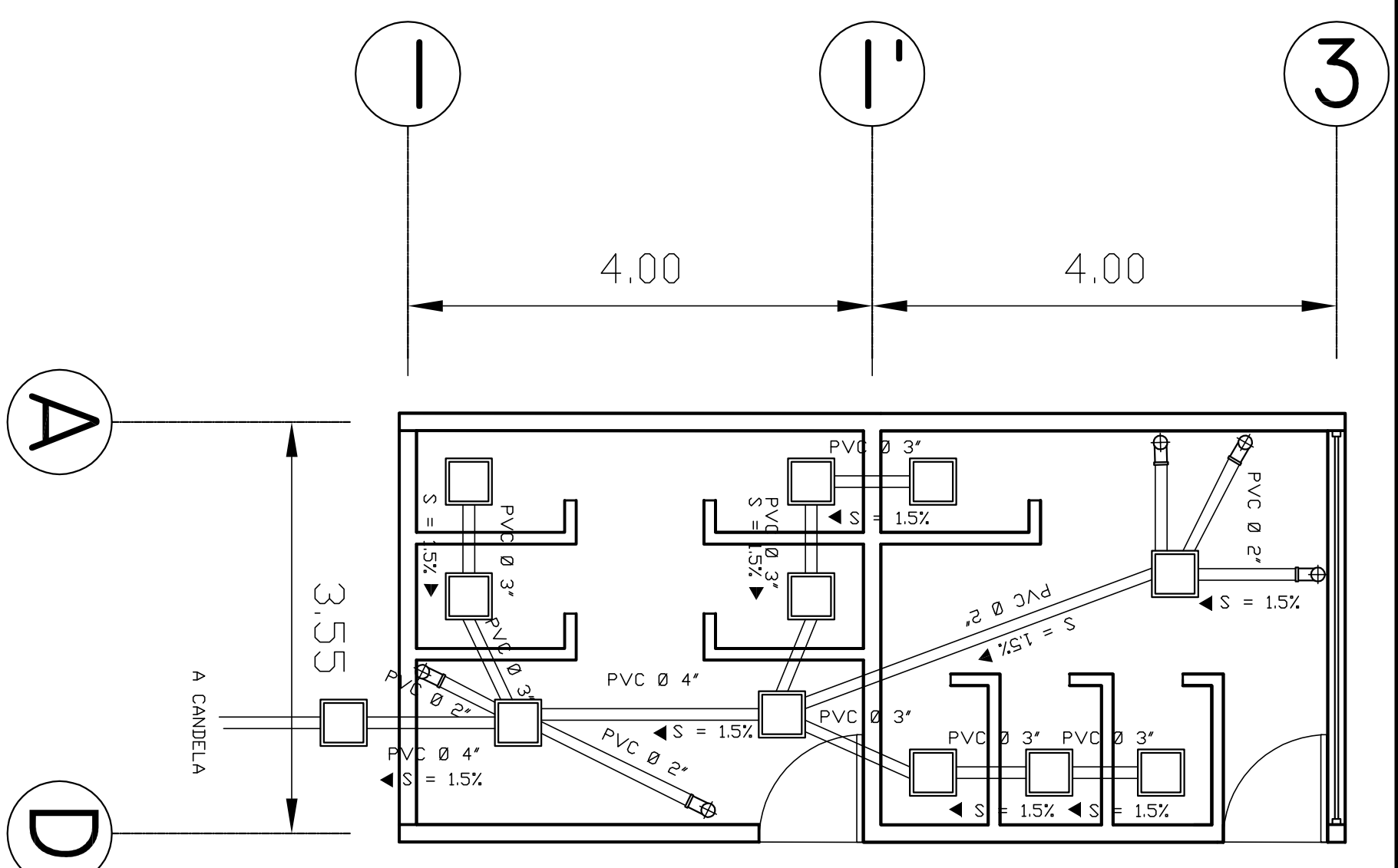
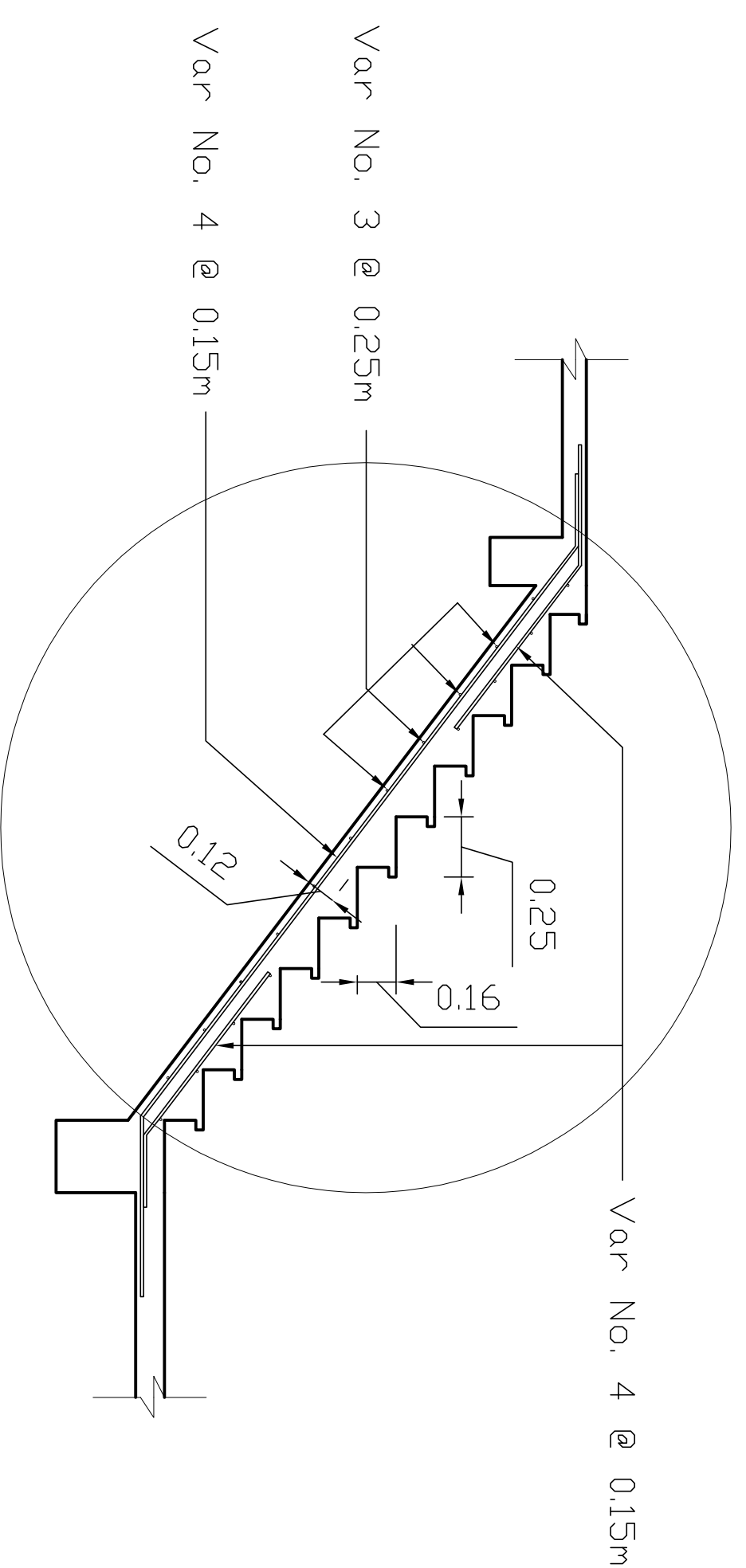
 <p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p>		FACULTAD DE INGENIERIA	
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	EDIFICIO EDUCATIVO	ESCALA:	NOV. 2005
UBICACION:	MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO	FECHA:	1 : 10
CONTENIDO:	DETALLE DE COLUMNAS	INGENIERO:	GUSTAVO POLANCO
PREPAREDADO POR:	GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA	REVISADO POR:	GUSTAVO POLANCO
VO. BO. TIT. INGENIERO	VO. BO. MUNICIPALIDAD	TOTAL: 6/8	



PLANTA DE TECHOS
ESC. 1/100

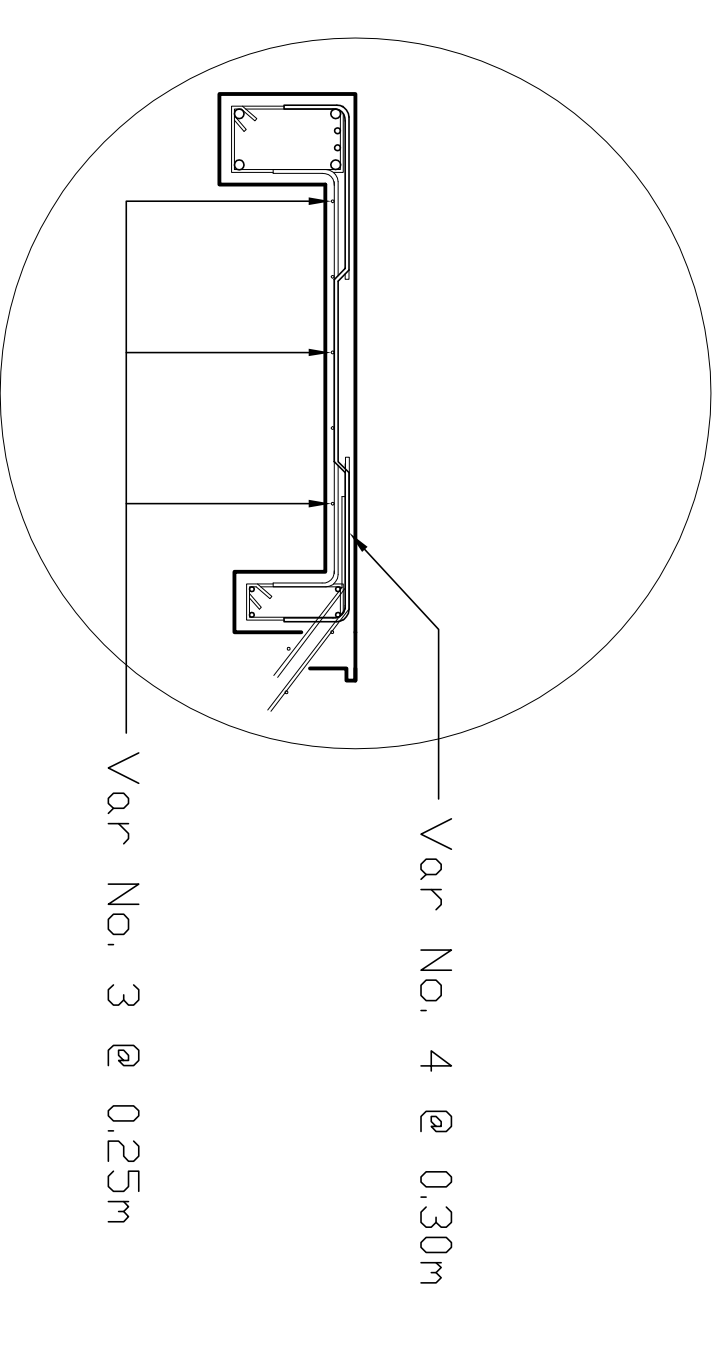


DETALLE 1: ARMADO DE GRADAS
ESCALA 1:50



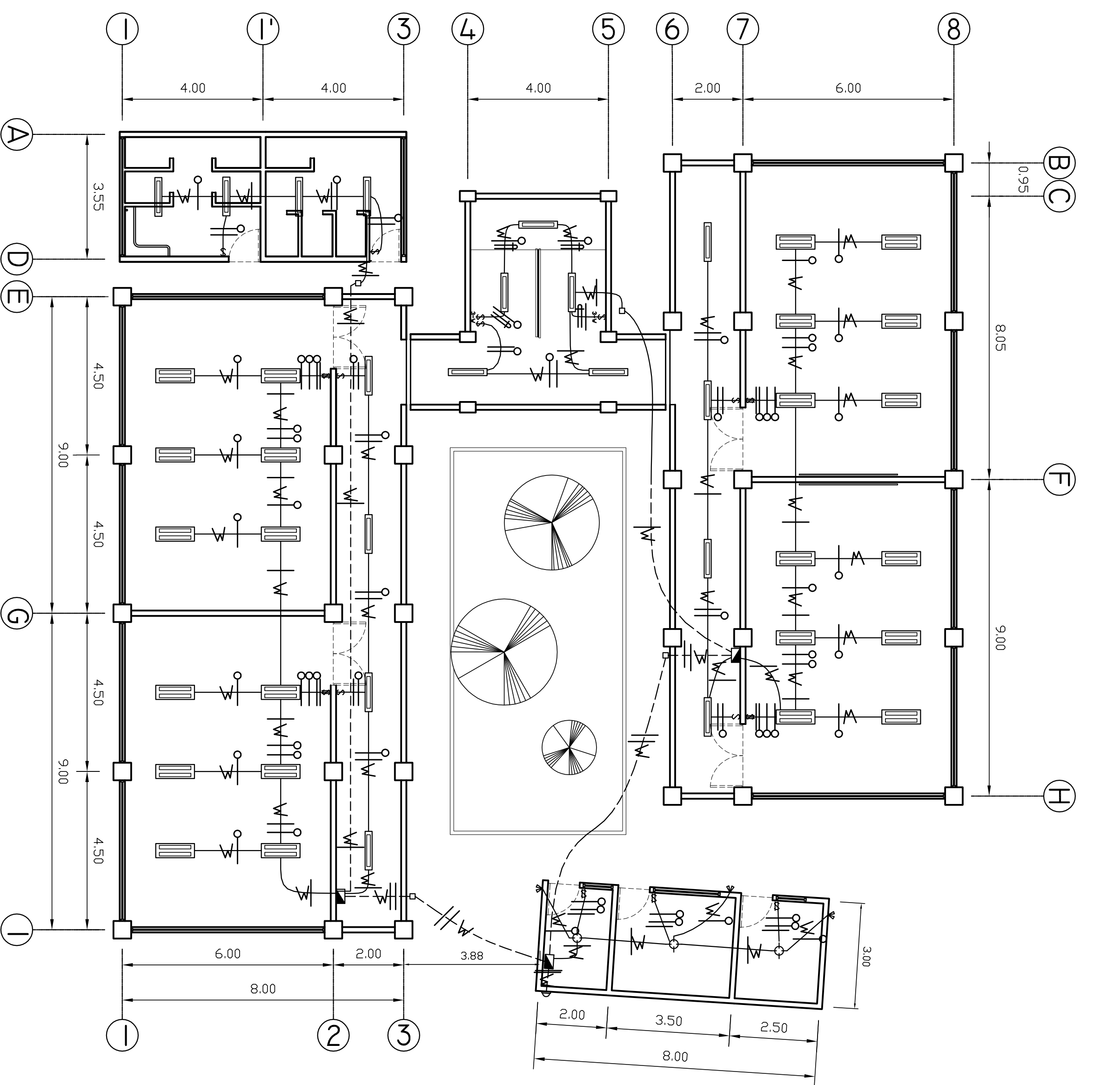
PLANTA DE DRENAJES
ESC. 1/100

NOMENCLATURA	
	TUBERIA PVC Ø INDICADO
	CODO VERTICAL PVC A 90° PARA DRENAJE
	CAJA DE REGISTRO
	OPC BAJADA DE AGUA PLUVIAL Ø 4"
	S INDICA PENDIENTE DE TUBERIA



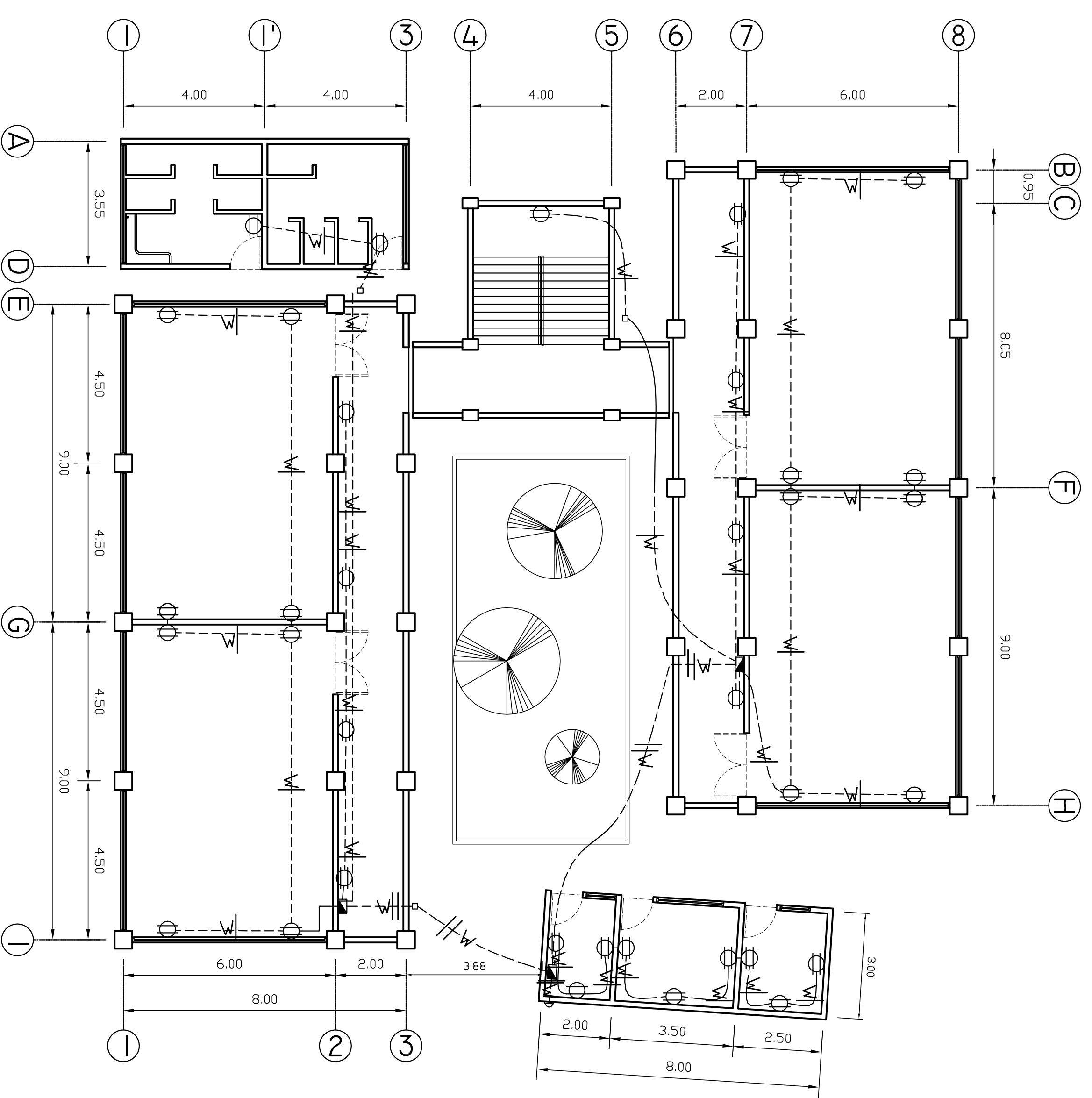
DETALLE 2: ANCLAJE DE ARMADO DE LOSA DE DESCANSO
ESCALA 1:50

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p>		FACULTAD DE INGENIERÍA	
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	EDIFICIO EDUCATIVO	FECHA:	MAR. 2006
UBICACIÓN:	MUNICIPIO DE HALACATANCILO, DEPARTAMENTO DE HALACATANCILO	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	PLANTA DE DRENAJE Y TECHOS	CALCULO:	GUSTAVO POLANCO
PROYECTA:	GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA	DISEÑO:	GUSTAVO POLANCO
REVISOR:		REVISOR:	GUSTAVO POLANCO
VOBO. ING. ANGEL SIC		VOBO. MUNICIPALIDAD	
			7/8



PLANTA ELÉCTRICA DE ILUMINACIÓN

ESC: 1/100



PLANTA ELÉCTRICA DE FUERZA

ESC: 1/100

NOMENCLATURA
TABLERO DE DISTRIBUCIÓN PARA 8 CIRCUITOS

▣	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN PARA 8 CIRCUITOS
⊕	CONTACTOR ELÉCTRICO
⊖	TOMACORRIENTE DOBLE A 0.30m
⊥	CABLE THHN No. 12 DE LINEA VIVA
⊥	ALAMBRE THHN No. 12 NEUTRO
⊥	ALAMBRE THHN No. 12 PARA RETORNO
□	CAJA ELÉCTRICA DE REGISTRO
§	INTERRUPTOR SIMPLE
§	INTERRUPTOR DOBLE
§	INTERRUPTOR TRIPLE
§	INTERRUPTOR THREE-WAY
⊞	LÁMPARA FLUORESCENTE DE 1 TUBO DE 40 WATTS
⊞	LÁMPARA FLUORESCENTE DE 2 TUBOS DE 40 WATTS
⊞	LÁMPARA INCANDESCENTE
⊞	PUENTE PARA CIRCUITO THREE-WAY
⊞	REFLECTOR DOBLE
⊞	POLIDUCTO Ø 3/4" EN CIELO O LOSA
---	POLIDUCTO Ø 3/4" EN PISO O PARED


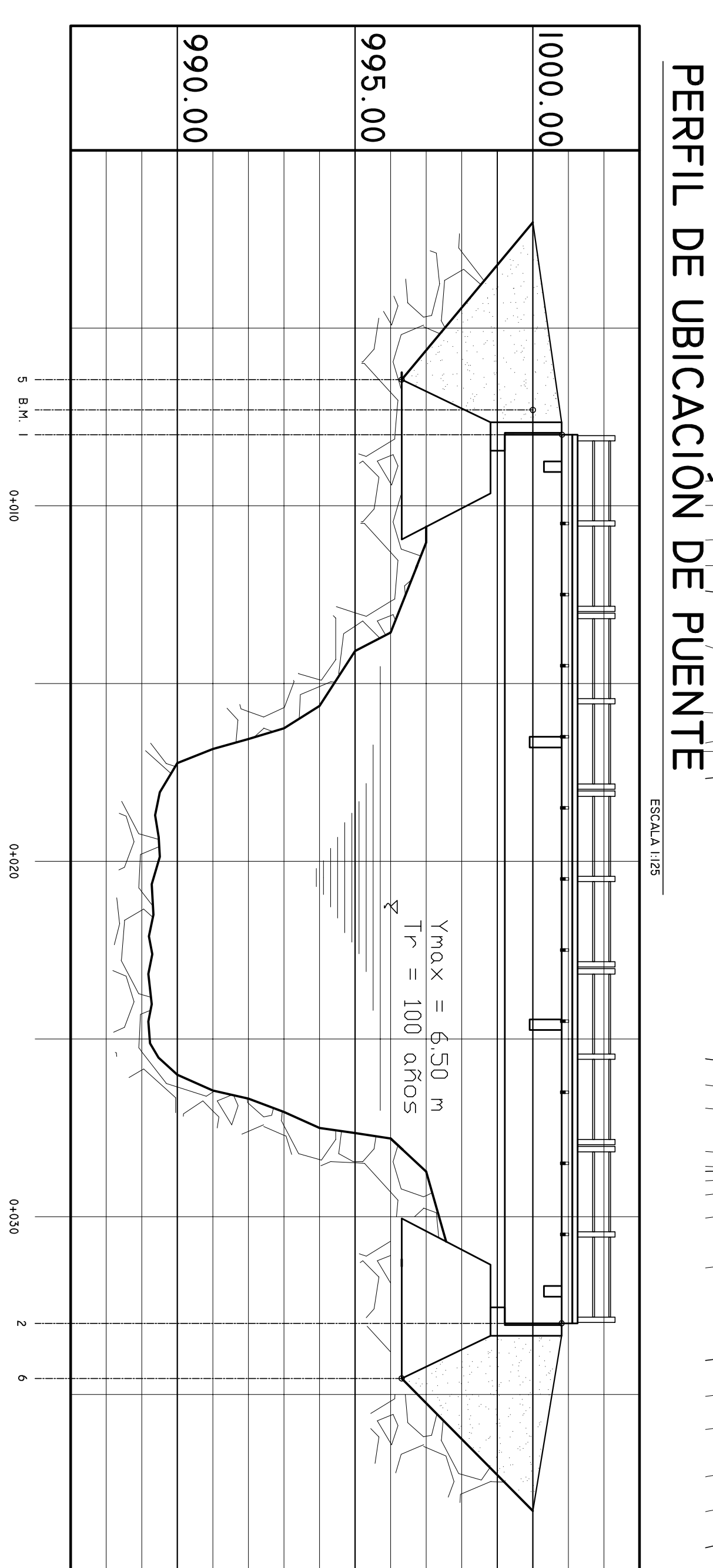
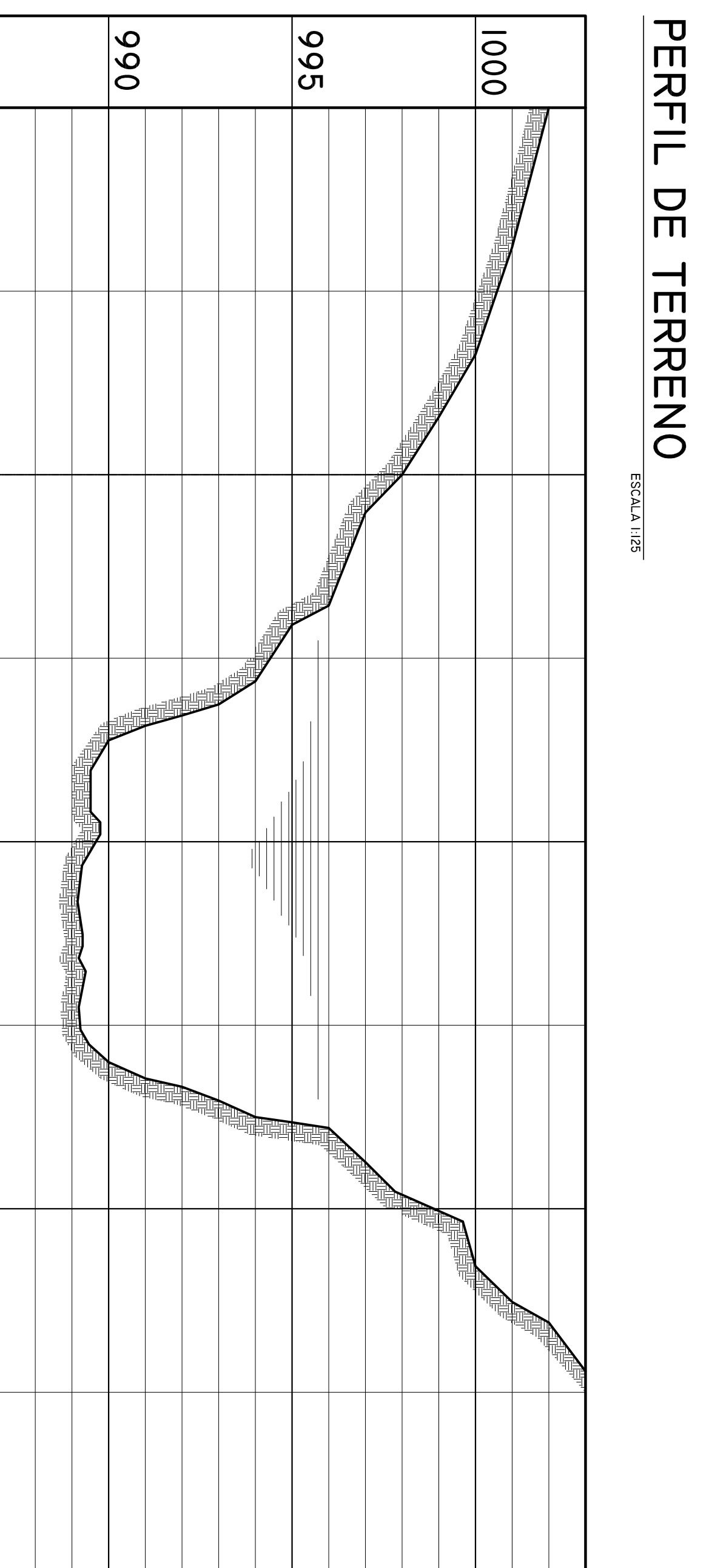
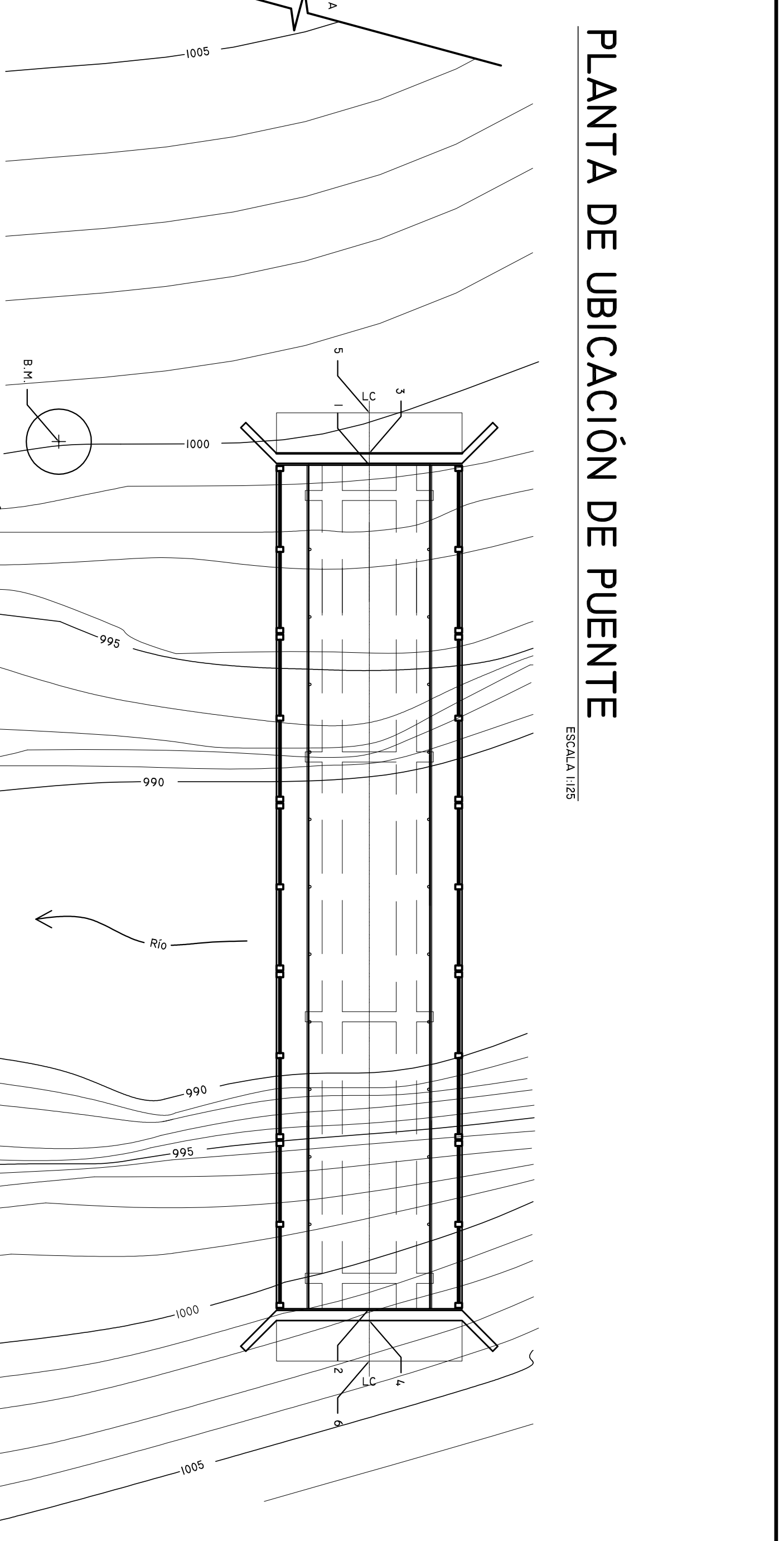

 <p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p>		FACULTAD DE INGENIERÍA	
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	EDIFICIO EDUCATIVO	ESCALA:	INDICADA
UBICACIÓN:	MUNICIPIO DE HALACATANCILO, HUEHUETENANGO	FECHA:	MAR. 2006
CONTENIDO:	PLANTA ELÉCTRICA DE FUERZA Y ILUMINACIÓN	DISEÑO:	GUSTAVO POLANCO
PROYECTA:	GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA	REVISÓ:	GUSTAVO POLANCO
VO. BO. ING. ANGEL SIC		VO. BO. MUNICIPALIDAD	
		8/8	

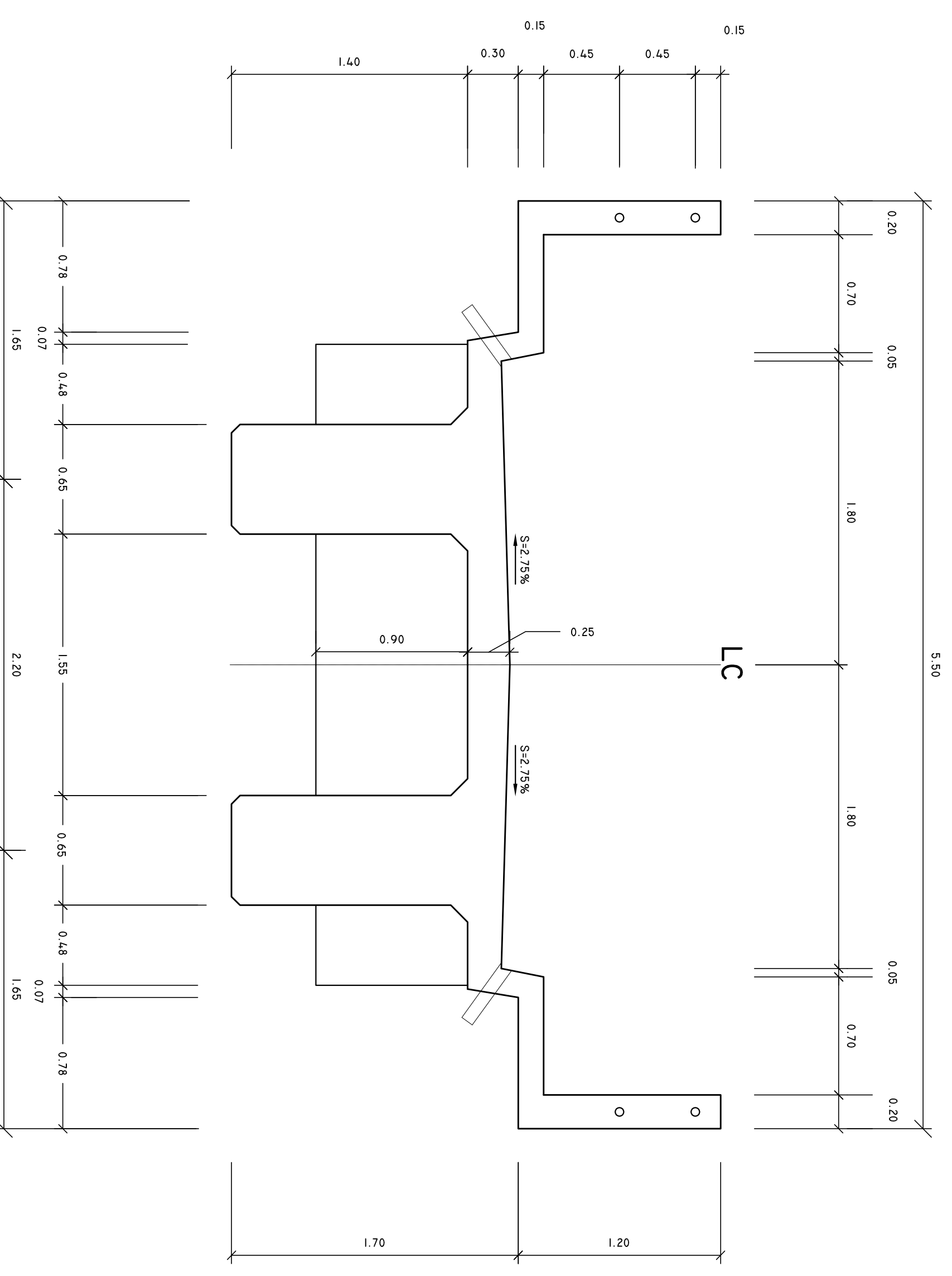
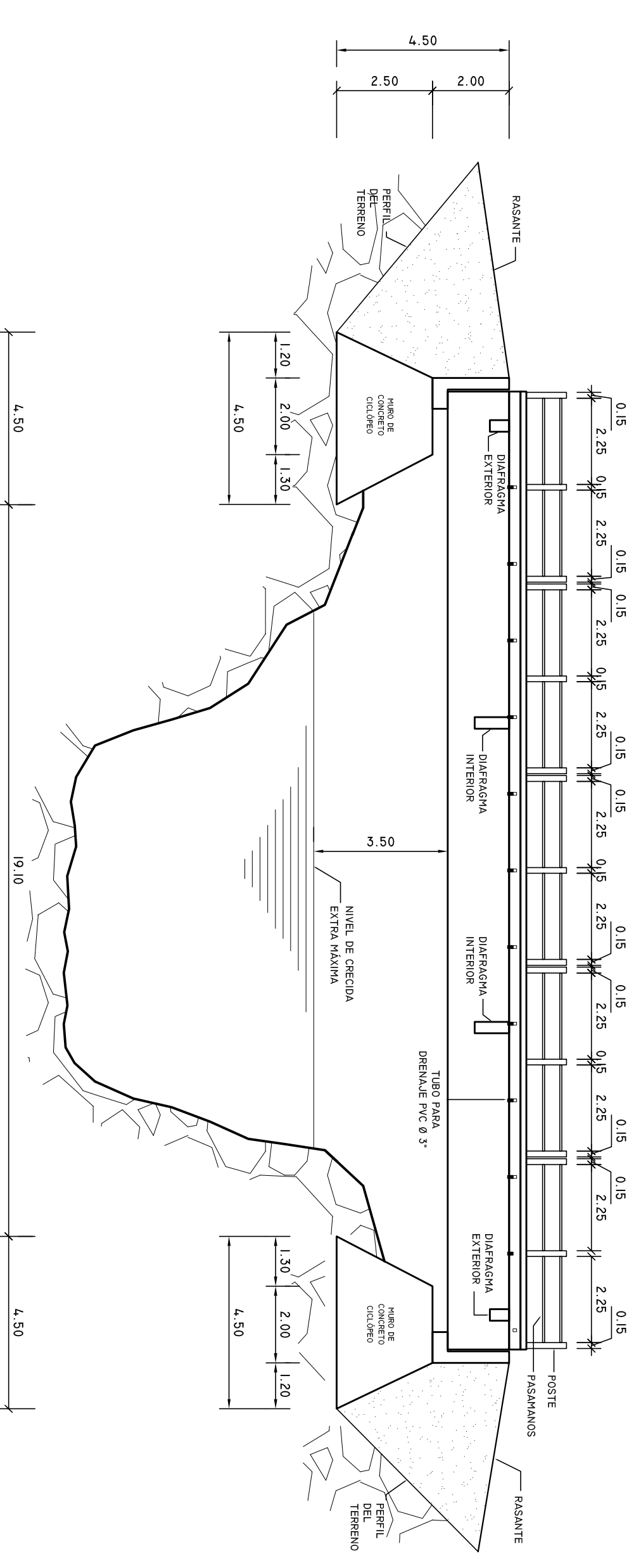
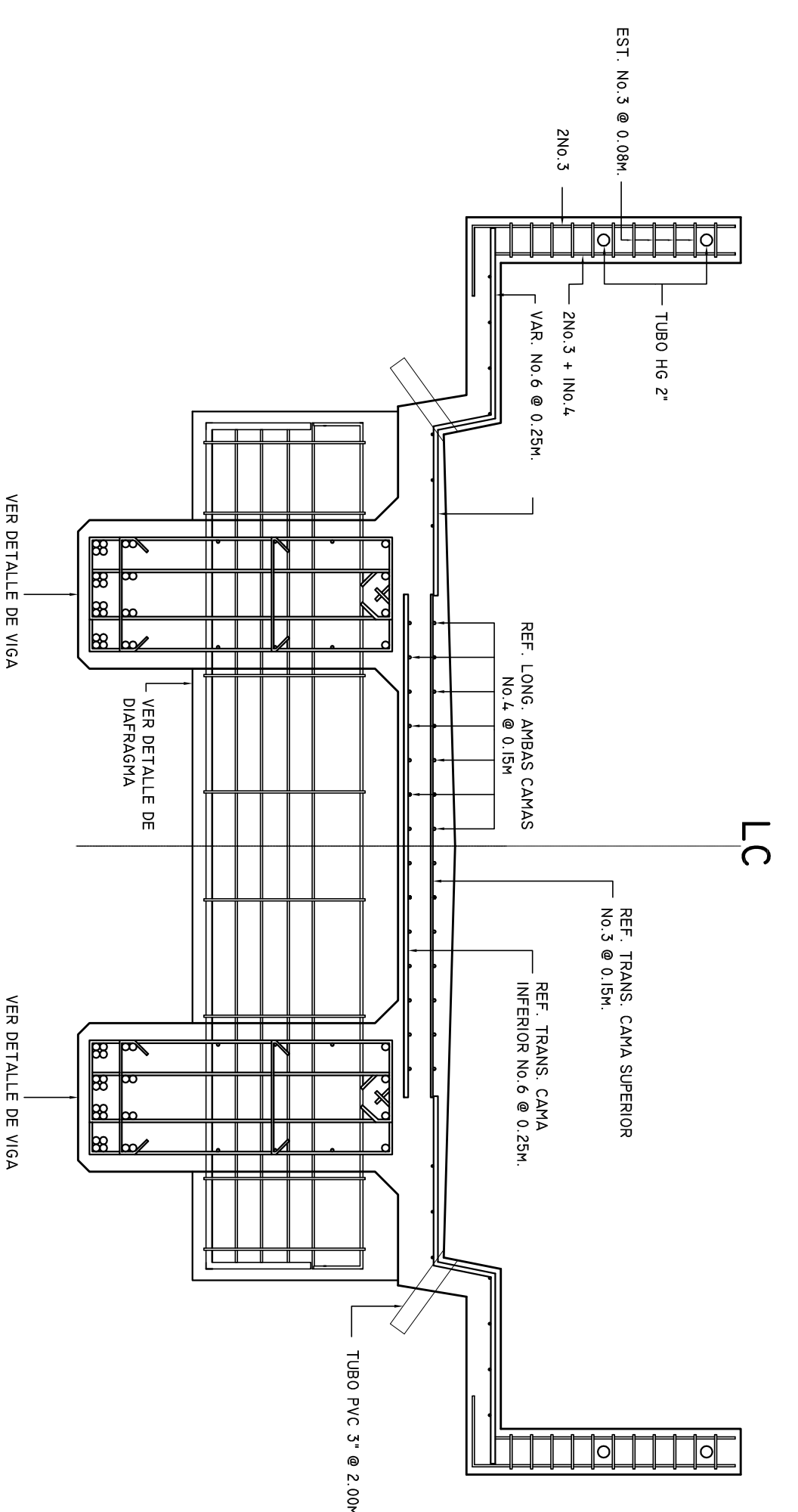
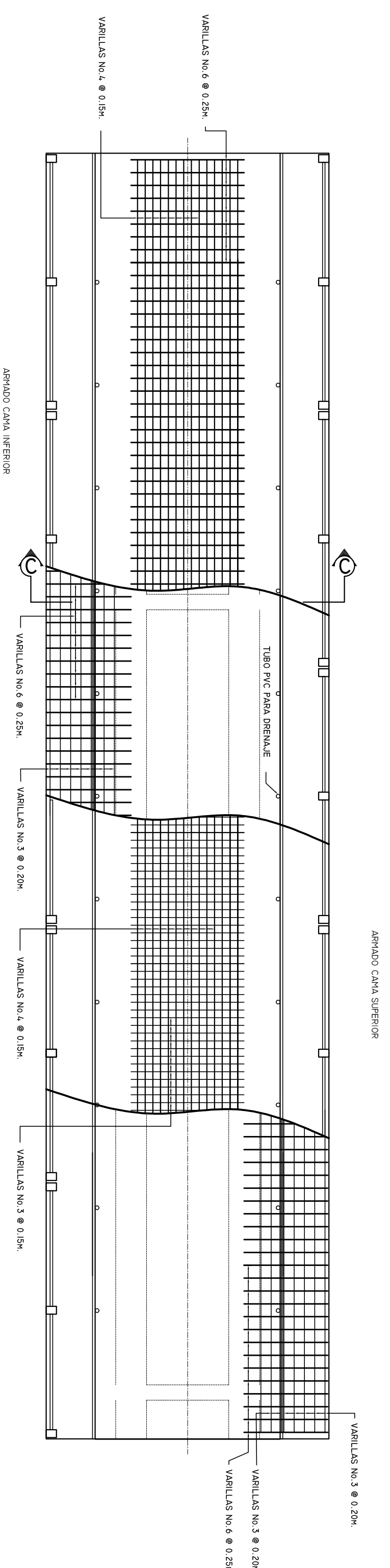
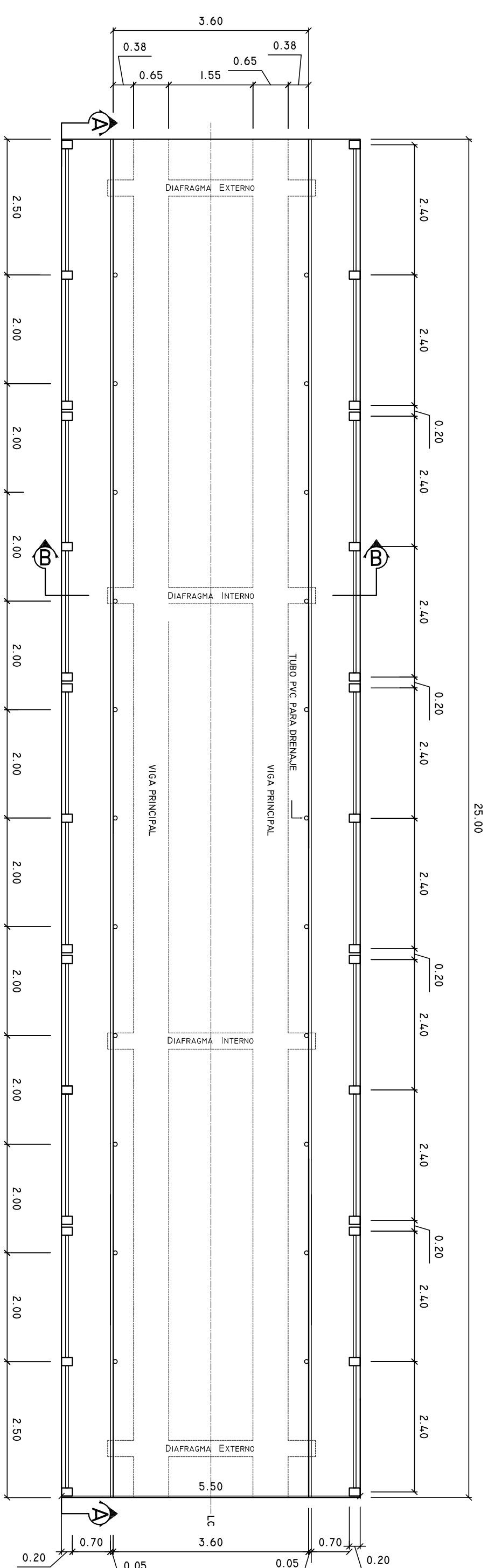
FIGURA 42. PLANOS DE DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA SAN RAMON DEL MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO



E	P.O.	RUMBO	D.H. (M)	OBSERVACIONES
B.M.	A	N66°52'48.04"W	43.358	PUNTO FIJO. ESQUINA DE CASA
B.M.	1	N04°10'06.85"W	19.038	L.C. EN LOSA
B.M.	2	N51°11'58.20"E	30.302	L.C. EN LOSA
B.M.	3	N05°13'03.31"W	19.067	L.C. EN CORTINA
B.M.	4	N51°36'37.44"E	30.576	L.C. EN CORTINA
B.M.	5	N08°47'0.82"W	19.213	L.C. EN ESTRIBO
B.M.	6	N52°57'33.89"E	31.525	L.C. EN ESTRIBO

NOMENCLATURA	
L.C.	LÍNEA CENTRAL
B.M.	BANCO DE MARCA

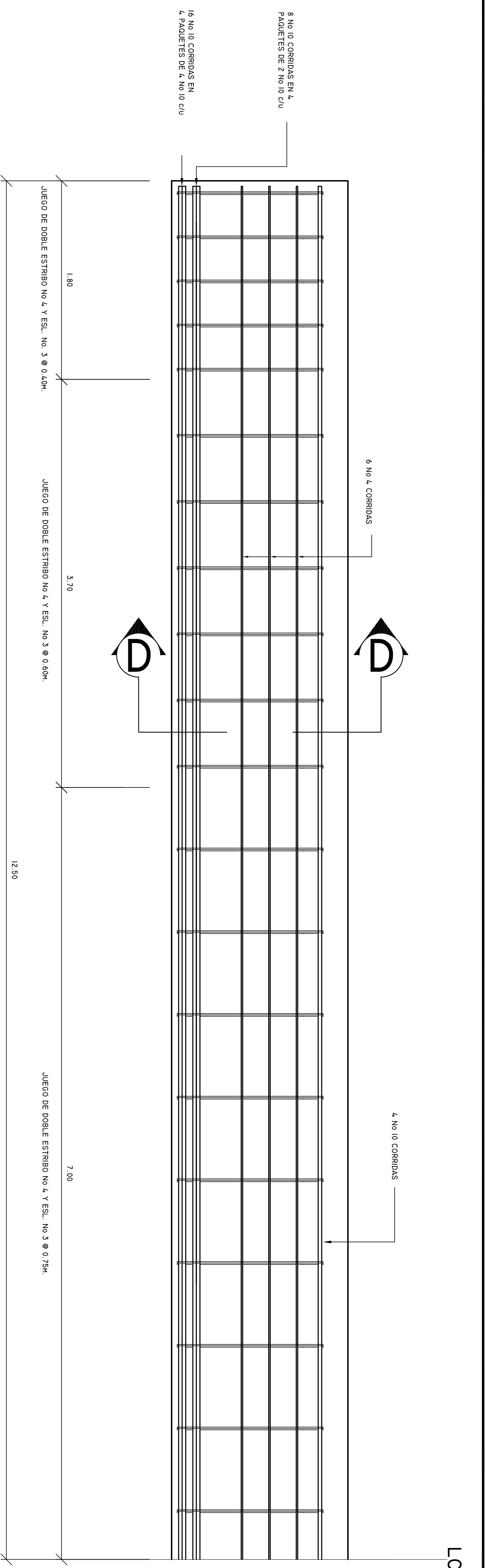
 <p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p>		FACULTAD DE INGENIERÍA		
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR		FECHA:	NOV. 2005
UBICACIÓN:	ALDEA SAN RAMÓN, MUNICIPIO DE MALACATANCITO, HUEHUETENANGO		ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	UBICACIÓN DE PUENTE		CALCULO:	GUSTAVO POLANCO
EFECTUO:	GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA		DISEÑO:	GUSTAVO POLANCO
			REVISOR:	GUSTAVO POLANCO
			FECHA:	1/4



SECCIÓN B-B (GEOMETRÍA)

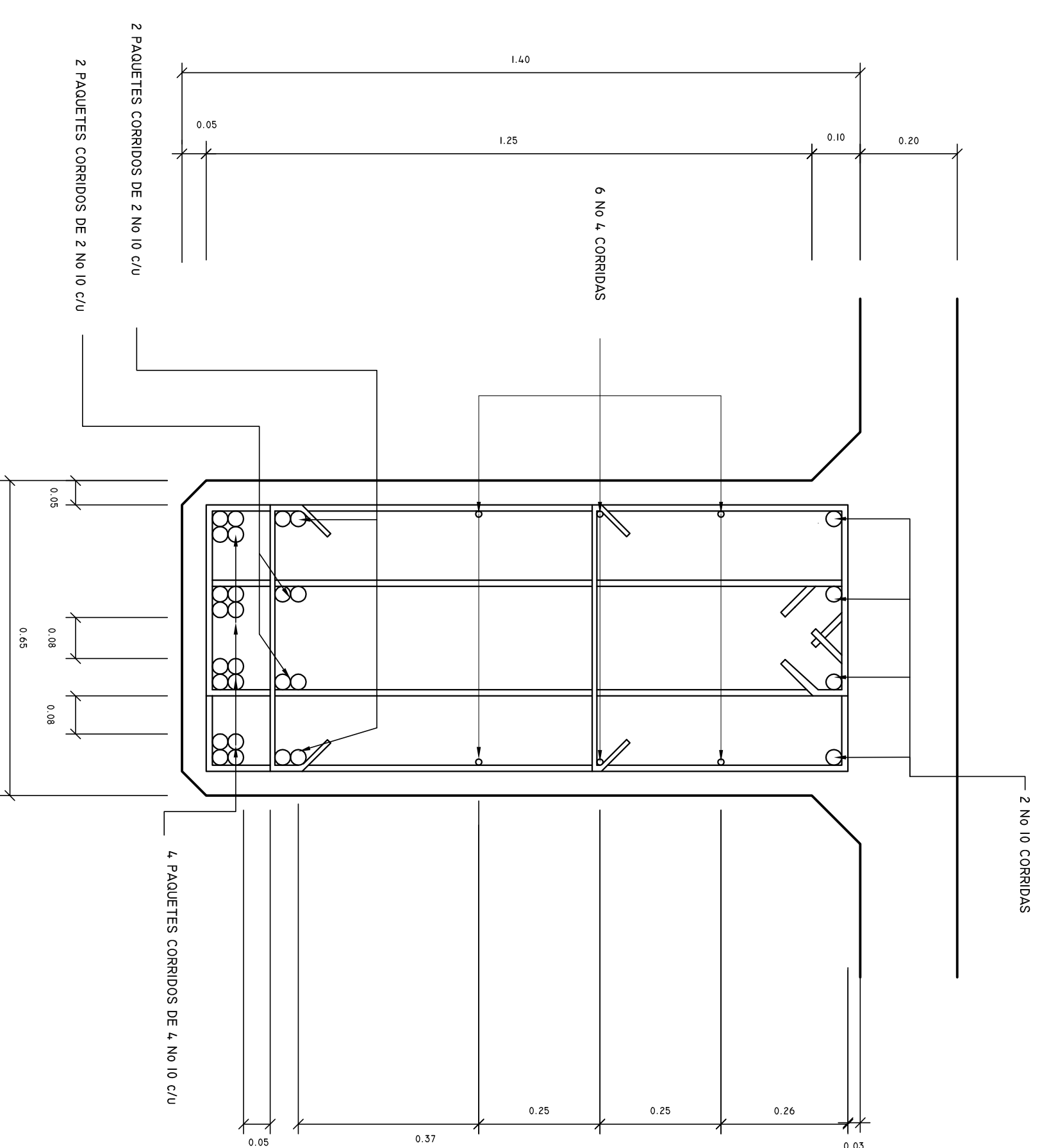
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERÍA	
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		TECN.	NOV. 2005
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR	ESCALA:	INDICADA
UBICACIÓN:	ALDEA SAN RAMÓN, MUNICIPIO DE MALACATANCITO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA	CÁLCULO:	GUSTAVO POLANCO
CONTENIDO:	PLANTA Y SECCIÓN DE PUENTE	DISEÑO:	GUSTAVO POLANCO
ASISTENTE:	GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA	REVISOR:	GUSTAVO POLANCO
VIG. BO. ING. ANGEL SIE		VIG. BO. MUNICIPALIDAD	
VIG. BO. ASISTENTE		FOLIO 2/14	

SECCIÓN C-C (REFUERZO)



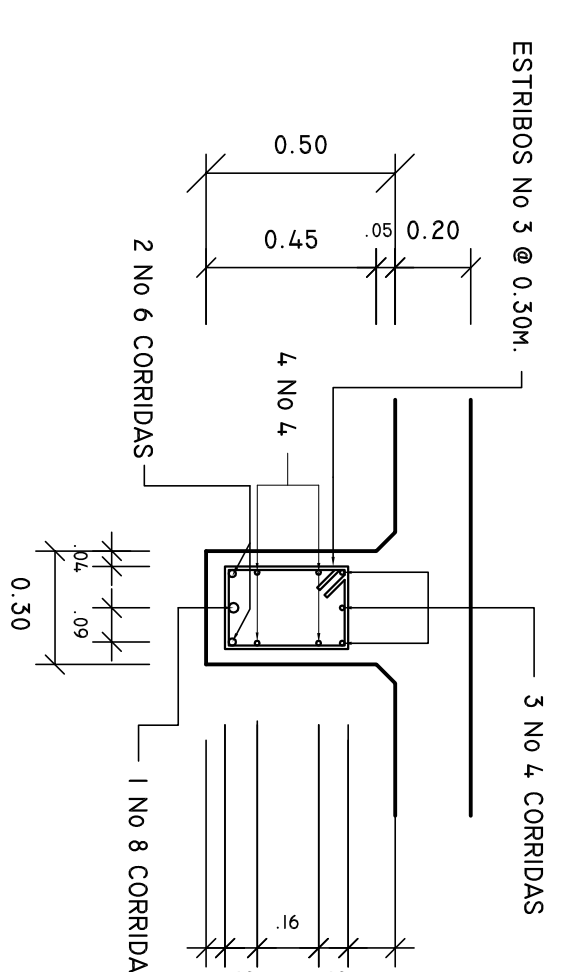
DETALLE DE ARMADO DE VIGAS (ELEVACIÓN)

ESCALA 1:25



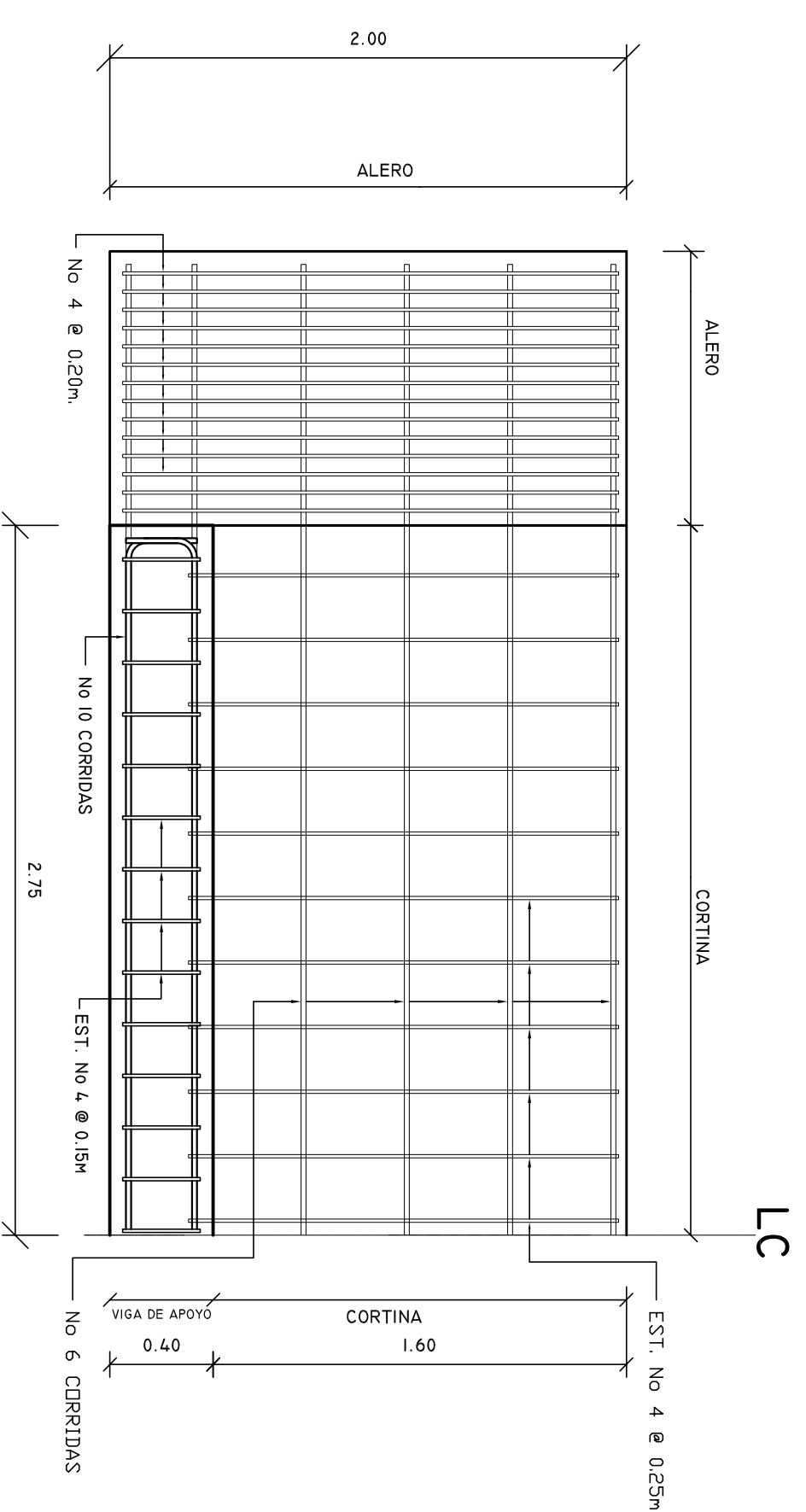
SECCIÓN D-D
VIGA PRINCIPAL

ESCALA 1:10



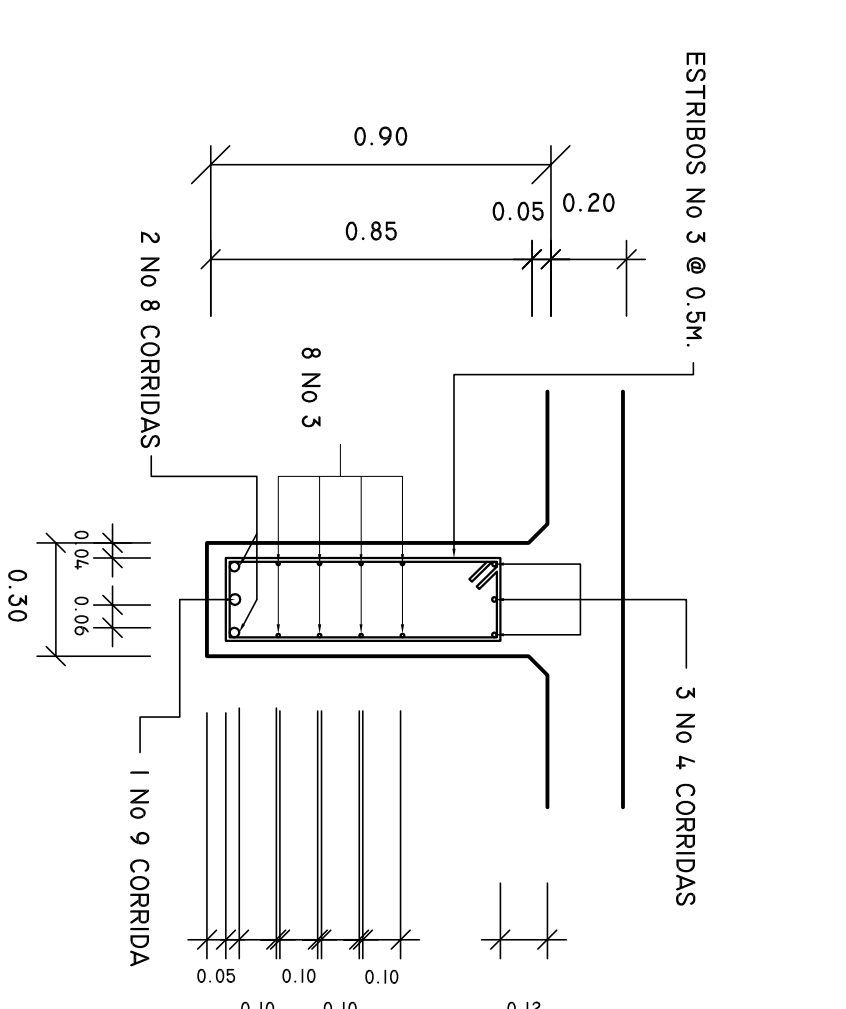
DIAFRAGMA EXTERNO

ESCALA 1:20



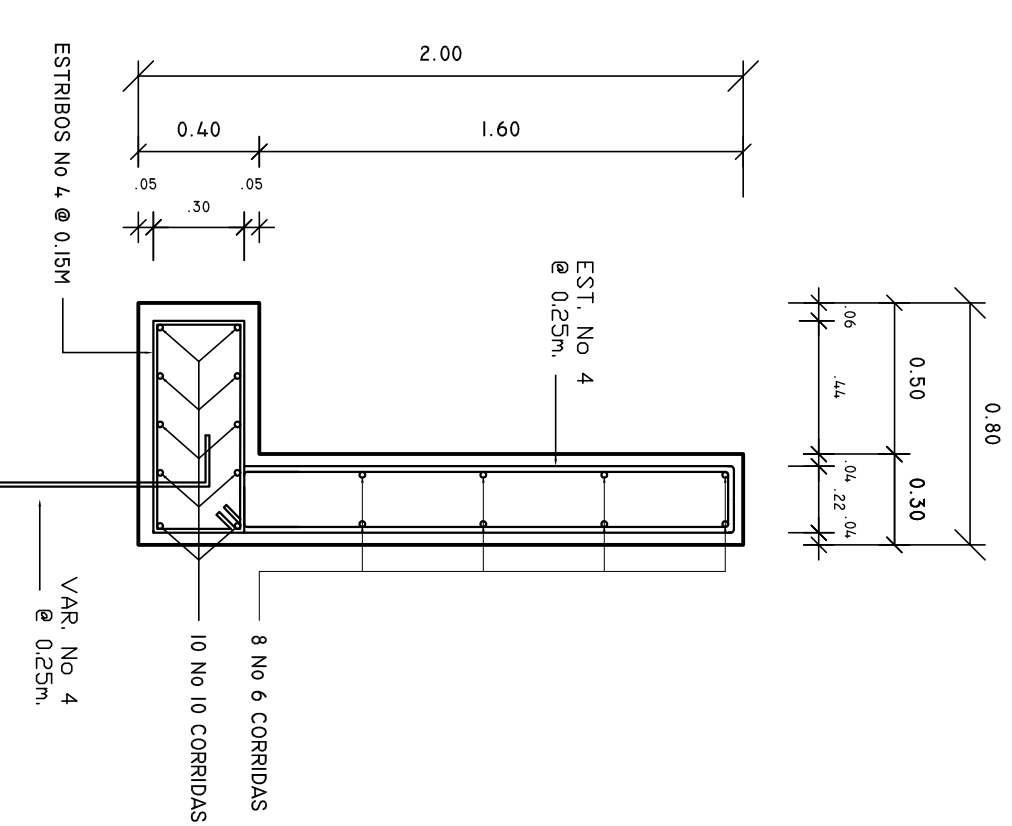
ELEVACIÓN DE CORTINA VIGA
DE APOYO Y ALERO

ESCALA 1:25




DIAFRAGMA INTERNO

ESCALA 1:20



DETALLE DE CORTINA Y
VIGA DE APOYO

ESCALA 1:25

 <p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</p>		FACULTAD DE INGENIERÍA	
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR	ESCALA:	INDICADA
UBICACIÓN:	ALDEA SAN RAMÓN, MUNICIPIO DE MALACATANGHO, DEPARTAMENTO DE GUATEMALA	FECHA:	NOV. 2005
CONTENIDO:	DETALLES DE ELEMENTOS	BOSSO:	GUSTAVO POLANCO
PROYECTISTA:	GUSTAVO ADOLFO POLANCO RIVERA	REVISOR:	GUSTAVO POLANCO
NOTAS:			3/4

VO BO: ING. ANDRÉS SUC

VO BO: MUNICIPALIDAD

