



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

**DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR Y GIMNASIO POLIDEPORTIVO EN LA ALDEA CERRO
DE ORO DEL MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN DEL DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

Luis Antonio Mendez Berreondo
Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, abril de 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR Y GIMNASIO POLIDEPORTIVO EN LA ALDEA CERRO
DE ORO DEL MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN DEL DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2012

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Juan Carlos Molina Jiménez
VOCAL V	Br. Mario Maldonado Muralles
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento 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 ESCOLAR Y GIMNASIO POLIDEPORTIVO EN LA ALDEA CERRO DE ORO DEL MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN DEL DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha noviembre de 2010.

Luis Antonio Mendez Berreondo



Guatemala, 20 de enero de 2012
Ref.EPS.DOC.82.01.12

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

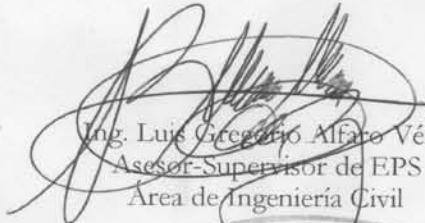
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Luis Antonio Méndez Berreondo** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200515862**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR Y GIMNASIO POLIDEPORTIVO EN LA ALDEA CERRO DE ORO DEL MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN DEL DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"**.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
LGAV/ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
22 de febrero de 2012

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos


Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR Y GIMNASIO POLIDEPORTIVO EN LA ALDEA CERRO DE ORO DEL MUNICIPIO DE SANTIAGO ATILÁN DEL DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Luis Antonio Mendez Berreondo, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA TODOS

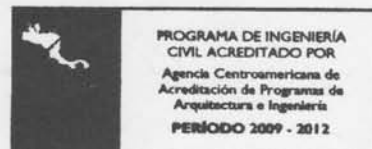

Ing. Ronald Estuardo Galindo-Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 02 de marzo de 2012
Ref.EPS.D.227.03.12

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

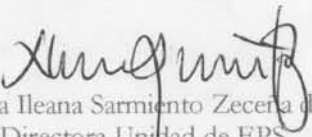
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR Y GIMNASIO POLIDEPORTIVO EN LA ALDEA CERRO DE ORO DEL MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN DEL DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Luis Antonio Méndez Berreondo**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor - Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra

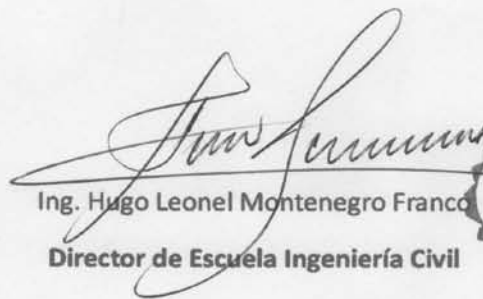




UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano, al trabajo de graduación del estudiante Luis Antonio Mendez Berreondo, titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR Y GIMNASIO POLIDEPORTIVO EN LA ALDEA CERRO DE ORO DEL MUNICIPIO DE SANTIAGO ATITLÁN DEL DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de Escuela Ingeniería Civil



Guatemala, abril de 2012

/bbdeb.

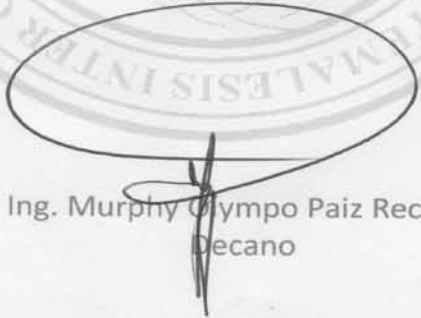
Más de 130 ^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR Y GIMNASIO POLIDEPORTIVO EN LA ALDEA CERRO DE ORO DEL MUNICIPIO DE SANTIAGO ATILÁN DEL DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, presentado por el estudiante universitario **Luis Antonio Mendez Berreondo**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 19 de abril de 2012

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Mis padres

Nunca podre agradecerles todo lo que han hecho por mí, espero que esto sea una pequeña recompensa para ustedes, simplemente gracias por todo.

AGRADECIMIENTOS A:

Mis padres

Ninet Berreondo y Luis Mendez, gracias por su cariño, esfuerzo, paciencia y apoyo incondicional en todo momento de mi vida, gracias por la educación que me brindaron, sin ustedes no sería la persona que soy y este logro nunca lo hubiera podido realizar.

Mis hermana

Nancy Mendez por el apoyo y por siempre darme ánimos para terminar este trabajo.

Mi tío

Mauricio por el apoyo que me brindo para que pudiera terminar mi EPS y por siempre estar pendiente de mí.

Karla López

Por el apoyo y por siempre haberme dado ánimos para que pudiera continuar este trabajo.

Asesor

Ing. Luis Alfaro por su asesoría en este trabajo de graduación.

Y a todas las personas que de una u otra forma me apoyaron en mi carrera.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XVII
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía de la aldea Cerro de Oro	1
1.1.1. Antecedentes históricos	1
1.1.2. Localización y ubicación	2
1.1.3. Extensión y colindancias.....	3
1.1.4. Vías de comunicación.....	4
1.1.5. Población.....	5
1.1.6. Actividades económicas	5
1.1.7. Clima	7
2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	9
2.1. Diseño del edificio escolar de la aldea Cerro de Oro, municipio de Santiago Atitlán	9
2.1.1. Descripción del proyecto.....	9
2.1.1.1. Estudio topográfico.....	10
2.1.1.1.1. Planimetría	10
2.1.1.1.2. Altimetría	10
2.1.1.2. Estudio de suelo.....	11

	2.1.1.2.1.	Ensayo triaxial.....	11
	2.1.1.3.	Diseño arquitectónico	15
	2.1.1.4.	Ubicación de las edificaciones.....	16
	2.1.1.5.	Distribución de ambientes.....	16
2.1.2.		Descripción del sistema a utilizar	16
	2.1.2.1.	Descripción del sistema estructural de mampostería a utilizar.....	16
	2.1.2.2.	Ventajas estructurales de la mampostería reforzada.....	17
	2.1.2.3.	Elementos del sistema de mampostería reforzada.....	17
	2.1.2.3.1.	La lechada	18
	2.1.2.3.2.	Mampostería	19
	2.1.2.3.3.	Mortero	21
	2.1.2.3.4.	Amarres	21
	2.1.2.3.5.	Acero de refuerzo.....	22
2.1.3.		Propiedades de los materiales	23
	2.1.3.1.	Resistencia a compresión del mortero .	23
	2.1.3.2.	Resistencia a compresión del <i>grout</i>	24
	2.1.3.3.	Resistencia a compresión de la mampostería.....	24
	2.1.3.4.	Módulo de elasticidad de la mampostería.....	25
	2.1.3.5.	Módulo de cortante de la mampostería.....	25
2.1.4.		Especificaciones según Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica	25
2.1.5.		Tipos de cargas que afectan las estructura	36
	2.1.5.1.	Cargas gravitacionales	36

	2.1.5.1.1.	Carga viva	37
	2.1.5.1.2.	Carga muerta.....	37
2.1.6.		Método de análisis estructural del edificio.....	37
	2.1.6.1.	Generalidades del diseño de elementos en mampostería.....	37
	2.1.6.2.	Análisis simplista	38
	2.1.6.3.	Procedimiento de análisis.....	39
2.1.7.		Integración de cargas	39
2.1.8.		Cálculo de cargas laterales.....	42
	2.1.8.1.	Esfuerzos por viento.....	42
		2.1.8.1.1. Presión de diseño del viento	43
		2.1.8.1.2. Presiones de diseño de viento	45
	2.1.8.2.	Esfuerzos por sismo.....	48
		2.1.8.2.1. Distribución de la fuerza de sismo por piso.	52
2.1.9.		Cálculo de momentos de volteo	53
2.1.10.		Solución por método simplista	54
	2.1.10.1.	Localización del centro de masa de la estructura	58
	2.1.10.2.	Localización del centro de rigidez.....	59
	2.1.10.3.	Resultados parciales para el análisis simplista primer nivel.....	63
	2.1.10.4.	Resultados parciales para el análisis simplista segundo nivel	64
2.1.11.		Distribución de cargas y momentos en los muros... ..	67
	2.1.11.1.	Resultados del análisis de mampostería	68

2.1.12.	Esfuerzos admisibles.....	74
2.1.12.1.	Cálculo del máximo esfuerzo axial permitido.....	74
2.1.12.2.	Cálculo del esfuerzo flexionante máximo permitido para mampostería.....	75
2.1.12.3.	Cálculo del esfuerzo de corte.....	75
2.1.12.4.	Cálculo del esfuerzo de tensión	76
2.1.13.	Diseño de los muros críticos.....	76
2.1.14.	Diseño de losas	87
2.1.14.1.	Cálculo de momentos actuantes.....	88
2.1.14.1.1.	Balanceo de momentos.....	94
2.1.14.2.	Armado de la losa	96
2.1.15.	Diseño de vigas.....	99
2.1.15.1.	Diseño de vigas en las aulas	100
2.1.15.1.1.	Confinamiento	105
2.1.16.	Diseño de cimentación	106
2.1.16.1.	Determinación del valor soporte	106
2.1.16.2.	Diseño de cimiento corrido	106
2.1.16.2.1.	Diseño del espesor del cimiento	109
2.1.16.2.2.	Área de acero requerido	111
2.1.17.	Instalaciones	112
2.1.17.1.	Instalaciones hidráulicas.....	112
2.1.17.1.1.	Método de <i>Hunter</i>	112
2.1.17.2.	Instalaciones sanitarias.....	116
2.1.17.3.	Instalaciones eléctricas.....	123

	2.1.17.3.1.	Iluminación	123
	2.1.17.3.2.	Fuerza	125
2.1.18.		Cronograma.....	127
2.1.19.		Presupuesto.....	129
2.2.		Diseño del gimnasio polideportivo de la aldea Cerro de Oro, municipio de Santiago Atitlán	131
2.2.1.		Descripción del proyecto.....	131
	2.2.1.1.	Estudio topográfico	131
	2.2.1.2.	Estudio de suelos.....	131
2.2.2.		Sistema estructural a utilizar	132
2.2.3.		Ventajas y desventajas del acero.....	132
2.2.4.		Propiedades mecánicas de los metales estructurales	135
2.2.5.		Resistencia del acero.....	138
2.2.6.		Causas principales de falla en estructuras de acero	138
2.2.7.		Perfiles comerciales y sus propiedades	139
2.2.8.		Selección de la cubierta.....	141
2.2.9.		Diseño de costaneras	142
2.2.10.		Análisis estructural de marcos rígidos.....	147
2.2.11.		Análisis estructural.....	150
2.2.12.		Integración de cargas para la estructura	151
2.2.13.		Combinación de cargas:	152
2.2.14.		Cálculo y diseño para los marcos de acero.....	152
	2.2.14.1.	Predimensionamiento de la rodilla.....	155
	2.2.14.2.	Diseño de la columna.....	156
	2.2.14.3.	Diseño de la viga.....	159
	2.2.14.4.	Diseño de placa unión en rodilla.....	162

2.2.14.5.	Diseño de tornillos de alta resistencia (A325)	163
2.2.14.5.1.	Tuercas	163
2.2.14.5.2.	Arandelas	164
2.2.14.6.	Diseño placa de columna.....	166
2.2.14.6.1.	Diseño de pernos	170
2.2.14.7.	Cálculo zapata para el marco metálico.....	172
2.2.15.	Muros de mampostería.....	176
2.2.15.1.	Método simplificado	177
2.2.15.2.	Carga lateral	181
2.2.15.2.1.	Sismo	181
2.2.15.3.	Determinación de la fuerza de sismo.....	184
2.2.15.4.	Diseño de cimentación.....	191
2.2.16.	Instalaciones	196
2.2.16.1.	Instalaciones hidráulicas	197
2.2.16.2.	Instalaciones sanitarias.....	198
2.2.16.3.	Instalaciones eléctricas.....	199
2.2.16.3.1.	Iluminación	199
2.2.16.3.2.	Fuerza	200
2.2.17.	Cronograma	201
2.2.18.	Presupuesto	202
3.	EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL	205
3.1.	Medidas de mitigación	207

CONCLUSIONES.....	209
RECOMENDACIONES.....	211
BIBLIOGRAFÍA.....	213
ANEXOS.....	215

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del municipio.....	2
2.	Localización aldea Cerro de Oro	3
3.	Excavación para toma de muestra	11
4.	Toma de muestra de 1 pie cúbico	12
5.	Aplicación de parafina a la muestra de suelo	12
6.	Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr	14
7.	Dimensiones de block según COGUANOR NGO 41 054	20
8.	Detalle de muro, columna y soleras de amarre	22
9.	Mapa de vientos en la República de Guatemala	44
10.	Muros estructurales primer nivel	55
11.	Muros estructurales segundo nivel.....	56
12.	Área tributaria a muro d.....	76
13.	Relación modular	78
14.	Columna tipo A	79
15.	Columna tipo B	79
16.	Área tributaria a muro 7.....	80
17.	Detalles de columnas.....	84
18.	Detalle de soleras	86
19.	Losas de entepiso.....	89
20.	Losas de techo.....	92
21.	Balanceo de momentos por rigidez	95
22.	Armado de losa.....	98
23.	Área tributaria a vigas	100

24.	Armado de viga en aulas (compresión)	102
25.	Armado de viga en aulas (tensión)	103
26.	Armado de viga en pasillo (compresión)	104
27.	Armado de viga en pasillo (tensión)	104
28.	Cimiento corrido del edificio	108
29.	Longitud de punzonamiento de cimiento corrido	110
30.	Diagrama tipo esfuerzo-deformación para el acero estructural	137
31.	Perfiles de acero	140
32.	Detalle de lámina de aluzinc calibre 26	142
33.	Detalle de costanera	146
34.	Detalle de colocación de costanera	146
35.	Cargas que afectan al marco de acero	151
36.	Carga muerta + carga viva en marco	154
37.	Detalle de rodilla del marco	156
38.	Diseño de viga metálica	160
39.	Detalle típico de marco	161
40.	Platina de acero	163
41.	Tornillo, tuerca y arandela	164
42.	Área tributaria de la cubierta sobre el marco	167
43.	Placa de columna	169
44.	Detalle de anclaje de pernos estructurales	171
45.	Detalle de armado de zapata, marco metálico	176
46.	Refuerzo de acero en polideportivo	189
47.	Cimiento corrido gimnasio polideportivo	192
48.	Longitud de punzonamiento cimiento corrido del polideportivo	195

TABLAS

- I. Características de acceso dentro del municipio de Santiago Atitlán .. 4

II.	Clasificación barras de acero	22
III.	Tabla de dosificación para morteros	23
IV.	Resistencia a compresión de la mampostería de	24
V.	Aceleraciones máximas efectivas para el sismo básico y para el sismo frecuente.....	27
VI.	Nivel de protección requerido.....	28
VII.	Redundancia estructural (q_1) para número de tramos	30
VIII.	Clasificación por tipo de estructura	31
IX.	Número de ejes estructurales (q_2)	32
X.	Coeficiente de exposición	45
XI.	Presión del viento q_s	46
XII.	Factor C_q	47
XIII.	Tipos de suelo.....	49
XIV.	Resumen datos para análisis sísmico	50
XV.	Fuerzas de sismo.....	53
XVI.	Momentos de volteo.....	54
XVII.	Distribución de muros estructurales primer y segundo nivel.....	57
XVIII.	Cálculo de centro de masa de la estructura, sentido X.....	58
XIX.	Cálculo de centro de masa de la estructura sentido Y.....	59
XX.	Cálculo del centro de rigidez del edificio primer nivel	61
XXI.	Cálculo del centro de rigidez del edificio segundo nivel.....	62
XXII.	Centro de masa entrepiso	64
XXIII.	Resultados análisis de mampostería, primer nivel x-x.....	68
XXIV.	Resultados análisis de mampostería, primer nivel y-y.....	69
XXV.	Resultados análisis de mampostería, segundo nivel x- x	70
XXVI.	Resultados análisis de mampostería, segundo nivel y-y	71
XXVII.	Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro del primer nivel	72

XXVIII.	Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro del segundo nivel	73
XXIX.	Resumen de As necesario primer nivel x-x.....	83
XXX.	Área de acero distribuida por muros sentido X	85
XXXI.	Área de acero distribuida por muros sentido Y	86
XXXII.	Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en edificios.....	114
XXXIII.	Gastos probables para el método de <i>Hunter</i>	115
XXXIV.	Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de desgargas.....	118
XXXV.	Diámetro de las derivaciones en colector	119
XXXVI.	Coeficiente de rugosidad “n” para las fórmulas de Manning en tuberías	122
XXXVII.	Requerimientos de iluminación en edificios escolares	124
XXXVIII.	Circuitos de iluminación para el primer nivel y segundo nivel	125
XXXIX.	Circuitos de iluminación primero y segundo nivel	126
XL.	Circuitos de iluminación y fuerza	126
XLI.	Cronograma escuela Cerro de Oro.....	127
XLII.	Presupuesto escuela aldea Cerro de Oro.....	129
XLIII.	Propiedades de la lámina	141
XLIV.	Propiedades de las costaneras	143
XLV.	Datos para los marcos metálicos.....	153
XLVI.	Longitudes efectivas y factores para diseño de columnas	158
XLVII.	Dimensiones de tornillos, arandelas y tuercas.....	165
XLVIII.	Rigideces en muros.....	178
XLIX.	Centro de corte en muros sentido X	179
L.	Centro de corte en muros sentido Y	179
LI.	Centro de masa.....	180
LII.	Cálculo de pesos muros de carga	181

LIII.	Clasificación de las zonas sísmicas	183
LIV.	Factores de fuerza horizontal K.....	183
LV.	Distribución carga lateral sentido X	185
LVI.	Carga lateral sentido Y	186
LVII.	Momentos de volteo sentido X	186
LVIII.	Momento de volteo sentido Y	186
LIX.	Resumen diseño a flexión y corte en muros.....	188
LX.	Cálculo de refuerzo vertical y horizontal.....	188
LXI.	Circuitos de iluminación y fuerza en polideportivo	200
LXII.	Cronograma gimnasio polideportivo aldea Cerro de Oro.....	201
LXIII.	Presupuesto gimnasio polideportivo aldea Cerro de Oro.....	202
LXIV.	Matriz de impacto ambiental.....	206

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura del muro
As	Área de acero
a	Ancho de losa
Af	Área de patín en sección metálica de alma llena
A	Área de una sección dada
Asmáx	Área máxima de acero
Asmín	Área mínima de acero
Asreq	Área de acero requerida para cubrir un momento dado
Az	Área de la zapata vista en planta
b	Base de la sección transversal de un elemento
ba	Base del lado mayor de losa
bf	Base de sección de alma llena
CM	Carga muerta
P	Carga puntual
Cs	Carga sísmica
CU	Carga última
CV	Carga viva
Cm	Centro de masa
Cr	Centro de rigidez
C	Coeficientes según método 3 ACI para el cálculo de momentos últimos en losas
C'	Cohesión del suelo

m²	Dimensional de área, metro cuadrado
m³	Dimensional de volumen, metro cúbico
dx	Distancia en la dirección X-X
dy	Distancia en la dirección Y-Y
fa	Esfuerzo de compresión axial
fm	Esfuerzo de compresión permisible en mampostería
fb	Esfuerzo de flexión unitario
f'm	Esfuerzo de ruptura a la compresión en la mampostería
fs	Esfuerzo de tensión en el acero
fy	Esfuerzo de fluencia del acero
Fp	Esfuerzo en placa metálica
fv	Esfuerzo permisible de corte
t	Espesor del muro
Fcu	Factor de carga última
Nq	Factor de flujo de carga
Nγ	Factor de flujo
kg	Kilogramo
Em	Módulo de elasticidad de la mampostería
Es	Módulo de elasticidad del acero
I	Momento de inercia
W	Peso
d	Peralte
f 'c	Resistencia mínima a compresión del concreto

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
Aproximaciones sucesivas	Método que propone una sección de acero estructural y se comparan los valores obtenidos contra los valores permisibles, hasta que las condiciones de este método se cumplan.
Área tributaria	Teóricamente se define como la zona de acción de las cargas para el análisis estructural.
Corte basal	Es la fuerza total lateral que se aplica a una edificación para simular, respecto de un modelo matemático, los efectos del sismo en la estructura.
Deflexión	Deformación de los elementos estructurales que se presentan en forma de curvatura del eje longitudinal, al ser cargados.
Estribo	Son elementos que sirven para transmitir las cargas procedentes de la estructura a la cimentación.

Excentricidad	Es la distancia del centro de masa al centro de rigideces.
Mampostería	Obra de albañilería formada por unidades o bloques de concreto o arcilla, unidas con mortero.
Muros de carga	Cargan y soportan esfuerzos de compresión y flexión.
Rodilla	Unión de la columna con la viga en un marco estructural.

RESUMEN

La infraestructura actual de la escuela en la aldea Cerro de Oro, en Santiago Atitlán, Sololá, no cuenta con condiciones óptimas para la práctica diaria laboral de los estudiantes, ya que no existe un espacio destinado a la recreación y convivencia aptos, así como el espacio necesario para la rutina diaria, de obtención de habilidades intelectuales, sociales y físicas en el desarrollo global e integral del alumno.

Se resalta el hecho de que estudiantes de la aldea Cerro de Oro tienen que dirigirse hacia otras comunidades para poder recibir clases, ya que no hay espacio suficiente en la escuela local para poder proporcionarles el derecho a la educación.

A su vez, la escuela actualmente no tiene un espacio destinado para que los alumnos tengan un desarrollo físico óptimo, es por ello que se propone el diseño de la cancha polideportiva. Este proyecto en donde los directamente beneficiados serán los alumnos de la escuela, puedan beneficiar a su vez a la recreación de la población de la aldea en general.

OBJETIVOS

Generales

1. Realizar el diseño y la planificación del edificio escolar ubicado en la aldea Cerro de Oro, municipio de Santiago Atitlán, departamento de Sololá.
2. Realizar el diseño y la planificación del gimnasio polideportivo ubicado en la aldea Cerro de Oro, municipio de Santiago Atitlán, departamento de Sololá.

Específicos

1. Contribuir con el desarrollo de la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá
2. Crear un ambiente apto para el desempeño de actividades laborales a la población infantil de la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá
3. Mejorar las condiciones que actualmente se tiene específicamente en la aldea Cerro de Oro que es donde se hará la planificación de los proyectos.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), tiene como meta el contribuir con el desarrollo de las comunidades en el área rural del país, así como diseñar información técnica adquirida en el transcurso de la carrera a los colaboradores del área.

Con base al diagnóstico realizado, así como también a visitas de campo a las comunidades y con el apoyo del Plan de Desarrollo Municipal (PDM), se priorizaron dos proyectos de infraestructura siendo estos: diseño del edificio escolar y gimnasio polideportivo de la aldea Cerro de Oro, municipio de Santiago Atitlán Departamento de Sololá.

Actualmente, la escuela municipal, no cuenta con la infraestructura física necesaria para el desarrollo pleno de los alumnos usuarios. No cuenta con un espacio suficiente ni área destinada para las actividades recreativas de los estudiantes, siendo las actividades recreativas parte integral en el desarrollo físico, mental e intelectual de los niños y adolescentes en edad escolar.

Los proyectos que se proponen, pretenden beneficiar a la población estudiantil de la aldea Cerro de Oro, Atitlán Sololá, y con ello contribuir al fortalecimiento de la población en general y al desarrollo de una comunidad integral en todas las facetas de desarrollo.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la aldea Cerro de Oro

La aldea Cerro de Oro está situada a orillas del lago de Atitlán, en el sudoeste del país, es una de las dos aldeas que conforma el municipio de Santiago Atitlán del departamento de Sololá.

1.1.1. Antecedentes históricos

El historiador Jorge Luís Arriola ofrece en su "Pequeño diccionario etimológico de voces guatemaltecas", tres versiones del significado de Atitlán: 1) Lugar entre mucha agua, de *atl*, agua y *titlán*, lugar. 2) A-ti-tlán; de *atl*, agua; *ti*, ligadura y *tlan*, terminación de pluralidad, lo que traduce entre las aguas; 3) Podría derivar de la voz pipil *atl*, agua; y *tlan* cerro; o sea cerro rodeado de agua.

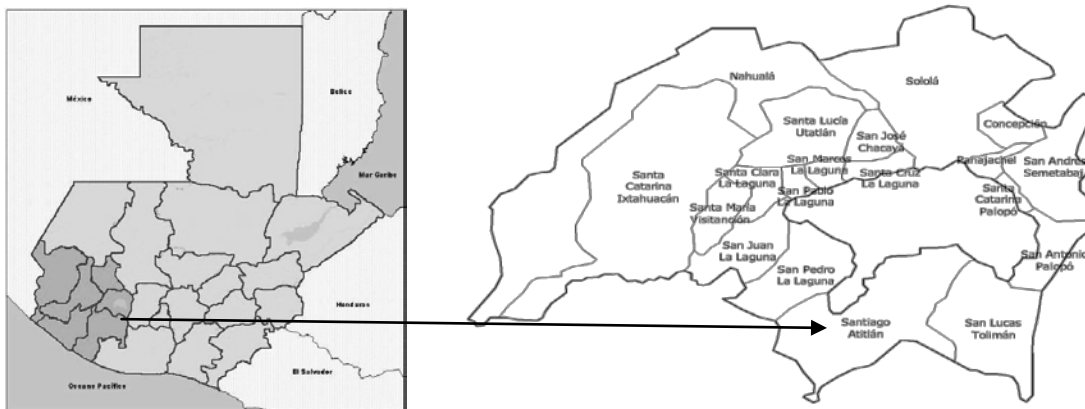
A finales del siglo XVI, Santiago Atitlán, era conocido con el nombre de Atitlán y se constituyó en la cabecera del corregimiento del mismo nombre, cuya jurisdicción comprendía la parte sur del actual departamento de Sololá y el norte de Suchitepéquez, hasta que en las primeras décadas del siglo VXIII (alrededor de 1730) los corregimientos de Atitlán y de Tecpanatitlán o Sololá fueron integrados en una sola unidad administrativa que fue la alcaldía Mayor de Sololá.

Según datos históricos a la llegada de los españoles el territorio guatemalteco Atitlán era la “capital del señorío tz’utujil (Atitlán significa lugar entre mucha agua), este se originó del tronco común de los quichés y, de acuerdo con los “Anales de los Kaqchiqueles”, los Zutujiles fueron la primera de las siete tribus que llegaron a tulam, la legendaria ciudad de donde provenían los señores Toltecas, los Zutujiles, cuyo nombre significa “Los del lugar florido”, denominaron el área de las riveras del Lago de Atitlán.

1.1.2. Localización y ubicación

El municipio de Santiago Atitlán, se encuentra localizado en el departamento de Sololá, en el sur occidente del país, se conforma con 7 cantones, 2 aldeas, y 4 fincas que pertenecen al municipio, los proyectos que se proponen estarán en la aldea Cerro de Oro.

Figura 1. Localización del municipio



Fuente: diagnóstico Municipalidad de Santiago Atitlán, Sololá, EPSUM 2010.

La aldea Cerro de Oro se ubica al nor-oeste a 12 kilómetros de la cabecera municipal.

Figura 2. Localización aldea Cerro de Oro



Fuente: investigación de campo Grupo EPS, primer semestre 2006.

1.1.3. Extensión y colindancias

El municipio de Santiago Atitlán tiene una extensión territorial de 136 kilómetros cuadrados. Las colindancias de la aldea Cerro de Oro son las siguientes; al norte: lago de Atitlán, al este: San Lucas Tolimán, al sur: volcán Tolimán, al oeste: Santiago Atitlán.

1.1.4. Vías de comunicación

El municipio de Santiago Atitlán se encuentra a 170 kilómetros de la Ciudad Capital, a 59 kilómetros de la cabecera departamental de Sololá y el acceso principal es por la carretera interamericana CA-9 en el kilómetro 168 y luego por la CA-2 vía San Lucas Tolimán, desde la cabecera departamental se puede llegar a Santiago Atitlán por carretera asfaltada, con un recorrido de 55 kilómetros, vía Panajachel - Godinez y San Lucas Tolimán. Por vía lacustre también puede llegarse a Santiago Atitlán partiendo de Panajachel, San Lucas Tolimán, San Pedro la Laguna, Santa Catarina Palopó San Antonio Palopó y luego trasladarse por tierra hacia Cerro de Oro.

Tabla I. **Características de acceso dentro del municipio de Santiago Atitlán**

No.	Comunidad	Dist. Km.	Tiempo Minutos	Camino de acceso	Transporte público	Tipo de Vehículo
1	Cantón Pachichaj	1/2	5	Adoquinado	Varios	Pickups/Tuk Tuk
2	Cantón Panul	1/2	5	Adoquinado	Varios	Pickups/Tuk Tuk
3	Cantón Xechvoy	1/2	5	Adoquinado	Varios	Pickups/Tuk Tuk
4	Cantón Panaj	½	5	Adoquinado	Varios	Pickups/Tuk Tuk
5	Cantón Tzanjuyu	½	5	Adoquinado	Varios	Pickups/Tuk Tuk
6	Cantón Panabaj	1 ½	10	Asfaltado	Varios	Pickups/Tuk Tuk
7	Caserío Tzanchaj	4	15	Asfaltado	Varios	Pickups/Tuk Tuk
1	Aldea San Antonio Chacayá	7	15	Terracería	Varios	Pickups
2	Aldea Cerro de Oro	12	20	Asfaltado	Varios	Pickups
1	Finca Monte de Oro	12	20	Terracería	Varios	Pickups
2	Finca Monte Quina	13	20	Terracería	Varios	Pickups
3	Finca Olas de Mocá	12	20	Terracería	Varios	Pickups
4	Finca El Metzabal	12	20	Terracería	Varios	Pickups

Fuente: PDM Santiago Atitlán.

1.1.5. Población

El total de la población del municipio de Santiago Atitlán, según el censo del - INE- de 1994, era de 23 303 habitantes, en el censo del 2002 presenta que los habitantes ascendían a 32 254, con base a los datos anteriores, se determinó la tasa de crecimiento poblacional de 4,75 por ciento anual, por lo que para el 2010 se proyectaba una población de 45 220 habitantes, con una densidad poblacional de 306,4 habitantes por kilómetro cuadrado con base al censo realizado por el INE. En la aldea Cerro de Oro el total de habitantes asciende a: 3 550 habitantes según datos de la municipalidad de Santiago Atitlán.

1.1.6. Actividades económicas

Las principales actividades productivas, se describen a continuación:

- **Actividad agrícola:** la agricultura es la principal actividad productiva del municipio. El producto que alcanza los mayores niveles de producción es el café, los niveles de producción responden al tipo de suelo, al clima y a la extensión del terreno. La producción que involucra a mayor cantidad de pobladores es la realizada en minifundios; en ellos se producen cultivos de subsistencia como maíz, frijol, aguacate y pitaya. En menor cuantía se produce la nuez de macadamia, el tomate, el repollo, entre otros. Se utilizan técnicas de producción tradicionales.
- **Actividad pecuaria:** por las condiciones ecológicas del municipio, no existe crianza de ganado bovino. La producción de porcinos y aves de corral se da en pequeña escala, tanto para la venta como para el consumo familiar. Está conformada por la crianza de animales

domésticos como gallinas, vacas, cerdos y conejos, entre otros. Su participación en la economía del municipio no es significativa si se le compara con las de agricultura y el comercio.

- Actividad agroindustrial: la mayor producción agroindustrial en Santiago Atitlán es el café. Consiste en la transformación del café cereza a café pergamino, proceso que se desarrolla en beneficios húmeros del municipio.

Se obtiene una cosecha al año, en la época de noviembre a marzo; lo que permite la participación de niños y jóvenes en edad escolar en el corte de grano, de esta manera se involucra a familias completas en la producción.

La producción de café en las microfincas es de tipo tradicional o de nivel tecnológico I. Éste se caracteriza por la falta de preservación de suelos, se recurre a la mano de obra familiar, no se utiliza ningún tipo de maquinaria, usan pocos fertilizantes, herbicidas y fungicidas; el cultivo no cuenta con asistencia técnica, financiamiento y utilizan únicamente semilla criolla.

Luego se da la producción de café de nivel tecnológico II. En ella se combina la mano de obra familiar y asalariada, se aplican los fertilizantes, herbicidas y fungicidas en baja escala, el riego es en invierno; tienen acceso mínimo al crédito y se usa semilla mejorada.

- Actividad artesanal: ésta actividad es de vital importancia en el municipio. La producción artesanal se da de forma manual y algunas veces de forma mecánica, realizada por cuenta individual, con ayuda familiar y

según sea el caso con mano de obra asalariada. La actividad artesanal se establece como medio de subsistencia y, en la actualidad se pretende establecerla como medio de desarrollo que permita la generación de empleos para el sostenimiento de las familias.

- Actividad turística: la condición geográfica en que se encuentra el municipio, sus costumbres y tradiciones y la belleza natural del entorno, se contribuyen en sus mayores potencialidades turísticas. La actividad turística en Santiago Atitlán es una de las actividades de mayor dinamismo y que genera ingresos para sus pobladores, especialmente al área de hotelería, comercio de artesanías y restaurantes.

1.1.7. Clima

La temperatura media de Santiago Atitlán oscila entre los 17 y 20 grados centígrados. En el municipio no se han registrado cambios en clima por debajo de los cero grados centígrados, por lo que no existe el riesgo de sufrir heladas. La humedad relativa del municipio oscila en un 75 por ciento, y la nubosidad es alta, especialmente en los meses cercanos a la época lluviosa. Presenta un sistema de precipitación pluvial variada (lluvia suave y lluvia intensa); junio y septiembre son los meses de precipitaciones más altas y disminuyen en julio y agosto, época donde se presenta el fenómeno de la canícula. Sus vientos en el mes de enero soplan de sur a este y en febrero al este.

En Santiago Atitlán se presentan varios períodos con características climáticas claramente definidas tales como: período de época seca, lluviosa, cálida y fría.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del edificio escolar de la aldea Cerro de Oro, municipio de Santiago Atitlán

El diseño del edificio escolar se hará con el sistema tipo cajón de mampostería reforzada confinada, basado en las normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES).

2.1.1. Descripción del proyecto

La infraestructura actual de la escuela en la aldea Cerro de Oro, en Santiago Atitlán, Sololá, no cuenta con condiciones óptimas para la práctica diaria laboral de los estudiantes, ya que no existe un espacio destinado a la recreación y convivencia aptos, así como el espacio necesario para la rutina diaria, de obtención de habilidades intelectuales, sociales y físicas en el desarrollo global e integral del alumno.

Se resalta el hecho de que estudiantes de la aldea Cerro de Oro tienen que dirigirse hacia otras comunidades para poder recibir clases, ya que no hay espacio suficiente en la escuela local para poder proporcionarles el derecho a la educación.

2.1.1.1. Estudio topográfico

Un levantamiento topográfico, se realiza con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, y posteriormente su representación en un plano. Tiene por objeto el cálculo de superficies de volúmenes y la representación de las medidas tomadas en el campo mediante plantas y perfiles.

Es primordial contar con una buena representación gráfica, que contemple tanto los aspectos altimétricos, como planimétricos, para ubicar de buena forma el proyecto.

2.1.1.1.1. Planimetría

La planimetría, es la parte de la topografía que comprende los métodos y procedimientos que tienden a conseguir la representación a escala, sobre una superficie plana de todos los detalles interesantes del terreno, prescindiendo de su relieve.

2.1.1.1.2. Altimetría

La altimetría, se encarga de la medición de las diferencias de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno, las cuales representan las distancias verticales medidas a partir de un plano horizontal de referencia. La determinación de las alturas o distancias verticales también se puede hacer a partir de las mediciones de las pendientes o grado de inclinación del terreno y de la distancia inclinada entre cada dos puntos.

2.1.1.2. Estudio de suelo

Realizar un estudio de suelos es indispensable para conocer cuál es el valor soporte del terreno donde se harán los proyectos, y con este dato diseñar las cimentaciones adecuadas para las edificaciones dándole seguridad al diseño y tener la certeza que la edificación que se construirá brindara seguridad a las personas que la utilizaran.

2.1.1.2.1. Ensayo triaxial

Se realizó una toma de muestra de suelo inalterada de 1 pie cúbico a una profundidad de 2 metros, en el sitio en donde se construirá la escuela.

En la figura 3 se observa la excavación de 2 metros de profundidad en donde se tomó la muestra de suelo.

Figura 3. Excavación para toma de muestra



Fuente: aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán.

En la figura 4 se observa la muestra de suelo tomada en el terreno en el cual se propone la construcción de la escuela y el polideportivo.

Figura 4. **Toma de muestra de 1 pie cúbico**



Fuente: aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán.

En la figura 5 se observa la aplicación de una de las dos capas de parafina que se le aplico a la muestra de suelo, esto se hace para que la propiedades físicas se conserven hasta cuando se realice la prueba en el laboratorio.

Figura 5. **Aplicación de parafina a la muestra de suelo**



Fuente: aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán.

El ensayo de la muestra de suelo tomada en la aldea Cerro de Oro, se ensayo en el centro de investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en el área de suelos.

Ángulo de fricción interna: $\phi = 35,44^\circ$ se aplicara un factor de seguridad de 2

Cohesión: $C_u = 4,90 \text{ t/m}^2$ se aplicara un factor de seguridad de 2

Tipo de ensayo: no consolidado y no drenado

Descripción del suelo: arena limosa color café oscuro

Densidad del suelo: $\gamma_s = 1,45 \text{ ton/m}^3$

Desplante: $D = 2,00 \text{ m}$

Base: $B = 1,00 \text{ m}$

El factor de seguridad que se utilizara es debido al tipo de suelo.

$$\phi_{\text{rad}} = \frac{\phi * \pi}{180} = \frac{35,44 * \pi}{180} = 0,6185$$

Ecuación general de la capacidad de carga:

Fuente: principio de ingeniería de cimentaciones, Braja M. Das, quinta edición, p. 137.

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma N_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

En esta ecuación:

C' = Cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forman

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi * \tan \phi} = 5,12$$

$$N_c = \cot(\phi) * (N_q - 1) = 12,88$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi) = 1,97$$

$$F_{cs} = 1 + 0,4 * \left(\frac{Df}{B} \right) = 1,24$$

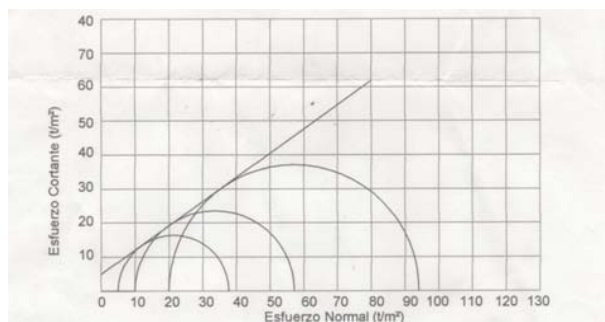
$$F_{qs} = 1 + 2 \tan \theta (1 - \sin \theta)^2 \tan^{-1} \left(\frac{Df}{B} \right) = 1,10$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right)^2 = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\theta} \right)^2 = 1$$

Figura 6. **Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr**



Fuente: ensayo realizado en Centro de Investigaciones de Ingeniería.

La ecuación para el análisis es la siguiente:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma N_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

$$q_o = 57,30 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando un factor de seguridad igual a 3, se obtiene que el valor soporte de diseño será de:

$$q_{adm} = \frac{q_o}{FS} = \frac{57,30}{3} = 19,10 \text{ ton/m}^2$$

Este es el valor soporte con el que se diseñara.

2.1.1.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a darle la forma adecuada y distribuir los ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso, el diseño arquitectónico se ocupa de todo lo relacionado con la proyección y la construcción del edificio.

El diseño arquitectónico se observara claramente con el juego de planos, este se baso en el documento de "Criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales", versión corregida, febrero 2008. Los planos contienen, el diseño arquitectónico, el diseño estructural, y las instalaciones del edificio.

2.1.1.4. Ubicación de las edificaciones

El área total que tendrá la escuela será de 286 metros cuadrados y el polideportivo tendrá 879,05 metros cuadrados, los edificios tienen el acceso por la calle principal de la aldea, está ubicado en la carretera que conduce de San Lucas Tolimán a Santiago Atitlán, exactamente en el kilómetro 7,50.

2.1.1.5. Distribución de ambientes

En el primer nivel del edificio escolar se tendrán tres aulas, una oficina destinada para el director de la escuela y un ambiente de servicios sanitarios para hombres y mujeres, en la planta alta se ubica tres aulas teóricas, un laboratorio de computación, una oficina destinada para el salón de profesores.

2.1.2. Descripción del sistema a utilizar

El sistema estructural a utilizar será el que se denomina muros confinados, esto se refiere a los muros de mampostería que tienen el refuerzo vertical y horizontal concentrado en elementos de concreto.

2.1.2.1. Descripción del sistema estructural de mampostería a utilizar

Para este proyecto los muros deberán tener un espesor nominal de 190 milímetros y una resistencia de 70 kilogramos por centímetro cuadrados. La relación entre la distancia sin apoyos, ya sea horizontal o vertical, y el espesor del muro, deberá ser tal que atienda adecuadamente el pandeo tanto horizontal como vertical. Los muros no estructurales que tan sólo soportan su propio peso

podrán tener un espesor mínimo de 100 milímetros y una relación de la distancia sin apoyos al espesor, máximo igual a 30.

2.1.2.2. Ventajas estructurales de la mampostería reforzada

El uso de la mampostería reforzada permite:

- Tramos más largos
- Paredes más altas y más fuertes
- Resistencia al sonido
- Resistencia al fuego incrementada

Una pared de block hueco de concreto de 19 centímetros sin fundición de lechada tiene una duración de tan sólo una hora contra el fuego en cambio una pared sólida fundida con lechada, de 14 a 19 pulgadas de grosor, tiene una duración de aproximadamente 4 horas ante el fuego. Las paredes de mampostería mejora la sensación térmica de los lugares.

2.1.2.3. Elementos del sistema de mampostería reforzada

Las unidades prefabricadas usadas para el levantado de los muros de mampostería reforzada deberán ser ladrillos de barro cocido o bloques de concreto, los elementos que conforman el sistema de mampostería son:

2.1.2.3.1. La lechada

El lechada esta también llamada *grout* se define como una mezcla de material cementicio y agua, con o sin agregados, dosificada para obtener una consistencia que permita su colocación sin que se produzca segregación de los constituyentes que permita su colocación dentro de las celdas de las piezas prefabricadas alrededor del acero para los muros con refuerzo uniformemente distribuido contribuyendo de esta forma a la resistencia a compresión del muro conformado.

Según el tamaño nominal máximo de los agregados el *grout* se clasificará como *grout* fino o *grout* grueso, en la norma ASTM C 476, se encuentran todas las especificaciones.

Grout fino:

Este tipo de *grout* se utilizará cuando el espacio para el vaciado es pequeño, angosto o congestionado con refuerzo. Entre el acero de refuerzo y la unidad prefabricada para levantado deberá existir un espacio libre mínimo de 6,5 milímetros. La proporción por volumen para esta mezcla deberá ser de 1 parte de cemento y de 2,5 a 3 partes de arena con una cantidad de agua suficiente que garantice un revenimiento de 2 a 2,5 centímetros.

Grout grueso:

Este tipo de *grout* se utilizará cuando el espacio entre el acero de refuerzo y la unidad prefabricada para levantado sea por lo menos 13 milímetros o cuando las dimensiones mínimas de las celdas en la pieza para levantado sean de 38 milímetros de ancho y 75 milímetros de largo.

La proporción por volumen para esta mezcla deberá ser de 1 parte de cemento, 2,25 a 3 partes de arena, y de 1 a 2 partes de grava fina con una cantidad de agua suficiente que garantice un revenimiento de 2 a 2,5 centímetros.

2.1.2.3.2. Mampostería

Son las unidades prefabricadas usadas para el levantado de los muros de mampostería reforzada, generalmente son ladrillos de barro cocido o bloques huecos de concreto cuya función básica será dividir los ambientes y su función estructural soportar esfuerzos de compresión.

- Ladrillos de barro cocido

Es la unidad hecha básicamente de barro o arcilla, con o sin adición de otros materiales, moldeada o extruida de forma rectangular, con o sin agujeros, cavidades, perforaciones y endurecida por medio de fuego hasta fusión incipiente.

Este tipo de unidades deberá cumplir con la Norma COGUANOR NGO 41 022 en lo referente a calidad, dimensiones, absorción y clasificación por resistencia.

Según la relación área neta / área gruesa medida sobre planos perpendiculares a la superficie de carga, las unidades se clasifican en ladrillo macizo o tayuyo y ladrillo perforado o tubular. La relación área neta / área gruesa para las unidades de ladrillo macizo deberá ser igual o mayor que 0,75 y para las unidades de ladrillo perforado esta relación será menor que 0,75.

- Bloques de concreto

Son elementos simples hechos de concreto, con uno más huecos transversales en su interior de manera que el área neta del elemento sea de un 50 por ciento a un 75 por ciento del área bruta del elemento y cuando es usado en una pared forma cavidades internas con área total en el plano horizontal, de más del 25 por ciento pero no más del 50 por ciento del área de la sección transversal horizontal de la pared.

Los morteros usados para mampostería deberán ser una mezcla plástica de materiales cementantes y arena bien graduada. Dicha mezcla se utilizará para unir las unidades prefabricadas en la conformación de un elemento estructural. La dosificación de la mezcla deberá proveer las condiciones que permitan su trabajabilidad, capacidad para retención de agua, durabilidad y deberá contribuir a la resistencia a compresión del elemento estructural, por medio de la pega entre las unidades prefabricadas para levantado.

Figura 7. Dimensiones de block según COGUANOR NGO 41 054

Tipo de Block	Medidas (cms)	Isometrico
Block	14 x 19 x 39	
	19 x 19 x 39	
Block Tabique	9 x 19 x 39	
	9 x 19 x 19	
Block U	9 x 19 x 19	
Block Tipo Fachada Estriado	9 x 19 x 39	
	9 x 19 x 19	

Fuente: elaboración propia, adaptada de norma COGUANOR NGO 41 054.

2.1.2.3.3. Mortero

El desempeño de la mampostería es influenciado por varias propiedades que tienen los morteros, tales como: trabajabilidad, retención de agua, adherencia, durabilidad y resistencia a la compresión. Estas propiedades suelen variar dependiendo del tipo de mortero que se seleccione. A continuación se presenta una descripción de los tipos de morteros que se utilizan:

Tipo 1 (M): mampostería sujeta a altas cargas de compresión, acciones severas de congelamiento, altas cargas laterales por sismo, huracanes, así también como muros de contención.

Tipo 2 (s): estructuras que requieren soportar altos esfuerzos de flexión y que están sujetos a cargas de compresión y fuerzas laterales.

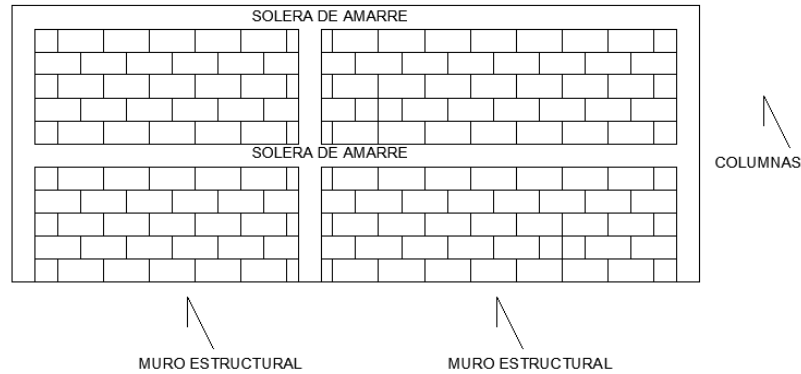
Tipo 3 (N): para uso general en la construcción de mampostería, para la construcción de sótanos residenciales, muros interiores y divisiones, fachadas y divisiones no estructurales de mampostería.

Tipo 4 (O): para muros y particiones que no soportaran cargas. O para muros que soportaran cargas de compresión no mayores a 100 psi y que no están sujetas a la acción del clima.

2.1.2.3.4. Amarres

Los amarres son requeridos en paredes múltiples, cuando las uniones del mortero toman resistencia, estos amarres aseguran las unidades y resisten la presión lateral de la lechada, previniendo pandeo o separación de las unidades.

Figura 8. **Detalle de muro, columna y soleras de amarre**



Fuente: elaboración propia.

2.1.2.3.5. **Acero de refuerzo**

El acero que se emplee en el refuerzo vertical, soleras o varillas colocadas en el interior del muro deberá consistir en varillas corrugadas que cumplan con las siguientes especificaciones. Se admitirá el uso de barras lisas o varillas de alta resistencia únicamente en estribos y en eslabones. Las barras de acero para hormigón armado se suministrarán en longitudes de 6, 9, y 12 metros.

Tabla II. **Clasificación barras de acero**

Clasificación Según Sistema de Medidas	
Internacional, SI	Inglés
Grado 280	Grado 40
Grado 414	Grado 60
Grado 517	Grado 75

Fuente: COGUANOR NGO 36 011.

2.1.3. Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales definen su comportamiento bajo los esfuerzos que le producen las cargas en las que son sometidos los elementos, a continuación se presentan las resistencias a la compresión de los morteros, *grout* y de los elementos de mampostería.

2.1.3.1. Resistencia a compresión del mortero

La resistencia a compresión característica del mortero estará en función de la dosificación de su mezcla. Los morteros con base a su capacidad compresiva y de adherencia se clasifican en tres tipos: I, II, y III en la tabla III se indica la dosificación por volumen para cada tipo de mortero, así como su resistencia característica a la compresión.

Tabla III. **Tabla de dosificación para morteros**

Tipo de mortero	Proporción volumétrica			Resistencia a la compresión (Kg/cm ²)
	Cemento	Cal	Arena	
I	1,00	-	No menos de 2,25 y no más de 3 veces la suma de los volúmenes de cemento y cal	175
II	1,00	de 0,25 a 0,50		125
III	1,00	0,50 a 1,25		50

Fuente: AGIES NR-9: 2000, p.5.

2.1.3.2. Resistencia a compresión del *grout*

La resistencia a compresión característica del *grout* estará en función de la dosificación de su mezcla. Sus valores máximo y mínimo, a los 28 días, deberá ser de 1,5 veces la resistencia a compresión de la mampostería respectivamente.

2.1.3.3. Resistencia a compresión de la mampostería

La resistencia a compresión de la mampostería, f_m , empleada como base para el diseño de muros se podrá determinar mediante ensayos de muestras en el laboratorio. Si no se realizan pruebas experimentales podrán emplearse los valores de f_m que, para distintos tipos de piezas y morteros, se presentan en las tabla siguientes.

Tabla IV. Resistencia a compresión de la mampostería de bloques de concreto

f_p (en kg/cm ²)	f_m (en kg/cm ²)		
	Mortero tipo I	Mortero tipo II	Mortero tipo III
25	15	10	10
50	35	25	20
75	65	50	40
125	90	80	70

f_p es la resistencia a compresión de las piezas referida al área bruta

Fuente: AGIES NSE 7,4 (NR9: 2 000).

2.1.3.4. Módulo de elasticidad de la mampostería

El módulo de elasticidad, E_m en kilogramos por centímetro cuadrado, para la mampostería (tanto para unidades de mampostería de barro cocido o bloques de concreto) se podrá estimar como una función de su resistencia a compresión, de acuerdo con $E_m = 750$ multiplicado por la resistencia a compresión de la mampostería.

2.1.3.5. Módulo de cortante de la mampostería

El módulo de cortante, E_v en kilogramos por centímetro cuadrado, para la mampostería (tanto para unidades de mampostería de barro cocido o bloques de concreto) se podrá estimar como una función de su módulo de elasticidad, de acuerdo con $E_v = 0,4$ multiplicado por el módulo de elasticidad de la mampostería.

2.1.4. Especificaciones según Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica

Clasificación de las obras según AGIES:

Se clasifica la obra dependiendo del impacto socio – económico que implique la falla o cesión de funciones de la misma, para ello existen cinco categorías que son:

- Obras críticas: estas son indispensables para el desenvolvimiento socio – económico de grandes sectores de la población; también se clasifican en esta categoría a las obras que al fallar pondrían en peligro a grandes cantidades de personas, como los puentes, centrales energéticas, etc.

- Obras esenciales: este tipo de obras no pueden fallar durante o después de un desastre natural por lo que deben de mantenerse en funcionamiento durante y después del mismo, entre estas están: hospitales con instalaciones de emergencia, quirófanos, instalaciones de defensa civil, bomberos, policía y comunicaciones asociadas con la atención de desastres, instalaciones de captación y tratamiento de agua, puentes sobre carreteras de primer orden, etc.
- Obras importantes: estas son aquellas que albergan o pueden afectar a gran número de personas, donde sus ocupantes estén restringidos a desplazarse, donde se presten servicios no esenciales después de un desastre, entre éstas están: edificios educativos y guarderías, edificaciones del estado no esenciales, hospitales, sanatorios y centros de salud públicos y privados, prisiones, museos, edificios mayores de 5 niveles o de 3 000 metros cuadrados de área interior como teatros, cines, templos, mercados, auditorios, restaurantes, o similares que alojen a más de 300 personas, aquí no se incluyen estacionamientos.
- Obras ordinarias: entre éstas están aquellas que no se hayan mencionado anteriormente como: viviendas, comercios, edificios industriales y agrícolas que por su tamaño, función o volumen no se pueden clasificar en otra categoría.
- Obras utilitarias: entre éstas están aquellas que no se diseñan para albergar personas pero que en un momento determinado pueden utilizarse para ello en períodos de tiempo no prolongados, en caso de duda se pueden clasificar como obras ordinarias.

Índice de sismicidad del sitio:

El índice de sismicidad (I_0) es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad. Incide sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar la obra o edificación. Para efecto de estas normas, el territorio de Guatemala se divide en macrozonas caracterizadas por su índice de sismicidad que varía de $I_0 = 2$ a $I_0 = 4$. La distribución geográfica del índice de sismicidad se especifica en la figura 5 que es un mapa base de macrozonificación sísmica de la república.

El departamento de Sololá se encuentra ubicado en la zona 4,2 según:

Tabla V. **Aceleraciones máximas efectivas para el sismo básico y para el sismo frecuente**

ZONA	I_0	A_0	A_f	Observaciones
2	2	0,15g	0,15g	Cuando sea necesario interpolar hacerlo sobre líneas norte-sur
3	3	0,15g a 0,40g	0,015 a 0,15g	
4,1	4	0,40g	0,15 a 0,20 g	
4,2	4	0,40g	0,20g	

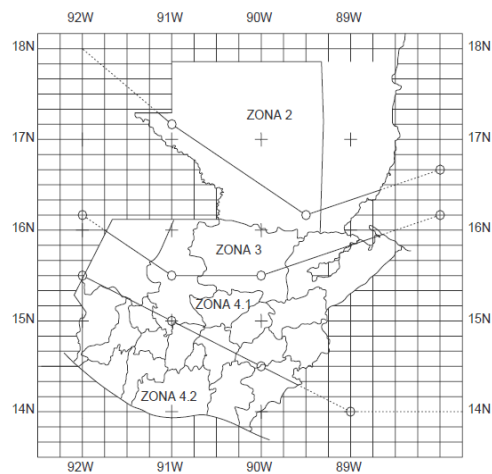
Fuente: AGIES NR-2 p. 12.

Nivel de protección requerido:

Este no es más que una medida del grado de protección suministrado al público y a los usuarios de las obras contra riesgos derivados de las solicitaciones de carga y amenazas naturales. Este valor es determinado por el índice de sismicidad y la clasificación de la obra, ver tabla 6.

El nivel de protección hace énfasis en la necesidad de proyectar edificaciones con un control explícito de su deformabilidad lateral, especialmente para sismos.

Figura 5. **Mapa de macrozonas sísmicas**



Fuente: normas AGIES NR – 2: 2000 p. 12.

Tabla VI. **Nivel de protección requerido**

Índice de sismicidad I _o	Clasificación de la obra				
	Crítica	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
2	C2	C1	B	B	A
3	D	C2	C2	B	B
4	E	D	C2	C1	B
5	E	E	D	C2	C1
Nota: Ver clasificación de obra Ver índice de sismicidad					

A, B, C1, C2, D y E son los niveles de protección de la obra

Fuente: Norma AGIES NR – 2: 2000 p. 8.

Perfil del suelo:

Se definen 3 tipos de perfiles de suelos en AGIES NR-2 para poder establecer el espectro del sismo de diseño, los cuales son:

Perfil del suelo S1, este debe satisfacer cualquiera de las siguientes condiciones, roca de cualquier clase, este material se caracteriza por tener velocidades de onda de corte mayores a 800 metros/segundo. Este es un suelo rígido cuyo basamento rocoso está a menos de 50 metros de profundidad, constituido por arenas, gravas densas o arcillas firmes.

Perfil del suelo S2, este debe satisfacer cualquiera de las siguientes condiciones, suelo firme cuyo basamento rocoso esta a más de 50 metros de profundidad, está conformado por suelos granulares densos, limos densos cenizas volcánicas o arcillas firmes. Generalmente son suelos firmes y estables cuyo perfil no se clasifica como S1 ni S3.

Perfil del suelo S3, este debe satisfacer cualquiera de las siguientes condiciones, generalmente perfiles de suelo donde la velocidad de onda de corte del depósito es menor de 200 metros por segundo.

Depósitos de más de 10 metros de espesor de cenizas, arenas o limos sueltos o de densidad media. Depósitos de más de 10 metros de espesor de arcillas blandas semiblandas con o sin estratos arenosos intermedios.

Sistemas estructurales básicos:

La estructura de una edificación se clasificará conforme a lo especificado en este numeral. Cada estructura o cada parte significativa de la misma se clasificará, en cada dirección de análisis independientemente, en una de cinco

posibles familias E1 a E5. En caso de no ser posible clasificarla, o en caso de duda, se clasificará como E6, "otro tipo".

Sistema de cajón (E1):

Es un sistema estructural integrado con muros estructurales que soportan toda o casi toda la carga vertical. Las fuerzas sísmicas deben ser resistidas por los propios muros estructurales y/o por marcos arrostrados. Los muros y marcos deben estar unidos por diafragmas en el plano horizontal.

Este será el sistema a utilizar en el proyecto, los distintos tipos de sistemas estructurales se detallan en la tabla número VII, estos no se desarrollaran en este documento, ya que no se utilizaron en el cálculo.

Redundancia estructural:

La redundancia estructural se verifica separadamente para cada dirección de análisis atendiendo al número de tramos, número de ejes estructurales y al número de muros en cada dirección, en caso de que dos ejes tienen diferente índice q1 o q2 se tomará el promedio de ambas.

Tabla VII. **Redundancia estructural (q1) para número de tramos**

Número de tramos	Requisito	Índice q1
4 o más	Tramo menor > 0,75 tramo mayor	2,5 +1,5
	Tramo menor < 0,45 tramo mayor	
3 tramos	Tramo menor > 0,75 tramo mayor	1,5 0,0
	Tramo menor < 0,45 tramo mayor	
2 tramos	Tramo menor > 0,75 tramo mayor	0,0 -2,5
	Tramo menor < 0,45 tramo mayor	
1 tramo	-	-3,0
Ningún tramo	Es estructura tipo E5	-

Fuente: Normas AGIES NR-3:2000 p. 12

Tabla VIII. **Clasificación por tipo de estructura**

Tipo de estructura	C	Sistema vertical sismo resistente
Sistema de cajón	E1	Con muros estructurales de Mampostería reforzada Concreto reforzado Mampostería sin refuerzo Mampostería reforzada interiormente Madera Marcos arriostrados
Sistema de marcos	E2	
Marcos ordinarios	E2.1	Acero estructural Concreto reforzado
Marcos especiales	E2.2	Acero estructural Concreto reforzado
Sistema combinado de muros y marcos	E3	Muros de mampostería reforzada Muros de concreto reforzado Marcos arriostrados en lugar de muros Arriostres ordinarios Arriostres excéntricos
Sistema dual de muros y marcos	E4	Muros de mampostería reforzada Muros de concreto reforzado Marcos arriostrados en lugar de muros Arriostres ordinarios Arriostres excéntricos
Péndulo invertido	E5	De concreto reforzado Confinado Ordinario De estructura de acero Con detalles ordinarios Con detalles sísmicos De estructura de madera
Otro tipo	E6	Clasificar como E5

Fuente: Normas AGIES NR-3:2000 p. 5.

Para relaciones intermedias a las indicadas se puede interpolar o tomar el índice menor. La longitud del tramo, para efectos de la comparación anterior, se define por conveniencia como el claro libre entre soportes consecutivos. Si dos soportes están acoplados por medio de un dintel, no se contará el dintel como uno de los tramos. Si dos soportes están acoplados con una viga o elemento articulado en ambos extremos no se contará ese tramo, Si los marcos en una dirección dada tienen diferentes índices, el índice q , será el promedio aritmético de los índices de cada marco en esa dirección de análisis.

Tabla IX. **Número de ejes estructurales (q2)**

Número de tramos	Requisito	Índice q2
5 o más	-	2,5
4 ejes	Smín>0,70 Smáx	2,5
	Smín>0,45 Smáx	0,0
3 ejes	Smín>0,70 Smáx	0,0
	Smín>0,45 Smáx	-2,5
2 o menos	-	-3,0

Fuente: Normas AGIES NR-3:2000 p. 13.

En las expresiones anteriores, S es el espaciamiento entre ejes medido centro a centro.

Presencia de muros o riostras (q3):

Si la estructura tiene en al menos el 33 por ciento de sus ejes estructurales uno o más muros estructurales cuya relación longitud / altura de muro, sea mayor que 1,5 o bien dos o más muros cuya relación longitud / altura de muro, sea mayor que 0,67 se le podrá asignar un índice de calidad q3 = +2,5. Si en cada eje con muros hay al menos dos que estén acoplados entre sí con dinteles dúctiles se puede añadir +1,0 al índice q3.

Los sistemas de cajón El tienen un índice de calidad q3 = +2,5. Es implícito en las estructuras con muros o riostras que debe haber diafragmas horizontales capaces de recolectar y transferir a los muros las demandas sísmicas en cada piso.

Configuración en planta:

Para poder utilizar el método de análisis de la carga estática equivalente, el análisis modal espectral en dos dimensiones, o análisis dinámico paso a paso bidimensional, una estructura deberá satisfacer los siguientes requisitos de regularidad horizontal:

- Los diafragmas de todos los pisos sobre el nivel del suelo no deberán contener variaciones abruptas en rigidez, ni esquinas salientes o entrantes que pudieran influenciar significativamente la distribución de las fuerzas laterales en la estructura.
- La distancia horizontal entre el centro de rigidez en cualquier nivel y el centro de masa de todos los niveles por arriba de dicho nivel no deberá exceder a 0,3 veces a la máxima dimensión en planta de la estructura para ese nivel particular, medida perpendicularmente en la dirección de la aplicación de las fuerzas laterales, ni cambiar de signo en cada uno de los niveles de la estructura.

Bajo la acción de las fuerzas laterales estáticas equivalentes, la relación del desplazamiento horizontal medido en el extremo de los ejes transversales localizados en la dirección de la aplicación de las fuerzas laterales deberá estar comprendida dentro del intervalo de $3/7$ a $7/3$.

Regularidad en planta (q_4):

Si se cumple que los diafragmas de todos los pisos sobre el nivel del suelo no tienen variaciones abruptas de rigidez se podrá asignarse un índice de calidad $q_4 = +2,5$ en cada dirección de análisis. Si ningún piso tiene planta

regular, se asignará un índice $q_4 = -4,0$ en cada dirección de análisis. Las situaciones intermedias podrán interpolarse entre estos dos valores.

Excentricidad en planta (q_5):

Si la distancia horizontal entre el centro de rigidez en cualquier nivel y el centro de masa de todos los niveles por arriba de dicho nivel no excede 0,30 veces la máxima dimensión de la planta se podrá asignar un índice de calidad $q_5 = +5,0$ en cada dirección de análisis. Si no se cumple ninguno de los dos se asignará un índice de calidad $q_5 = -8,0$ en cada dirección de análisis. No habrá interpolación entre estos dos valores.

Configuración vertical:

Para poder utilizar el método de análisis de la carga estática equivalente se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- Los desplazamientos laterales o derivas de cada piso serán razonablemente proporcionales a la altura de ese piso sobre el nivel del suelo;
- La rigidez de cualquiera de los entrepisos de la estructura deberá ser mayor o igual a la rigidez del correspondiente entrepiso inmediato superior;
- Los tabiques, sillares y otros elementos secundarios o no estructurales no deberán contribuir a la rigidez lateral del entrepiso.

Regularidad vertical (q_6):

Si en todos los pisos de una estructura se cumple con los tres requisitos de la configuración de planta se podrá asignar un índice de calidad $q_6 = +0,00$.

Si no se cumple con alguno de los tres requisitos se asignará un índice de calidad $q_6 = -12,0$. No habrá interpolación entre esos dos valores.

Según lo desarrollado con anterioridad se procederá a realizar los cálculos correspondientes para llegar a conocer el corte basal que afecta al edificio

Diafragmas rígidos:

Es un elemento estructural que actúa como una viga horizontal de gran peralte conectando las cargas, de las caras de los muros y cargando los elementos. Así también, está definido como todo aquel elemento estructural que sea capaz de transmitir las fuerzas laterales a los muros de corte sin exceder una deflexión que cause daño a algún miembro vertical. Existen dos tipos de diafragmas:

- Diafragmas rígidos: son aquellos que transmiten las fuerzas horizontales de corte a los elementos verticales resistentes directamente proporcional a la rigidez de los mismos. Así mismo son aquellos capaces de transmitir las fuerzas rotacionales causadas por la excentricidad de la masa respecto al centro de rigidez, cuando la estructura está sometida a carga horizontal.
- Diagramas flexibles: estos son aquellos que transmiten la fuerza horizontal a los elementos verticales resistentes en proporción al área tributaria de cada elemento. así mismo estos diagramas no son considerados capaces de transmitir fuerzas rotacionales.

Cuando el centro de rigidez del sistema de muros de corte no coincide con el centro de aplicación de la carga lateral, la distribución de las fuerzas

rotacionales debidas al momento de torsión en el edificio deben de considerarse.

Cuando se usan diagramas rígidos o sema rígidos debe asumirse que la fuerza torsional se distribuye a los muros de corte en proporción directa a sus rigideces relativas y sus distancias al centro de rigidez.

2.1.5. Tipos de cargas que afectan las estructura

Una estructura deberá resistir el conjunto de cargas permanentes y de cargas frecuentes a las que se vea sujeta, incluyendo cargas muertas, cargas vivas, de igual forma deberá soportar las cargas de sismo y viento.

Todas las estructuras de mampostería reforzada tiene que soportar las cargas a las que van a ser sometidas, sin exceder los máximos esfuerzos permisibles de los materiales utilizados (en la parte del diseño de muro típico, se calcularan los esfuerzos permisibles). Las cargas que afectaran a esta estructura se ampliaran a continuación.

2.1.5.1. Cargas gravitacionales

En esta categoría se pueden clasificar las cargas correspondientes al peso propio y al peso de los materiales que soporta la estructura; tales como acabados, divisiones, fachadas, techos, etc. Estas cargas son permanentes y no son debidas al uso de la estructura.

2.1.5.1.1. Carga viva

Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación. Los agentes que producen estas cargas no están rígidamente sujetos a la estructura. Estos incluyen, pero no están limitados a los ocupantes en sí, el mobiliario y su contenido así como el equipo no fijo. Según AGIES NR-2 se usará para el diseño una carga de 200 kilogramos por cuadrado para aulas y de 500 kilogramos por metro cuadrado para los pasillos.

2.1.5.1.2. Carga muerta

Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción incluyendo la estructura en sí, pisos, rellenos, cielos, vidrieras, tabiques fijos, equipo permanente rígidamente anclado.

2.1.6. Método de análisis estructural del edificio

Existen varios métodos para el análisis de estructuras de mampostería, entre los más usados se puede mencionar: el análisis simplista llamado también el método de las rigideces, y el análisis realista. Para el análisis de la escuela se utilizara en análisis simplista para muros de mampostería confinada

2.1.6.1. Generalidades del diseño de elementos en mampostería

El diseño de mampostería se basa en el método de esfuerzos de trabajos, para que de este modo los elementos de mampostería puedan soportar las cargas reales que actúan. esto se hace con el propósito de que los esfuerzos

unitarios en los materiales, no sobrepasen los límites proporcionales de cada uno de los materiales.

El método de esfuerzos de trabajo está basado en que los esfuerzos se encuentren en el rango elástico de los materiales y en los principios que se describen a continuación:

- Una sección plana antes de la flexión, permanece plana después de ella
- Los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones y estos a la vez son proporcionales a la distancia al eje neutro
- El módulo de elasticidad es constante a través del miembro
- La mampostería no actúa a tensión
- La tensión actúa en el refuerzo en el centro de gravedad de las barras

2.1.6.2. Análisis simplista

Para realizar el análisis simplista de una estructura forma con muros de mampostería confinada, se tomarán en cuenta las siguientes suposiciones:

- Los muros tienden a experimentar ladeo paralelo al plano que contiene el muro, en el sentido contrario no se considera
- Los muros en general se comportan como miembros verticales sujetos a fuerzas horizontales concentradas en los niveles de piso
- Para la distribución de la fuerza lateral a cada muro se deben considerar únicamente los muros paralelos a la dirección en que ésta actúa, presentándose dos efectos sobre ellos los cuales son: uno de traslación

en la misma dirección y otro de rotación respecto al centro de rigidez cuando no coincide con el centro de masa.

2.1.6.3. Procedimiento de análisis

El primer paso del análisis será la determinación de cargas que afectan a la estructura, después se procederá a calcular la rigidez de los muros que están únicamente en la dirección del sismo, utilizando para ello las ecuaciones de muros en voladizo o empotrados. En este caso se calculará únicamente muros empotrados, debido a la forma estructural considerada (2 niveles con losa final de concreto).

En todo diseño de estructuras es recomendable la simetría en geometría y rigidez de las mismas, con el fin de hacer mínimos los efectos de torsión.

Los pasos para realizar el análisis son los siguientes:

- Cálculo de centro de masa y del centro de rigidez de la estructura
- Análisis de viento
- Análisis de sismo
- Cálculo de momentos de volteo
- Distribución de cargas y momentos en muros.

2.1.7. Integración de cargas

Mampostería:	19x19x39 centímetros
Altura:	2,90 metros
Espesor de la losa (t):	0,12 centímetros

Carga viva techo:	100 kg/m ²
Carga viva entrepiso:	200 kg/m ²
Carga viva pasillos:	500 kg/m ²
Área losa 1er nivel:	209,52 m ²
Área losa 2do nivel:	222,64 m ²

Determinación de cargas gravitacionales:

Cargas muertas en techo:

Losa	= 2 400 kg/m ³ * 0,12 m	= 288 kg/m ²
Sobrecarga		= 5 kg/m ²
Relleno (pañuelos)	= 1 400 kg/m ³ * 0,05	= <u>70 kg/m²</u>
Carga muerta total techo:		= 363 kg/m ²

Carga muerta entrepiso, aulas y pasillo:

Losa	= 2 400 kg/m ³ * 0,12 m	= 288 kg/m ²
Relleno	= 1 400 kg/m ³ * 0,05	= 70 kg/m ²
Piso de granito		= 30 kg/m ²
Instalaciones (electricidad)		= <u>5 kg/m²</u>
Carga muerta total en entrepiso:		= 393 kg/m ²

La mampostería de ladrillo ó de bloques pesa entre 1600 a 1800 kilogramos por metro cubico (fuente: diseño de viviendas de mampostería, Ing. Juan Miguel Rubio), el espesor del block es de 20 centímetros, entonces 1700 kilogramos por metro cubico * 0,20 metros = 340 kilogramo por metro cubico.

Muros primer nivel:

Peso de la mampostería:	340 kg/m ²
Longitud total de muros	90,20 metros

$$W_{\text{muro}} = 340 \text{ kg/m}^2 * 90,20 \text{ m} * (2,90 \text{ m}) = 88\,937,20 \text{ kg}$$

Muros segundo nivel:

$$\text{Peso de la mampostería: } 340 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Longitud total de muros } 81,15 \text{ metros}$$

$$W_{\text{muro}} = 340 \text{ Kg/m}^2 * 81,15 * (2,90 \text{ m}) = 80\,013,90 \text{ kg.}$$

Peso por nivel:

$$1\,000 \text{ kg} = 1 \text{ ton.}$$

$$\begin{aligned} \text{Techo} &= (363 \text{ Kg/m}^2 * 222,64 \text{ m}^2) + 0,5 * 80\,013,90 \text{ kg} = 120\,825,27 \text{ kg} \\ &= 120,83 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Segundo nivel:

$$\begin{aligned} &(393 \text{ kg/m}^2 * 209,52 \text{ m}^2) + [0,5(88\,937,20 \text{ kg} + 80\,013,90 \text{ kg})] \\ &= 166,82 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Primer nivel:

$$\begin{aligned} &= 0,5 * 2,90 \text{ m} * 0,80 \text{ m} * 90,20 \text{ m} * 360 \text{ kg/m}^2 \\ &= 37,67 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\text{Peso total de la estructura} = 325,35 \text{ ton.}$$

Carga viva:

$$\text{Carga viva aulas} = 0,25 * (200 * 150,04) = 7,50 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva techo} = 0,25 * (500 * 72,60) = 9,08 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva losa} = 0,25 * (100 * 222,64) = 5,57 \text{ ton}$$

$$\text{Total carga viva} = 22,15 \text{ ton.}$$

2.1.8. Cálculo de cargas laterales

Las cargas laterales que afectaran en la vida útil del edificio escolar, serán las cargas de viento y las cargas de sismo, ambas se calcularan a continuación, entre otras se pueden mencionar a las presiones de agua y tierra.

2.1.8.1. Esfuerzos por viento

La velocidad del viento que debe ser considerada en el diseño de la estructura, depende de la localización geográfica y de la altura de la superficie de exposición de la misma.

La estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñadas para resistir las cargas (empujes o succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que este proviene de cualquier dirección horizontal. En la estructura, la ocurrencia de empujes y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

Debe verificarse la seguridad de las construcciones sin considerar las cargas vivas que contribuyen a disminuir el volteo. Para las obras importantes, ordinarias y utilitarias, la relación entre el momento estabilizador y el actuante de volteo no deberá ser menor que 1,5, y para las obras críticas y esenciales, no deberá ser menor que 2,0.

2.1.8.1.1. Presión de diseño del viento

Se debe asignar una exposición al sitio donde se diseñará la estructura.

Exposición B tiene suelo con edificaciones, bosques o irregularidades superficiales que cubre por lo menos el 20 por ciento del área a nivel del suelo, extendiéndose 1,50 kilómetros o más desde el lugar.

Exposición C tiene suelo plano y generalmente abierto, extendiéndose 0,75 kilómetros o más desde el lugar en cualquier cuadrante completo.

Exposición D representa la exposición más crítica en áreas con velocidades básicas de viento de 120 kilómetros por hora o mayores y tiene un terreno plano y sin obstrucciones frente a grandes cuerpos de agua de más de 1,5 kilómetros o mayores en ancho relativo a cualquier cuadrante del lugar de la obra. La exposición D se extiende al interior desde la costa 0,50 kilómetros ó 10 veces la altura de la edificación, lo que resulte mayor.

Velocidad básica del viento es la mayor velocidad que se asocia con una probabilidad anual del 2 por ciento medida en un punto situado a 10 metros sobre el nivel del suelo para un área que tiene categoría de exposición C. La velocidad básica mínima del viento en cualquier lugar no debe ser menor de la que se muestra en el mapa de zonas de velocidad básica del viento para la República de Guatemala.

Las presiones de diseño de viento para estructuras y elementos de las mismas se deben determinar para cualquier altura de acuerdo con:

$$P = C_e C_q q_s I$$

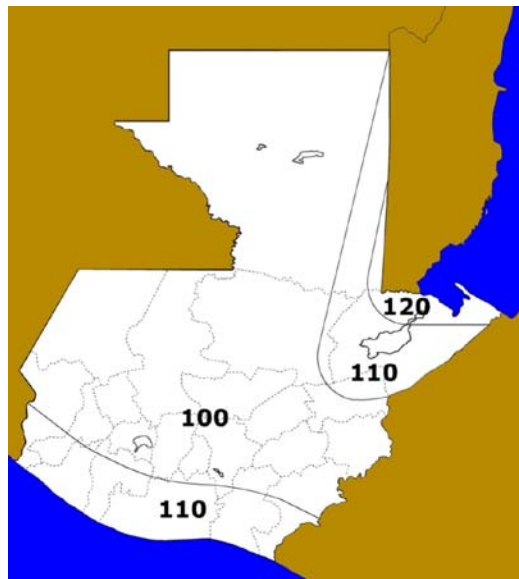
Donde:

P es la presión de diseño de viento

C_e es el coeficiente de exposición

C_q es el coeficiente de presión para la estructura o la parte de la misma bajo consideración q_s es la presión de remanso del viento a la altura estándar de 10 metros como se establece en la tabla X, y conforme la ubicación de la estructura según el mapa de zonas de velocidad básica del viento (kilómetros por hora).

Figura 9. **Mapa de vientos en la República de Guatemala**



Fuente: AGIES NSE-2

2.1.8.1.2. Presiones de diseño de viento

En el AGIES se presenta un resumen con los valores de exposición que se deben de utilizar para el cálculo de la presión del viento según el tipo de terreno en donde estará la edificación.

La tabla X presenta los coeficientes de exposición para las alturas sobre el nivel promedio del terreno, las que no se indican se podrán interpolar.

Tabla X. **Coefficiente de exposición**

Altura sobre el nivel promedio del terreno	Exposición D	Exposición C	Exposición B
4,5	1,39	1,06	0,62
6	1,45	1,13	0,67
7,5	1,5	1,19	0,72
9	1,54	1,23	0,76
12	1,62	1,31	0,84
18	1,73	1,43	0,95
24	1,81	1,53	1,01
30	1,88	1,61	1,13
36	1,93	1,67	1,2
48	2,02	1,79	1,31
30	2,1	1,87	1,42
90	2,23	2,05	1,63
120	2,34	2,19	1,8

Fuente AGIES NSE-2.

Presión de remanso del viento q_s

Tabla XI. **Presión del viento q_s**

Presión de viento Q_s								
Velocidad básica del viento	(mph) (1,61xkm/m)	70	80	90	100	110	120	130
Presión q_s	(psf) (0,0479 x kN/m ²)	12,6	16,4	20,8	25,6	31	36,9	43,3

Fuente: elaboración propia.

I es el factor de importancia. Usar 1,15 para obras esenciales y 1,0 para las otras clasificaciones.

Presión directa positiva:

Las superficies que se encuentran en dirección opuesta al viento y perpendiculares a su trayectoria reciben un efecto de impacto directo de la masa de aire en movimiento. Este se conoce como lado de barlovento.

Presión negativa:

En el lado opuesto a la dirección del viento, que se conoce como lado de sotavento, se genera una presión hacia fuera de la superficie de la construcción.

$$P = C_e * C_q * q_s * I$$

Tabla XII. Factor Cq

Estructura o parte de la misma	Descripción	Factor Cq
1. Estructuras y sistemas primarios	Muros:	
	Muro en barlovento	0,8 hacia adentro
	Muro en sotavento	0,5 hacia fuera
	Techos:	
	Viento perpendicular a la cumbrera	0,7 hacia fuera
	Techo en sotavento o techo plano	0,7 hacia fuera
	Techo en barlovento:	
	Pendiente menor a 1:6	0,9 hacia fuera ó 0,3 hacia adentro
	Pendiente mayor a 1:6 y menor a 3:4	0,4 hacia adentro
	Pendiente mayor a 3:4 y menor a 1:1	0,7 hacia adentro
2. Elementos y componentes que no están en áreas de discontinuidad	Viento paralelo a la cumbrera y techo plano	0,7 hacia fuera
	Elementos de Muros:	
	Todas las estructuras	1,2 hacia adentro
	Estructuras encerradas y no encerradas	1,2 hacia fuera
	Estructuras parcialmente encerradas	1,6 hacia fuera
	Parapetos	1,3 hacia adentro o hacia fuera
	Elementos de Techos:	
	Estructuras encerradas y no encerradas	
	Pendiente menor a 7:12	1,3 hacia fuera
	Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1	1,3 hacia adentro o hacia fuera
3. Elementos y componentes en áreas de discontinuidades	Estructuras parcialmente encerradas	
	Pendiente menor a 1:6	1,7 hacia fuera
	Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12	1,6 hacia fuera
	Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12	0,8 hacia adentro
	Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1	1,7 hacia adentro o hacia afuera
	Esquinas de Muros	
4. Chimeneas, tanques y torres sólidas	Aleros de techos, cornizas inclinadas o cumbreras sin voladizos	
	Pendiente menor a 1:6	2,3 hacia arriba
	Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12	2,6 hacia fuera
	Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1	1,6 hacia fuera
5. Torres de estructuras abiertas	Voladizos en aleros de techos, cornizas inclinadas o cumbreras y toldos	0,5 sumado a los valores anteriores
	Cuadrado o rectangular	1,4 en cualquier dirección
	Hexagonal u octogonal	1,1 en cualquier dirección
6. Accesorios de torres (escaleras, conductos, lámparas y ascensores)	Redondo o elíptico	0,8 en cualquier dirección
	Cuadrado y rectangular	
	Diagonal	4
	Normal	3,6
7. Señalización, astas de bandera, postes de luz y estructuras menores	Triangular	3,2
	Elementos cilíndricos	
	51 mm o menor diámetro	1
	Mayores de 51 mm de diámetro	0,8
	Miembros planos o angulares	1,3
		1,4 en cualquier dirección

Fuente: AGIES NSE-2 p. 30.

Según lo definido con anterioridad se usaran los siguientes datos:

Exposición = B

Suelo con edificaciones bosques o irregularidades superficiales.

Para encontrar el valor C_e 0,67.

$C_q = 0,50$ sotavento 0,80 barlovento

$P = 0,67 * 0,80 * 12,60 * 1$

$P = 6,75 \text{ lb/pie}^2 * (19.024 \text{ pie}) = 128,48 \text{ lb/pie}$

$P = 17,76 \text{ Kg/metro}$

Las fuerzas de viento no son críticas sobre edificios de poca altura, pero en algunas regiones es posible que sea crítico para edificios de gran altura, por lo que se necesitará hacer un análisis de este fenómeno.

2.1.8.2. Esfuerzos por sismo

Todo edificio debe ser diseñado y construido para resistir un mínimo total de fuerza sísmica lateral; para éste caso, dicha fuerza será resistida por medio de muros de corte (muros de mampostería reforzada).

Cálculo del período fundamental de vibración T

$$T = T_e = \frac{0,09H_n}{\sqrt{L}}$$

donde: H_n = altura del edificio L = Longitud (x,y)

En eje X $T = (0,09 * 6) / (\sqrt{24,20}) = 0,109$

En eje Y $T = (0,09 * 6) / \sqrt{9,20} = 0,178$

La tabla XIV representa ya los datos finales que servirán para realizar el análisis sísmico.

Tabla XIII. Tipos de suelo

Tipo de suelo S1

	S1	S2	S3
TA	0,12	0,12	0,12
TB	0,40	0,52	0,74

Fuente: ÁLVAREZ HAASE, Ricardo Augusto. Programas para análisis de estructuras de mampostería reforzada por lo métodos simplista y realista, p 52.

Demanda sísmica de diseño:

S1 da como resultado TA = 0,12 TB= 0,40

Tabla XIV. **Resumen datos para análisis sísmico**

Nombre de la edificación	<u>Escuela primaria Cerro de Oro</u>				
Clasificación de la obra	<u>Importante</u>				
Índice de sismicidad de sitio	<u>Zona 4,2 lo= 1</u>				
Nivel de protección requerido	<u>C2</u>				
Perfil del suelo	<u>S1</u>				
Aceleración máxima efectiva del terreno	<u>0,40g</u>				
Tipo de estructura	<u>Sistema de cajón E1</u>				
Descripción de la estructura					
Número de pisos bajo el suelo	<u>0</u>	Sobre el suelo	<u>2</u>		
Altura total bajo el suelo	<u>0</u>	Sobre el suelo	<u>6</u>		
Longitud X _{máx} bajo el suelo	<u>0</u>	Sobre el suelo	<u>24,20</u>		
Longitud Y _{máx} bajo el suelo	<u>0</u>	Sobre el suelo	<u>9,20</u>		
Configuración de la edificación	Dirección del análisis			Valores q _i Referencia	
	X	Ambos	Y	min.	máx.
Redundancia estructural					
Número de tramos	<u>q1 = 1,50</u>		<u>q1 = -2,50</u>	-3,0	+2,5
Número de ejes estructurales	<u>q2 = 2,50</u>		<u>q2 = -2,50</u>	-3,0	+2,5
Presencia de muros o riostras	<u>q3 = 2,50</u>		<u>q3 = 2,50</u>	0,0	+3,5
Configuración en planta					
Regularidad en planta		<u>q4 = 2,50</u>		-3,0	+2,5
Excentricidad en planta	<u>q5 = 5</u>		<u>q5 = 5</u>	-3,0	+3,5

Fuente: elaboración propia, adaptada de AGIES NR-3, p. 16.

Determinar el valor de D(T):

$$S_a * T = A_o * D(T)$$

En eje X

$$D(T) = 1 + 1,5 (T/T_A)$$

$$D(T) = 1 + 1,5(0.109/0,12)$$

$$D(T) = 2,3625$$

En eje Y

$$D(T) = 2,5$$

Cálculo de la demanda sísmica de diseño:

En sentido X

$$= S_a * T = A_o * D(T)$$

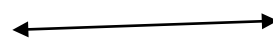
$$S_a * T = 0,40 * 2,3625$$

$$S_a * T = 0,945$$

En sentido Y

$$S_a * T = 0,40 * 2,50$$

$$S_a * T = 1$$



AGIES NR-2

Cálculo del factor de reducción de respuesta sísmica "R":

$$R = 1,2 * R_o * Q$$

En sentido X

$$Q = 1 + 0,10 * (1,50 + 2,50 + 2,50 + 2,50 + 5 + 0,00)$$

$$Q = 2,40$$

En sentido Y $Q = 1 + 0,10 * (-2,50 + 2,50 + 2,50 + 2,50 + 5 + 0,00)$

$$Q = 2,00$$

Cálculo de "R"

$$\text{En sentido X} = 1,20 * 2,50 * 2,40 = 7,20$$

$$\text{En sentido Y} = 1,20 * 2,50 * 2,00 = 6,00$$

Cálculo del corte basal V:

$$V = \frac{S_a * T * W_s}{R}$$

Ws= carga viva + carga muerta

Ws= 22,15 Ton + 325,35 Ton

En sentido X =

$$V_x = \frac{0,945 * 347,50}{7,20}$$

Vx= 45,61 ton

En sentido Y =

$$V_y = \frac{1 * 347,50}{6,00}$$

Vy= 57,92 ton

2.1.8.2.1. Distribución de la fuerza de sismo por piso

La fuerza de sismo deberá ser distribuida por cada piso, esto servirá para saber las fuerzas y momentos que estarán actuando en cada muro de corte, y así poder diseñarlos.

La fuerza por piso se calcula con la siguiente fórmula:

$$F = V * \frac{(W_i * h_i)}{\sum_{i=0}^n W_i h_i}$$

$$V_x = 45,61 \text{ Ton} \quad F_y = V_x * \frac{(W_x * h_x)}{\sum_{i=0}^n W_x h_x}$$

$$V_y = 57,92 \text{ Ton} \quad F_x = V_y * \frac{(W_y * h_y)}{\sum_{i=0}^n W_y h_y}$$

Tabla XV. **Fuerzas de sismo**

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA DE SISMO POR PISO								
NIVEL	Wi (Ton)	Hi (m)	Wi * Hik (Ton-m)	EJE X		EJE Y		
				Fx (Ton)	Fx acumulado	Wi * Hik	Fy (Ton)	Fy acumulado
TECHO	120,83	6,00	724,98	26,98	26,98	724,98	34,27	34,27
2do.	166,82	3,00	500,46	18,63	45,61	500,46	23,65	57,92
1ro.	37,67	0,00	0,00	0,00	45,61	0,00	0,00	57,92
Sumatorias			1225,44			1225,44		

Fuente: elaboración propia.

2.1.9. Cálculo de momentos de volteo

Las fuerzas laterales generadas por vientos o por sismo pueden generar grandes momentos de volteo sobre las estructuras. Si el momento de volteo es lo suficientemente grande puede sobre pasar la carga muerta de la estructura e inducir tensiones en los extremos de los muros de corte.

Puede también causar grandes fuerzas de compresión que pueden requerir un aumento en la resistencia específica de la mampostería (f'm) que se pretende utilizar, llegando a ser necesario un aumento en el acero de refuerzo o un aumento en el ancho de las unidades de mampostería.

Tabla XVI. Momentos de volteo

MOMENTO DE VOLTEO POR PISO										
	EJE X					EJE Y				
NIVEL	Fi (Ton)	Hi (mts)	Fi * Hi	(Hi - Hx)	Mvx (Ton-m)	Fi (Ton)	Hi (mts)	Fi * Hi	(Hi - Hx)	Mvy (Ton-m)
TECHO	26,98	6,00	161,90	0,00	0,00	34,27	6,40	219,30	0,00	0,00
2do.	18,63	3,00	55,88	3,00	80,95	23,65	3,50	82,79	2,90	99,37
1ro.	0,00	0,00	0,00	3,50	240,58	0,00	0,00	0,00	3,50	302,09
	Sumatorias		217,78					302,09		

$$M_{vx} = 217,78 \text{ Ton-m}$$

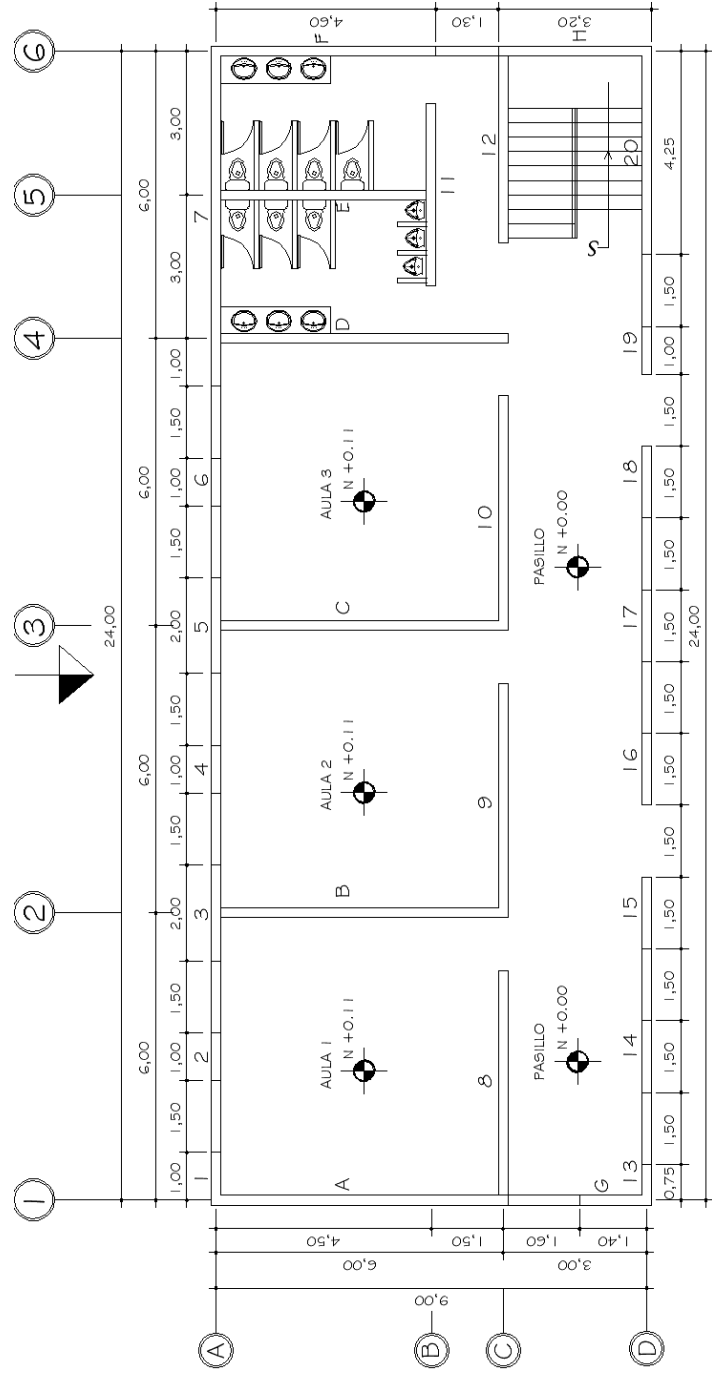
$$M_{vy} = 302,09 \text{ Ton-m}$$

Fuente: elaboración propia.

2.1.10. Solución por método simplista

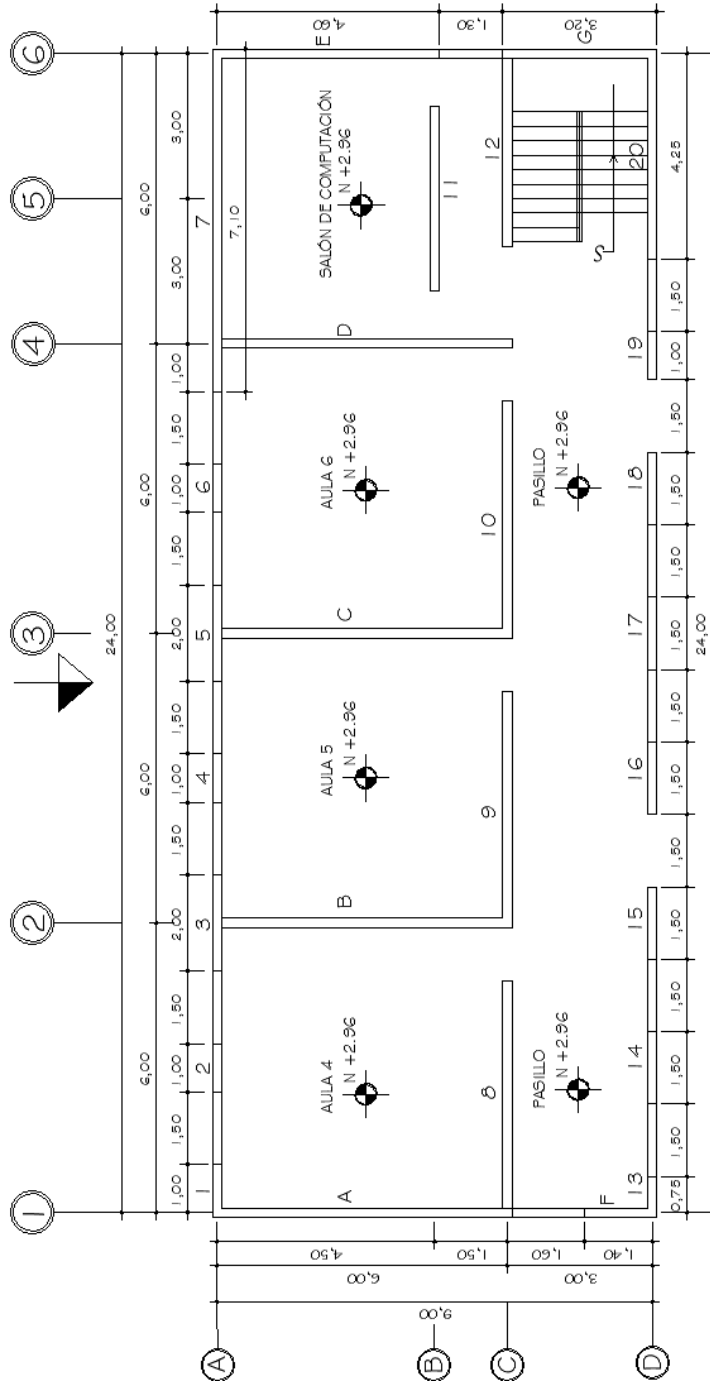
Primero se deben numerar los muros verticales y horizontales de la estructura para ambos niveles, tal como se muestra en los planos siguientes, considerando que no se toman los vanos de puertas y ventanas.

Figura 10. Muros estructurales primer nivel



Fuente: elaboración propia.

Figura 11. Muros estructurales segundo nivel



Fuente: elaboración propia.

A continuación se presenta la tabla XVII en la cual muestra las longitudes de los muros estructurales que se utilizaran para el diseño del análisis de mampostería.

Tabla XVII. **Distribución de muros estructurales primer y segundo nivel**

PRIMER NIVEL		SEGUNDO NIVEL	
X	Lontigud (m)	Muro	Lontigud (m)
1	1,10	a	6,20
2	1,00	b	6,20
3	2,00	c	6,20
4	1,00	d	6,20
5	2,00	e	4,70
6	1,00	f	4,70
7	7,10	g	1,50
8	4,90	h	3,20
9	4,90		
10	4,90		
11	3,80		
12	3,90		
13	0,85		
14	1,50		
15	1,50		
16	1,50		
17	1,50		
18	1,50		
19	1,00		
20	4,35		

Fuente: elaboración propia.

2.1.10.1. Localización del centro de masa de la estructura

El centro de masa es el punto matemático donde se asume que todo el peso o masa de la estructura se ha de concentrar. Se obtiene por medio del cálculo de momentos desde un punto base hacia cada uno de las longitudes de los elementos y dividiéndola por la suma de todos los momentos por la longitud total de los mismos.

Tabla XVIII. **Cálculo de centro de masa de la estructura, sentido X**

Muro	Longitud (m)	Distancia X al eje Y	Distancia Y	L*X	L*Y
1	1,10	0,45	9,00	0,50	9,90
2	1,00	3,00	9,00	3,00	9,00
3	2,00	6,00	9,00	12,00	18,00
4	1,00	9,00	9,00	9,00	9,00
5	2,00	12,00	9,00	24,00	18,00
6	1,00	15,00	9,00	15,00	9,00
7	7,10	20,55	9,00	145,91	63,90
8	4,90	2,35	3,00	11,52	14,70
9	4,90	8,35	3,00	40,92	14,70
10	4,90	14,35	3,00	70,32	14,70
11	3,80	21,00	4,50	79,80	17,10
12	3,90	21,95	3,00	85,61	11,70
13	0,85	0,33	0,00	0,28	0,00
14	1,50	3,00	0,00	4,50	0,00
15	1,50	6,00	0,00	9,00	0,00
16	1,50	9,00	0,00	13,50	0,00
17	1,50	12,00	0,00	18,00	0,00
18	1,50	15,00	0,00	22,50	0,00
19	1,00	17,55	0,00	17,55	0,00
20	4,35	21,93	0,00	95,40	0,00
Σ	51,30			678,28	209,70

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. **Cálculo de centro de masa de la estructura sentido Y**

Muro	Longitud (m)	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y
a	6,20	0,00	6,00	0,00	37,20
b	6,20	6,00	6,00	37,20	37,20
c	6,20	12,00	6,00	74,40	37,20
d	6,20	18,00	6,00	111,60	37,20
e	4,70	21,00	6,75	98,70	31,73
f	4,70	21,95	6,75	103,17	31,73
g	1,50	0,00	0,65	0,00	0,98
h	3,20	24,00	1,50	76,80	4,80
Σ	38,90			501,87	218,03

Fuente: elaboración propia.

$$x = \frac{\sum L * X}{\sum L} = \frac{678,28 + 501,87}{51,30 + 38,90} = 13,08 \text{ metros}$$

$$y = \frac{\sum L * Y}{\sum L} = \frac{209,70 + 218,03}{51,30 + 38,90} = 4,74 \text{ metros}$$

2.1.10.2. Localización del centro de rigidez

El centro de rigidez es el punto matemático que concentra toda la rigidez del sistema en el nivel del sistema que se esté analizando. Es el eje por el cual el centro de masa y las fuerzas laterales suelen rotar.

La rigidez está relacionada con la deformación de la edificación ante la acción de las cargas. La estructura deberá tener suficiente cantidad de elementos para que la deformación lateral no sea excesiva.

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

Donde la deflexión es definida como la suma de deflexiones por flexión, más la deflexión por corte.

Si el muro esta en voladizo se deberá de usar la fórmula que está dada a continuación:

$$\Delta_{\text{voladizo}} = \frac{P}{E_m * t} * \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 * \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

Si el muro esta empotrado se debe usar la fórmula que está dada a continuación:

$$\Delta_{\text{empotrado}} = \frac{P}{E_m * t} * \left[4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 * \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

La rigidez se deja en función de el valor del modulo de elasticidad de la mampostería E_m para trabajar con valores pequeños, ya que no afecta al analisis.

Tabla XX. Cálculo del centro de rigidez del edificio, primer nivel

Muro	Longitud (m)	h/l	Rigidez (muro t=19cms)	Distancia X al eje Y	Distancia Y	L*X	L*Y	R*X	R*Y
1	1,10	2,6364	0,7243	0,45	9,00	0,50	9,90	-----	6,52
2	1,00	2,9000	0,5742	3,00	9,00	3,00	9,00	-----	5,17
3	2,00	1,4500	2,5680	6,00	9,00	12,00	18,00	-----	23,11
4	1,00	2,9000	0,5742	9,00	9,00	9,00	9,00	-----	5,17
5	2,00	1,4500	2,5680	12,00	9,00	24,00	18,00	-----	23,11
6	1,00	2,9000	0,5742	15,00	9,00	15,00	9,00	-----	5,17
7	7,10	0,4085	14,6889	20,55	9,00	145,91	63,90	-----	132,20
8	4,90	0,5918	9,5823	2,35	3,00	11,52	14,70	-----	28,75
9	4,90	0,5918	9,5823	8,35	3,00	40,92	14,70	-----	28,75
10	4,90	0,5918	9,5823	14,35	3,00	70,32	14,70	-----	28,75
11	3,80	0,7632	6,9497	21,00	4,50	79,80	17,10	-----	31,27
12	3,90	0,7436	7,1917	21,95	3,00	85,61	11,70	-----	21,58
13	0,85	3,4118	0,3804	0,33	0,00	0,28	0,00	-----	0,00
14	1,50	1,9333	1,4586	3,00	0,00	4,50	0,00	-----	0,00
15	1,50	1,9333	1,4586	6,00	0,00	9,00	0,00	-----	0,00
16	1,50	1,9333	1,4586	9,00	0,00	13,50	0,00	-----	0,00
17	1,50	1,9333	1,4586	12,00	0,00	18,00	0,00	-----	0,00
18	1,50	1,9333	1,4586	15,00	0,00	22,50	0,00	-----	0,00
19	1,00	2,9000	0,5742	17,55	0,00	17,55	0,00	-----	0,00
20	4,35	0,6667	8,2742	21,93	0,00	95,40	0,00	-----	0,00

Muro	Longitud (m)	h/l	Rigidez (muro t=19cms)	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y	R*X	R*Y
a	6,20	0,4677	12,6199	0,00	6,00	0,00	37,20	0,00	-----
b	6,20	0,4677	12,6199	6,00	6,00	37,20	37,20	75,72	-----
c	6,20	0,4677	12,6199	12,00	6,00	74,40	37,20	151,44	-----
d	6,20	0,4677	12,6199	18,00	6,00	111,60	37,20	227,16	-----
e	4,70	0,6170	9,1085	21,00	6,75	98,70	31,73	191,28	-----
g	1,50	1,9333	1,4586	0,00	0,65	0,00	0,98	0,00	-----
h	3,20	0,9063	5,4865	24,00	1,50	76,80	4,80	131,68	-----

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXI. Cálculo del centro de rigidez del edificio segundo nivel

x	Longitud (m)	h/l	Rigidez (muro)	Distancia X	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y	R*X	R*Y
1	1,10	2,64	0,72	0,45	9,00	0,50	9,90	-----	6,52
2	1,00	2,90	0,57	3,00	9,00	3,00	9,00	-----	5,17
3	2,00	1,45	2,57	6,00	9,00	12,00	18,00	-----	23,11
4	1,00	2,90	0,57	9,00	9,00	9,00	9,00	-----	5,17
5	2,00	1,45	2,57	12,00	9,00	24,00	18,00	-----	23,11
6	1,00	2,90	0,57	15,00	9,00	15,00	9,00	-----	5,17
7	7,10	0,41	14,69	20,55	9,00	145,91	63,90	-----	132,20
8	4,90	0,59	9,58	2,35	3,00	11,52	14,70	-----	28,75
9	4,90	0,59	9,58	8,35	3,00	40,92	14,70	-----	28,75
10	4,90	0,59	9,58	14,35	3,00	70,32	14,70	-----	28,75
11	3,80	0,76	6,95	21,00	4,50	79,80	17,10	-----	31,27
12	3,90	0,74	7,19	21,95	3,00	85,61	11,70	-----	21,58
13	0,85	3,41	0,38	0,33	0,00	0,28	0,00	-----	0,00
14	1,50	1,93	1,46	3,00	0,00	4,50	0,00	-----	0,00
15	1,50	1,93	1,46	6,00	0,00	9,00	0,00	-----	0,00
16	1,50	1,93	1,46	9,00	0,00	13,50	0,00	-----	0,00
17	1,50	1,93	1,46	12,00	0,00	18,00	0,00	-----	0,00
18	1,50	1,93	1,46	15,00	0,00	22,50	0,00	-----	0,00
19	1,00	2,90	0,57	17,55	0,00	17,55	0,00	-----	0,00
20	4,35	0,67	8,27	21,93	0,00	95,40	0,00	-----	0,00

Y	Longitud (m)	h/l	Rigidez (muro)	Distancia X	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y	R*X	R*Y
a	6,20	0,47	12,62	0,00	6,00	0,00	37,20	0,00	-----
b	6,20	0,47	12,62	6,00	6,00	37,20	37,20	75,72	-----
c	6,20	0,47	12,62	12,00	6,00	74,40	37,20	151,44	-----
d	6,20	0,47	12,62	18,00	6,00	111,60	37,20	227,16	-----
e	4,70	0,62	9,11	21,00	6,75	98,70	31,73	191,28	-----
f	1,50	1,93	1,46	0,00	0,65	0,00	0,98	0,00	-----
g	3,20	0,91	5,49	24,00	1,50	76,80	4,80	131,68	-----

Fuente: elaboración propia.

2.1.10.3. Resultados parciales para el análisis simplista primer nivel

A continuación se presentan los resultados parciales que da el análisis simplista en el primer nivel, con estos datos se procede a calcular: el centro de masa de muros, centro de rigidez de muros, y el centro de masa de entrepiso.

Primer nivel:

$$\begin{array}{llll} L= 90,20 \text{ m} & R_x= 81,68 & L * X = 1\ 180,14 & R * X = 977,20 \\ L_x= 51,30 \text{ m} & R_y= 75,64 & L * Y = 427,73 & R * Y = 339,54 \\ L_y= 38,90 \text{ m} & & & \end{array}$$

Centro de masas de muros:

$$X = \frac{L * X}{L} = \frac{1\ 180,14}{90,20} = 13,08 \text{ metros}$$

$$Y = \frac{L * Y}{L} = \frac{427,73}{90,20} = 4,74 \text{ metros}$$

Centro de rigidez de muros:

$$X_{cr} = \frac{R * X}{R_y} = \frac{977,20}{75,64} = 12,92 \text{ metros}$$

$$Y_{cr} = \frac{R * Y}{R_x} = \frac{339,54}{81,68} = 4,16 \text{ metros}$$

Tabla XXII. **Centro de masa entrepiso**

Área	X	Y	X*A	Y*A
184,92	10,05	4,60	1 858,45	850,63
25,42	2,05	3,10	52,11	78,80
Σ 210,34			1 910,56	929,43

Fuente: elaboración propia.

X_{cm}= 9,08 metros Y_{cm}= 4,42 metros

2.1.10.4. **Resultados parciales para el análisis simplista segundo nivel**

A continuación se presentan los resultados parciales que da el análisis simplista en el primer nivel, con estos datos se procede a calcular: el centro de masa de muros y centro de rigidez de muros.

Segundo nivel:

L= 85,50 m R_x= 81,68 L*X = 1 076,98 R*X= 777,27

L_x= 51,30 m R_y= 66,53 L*Y = 396,00 R*Y= 339,54

L_y= 34,20 m

Centro de masas de muros:

$$X = \frac{L * X}{L} = \frac{1\ 076,98}{85,50} = 12,60 \text{ metros}$$

$$Y = \frac{L * Y}{L} = \frac{396,00}{85,50} = 4,63 \text{ metros}$$

Centro de rigidez de muros:

$$X = \frac{R * X}{R_y} = \frac{777,27}{66,53} = 11,68 \text{ metros}$$

$$Y = \frac{R * Y}{R_x} = \frac{339,54}{81,68} = 4,16 \text{ metros}$$

Centro de masa de la losa:

$$Y_{cm} = \frac{9,20}{2} = 4,60 \text{ metros}$$

$$X_{cm} = \frac{24,20}{2} = 12,10 \text{ metros}$$

Centro de masa combinado (losa + muros)

$$W \text{ losa techo} = \text{CM techo} * \text{área de losa} = 80\ 818,32 \text{ kg}$$

$$\text{CM entrepiso} * \text{área de losa}$$

$$W \text{ losa entrepiso} = \text{entrepiso} = 82\ 341,36 \text{ kg}$$

$$W \text{ muros 1er nivel} = \text{CM muros} * \text{perímetro de muros} = 30\ 668,00 \text{ kg}$$

$$W \text{ muros 2do nivel} = \text{CM muros} * \text{perímetro de muros} = 29\ 070,00 \text{ kg}$$

Techo

$$X = \frac{80\ 818,32 * 12,10 + 29\ 070,00 * 12,60}{80\ 818,32 + 29\ 070,00} = 12,23 \text{ metros}$$

$$Y = \frac{80\ 818,32 * 4,60 + 29\ 070,00 * 4,63}{80\ 818,32 + 29\ 070,00} = 4,61 \text{ metros}$$

Entrepiso

$$X = \frac{82\,341,36 * 9,08 + 30\,668,00 * 13,08}{82\,341,36 + 30\,668,00} = 10,17 \text{ metros}$$

$$Y = \frac{80\,341,36 * 4,42 + 30\,668,00 * 4,74}{82\,341,36 + 30\,668,00} = 4,42 \text{ metros}$$

Se tomaran para el análisis los resultados de:

$$X = 12,23 \text{ metros}$$

$$Y = 4,61 \text{ metros}$$

Cálculo de excentricidad con respecto al centro de rigidez

Debido a que la magnitud y el lugar donde afectan ciertas cargas se desconoce, el tipo de materiales, la forma de construcción son factores que no permiten un análisis exacto, se requiere que el centro de masa de la escuela sea desplazado 5 por ciento desde el centro de masa ya calculado.

$$e'x = |X_{cr} - X_{cm}|$$

$$e'x = |12,92 - 12,23| = 0,69 \text{ metros}$$

$$e'y = |4,16 - 4,61| = 0,45 \text{ m metros}$$

Excentricidad mínima = 5 por ciento de la dimensión perpendicular a la fuerza aplicada.

$$\text{Sentido X} = 0,05 * 9,20 = 0,46 \text{ metros}$$

$$\text{Sentido Y} = 0,05 * 24,20 = 1,21 \text{ metros}$$

2.1.11. Distribución de cargas y momentos en los muros

Para distribuir todas las fuerzas y los momentos en cada uno de los muros será necesario la utilización de las siguientes fórmulas:

Las fuerzas de corte se distribuirán de acuerdo a las rigideces relativas de los muros:

$$F_v = \frac{R}{\sum R} * 2V$$

Los muros de mampostería reforzada, que deberán resistir fuerzas horizontales de sismo, se diseñarán para resistir dos veces la fuerza de corte que actúa sobre ellas.

$$2V = \text{Corte}$$

Fuerzas torsionales

Las fuerzas de corte debidas al momento torsionante sobre el edificio se obtendrán por medio de la siguiente fórmula:

$$F_T = \frac{R_d}{\sum R_d^2} * M_T$$

Donde:

$$M_t = e * V$$

Distribución de momentos de volteo:

Los momentos de volteo se distribuirán de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$M_{\text{volteo}} = \frac{R}{\sum R} * M_v$$

2.1.11.1. Resultados del análisis de mampostería

A continuación se presentan una serie de tablas en las que se presentan los resultados finales del análisis de mampostería, se muestran los resultados de las fuerzas y momentos en los cuales estarán afectados los muros.

Tabla XXIII. Resultados análisis de mampostería, primer nivel x-x

Corte = 2V = 2
 ey= e_yeminy 45,61
 Momento de torsion= 91,22 Ton
 Momento de volteo= 217,78 Ton-mts
 Ycr 4,16 mts
 dy= Y -Ycr

Muro	Rigidez	Distancia Y	dy	R ² dy	R ² dy ²	fv (Ton)	Ft (Ton)	F = Fv+FT	Mi (Ton-m)	Mdi (Ton-m)	Mdi + Mi
1	0,7243	9,00	4,84	3,51	16,99	0,81	0,31	1,12	1,93	0,90	2,83
2	0,5742	9,00	4,84	2,78	13,47	0,64	0,25	0,89	1,53	0,71	2,24
3	2,5680	9,00	4,84	12,44	60,24	2,87	1,10	3,97	6,85	3,19	10,03
4	0,5742	9,00	4,84	2,78	13,47	0,64	0,25	0,89	1,53	0,71	2,24
5	2,5680	9,00	4,84	12,44	60,24	2,87	1,10	3,97	6,85	3,19	10,03
6	0,5742	9,00	4,84	2,78	13,47	0,64	0,25	0,89	1,53	0,71	2,24
7	14,6889	9,00	4,84	71,14	344,55	16,40	6,29	22,69	39,16	18,23	57,39
8	9,5823	3,00	-1,16	-11,08	12,82	10,70	-0,98	9,72	25,55	-2,84	22,71
9	9,5823	3,00	1,16	11,08	12,82	10,70	-0,98	10,70	25,55	-2,84	25,55
10	9,5823	3,00	1,16	11,08	12,82	10,70	-0,98	10,70	25,55	-2,84	25,55
11	6,9497	4,50	0,34	2,39	0,82	7,76	-0,21	7,76	18,53	-0,61	18,53
12	7,1917	3,00	1,16	8,32	9,62	8,03	0,74	8,77	19,17	2,13	21,31
13	0,3804	0,00	4,16	1,58	6,57	0,42	-0,14	0,42	1,01	-0,41	1,01
14	1,4586	0,00	4,16	6,06	25,20	1,63	-0,54	1,63	3,89	-1,55	3,89
15	1,4586	0,00	4,16	6,06	25,20	1,63	-0,54	1,63	3,89	-1,55	3,89
16	1,4586	0,00	4,16	6,06	25,20	1,63	-0,54	1,63	3,89	-1,55	3,89
17	1,4586	0,00	4,16	6,06	25,20	1,63	-0,54	1,63	3,89	-1,55	3,89
18	1,4586	0,00	4,16	6,06	25,20	1,63	-0,54	1,63	3,89	-1,55	3,89
19	0,5742	0,00	4,16	2,39	9,92	0,64	-0,21	0,64	1,53	-0,61	1,53
20	8,2742	0,00	4,16	34,39	142,97	9,24	-3,04	9,24	22,06	-8,81	22,06
Σ	81,68202				856,8118						

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIV.

Resultados análisis de mampostería, primer nivel y-y

Corte += 2V = 57,92
 ey= e'y+eminy 0,69
 Momento d corte * ey 1,15 mts
 Momento de volteo= 66,608 Ton-mts
 Xcr 302,0912 Ton-mts
 dx= x -xcr 12,91883 mts

Muro	Rigidez	Distancia X	dx	R*dx	R*dx ²	iv (Ton)	Ft (Ton.)	F= FV+FT	Mvi (Ton-m)	Mvi (Ton-m)	Mdis Mvi + Mti
a	12,6199	0,00	12,92	163,03	2106,21	19,33	-2,05	19,33	50,40	-5,94	50,40
b	12,6199	6,00	6,92	87,31	604,12	19,33	-1,10	19,33	50,40	-3,18	50,40
c	12,6199	12,00	0,92	11,60	10,65	19,33	0,15	19,47	50,40	0,42	50,82
d	12,6199	18,00	5,08	64,12	325,82	19,33	0,81	20,13	50,40	2,34	52,74
e	9,1085	21,00	8,08	73,61	594,83	13,95	0,92	14,87	36,38	2,68	39,06
f	9,1085	21,95	9,03	82,26	742,90	13,95	1,03	14,98	36,38	3,00	39,37
g	1,4586	0,00	12,92	18,84	243,43	2,23	0,24	2,47	5,83	0,69	6,51
h	5,4865	24,00	11,08	60,80	673,70	8,40	0,76	9,17	21,91	2,22	24,13
Σ	75,6416				5301,67						

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. Resultados análisis de mampostería, segundo nivel x- x

Corte += 2V = 2 26,96 0,89
 ey= e'y+eminy 1,61
 Momento corte * ey 53,96 Ton
 Momento de volteo= 2,5 mts
 Ycr 80,94971 Ton-mts
 dy= Y - Ycr 4,156812 mts

Muro	Rigidez	Distancia a Y	dy	R ² dy	R ² dy ²	fv (Ton)	Ft (Ton.)	F = FV+FT	Mvi (Ton-m)	Mvi (Ton-m)	Mdis Mvi + Mti
1	0,7243	9	4,84	3,51	16,99	0,53	0,33	0,86	0,80	0,96	1,76
2	0,5742	9	4,84	2,78	13,47	0,42	0,26	0,68	0,63	0,76	1,40
3	2,5680	9	4,84	12,44	60,24	1,89	1,18	3,06	2,83	3,41	6,24
4	0,5742	9	4,84	2,78	13,47	0,42	0,26	0,68	0,63	0,76	1,40
5	2,5680	9	4,84	12,44	60,24	1,89	1,18	3,06	2,83	3,41	6,24
6	0,5742	9	4,84	2,78	13,47	0,42	0,26	0,68	0,63	0,76	1,40
7	14,6889	9	4,84	71,14	344,55	10,80	6,72	17,52	16,20	19,49	35,69
8	9,5823	3	-1,16	-11,08	12,82	7,04	-1,05	6,00	10,57	-3,04	7,53
9	9,5823	3	1,16	11,08	12,82	7,04	-1,05	7,04	10,57	-3,04	10,57
10	9,5823	3	1,16	11,08	12,82	7,04	-1,05	7,04	10,57	-3,04	10,57
11	6,9497	4,5	-0,34	-2,39	0,82	5,11	0,23	5,11	7,66	0,65	7,66
12	7,1917	3	-1,16	-8,32	9,62	5,29	-0,79	4,50	7,93	-2,28	5,65
13	0,3804	0	4,16	1,58	6,57	0,28	-0,15	0,28	0,42	-0,43	0,42
14	1,4586	0	4,16	6,06	25,20	1,07	-0,57	1,07	1,61	-1,66	1,61
15	1,4586	0	4,16	6,06	25,20	1,07	-0,57	1,07	1,61	-1,66	1,61
16	1,4586	0	4,16	6,06	25,20	1,07	-0,57	1,07	1,61	-1,66	1,61
17	1,4586	0	4,16	6,06	25,20	1,07	-0,57	1,07	1,61	-1,66	1,61
18	1,4586	0	4,16	6,06	25,20	1,07	-0,57	1,07	1,61	-1,66	1,61
19	0,5742	0	4,16	2,39	9,92	0,42	-0,23	0,42	0,63	-0,65	0,63
20	8,2742	0	0,00	0,00	0,00	6,08	0,00	6,08	9,12	0,00	9,12
Σ	73,4078				713,84						

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. Resultados análisis de mampostería, segundo nivel y-y

Corte += 2V = 2 34,27 68,54 Ton 0,24
 ey= e'y+eminy 0,85 mts 0,61
 Momento c corte * ey 29,1295 Ton-mts
 Momento de volteo= 99,3712 Ton-mts
 Xcr 11,68245 mts
 dx= x -xcr

Muro	Rigidez	Distancia X	dx	R*dx	R*dx ²	fv (Ton)	Ft (Ton.)	F= FV+FT	Mvi (Ton-m)	Mvi (Ton-m)	Mdis Mvi + Mti
a	12,6199	0,00	11,68	147,43	1722,36	13,00	-0,96	13,00	18,85	-2,79	18,85
b	12,6199	6,00	5,68	71,71	407,50	13,00	-0,47	13,00	18,85	-1,36	18,85
c	12,6199	12,00	0,32	4,01	1,27	13,00	0,03	13,03	18,85	0,08	18,92
d	12,6199	18,00	6,32	79,73	503,68	13,00	0,52	13,52	18,85	1,51	20,36
e	9,1085	21,00	9,32	84,87	790,77	9,38	0,55	9,94	13,60	1,61	15,21
f	1,4586	0,00	-11,68	-17,04	199,07	1,50	-0,11	1,39	2,18	-0,32	1,86
g	5,4865	24,00	12,32	67,58	832,42	5,65	0,44	6,09	8,19	1,28	9,48
Σ	66,5331				4457,06						

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro del primer nivel**

PRIMER NIVEL				
Muro	(Toneladas)	F (kilogramos)	M (Ton-m)	M (Kg-m)
1	1,12	1 118,83	2,83	2 829,99
2	0,89	887,00	2,24	2 243,61
3	3,97	3 966,96	10,03	10 034,13
4	0,89	887,00	2,24	2 243,61
5	3,97	3 966,96	10,03	10 034,13
6	0,89	887,00	2,24	2 243,61
7	22,69	22 690,52	57,39	57 393,95
8	9,72	9 721,74	22,71	22 707,71
9	10,70	10 701,27	25,55	25 548,34
10	10,70	10 701,27	25,55	25 548,34
11	7,76	7 761,18	18,53	18 529,12
12	8,77	8 766,68	21,31	21 306,50
13	0,42	424,81	1,01	1 014,19
14	1,63	1 628,90	3,89	3 888,85
15	1,63	1 628,90	3,89	3 888,85
16	1,63	1 628,90	3,89	3 888,85
17	1,63	1 628,90	3,89	3 888,85
18	1,63	1 628,90	3,89	3 888,85
19	0,64	641,26	1,53	1 530,95
20	9,24	9 240,37	22,06	22 060,57
a	19,33	19 326,52	50,40	50 400,31
b	19,33	19 326,52	50,40	50 400,31
c	19,47	19 472,20	50,82	50 822,78
d	20,13	20 132,15	52,74	52 736,62
e	14,87	14 873,76	39,06	39 058,45
f	14,98	14 982,47	39,37	39 373,72
g	2,47	2 470,45	6,51	6 511,70
h	9,17	9 166,04	24,13	24 126,65

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII. **Tabla resumen de fuerza y momento aplicado en cada muro del segundo nivel**

SEGUNDO NIVEL				
Muro	(Toneladas)	F (kilogramos)	M (Ton-m)	M (Kg-m)
1	0,86	863,85	1,76	1 759,90
2	0,68	684,86	1,40	1 395,25
3	3,06	3 062,90	6,24	6 239,98
4	0,68	684,86	1,40	1 395,25
5	3,06	3 062,90	6,24	6 239,98
6	0,68	684,86	1,40	1 395,25
7	17,52	17 519,41	35,69	35 691,91
8	6,00	5 996,30	7,53	7 529,35
9	7,04	7 043,71	10,57	10 566,83
10	7,04	7 043,71	10,57	10 566,83
11	5,11	5 108,50	7,66	7 663,67
12	4,50	4 500,35	5,65	5 650,93
13	0,28	279,61	0,42	419,47
14	1,07	1 072,16	1,61	1 608,43
15	1,07	1 072,16	1,61	1 608,43
16	1,07	1 072,16	1,61	1 608,43
17	1,07	1 072,16	1,61	1 608,43
18	1,07	1 072,16	1,61	1 608,43
19	0,42	422,08	0,63	633,20
20	6,08	6 082,12	9,12	9 124,28
a	13,00	13 000,56	18,85	18 848,57
b	13,00	13 000,56	18,85	18 848,57
c	13,03	13 026,75	18,92	18 924,52
d	13,52	13 521,62	20,36	20 359,64
e	9,94	9 937,87	15,21	15 212,56
f	1,39	1 391,21	1,86	1 855,52
g	6,09	6 093,67	9,48	9 475,28

Fuente: elaboración propia.

2.1.12. Esfuerzos admisibles

A continuación se hará el cálculo de los esfuerzos admisibles de los muros de mampostería, estos esfuerzos servirán para compararlos con los esfuerzos actuantes en cada muro y así poder realizar un diseño óptimo para el edificio.

2.1.12.1. Cálculo del máximo esfuerzo axial permitido

Según el AGIES este se define como el esfuerzo axial en los muros de mampostería con refuerzo interior, en kilogramos por centímetro cuadrado, el cual no deberá exceder al valor calculado con la siguiente fórmula:

$$F_a = 0,20 * f'm * \left[\frac{h}{40t} \right]^3$$

Se hará el diseño del muro crítico que es el muro d, se calculara los esfuerzos admisibles y los esfuerzos actuantes, estos son los valores que servirán para calcular los valores del área de acero necesaria para soportar los efectos de las cargas.

F= 22,69 toneladas

M=57,39 toneladas - metro

Donde:

h= 2,90 metros

L= 7,10 metros

f'm = 70 kg/cm²

$$F_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,1 \text{ E}6 \text{ kg/cm}^2$$

Nota: Se supone una mala supervisión, por ello es que se usara un factor de seguridad $F_s = 2$

$$F_a = 0,5 * 0,20 * 70 \text{ kg/cm}^2 * \left[1 - \left(\frac{290}{40 * 19} \right)^3 \right]$$

$$F_a = 6,61 \text{ kg/cm}^2$$

2.1.12.2. Cálculo del esfuerzo flexionante máximo permitido para mampostería

Según el AGIES este se define como el esfuerzo de compresión producido por la flexión, en kilogramos por centímetro cuadrado, el cual no deberá exceder al valor obtenido con:

$$F_b = 0,33 * f' m$$

$$F_b = 0,5 * 0,33 * 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

2.1.12.3. Cálculo del esfuerzo de corte

El esfuerzo de corte en muros producido por fuerzas laterales, en kilogramos por centímetro cuadrado, no deberá de exceder al valor calculado de acuerdo con:

$$F_v = 0,30 * \sqrt{f' m}$$

$$F_v = 0,50 * 0,30 * \sqrt{70 \text{ kg/cm}^2}$$

$$F_v = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

2.1.12.4. Cálculo del esfuerzo de tensión

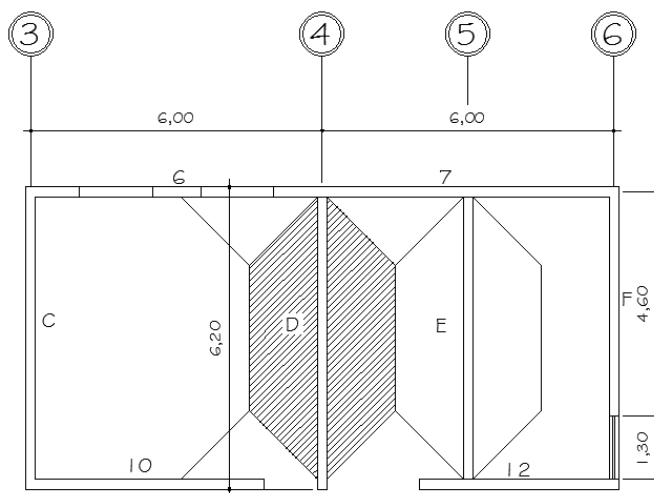
El esfuerzo de tensión en las barras de acero de refuerzo, en kilogramos por centímetro cuadrado, no deberá exceder al valor indicado en:

$$F_s = 0,40f_y$$
$$F_s = 0,40 * 2\ 810\text{ kg/cm}^2$$
$$F_s = 1\ 126\text{ kg/cm}^2$$

2.1.13. Diseño de los muros críticos

Los muros críticos son los que están mas alejados de los ejes, en este caso son los muros "d" y "7", teniendo ya los esfuerzos admisibles para mampostería, se procede a realizar el cálculo de los esfuerzos actuantes, con los datos que el análisis simplista dio como resultado.

Figura 12. Área tributaria a muro d



Fuente: elaboración propia.

Área tributaria que deberá de soportar el muro: 13,50 m²

Carga muerta que afecta al muro:

$$C_m = \left(\frac{363 * 13,50}{6,20} + \frac{393 * 13,50}{6,50} + 2 * 360 * 2,90 \right) = 3\,694,63 \text{ kg/m}$$

$$C_v = \left(\frac{200 * 13,50}{6,20} + \frac{100 * 13,50}{6,20} \right) = 653,23 \text{ kg/m}$$

$$C_{ultima} = 1,4 * C_m + 1,7 C_v = 6\,282,97 \text{ kg/m}$$

- Cálculo del esfuerzo axial actuante (fa)

$$f_a = \frac{W_u}{b * t} = \frac{6\,282,97 * 6,20}{19 * 620} = 3,31 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de corte unitario (fv) y esfuerzo flexionante (fb)

$$f_v = \frac{F}{t * L} = \frac{20\,132,15}{19 * 620} = 1,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M_c}{I} = \frac{6 M_y}{t * L^2} = \frac{6 * 52,74 * 1\,000 * 100}{19 * 620^2} = 4,33 \text{ kg/cm}^2$$

Valores calculados con anterioridad:

$$F_a = 6,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

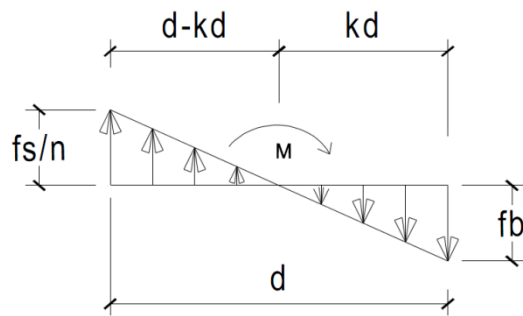
$$F_v = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \left(1,33 - \frac{f_a}{F_a} \right) * F_b = \left(1,33 - \frac{3,31}{6,61} \right) * 11,55 = 9,57 \text{ kg/cm}^2$$

- Relación modular

$$n = E_s / E_m = 2,1E6 / 750 * 70 = 40$$

Figura 13. Relación modular



Fuente: elaboración propia.

$$f_s/n = 1124/40 = 28,10$$

$$\frac{40}{6,20 - 6,20k} = \frac{9,57}{6,20k}$$

$$k = 0,1930$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0,193/3 = 0,936$$

$$\text{Tomando} = 6,20 - 0,10 = 6,10$$

- Determinación de acero mínimo

$$\text{As mínimo en columnas} = 0,0007 * b * h$$

$$\text{As mínimo en soleras} = 0,015 * b * h$$

- **Determinación de acero requerido**

$$A_{s_{req}} = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{52,74 * 1000 * 100}{1124 * 0,94 * 610} = 8,18 \text{ cm}^2$$

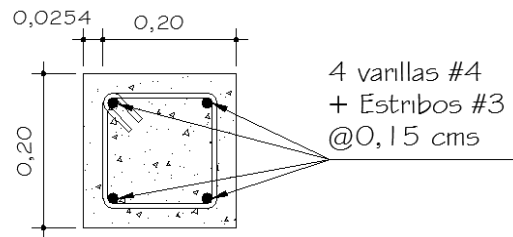
$$A_{s_{min}} = 0,0007 * 19 * 620 = 8,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} > A_{s_{req}}$$

Se colocaran 2 columnas tipo A en cada esquina:

Figura 14. Columna tipo A

Gancho estandar doblado
a no menos de 135° según
ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con
una longitud minima de $6d_b$ según
ACI 318-05 cap. 7.1.3

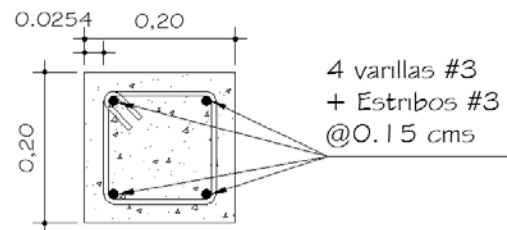


Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES NSE-7.4. y ACI cap.7.

Y una columna tipo B en el medio:

Figura 15. Columna tipo B

Gancho estandar doblado
a no menos de 135° según
ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con
una longitud minima de $6d_b$ según
ACI 318-05 cap. 7.1.3



Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES NSE-7.4. y ACI cap.7, p. 12.

Área de acero total en el muro:

$$A_s = 4 * 1,29 * 2 + 4 * 0,71 = 13,16 \text{ cm}^2$$

Diseño por corte:

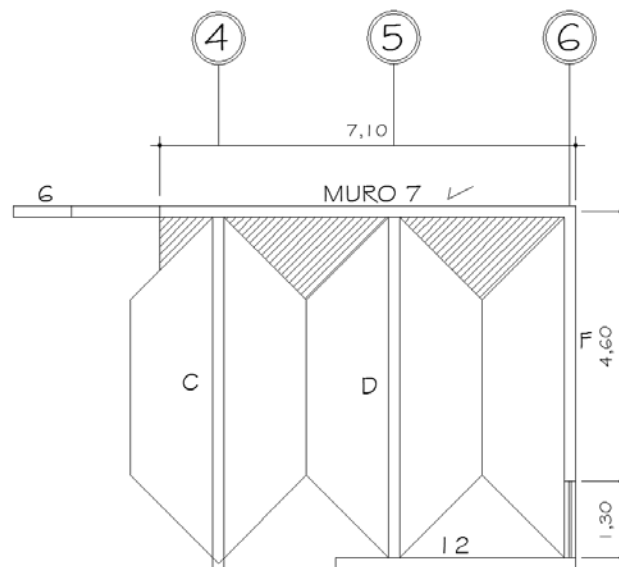
$$A_v = \frac{S_b * f_v}{f_s} = \frac{S(19) * 1,71}{1124} = 0,02890 * S \text{ cm}^2$$

Si se colocan 3 soleras a una distancia de 1,20 metros

$$A_v = 120 * 0,02890 = 3,47 \text{ cm}^2$$

Diseño del muro 7

Figura 16. **Área tributaria a muro 7**



Fuente: elaboración propia.

Área tributaria que deberá de soportar el muro: 4,50 m²

Carga muerta que afecta al muro:

$$C_m = \left(\frac{363 * 4,50}{7,10} + \frac{393 * 4,50}{7,10} + 2 * 360 * 2,90 \right) = 2 567,15 \text{ kg/m}$$

$$C_v = \left(\frac{200 * 4,50}{7,10} \right) = 126,76 \text{ kg/m}$$

$$C_{ultima} = 1,4 * C_m + 1,7C_v = 3 809,50 \text{ kg/m}$$

Cálculo del esfuerzo actuante a compresión sobre el muro (fa)

$$f_a = \frac{W_u}{b * t} = \frac{3 809,50 * 7,10}{19 * 710} = 2,01 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo actuante a corte sobre el muro (fv):

$$f_v = \frac{F}{t * L} = \frac{22 690,52}{19 * 710} = 1,68 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo actuante a flexión sobre el muro (fb):

$$f_v = \frac{M_c}{I} = \frac{6My}{t * L^2} = \frac{6 * 57,39 * 1000 * 100}{19 * 710^2} = 3,59 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos admisibles:

$$F_a = 6,61 \text{ kg/cm}^2$$

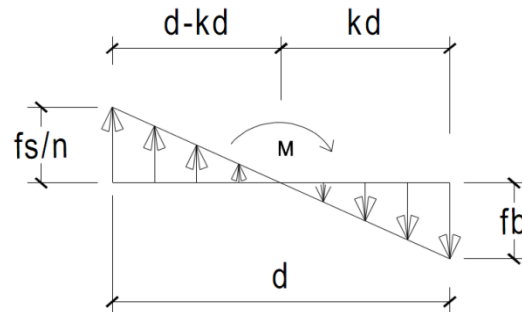
$$F_b = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 1,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \left(1,33 - \frac{f_a}{F_a} \right) * F_b = \left(1,33 - \frac{2,01}{6,61} \right) * 11,55 = 11,48 \text{ kg/cm}^2$$

Relación modular:

$$n = E_s / E_m = 2,1E6 / 750 \cdot 80 = 40$$



$$f_s / n = 1124 / 40 = 28,10$$

$$\frac{40}{7,10 - 7,10k} = \frac{11,48}{7,10k}$$

$$k = 0,2230$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0,2230/3 = 0,9256$$

$$\text{Tomando} = 7,10 - 0,10 = 7,00$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{57,39 \cdot 1000 \cdot 100}{1124 \cdot 0,9256 \cdot 710} = 7,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0007 \cdot 19 \cdot 710 = 9,44 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar el valor calculado necesario para resistir el momento de volteo es menor al área de acero mínimo requerido, es por esto que se usara el área mínima para reforzar este muro.

A continuación se presenta una tabla de resumen del acero requerido y de igual manera se incluye el área de acero mínimo para cada muro estructural.

Tabla XXIX. **Resumen de As necesario primer nivel x-x**

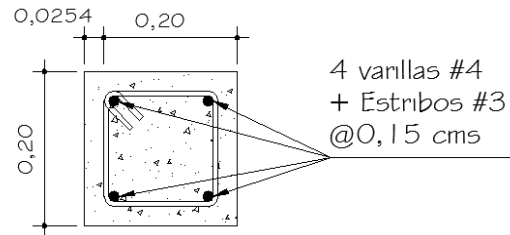
PRIMER NIVEL			
Muro	Longitud (metros)	As mínimo cm ²	As requerido
1	1,10	1,54	2,47
2	1,00	1,40	2,93
3	2,00	2,80	4,81
4	1,00	1,40	2,35
5	2,00	2,80	4,81
6	1,00	1,40	2,93
7	7,10	9,94	7,76
8	4,90	6,86	4,40
9	4,90	6,86	4,62
10	4,90	6,86	4,62
11	3,80	5,32	3,50
12	3,90	5,46	4,37
13	0,85	1,19	1,13
14	1,50	2,10	2,47
15	1,50	2,10	2,47
16	1,50	2,10	2,47
17	1,50	2,10	2,47
18	1,50	2,10	2,47
19	1,00	1,40	1,56
20	4,35	6,09	4,85
a	6,20	8,68	7,78
b	6,20	8,68	7,74
c	6,20	8,68	7,78
d	6,20	8,68	8,18
e	4,70	6,58	7,87
f	4,70	6,58	8,02
g	1,50	2,10	4,15
h	3,20	4,48	7,22

Fuente: elaboración propia.

A continuación se presenta el refuerzo a utilizar en muros estructurales, así como también su distribución:

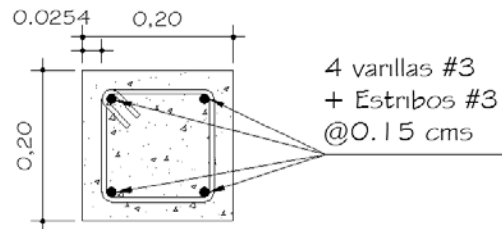
Figura 17. **Detalles de columnas**

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1.3



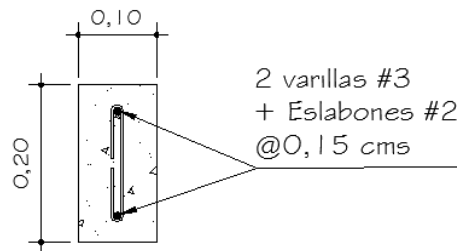
$$A_s = 5,16 \text{ cm}^2$$

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1.3



$$A_s = 2,84 \text{ cm}^2$$

Gancho estandar, doblaz de 180° más una extensión de 4db , pero no menor de 60 mm en el extremo libre de la barra, según ACI 318-05 capitulo 7.1.1



$$A_s = 1,42 \text{ cm}^2$$

Fuente: elaboración propia, adaptado de AGIES NSE-7.4. y ACI cap.7, p. 12.

Tabla XXX. Área de acero distribuida por muros sentido X

PRIMER NIVEL				
Muro	As mínimo	As requerido cm ²	Elementos estructurales	As a utilizar cms ²
1	1,54	2,47	1A+1C	6,58
2	1,40	2,93	1B+2C	5,68
3	2,80	4,81	1A+2C	8,00
4	1,40	2,35	1B+2C	5,68
5	2,80	4,81	1A+2C	5,68
6	1,90	2,93	1B+2C	5,68
7	9,94	7,76	2A+1B+1C	14,58
8	6,86	4,40	1A+3B	13,68
9	6,86	4,62	1A+3B	13,68
10	6,86	4,62	1A+3B	13,68
11	5,32	3,50	2A+1B	13,16
12	5,46	4,37	2A+1C	11,74
13	1,19	1,13	1A+1C	6,58
14	2,10	2,47	3C	4,26
15	2,10	2,47	1B+2C	5,68
16	2,10	2,47	3C	4,26
17	2,10	2,47	1A+2C	8,00
18	2,10	2,47	3C	4,26
19	1,40	1,56	1B+1C	4,26
20	6,09	4,85	1A+2B	10,84

Fuente: elaboración propia.

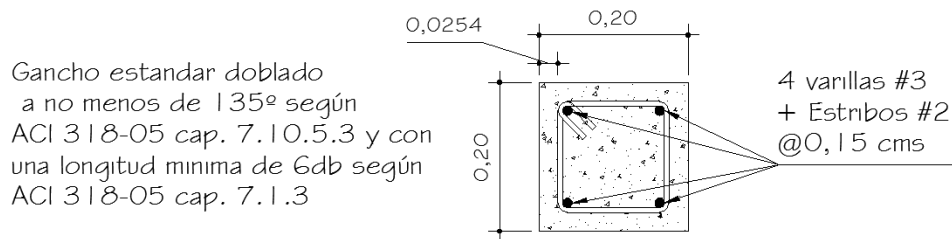
Tabla XXXI. **Área de acero distribuida por muros sentido Y**

PRIMER NIVEL				
Muro	As mínimo	As requerido	Elementos	As a utilizar
a	8,68	7,78	2A+1B	13,16
b	8,68	7,74	2A+1B	13,16
c	8,68	7,78	2A+1B	13,16
d	8,68	8,18	2A+1B	13,16
e	6,58	7,87	3B	8,52
f	6,58	8,02	2A+1C	11,74
g	2,10	4,15	1A+1B	8,00
h	4,48	7,22	2A+1B	13,16

Fuente: elaboración propia.

A continuación se presenta el refuerzo para resistir el corte en los muros estructurales, así como también su distribución:

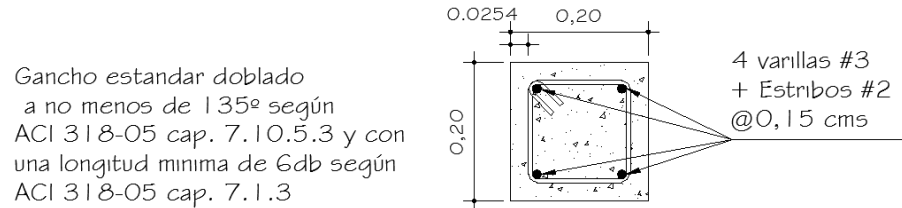
Figura 18. **Detalle de soleras**



SOLERA DE HUMEDAD

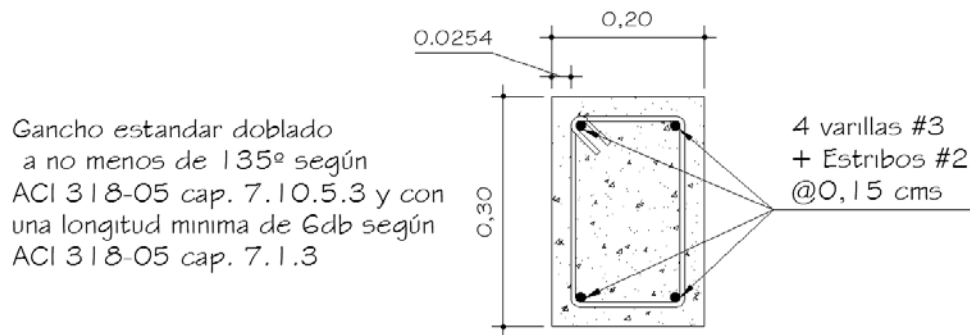
$$As = 2,84 \text{ cm}^2$$

Continuacion de la figura 18.



SOLERA INTERMEDIA

$$As = 2,84 \text{ cm}^2$$



SOLERA DE CORONA

$$As = 2,84 \text{ cm}^2$$

Fuente: elaboración propia. adaptado de AGIES NSE-7.4. y ACI cap.7.

2.1.14. Diseño de losas

Las losas son elementos estructurales que pueden servir como cubiertas que protegen de la intemperie, como entrepisos para transmitir cargas verticales o como diafragmas para transmitir cargas horizontales. Por su espesor, pueden dividirse en: planas ($0,09 < t < 0,12$) y nervuradas ($t > 0,12$).

Carga última de diseño:

Techo:

$$C_u = 1,4 * 363 \text{ kg/m}^2 + 1,7 * 100 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 678,20 \text{ kg/m}^2$$

Aulas $C_u = 890,20 \text{ kg/m}^2$

Pasillos $C_u = 1\,400,20 \text{ kg/m}^2$

2.1.14.1. Cálculo de momentos actuantes

Para calcular los momentos de diseño, se toma una franja unitaria de 1,00 metro de ancho, calculando los momentos positivos y negativos, el edificio está formado por 12 losas, debido a la simetría que existe solo se hará el cálculo de 4 y de las restantes se presentara el resumen.

$$C_{U_u} = 890,20 \text{ kg/m} \quad \text{En aulas}$$

$$C_{U_u} = 1\,400,20 \text{ kg/m} \quad \text{En pasillos}$$

Momentos positivos

$$M_{a(+)} = C_{a+} * C_{V_u} * a^2 + C_{a+} * C_{M_u} * a^2$$

$$M_{b(+)} = C_{b+} * C_{V_u} * b^2 + C_{b+} * C_{M_u} * b^2$$

Momento Negativos

$$M_{a(-)} = C_{a-} * C_u * a^2$$

$$M_{b(-)} = C_{b-} * C_u * b^2$$

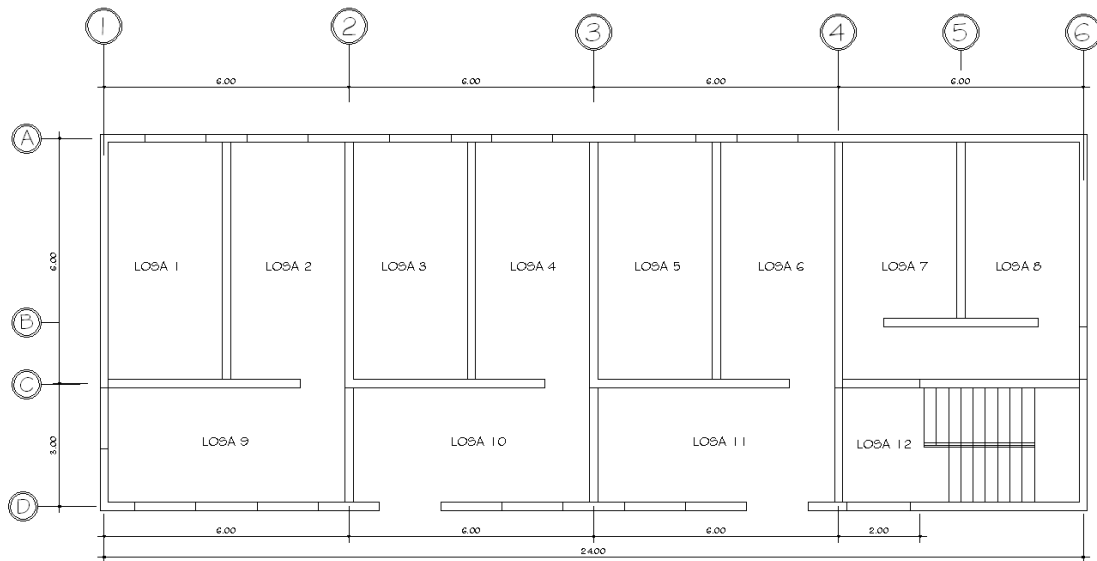
Donde:

M = Momento Actuante

C = Coeficiente de tablas de ACI (anexos)

C_{V_u} , C_{M_u} = Carga viva y muerta última

Figura 19. Losas de entrespiso



Fuente: elaboración propia.

Son 12 losas, los resultados se presentan a continuación:

$$C_u = 890,20 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{vultima} = 340,00 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{multima} = 550,20 \text{ kg/m}^2$$

Losa 1

$$M_{a-} = 0,092 * 890,20 * 9,00 = 737,09 \text{ kg-m}$$

$$M_{b-} = 0,008 * 890,20 * 36,00 = 256,38 \text{ kg-m}$$

$$M_{a+} = 0,071 * 550,20 * 9,00 + 0,072 * 340,00 * 9,00 = 571,90 \text{ kg-m}$$

$$M_{b+} = 0,009 * 550,20 * 36,00 + 0,007 * 340,00 * 36,00 = 263,94 \text{ kg-m}$$

Losa 2,3,4,5,6 y 7

$$Ma- = 0,086 * 890,20 * 9,00 = 689,01 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,005 * 890,20 * 36,00 = 160,24 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,037 * 550,20 * 9,00 + 0,063 * 340,00 * 9,00 = 571,90 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,003 * 550,20 * 36,00 + 0,006 * 340,00 * 36,00 = 263,94 \text{ kg-m}$$

Losa 8

$$Ma- = 0,092 * 890,20 * 9,00 = 737,09 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,008 * 890,20 * 36,00 = 256,38 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,071 * 550,20 * 9,00 + 0,072 * 340,00 * 9,00 = 571,90 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,009 * 550,20 * 36,00 + 0,007 * 340,00 * 36,00 = 263,94 \text{ kg-m}$$

$$Cu = 1\,400,20 \text{ kg/m}^2$$

$$Cvultima = 850,00 \text{ kg/m}^2$$

$$Cmultima = 550,20 \text{ kg/m}^2$$

Losa 9

$$Ma- = 0,071 * 1\,400,20 * 9,00 = 894,73 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,029 * 1\,400,20 * 36,00 = 649,69 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,039 * 550,20 * 9,00 + 0,048 * 850,00 * 9,00 = 560,32 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,016 * 550,20 * 36,00 + 0,020 * 850,00 * 36,00 = 412,85 \text{ kg-m}$$

Losa 10 y 11

$$Ma- = 0,089 * 1\ 400,20 * 9,00 = 1\ 121,56 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,010 * 1\ 400,20 * 36,00 = 224,03 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,067 * 550,20 * 9,00 + 0,038 * 850,00 * 9,00 = 622,47 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,040 * 550,20 * 36,00 + 0,002 * 850,00 * 36,00 = 379,33 \text{ kg-m}$$

Losa 12

$$Ma- = 0,085 * 1\ 400,20 * 4,00 = 476,07 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,015 * 1\ 400,20 * 9,00 = 189,03 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,050 * 550,20 * 4,00 + 0,062 * 850,00 * 4,00 = 320,84 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,009 * 550,20 * 9,00 + 0,011 * 850,00 * 9,00 = 128,72 \text{ kg-m}$$

Losa 15

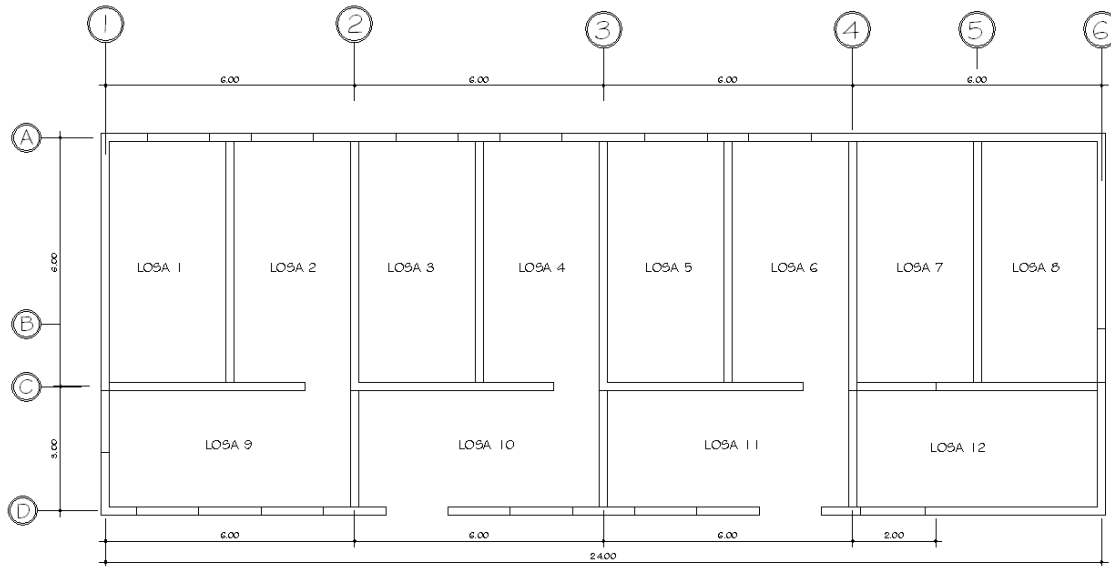
$$Ma- = 0,071 * 1\ 400,20 * 9,00 = 894,73 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,029 * 1\ 400,20 * 36,00 = 649,69 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,039 * 550,20 * 9,00 + 0,048 * 850,00 * 9,00 = 560,32 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,016 * 550,20 * 36,00 + 0,020 * 850,00 * 36,00 = 412,85 \text{ kg-m}$$

Figura 20. Losas de techo



Fuente: elaboración propia.

$$C_u = 678,20 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{vultima} = 170,00 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{multima} = 508,20 \text{ kg/m}^2$$

Losa 1

$$M_{a-} = 0,092 * 678,20 * 9,00 = 561,55 \text{ kg-m}$$

$$M_{b-} = 0,008 * 678,20 * 16,00 = 86,81 \text{ kg-m}$$

$$M_{a+} = 0,071 * 508,20 * 9,00 + 0,072 * 170,00 * 9,00 = 434,90 \text{ kg-m}$$

$$M_{b+} = 0,009 * 508,20 * 16,00 + 0,007 * 170,00 * 36,00 = 92,22 \text{ kg-m}$$

Losa 2,3,4,5,6 y 7

$$Ma- = 0,086 * 678,20 * 9,00 = 524,93 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,005 * 678,20 * 16,00 = 54,26 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,037 * 508,20 * 9,00 + 0,063 * 170,00 * 9,00 = 263,62 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,003 * 508,20 * 16,00 + 0,006 * 170,00 * 16,00 = 40,71 \text{ kg-m}$$

Losa 8

$$Ma- = 0,092 * 678,20 * 9,00 = 561,55 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,008 * 678,20 * 16,00 = 86,81 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,071 * 508,20 * 9,00 + 0,072 * 170,00 * 9,00 = 434,90 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,009 * 508,20 * 16,00 + 0,007 * 170,00 * 36,00 = 92,22 \text{ kg-m}$$

Losa 9

$$Ma- = 0,071 * 1\,400,20 * 9,00 = 433,37 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,029 * 1\,400,20 * 16,00 = 314,68 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,039 * 550,20 * 9,00 + 0,048 * 850,00 * 9,00 = 251,82 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,016 * 550,20 * 36,00 + 0,020 * 850,00 * 16,00 = 184,50 \text{ kg-m}$$

Losa 10 y 11

$$Ma- = 0,08 * 678,20 * 9,00 = 457,79 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,02 * 678,20 * 16,00 = 184,47 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,03 * 508,20 * 9,00 + 0,04 * 170,00 * 9,00 = 196,90 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,01 * 508,20 * 16,00 + 0,02 * 170,00 * 16,00 = 127,55 \text{ kg-m}$$

Losa 12

$$Ma- = 0,071 * 678,20 * 9,00 = 770,44 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,029 * 678,20 * 16,00 = 491,70 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,039 * 508,20 * 9,00 + 0,048 * 170,00 * 9,00 = 447,68 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,016 * 508,20 * 16,00 + 0,020 * 170,00 * 16,00 = 288,28 \text{ kg-m}$$

2.1.14.1.1. Balanceo de momentos

Cuando dos losas comparten un lado en común y en el mismo ambas presentan diferencia de momentos actuantes, deben balancearse, aplicando el siguiente criterio:

Si $0,8 * M_{mayor} \leq M_{menor}$; entonces $MB = (M_{mayor} + M_{menor})/2$

Si $0,8 * M_{mayor} > M_{menor}$; entonces $MB =$ proporcional a su rigidez

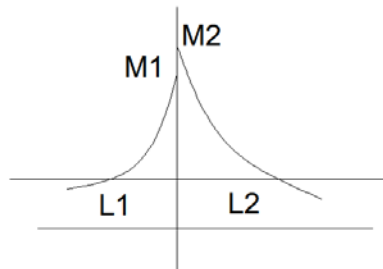
Balance por rigideces

$$D1 = D2 = K1 / (K1 + K2)$$

$$MB1 = M_{mayor} - ((M_{mayor} - M_{menor}) * D1) =$$

$$MB2 = M_{menor} + ((M_{mayor} - M_{menor}) * D2) =$$

Figura 21. **Balanceo de momentos por rigidez**



Fuente: elaboración propia.

Balanceo de momentos entre losas 1 y 2:

Sacar promedio:

$$M = \frac{737,09 + 689,10}{2} = 713,10 \text{ kg} - \text{m}$$

Balanceo de momentos entre losas 2 y 3:

Como las losas de la 2 a la 7 son afectadas por la misma carga última, el momento se mantiene como el calculado el cual tiene un valor de: $M = \text{Kg-m}$

Losa 7 y 8:

Sacar el promedio:

$$M = \frac{689,10 + 737,09}{2} = 713,10 \text{ kg} - \text{m}$$

Losa 1 y 9:

M_b - y M_a -

$$K_1 = 1/L_1 = 1/(6,00) = 0,17$$

$$K_2 = 1/L_2 = 1/(3,00) = 0,33$$

$$D1 = \frac{0,33}{0,17 + 0,33} = 0,66$$

$$D2 = \frac{0,17}{0,17 + 0,33} = 0,34$$

$$M_b = +D1 * (M2-M1) + M1$$

$$M_b = +D2 * (M2-M1) + M2$$

El momento ya balanceado es de 547,86 kg-m

Losa 9 y 10:

$$M_b = +D1 * (M2-M1) + M1$$

$$M_b = +D2 * (M2-M1) + M2$$

El momento ya balanceado es de 446,758 kg-m

2.1.14.2. Armado de la losa

Para el armado de las losas de entrepiso, inicialmente se procede a realizar el cálculo del peralte que tendrá la losa, se considera un recubrimiento de 1 pulgada, luego se debe hacer el cálculo del área de acero mínimo de acero resistente en la sección de la losa.

Cálculo peralte:

$$d = t - \text{rec}$$

$$d = 12 - 2,5 = 9,50 \text{ cms}$$

$$A_{s_{\min}} = \rho * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,10}{2810} * 100 * 9,50 = 4,77 \text{ cm}^2$$

$$M_u = 0,90 * \left[4,78 * 2\,810 * \left[\frac{4,78 * 2\,810}{1,7 * 210 * 100} \right] \right]$$

$$M_u = 1\,102,93 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento máximo que afecta a las losas de entrepiso es:

$M_a = 894,73 \text{ kg-m}$ en losa número 15

$$A_{s_{req}} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} \right] * 0,85 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_{s_{req}} = \left[100 * 9,50 - \sqrt{(100 * 9,50)^2 - \frac{894,73 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 * \left(\frac{210}{2810} \right)$$

$$A_{s_{req}} = 3,85 \text{ cm}^2 = \text{usar } A_s \text{ mínimo.}$$

$$4,77 \text{ cm}^2 \text{ --- 1 m}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ --- S}$$

S = 15 centímetros

Usar refuerzo No. 3 a cada 15 centímetros

Este ira en el área de entrepiso, en los pasillos.

Momento máximo en las aulas: 737,09

$$A_{s_{req}} = \left[100 * 9,50 - \sqrt{(100 * 9,50)^2 - \frac{737,09 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 * \left(\frac{210}{2810} \right)$$

$$A_{s_{req}} = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$4,77 \text{ cm}^2 \text{ --- 1 m}$$

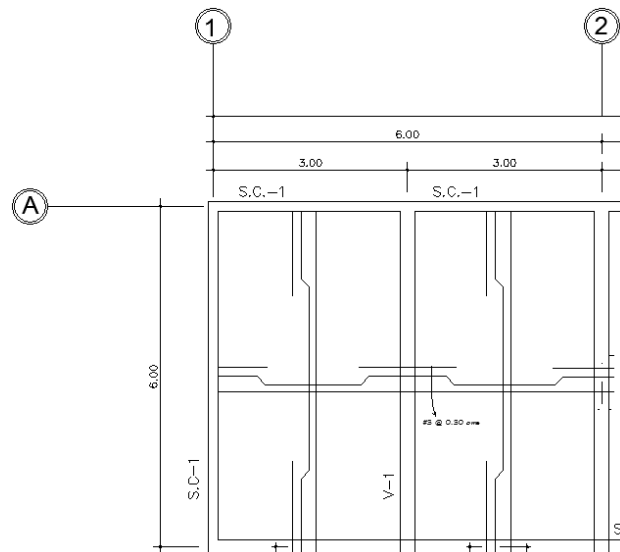
$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ --- S}$$

S = 15 centímetros

Usar refuerzo No. 3 @ 15 centímetros

Este es el refuerzo que se colocara en el área de entepiso, en las aulas.

Figura 22. Armado de losa



Fuente: elaboración propia.

En las losas finales el refuerzo a utiliza esta dado por el momento máximo de 770,44 kg-m:

$$A_{s_{req}} = \left[100 * 9,50 - \sqrt{(100 * 9,50)^2 - \frac{770,44 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 * \left(\frac{210}{2810} \right)$$

$$A_{s_{req}} = 3,29 \text{ cm}^2$$

Se usara el área de acero mínima:

$$A_{s_{min}} = \frac{14,10}{2810} * 100 * 9,50 = 4,77 \text{ cm}^2$$

$$4,77 \text{ cm}^2 \text{ ---1 m}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{ ---S}$$

Usar refuerzo No. 3 a cada 15 centímetros, en toda el área de techo del segundo nivel.

Chequeo por corte: el cortante puede ser crítico en losas donde se aplica una carga concentrada, tal es el caso de las losas planas, en este caso, por el tipo de losa que se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto, y se debe chequear si el peralte predimensionado es el correcto.

El corte actuante debe ser menor al corte resistente $V_{act} < V_{res}$

$$V_{act} = \frac{890,20 * 6,00}{2} = 2 670,60 \text{ kg}$$

$$V_r = 45 * 12 * \sqrt{210} = 7 825,34$$

$$V_{act} < V_r \quad t = \text{OK}$$

2.1.15. Diseño de vigas

Son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Para el diseño de vigas, se debe tomar en cuenta, los tipos de fallas que pueden ocurrir:

Las vigas que se diseñaran a continuación son para resistir las acciones de carga a la mitad de las aulas.

2.1.15.1. Diseño de vigas en las aulas

Como se observa en la figura de una aula del edificio escolar, es necesario que exista una viga en la mitad de la misma, ya que esto hace que las losas sean de un espesor no mayor a 12 centímetros, como ya se pudo observar con anterioridad.

La longitud de la viga en aulas será de 6 metros, y la de los pasillos será de 3 metros, el análisis se detalla a continuación.

Área tributaria a la viga de $13,50 \text{ m}^2$:

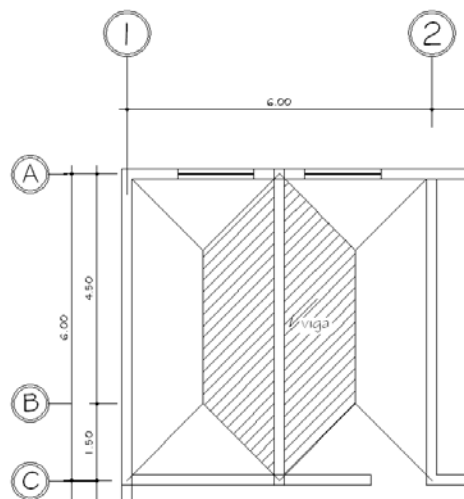
Carga viva 200 kg/m^2 $*1,7 = 340 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta 393 kg/m^2 $*1,4 = 550,20 \text{ kg/m}^2$

Carga Ultima = $890,20 \text{ kg/m}^2$

Peso Propio de la viga = 360 kg/m^2

Figura 23. Área tributaria a vigas



Fuente: elaboración propia.

$$W = \frac{Cu * \text{área}}{\text{Longitud de la viga}} + \text{Peso propio de la viga}$$

$$W = \frac{890,20 * 12}{6} + 360 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 2 156,55 \text{ kg/m}^2$$

$$M_- = \frac{W * L^2}{24} = \frac{2 156,55 * 6^2}{24} = 3 234,83 \text{ kg - m}$$

$$M_+ = \frac{W * L^2}{14} = \frac{2 156,55 * 6^2}{14} = 5 545,41 \text{ kg - m}$$

Se procede a calcular el área de acero requerida para los momentos:

$$A_{sreq} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f_c}} \right] * 0,85 * \left(\frac{f_c}{f_y} \right)$$

Para M_- $A_s = 3,30 \text{ cm}^2$

Para M_+ $A_s = 5,81 \text{ cm}^2$

$A_{smin} = 4,01 \text{ cm}^2$

Para viga que recibirá cargas del aula:

Área tributaria a la viga de 4,50 metros cuadrados, se harán los chequeos con una viga propuesta de 20x30:

Carga viva 500 kg/m^2 $*1,7 = 340 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta 393 kg/m^2 $*1,4 = 550,20 \text{ kg/m}^2$

Carga última $= 1 400,20 \text{ kg/m}^2$

Peso propio de la viga $= 360 \text{ kg/m}^2$

$$W = \frac{Cu * \text{área}}{\text{Longitud de la viga}} + \text{Peso propio de la viga}$$

$$W = \frac{1\,400,20 * 4,50}{3} + 360 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 2\,460,30 \text{ kg/m}^2$$

Se procede a calcular el área de acero requerida para los momentos:

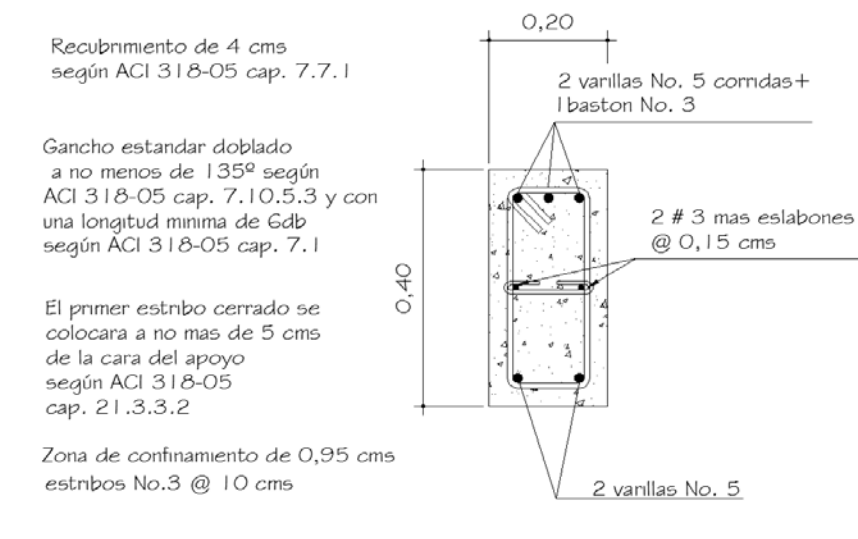
$$As_{req} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 * f'c}} \right] * 0,85 * \left(\frac{f'c}{fy} \right)$$

Para $M_- As = 1,11 \text{ cm}^2$

Para $M_+ As = 1,93 \text{ cm}^2$

$As_{min} = 3,01 \text{ cm}^2$

Figura 24. Armado de viga en aulas (compresión)

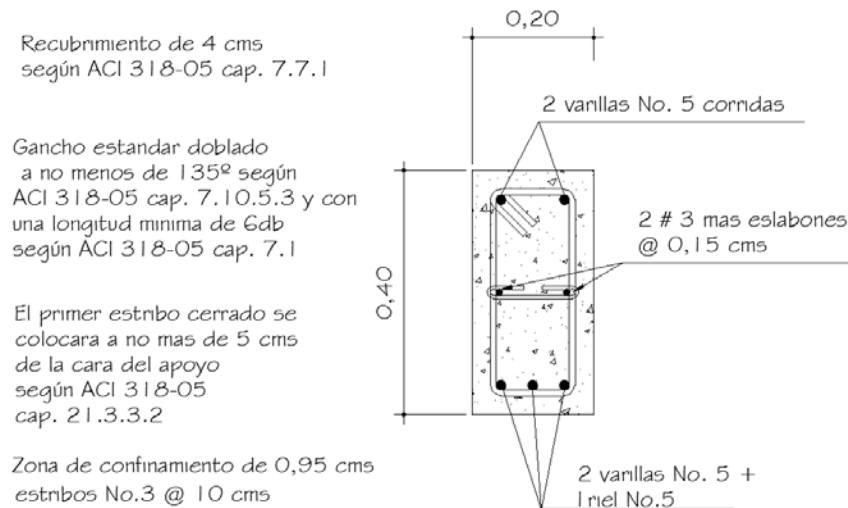


Fuente: elaboración propia, adaptado de ACI 318-05 cap. 21.

En la figura 24 se muestra el armado de la viga de aulas para cubrir esfuerzo a compresión y en la figura 25 se muestra el armado para cubrir el esfuerzo a tensión.

Las vigas quedaran armadas de la siguiente manera, como las vigas tienen una altura de 40 centímetros, se incluirá refuerzo por temperatura, que serán 2 varillas #3 a $h/4$.

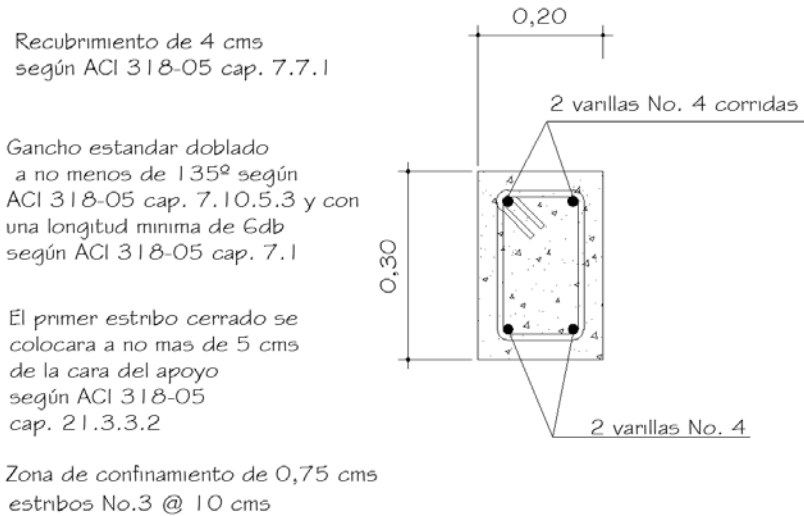
Figura 25. Armado de viga en aulas (tensión)



Fuente: elaboración propia, adaptado de ACI 318-05 cap. 21.

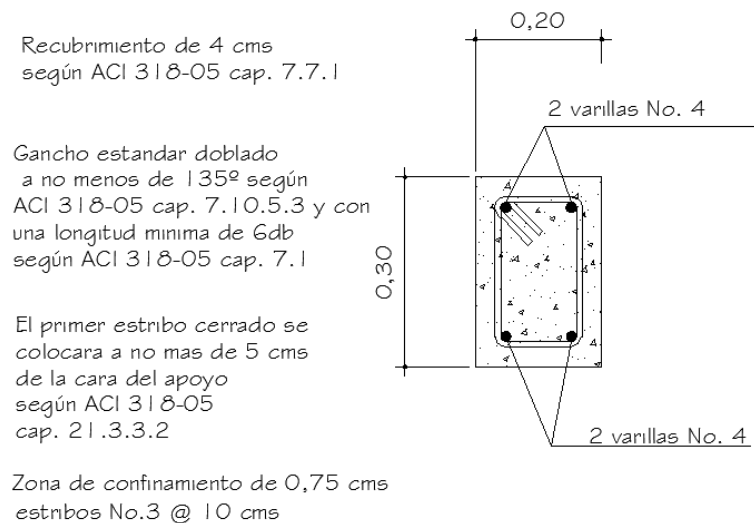
La distribución de las vigas con todos los detalles se encuentran en los planos estructurales.

Figura 26. Armado de viga en pasillo (compresión)



Fuente: elaboración propia adaptado de ACI 318-05 cap. 21.

Figura 27. Armado de viga en pasillo (tensión)



Fuente: elaboración propia adaptado de ACI 318-05 cap. 21.

Acero transversal: se colocaran en forma de estribos, espaciados a intervalos variables a lo largo del eje de la viga, para contrarrestar los esfuerzos de corte en los extremos de la viga. Estas especificaciones están dadas en el ACI cap.21.3.3.2

2.1.15.1.1. Confinamiento

El ACI 318-05 en el capítulo 21 describe los siguientes parámetros de confinamiento en elementos estructurales.

- El primer estribo cerrado no debe estar a más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo. Además el espaciamiento entre estribos de confinamiento no debe exceder: $\frac{d}{4}$
- 8ϕ de las barras longitudinales más pequeñas
- 24ϕ de las barras del estribo cerrado
- 30 centímetros.
- Se debe confinar una longitud no menor de 2 veces la altura del elemento, medida desde la cara del nudo.
- El espaciamiento entre estribos no debe exceder $\frac{d}{2}$

La longitud de la zona de confinamiento no debe ser menor que a la mayor de:

- La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión
- Un sexto de la luz libre del elemento, y
- 450 milímetros.

Según ACI 318-05 cap. 21.4.4.4

2.1.16. Diseño de cimentación

El edificio escolar estará soportado por un cimiento corrido, este recibirá las cargas inducidas por los muros de mampostería, se debe verificar y comparar según la carga admisible del suelo.

2.1.16.1. Determinación del valor soporte

Para la determinación del valor soporte en el suelo, se hizo una toma de muestra de suelo inalterada, este valor es el que servirá para el diseño de la cimentación, ya que se podrá comparar los esfuerzos admisibles y los actuantes.

$$q_{adm} = 57,30 \text{ ton/m}^2$$

Valor soporte de diseño:

Utilizando un factor de seguridad igual a 3, se obtiene que el valor soporte de diseño será de:

$$q_{adm} = \frac{57,30}{3} = 19,10 \text{ ton/m}^2$$

2.1.16.2. Diseño de cimiento corrido

Este servirá para soportar el peso total de la estructura, se debe de hacer un cimiento corrido, debido a los muros de corte diseñados. El cimiento corrido tendrá las siguientes características:

Datos:

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

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

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

$$t = 0,20 \text{ m}$$

$$F_{CU} = 1,50$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,30 \text{ ton/m}^3$$

$$q_{\text{adm}} = 19,10 \text{ ton/m}^2$$

Lo primero que debe determinarse es la carga que soportará el cimiento corrido por unidad lineal (W_U):

$$W_U = \frac{W_{\text{edificio}}}{L_{\text{total}}} = \frac{347,50}{90,20} = 3,85 \text{ ton/m}$$

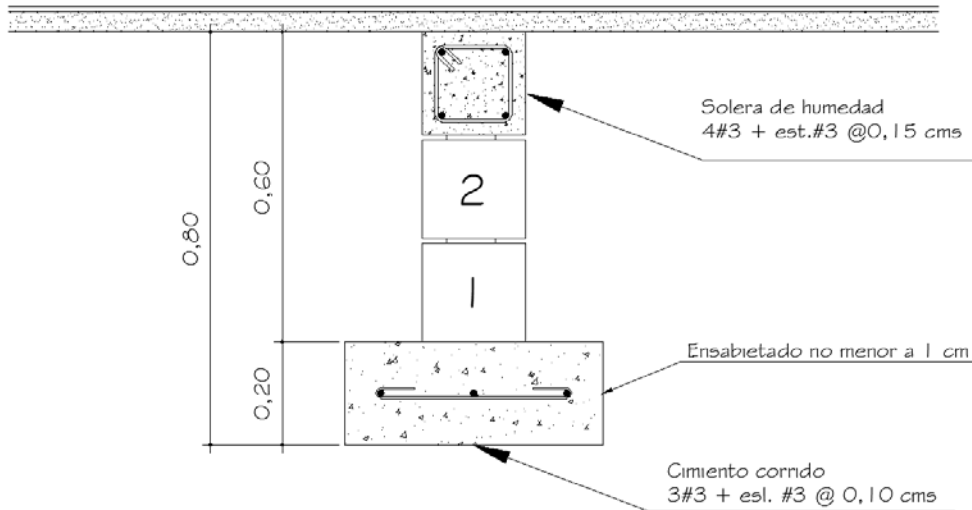
Donde:

W_U = peso que soportara el cimiento corrido

W_{edificio} = peso del edificio

L_{total} = longitud total de muros

Figura 28. **Cimiento corrido del edificio**



Fuente: elaboración propia.

Carga de trabajo (Wt):

$$Wt = \frac{W_U}{F_{CU}} = \frac{3,85 \text{ ton/m}}{1,50} = 2,57 \text{ ton/m}$$

Presión actuante (qact):

Es la presión total vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga total y el área de la cimentación; incluye todas las componentes verticales (sobrecarga, peso de la estructura, peso del cimiento, peso de la tierra).

$$P_{\text{total}} = Wt + W_{\text{suelo}} + W_{\text{cimiento}}$$

$$P_{\text{total}} = 2,57 + 1,45 * 0,50 * 0,60 * 1 + 2,4 * 0,5 * 0,2 * 1$$

$$P_{\text{total}} = 3,25 \text{ Ton}$$

$$q_{act} = \frac{P_{total}}{Area} = \frac{3,25 \text{ ton}}{0,5\text{m} * 1\text{m}} = 6,50 \text{ ton/m}^2$$

Con el resultado anterior, se puede establecer que es factible la construcción del edificio con el cimiento calculado, ya que la presión que éste ejerce sobre el suelo es menor a la capacidad del suelo:

$$q_{act} < q_{admisible}$$

2.1.16.2.1. Diseño del espesor del cimiento

Para el cálculo del espesor del cimiento corrido, se procede a calcular la presión de diseño última ($q_{dis\ u}$):

Es la presión actuante incrementada por un factor de seguridad llamado factor de carga última, el cual se encuentra en el rango de 1 a 1,5.

$$q_{dis\ u} = F_{cu} * q_{dis} = 1,50 * 6,50 = 9,75 \text{ ton/m}^2$$

Peralte del cimiento (d)

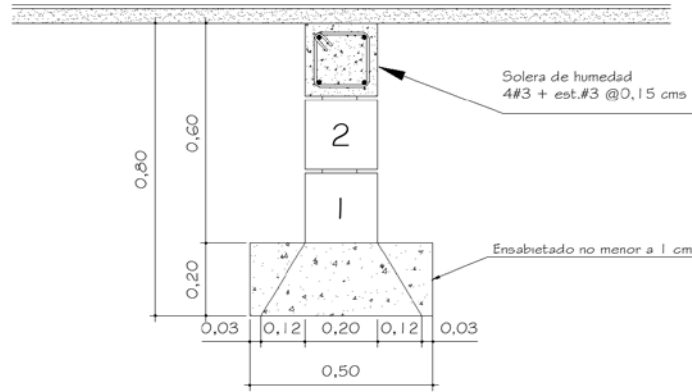
$$d = t - rec - \frac{\phi}{2} = 20 - 7,50 - \frac{0,96}{2} \approx 12 \text{ centímetros}$$

Chequeo a corte:

$$x = \frac{0,50 - 0,20}{2} - 0,12 = 0,03 \text{ m}$$

$$V_{act} = q_{dis\ u} * x = 9,75 * 0,03 = 0,29 \text{ Ton}$$

Figura 29. Longitud de punzonamiento de cimiento corrido



Fuente: elaboración propia.

$$V_r = 0,53 * 0,85 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_r = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210} * 100 \text{ cm} * 12 \text{ cm}$$

$$V_r = 7,83 \text{ Ton}$$

$$V_{act} < V_r$$

Como el corte actuante es menor que el corte resistente, esto da la seguridad que el espesor del cimiento es capaz de soportar las cargas que se le aplican.

Diseño por flexión:

$$L = \frac{0,50 - 0,20}{2} = 0,15 \text{ m}^*$$

$$M = \frac{WL^2}{2} = \frac{9,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 0,15^2}{2} = 0,1096 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M = 109,69 \text{ kg} - \text{m}$$

2.1.16.2.2. Área de acero requerido

El área de acero requerido se calcula con el momento máximo, este es el que dio como resultado el diseño por flexión, el resultado nos servirá para saber el armado de hierro que tendrá el cimiento corrido.

Datos:

$$M = 109,69 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} \right] * 0,85 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[100 * 12 - \sqrt{(100 * 12)^2 - \frac{109,69 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 * \left(\frac{210}{2810} \right) = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{14,10}{2 * 810} * 100 * 12 = 6,02 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de los eslabones:

$$6,02 \text{ cm}^2 - - - - - 100 \quad S = 11,79 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 - - - - - S$$

Los eslabones tendrán una separación de 10 centímetros

Área de acero por temperatura

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0,002 * b * t$$

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0,002 * 50 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 2 \text{ cm}^2$$

El área de acero por temperatura la cubren 3 varillas no. 3 corridas.

2.1.17. Instalaciones

A continuación se presenta el diseño de las instalaciones hidráulicas, instalaciones eléctricas e instalaciones sanitarias, se detalla el tipo de materiales que se deben de utilizar, según normas establecidas para que se garantice la utilidad.

2.1.17.1. Instalaciones hidráulicas

Las instalaciones de agua potable, fría y caliente, precisan de materiales muy resistentes al impacto y a la vibración, entre los cuales se encuentran el PVC y el hierro galvanizado, entre otros.

Para las instalaciones hidráulicas del edificio escolar se usar PVC ya que es un material de alta calidad, durabilidad y por su facilidad de instalación lo hace ideal para las instalaciones de agua potable.

A pesar de ser muy liviano, el PVC ofrece alta resistencia a la tensión y al impacto. Una de las ventajas mayores del PVC es su alta resistencia a la corrosión y a los químicos. El PVC no se corroe, lo que elimina la necesidad de mantenimiento y le da larga vida.

2.1.17.1.1. Método de *Hunter*

Para el diseño de la red hidráulica se usara el método de Hunter, este es un método probabilístico, que establece que un sistema trabajará eficientemente, si contando con “n” artefactos, se diseña para “m” de ellos funcionando el 1 por ciento del tiempo.

Este método considera aparatos sanitarios de uso intermitente y tiene en cuenta el hecho de que cuanto mayor es su número, la proporción del uso simultáneo de los aparatos disminuye. Para estimar la máxima demanda de agua de un edificio o sección de él, debe tenerse en cuenta si el tipo de servicio que prestarán los aparatos es público o privado.

La demanda máxima se determina calculando el total de unidades de descarga o unidades Hunter en función del número y tipo de artefactos a servir y multiplicándolos por su correspondiente factor de carga o unidad Hunter, estos valores se muestran en la tabla XXXIV.

Se recomienda aplicar al resultado de demanda máxima probable calculada un factor de corrección de 0,60.

Estimación de la demanda:

Se tienen los siguientes artefactos sanitarios:

6 lavamanos * 2 unidades Hunter = 12 U.H.

7 inodoros * 5 unidades Hunter = 35 U.H.

3 mingitorios * 3 unidades Hunter = 9 U.H.

Total 56 U.H.

Se usará el valor de 60 unidades *Hunter*

Tabla XXXII. **Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en los edificios**

Pieza	Tipo	Unidades de gasto		
		Total	Agua fría	Agua caliente
Tina		4	3	3
Lavadero de ropa		8	4,50	4,50
Ducha		4	3	3
Inodoro	Con tanque	5	5	--
Inodoro	Con válvula semiautomática	8	8	--
Lavadero	Cocina hotel, restaurante	4	3	3
Lavadero	Repostería	3	2	2
Bebedero	Simple	1	1	--
Bebedero	Múltiple	1*	1*	--
Lavatorio	Corriente	2	1,50	1,50
Lavatorio	Múltiple	2*	1,50	1,50
Botadero		3	2	2
Urinario	Con tanque	3	3	--
Urinario	Con válvula semiautomática	5	5	--

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p. 49.

A continuación se muestran los gastos probables para la aplicación del método de *Hunter*, los datos están dados en litros por segundo.

Tabla XXXIII. **Gastos probables para el método de Hunter**

No. de	Gasto		No. de	Gasto	
	Tanque	Válvula		Tanque	Válvula
3	0,12	--	40	0,91	1,74
4	0,16	--	42	0,95	1,78
5	0,23	0,91	44	1,00	1,82
6	0,25	0,94	46	1,03	1,84
7	0,28	0,97	48	1,09	1,92
8	0,29	1,00	50	1,13	1,97
9	0,32	1,03	55	1,19	2,04
10	0,34	1,06	60	1,25	2,11
12	0,38	1,12	65	1,31	2,17
14	0,42	1,17	70	1,36	2,23
16	0,46	1,22	75	1,41	2,29
18	0,50	1,27	80	1,45	2,35
20	0,54	1,33	85	1,50	2,40
22	0,58	1,37	90	1,56	2,45
24	0,61	1,42	95	1,62	2,50
26	0,57	1,45	100	1,67	2,55
28	0,71	1,51	110	1,75	2,60
30	0,75	1,55	120	1,83	2,72
32	0,79	1,59	130	1,91	2,80
34	0,82	1,63	140	1,98	2,85
36	0,85	1,67	150	2,03	2,95
38	0,88	1,70	160	2,14	3,04

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios.
p. 50.

De la tabla XXXIII se obtiene que la demanda máxima probable es de:
1,25 l/s

$$\text{Aplicando factor de corrección DMP} = 1,25 \cdot 0,60 = 0,75 \text{ l/s} = 7,5^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Según la Dirección Municipal de Planificación, pruebas realizadas en el área dieron como resultado que la velocidad en este sector de la red municipal es de 2 metros por segundo.

Diámetro de la tubería:

$$Q = A * V$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{7,5^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{2 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 3,75^{-4} \text{m}^2 * \frac{(39,37 \text{plg})^2}{1 \text{m}^2} = 0,58 \text{plg}^2$$

Se usara la tubería de 1" tiene un área de 0,78 plg².

2.1.17.2. Instalaciones sanitarias

La evacuación de aguas se realiza por medio de un conjunto de tuberías que deberán llenar las condiciones siguientes:

- Evacuar rápidamente las aguas, alejándola de los aparatos sanitarios.
- Impedir el paso del aire, olores y organismos patógenos de las tuberías al interior de los edificios o viviendas.
- Las tuberías deben ser de materiales durables e instaladas de manera que no se provoquen alteraciones con los movimientos de los edificios.
- Los materiales de las tuberías deben resistir la acción corrosiva de las aguas que transportan.

Para fines de diseño de las instalaciones sanitarias, es necesario tomar en cuenta el uso que se va a hacer de dichas instalaciones, el cual depende fundamentalmente del tipo de casa o edificio al que se va a prestar servicio, por lo que para diseñar se clasifican las instalaciones sanitarias en tres tipos o clases.

Primera clase: ésta es de uso privado y se aplica para instalaciones en vivienda, cuartos de baño privado, hoteles o instalaciones similares, destinados a una familia o una persona.

Segunda clase: ésta es la llamada de uso semipúblico, corresponde a instalaciones en edificios de oficinas, fábricas, o similares, en donde los muebles son usados por un número limitado de personas que ocupan la edificación.

Tercera clase: a esta clase corresponden las instalaciones de uso público, donde no existe límite en el número de personas ni en el uso, tal es el caso de los baños públicos, sitios de espectáculos y similares.

Selección de pendientes y diámetros

El diámetro de las redes está en función del diámetro de descarga de cada aparato sanitario, y de la descarga acumulada del grupo de artefactos conectados al ramal, tomando en cuenta que cualquier ramal debe ser mayor o igual al diámetro del sifón al que esté conectado.

La pendiente mínima para los ramales de descarga debe ser del 2 por ciento para diámetros menores o iguales a 3 pulgadas y para diámetros mayores del 1 por ciento.

Tabla XXXIV. **Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo del sifón y derivación		
	Clase			Clase		
	1ra	2da	3ra	1ra	2da	3ra
Lavabo	1	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Inodoro	4	5	6	3	3	3
Tina	3	4	4	1 ¼	2	2
Bidet	2	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Cuarto de baño completo	7	----	----	3	3	3
Regadera	2	3	3	1 ¼	2	2
Urinario suspendido	2	2	2	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Urinario vertical	----	4	4	----	2	2
Fregadero de viviendas	3	----	----	1 ¼	----	----
Fregadero de restaurante	----	8	8	----	3	3
Lavadero (ropa)	3	3	----	1 ¼	1 ¼	----
Vertedero	----	8	8	4	4	----
Bebedero	1	1	1	1 ¼	1 ¼	1 ¼
Lavaplatos de Casa	2	----	----	1 ½	----	----
Lavaplatos comercial	----	4	----	----	----	2

NOTA: El diámetro mínimo es el nominal de la tubería (pulgadas).

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p. 71.

Dimensionamiento de las derivaciones en colector:

Las derivaciones o ramales se calculan a partir del conocimiento del número de descarga a las que dará servicio dicha tubería, esto se logra con la suma de las unidades de descarga de todos los muebles sanitarios que va a desalojar la derivación.

Tabla XXXV. **Diámetro de las derivaciones en colector**

Derivación en colector		Número máximo de unidades de descarga			
mm	pulg.	Derivación horizontal s=0	Pendiente		
			1/100	2/100	3/100
32	1 ½	1	1	1	1
38	1 ½	2	2	2	2
50	2	4	5	6	8
63	2 ½	10	12	15	18
75	3	20	24	27	36
100	4	68	84	96	114
125	5	144	180	234	280
150	6	264	330	440	580
200	8	696	870	1150	1680
250	10	1392	1740	2500	3600
300	12	2400	3000	4200	6500
350	14	4800	6000	8500	135000

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p. 72.

Colección y evacuación de agua de lluvia

Es el sistema de canaletas y/o tuberías que recoge el agua proveniente de las precipitaciones pluviales que caen sobre techos, patios y/o zonas pavimentadas de una edificación, y lo evacúa hacia un sistema de disposición adecuado.

Previamente al diseño y cálculo del sistema de evacuación de agua de lluvia, es importante analizar si es necesario o conveniente considerarlo en un proyecto de instalaciones sanitarias de una edificación.

El análisis de todos estos factores combinados, llevará a una decisión de implantar o no el sistema de evacuación de agua de lluvia. En los lugares donde, por la gran frecuencia y alta precipitación pluvial, se cuenta con red separada para evacuación de agua de lluvia, es indispensable diseñar el sistema en las edificaciones, conectándola a la red indicada.

Aún cuando la ciudad o lugar no cuente con red separada, pero se produzcan lluvias de alta precipitación y frecuencia, será necesario incluir el sistema, evacuando el agua de lluvia a las cunetas. En los lugares donde la precipitación pluvial con alta frecuencia, es baja, deberá instalarse sistemas de agua de lluvia, conectados a jardines o a la red de alcantarillado, tomando las precauciones necesarias para no obstruir los colectores, instalando interceptores de sólidos.

Así mismo puede calcularse el diámetro de los conductos con la fórmula

$$Q = \frac{C.I.A.}{360}$$

Donde:

Q = Caudal en m^3/s

C = Relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área

I = Intensidad de lluvia en mm/hora

A = Área a drenar en hectáreas.

El valor de C puede estimarse:

- Para superficies impermeables de techos = 0,75 a 0,95
- Para pavimentos de asfalto = 0,85 a 0,90
- Para jardines, parques o prados = 0,05 a 0,25

Un elemento necesario para determinar la intensidad de diseño, es la frecuencia con que ésta se presentará; puede asumirse una frecuencia de 10 o 20 años para el medio, ya que las tormentas demasiado intensas raramente se presentan, pero lluvias fuertes no usuales, se precipitan usualmente con este intervalo de tiempo en promedio.

Frecuencia de 10 años

$$I = \frac{5915,70}{t + 35,8}$$

Donde:

I = Intensidad de lluvia promedio en la zona drenada en mm/hora

t = tiempo de concentración en minutos

Conocido el caudal y la pendiente del área o conducto, podrá determinarse el diámetro respectivo.

Para la obtención del diámetro en cm se utiliza la fórmula de *Manning*

$$D = \left(\frac{691\,000 * Q * n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Donde:

D_{cm} . = Diámetro interior del tubo, en cm

Q = Caudal requerido en m³ / seg

n = Coeficiente de rugosidad (ver tabla)

S = Pendiente

Tabla XXXVI. **Coeficiente de rugosidad “n” para las fórmulas de Manning en tuberías**

Material	n
PVC y polietileno de alta densidad	0,009
Asbesto cemento	0,010
Hierro fundido nuevo	0,013
Hierro fundido usado	0,017
Concreto liso	0,012
Concreto rugoso	0,016
Mampostería con mortero de cemento	0,020
Acero soldado con revestimiento interior a base de ep	0,011
Acero sin revestimiento	0,014
Acero galvanizado nuevo o usado	0,014

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios.
p. 79.

Se dispondrán ocho bajadas de agua pluvial para drenar el techo del edificio y el diámetro de cada una de ellas se calcula de la siguiente manera:

Por ser una superficie impermeable de techos se estimará una C (Relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área) de 1, debido a que se quiere 0 por ciento de infiltración.

$$I = \frac{5915,70}{5 + 35,8} = 144,45 \text{ mm/hora}$$

El área a drenar por cada bajada es de 100,05 metros cuadrados que es equivalente a 0,010 hectáreas

$$Q = \frac{1 * 144,99 \frac{\text{mm}}{\text{hora}} * 0,010 \text{ hectareas}}{360} = 4 \text{ l/s}$$

Como se utilizará tubería de PVC, se estima un coeficiente de rugosidad $n = 0.009$. Se estimará una pendiente de 1 por ciento, quedando:

$$D = \left(\frac{691\,000 * 4^{-3} \text{m}^3/\text{s} * 0,009}{0,01^{1/2}} \right)^{3/8} = 7,91 \text{ cms} = 3,12 \text{ pulgadas}$$

Se propone tubería de 4 pulgadas de diámetro de PVC.

2.1.17.3. Instalaciones eléctricas

Las instalaciones eléctricas son esenciales en las edificaciones, para el apoyo visual en las aulas, se dividen en iluminación y fuerza, a continuación se detallaran la distribución de los circuitos a utilizar.

2.1.17.3.1. Iluminación

La ejecución de las distintas actividades de enseñanza-aprendizaje requiere de un determinado nivel de iluminación en todas las áreas del espacio, el cual se analiza en función de la intensidad, brillo y distribución de la luz. Estos factores sirven de guía para el diseño de ventanas y de la cantidad de

lámparas. Se distribuyeron 7 circuitos de iluminación en el primer y segundo nivel, la lámparas serán de neón de 40 watts cada candela.

Tabla XXXVII. **Requerimientos de iluminación en edificios escolares**

TIPO DE LOCAL	LUXES
Auditorios	100
Aulas	400
Salas de estudio	400
Pasillos escaleras	50
Salas de dibujo	500-750
Gimnasio	200-500
Laboratorios	300
Trabajos manuales	400
Salas de Lectura	200
Exhibiciones especiales	300
Bibliotecas	300-500
Oficinas	300
Salas de costura	600

Fuente: criterio normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales, versión corregida del 2008.

La potencia unitaria de cada lámpara es de 40 *watts*.

El amperaje esta dado por: $\frac{\text{Watts}}{\text{Voltaje}}$

Se distribuyen en dos líneas las cuales estarán identificadas con L1 y L2, esto se hace para que la distribución en el tablero de alimentación este balanceado.

Cabe mencionar que la diferencia de amperios entre las líneas 1 y 2, no deber sobrepasar a las 10 unidades, esto se lograr observar cuando ya se tenga la distribución de los circuitos de fuerza.

La potencia se divide dentro de 120 voltios ya que es el tipo de instalación monofásica que se tiene del servicio eléctrico.

Tabla XXXVIII. **Circuitos de iluminación para el primer nivel y segundo nivel**

Primer nivel

Circuito	Descripción	Potencia unitaria Watts	Unidades	Potencia total Watts	Voltaje voltios	L1 amperios	L2 amperios	Conductor	Flip-On
A	Iluminación	40	12	480	120	4,00	----	#12	1x20
B	Iluminación	40	12	480	120	4,00	----	#12	1x20
C	Iluminación	40	12	480	120	----	4,00	#12	1x20
D	Iluminación	80	9	720	120	----	6,00	#12	1x20
E	Iluminación	80	8	640	120	5,33	----	#12	1x20
F	Iluminación	40	12	480	120	4,00	----	#12	1x20
G	Iluminación	40	10	400	120	----	3,33	#12	1x20

Segundo nivel

Circuito	Descripción	Potencia unitaria Watts	Unidades	Potencia total Watts	Voltaje voltios	L1 amperios	L2 amperios	Conductor	Flip-On
A	Iluminación	40	12	480	120	4,00	----	#12	1x20
B	Iluminación	40	12	480	120	4,00	----	#12	1x20
C	Iluminación	40	12	480	120	----	4,00	#12	1x20
D	Iluminación	40	12	480	120	----	4,00	#12	1x20
E	Iluminación	80	2	160	120	1,33	----	#12	1x20
F	Iluminación	40	12	480	120	4,00	----	#12	1x20
G	Iluminación	40	6	240	120	----	2,00	#12	1x20

Fuente: elaboración propia.

El cable que se usara en los circuitos de iluminación será de calibre No. 12, y se instalaran *breakers* de 1x15 Amperios.

2.1.17.3.2. Fuerza

Cada tomacorriente se asumió con un consumo de 180 watts ya que no se tiene la certeza de lo que será conectado exactamente en el tomacorriente. Al igual que en los circuitos de iluminación se tiene como margen de seguridad un máximo de 10 tomacorrientes por circuito de 20 amperios

Tabla XXXIX. **Circuitos de iluminación primero y segundo nivel**

Primer nivel

Círculo	Descripción	Potencia unitaria Watts	Unidades	Potencia total Watts	Voltaje voltios	L1 amperios	L2 amperios	Conductor	Flip-On
H	Fuerza	180	5	900	120	----	7,50	#10	1x20
I	Fuerza	180	5	900	120	7,50	----	#10	1x20
J	Fuerza	180	5	900	120	7,50	----	#10	1x20
K	Fuerza	180	3	540	120	----	4,50	#10	1x20
L	Fuerza	180	4	720	120	----	6,00	#10	1x20
M	Fuerza	180	2	360	120	3,00	0,00	#10	1x20

Segundo nivel

Círculo	Descripción	Potencia unitaria Watts	Unidades	Potencia total Watts	Voltaje voltios	L1 amperios	L2 amperios	Conductor	Flip-On
H	Fuerza	180	5	900	120	----	7,50	#10	1x20
I	Fuerza	180	5	900	120	7,50	----	#10	1x20
J	Fuerza	180	5	900	120	----	7,50	#10	1x20
K	Fuerza	180	3	540	120	----	4,50	#10	1x20
L	Fuerza	180	4	720	120	----	6,00	#10	1x20
M	Fuerza	180	8	1440	120	12,00	0,00	#10	1x20

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL. **Circuitos de iluminación y fuerza**

Círculo	Descripción	Potencia unitaria Watts	Unidades	Potencia total Watts	Voltaje voltios	L1 amperios	L2 amperios	Conductor	Flip-On
A	Iluminación	40	12	480	120	4,00	----	#12	1x20
B	Iluminación	40	12	480	120	4,00	----	#12	1x20
C	Iluminación	40	12	480	120	----	4,00	#12	1x20
D	Iluminación	80	9	720	120	----	6,00	#12	1x20
E	Iluminación	80	8	640	120	5,33	----	#12	1x20
F	Iluminación	40	12	480	120	4,00	----	#12	1x20
G	Iluminación	40	10	400	120	----	3,33	#12	1x20
H	Fuerza	180	5	900	120	----	7,50	#10	1x20
I	Fuerza	180	5	900	120	7,50	----	#10	1x20
J	Fuerza	180	5	900	120	7,50	----	#10	1x20
K	Fuerza	180	3	540	120	----	4,50	#10	1x20
L	Fuerza	180	4	720	120	----	6,00	#10	1x20
M	Fuerza	180	2	360	120	3,00	0,00	#10	1x20
					Suma	35,33	31,33		

Fuente: elaboración propia.

Se logra observar que entre la línea 1 y la línea 2 la diferencia de amperios es únicamente 4 amperios, esto indica que la distribución en el tablero fue de una forma adecuada.

2.1.18. Cronograma

Se presenta el cronograma para el edificio escolar de la escuela en la aldea Cerro de Oro, Santiago Atitlán, Sololá, todo esto para tener un control de los renglones de trabajo que se trabajaran.

Tabla XLI. Cronograma escuela Cerro de Oro

Cronograma construcción escuela		Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5				Mes 6											
No.	REGLÓN	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4				
1	TRABAJOS PRELIMINARES																																
1,1	Bodega	x																															
1,2	Limpieza y chapeo	x																															
1,3	Trazo y estaqueado	x																															
2,1	Cimiento corrido CC-1	x	x	x																													
2,2	Cimiento corrido CC-2	x	x	x																													
2,3	Zapata 1.25x1.25x0.30	x	x	x																													
3,1	Levantado de muros de 19x19x39			x	x	x						x	x																				
3,2	Levantado de muros de 14x19x39			x	x	x						x	x																				
3,3	Levantado de muros de 09x19x39			x	x	x						x	x																				
4,1	Columna A 30X30 cms							x	x																								
4,2	Columna B							x	x																								
4,3	Columna C							x	x																								
4,4	Columna D							x	x																								
4,5	Columna E							x	x																								
5,1	SOLERA CORONA T1							x	x	x																							
5,2	SOLERA CORONA T2							x	x	x																							
5,3	SOLERA DE HUMEDAD							x	x	x																							
5,4	SOLERA INTERMEDIA TIPO 1							x	x	x																							
6,1	Viga tipo 1											x	x	x																			
6,2	Viga tipo 2											x	x	x																			
6,3	Viga tipo 3											x	x	x																			
7,1	Modulo de gradas											x																					
8,1	Losa de 7x4 t=12 cms primer nivel															x	x	x															
8,2	Losa de 5x4 t=12 cms primer nivel															x	x	x															
8,3	Losa de 7x4 t=12 cms segundo nivel																			x	x	x											
8,4	Losa de 5x4 t=12 cms segundo nivel																			x	x	x											

Continuación de tabla XLI.

Cronograma construcción escuela		Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5				Mes 6				
No.	REGLÓN	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	
9,1	Piso de granito															x	x									
9,2	Cernido en cielo entrepiso															x	x									
9,3	Cernido en cielo 2do nivel															x	x									
9,4	Ventanas																			x	x	x				
9,5	Puertas																			x	x	x				
9,6	Inodoros																			x	x					
9,7	Lavamanos																			x	x					
10,1	Intalacion de electricidad																							x	x	
10,2	Intalacion de fuerza																							x	x	
10,3	Instalacion de agua potable																							x	x	
10,4	Drenajes																							x	x	

Fuente: elaboración propia

2.1.19. Presupuesto

A continuación se presenta el presupuesto del proyecto, se tienen los renglones de trabajo, la unidad de medida, la cantidad que se debe de trabajar, el precio unitario y costo del renglón de trabajo.

Tabla XLII. Presupuesto escuela aldea Cerro de Oro

ESCUELA PRIMARIA, ALDEA DE ORO, SANTIAGO ATITLAN SOLOLA					
No.	RENLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO RENGLÓN
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,1	Bodega	m ²	60	Q 60,00	Q 3 600,00
1,2	Limpieza y chapeo	m ²	485,64	Q 22,96	Q 11 149,08
1,3	Trazo y estaqueado	m.l.	88,8	Q 44,57	Q 3 958,01
2	CIMENTACIÓN		1		
2,1	Cimiento corrido CC-1	m.l.	1	Q 35 042,24	Q 35 042,24
2,2	Cimiento corrido CC-2	m.l.	1	Q 3 540,74	Q 3 540,74
2,3	Zapata 1.25x1.25x0.30	m.l.	27	Q 1 622,99	Q 43 820,61
3	MUROS				
3,1	Levantado de muros de 19x19x39	m ²	547,88	Q 227,27	Q 124 515,87
3,2	Levantado de muros de 14x19x39	m ²	58,45	Q 209,86	Q 12 266,23
3,3	Levantado de muros de 09x19x39	m ²	19,73	Q 203,61	Q 4 017,20
4	COLUMNAS				
4,1	Columna A	unidad	54	Q 1 403,38	Q 75 782,63
4,2	Columna B	unidad	24	Q 440,92	Q 10 582,18
4,3	Columna C	unidad	24	Q 139,56	Q 3 349,53
4,4	Columna D	unidad	14	Q 57,26	Q 801,65
4,5	Columna E	unidad	10	Q 110,44	Q 1 104,37
5	Soleras				
5,1	Solera corona t1	ml	87,2	Q 272,55	Q 23 766,39
5,2	Solera corona t2	ml	44	Q 455,67	Q 20 049,50
5,3	Solera de humedad	ml	148,9	Q 249,54	Q 37 156,05
5,4	Solera intermedia	ml	148,9	Q 285,65	Q 42 533,71
6	Vigas				
6,1	Viga tipo 1	unidad	6	Q 3 715,31	Q 22 291,88
6,2	Viga tipo 2	unidad	13	Q 2 349,59	Q 30 544,62
6,3	Viga tipo 3	unidad	3	Q 2 146,36	Q 6 439,08
7	Gradas				
7,1	Modulo de gradas	global	1	Q 4 584,30	Q 4 584,30
8	TECHO				
8,1	Losa de 7x4 t=12 cms primer nivel	unidad	8	Q 9 953,82	Q 79 630,58
8,2	Losa de 5x4 t=12 cms primer nivel	unidad	8	Q 8 365,72	Q 66 925,76
8,3	Losa de 7x4 t=12 cms segundo nivel	unidad	8	Q 8 951,39	Q 71 611,12
8,4	Losa de 5x4 t=12 cms segundo nivel	unidad	8	Q 7 531,39	Q 60 251,11

Continuación tabla XLII.

No.	RENLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO RENLÓN
9	Acabados				
9,1	Piso de granito	m2	761,1	Q 99,17	Q 75 478,05
9,2	Cernido en cielo entrepiso	m2	380,54	Q 98,08	Q 37 322,10
9,3	Cernido en cielo 2do nivel	m2	392,84	Q 145,74	Q 57 253,50
9,4	Ventanas	global	1	Q 29 209,55	Q 29 209,55
9,5	Puertas	global	1	Q 29 192,28	Q 29 192,28
9,6	Inodoros	unidad	8	Q 950,00	Q 7 600,00
9,7	Lavamanos	unidad	8	Q 720,00	Q 5 760,00
10	Instalaciones				
10,1	Intalacion de electricidad	global	1	Q 9 350,00	Q 9 350,00
10,2	Intalacion de fuerza	global	1	Q 3 500,00	Q 3 500,00
10,3	Instalacion de agua potable	global	1	Q 3 500,00	Q 3 500,00
10,4	Drenajes	global	1	Q 6 100,00	Q 6 100,00
COSTO TOTAL MATERIALES Y MANO DE OBRA					Q 1 003 328,80
	Imprevistos 6%	Q	60 199,73		
	Administracion 10%	Q	100 332,88		
	Supervision 5%	Q	50 166,44		
	Utilidad 20%	Q	200 665,76		
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q 1 414 693,61

Fuente: elaboración propia

Nota: el tipo de cambio para el día 1 de febrero de 2012 es de US: 1\$: Q.7,76, según <http://www.banguat.gob.gt>.

2.2. Diseño del gimnasio polideportivo de la aldea Cerro de Oro, municipio de Santiago Atitlán

Tanto la escuela como la aldea actualmente no tiene un espacio destinado para que los alumnos tengan un desarrollo físico óptimo, es por ello que se propone el diseño de la cancha polideportiva.

2.2.1. Descripción del proyecto

Este proyecto en donde los directamente beneficiado serán los alumnos de la escuela, puedan beneficiar a su vez a la recreación de la población de la aldea en general, para actividades deportivas y culturales en la aldea.

2.2.1.1. Estudio topográfico

Un levantamiento topográfico, se realiza con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, y posteriormente su representación en un plano. El estudio topográfico fue el mismo que se realizo para la escuela, ya que ambos proyectos se encuentran en el mismo terreno.

2.2.1.2. Estudio de suelos

La muestra de suelo que se utilizo para ensayar fue la misma que la de la escuela, se realizo una toma de muestra de suelo inalterada de 1 pie cubico a una profundidad de 2 metros, en el sitio en donde se construirá la escuela.

Valor soporte de diseño:

Utilizando un factor de seguridad igual a 3, se obtiene que el valor soporte de diseño será de:

$$q_{adm} = \frac{57,30}{3} = 19,10 \text{ ton/m}^2$$

Como se aclaró en el cálculo del valor soporte del suelo en la escuela, el valor a utilizar será de:

$$q_{adm} = 19,10 \text{ ton/m}^2$$

2.2.2. Sistema estructural a utilizar

Cuando se desea construir un techo sobre un edificio que no tiene soportes intermedios, es más económico recurrir a una estructura metálica

El proyecto consiste en una edificación con estructura de mampostería reforzada, columnas, vigas y techo de estructura metálica y la cubierta de lámina de aluzinc.

2.2.3. Ventajas y desventajas del acero

El acero estructural está compuesto casi enteramente de elementos de hierro, sin embargo, deberá contener pequeñas proporciones de carbón y manganeso para obtener resistencia y ductilidad. Si incrementamos el contenido de carbón, el acero se vuelve muy resistente y duro. Si bajamos el contenido de carbón, el acero se volverá suave, más dúctil y menos resistente. El acero estándar para fabricar puentes y edificios contiene aproximadamente 1/4 de 1 por ciento de carbón además de pequeñas cantidades de otros elementos permitidos por la especificación de acero particular.

Todo el acero producido está elaborado de acuerdo a especificaciones que estipulan en detalle tanto los elementos químicos como mecánicos necesarios. Las especificaciones estándares para el acero estructural son establecidas por The American Society for Testing and Materials (ASTM). Los comités de esta sociedad están integrados por: representantes de los productores de acero, consumidores, público interesado y divulgadores interesados en mantener la información al día de manera aceptable para su comprensión y uso. Es recomendable que el profesional posea las normas del ASTM para una completa información de todos los aceros estructurales.

Debido a la selección realizada, se detallan a continuación, ventajas y desventajas de las estructuras metálicas, de perfil W estándar. Entre las ventajas del acero como material estructural:

- Alta resistencia: la alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas.
- Homogeneidad: las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.
- Precisión dimensional: los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
- Ductilidad: el acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.

- Facilidad de unión con otros miembros: el acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- Rapidez de montaje: la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- Costo de recuperación: las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.
- Reciclable: el acero es un material 100 por ciento reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.
- Permite ampliaciones fácilmente: el acero permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.

Entre las desventajas del acero como material estructural se pueden mencionar las siguientes:

- Corrosión: el acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidáticos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.
- Calor: en el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego.

2.2.4. Propiedades mecánicas de los metales estructurales

El mayor esfuerzo para el cual tiene aplicación la ley de Hooke, o el punto más alto sobre la porción de la línea recta del diagrama esfuerzo-deformación, es el llamado límite de proporcionalidad. El mayor esfuerzo que puede soportar el material sin ser deformado permanentemente, es llamado límite elástico. En realidad, este valor es medido en muy pocas ocasiones y, para la mayor parte de los materiales de ingeniería, incluyendo el acero estructural, es sinónimo de límite de proporcionalidad. Por tal motivo, algunas veces se usa el término límite elástico de proporcionalidad.

Al esfuerzo que corresponde un decisivo en el alargamiento o deformación, sin el correspondiente incremento en esfuerzo, se conoce por límite de fluencia. Este es también el primer punto, sobre el diagrama esfuerzo-deformación, donde la tangente a la curva es horizontal.

Para el diseño lo más importante es el punto de fluencia, ya que los procedimientos para diseñar elásticamente están basados en dichos valor. Los esfuerzos permisibles usados en estos métodos son tomados usualmente como fracción el límite de fluencia. Más allá de tal límite, existe una zona en la cual ocurre un considerable incremento en la deformación, sin incrementos en el esfuerzo. La deformación que ocurre antes del punto de fluencia, se conoce como deformación elástica; la deformación que ocurre después del punto de fluencia, sin incremento en el esfuerzo, se conoce como deformación plástica. El valor total de esta última, es usualmente de 10 ó 15 veces el valor de la deformación elástica total.

Podría suponerse que la fluencia del acero, sin incremento de esfuerzo, es una seria desventaja, pero actualmente es considerada como una característica

muy útil. A menudo ha desempeñado el admirable servicio de prevenir fallas debidas a omisiones o errores de diseño.

Pudiera ser que un punto de la estructura de acero dúctil alcanzara el punto de fluencia, con lo que dicha parte de la estructura cedería localmente, sin incremento del esfuerzo, previniendo así una falla prematura. Esta ductilidad permite que los esfuerzos de la estructura de acero puedan reajustarse. Otro modo de describir este fenómeno es diciendo que los muy altos esfuerzos causados durante la fabricación, montaje o carga, tenderán a uniformarse y compensarse por sí mismos.

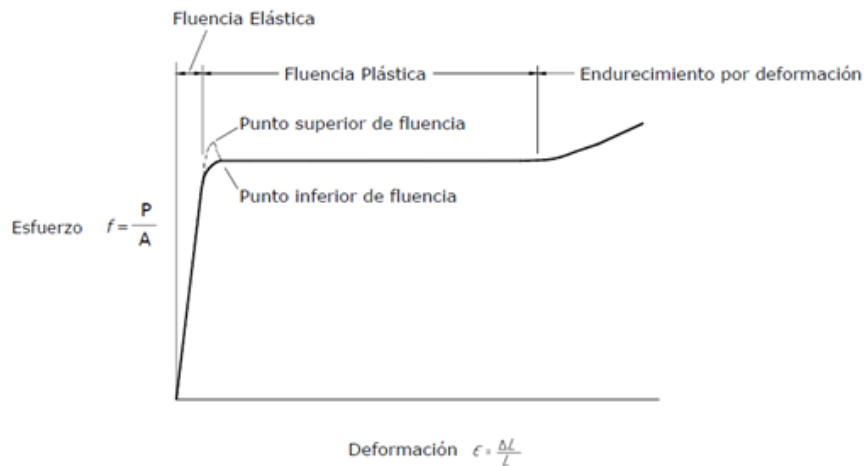
También debe decirse que una estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica que le permite resistir sobrecargas y choques súbitos. Si no tuviera esa capacidad, podría romperse bruscamente, como sucede con el vidrio y otras sustancias semejantes.

Siguiendo la deformación plástica, existe una zona donde es necesario un esfuerzo adicional para producir deformación adicional, que es llamada de endurecimiento por deformación. Esta porción del diagrama no es muy importante para el diseñador actual.

La curva esfuerzo – deformación de la figura XLIII es una curva típica de un acero usual dúctil de grado estructural y se supone que es la misma para miembros a tensión o en compresión. (Los miembros en compresión deben ser cortos, ya que si son largos, la compresión tiende a pandearlos lateralmente, y sus propiedades se ven afectadas grandemente por los momentos flexionantes). La forma del diagrama varía con la velocidad de carga, el tipo de acero y la temperatura. se muestra con línea interrumpida, una variación del tipo mencionado, indicándose el límite superior de fluencia. Esta forma de la

curva esfuerzo– deformación, es el resultado de aplicar rápidamente la carga al acero estructural laminado, en tanto que el límite inferior de fluencia corresponde a carga aplicada lentamente.

Figura 30. **Diagrama tipo esfuerzo-deformación para el acero estructural**



Fuente: elaboración propia, adaptado de: diseño de estructuras de acero, Jack McCormack.

Una propiedad muy importante de una estructura que no haya sido cargada mas allá de su punto de fluencia, es que recuperara su longitud original cuando se le retire la carga. Si se hubiere llevado más allá de este punto, solo alcanzaría a recuperar parte de su dimensión original. Este conocimiento conduce a la posibilidad de probar una estructura existente mediante carga, descarga y medición de deflexiones. Si después de que las cargas se han retirado, la estructura no recobra sus dimensiones originales, es porque se ha visto sometida a esfuerzos mayores que su punto de fluencia.

2.2.5. Resistencia del acero

En todo diseño de acero se tiene en consideración la resistencia de fluencia del material. La resistencia de fluencia es el mínimo valor garantizado por el productor de acero y que se basa en el promedio estadístico y la consideración del valor mínimo de fluencia obtenido mediante un gran número de pruebas. Así, para el acero A – 36, el valor garantizado es $F_y = 36\ 000$ libras por pulgada cuadrada.

2.2.6. Causas principales de falla en estructuras de acero

Pandeo: probablemente la causa que con mayor frecuencia ha provocado la falla de estructuras metálicas es el pandeo de alguno de sus elementos o de la construcción en conjunto. La solución con relación a este tipo de falla es por consiguiente el contraventeo.

Falla frágil: bajo determinadas circunstancias una estructura puede fallar en forma repentina sin muestras de deformación previa y a esfuerzos mucho más bajos a lo que en teoría, debieran de producir. Esto ocurre en materiales frágiles, a bajas temperaturas y en presencia de muescas, grietas, soldaduras mal ejecutadas u otros defectos del mismo tipo, en lo que se inicia la falla invariablemente.

Algunos factores que influyen en la resistencia a falla frágil son: presencia de muescas, temperatura de servicio, estados de esfuerzos. Para minimizar la posibilidad de una falla frágil se recomienda lo siguiente: eliminar concentraciones severas de esfuerzos, suprimir en lo posible muescas, grietas o tomar medidas para impedir su propagación, anular puntos de soldadura entre otros.

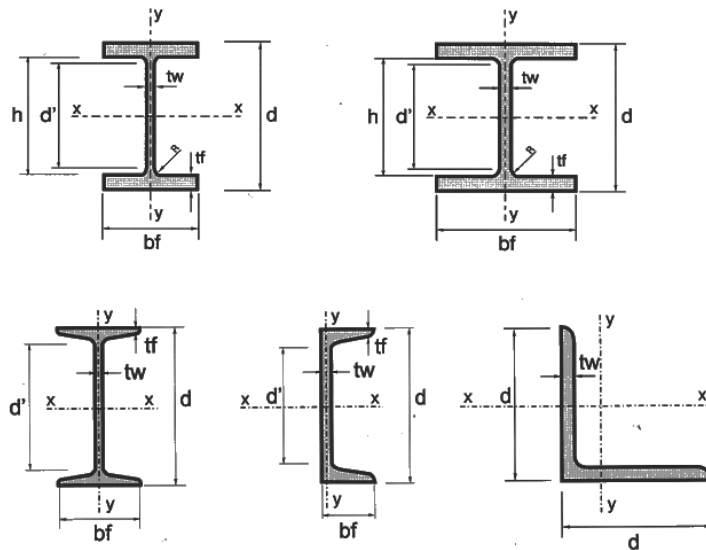
Fatiga: se presenta por ejemplo si una estructura se sujeta a cargas que varían cíclicamente puede fallar después de un número más o menos grande de aplicaciones de carga aun bajo esfuerzos muy inferiores a los correspondientes al límite de fluencia del material. La falla por fatiga se presenta en tres etapas: se inicia una grieta microscópica, se propaga la grieta hasta su tamaño crítico y se excede la resistencia del elemento agrietado y se produce la falla. Se recomienda revisar periódicamente la construcción reparando defectos tales como muescas, grietas, corrosión y lugares de concentración de esfuerzos en que pudiera iniciarse la falla.

Vibraciones: una estructura puede fallar por vibraciones cuando deja de servir a los fines a que fue destinada. Una vibración excesiva es, en ese sentido, una falla y debe por lo tanto, tomarse medidas durante el diseño para prevenirlas, así como establecer criterios para controlarlas si llegan a presentarse. La magnitud de la vibración depende de las características de la estructura y de la acción que la provoca. La rigidez es la que puede evitar que una estructura falle por vibraciones.

2.2.7. Perfiles comerciales y sus propiedades

Dentro de los perfiles comerciales más utilizados en una estructura metálica podemos citar, las vigas de alma llena tipo W, I, H, hierro angular, tubo redondo proceso, tubo redondo negro, tubo cuadrado estructural, tubo rectangular, hierro plano, hierro redondo liso, costanera, tubo redondo galvanizado, hierro te, hierro cuadrado macizo, lamina negra, lamina desplegada, lamina antideslizante.

Figura 31. Perfiles de acero



Fuente: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/amicab/01-introducion/1-11.html>.

Consultada el 14 de noviembre de 2011.

Las propiedades mecánicas más importantes en los elementos de acero son: momento de inercia de la sección (I), módulo de sección (S), módulo de elasticidad del material (E), radio de giro (r), esfuerzo de fluencia (F_y), área de la sección transversal (A).

El perfil W llamado también el perfil de patín ancho (*wide flange*), consiste en dos patines paralelos separados por una sola alma. La orientación de esos elementos es tal que la sección transversal tiene dos ejes de simetría.

Este tipo de perfil tiene la ventaja de ser un material de bajo costo, teniendo forma simétrica con respecto a sus ejes (X, Y) y características mecánicas adecuadas ya que cuando se utiliza como viga, esta descansa sobre uno de sus patines, caso que es ideal para el caso de flexión, donde los mayores esfuerzos se presentan en las áreas de dichos elementos, ajustándose

más a las exigencias del proyecto. Por eso se opta por una estructura metálica, que una de estructura de madera o de concreto reforzado. Las dimensiones y designaciones de los perfiles estándar están definidas en los manuales del AISC.

2.2.8. Selección de la cubierta

Se propone una cubierta de lamina de aluzinc, esta es una aleación de aluminio, zinc y silicio con la que se recubre la superficie del panel, otorgándole diversas propiedades, tales como, la resistencia a la corrosión, reflectividad lumínica y protección a las áreas cortadas o perforadas. Además, facilita la adherencia de la pintura. Todo esto cumpliendo especificaciones de la norma ASTM –A792, de calidad estructural.

La cubierta del techo será de lamina de aluzinc calibre 26, con un ancho efectivo de 1 metro esta tiene un peso 4,69 kilogramos por centimetro cuadrado, que es equivalente a 0,96 libras sobre pie cuadrado.

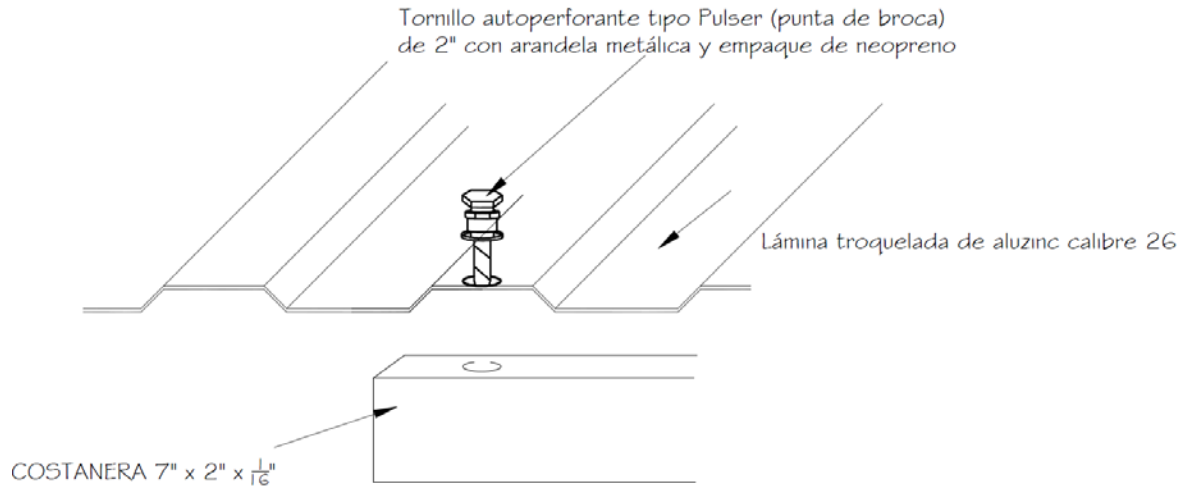
La pendiente será de 25 por ciento.

Tabla XLIII. **Propiedades de la lámina**

LÁMINA T-100						
Propiedades de la sección						
Calibre	Peso lineal	Peso/área	Ix (sup)	Se (sup)	Ix (inf)	Se (inf)
kg/ml	Instalada kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m
28	3,96	3,96	7,03	2,83	4,92	2,73
26	4,69	4,69	9,54	3,95	6,44	3,56
24	5,42	5,42	11,98	5,05	7,91	4,39
22	7,61	7,61	17,99	7,6	12,04	6,76

Fuente: lámina T-100, Troqueles y costaneras S.A.

Figura 32. **Detalle de lámina de aluzinc calibre 26**



Fuente: elaboración propia.

2.2.9. Diseño de costaneras

Para el análisis de la costanera el primer paso que se debe de realizar es la integración de cargas que afectan la vida útil del elemento.

Entre las cargas que se toman en cuenta para el diseño de las costaneras se pueden mencionar:

Carga muerta : Peso propio de la costanera=	2,35 lb/pie*1/1pie
Peso de la lamina=	<u>0,96 lb/pie²</u>
	3,31 lb/pie ²
Sobrecarga (traslapes, tonillos)=	0,10CM

Tota carga muerta = 3,65 lb/pie²

Carga viva: 50 kg/m² = 10,25 lb/pie²

Carga total que afecta a la costanera: 13,90 lb/pie²

La costanera que se propone para chequear es la de 7"x2"x1/16".

Tabla XLIV. **Propiedades de las costaneras**

A	B	C	t (plg)	Área (plg ²)	I _x	I _y	S _x (plg ³)	S _y (³)
4"	2"	1/2"	1/16"	0,44	1,79	11,72	0,51	0,00
5"	2"	1/2"	1/16"	0,50	2,67	15,68	0,67	0,01
6"	2"	1/2"	1/16"	0,56	3,80	19,99	0,84	0,01
7"	2"	1/2"	1/16"	0,63	5,21	24,63	1,04	0,01
8"	2"	1/2"	1/16"	0,69	6,93	29,62	1,26	0,01
9"	2"	1/2"	1/16"	0,75	9,00	35,22	1,50	0,01
10"	2"	1/2"	1/16"	0,81	11,44	40,94	1,76	0,01

Fuente: COTI, Iván Alejandro. Diseño de salón de usos múltiples, área recreativa y deportes, y pavimento del acceso principal, para la colonia el maestro, Quetzaltenango. p. 10.

Flexión:

La flexión en una viga, aparece cuando se ha aplicado toda la carga a un elemento estructural y el eje neutro se dobla hasta adquirir una forma de curva, lo que se conoce como la curva de flexión, está dada por:

$$S_x = \frac{M}{F_a}$$

Donde:

S_x = Módulo de sección en plg³

M = Momento generado por la carga aplicada en libra - pie

F_a = Esfuerzo permisible de flexión en el acero lb/plg² (F_a = 0,60 F_y)

Se supone una viga simplemente apoyada, y que su momento máximo ocurre en el centro de la viga.

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{13,90 * 20^2}{8} = 695 \text{ lb} - \text{pie}$$

$$S_x = \frac{[695 \text{ lb} - \text{pie} * 12]}{0,6 * 36\,000 \text{ lb/plg}^2} = 0,78 \text{ plg}^3$$

Corte:

Es el esfuerzo que actúa en una viga, siendo paralelo o tangencial a la superficie, este se le conoce también con el nombre de esfuerzo cortante. Debe realizarse una sumatoria de cargas verticales, si es una carga uniformemente distribuida las reacciones siempre serán:

$$R1 = R2 = R = \frac{WL}{2}$$

$$R = \frac{WL}{2} = \frac{13,90 * 20}{2} = 317,71 \text{ lb}$$

$$A = 7 * \frac{1}{16} = 0,4375 \text{ plg}^2$$

$$F = \frac{R}{A} = \frac{317,71 \text{ lb}}{0,4375 \text{ plg}^2} = 726,19 \text{ lb/plg}^2 < 14,500 \text{ lb/plg}^2$$

El cortante promedio no debe de exceder a 14 500 libras por pulgada cuadrada para acero A36.

Deflexión:

La deflexión se denomina a la distancia que existe cuando al aplicarse una carga a un elemento estructural, el eje neutro se desplaza hasta el punto más bajo en donde se encuentra la curva elástica.

El chequeo se realiza al comparar los valores de la deflexión real contra la deflexión permisible, en donde debe ser menor la deflexión real y se obtiene por medio de las siguientes expresiones:

$$D_{\text{real}} = \frac{5}{384} * \left(\frac{WL^3}{EI} \right)$$

Donde:

D_r = Deflexión real

W = Carga uniforme sobre la costanera en lb/pie

L = Longitud de la costanera (20')

E = Módulo de elasticidad del acero

I = Inercia de la costanera

$$D_{\text{real}} = \frac{5}{384} * \left(\frac{13,90 * (20 * 12)^3}{29 \times 10^6 * 5,21} \right) = 0,017 \text{ plg}$$

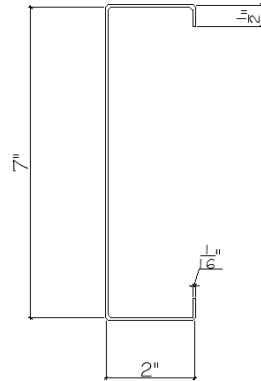
$$D_{\text{permisible}} = \frac{L}{360} = \frac{20 * 12}{360} = 0,67 \text{ plg}$$

Donde:

D_p = Deflexión permisible

L = Longitud de la costanera (20')

Figura 33. **Detalle de costanera**

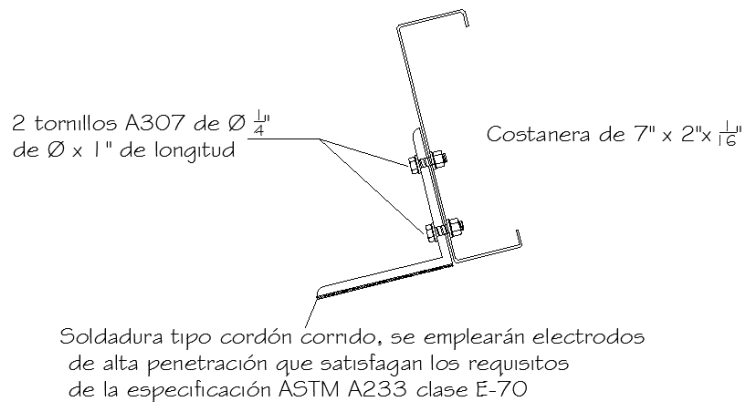


Fuente: elaboración propia.

Los chequeos realizados indican que la costanera que fue propuesta es apropiada para las cargas a las que será expuesta.

Las costaneras irán soldadas a la viga tipo *wide flange* que se diseñara en los próximos numerales

Figura 34. **Detalle de colocación de costanera**



Fuente: elaboración propia.

2.2.10. Análisis estructural de marcos rígidos

Un marco rígido con apoyos empotrados es hiperestático es decir que el número de incógnitas (fuerzas reactivas verticales y horizontales y momentos) es mayor que el número de ecuaciones disponibles, las cuales se obtienen de la sumatoria de fuerzas en los distintos ejes y de la sumatoria de momentos en un punto; para aplicar esta suposición en la realidad, la placa (del pie de columna) debe anclarse con la zapata llevando únicamente pernos, con el objeto de dejar cierta rotación y evitar movimiento en los ejes. Como resultado de ello el análisis es afectado por las dimensiones relativas de las piezas que los constituyen en donde su modelo matemático es la suposición de apoyos articulados.

Se necesita suponer dimensiones de prueba o dimensiones relativas para cada miembro y analizar la estructura resultante, para así conocer los resultados de las secciones consideradas y comprobar si estas son satisfactorias. Si las dimensiones, iniciales consideradas resultan deficientes, deben considerarse otras dimensiones, verificarlas y si fuera necesario repetir el procedimiento.

Este procedimiento de proponer una sección y verificarla es conocido como diseño por aproximaciones sucesivas. Si las secciones supuestas inicialmente no son seleccionadas con propiedad, el problema puede resultar sumamente largo. Sin embargo, hay gran cantidad de información publicada sobre análisis de marcos rígidos, que permiten al calculista estimar desde un principio, con bastante aproximación, los momentos del marco que se está diseñando con esos momentos, pueden establecerse dimensiones cercanas a las dimensiones finales de los elementos del marco, las que acortan el problema, al igual que cuando se cuenta con cierta experiencia.

Para el presente proyecto se utiliza el método de análisis aproximados de marcos rígidos (según: McCormac, Jack C. Diseño de estructuras metálicas. México: Editorial Alfaomega, 1991.), el cual establece ecuaciones con las que pueden estimarse los valores en la base de las columnas por medio de las cuales puede calcularse por estática los momentos aproximados, en varios puntos del marco.

Condiciones iniciales

- El esfuerzo a la tensión del acero F_y es igual a 36,000 psi.
- En la estructura se supone que en sus apoyos es articulada, para que no existan momentos y facilitar los cálculos. De lo contrario como se menciona anteriormente es un caso hiperestático.
- Al inicio se asume que el modulo de elasticidad (E) y la inercia de la sección (I) son iguales. Entonces, la rigidez de la columna es igual a la rigidez de la viga, quedando de la siguiente manera:

$$K_{viga} = K_{col} = (E, I) / L = I / L.$$

- Para el cálculo de las componentes se utilizaran las ecuaciones, que se muestran en hojas ya mencionadas.

Fórmulas generales:

$$K = (I_2 h) / (I, M)$$

$$Q = F / h$$

$$N = 4 (K + 3 + 3Q + Q^2)$$

Diseño:

Se trabaja conforme a un módulo de sección estimado, el cual da una aproximación y un módulo de sección real, el cual se encuentra en la sección propuesta: este procedimiento debe realizarse hasta que ambos sean muy parecidos o iguales.

El procedimiento debe realizarse en la rodilla de la columna y en la cumbrera.

Para flexocompresión: (en la columna).

$$(f_a / F_a) + (f_b / F_b) < 1$$

$$(f_a + f_b) < 0.6 * F_y$$

Donde:

$f_a = N / A$ esfuerzo normal

N = fuerza normal que existe en la columna

A = área de la sección transversal

$f_b = M / S$ esfuerzo flexionante

M = momento flexionante máximo en la barra en consideración

S = módulo de sección trasversal de la columna respecto al eje alrededor del que se presenta la flexión

F_a y F_b = esfuerzos admisibles

Dependiendo de que si la pieza trabaja exclusivamente a compresión axial o flexión respectivamente.

El marco rígido es una estructura con juntas resistentes a momentos. En las juntas los miembros están rígidamente conectados entre sí, para impedir la rotación relativa de ellos cuando se aplican cargas. Los marcos rígidos han probado ser muy satisfactorios para estructuras que requieren grandes áreas sin obstrucciones.

2.2.11. Análisis estructural

Para el análisis estructural de los marcos de acero, se tomara de referencia el libro de Jack McCormac, Diseño de estructuras metálicas y del manual AISC para el chequeo de las vigas y columnas.

El análisis de viento será basado en los que dice las normas AGIES y UBC.

Esfuerzos por viento:

Como se definió en el capítulo se realizara el cálculo de la carga de viento que afectara al polideportivo.

Exposición = B

Suelo con edificaciones bosques o irregularidades superficiales.

Para encontrar el valor C_e en una altura igual a $(7,50+3)$ 10,50 metros se deberá interpolar:

9,00 metros, 0,76

12,00 metros, 0,84

$$y = y_a + (x - x_a) \frac{(y_b - y_a)}{(x_b - x_a)}$$

$$C_e = 9 + (10,50 - 9) + (0,84 - 0,76) / (12 - 9)$$

$$C_e = 0,80$$

$$C_q = 0,70 \text{ sotavento} \quad 0,90 \text{ barlovento}$$

$$P = 0,80 * 0,90 * 12,60 * 1$$

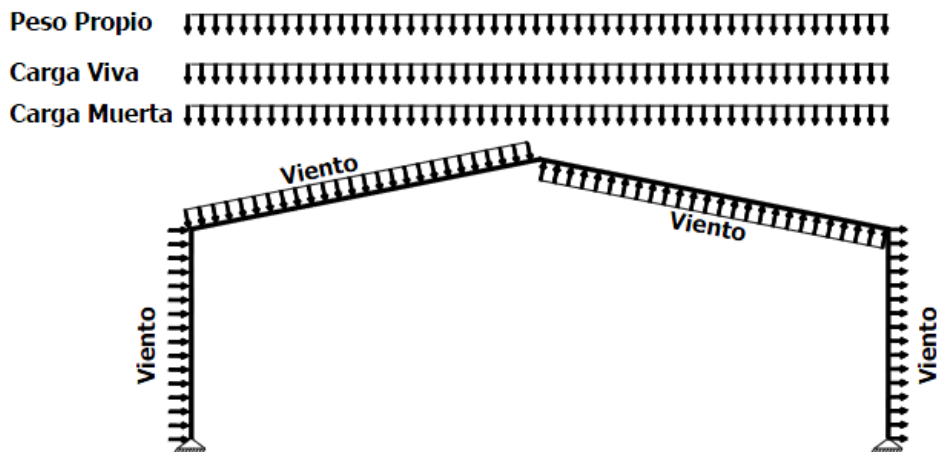
$$P = 9,07 \text{ lb/pie}^2 * (19.024 \text{ pie}) = 172,59 \text{ lb/pie.}$$

2.2.12. Integración de cargas para la estructura

A continuación se enumeran las cargas que afectan a la estructura metálica, se debe de considerar la carga muerta, la carga viva, la carga de sismo y la carga de viento.

Carga muerta: $\left[\begin{array}{c} \text{viga} \\ \text{costaneras} \\ \text{lamina} \\ \text{sobrecarga} \\ \text{traslapes, platinas, tornillos} \end{array} \right]$

Figura 35. Cargas que afectan al marco de acero



Fuente: elaboración propia.

Sección propuesta inicial:

viga W12X79 =	= 79 lb/pie
lamina = 0,92 lb/pie ² *20'	= 18,40 lb/pie
<u>costaneras = 2,300 lb/pie² *20U</u>	<u>= 46,60 lb/pie</u>
sumatoria cargas muertas	= 144,00 lb/pie
Otras cargas = 0.1CM	= 14,40 lb/pie

Total carga muerta= 158,40 lb/pie

Carga viva: esta carga es la que se supone para la instalación

$$50 \text{ kg/m}^2 * 6 \text{ m} = 201,60 \text{ lb/pie}$$

2.2.13. Combinación de cargas

Las cargas vivas y cargas muertas son las que afectan directamente al edificio, ya que es la combinación que resulta mayor, las cargas de viento y sismo no son considerables para el análisis que se realizará.

$$C_u = 1,2 \text{ CM} + 1,6 \text{ CV}$$

$$C_u = 158,40 * 1,2 + 201,60 * 1,6$$

$$C_u = 512 \text{ lb/pie}$$

2.2.14. Cálculo y diseño para los marcos de acero

Se calculó la reacción en las articulaciones de los marcos, y se hará con el método que propone AISC, haciendo el análisis con el método de aproximaciones sucesivas.

Tabla XLV. Datos para los marcos metálicos

		Metros	Pies
Luz del marco	Luz	24	78,72
Longitud de la nave	L'	34	111,52
Espaciamento entre marcos	E	5,8	19,024
Altura Columna-rodilla	h	7,5	24,6
distancia columnas-cumbrera	f	3	9,84
distancia viga inclinada	m	12,37	40,5736
Altura total	H	10,5	34,44

Fuente: elaboración propia..

Pendiente: 25 %

Lamina de aluzinc calibre 26 [4,69kg/cm²] = 0,96 lb/p²

Costanera 7"x2"x1/16" =2,33 lb/p

$$Q = \frac{3,50}{7,50} = 0,47$$

$$N = (0,47^2 + 3 * 0,46 + 0,59 + 3) = 20,72$$

Ecuaciones para encontrar las reacciones y momentos que afectan a la estructura

$$R_A = R_E = R = 1,05 * \frac{W_U * L}{2}$$

$$H_A = H_E = H = 1,05 * \frac{W_U * L^2}{8hN} * (8 + 5Q)$$

$$M_B = M_D = -H * h$$

$$M_C = \frac{R * L}{4} - H * (h + f)$$

$$W_U = 512 \text{ lb/pie}$$

$$R_A = R_E = R = \frac{W_U * L}{2} = \frac{512 * 78,72}{2} = 20\,152,32 \text{ lb} = 20,15 \text{ Kips}$$

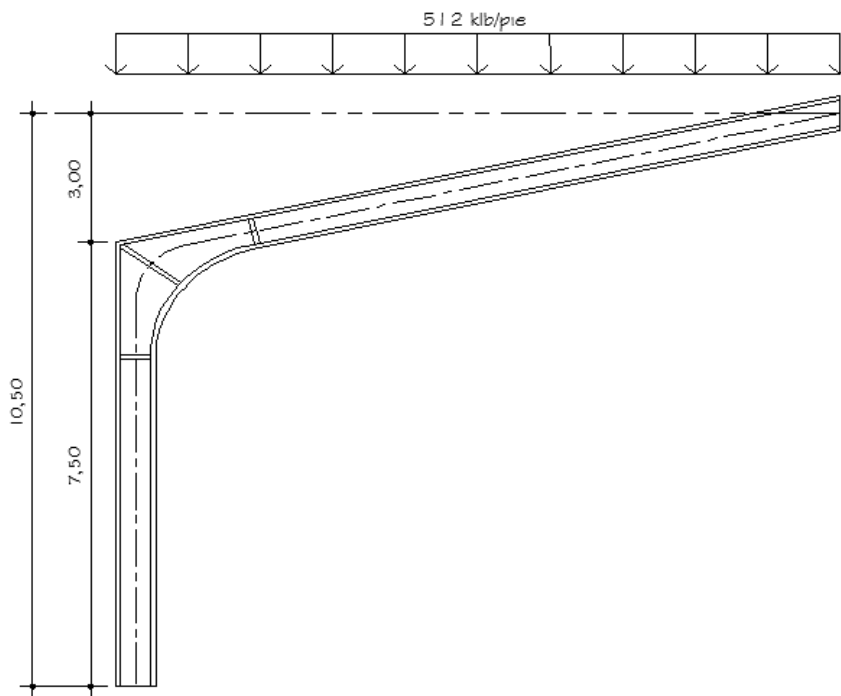
$$H_A = H_E = H = 1,05 * \frac{W_U * L^2}{8hN} * (8 + 5Q) = 10\,610,28 \text{ lb} = 10,61 \text{ Kips}$$

$$M_B = M_D = -H * h = 208,81 \text{ kip} - \text{pie}$$

$$M_C = \frac{R * L}{4} - H * (h + f) = 83,38 \text{ kip} - \text{pie}$$

1 Kip = 1,000 lb.

Figura 36. **Carga muerta + carga viva en marco**



Fuente: elaboración propia.

Análisis carga de viento:

$$R_A = R_E = R = \frac{W_U * (h + f)^2}{2 * L}$$

$$H_A = W_U * (h + f) - H_E$$

$$H_E = \frac{W_U * h}{4N} * (5Q^3 + 20 * Q^2 + 30Q + 8QK + 5K + 12)$$

$$M_B = H_A * h - w_u * h^2$$

$$M_D = -H_E * h$$

$$M_c = \frac{R * L}{2} - H_E * (h + f)$$

$$R_A = R_E = R = \frac{W_U * (h + f)^2}{2 * L} = 0,95 \text{ kips}$$

$$H_A = W_U * (h + f) - H_E = 3,67 \text{ kips}$$

$$H_E = \frac{W_U * h}{4N} * (5Q^3 + 20 * Q^2 + 30Q + 8QK + 5K + 12) = 1,42 \text{ kips}$$

$$M_B = H_A * h - w_u * h^2 = 72,04 \text{ kips} - \text{pie}$$

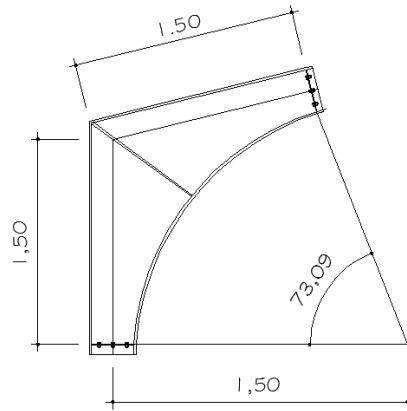
$$M_D = -H_E * h = -28,04 \text{ kips} - \text{pie}$$

$$M_c = \frac{R * L}{2} - H_E * (h + f) = -4,46 \text{ kip} - \text{pie}$$

2.2.14.1. Predimensionamiento de la rodilla

Se recomienda debido a criterios de diseño y estética que el radio para la rodilla sea 2,5 veces el peralte mayor de la sección trabe-columna, se propone uno de 6,50 pies de radio.

Figura 37. **Detalle de rodilla del marco**



Fuente: elaboración propia.

2.2.14.2. **Diseño de la columna**

Las columnas son las que resistirán a los esfuerzos inducidos por las vigas, las columnas trabajarán a compresión, las secciones que se utilizarán para miembros a compresión por lo común son similares a las empleadas para miembros a tensión, es por esto que se usará el perfil WF para el diseño de las columnas.

Fórmulas para el diseño:

$$f_a = \frac{R}{A}$$

$$\frac{K \times L_c}{r} \text{ (Rigidez)}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2Cc^2} \right] \times F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8Cc} - \frac{(Kl/r)}{8Cc^3}}$$

Donde:

F_a = Esfuerzo permisible para carga axial

F_b = Esfuerzo permisible de flexión

f_a = Esfuerzo axial

f_b = Esfuerzo de flexión

C_c = Relación de esbeltez (para acero A-36, $C_c = 126,1$)

C_b = Coeficiente de flexión ($C_b = 1$)

R = Reacción producida por el suelo

A = Área del segmento propuesto

K = Factor de longitud efectiva

L_c = Longitud real de la columna

r = Radio de giro

M_{max} = Momento máximo aplicado a la columna ($H \times L_c$)

S_x = Módulo de sección del elemento propuesto

Donde: $C = 126,1$ para A36 según el manual AISC

Perfil propuesto 12X72

Área = 21,10 plg²

$r = 3,04$ plg

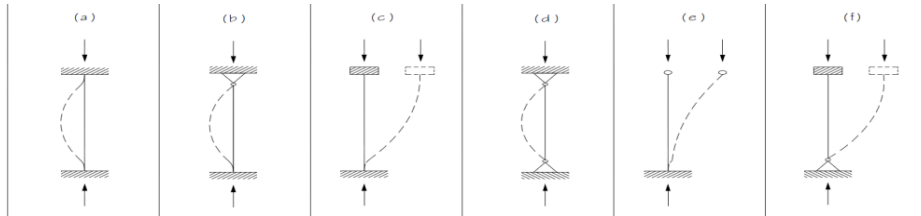
$S_x = 97,4$ plg³

$d = 12,25$ plg

Ancho patín = 12,04 plg

Espesor = 0,67 plg

Tabla XLVI. **Longitudes efectivas y factores para diseño de columnas**



Fuente: CABRERA MÉNDEZ, Walter José. Diseño de un salón municipal para la aldea el Rodeo. p. 41.

$$d/A_f = 1,52$$

$$f_a = \frac{R_A}{A} = \frac{20,15}{21,1} = 0,95 \text{ ksi}$$

KL/r : como $K=1$, $L= 19,68$ pies, $r= 3,04$ in

$$KL/r = (1)(12)(19,68)/3,04 = 77,68$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{77,68}{2 * (126,1)^2}\right] * 36}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} * \left(\frac{77,68}{126,1}\right) - \frac{77,68}{8 * (126,1)^3}} = 15,37 \text{ ksi}$$

$$\frac{f_a}{F_a} = 0,07 < 0,15$$

$$f_b = \frac{12 * 10,61 * 19,68}{97,40} = 25,73 \text{ ksi}$$

$$F_b = \frac{12E3}{12 * 19,68 * 1,52} = 33,43 \text{ ksi}$$

$$\frac{0,95}{15,37} + \frac{25,73}{33,43} = 0,83 < 1$$

Esta sección es la que se usara.

2.2.14.3. Diseño de la viga

Las vigas metálicas, son barras que trabajan a flexión. Frente a acciones determinadas, sus fibras inferiores están sometidas a tensión, mientras que las superiores, a compresión. Los esfuerzos axiales, al actuar a una distancia de la fibra neutra de la barra, provoca un esfuerzo de momento flector.

Chequeando perfil W12X72

$$\text{Área} = 21,10 \text{ plg}^2$$

$$r = 3,04 \text{ plg}$$

$$S_x = 97,4 \text{ plg}^3$$

$$d = 12,25 \text{ plg}$$

$$\text{Ancho patín} = 12,04 \text{ plg}$$

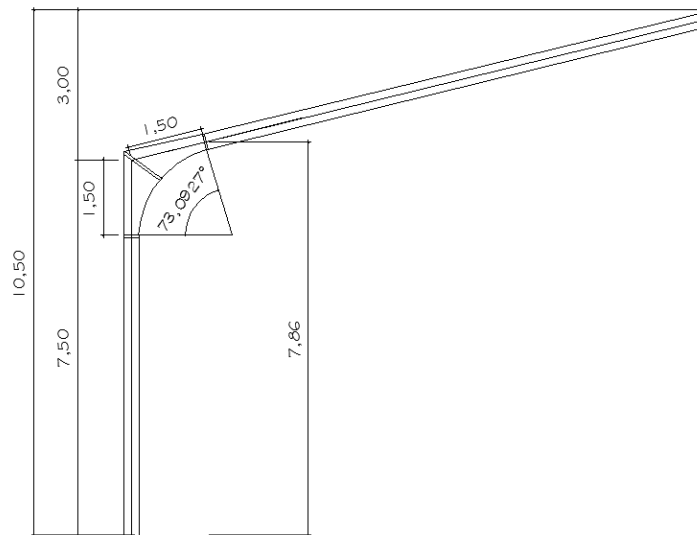
$$\text{Espesor} = 0,67 \text{ plg}$$

7,86 metros = 25,78 pies

1,50 metros = 4,92 pies

Separación entre costaneras = 1,15 metros = 3,77 pies

Figura 38. Diseño de viga metálica



Fuente: elaboración propia.

$$M_{\text{máximo}} = -(10,61)(25,78) + (20,15)(4,92) - (4,92)(0,512)(4,92 / 2) =$$
$$M_{\text{max}} = -140,58 \text{ Kip - pie}$$

$$T_{\text{máximo}} = (10,61)(\text{sen } 73,10) + (20,15 - (4,92 \times 0,512))(\text{cos } 73,10) =$$
$$T_{\text{máximo}} = 15,28 \text{ Kip}$$

KL/r : como K=1, L= 3,772 pies, r= 3,04 in

$$KL/r = (1)(12)(3,772)/3,04 = 14,89$$

$$f_a = \frac{R_A}{A} = \frac{15,28}{21,10} = 0,656 \text{ ksi}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{14,89}{2 * (126,1)^2}\right] * 36}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} * \left(\frac{14,89}{126,1}\right) - \frac{14,89}{8 * (126,1)^3}} = 20,89 \text{ ki}$$

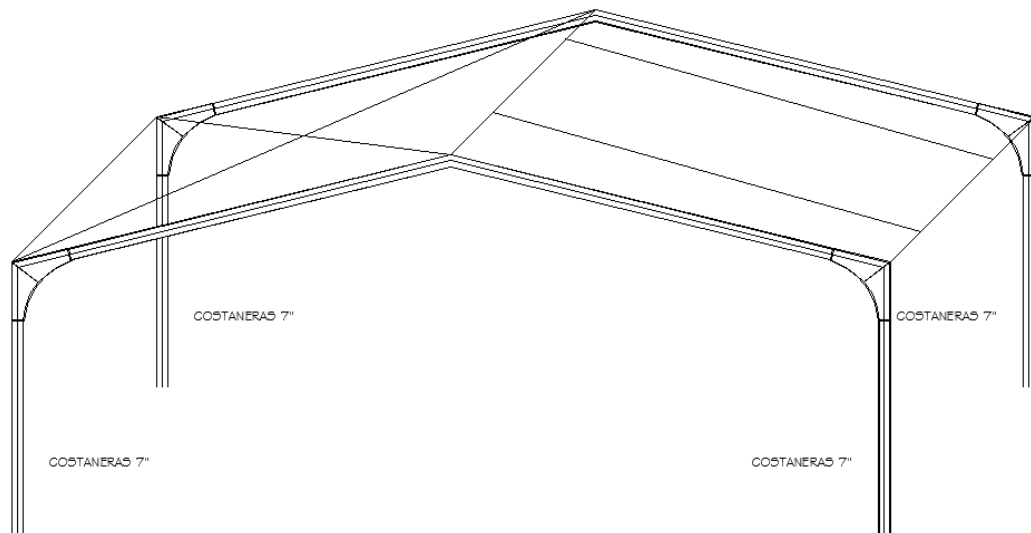
$$f_b = \frac{140,58 * 12}{97,4} = 17,32 \text{ ksi}$$

$$F_b = 0,6 * 36 = 21,60 \text{ ksi}$$

$$\frac{0,65}{20,89} + \frac{17,32}{21,60} = 0,89 < 1$$

Se usara esta sección.

Figura 39. Detalle típico de marco



Fuente: elaboración propia.

2.2.14.4. Diseño de placa unión en rodilla

$$W_x = 20\,152 * \text{sen } 14,04 = 4\,888,86 \text{ lb}$$

$$W_y = 20\,152 * \text{cos } 14,04 = 19\,550 \text{ lb}$$

Placas y tornillos:

$$\text{Area}_{\text{minima placa}} = \frac{4\,888,86}{0,75 * 36\,000} = 0,181 \text{ in}^2$$

Se usara una placa de 12,04" x 12,04", ya que esta se cubrirá las secciones tanto de columna como de viga.

Esfuerzo de placa:

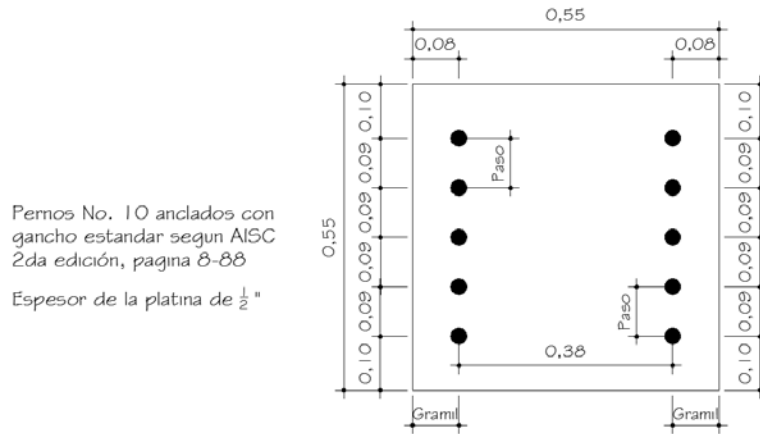
$$F_p = \frac{4\,888,86}{144,96} = 33,72 \text{ lb/ in}^2$$

Espesor :

$$t = \sqrt{\frac{3 * 2,37 * 1^2}{0,75 * 2350,85}} = 0,06 \text{ cm}$$

Debido a que el espesor resultante teórico que se puede utilizar no llega a estar en el rango de espesores en el mercado, se utilizara $t=1/4"$ para todas las platinas.

Figura 40. **Platina de acero**



Fuente: elaboración propia.

2.2.14.5. **Diseño de tornillos de alta resistencia (A325)**

Los tornillos de alta resistencia están especificados bajo las normas ASTM A325 Y A490. El A325 es fabricado bajo tratamiento térmico y con un acero temperado de medio carbono.

Los tornillos A325 poseen una resistencia a la tensión de 120 ksi para diámetros de 1/2" - 1", y de 105 ksi para diámetros de 1 1/8" - 1 1/2" de diámetro.

2.2.14.5.1. **Tuercas**

Las tuercas que se utilizan conjuntamente con los tornillos de alta resistencia, están bajo las normativas ASTM A563 grado C para los pernos A325.

2.2.14.5.2. Arandelas

El tipo de arandelas que se utilizan en conjunto a los tornillos de alta resistencia y tuercas, están bajo la especificación ASTM F436 y su función fundamental es la de aportar una superficie endurecida no abrasiva bajo la cabeza del tornillo o la tuerca de trabajo pesado. las arandelas tienen la finalidad de proteger la superficie exterior del material juntando a fin de evitar las consecuencias de desgaste de este material por el giro de la tuerca en la instalación del tornillo, además sirve para ayudar a optimizar la fuerza de sujeción en la instalación del tornillo para proporcionar superficies de dureza consistentes.

Figura 41. **Tornillo, tuerca y arandela**



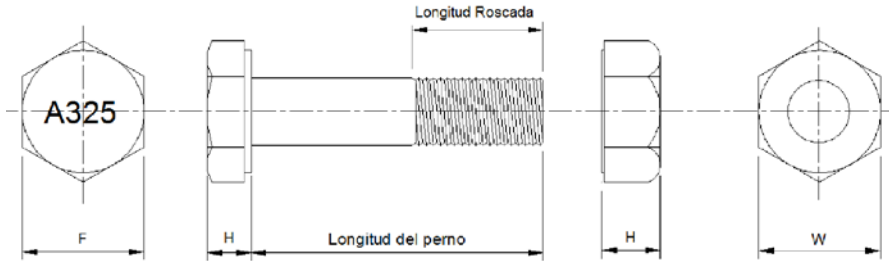
Fuente: revista Ciencia. Pernos estructurales de alta resistencia, vol. 14,1.

Los pasos deben estar como mínimo $2 \frac{2}{3}$ veces el diámetro del tornillo.

La distancia máxima entre cantos y tornillo debe ser 12 veces el diámetro del tornillo sin exceder 6 pulgadas.

La distancia (gramiles) entre el canto y los tornillos puede ser entre 1.5 a 2 veces el diámetro del tornillo. A continuación se presentan las dimensiones de tornillos, arandelas y tuercas de alta resistencia.

Tabla XLVII. Dimensiones de tornillos, arandelas y tuercas



Diámetro Nominal del Perno $db, in.$	Dimensiones de Pernos Estructurales de Cabeza Hexagonal Pesada			Dimensiones de Tuercas Hexagonales Pesadas	
	Ancho a través de cara plana $F, plg.$	Altura $H1, plg.$	Longitud Roscada $T, plg.$	Ancho a través de cara plana $W, plg.$	Altura $H2, plg.$
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32
1 3/8	2 3/16	27/32	2 1/4	2 3/16	1 11/32
1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	1 15/32

Fuente: revista Ciencia. Pernos estructurales de alta resistencia, vol. 14,1

$W_y = 19\ 550\ lb$

Según AISC página 6-81

Tracción en tornillos A325 es 45ksi

Corte en tornillos A325 es 24 ksi

Se proponen tornillos de diámetro de 1/2"

$$V = \frac{\pi}{4} * \frac{1^2}{2} * 24\,000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} = 28\,274,33 \text{ lb}$$

El valor de corte es menor al actuante, utilizar tornillos de 1/2"

Aplastamiento:

Según, libro de Joseph Bowles, valor de aplastamiento = 20 ksi

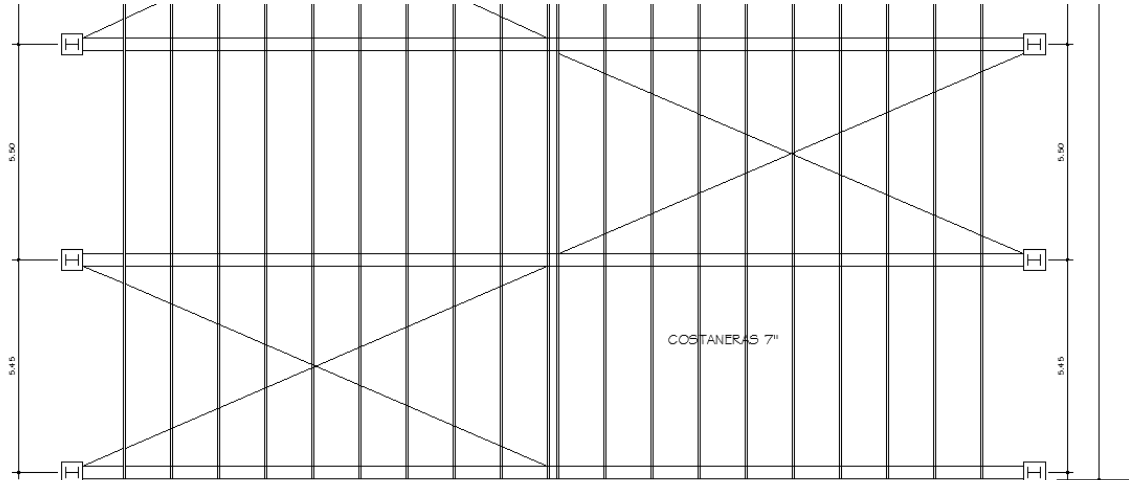
$$F_b = 1,50 * 20 = 30 \text{ ksi}$$

$$= 6 * \left(\frac{1}{8}\right) * \left(\frac{1}{2}\right) * (1,50 * 30\,000) = 16\,872 < w_y$$

2.2.14.6. Diseño placa de columna

Para el diseño de la placa que soportara la columna metálica, lo primero que se debe de hacer es calcular la carga que tendrá de soportar, para el siguiente cálculo, se tomaron los pesos de la cubierta y el mismo peso del marco rígido, en los que encontramos los siguientes elementos: costaneras, láminas y el peso propio del perfil estructural (columna y viga).

Figura 42. Área tributaria de la cubierta sobre el marco



Fuente: elaboración propia.

Cálculo de carga muerta

$$\text{Peso de la viga} = 72 \text{ lb/pie} = 107,14 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 107,14 \text{ kg/m} * 12,64 * \cos(14,036) = 1\,313,81 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de la columna} = 72 \text{ lb/pie} = 107,14 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{columna}} = 107,14 \text{ kg/m} * 6\text{m} = 648,84 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de las costaneras} = 2,33 \text{ lb/pie} = 3,47 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{costaneras}} = 3,47 \text{ kg/m} * 5,80\text{m} * 10 \text{ costaneras} = 201,26 \text{ kg}$$

$$W_{\text{lamina}} = 4,69 \text{ kg/m}^2 * 12,64 \text{ m} * 5,80 \text{ m} = 336,49 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{carga muerta}} &= 1\,313,81 + 648,84 + 201,26 + 336,49 \\ &= 2\,500,40 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cálculo de carga viva:

$$P_{\text{CARGA VIVA}} = (50 \text{ kg/m}^2) (5,80 \text{ m}) (12,64 \text{ m}) = 3\,665,60 \text{ kg}$$

Integración de carga muerta y carga viva

Donde:

$$PU = 1,2 P_{\text{CM}} + 1,6 P_{\text{CV}}$$

$$PU = 1,2 * 2\,500,40 \text{ Kg} + 1,6 * 3\,665,60 \text{ kg}$$

$$PU = 8\,865,44 \text{ kg}$$

Cálculo del factor de carga última:

$$F_{\text{cu}} = \frac{1,2P_{\text{cm}} + 1,6P_{\text{cv}}}{P_{\text{cm}} + P_{\text{cv}}} = \frac{8,87\text{Ton}}{(2,50 + 3,67)\text{Ton}} = 1,44$$

Las columnas se soportan en su base por medio de cimentaciones de mampostería, por lo general de concreto; para evitar que el concreto se rompa, se fija a la base de la columna una placa de acero, para distribuir su carga sobre es esencial que la base de la columna y la placa estén en contacto absoluto. La columna se fija a la placa base por medio de soldadura o mediante ángulos que a su vez se fijan a la cimentación usando tornillos de anclaje.

El área de la placa de la base se encuentra fácilmente, dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible en el concreto, dependiendo de la calidad del mismo. El espesor de la placa se determina suponiendo que se comporta como un voladizo invertido, cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna y utilizando la dimensión m o n, cualquiera que sea la mayor.

Sección de la columna: W12X72

bf = 12,04" d = 12,25"

Carga = 8,87 Ton = 19 556,58 Lb

El área mínima para la placa es de $A = P/F_p$

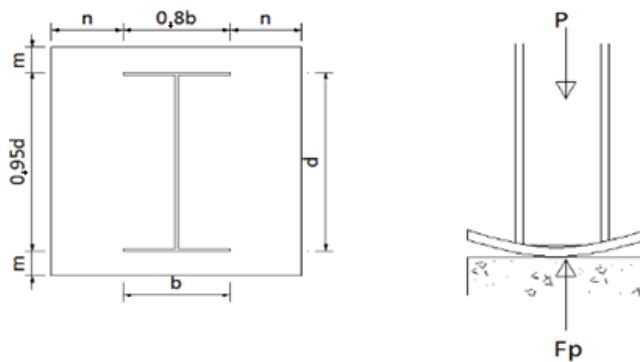
$$A = \frac{19\,556,58}{0,25 * 4\,000} = 19,56 \text{ plg}^2$$

Se propone un área mayor, ya que las dimensiones de las propiedades así lo requieren.

De la tabla ASIC se obtendrán las propiedades de una sección W

bf = 12,04" d = 12,21" las dimensiones de B y C deben ser de tal magnitud que "m y n" sean aproximadamente iguales.

Figura 43. **Placa de columna**



Fuente: elaboración propia.

$$0,95 d = 0,95 * 12,21" = 11,58 \text{ plg. } , m = (20 - 11,60)/2 = 4,21 \text{ plg.}$$

$$0,80 d = 0,80 * 12,04" = 9,63 \text{ plg. } \quad n = (20 - 9,63)/2 = 5,18 \text{ plg.}$$

$$F_p = \frac{19\,556,58 \text{ Lb}}{400 \text{ plg}^2} = 48,89 \text{ lb/plg}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{3 * 48,89 * 5,18^2}{0,75 * 36\,000}} = 0,38 \text{ plg} = \text{se utilizar de } 1/2''$$

La placa tendrá las siguientes dimensiones: 20" x 20" x 1/2"

2.2.14.6.1. Diseño de pernos

El diseño de los pernos se hará basado de: análisis y diseño de conexiones de acero estructural y concreto reforzado, Luis Fernando Estévez 1992.

Datos:

Según los cálculos efectuados con anterioridad tenemos:

Momento máx. en la columna= 208 804,80 Lb-pie = 28 873,37 kg-m

Corte = 20 610 lb = 9 347,79 kg

Sección = W12X72 asumiendo 8 pernos No. 6 grado 60; $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Los pernos sujetos a corte y tensión se diseñan en base a la ecuación de esfuerzos combinados.

$$\frac{V}{V_d} + \frac{T}{T_d} \leq 1$$

Donde:

V = corte actuante por perno

V_d = corte de diseño por perno

T = tensión actuante por perno

Td = tensión de diseño por perno

Corte actuante por perno

Está dado por:

$$V = \frac{Q}{N}$$

Donde:

Q = corte en la conexión producida por las cargas

N = No. de pernos en la conexión

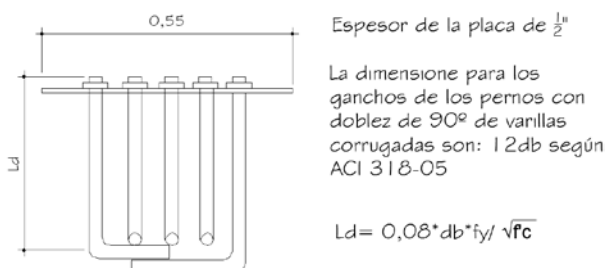
$$V = \frac{9\,347,79 \text{ kg}}{10} = 934,78 \text{ kg}$$

$$5T = \frac{28\,873,37}{0,368 \text{ m}} = 15\,692,05$$

$$\frac{934,78}{10\,820} + \frac{15\,692,05}{16\,230} = 0,85 \leq 1$$

Se usaran 10 perno No. 9 grado 60; $F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

Figura 44. **Detalle de anclaje de pernos estructurales**



Fuente: elaboración propia.

2.2.14.7. Cálculo zapata para el marco metálico

$$P_u = 8,87 \text{ Ton}$$

$M_{UX} = M_{UY} = 0$ (Por la condición inicial del apoyo articulado del marco estructural)

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

$$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cu} = 1,44 \text{ (factor de carga última)}$$

$$\text{Desplante } 0,90 \text{ m}$$

Cálculo de cargas de trabajo:

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{8,87}{1,44} = 6,16 \text{ Ton}$$

Chequeo de presión sobre el suelo:

Para determinar la presión sobre el suelo se debe considerar: a) La carga de trabajo, b) El peso del suelo del desplante, c) Peso de la columna y d) Peso del cimientto

$$P = P' + P_s + P_{col} + P_{cim}$$

Donde:

P = Integración total de cargas actuantes

P' = Carga de trabajo

P_s = Peso del suelo del desplante

$P_{columna}$ = Peso de la columna

$P_{cimimento}$ = Peso del cimientto (zapata)

$P_s = A_z * \text{Desplante} * \text{Peso específico del suelo}$

$P_{col} = \text{Sección de columna} * \text{Alto columna} * \text{peso específico concreto}$

$P_{cim} = A_z * \text{Espesor asumido} * \text{Peso específico concreto}$

$$P_s = 3,06 \text{ m}^2 * 0,9\text{m} * 1\,450 \text{ kg/m}^3 = 4\,000 \text{ ton}$$

$$P_{col} = (0,55\text{m})(0,55\text{m})(0,9\text{m})(2,400\text{kg/m}^3) = 0,65 \text{ ton}$$

$$P_{cim} = 3,06 \text{ m}^2 * 0,40\text{m} * 2,400\text{kg/m}^3 = 2,94 \text{ ton}$$

$$P' = \underline{6,16 \text{ ton}}$$

$$P = 13,75 \text{ ton}$$

La presión sobre el suelo será = 13,75 toneladas

$$q_{\max} = \frac{13,75 \text{ Ton}}{3,06 \text{ m}^2} = 4,49 \text{ ton/m}^2$$

$q_{\max} < \text{valor soporte del suelo}$, entonces se concluye que es factible la cimentación propuesta.

$$q_{\text{diseño}} = 4,49 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1,44 = 6,47 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Espesor de zapata

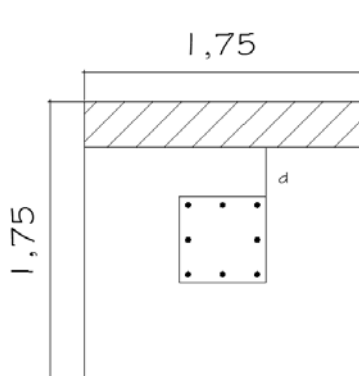
Para determinar el espesor de la zapata es necesario que resista tanto el corte simple y corte flexionante como el punzonamiento causado por la columna y las cargas actuantes.

Según espesor asumido $t = 40\text{cm}$

varillas de $\frac{1}{2}$ "

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 40 - 7,5 - \frac{1,27}{2} = 31,87 \text{ cm}$$



Área ashurada = 0,4924 m²

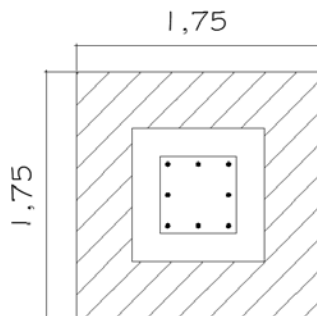
$$V_{act} = A * q_{diseño} = 0,4924m^2 * 6,47 \text{ Ton}/m^2 = 3,19 \text{ Ton}$$

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 175 * 31,865 = 42,11 \text{ Ton}$$

$$V_{act} < V_R$$

Chequeo por corte punzonante:

La columna tiende a punzonar la zapata, el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna.



Área achurada = área de punzonamiento

$$V_{act} = A * q_{diseño} = (1,00^2 - 0,5973^2) * 9,10 = 5,85 \text{ ton.}$$

$$V_R = 0,85 * 1,06 \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

b_o = perímetro de sección crítica de punzonamiento.

$$V_{act} = A * q_{diseño} = (1,75^2 - 0,86865^2) * 6,47 \text{ Ton}/m^2 = 14,93 \text{ Ton}$$

$$V_R = 0,85 * 1,063 * \sqrt{281} * 347,46 \text{ cms} * 31,865 = 167,22 \text{ Ton}$$

347,46 cms = perímetro de sección crítica de punzonamiento.

$V_{act} < V_R$ sí chequea. Entonces utilizar un peralte efectivo de $d = 40 \text{ cm}$

Diseño de refuerzo por flexión

El empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata; por esa razón es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos. Esto se hace de la manera siguiente:

$$M_{\text{ultimo}} = \frac{6,47 * \left(1,75 - \frac{0,55}{2}\right)^2}{2} = 7,04 \text{ Ton} - \text{m} = 7\,038,15 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'c}} \right] * 0,85 * \left(\frac{f'c}{f_y} \right)$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[31,865 * 100 - \sqrt{(31,865 * 100)^2 - \frac{7\,038,15 * 100}{0,003825 * 281}} \right] * 0,85 * \left(\frac{281}{2810} \right)$$

$$= 8,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \left(\frac{14,1}{2810} * 100 \text{ cm} * 31,865 \text{ cm} \right) = 16 \text{ cm}^2$$

Reforzar con el área de acero mínimo.

No. de varillas a utilizar :

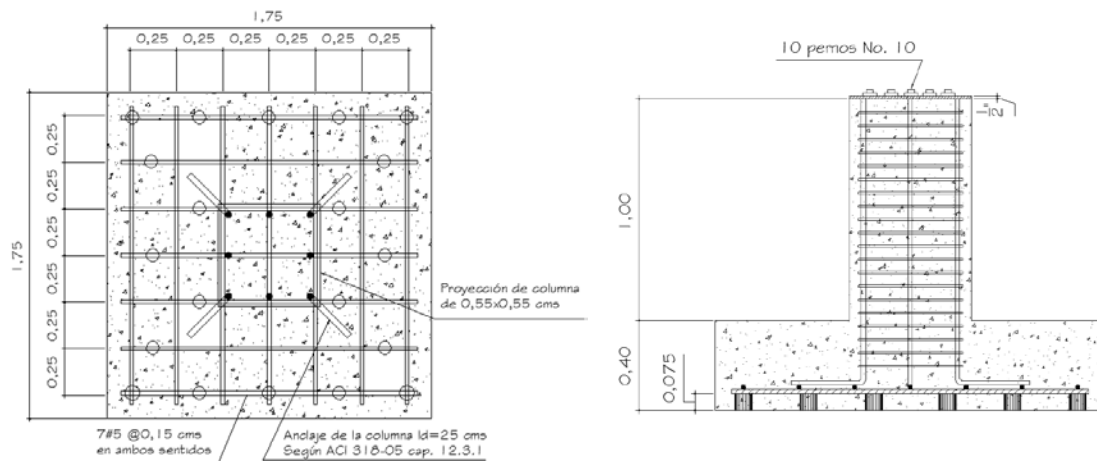
$$\text{Varillas por eje} = \frac{s}{\text{Área varilla}} = \frac{16 \text{ cm}^2}{2,85 \text{ cm}^2} = 6 \text{ varillas}$$

Separación entre varillas de refuerzo

$$S = \frac{b - \text{rec}}{\text{varillas por eje}} = \frac{175 - 7,5}{7} = 23,92 \text{ cm}$$

Para facilidad de armado se colocaran 7 varillas, estas tienen un área de 19,95 centímetros cuadrados.

Figura 45. **Detalle de armado de zapata, marco metálico**



Fuente: elaboración propia.

2.2.15. Muros de mampostería

Los muros para el gimnasio polideportivo se propone que sean de mampostería, se calcularan con el método simplificado, este nos da los resultados de las fuerzas y momentos actuantes en cada muro, y así poder conocer el área de acero necesaria que soportara las cargas inducidas.

2.2.15.1. Método simplificado

Para el diseño de los muros se procedió a utilizar el método simplificado.

Este método asume que sólo los muros paralelos a la dirección del sismo contribuyen a la resistencia, desprecia la contribución de los muros transversales a la dirección de la fuerza aplicada. Es necesario calcular lo siguiente:

- Carga lateral y su distribución
- Distribución del momento de volteo

Cálculo de la rigidez

En el cálculo de la rigidez hay que tomar en cuenta el tipo de techo, pues existen diferentes fórmulas para hacerlo. Para calcular la rigidez de un techo de losa se consideran las paredes doblemente empotradas; y para un techo de lámina se consideran en voladizo. La forma de calcular la rigidez en este caso es la siguiente:

La rigidez está relacionada con la deformación de la edificación ante la acción de las cargas. La estructura deberá tener suficiente cantidad de elementos para que la deformación lateral no sea excesiva.

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

Donde la deflexión es definida como la suma de deflexiones por flexión, más la deflexión por corte.

Si el muro esta en voladizo se deberá de usar la fórmula que está dada a continuación:

$$\Delta_{\text{voladizo}} = \frac{P}{E_m * t} * \left[\left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 * \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

Si el muro esta empotrado se debe usar la formula que está dada a continuación:

$$\Delta_{\text{empotrado}} = \frac{P}{E_m * t} * \left[4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 3 * \left(\frac{h}{d} \right) \right]$$

Tabla XLVIII. Rigideces en muros

Muro	Longitud de muro (m)	Altura de muro (m)	hm/lm	Espesor muro	RXE
1	5,00	7,50	1,50	0,19	0,0106
2	10,00	7,50	0,75	0,19	0,0483
3	5,00	7,50	1,50	0,19	0,0106
4	6,85	7,50	1,09	0,19	0,0223
5	8,40	7,50	0,89	0,19	0,0344
6	6,85	7,50	1,09	0,19	0,0223
a	34,00	7,50	0,22	0,19	0,2696
b	34,00	7,50	0,22	0,19	0,2696

Fuente: elaboración propia.

De igual forma que lo realizado en el análisis de la escuela, la rigidez se dejara en función del módulo de elasticidad.

Centro de corte de muros

Al tener el valor de la rigidez de cada uno de los muros se procede a calcular el centro de corte de los muros; se toma como referencia un eje de coordenadas cartesianas previamente establecido. Las fórmulas para calcularlo son las siguientes:

$$X_{cc} = \frac{\sum X_i * R}{R * E}$$

$$Y_{cc} = \frac{\sum Y_i * R}{R * E}$$

Tabla XLIX. **Centro de corte en muros sentido X**

Muro	R*E	Yi	Yi*R
a	0,2696	24	6,4708
b	0,2696	0	0,0000
SUMA	0,53923712		6,47084538

Fuente: elaboración propia.

$$Y_{cc} = \frac{6,4708}{0,5392} = 12 \text{ m}$$

$$Y_{cc} = \frac{2,6829}{0,1483} = 18,09 \text{ m}$$

Tabla L. **Centro de corte en muros sentido Y**

Muro	R*E	Xi	Yi*R
1	0,0106	0	0,0000
2	0,0483	0	0,0000
3	0,0106	0	0,0000
4	0,0223	34	0,7569
5	0,0344	34	1,1691
6	0,0223	34	0,7569
SUMA	0,1483		2,6829

Fuente: elaboración propia.

Cálculo del centro de masa

Éste se calcula para todos los muros y sirve para calcular la excentricidad de las fuerzas que actúan en la estructura.

Tabla LI. **Centro de masa**

MURO	Longitud de muro (m)	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	$X_i \cdot l_m$	$Y_i \cdot l_m$
1	5,00	0	21,5	0	107,5
2	10,00	0	12,00	0,00	120,00
3	5,00	0	2,50	0,00	12,50
4	6,85	34	20,58	232,90	140,97
5	8,40	34	12,00	285,60	100,80
6	6,85	34	3,43	232,90	23,46
a	34,00	17	24,00	578,00	816,00
b	34	17	0,00	578,00	0,00
SUMA	110,10			1907,40	1321,23

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de centro de masa de muros:

$$Y_{cm} = \frac{1\ 321,23}{110,10} = 12\text{ m}$$

$$X_{cm} = \frac{1\ 907,40}{110,10} = 17,32\text{ m}$$

Tabla LII. **Cálculo de pesos muros de carga**

MURO	Longitud de muro (m)	Altura muro	Peso mampostería	Carga mampostería	Carga triangular	Área	S.C.	P
1	5,00	7,50	360,00	13 500,00	13 500,00	5,82	2 096,35	15 596,35
2	10,00	7,50	360,00	27 000,00	27 000,00	23,88	8 598,24	54 000,00
3	5,00	7,50	360,00	13 500,00	13 500,00	5,82	2 096,35	27 000,00
4	6,85	7,50	360,00	18 495,00	18 495,00	7,61	2 739,60	36 990,00
5	8,40	7,50	360,00	22 680,00	22 680,00	20,81	7 491,60	45 360,00
6	6,85	7,50	360,00	18 495,00	18 495,00	7,61	2 739,60	36 990,00
a	34,00	7,50	360,00	91 800,00	0,00	0,00	0,00	91 800,00
b	34,00	7,50	360,00	91 800,00	0,00	0,00	0,00	91 800,00
Sumatorias				297 270,00				399 536,35

Fuente: elaboración propia.

2.2.15.2. Carga lateral

Las cargas laterales que afectaran en la vida útil del edificio escolar serán las cargas de viento y las cargas de sismo, ambas se calcularan a a continuación, entre otras se pueden mencionar a las presiones de agua y tierra, sin embargo en este caso la estructura no está siendo afectada por estas cargas.

2.2.15.2.1. Sismo

Todo edificio deber ser diseñado y construido para resistir un minino de fuerza sísmica lateral, que pueda ser resistida por marcos estructurales o por muros. para este caso se diseñara para que esta fuerza sea resistida por muros de mampostería de block de pómez.

Para evaluar la fuerza sísmica mínima de corte en la base se determinara por SEAOC, el cual utiliza la formula:

$$V = ZICSW$$

Donde:

Z = Es igual 1,0 para áreas de más alta sismicidad,

I = 1,5 para estructuras según la importancia de utilidad, de uso inmediato después de un sismo, por ejemplo: hospitales, centros de comunicación, estaciones de bomberos, otros. Para otros tipos de estructuras los valores de I no deben ser menores de 1,0.

K = No deben ser menores que los presentados en la tabla LIII

S = Coeficiente que depende del suelo de sustentación del sitio donde se va a construir el edificio, los valores de S no deberán ser menores a 1.0

W = Carga muerta total, y otras cargas permanentes como particiones, equipo permanente en bodegas y almacenes, más un 25% de la carga viva como mínimo.

C = Determinado por la fórmula que se presenta a continuación:

Período de la base:

$$t = \frac{0,09h_m}{\sqrt{B}} \text{ (sistema internacional, h y l en metros)}$$

$$c = \frac{1}{15\sqrt{t}} \leq 0,12 \text{ donde } C \times S \leq 0,14$$

Donde:

t = período de vibración de la base analizada en segundos.

h_m = altura crítica del muro en pies

B = longitud de la base del eje analizado en pies

$$t_x = \frac{0,09 * 6}{\sqrt{34}} = 0,093 \text{ segundos} < 0,25 \text{ ft} = 0$$

$$t_y = \frac{0,09 * 9}{\sqrt{24}} = 0,16 \text{ segundos}$$

Tabla LIII. **Clasificación de las zonas sísmicas**

Zona 0	Poca destrucción, causa daños a estructuras con período fundamental mayor a 1,0 segundo, la intensidad de los sismos en ésta zona corresponde a la intensidad V y VI de la escala de Mercalli modificada
Zona 2	Destrucción moderada, corresponde a intensidad VII de la escala de Mercalli modificada.
Zona 3	Destrucción considerable, corresponde a intensidad VIII de la escala de Mercalli modificada
Zona 4	Localizada en el área que corresponde a las fallas

Fuente: JUÁREZ LÓPEZ, Carmen Angélica. Diseño de un edificio escolar y del alcantarillado sanitario, para el caserío Joya Verde, municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala. p. 35.

Tabla LIV. **Factores de fuerza horizontal K**

Tipo o arreglo de elementos resistentes	Valores de K
Todos los sistemas estructurales de edificios excepto los clasificados más abajo.	1,00
Edificios con sistema caja	1,33
Edificios con sistema doble consiste de: un marco espacial a momento y muros de corte o marcos embreizados diseñados de acuerdo a los siguientes criterios:	
resistir la fuerza lateral total de acuerdo con sus rigideces relativas considerando la interacción de paredes de corte y marcos	
2. Los muros de corte o marcos embreizados actuando independientemente del marco espacial resistente a momento deben resistir la fuerza total lateral requerida	0,80
supone que actúa independientemente debe tener la capacidad resistente no menor que 25 por ciento de la fuerza lateral requerida	
Edificios con un marco espacial resistente a momento, el cual, cuando se supone que actúa independientemente de cualquier otro elemento más rígido, es capaz de resistir el 100 por ciento del total de las fuerzas laterales requeridas	0,67

Fuente: JUÁREZ LÓPEZ, Carmen Angélica. Diseño de un edificio escolar y del alcantarillado sanitario, para el caserío Joya Verde, municipio de Fraijanes, departamento de Guatemala. p. 35.

2.2.15.3. Determinación de la fuerza de sismo

Todo edificio debe ser diseñado y construido para resistir un mínimo total de fuerzas sísmica lateral; para este caso, dicha fuerza será resistida por medio de muros de corte.

Por SEOAC para estructuras de un nivel se calcula el corte basal:

$$V_b = 0,10 * W_t$$

$$W_t = W_{tm} + 0,25 C \text{ viva}$$

donde:

$$W_t = \text{Peso total}$$

$$W_{tm} = \text{Peso total del muro} = 399\,536,35 \text{ kg}$$

$$C_v = \text{Carga viva} (100 \text{ kg/m}^2 * 24\text{m} * 34\text{m} = 81\,600 \text{ kg})$$

$$V_b = 0,1 * (399\,536,35 + 81\,600 * 0,25) = 41\,993,63 \text{ kg}$$

Distribución de carga lateral:

$$P_x = P_y = P = 41\,993,63 \text{ kg}$$

Cálculo de momento de volteo:

$$\text{Momento de volteo (M}_v) = 41\,993,63 * 9 = 377\,942,72 \text{ kg-m}$$

Cálculo de excentricidades de la carga lateral:

$$\text{Con sismo en X: } e_y = Y_{cm} - Y_{cc}$$

$$\text{Con sismo en Y: } e_x = X_{cm} - X_{cc}$$

Donde:

$e_{x,y}$ = Excentricidad en el eje X o Y.

X_{cm}, Y_{cm} = Eje del centro de masa en el sentido X o Y

X_{cc}, Y_{cc} = Eje del centro de corte en el sentido X o Y

Cálculo:

$$e_x = X_{cm} - X_{cc} = 17,32 - 18,09 = -0,77 \text{ m}$$

$$e_{minx} = 0,05 \cdot 24 \text{ m} = 1,20 \text{ m}$$

$$T_{px} = 41\,993,63 \text{ kg} \cdot 1,97 = 82\,727,45 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cc} = 12 - 12 = 0 \text{ m}$$

$$e_{miny} = 0,05 \cdot 34 \text{ m} = 1,70 \text{ m}$$

$$T_{py} = 41\,993,63 \text{ Kg} \cdot 1,20 = 50\,392,36$$

$$J_{p1} = \sum R_x \cdot Y_{cc}^2 + \sum R_y \cdot X_{cc}^2 =$$

$$J_{p2} = \sum R_x \cdot Y_{cc}^2 + \sum R_y \cdot X_{cc}^2 =$$

F_{ix}, F_{iy} = Carga lateral distribuida en cada muro (Kg).

Tabla LV. **Distribución carga lateral sentido X**

Muro	Rx	Ycc	Rx*Ycc ²	(Rx/ΣRx)*Px	Jp	Y*(Rx/Jp) x Tpx	Fx	Fx ton
a	0,2696	12,00	38,83	20 996,82	126,19	2 121,00	19 143,42	19,14
b	0,2696	-12,00	38,83	20 996,82	126,19	-2 121,00	14 901,42	14,90

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVI. **Carga lateral sentido Y**

Muro	Ry	Xcc	Ry*Xcc2	(Ry/ΣRy)*Py	Jp	X*(RY/JP)*Txy	Fy	Fy ton
1	0,0106	18,09	3,46	2 989,52	126,19	76,27	3 272,22	3,27
2	0,0483	18,09	15,80	13 666,37	126,19	348,65	14 958,70	14,96
3	0,0106	18,09	3,46	2 989,52	126,19	76,27	3 272,22	3,27
4	0,0223	-18,09	7,29	6 304,91	126,19	-160,85	3 321,85	3,32
5	0,0344	-18,09	11,26	9 738,39	126,19	-248,44	5 130,83	5,13
6	0,0223	-18,09	7,29	6 304,91	126,19	-160,85	3 321,85	3,32
SUMA	0,15		48,54					

Fuente: elaboración propia.

Momento de volteo para cada muro:

$$M_{vi} = \left(\frac{R_i}{\sum R_i} \right) * M_v$$

Mvi = Momento de volteo en Kg -m.

Tabla LVII. **Momentos de volteo sentido X**

Muro	R*E	Mvix (ton)	Mvix (kg-m)
a	0,2696	188 971,36	188,97
b	0,2696	188 971,36	188,97
SUMA	0,5392		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVIII. **Momento de volteo sentido Y**

Muro	Ry	Mvix (ton)	Mvix (kg-m)
1	0,0106	26 905,68	26,91
2	0,0483	122 997,38	123,00
3	0,0106	26 905,68	26,91
4	0,0223	56 744,24	56,74
5	0,0344	87 645,52	87,65
6	0,0223	56 744,24	56,74
SUMA	0,1483		

Fuente: elaboración propia.

Diseño a flexión

El procedimiento para el diseño de flexión es el calcular lo siguiente:

F_m = Esfuerzo permisible de la mampostería a flexión, igual a 0,33 f'm.

f_m = Esfuerzo producido por las cargas, igual a $f_m = \frac{M}{S_m}$

Diseño a corte:

Si el esfuerzo de corte actuante (f_v) es < que el esfuerzo de corte admisible (F_v) se utiliza refuerzo mínimo. Si el esfuerzo de corte actuante (f_v) es > que el esfuerzo de corte admisible (F_v) se calcula el refuerzo requerido.

Las columnas son elementos verticales sometidos a compresión, lo bastante delgado respecto a su longitud, para que bajo la acción de una carga gradualmente creciente se rompa por flexión lateral o pandeo ante una carga mucho menos que la necesaria para romperlo por aplastamiento. Las columnas suelen dividirse en dos grupos: esbeltas, medianas y cortas. A veces, los elementos cortos a compresión se consideran como un tercer grupo de columnas. Las diferencias entre los tres grupos vienen determinadas por su comportamiento. Las columnas largas se rompen por pandeo o flexión lateral; las intermedias, por combinación de esfuerzos, aplastamiento y pandeo, y las cortas, por aplastamiento.

Tabla LIX. **Resumen diseño a flexión y corte en muros**

Muro	Momento	Momento Kg-cm	Largo	Espesor tm	Fm	Sm	fm
1	26 905,68	2 690 567,63	500,00	19,00	6,60	791 666,67	3,40
2	122 997,38	12 299 737,73	1 000,00	19,00	6,60	3 166 666,67	3,88
3	26 905,68	2 690 567,63	500,00	19,00	6,60	791 666,67	3,40
4	56 744,24	5 674 423,62	685,00	19,00	6,60	1 485 879,17	3,82
5	87 645,52	8 764 551,77	840,00	19,00	6,60	2 234 400,00	3,92
6	56 744,24	5 674 423,62	685,00	19,00	6,60	1 485 879,17	3,82
a	188 971,36	18 897 136,00	3 400,00	19,00	6,60	36 606 666,67	0,52
b	188 971,36	18 897 136,00	3 400,00	19,00	6,60	36 606 666,67	0,52

Muro	Largo (cms)	Espesor tm	Fv (kg/cm ²)	Vs (kg/cm ²)	Vd (kg/cm ²)
1	500,00	19	2,12	3 272,22	0,00517
2	1 000,00	19	2,12	14 958,70	0,01181
3	500,00	19	2,12	3 272,22	0,00517
4	685,00	19	2,12	3 321,85	0,00383
5	840,00	19	2,12	5 130,83	0,00482
6	685,00	19	3,12	3 321,85	0,00383
a	3 400,00	19	2,12	19 143,42	0,00445
b	3 400,00	19	2,12	14 901,42	0,00346

Fuente: elaboración propia.

Tabla LX. **Cálculo de refuerzo vertical y horizontal**

Muro	Altura (cms)	Largo (cms)	ACI		FHA	
			Refuerzo vertical (cm ²)	Refuerzo horizontal (cm ²)	Refuerzo vertical (cm ²)	Refuerzo horizontal (cm ²)
1	750,00	500,00	8,00	22,50	7,00	19,50
2	750,00	1 000,00	16,00	22,50	14,00	19,50
3	750,00	500,00	8,00	22,50	7,00	19,50
4	750,00	685,00	10,96	22,50	9,59	19,50
5	750,00	840,00	13,44	22,50	11,76	19,50
6	750,00	685,00	10,96	22,50	9,59	19,50
a	750,00	3 400,00	54,40	22,50	47,60	19,50
b	750,00	3 400,00	54,40	22,50	47,60	19,50

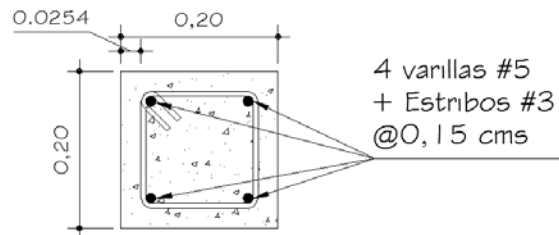
Continuación de la tabla LX.

Muro	Largo (cms)	Elementos estructurales, refuerzo horizontal	Elementos estructurales, refuerzo vertical
1	500,00	3A	SH+ 5 SI+ SF
2	1 000,00	3A+2B	SH+ 5 SI+ SF
3	500,00	3A	SH+ 5 SI+ SF
4	685,00	3A+2C	SH+ 5 SI+ SF
5	840,00	3A+2B	SH+ 5 SI+ SF
6	685,00	3A+2C	SH+ 5 SI+ SF
a	3 400,00	11A+12C	SH+ 4 SI+ SF
b	3 400,00	11A+12C	SH+ 4 SI+ SF

Fuente: elaboración propia.

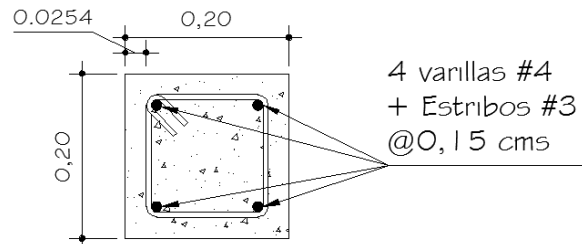
Figura 46. **Refuerzo de acero en polideportivo**

Gancho estandar doblado
a no menos de 135° según
ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con
una longitud minima de $6db$ según
ACI 318-05 cap. 7.1.3



DETALLE DE COLUMNA TIPO A

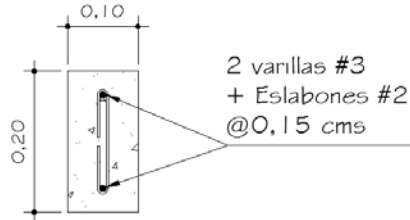
Gancho estandar doblado
a no menos de 135° según
ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con
una longitud minima de $6db$ según
ACI 318-05 cap. 7.1.3



DETALLE DE COLUMNA TIPO B

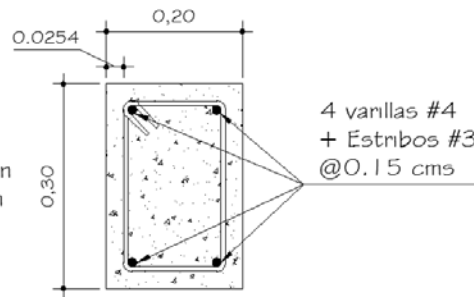
Continuación de figura 46.

Gancho estándar, doblez de 180° más una extensión de $4db$, pero no menor de 60 mm en el extremo libre de la barra, según ACI 318-05 capítulo 7.1.1



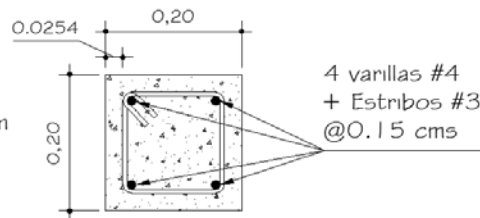
DETALLE DE COLUMNA TIPO C

Gancho estándar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud mínima de $6db$ según ACI 318-05 cap. 7.1.3



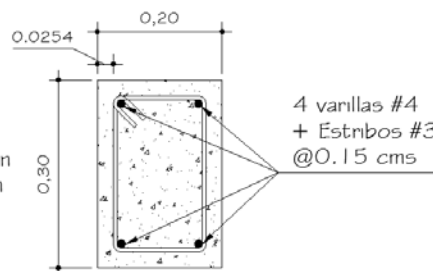
SOLERA DE HUMEDAD

Gancho estándar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud mínima de $6db$ según ACI 318-05 cap. 7.1.3



SOLERA INTERMEDIA

Gancho estándar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud mínima de $6db$ según ACI 318-05 cap. 7.1.3



SOLERA DE CORONA TIPO I

Fuente: elaboración propia.

2.2.15.4. Diseño de cimentación

Los muros estarán soportado por un cimiento corrido, que soportara las cargas inducidas, para el diseño de debe verificar la carga admisible del suelo, para asegurar la seguridad ocupacional de las personas que utilizaran el gimnasio polideportivo.

Determinación del valor soporte del suelo:

El valor soporte del suelo se Cálculo en el capítulo 2.

Valor soporte neto último q_{adm} :

$$q_{adm} = 57,30 \text{ ton/m}^2$$

Valor soporte de diseño:

Utilizando un factor de seguridad igual a 3, se obtiene que el valor soporte de diseño será de:

$$q_{adm} = \frac{57,30}{3} = 19,10 \text{ ton/m}^2$$

Diseño de cimiento corrido

El cimiento corrido tendrá las siguientes características:

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ ton/m}^3$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$t = 0,30 \text{ m}$$

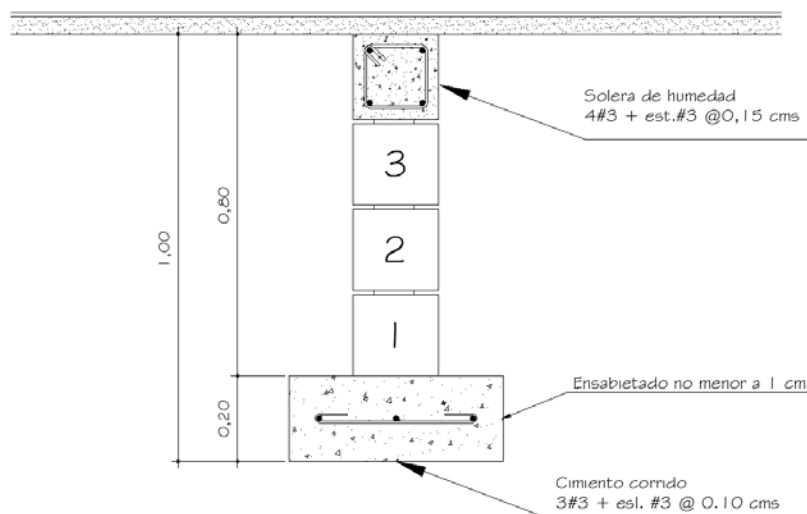
$$F_{CU} = 1,50$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,30 \text{ ton/m}$$

$$q_{\text{adm}} = 19,10 \text{ ton/m}^2$$

Cimiento corrido del gimnasio

Figura 47. Cimiento corrido gimnasio polideportivo



Fuente: elaboración propia.

Lo primero que debe determinarse es la carga que soportará el cimiento corrido por unidad lineal (W_u):

$$W_{\text{columnas}} = 33,41 \text{ ton}$$

$$W_{\text{soleras}} = 66,81 \text{ ton}$$

$$W_{\text{mamposteria}} = 335,42 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = 435,64 \text{ ton}$$

$$W_U = \frac{W_{\text{edificio}}}{L_{\text{total}}} = \frac{453,64}{116} = 3,91 \text{ ton/m}$$

Donde:

W_U = peso que soportara el cimiento corrido

W_{gimnasio} = peso del gimnasio

L_{total} = longitud total de muros

Carga de trabajo (Wt):

$$Wt = \frac{W_U}{F_{CU}} = \frac{3,91 \text{ t/m}}{1,50} = 2,61 \text{ t/m}$$

Presión actuante (q_{act}):

Es la presión total vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga total y el área de la cimentación; incluye todas las componentes verticales (sobrecarga, peso de la estructura, peso del cimiento, peso de la tierra).

$$P_{\text{total}} = Wt + W_{\text{suelo}} + W_{\text{cimiento}}$$

$$P_{\text{total}} = 2,61 + 1,45 * 0,50 * 0,80 * 1 + 2,4 * 0,5 * 0,2 * 1$$

$$P_{\text{total}} = 3,43 \text{ Ton}$$

$$q_{act} = \frac{P_{\text{total}}}{\text{Area}} = \frac{3,55 \text{ ton}}{0,5\text{m} * 1\text{m}} = 6,86 \text{ ton/m}^2$$

Con el resultado anterior, se puede establecer que es factible la construcción del edificio con el cimiento calculado, ya que la presión que éste ejerce sobre el suelo es menor a la capacidad del suelo:

$$q_{act} < q_{\text{admisible}}$$

Diseño del espesor del cimiento:

Presión de diseño última ($q_{di\ u}$)

Es la presión actuante incrementada por un factor de seguridad llamado factor de carga última, el cual se encuentra en el rango de 1 a 1,5.

$$q_{dis\ u} = F_{cu} * q_{dis} = 1,50 * 6,86 = 10,29 \text{ ton/m}^2$$

Peralte del cimiento (d):

$$d = t - rec - \frac{\emptyset}{2} = 20 - 7,50 - \frac{0,96}{2} \approx 12,02 \text{ centímetros}$$

Chequeo a corte:

$$x = \frac{0,50 - 0,20}{2} - 0,12 = 0,03 \text{ m}$$

$$V_{act} = q_{dis\ u} * x = 10,29 * 0,03 = 0.3087 \text{ ton}$$

Longitud de punzonamiento de cimiento corrido

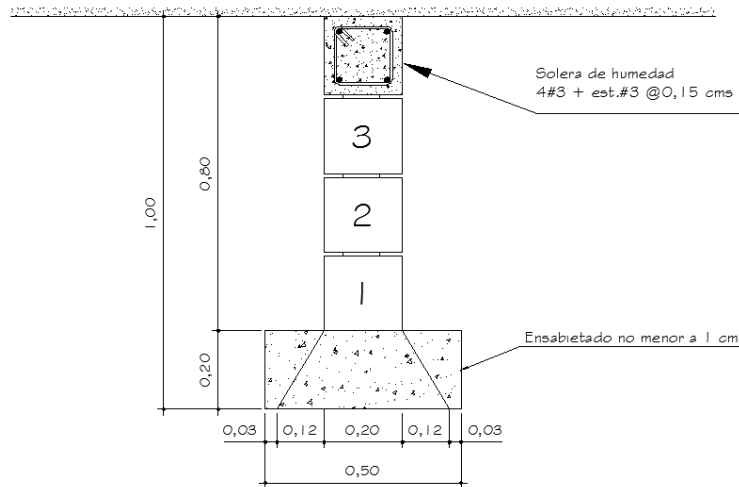
$$V_r = 0,53 * 0,85 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_r = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210} * 100\text{cm} * 12\text{cm}$$

$$V_r = 7,83 \text{ Ton}$$

$$V_{act} < V_r$$

Figura 48. Longitud de punzonamiento cimiento corrido del polideportivo



Fuente: elaboracion propia.

Como el corte actuante es menor que el corte resistente, esto da la seguridad que el espesor del cimiento es capaz de soportar las cargas que se le aplican.

Diseño por flexión:

$$L = \frac{0,50 - 0,20}{2} = 0,15 \text{ m}$$

$$M = \frac{WL^2}{2} = \frac{10,29 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 0,15^2}{2} = 0,12 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M = 115,76 \text{ kg} - \text{m}$$

Área de acero requerido:

Datos:

$$M = 115,76 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_{s_{req}} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} \right] * 0,85 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_{s_{req}} = \left[100 * 12 - \sqrt{(100 * 12)^2 - \frac{115,76 * 100}{0,003825 * 210}} \right] * 0,85 * \left(\frac{210}{2810} \right) = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,10}{2810} * 100 * 12 = 6,02 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento de los eslabones:

$$6,02 \text{ cm}^2 - - - - - 100 \quad S = 11,79 \text{ cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 - - - - - S$$

Los eslabones tendrán una separación de 10 centímetros

Área de acero por temperatura

$$A_{s_{temperatura}} = 0,002 * b * t$$

$$A_{s_{temperatura}} = 0,002 * 50 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 2 \text{ cm}^2$$

El área de acero por temperatura la cubren 3 varillas no. 3 corridas.

2.2.16. Instalaciones

A continuación se presenta el diseño de las instalaciones hidráulicas, eléctricas e y sanitarias, se detalla el tipo de materiales que se deben de utilizar, según normas establecidas para que se garantice la utilidad.

2.2.16.1. Instalaciones hidráulicas

De igual forma como se trabajo en el edificio escolar se usara el método de Hunter para calcular el diámetro de la tubería del sistema.

Se tienen los siguientes artefactos sanitarios:

8 lavamanos	* 2 unidades Hunter = 12 U.H.
7 inodOros	* 5 unidades Hunter = 35 U.H.
2 mingitorios	* 3 unidades Hunter = 6 U.H.
8 duchas	* 4 unidades Hunter = <u>32 U.H.</u>
Total	85 U.H.

Se usara el valor de 85 unidades Hunter

De la tabla XXXV se obtiene que la demanda máxima probable es de:

1,50 l/s

Aplicando factor de corrección DMP = $1,50 * 0,60 = 0,90 \text{ l/s} = 9,0^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$

Según la Dirección Municipal de Planificación, pruebas realizadas en el área dieron como resultado que la velocidad en este sector de la red municipal es de 2 metros por segundo.

Diámetro de la tubería:

$$Q = A * V$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{9,0^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{2 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 4,5^{-4} \text{m}^2 * \frac{(39,37 \text{plg})^2}{1 \text{m}^2} = 0,70 \text{plg}^2$$

Se usara la tubería de 1" ya que tiene un área de 0,78 plg².

2.2.16.2. Instalaciones sanitarias

De la misma manera que en el edificio escolar se usara tubería de diámetro 4 pulgadas para la instalación sanitaria, en el plano 10 de 12 se puede ver con detalle la distribución de la tubería.

Se proponen catorce bajadas de agua pluvial para drenar el techo del edificio y el diámetro de cada una de ellas se calcula de la siguiente manera:

Por ser una superficie impermeable de techos se estimará una C (Relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área) de 1, debido a que se quiere 0 por ciento de infiltración.

$$I = \frac{5915,70}{5 + 35,8} = 144,45 \text{ mm/hora}$$

El área a drenar por cada bajada es de 69,60 metros cuadrados que es equivalente a 0,010 hectáreas.

$$Q = \frac{1 * 144,99 \frac{\text{mm}}{\text{hora}} * 0,00696 \text{ hectareas}}{360} = 2,80 \text{ litros/segundo}$$

Como se utilizará tubería de PVC se estima un coeficiente de rugosidad $n = 0.009$. Se estimará una pendiente de 1 por ciento, quedando:

$$D = \left(\frac{691\,000 * 2,80^{-3} \text{m}^3/\text{s} * 0,009}{0,01^{1/2}} \right)^{3/8} = 6,92 \text{ cms} = 2,72 \text{ pulgadas}$$

Se propone tubería de 3 pulgadas de diámetro de PVC.

2.2.16.3. Instalaciones eléctricas

Las instalaciones eléctricas son esenciales en las edificaciones, para el apoyo visual en las aulas, se dividen en iluminación y fuerza, a continuación se detallaran la distribución de los circuitos a utilizar.

2.2.16.3.1. Iluminación

Las actividades deportivas y recreativas requiere de un determinado nivel de iluminación en todas las áreas del espacio, el cual se analiza en función de la intensidad, brillo y distribución de la luz. Estos factores sirven de guía para el diseño de ventanas y de la cantidad de lámparas. Se distribuyeron 5 circuitos de iluminación, esto se distribuirá con 6 lámparas industriales de 220 voltios para la iluminación de la cancha y lámparas fluorescentes de neón de 40 watts cada candela.

La potencia unitaria de cada lámpara de neón es de 40 *watts*.

La potencia unitaria de cada lámpara de neón es de 400 *watts*.

El amperaje esta dado por: $\frac{\text{Watts}}{\text{Voltaje}}$

Se distribuyen en dos líneas las cuales estarán identificadas con L1 y L2, esto se hace para que la distribución en el tablero de alimentación este balanceado.

Cabe mencionar que la diferencia de amperios entre las líneas 1 y 2, no deber sobrepasar a las 10 unidades, esto se lograr observar cuando ya se tenga la distribución de los circuitos de fuerza.

La potencia se divide dentro de 120 voltios o 240 voltios, según sea el caso.

2.2.16.3.2. Fuerza

Cada tomacorriente se asumió con un consumo de 180 watts ya que no se tiene la certeza de lo que será conectado exactamente en el tomacorriente. Al igual que en los circuitos de iluminación se tiene como margen de seguridad un máximo de 10 tomacorrientes por circuito de 20 amperios.

Tabla LXI. Circuitos de iluminación y fuerza en polideportivo

Circuito	Descripción	Potencia unitaria	Unidades	Potencia total	total watts circuito	Voltaje voltios	L1 amperios	L2 amperios	Conductor	Flip-On
A	Iluminación	400	6	2400	2400	240	10,00	--	#12	1x20
B	Iluminación	40	8	320	320	120	2,67	--	#12	1x20
C	Iluminación	40	8	320	320	120	--	2,67	#12	1x20
D	Iluminación	40	4	160	160	120	--	1,33	#12	1x20
E	Iluminación	40	3	120	120	120	1,00	--	#12	1x20
F	Fuerza	180	7	1260	1260	120	10,50	--	#10	1x20
G	Fuerza	180	4	720	720	120	--	6,00	#10	1x20
H	Fuerza	180	7	1260	1260	120	--	10,50	#10	1x20
						suma	24,17	20,50		

Fuente: elaboración propia.

2.2.18. Presupuesto

A continuación se presenta el presupuesto del proyecto, se tienen los renglones de trabajo, la unidad de medida, la cantidad que se debe de trabajar, el precio unitario y costo del renglón de trabajo.

Tabla LXIII. **Presupuesto gimnasio polideportivo aldea Cerro de Oro**

GIMNASIO POLIDEPORTIVO, ALDEA DE ORO, SANTIAGO ATITLAN SOLOLA					
No.	RENLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO RENGLÓN
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,1	Bodega	m ²	60	Q 60,00	Q 3 600,00
1,2	Limpieza y chapeo	m ²	853,4	Q 15,46	Q 13 191,43
1,3	Trazo y estaqueado	m.l.	118,2	Q 35,86	Q 4 238,13
2	CIMENTOS				
2,1	Cimiento corrido CC1	ml	117,6	Q 300,40	Q 35 327,01
2,2	Cimiento corrido cc2	ml	35,95	Q 281,21	Q 10 109,48
2,3	Zapata 1.75x1.75x0.30	unidad	14	Q 3 158,88	Q 44 224,26
3	MUROS				
3,1	Levantado muro 19x19x39	m2	571	Q 227,27	Q 129 770,31
3,2	Levantado muro 14x19x39	m2	120	Q 209,86	
4	COLUMNAS				
4,1	Columna A 40X40 cms	unidad	44	Q 2 182,53	Q 96 031,32
4,2	Columna B	unidad	4	Q 1 967,80	Q 7 871,22
4,3	Columna C	unidad	24	Q 2 318,92	Q 55 654,16
5	SOLERAS				
5,1	Solera de humedad	ml	116	Q 238,54	Q 27 670,51
5,2	Solera intermedia	ml	484	Q 238,18	Q 115 276,81
5,3	Solera corona	ml	116	Q 250,85	Q 29 099,06
6	Techo				
6,1	Techo, lamina, costaneras y te	m2	812	Q 222,20	Q 180 425,02
7	Graderio				
7,1	Graderio	m2	178	Q 350,00	Q 62 300,00
8	Marco metalico				
8,1	Columnas y vigas de acero tipo W	unidad	8	Q 20 000,00	Q 160 000,00
9	Acabados				
9,1	Puertas	global	1	Q 26 675,25	Q 26 675,25
9,2	Ventanas	global	1	Q 32 995,25	Q 32 995,25
9,3	piso de concreto	m2	795	Q 97,12	Q 77 209,42
10	Sanitarios			Q -	
10	Inodoros	unidad	8	Q 950,00	Q 7 600,00
10	Lavamanos	unidad	8	Q 720,00	Q 5 760,00
10	Duchas	unidad	8	Q 350,00	Q 2 800,00
11	Instalaciones				
11	Iluminacion	global	1	Q 8 200,00	Q 8 200,00
11	Fuerza	global	1	Q 3 500,00	Q 3 500,00
11	Hidraulica	global	1	Q 3 500,00	Q 3 500,00
11	Sanitaria	global	1	Q 6 100,00	Q 6 100,00

Continuación de la tabla LXIII.

GIMNASIO POLIDEPORTIVO, ALDEA DE ORO, SANTIAGO ATITLAN SOLOLA					
No.	REGLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO REGLÓN
12	Limpieza final				
	Limpieza	m2	853,4	Q 10,30	Q 8 790,02
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q1 157 918,66
	Imprevistos 6%	Q	69 475,12		
	Administracion 10%	Q	115 791,87		
	Supervision 5%	Q	57 895,93		
	Utilidad 20%	Q	231 583,73		
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					Q1 574 769,37

Fuente: elaboración propia.

Nota: el tipo de cambio para el día 1 de febrero de 2 012 es de US \$1: Q 7,76, según <http://www.banguat.gob.gt/>.

3. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

En todo proyecto de construcción es importante realizar una evaluación del impacto ambiental que la construcción pueda tener, de esta forma se puede definir la mejor forma de preservar y proteger los recursos naturales. El objetivo es identificar y mitigar de la mejor forma posible los impactos que el proyecto producirá en el medio ambiente. El estudio de impacto ambiental verifica la alteración, modificación o cambio en el ambiente, o en alguno de sus componentes de cierta magnitud y complejidad originado o producido por los efectos de la acción o actividad humana.

A continuación se presenta una matriz en dónde se evalúa cada aspecto que pueda tener un impacto ambiental.

Siendo los valores:

- Sin impacto ambiental considerable
- Leve impacto ambiental
- Nivel medio de impacto ambiental
- Impacto ambiental considerable

Tabla LXIV. Matriz de impacto ambiental

Aspectos a evaluar		Evaluación	
Medio humano	Población	¿Se alterará la distribución de la población? ¿Existe riesgo real o potencial para la salud humana? ¿Estará expuesta la salud de la población? ¿Se tendrá efecto adverso en la economía local, salarios, empleo, etc? ¿Habrà conflicto entre la población con la construcción del proyecto? ¿Se producirán cambios en la diversidad vegetal? ¿se reducirá de forma significativa el número de individuos de especies vegetales? ¿Existirán barreras para el normal desarrollo de de las especies vegetales presentes? ¿Habrán daños sobre el hábitat de especies animales? ¿Existirá una barrera para la migración de especies animales? ¿Se tendrá amplia destrucción o desplazamiento del suelo? ¿Habrà impacto significativo sobre terrenos agrarios? ¿Habrán cambios en la forma del terreno, orillas o cauces de fuentes de agua? ¿Se tendrán vertidos en aguas superficiales o alteraciones en la calidad del agua? ¿Habrà cambios significativos en mantos freáticos? ¿Habrà contaminación en reservas públicas de agua? ¿Se tendrán alteraciones en el flujo, curso o caudal de aguas subterráneas? ¿Habrà contaminación de aguas subterráneas? ¿Habrà emisión de contaminantes que afecten de forma significativa la calidad del aire ambiental? ¿Se tendrá emisión de olores desagradables? ¿Habrà emisión de contaminantes clasificados como peligrosos? ¿Se utilizarán cantidades considerables de combustibles fósiles? ¿Aumentará considerablemente la demanda de las fuentes de energía? ¿Habrà aumento de niveles sonoros previos? ¿Estará la población más expuesta a ruidos molestos? ¿Se tendrán volúmenes considerables de residuos sólidos? ¿Tendrá el proyecto generación, transporte, almacenaje o eliminación de algún residuo peligroso?	0 0 0 0 0 2 1 1 1 0 1 2 0 1 0 0 0 0 0 1 0 1 1 2 0 1 0 1 2 0
	Salud		
	Economía		
	Reacción social		
Medio biótico	Flora		
	Fauna		
Medio abiótico	Suelo y topografía del suelo		
	Agua		
	Atmósfera y ambiente		
	Fuentes de energía		
Ruido	Exposición a ruido		
Residuos	Residuos sólidos		
	Residuos peligrosos		

Fuente: elaboración propia.

3.1. Medidas de mitigación

El propósito de las medidas de mitigación es la reducción de los riesgos y amenazas, es decir, la atenuación de los daños potenciales sobre la vida y los bienes. Para minimizar los efectos ocasionados en la construcción del presente proyecto, se deben tomar las precauciones siguientes:

Se deberá realizar una reforestación en las áreas aledañas a las edificaciones a construir, así como también se debe controlar las actividades de limpieza, chapeo y tala de árboles sólo en las áreas que sean estrictamente necesarias.

Trasladar el material de desperdicio en el menor tiempo posible al botadero seleccionado.

Cerrar un perímetro pertinente para que en el momento de la construcción este aislado y no cause molestias con la población.

Uso de agua para minimizar la generación de polvo.

Para evitar el desperdicio o derrame de concreto en el área del proyecto, se deben preparar solamente las cantidades requeridas para las labores a realizar.

Para evitar el daño al ambiente a causa de gases, humo y monóxido de carbono, se utilizará maquinaria en buen estado, para minimizar la contaminación.

CONCLUSIONES

1. Los proyectos garantizan calidad en su funcionamiento, puesto que para la elaboración de los mismos se han respetado de forma muy cautelosa las normas y parámetros de diseño nacionales e internacionales vigentes actualmente en Guatemala.
2. Los diseños realizados contribuirán con el desarrollo del municipio de Santiago Atitlán y directamente a la aldea Cerro de Oro, presentando soluciones en algunas de las necesidades y ayudando a la escolaridad de la población.
3. El diseño del edificio escolar posee gran cantidad de muros de pequeña longitud, debido a los requerimientos de área de iluminación natural y de ventilación, establecidos por el Ministerio de Educación. Lo anterior obliga a utilizar gran cantidad de columnas de pequeña sección.
4. El estudio de impacto ambiental indica que la realización de los proyectos traerá consecuencias solamente durante la fase de construcción y únicamente algunas pequeñas alteraciones por el ruido de los niños en las horas de descanso, por lo cual serán momentáneas y superficiales.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Santiago Atitlán, Sololá:

1. Es de suma importancia mencionar que cuando se ejecuten los proyectos se deberá contar con una supervisión calificada de los proyectos, para evitar errores y poner en riesgo la integridad de las personas que trabajarán en la obra.
2. Se deberán respetar las dimensiones de los elementos presentados en los planos constructivos adjuntos al informe, espesores mínimos de recubrimiento, y resistencia del concreto a elaborar.
3. La municipalidad deberá actualizar el presupuesto entregado debido a el alza de precio de los materiales de construcción.

BIBLIOGRAFÍA

1. ÁLVAREZ, Ricardo. *Programas para el análisis de estructuras de mampostería reforzada por los métodos simplista y realista*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2005. 221 p.
2. American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario ACI 318SR-05*. USA: ACI, 2005. 495 p.
3. American Institute of Steel Construction. *Manual of Steel Construction. Allowable Stress Design*. Volume I. 2 ed. Chicago, USA: AISC, 1992. 1993 p.
4. ARGUETA, Oscar. *Estudio sobre el comportamiento de muros de mampostería como estructura de edificios*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1980. 126 p.
5. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *AGIES Nr2 Normas estructurales de diseño recomendadas para la republica de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 1996. 30 p.
6. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *AGIES NSE -7.4, Mampostería Reforzada (Nr9:2000)*. Guatemala: 2010. 28 p.

7. BOWLES, Joseph E. *Diseño de acero estructural*. 4 ed. México, D.F: Limusa, 1993. 621 p.
8. COTÍ, Iván Alejandro. *Diseño de salón de usos múltiples, área recreativa y deportes, y pavimentos del acceso principal para la colonia el Maestro, Quetzaltenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 1997. 122p.
9. HARMSEN, Teodoro E. *Diseño de estructuras de concreto*. 3 ed. Perú: Pontificia Universidad Católica de El Perú Fondo Editorial, 2002. 697 p.
10. MCCORMAC, Jack C. *Diseño de estructuras metálicas*. 2 ed. México D.F: Alfaomega, 1991. 722 p.
11. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12 ed. Bogotá: McGraw- Hill, 1999. 706 p.

ANEXOS

Coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas

Relación A/B										
		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	Ca CM	0,036	0,018	0,018	0,027	0,027	0,033	0,027	0,02	0,023
	Cb CM	0,036	0,018	0,027	0,027	0,018	0,027	0,033	0,023	0,02
0,95	Ca CM	0,04	0,02	0,021	0,03	0,028	0,036	0,031	0,022	0,024
	Cb CM	0,033	0,016	0,025	0,024	0,015	0,024	0,031	0,021	0,017
0,90	Ca CM	0,045	0,022	0,025	0,033	0,029	0,039	0,035	0,25	26
	Cb CM	0,029	0,014	0,024	0,022	0,013	0,021	0,028	0,019	0,015
0,85	Ca CM	0,05	0,024	0,029	0,036	0,031	0,042	0,04	0,029	0,028
	Cb CM	0,026	0,012	0,022	0,019	0,011	0,017	0,025	0,07	0,013
0,80	Ca CM	0,056	0,026	0,034	0,039	0,032	0,045	0,045	0,035	0,029
	Cb CM	0,023	0,011	0,02	0,016	0,009	0,015	0,022	0,015	0,01
0,75	Ca CM	0,061	0,028	0,04	0,043	0,033	0,048	0,061	0,036	0,031
	Cb CM	0,019	0,009	0,018	0,013	0,007	0,012	0,02	0,013	0,007
0,70	Ca CM	0,068	0,03	0,046	0,0146	0,035	0,061	0,058	0,04	0,033
	Cb CM	0,016	0,007	0,016	0,011	0,005	0,009	0,017	0,011	0,006
0,65	Ca CM	0,074	0,032	0,054	0,05	0,036	0,054	0,065	0,044	0,034
	Cb CM	0,013	0,006	0,014	0,009	0,04	0,007	0,014	0,009	0,005
0,60	Ca CM	0,081	0,034	0,062	0,056	0,037	0,056	0,073	0,048	0,036
	Cb CM	0,01	0,004	0,011	0,007	0,003	0,006	0,012	0,007	0,004
0,55	Ca CM	0,088	0,035	0,071	0,056	0,038	0,058	0,081	0,052	0,037
	Cb CM	0,008	0,003	0,009	0,005	0,002	0,004	0,009	0,005	0,003
0,50	Ca CM	0,095	0,037	0,08	0,059	0,039	0,061	0,089	0,056	0,038
	Cb CM	0,006	0,002	0,007	0,004	0,001	0,003	0,007	0,004	0,002

Fuente: NILSON, Arthur H. Diseño de estructura de concreto. p. 379.

Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Coeficientes para momentos positivos debido a carga viva en losas

Relación A/B										
		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	Ca CM	0,036	0,027	0,027	0,032	0,032	0,035	0,032	0,028	0,03
	Cb CM	0,036	0,027	0,032	0,032	0,027	0,032	0,035	0,03	0,028
0,95	Ca CM	0,04	0,03	0,031	0,035	0,034	0,038	0,036	0,031	0,032
	Cb CM	0,033	0,025	0,029	0,029	0,024	0,029	0,032	0,027	0,025
0,90	Ca CM	0,045	0,034	0,035	0,039	0,037	0,042	0,04	0,035	0,036
	Cb CM	0,029	0,022	0,027	0,026	0,021	0,025	0,029	0,024	0,022
0,85	Ca CM	0,05	0,037	0,04	0,043	0,041	0,046	0,045	0,04	0,039
	Cb CM	0,026	0,019	0,024	0,023	0,019	0,022	0,026	0,022	0,02
0,80	Ca CM	0,056	0,041	0,045	0,048	0,044	0,051	0,051	0,044	0,042
	Cb CM	0,023	0,017	0,022	0,02	0,016	0,019	0,023	0,019	0,017
0,75	Ca CM	0,061	0,045	0,051	0,052	0,047	0,055	0,056	0,049	0,046
	Cb CM	0,019	0,014	0,019	0,016	0,013	0,016	0,02	0,016	0,013
0,70	Ca CM	0,068	0,049	0,057	0,057	0,051	0,06	0,065	0,054	0,05
	Cb CM	0,016	0,012	0,016	0,014	0,011	0,013	0,017	0,014	0,011
0,65	Ca CM	0,074	0,053	0,064	0,062	0,055	0,064	0,07	0,059	0,054
	Cb CM	0,013	0,01	0,014	0,011	0,009	0,01	0,014	0,011	0,009
0,60	Ca CM	0,081	0,058	0,071	0,067	0,059	0,068	0,077	0,0165	0,059
	Cb CM	0,01	0,007	0,011	0,009	0,007	0,008	0,011	0,009	0,007
0,55	Ca CM	0,088	0,062	0,08	0,072	0,063	0,073	0,085	0,07	0,063
	Cb CM	0,008	0,006	0,009	0,007	0,005	0,006	0,009	0,007	0,006
0,50	Ca CM	0,095	0,066	0,088	0,077	0,067	0,078	0,092	0,076	0,067
	Cb CM	0,006	0,004	0,007	0,005	0,004	0,005	0,007	0,005	0,004

Fuente: NILSON, Arthur H. Diseño de estructura de concreto. p. 380.

Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Relación de carga W que se transmiten en las direcciones la y lb para calcular el cortante en la losa y las cargas en los apoyos

Relación A/B										
		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	Wa	0,5	0,5	0,17	0,5	0,83	0,71	0,29	0,33	0,67
	Wb	0,5	0,5	0,83	0,5	0,17	0,29	0,71	0,67	0,33
0,95	Wa	0,55	0,55	0,2	0,55	0,86	0,75	0,33	0,38	0,71
	Wb	0,45	0,45	0,8	0,45	0,14	0,25	0,67	0,62	0,29
0,90	Wa	0,6	0,6	0,23	0,6	0,88	0,79	0,38	0,43	0,75
	Wb	0,4	0,4	0,77	0,4	0,12	0,21	0,62	0,57	0,25
0,85	Wa	0,66	0,66	0,28	0,66	0,9	0,83	0,43	0,49	0,79
	Wb	0,4	0,34	0,72	0,34	0,1	0,17	0,57	0,51	0,21
0,80	Wa	0,71	0,71	0,33	0,71	0,92	0,86	0,49	0,55	0,83
	Wb	0,29	0,29	0,67	0,29	0,08	0,14	0,51	0,45	0,17
0,75	Wa	0,76	0,76	0,39	0,76	0,94	0,88	0,56	0,61	0,86
	Wb	0,24	0,24	0,61	0,24	0,06	0,12	0,44	0,39	0,14
0,70	Wa	0,81	0,81	0,45	0,81	0,95	0,91	0,62	0,68	0,89
	Wb	0,19	0,19	0,55	0,19	0,05	0,09	0,38	0,32	0,11
0,65	Wa	0,85	0,85	0,53	0,85	0,96	0,93	0,69	0,74	0,92
	Wb	0,15	0,15	0,47	0,15	0,04	0,07	0,31	0,26	0,08
0,60	Wa	0,89	0,89	0,61	0,89	0,97	0,95	0,76	0,8	0,94
	Wb	0,11	0,11	0,39	0,11	0,03	0,05	0,24	0,2	0,06
0,55	Wa	0,92	0,92	0,68	0,92	0,98	0,96	0,81	0,85	0,95
	Wb	0,08	0,08	0,31	0,08	0,02	0,04	0,19	0,15	0,05
0,50	Wa	0,94	0,94	0,76	0,94	0,99	0,97	0,86	0,89	0,97
	Wb	0,03	0,06	0,24	0,06	0,01	0,03	0,14	0,11	0,03

Fuente: NILSON, Arthur H. Diseño de estructura de concreto. p. 382.

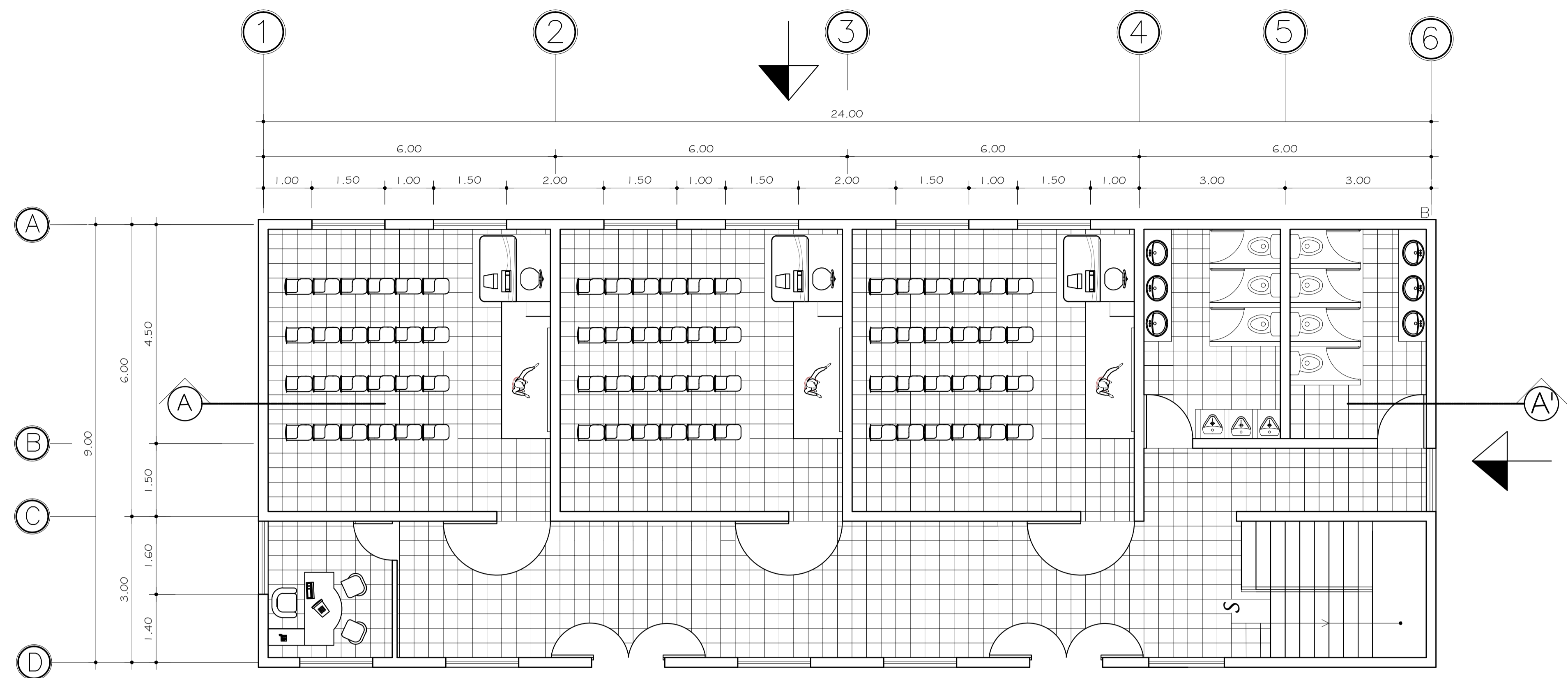
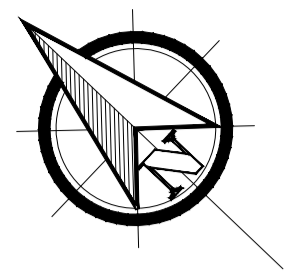
Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Coeficientes para momentos negativos en losas

Relación A/B										
		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1,00	Ca -		0,045		0,05	0,075	0,71		0,033	0,061
	Cb -		0,045	0,076	0,05		0,29	0,071	0,061	0,033
0,95	Ca -		0,05		0,055	0,079	0,75		0,038	0,065
	Cb -		0,041	0,072	0,045		0,25	0,067	0,056	0,029
0,90	Ca -		0,055		0,06	0,08	0,79		0,043	0,068
	Cb -		0,037	0,07	0,04		0,21	0,062	0,052	0,025
0,85	Ca -		0,06		0,066	0,082	0,83		0,049	0,072
	Cb -		0,031	0,065	0,034		0,17	0,057	0,046	0,021
0,80	Ca -		0,065		0,071	0,083	0,86		0,055	0,075
	Cb -		0,027	0,061	0,029		0,14	0,051	0,041	0,017
0,75	Ca -		0,069		0,076	0,085	0,88		0,061	0,078
	Cb -		0,022	0,056	0,024		0,12	0,044	0,036	0,014
0,70	Ca -		0,074		0,081	0,086	0,91		0,068	0,081
	Cb -		0,017	0,05	0,019		0,09	0,038	0,029	0,011
0,65	Ca -		0,077		0,085	0,087	0,93		0,074	0,083
	Cb -		0,014	0,043	0,015		0,07	0,031	0,024	0,008
0,60	Ca -		0,081		0,089	0,088	0,95		0,08	0,085
	Cb -		0,01	0,035	0,011		0,05	0,024	0,018	0,006
0,55	Ca -		0,084		0,092	0,089	0,96		0,085	0,086
	Cb -		0,007	0,028	0,008		0,04	0,019	0,014	0,005
0,50	Ca -		0,086		0,094	0,09	0,97		0,089	0,88
	Cb -		0,006	0,022	0,006		0,03	0,014	0,01	0,003

Fuente: NILSON, Arthur H. Diseño de estructura de concreto. p. 383.

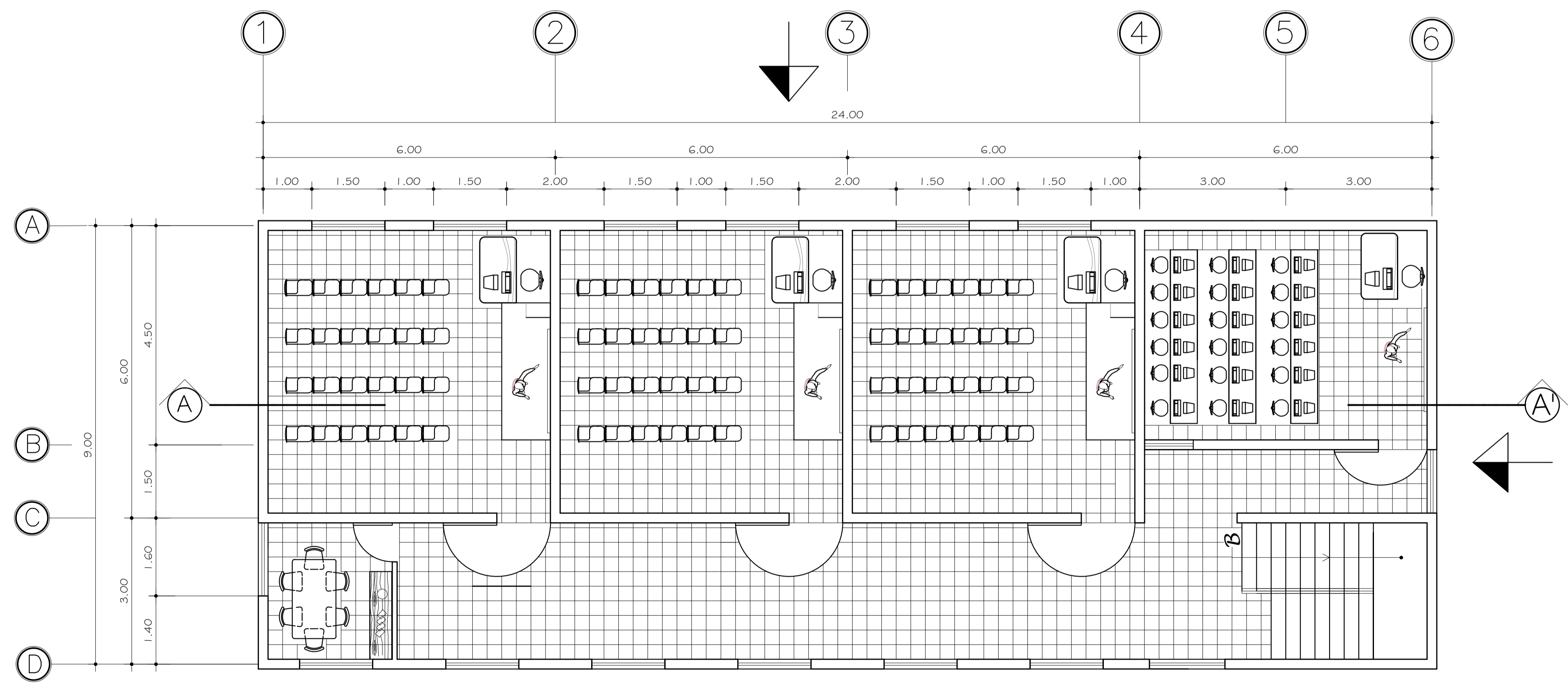
Un borde achurado indica que la losa continua a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.



PLANTA AMUEBLADA PRIMER NIVEL

ESCALA: 1:75

↑ INDICA ELEVACIÓN
 A INDICA SECCIÓN



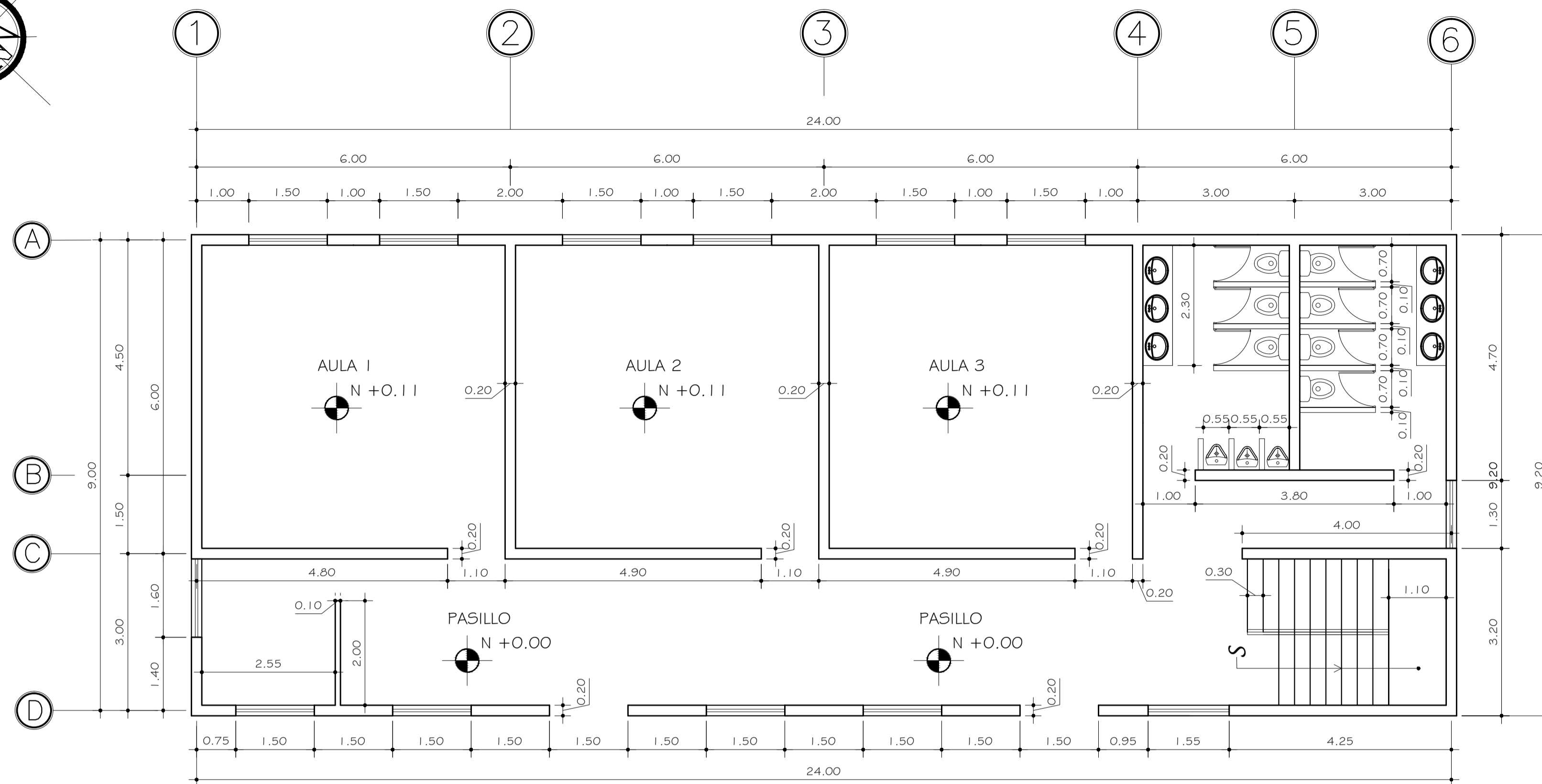
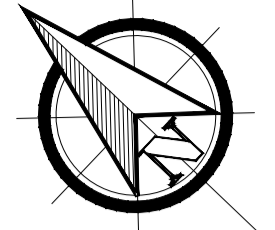
PLANTA AMUEBLADA SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1:75



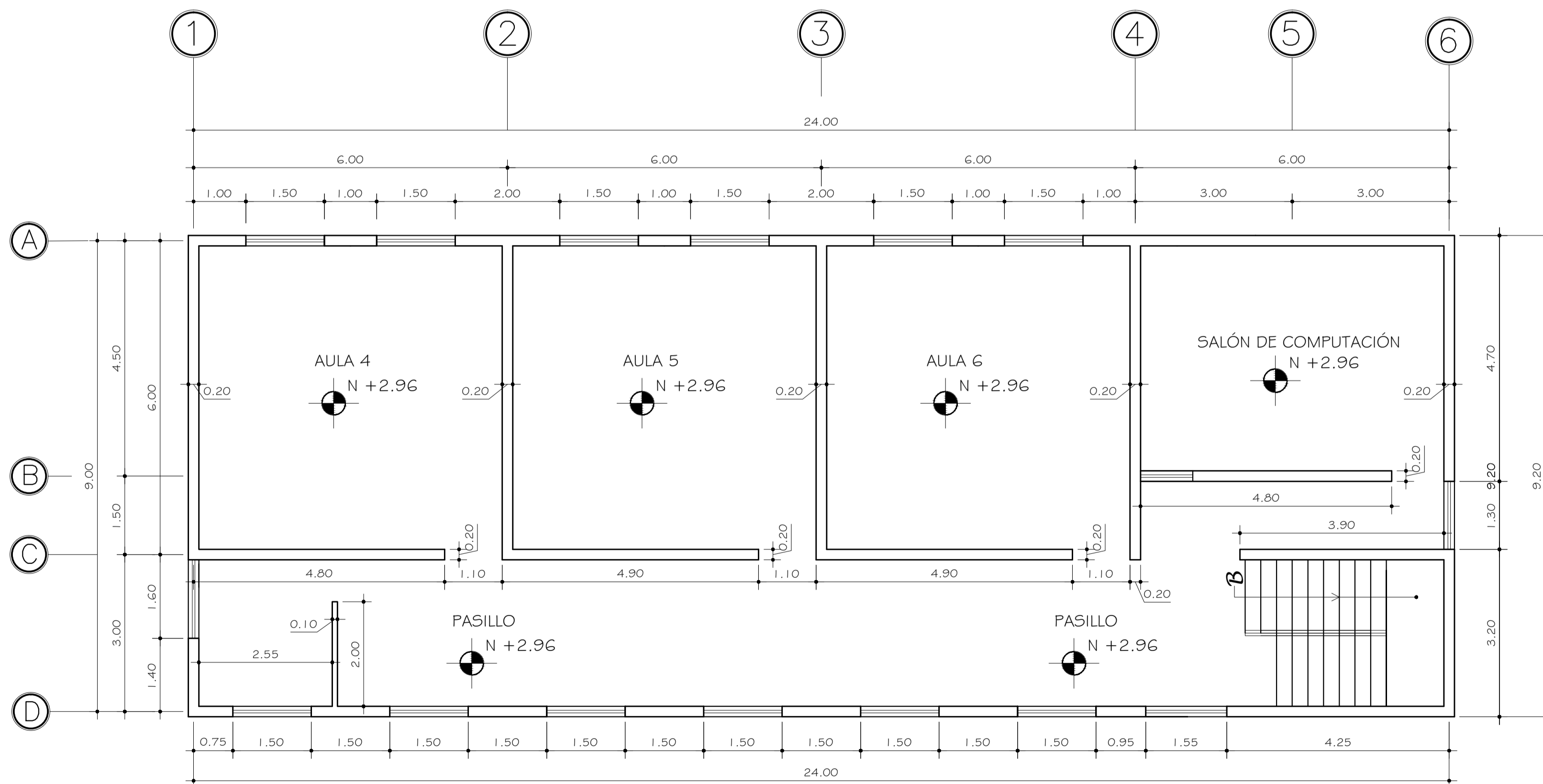
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO		ESCALA INDICADA
NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ	CARNÉ 2005-15862	FECHA AGOSTO 2011
DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ	CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ	DIBUJO LUIS ANTONIO MENDEZ
CONTENIDO PLANTA AMUEBLADA		HOJA ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ ASESOR SUPERVISOR		1/5 1/14
LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERIA		



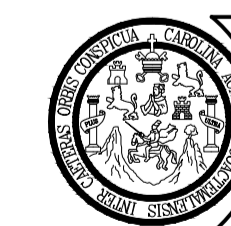
PLANTA ACOTADA PRIMER NIVEL

ESCALA: 1:75



PLANTA ACOTADA SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1:75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO
DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA
INDICADA

NOMBRE
LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO CARNÉ 2005-15862

FECHA
AGOSTO 2011

DISEÑO
LUIS ANTONIO MENDEZ

CALCULO
LUIS ANTONIO MENDEZ

DIBUJO
LUIS ANTONIO MENDEZ

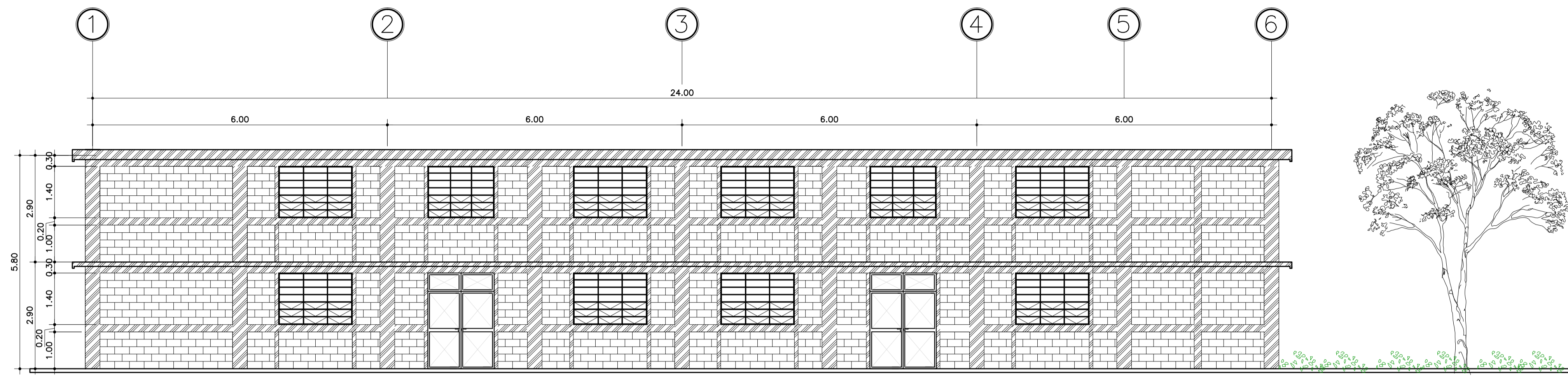
CONTENIDO
PLANTA ACOTADA

HOJA
ARQUITECTURA
ESTRUCTURAS
INSTALACIONES

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ
ASESOR SUPERVISOR

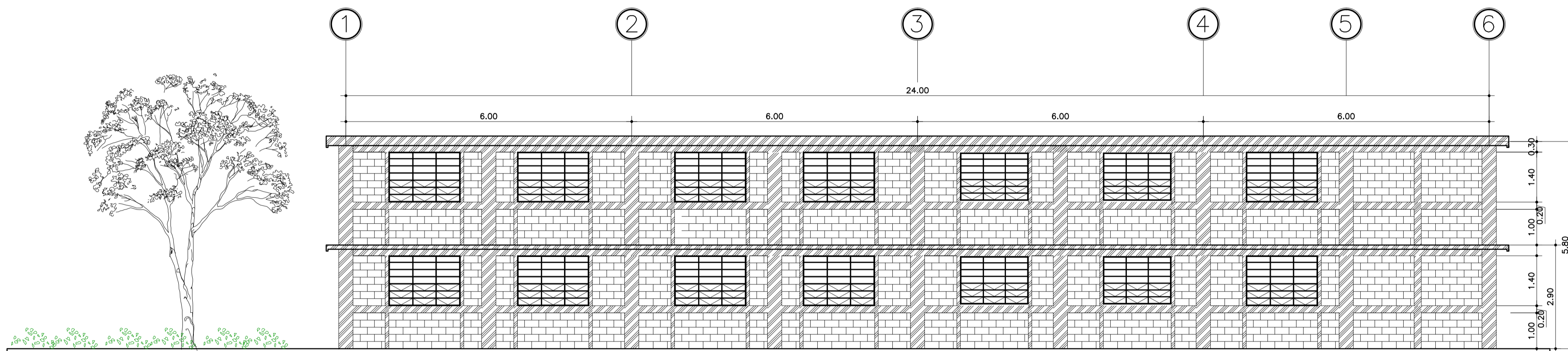
LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO
EPESISTA DE INGENIERÍA

2/5 2/4



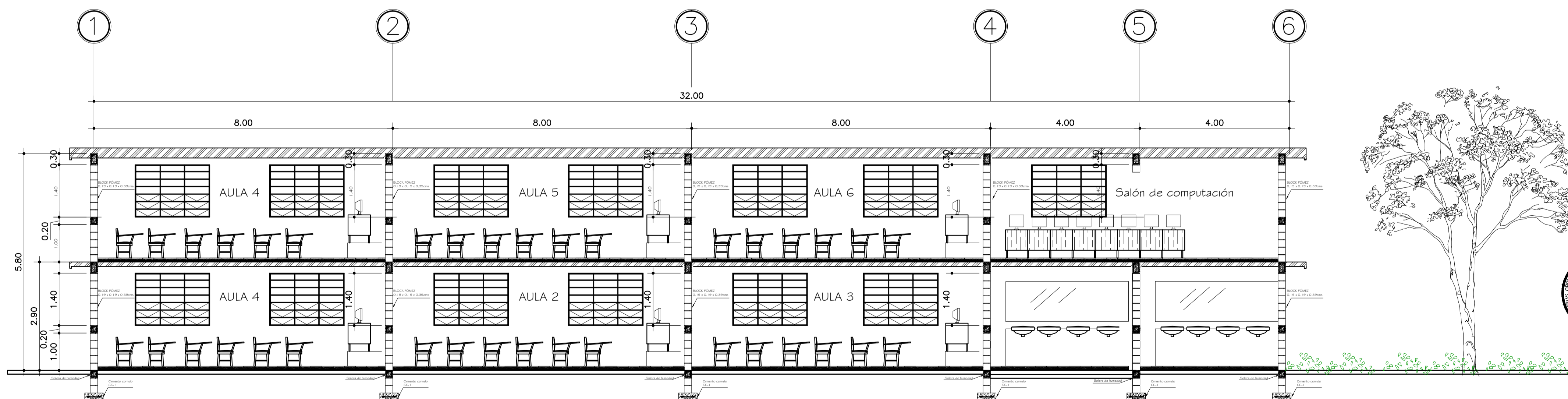
ELEVACIÓN FRONTAL

ESCALA: 1:75



ELEVACION TRASERA

ESCALA: 1:75



SECCION A-A'

ESCALA: 1:75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO
DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA
INDICADA

NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO CARNÉ 2005-15862

FECHA
AGOSTO 2011

DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ DIBUJO LUIS ANTONIO MENDEZ

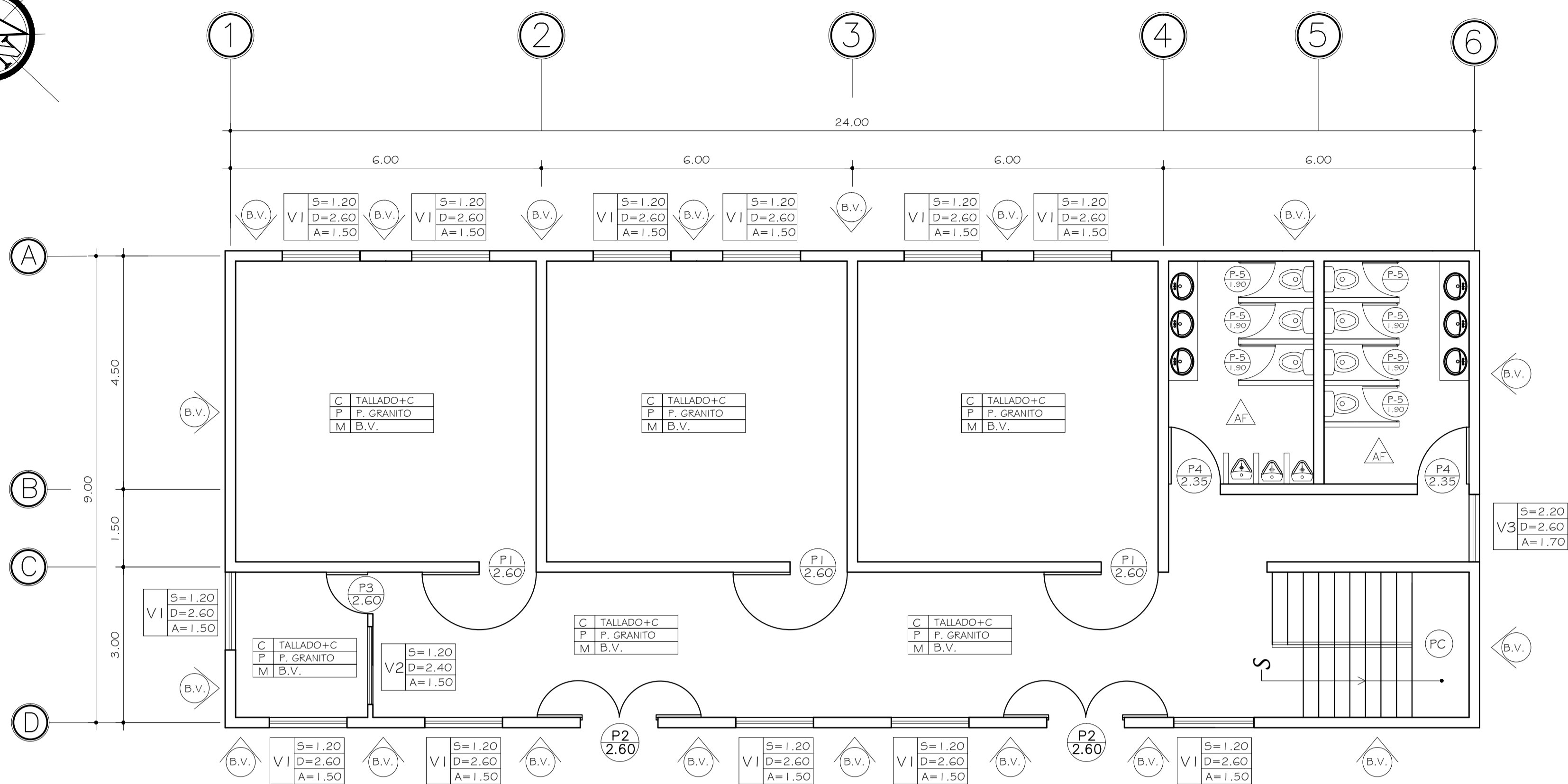
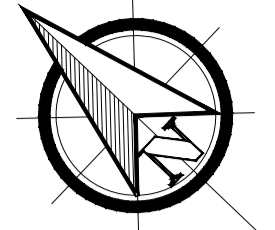
CONTENIDO
ELEVACIONES Y SECCIONES

HOJA
ARQUITECTURA
ESTRUCTURAS
INSTALACIONES

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ
ASESOR SUPERVISOR

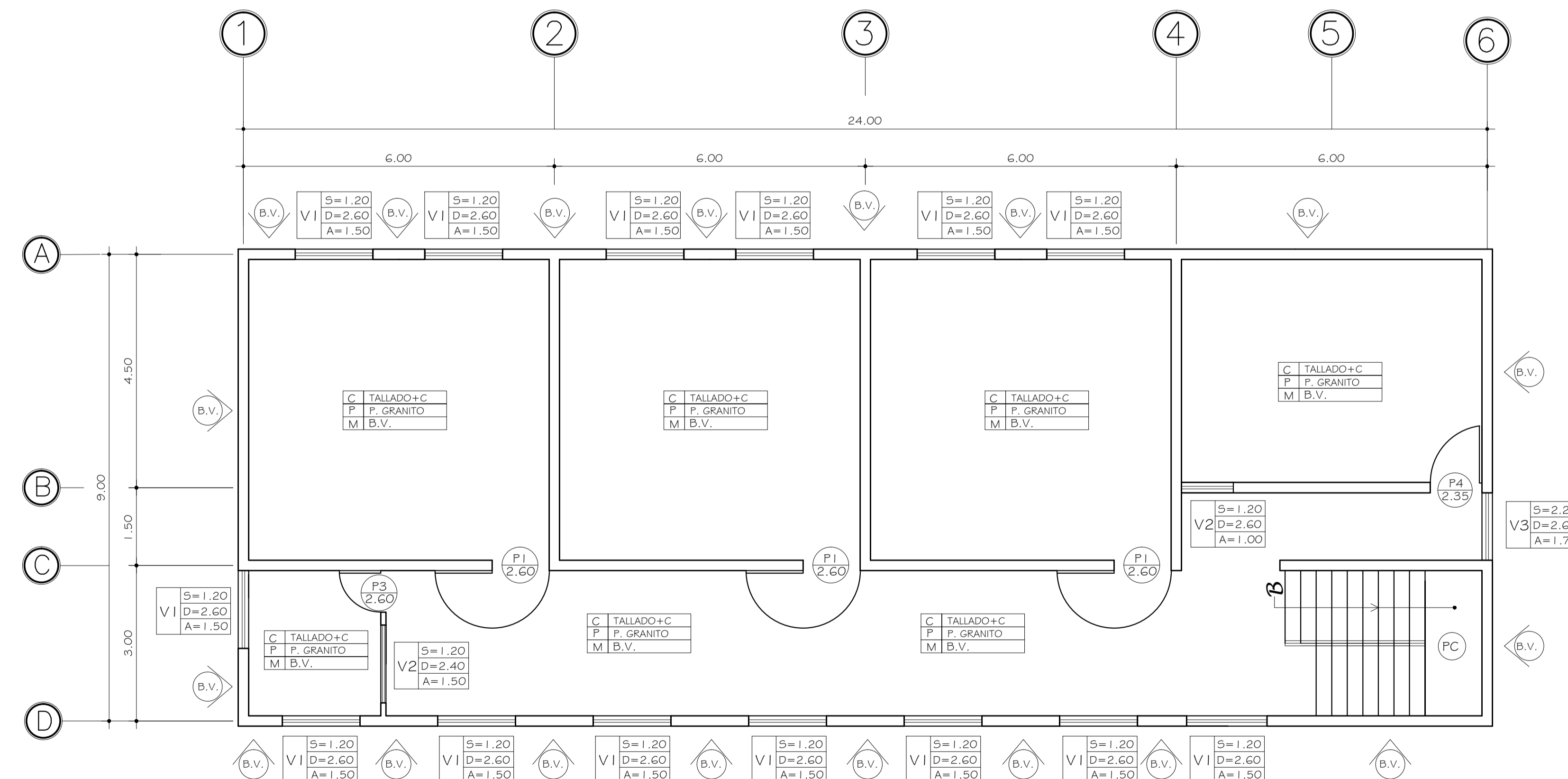
LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO
EPESISTA DE INGENIERÍA

3/5 3/4



PLANTA DE ACABADOS PRIMER NIVEL

ESCALA: 1:75



PLANTA DE ACABADOS SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1:75

SIMBOLOGÍA ACABADOS

SÍMBOLOS	DESCRIPCIÓN
	ACABADO EXTERIOR BLOCK VISTO
	ACABADO FINAL EN BAÑOS CEMENTO ALISADO, ALTURA= 1.50 mt SOBRE EL NIVEL DE PISO
	ACABADOS EN CIELO (C), PISO (P) Y MUROS (M) CIELO TALLADO MAS CERNIDO PISO PISO DE GRANITO DE 0.30*0.30 mts. MUROS INTERIORES BLOCK VISTO, COLUMNAS Y SOLERAS TALLADAS
	ESCALONES PISO DE CONCRETO

SIMBOLOGÍA PUERTAS Y VENTANAS

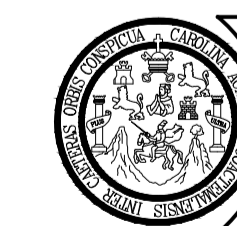
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	INDICA TIPO DE LA PUERTA INDICA ALTURA DINTEL DE LA PUERTA		INDICA TIPO DE VENTANA INDICA SILLAR INDICA ANCHO

PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	SILLAR	DINTEL	ANCHO	UNIDADES	ALTURA	MATERIAL
V - 1	1.20	2.60	1.50	14	1.40	METAL + VIDRIO 5 mm
V - 2	1.20	2.40	1.50	2	1.20	METAL + VIDRIO 5 mm
V - 3	1.20	2.60	1.00	1	1.40	METAL + VIDRIO 5 mm

PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDADES	UNIDADES	HOJAS	UBICACIÓN	OBSERVACIONES
P - 1	1.10	2.60	6	METAL + VIDRIO	1	AULAS	INCLUYE SOBREMARCO DE 0.40 CMS
P - 2	1.80	2.60	2	METAL	2	ENTRADA PRINCIPAL	INCLUYE SOBREMARCO DE 0.40 CMS
P - 3	0.80	2.10	2	METAL	1	DIRECCIÓN Y SALÓN DE PROFESORES	-----
P - 4	1.00	2.10	2	METAL	1	ENTRADA SERVICIOS SANITARIOS	-----
P - 5	0.70	1.80	7	METAL	1	ENTRADA A INODOROS	-----



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO	ESCALA INDICADA
NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO CARNÉ 2005-15862	FECHA AGOSTO 2011
DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ	CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ
CONTENIDO PLANTA ACABADOS	
HOJA ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES	
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLZ ASESOR SUPERVISOR	LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERIA

4/5 4/4

NOTA:

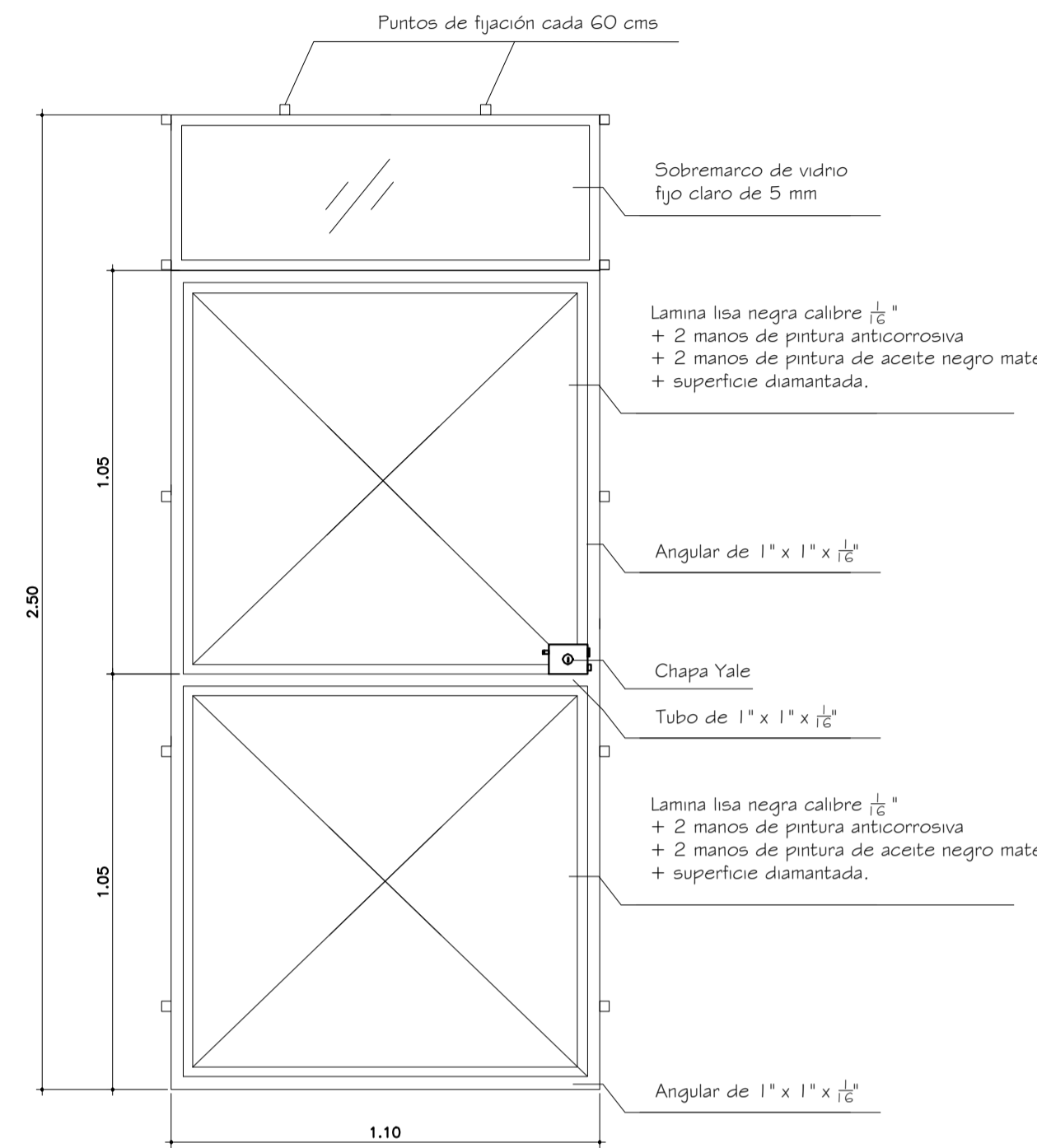
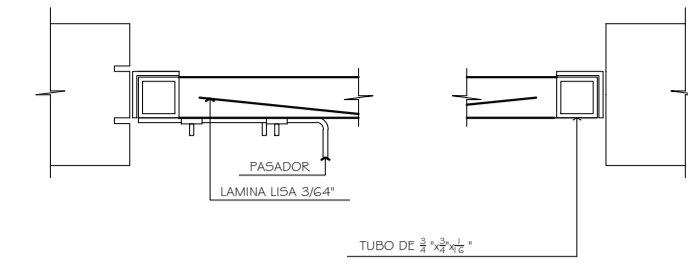
-Las ventanas tendrán la siguiente estructura: angular de 1" x 1" x 1/8" + Tee de 1" x 1" x 1/8" con vidrio transparente de 5mm de espesor. Deberá tener dos manos de pintura anticorrosiva, color gris + dos manos de pintura de aceite negra código: 8400-G4 marca CORONA.

-Las ventanas deberán de ir pegadas con silicón color blanco

-La estructura de las puertas de metal serán de: angular de metal de 1 1/2" + tubo cuadrado de hierro negro de 1 1/4" x 1 1/4", chapa yale, y el forro será una lámina lisa negra calibre 1/16" + 2 manos de pintura anticorrosiva + 2 manos de pintura de aceite negro, la superficie será diamantada.

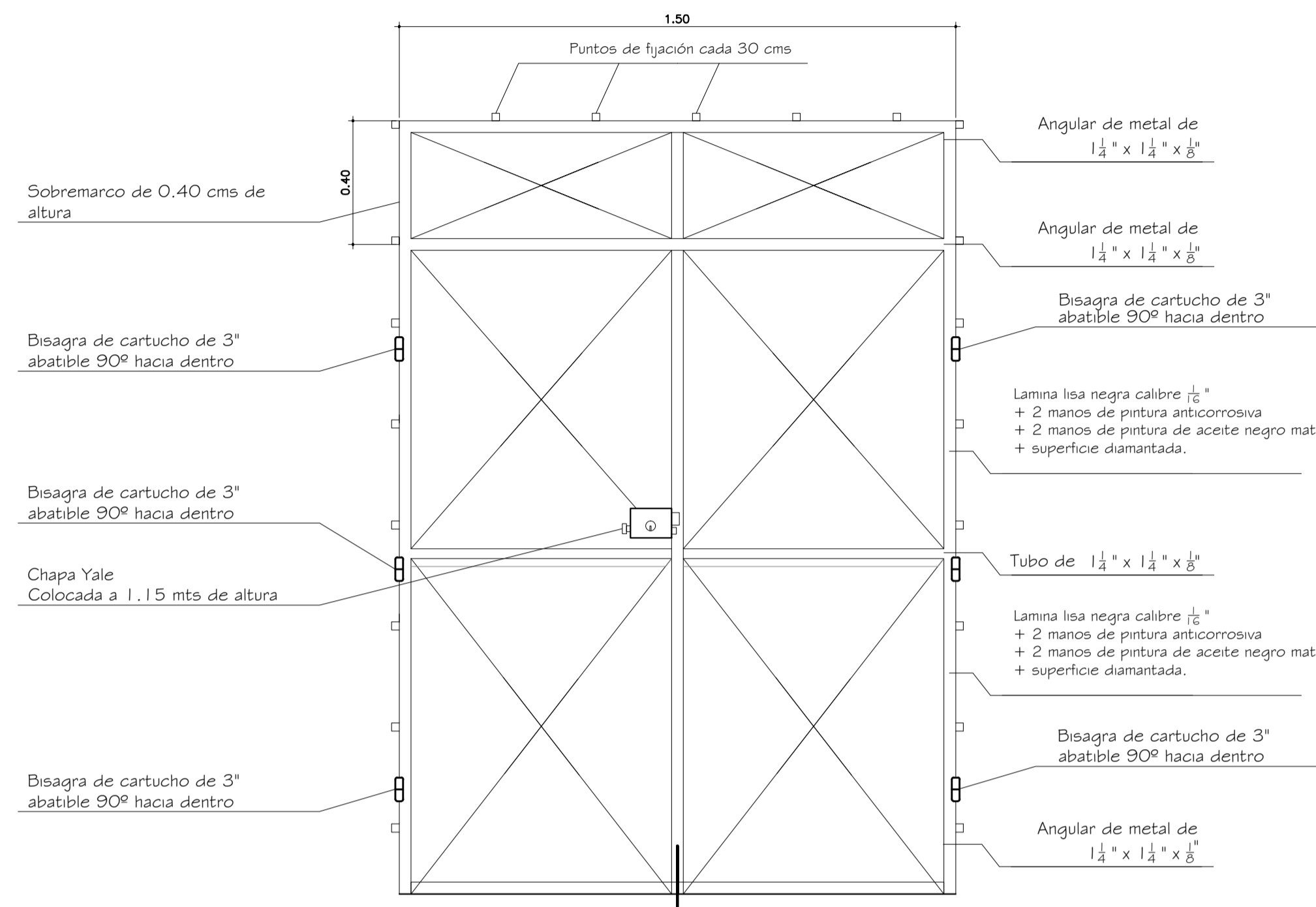
DETALLE DE PASADOR EN P-G

SIN ESCALA



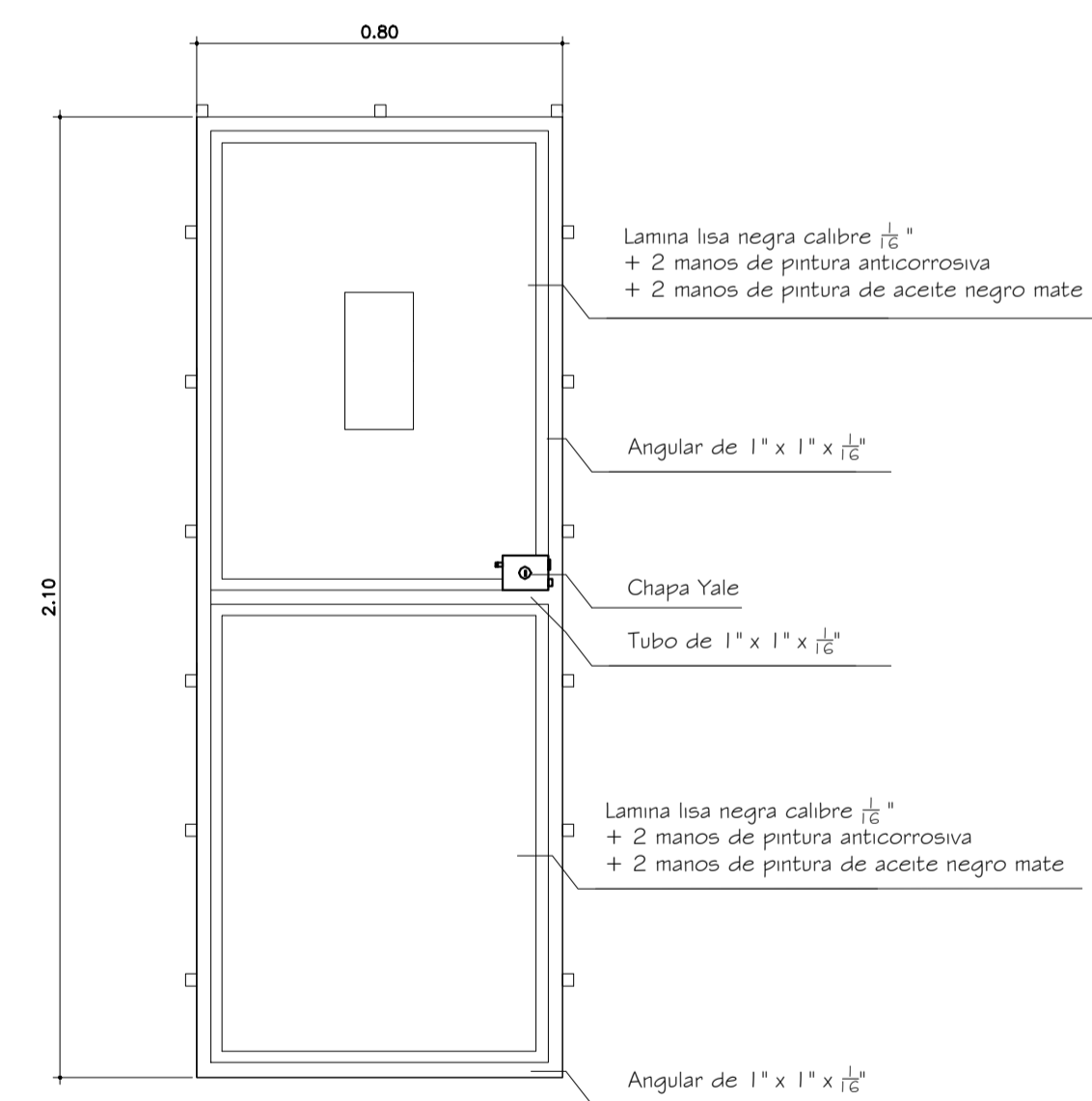
PUERTA P-1

ESCALA: 1:20



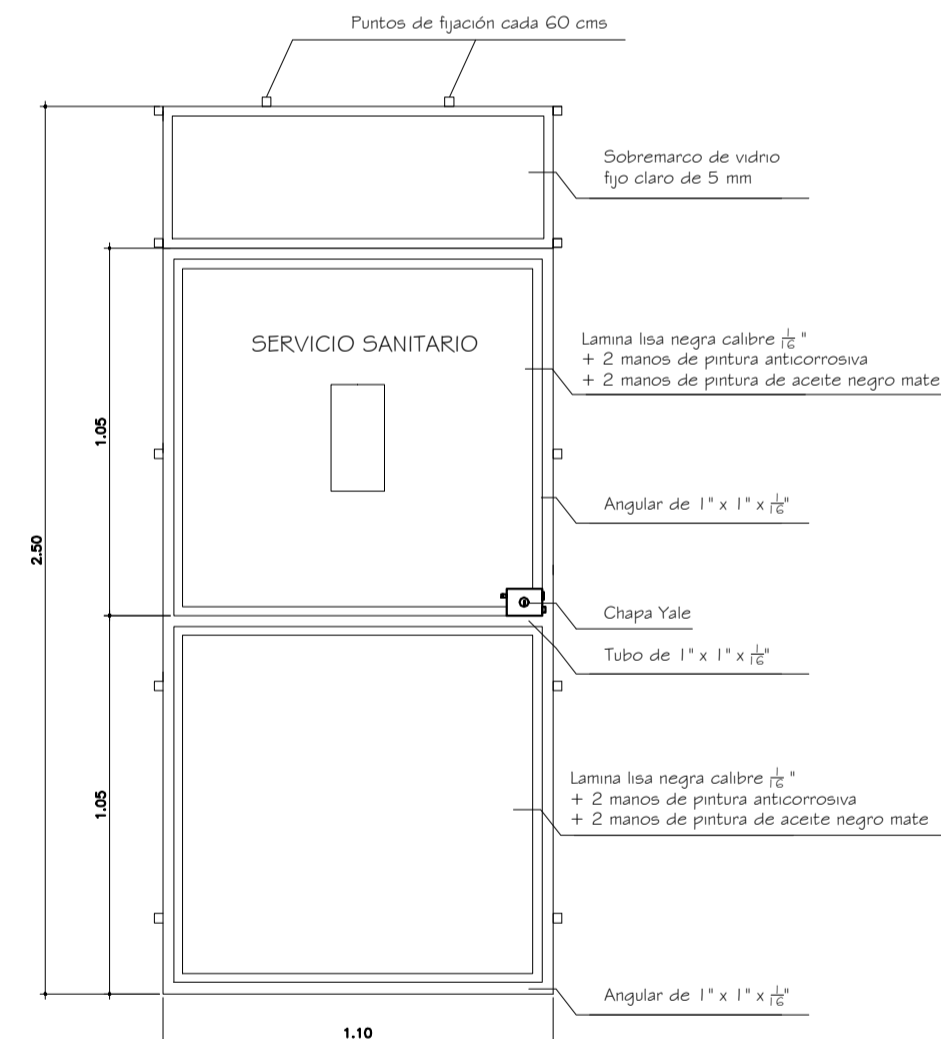
PUERTA P-2

ESCALA: 1:20



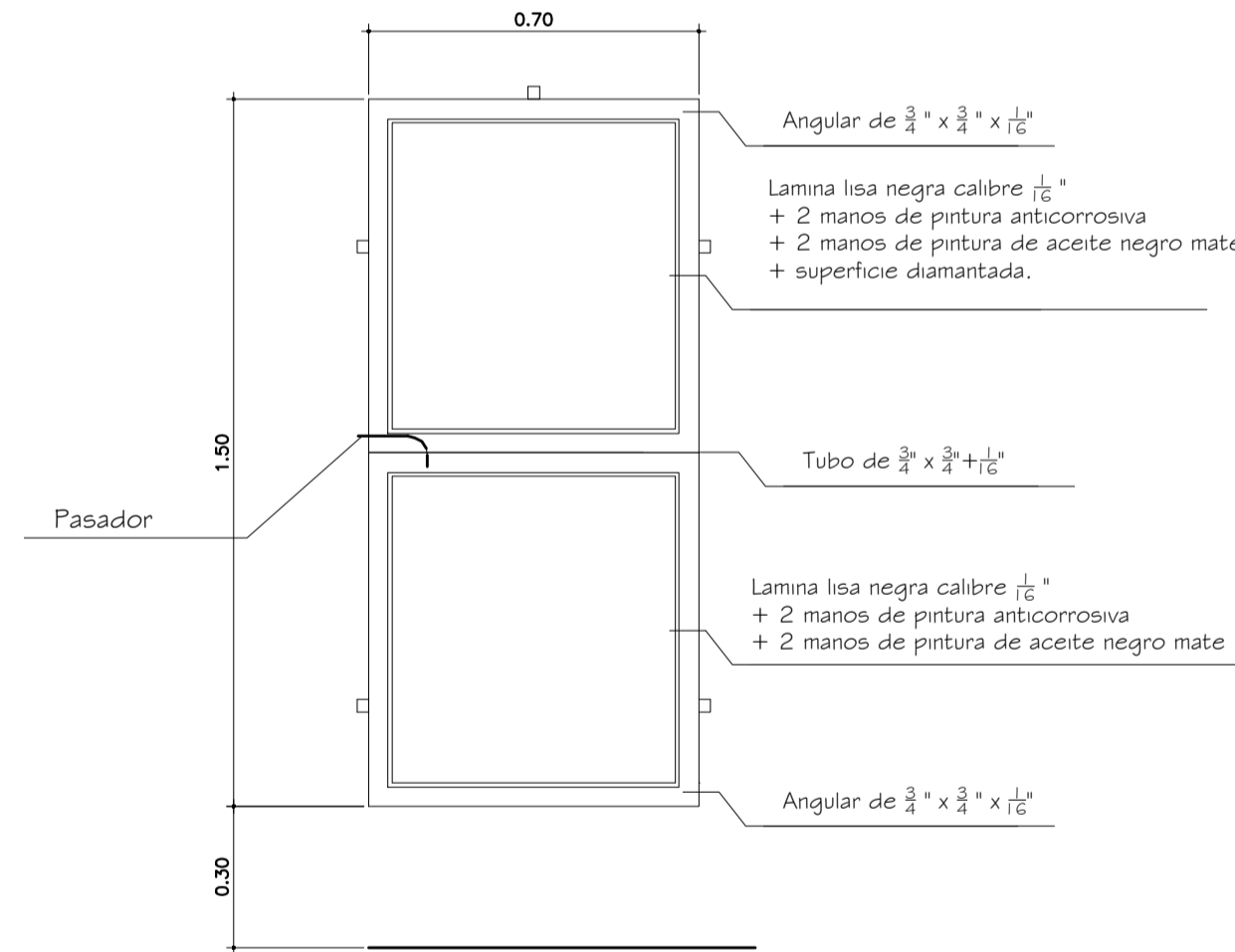
PUERTA P-3

ESCALA: 1:20



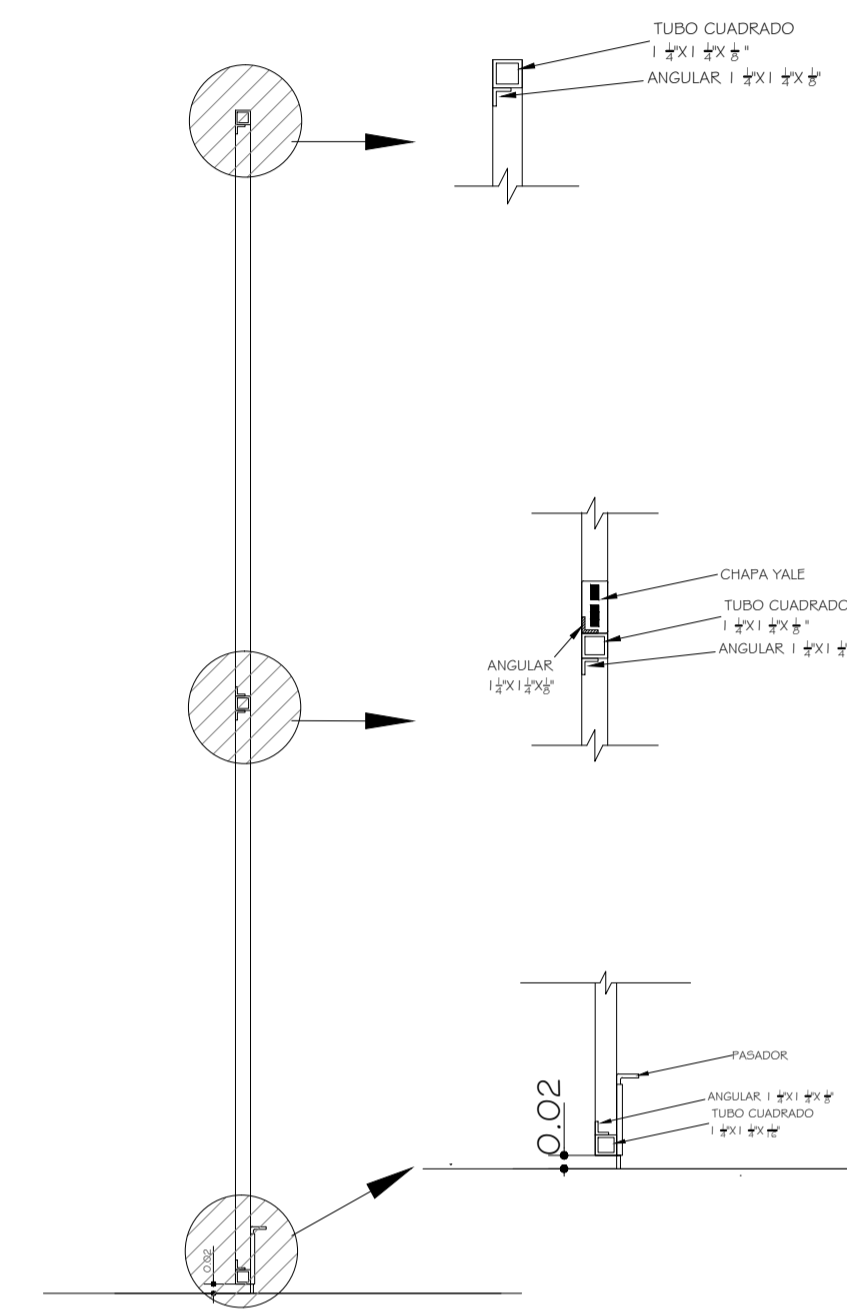
PUERTA P-4

ESCALA: 1:20



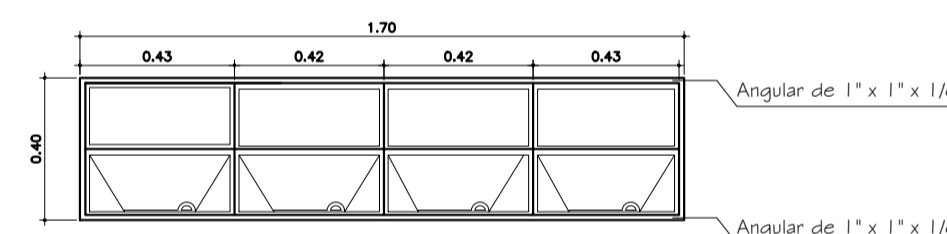
PUERTA P-5

ESCALA: 1:20



CORTE A-A'

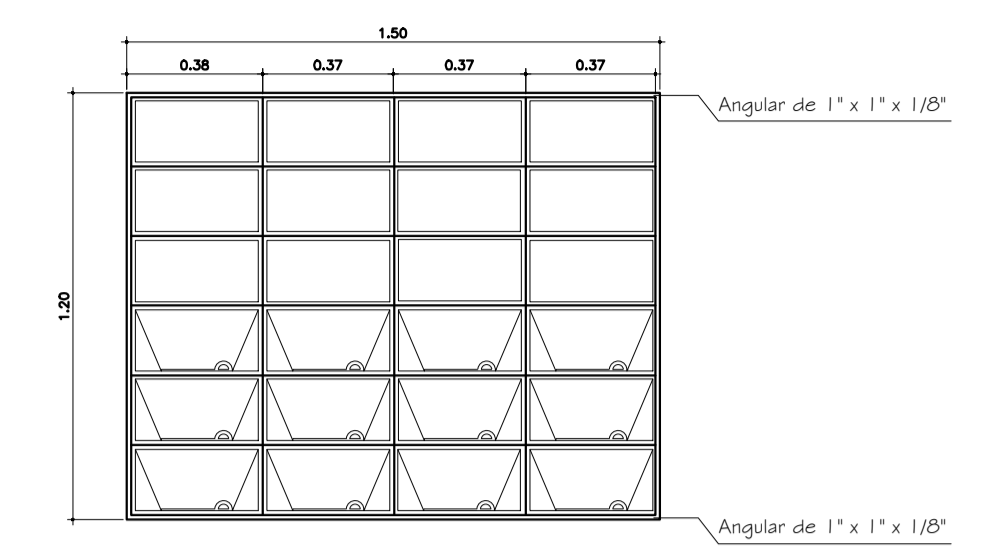
SIN ESCALA



VENTANA TIPO V-3

SILLAR: 1.20 mts. SNPT
DINTEL: 2.40 mts. SNPT

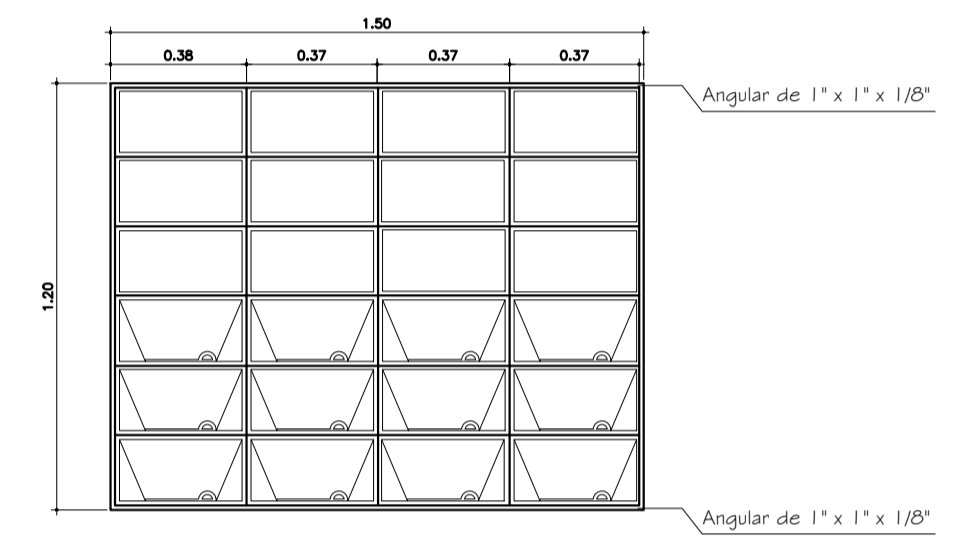
ESCALA: 1:20



VENTANA TIPO V-1

SILLAR: 1.20 mts. SNPT
DINTEL: 2.60 mts. SNPT

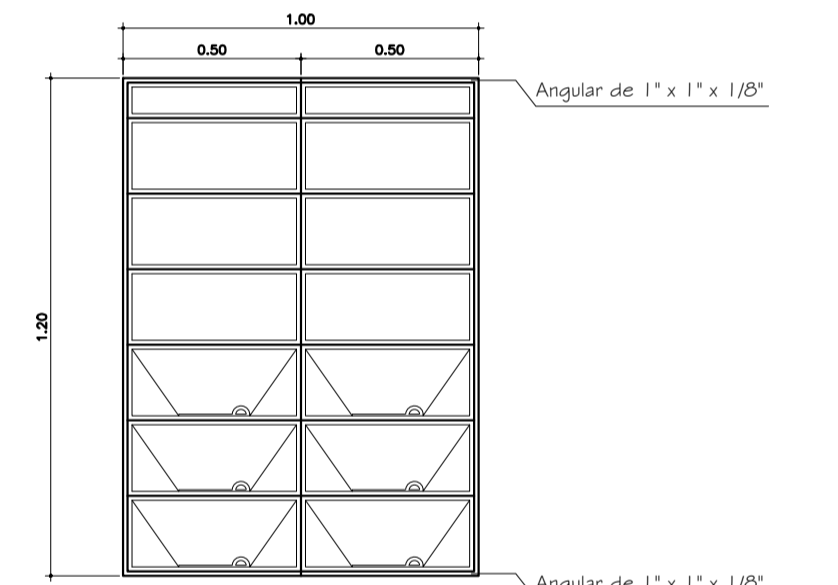
ESCALA: 1:20



VENTANA TIPO V-2

SILLAR: 1.20 mts. SNPT
DINTEL: 2.40 mts. SNPT

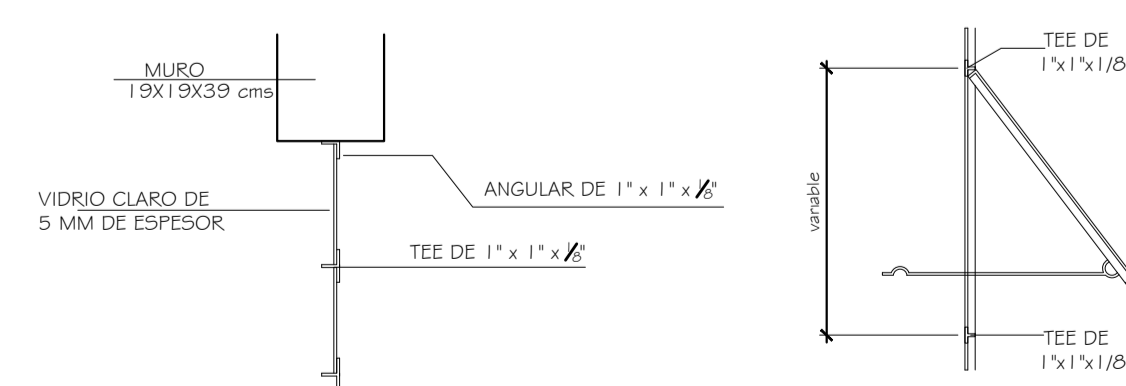
ESCALA: 1:20



VENTANA TIPO V-3

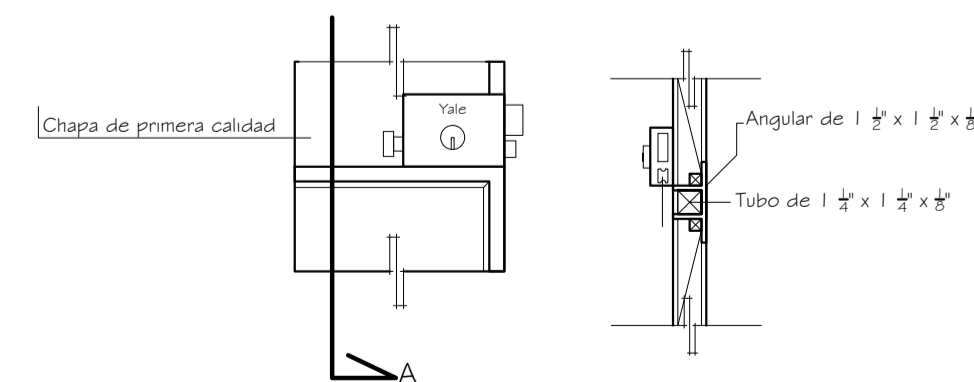
SILLAR: 1.20 mts. SNPT
DINTEL: 2.40 mts. SNPT

ESCALA: 1:20



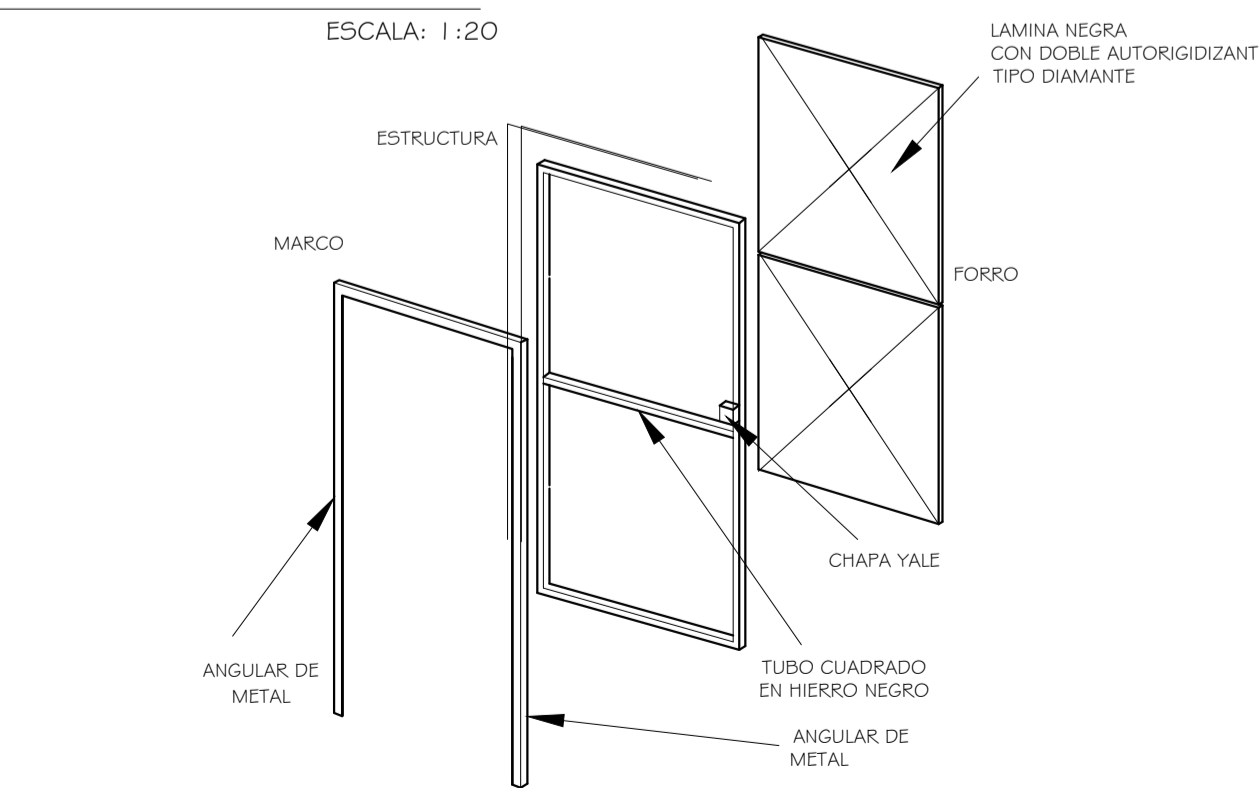
DETALLE DEL ABATIMIENTO

SIN ESCALA



DETALLE DE CHAPA

SIN ESCALA



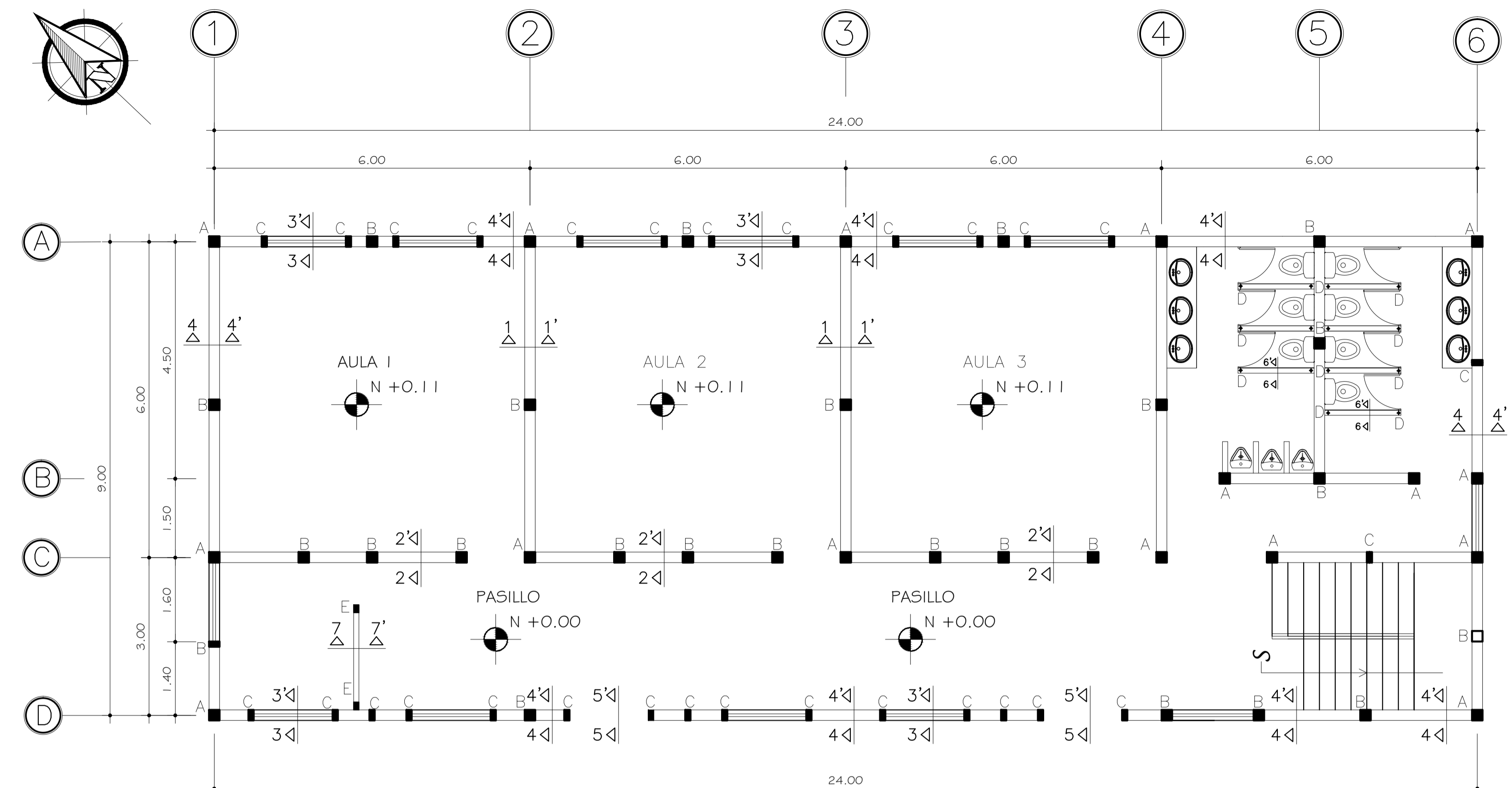
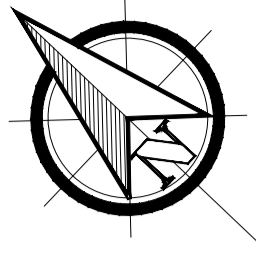
ISOMETRICO DE ESTRUCTURA DE PUERTAS

SIN ESCALA



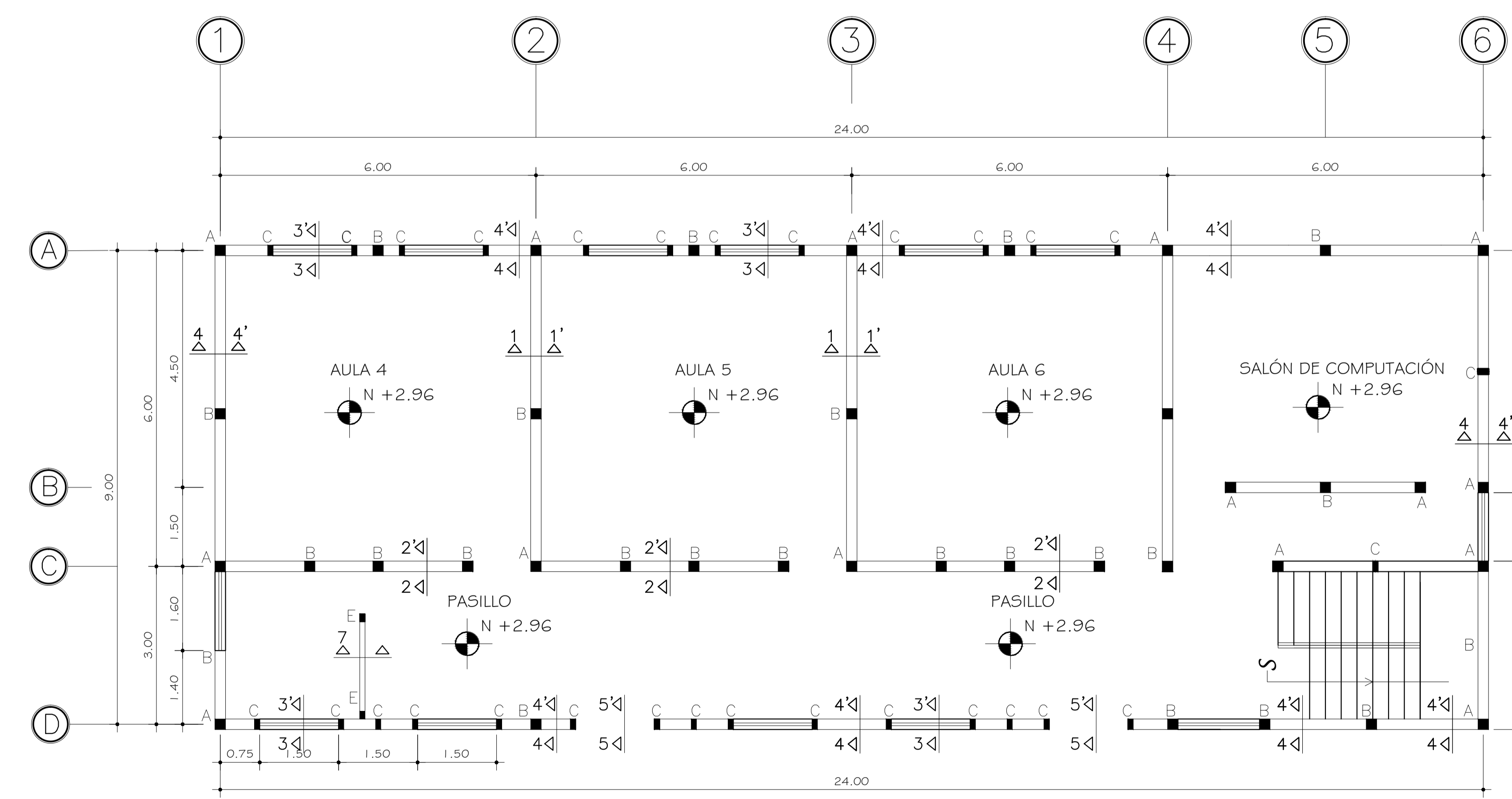
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO		ESCALA INDICADA
NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO		CARNÉ 2005-15862
FECHA AGOSTO 2011	DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ	
CONTENIDO DETALLES DE ACABADOS		HOJA ARQUITECTURA
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLZ ASESOR SUPERVISOR		LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO INGENIERO DE INGENIERIA
5/5		5/14



PLANTA DE COLUMNAS PRIMER NIVEL

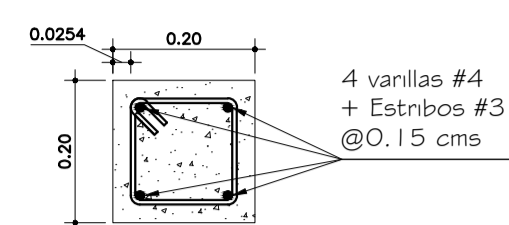
ESCALA: 1:75



PLANTA DE COLUMNAS SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1:75

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1.3



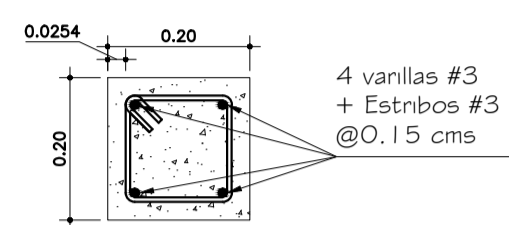
DETALLE DE COLUMNA TIPO D

ESCALA: 1:10

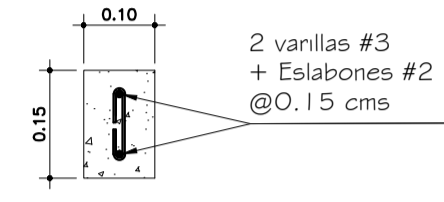
DETALLE DE COLUMNA TIPO A

ESCALA: 1:10

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1.3



Gancho estandar, doblaz de 180° más una extensión de 4db, pero no menor de 60 mm en el extremo libre de la barra, según ACI 318-05 capitulo 7.1.1



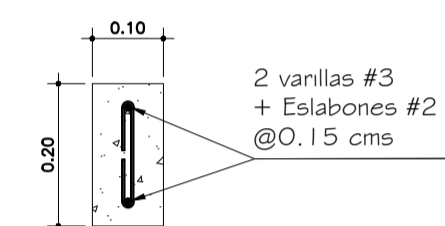
DETALLE DE COLUMNA TIPO E

ESCALA: 1:10

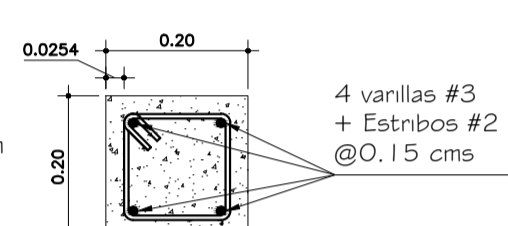
DETALLE DE COLUMNA TIPO B

ESCALA: 1:10

Gancho estandar, doblaz de 180° más una extensión de 4db, pero no menor de 60 mm en el extremo libre de la barra, según ACI 318-05 capitulo 7.1.1



Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1.3



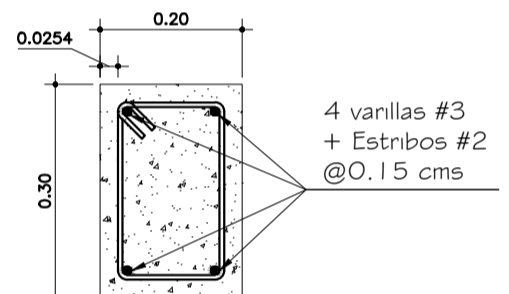
SOLERA DE HUMEDAD

ESCALA: 1:10

DETALLE DE COLUMNA TIPO C

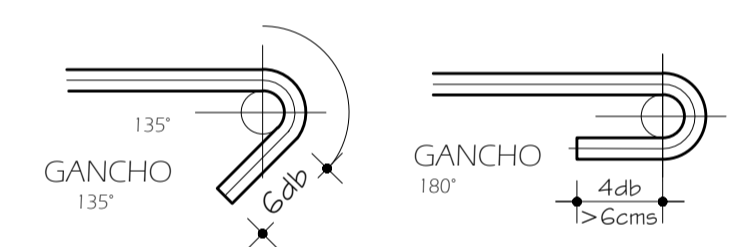
ESCALA: 1:10

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1.3



SOLERA DE CORONA TIPO I

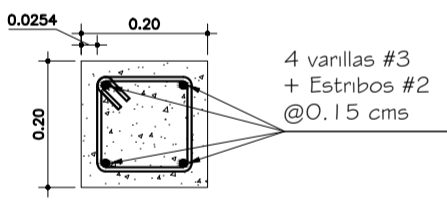
ESCALA: 1:10



DETALLE DE GANCHOS ESTANDAR

SN ESCALA

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1.3



SOLERA INTERMEDIA TIPO

ESCALA: 1:10



CORTE DE MURO

A,B,C,D,E,F TIPO DE COLUMNA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA: INDICADA

NOMBRE: LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO CARNÉ 2005-15862

FECHA: AGOSTO 2011

DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ

CALCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ

DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ

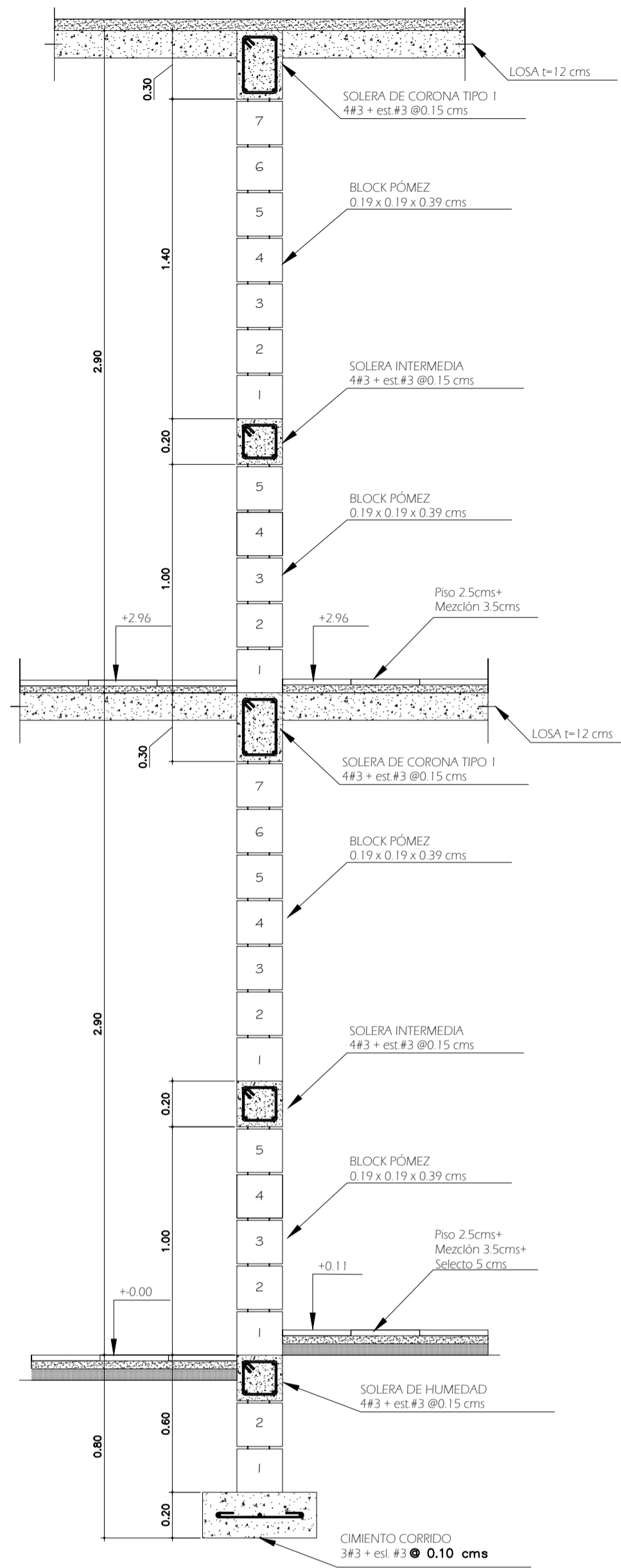
CONTENIDO: PLANTA DE COLUMNAS

HOJA: 1/5

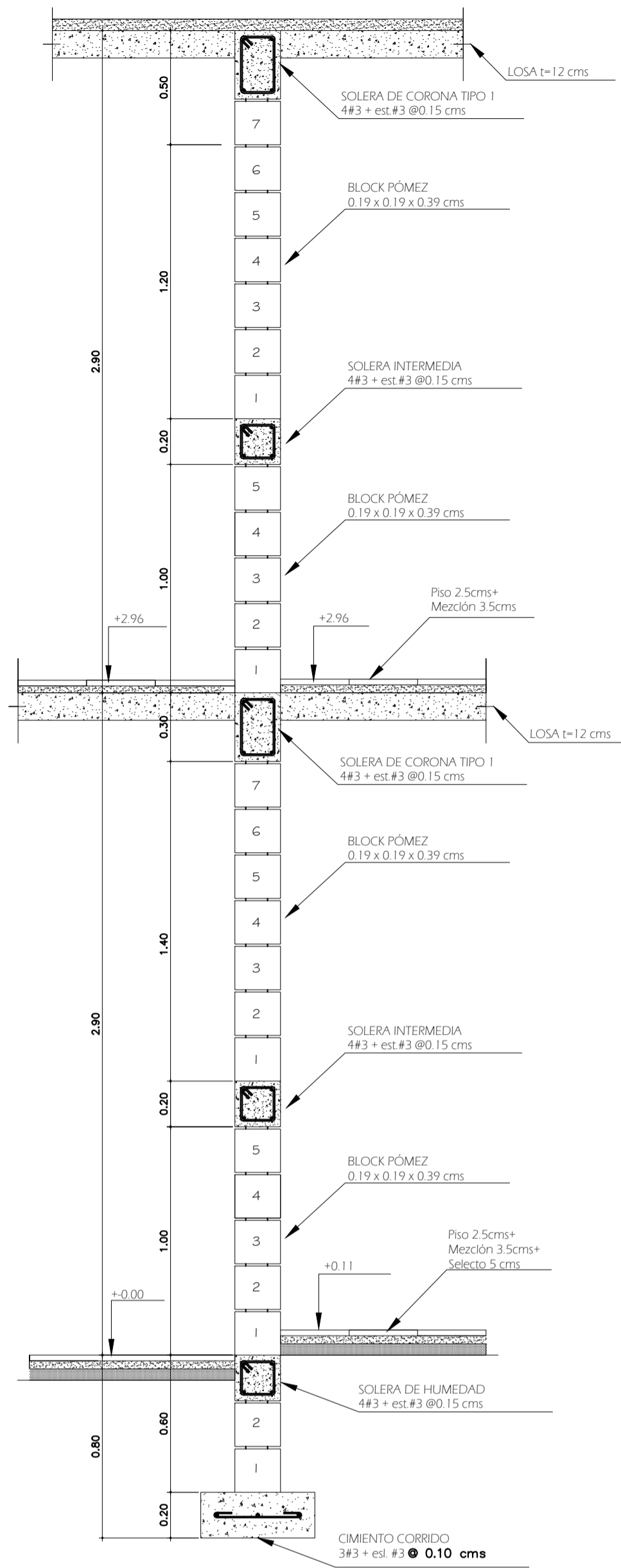
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ
ASESOR SUPERVISOR

LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO
INGENIERO DE INGENIERÍA

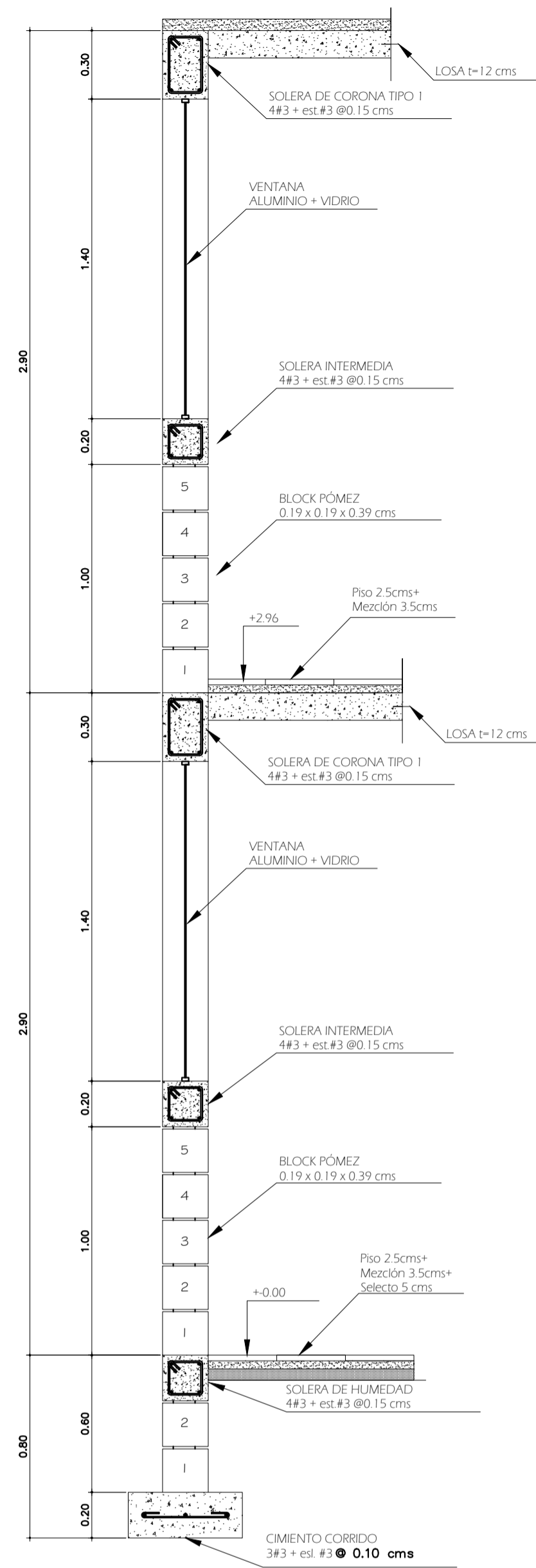
1/5 6/4



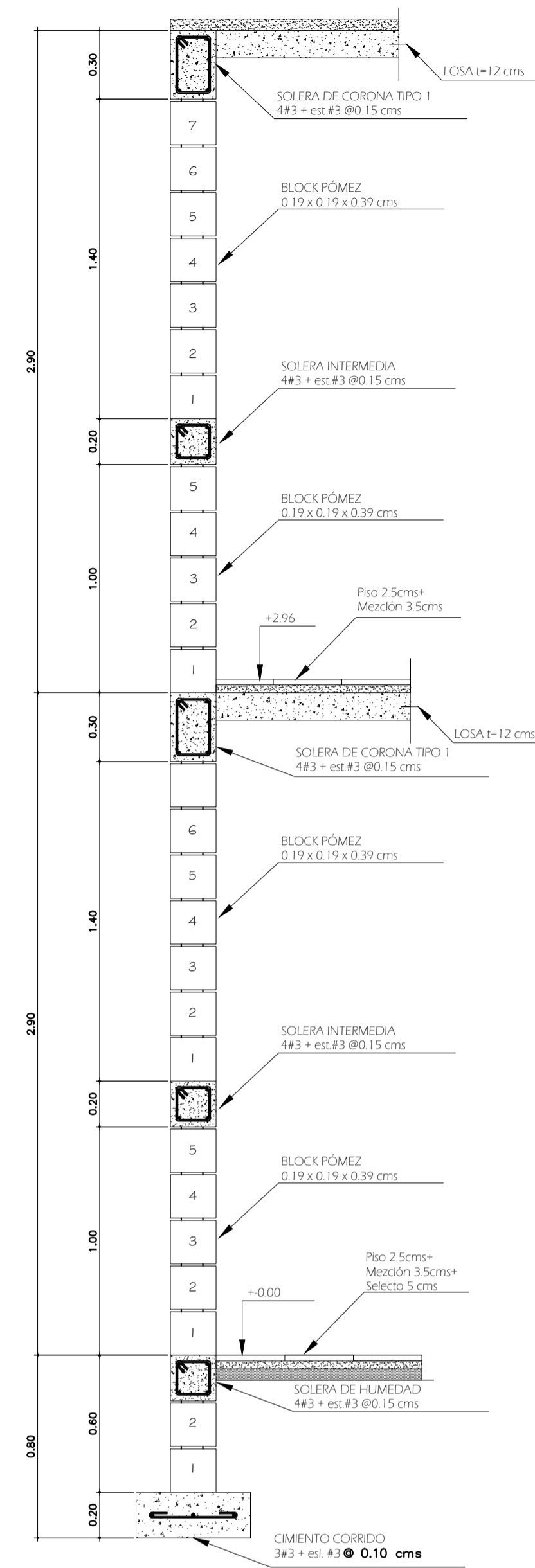
CORTE DE MURO 1-1'
ESCALA: 1:20



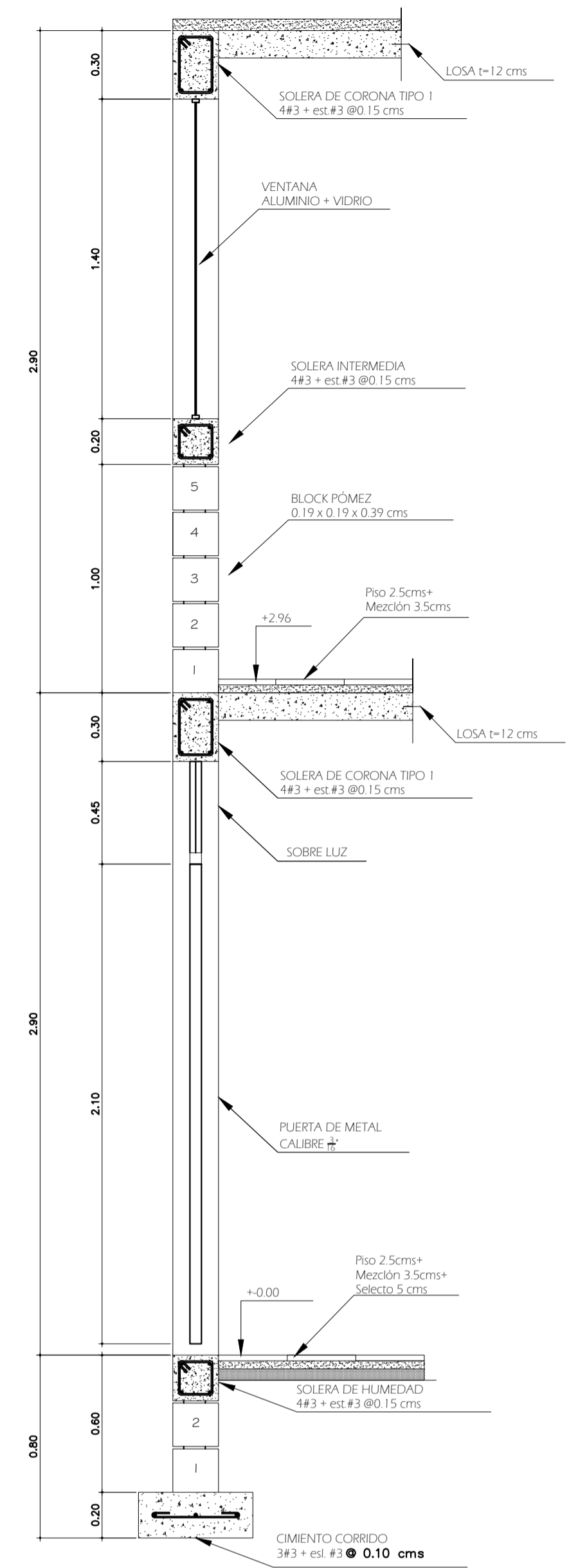
CORTE DE MURO 2-2'
ESCALA: 1:20



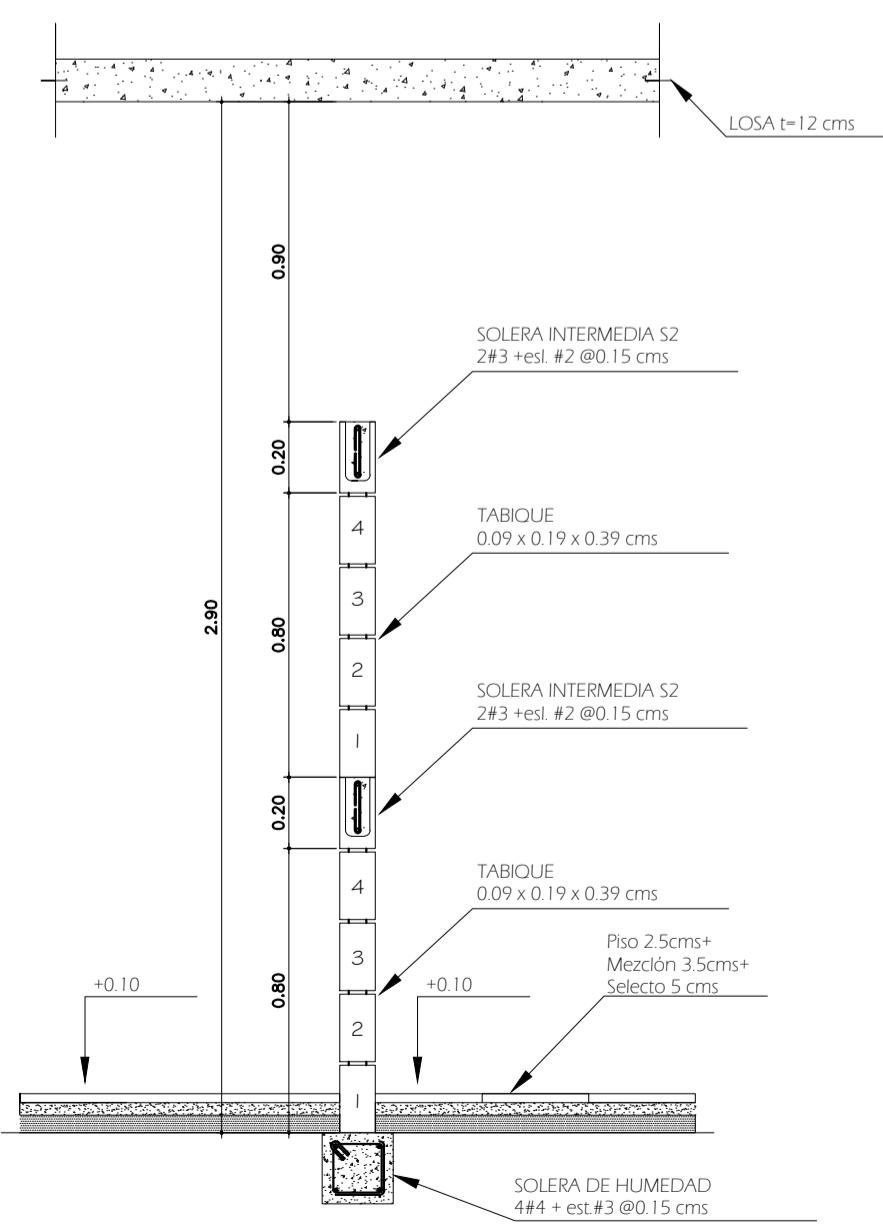
CORTE DE MURO 3-3'
ESCALA: 1:20



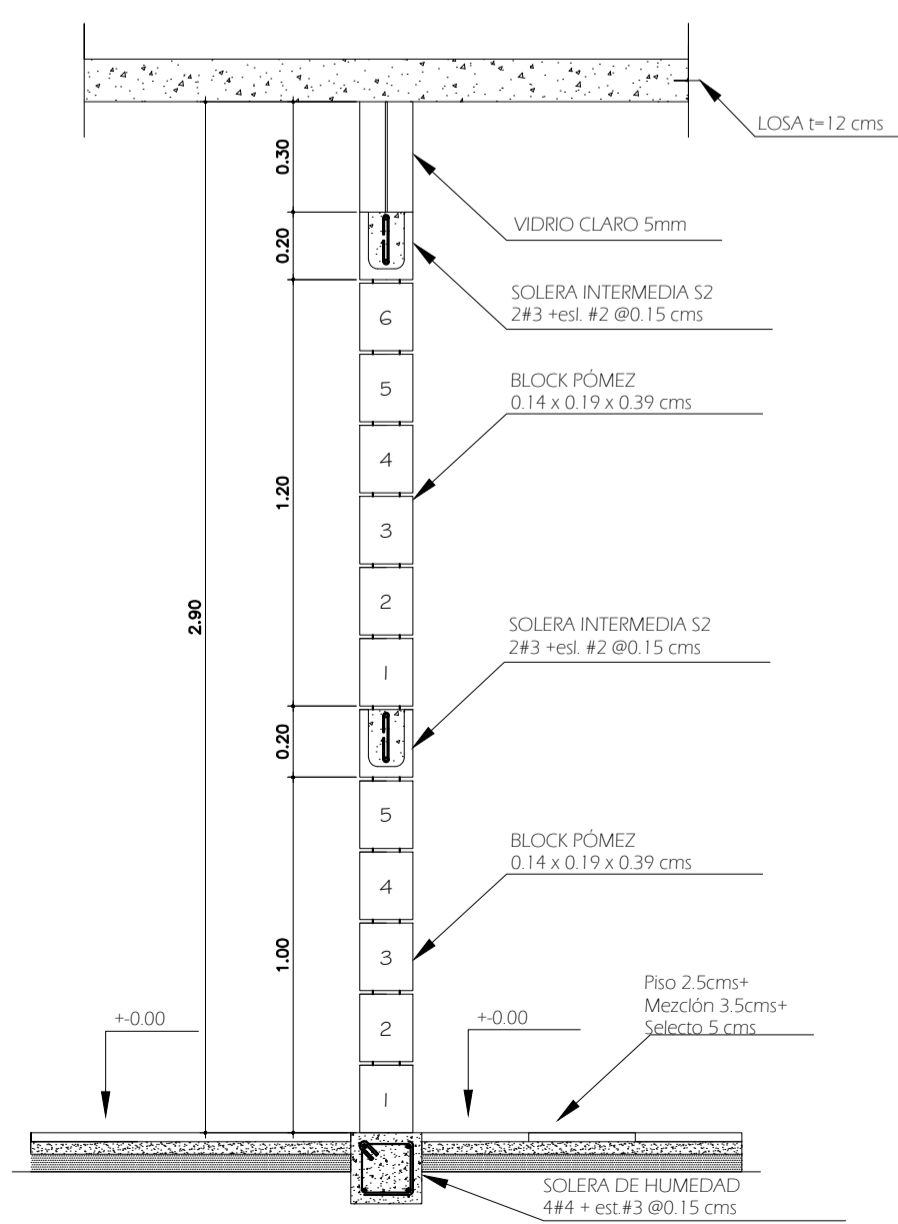
CORTE DE MURO 4-4'
ESCALA: 1:20



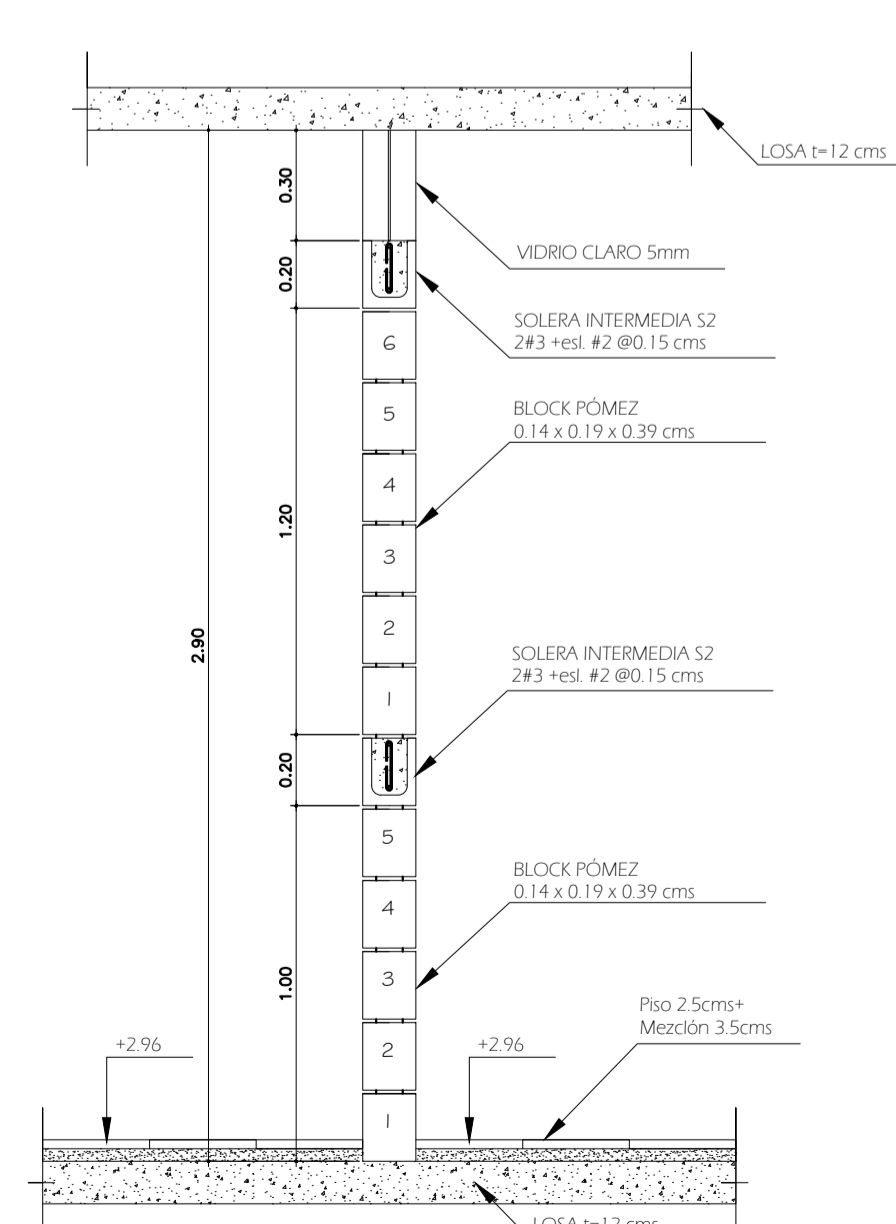
CORTE DE MURO 5-5'
ESCALA: 1:20



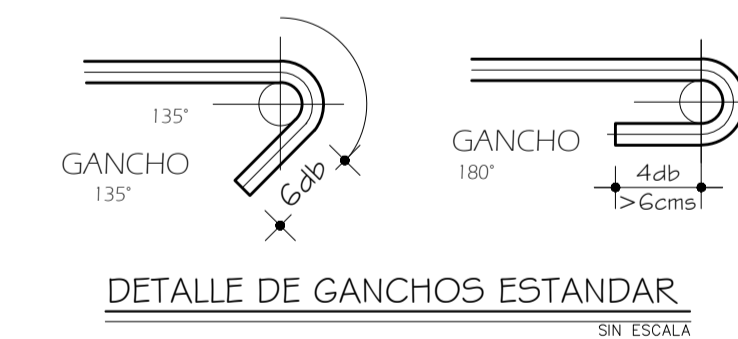
CORTE DE MURO 6-6'
ESCALA: 1:20



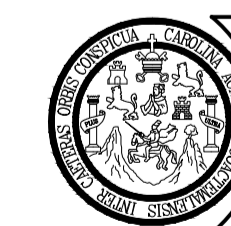
CORTE DE MURO 7-7'
ESCALA: 1:20



CORTE DE MURO 5-5'
ESCALA: 1:20

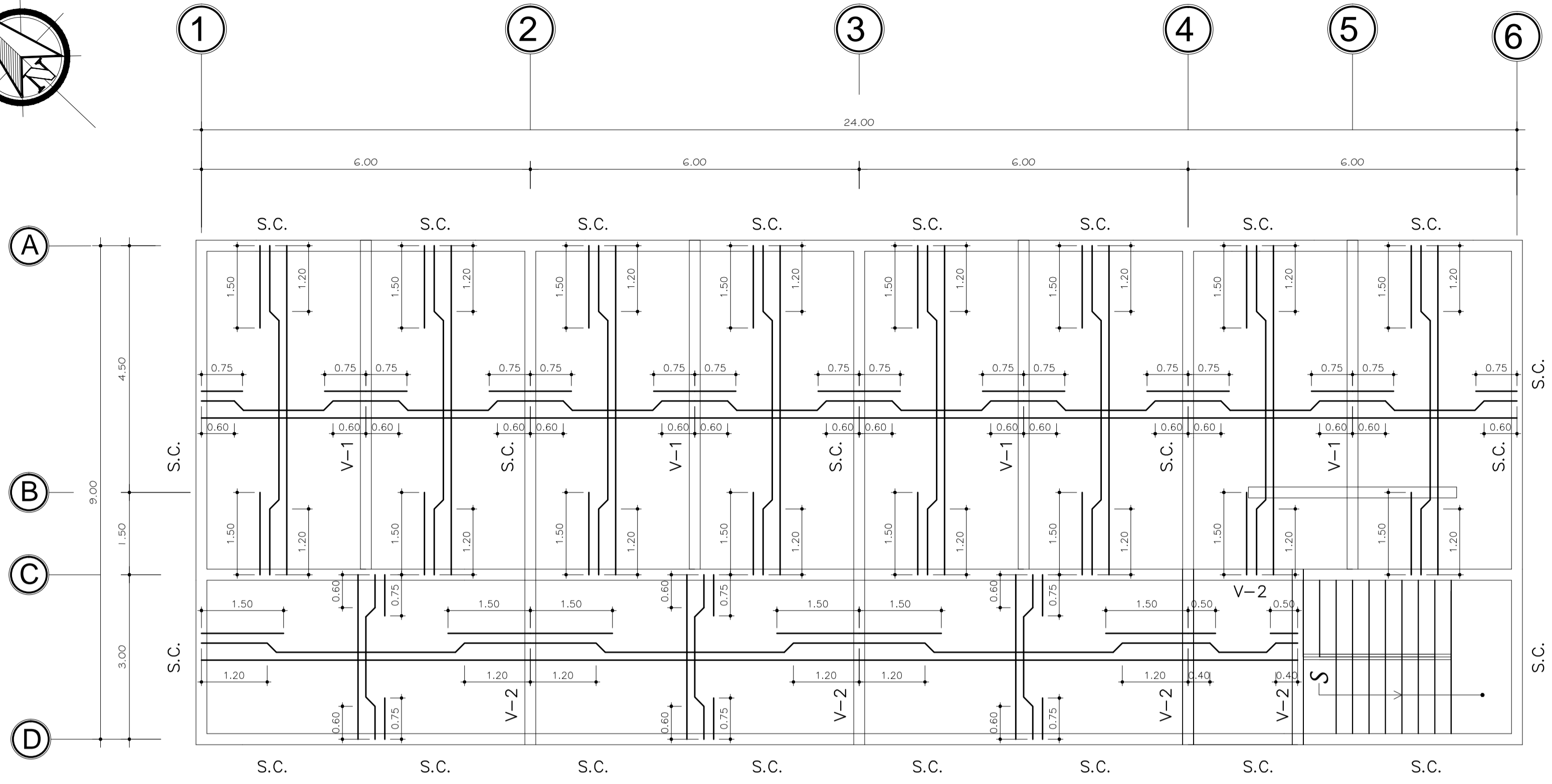
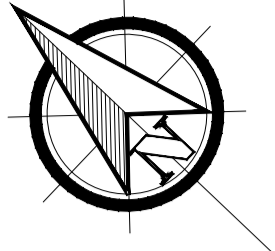


DETALLE DE GANCHOS ESTANDAR
SIN ESCALA



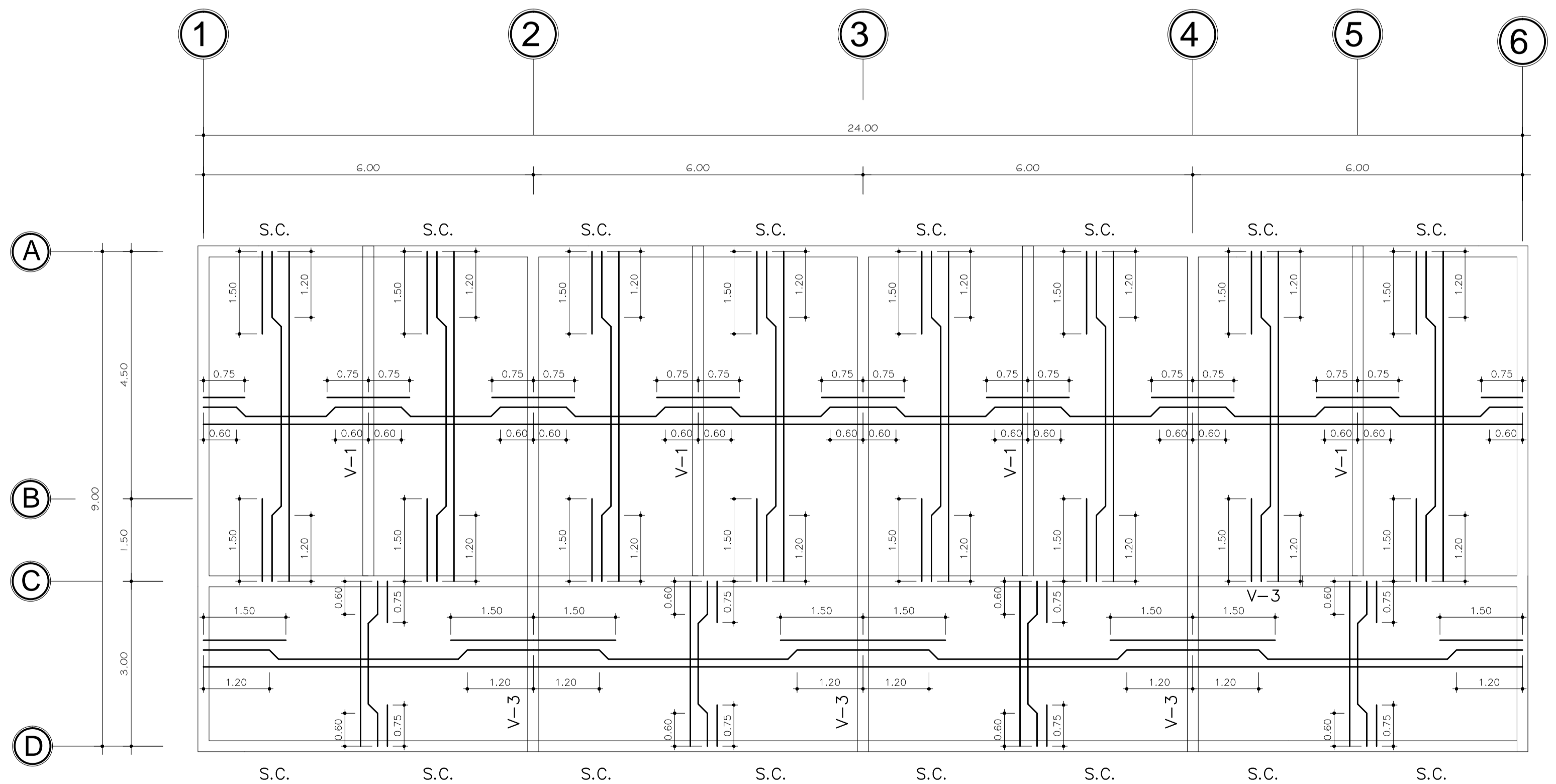
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO		ESCALA INDICADA
NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO		CARNÉ 2005-15862
DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ	CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ	DIBUJO LUIS ANTONIO MENDEZ
FECHA AGOSTO 2011		HOJA ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES
CONTENIDO CORTE DE MUROS		2/5 7/14
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASESOR SUPERVISOR		LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERIA



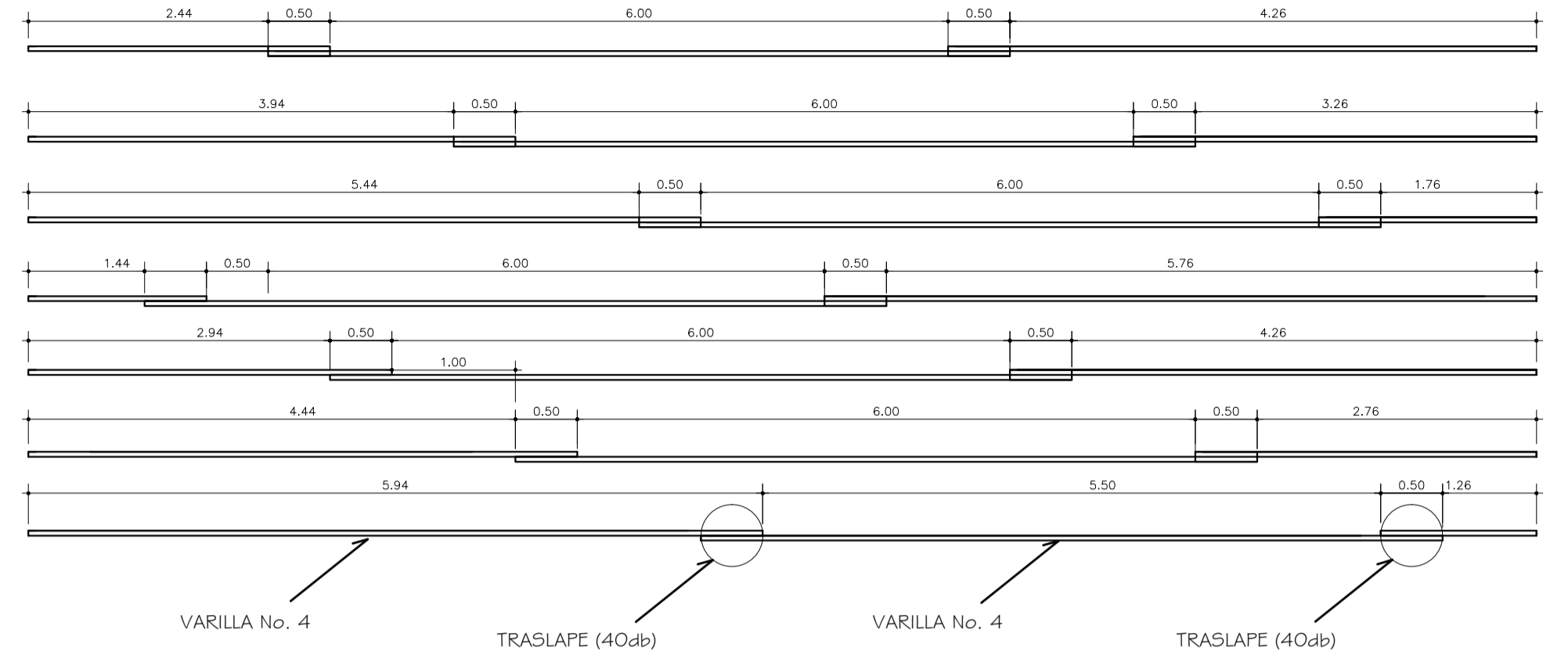
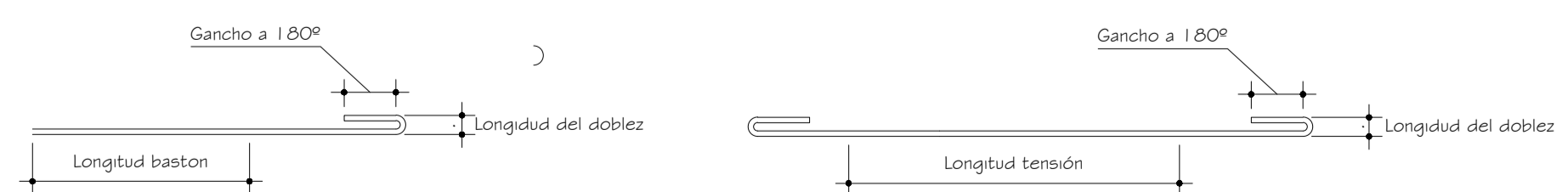
PLANTA DE ARMADO DE LOSAS PRIMER NIVEL

ESCALA: 1:75



PLANTA DE ARMADO DE LOSAS SEGUNDO NIVEL

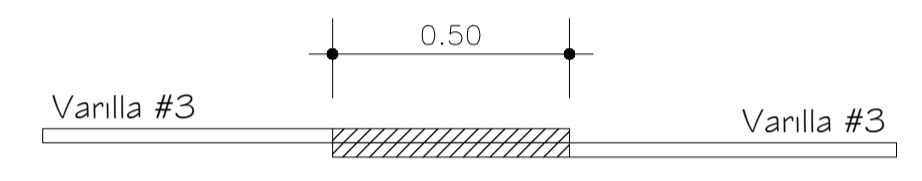
ESCALA: 1:75



DETALLE DE COLOCACIÓN DE VARILLAS

ESCALA: 1:50

NOTA:
La primer varilla del armado ira completa, debiendo realizar al gancho correspondiente de 180° para el anclaje, de igual forma en el extremo opuesto, siendo el gancho de 4db pero mayor a 6 cm (1.27 No. 4) Según ACI 318-05 cap. 7.1.1
El traslape minimo debera ser de 0.50 metros de longitud, el traslape no podra estar colocado de forma paralela, debera ir en diagonal respecto al armado anterior cada vez que se coloca (ver detalle de colocación de varillas).
Se debera respetar la colocación indicada ya que se hizo la distribución según los momentos actuantes en las losas.

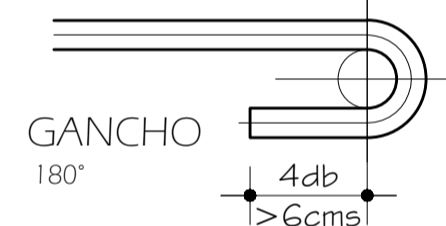


El traslape sera de 40 db minimo o 50 cm

TRASLAPE DE VARILLA

ESCALA: 1:15

El gancho sera a 180° en ambos extremos para amarrar en la solera corona, este sera de 6 cm. Según ACI 318-05 cap. 7.1.1



DETALLE DE GANCHO A 180°

SIN ESCALA

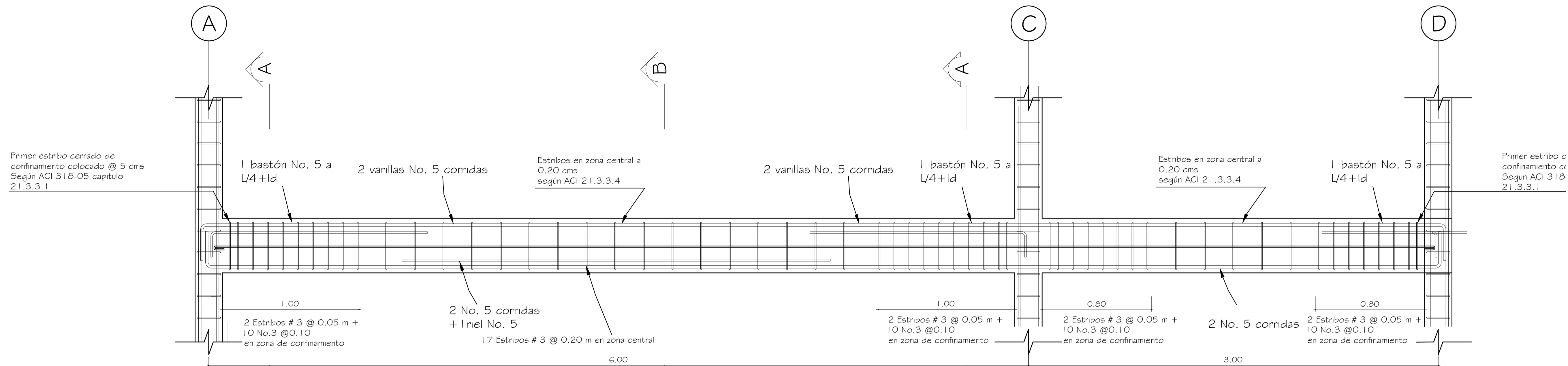
Espesor de todas las losas = 0.12 cms

- = Tensión
- = Bastón
- = Riel
- V1 = viga tipo 1
- V2 = viga tipo 2
- V3 = viga tipo 3
- S.C. = solera corona tipo 1



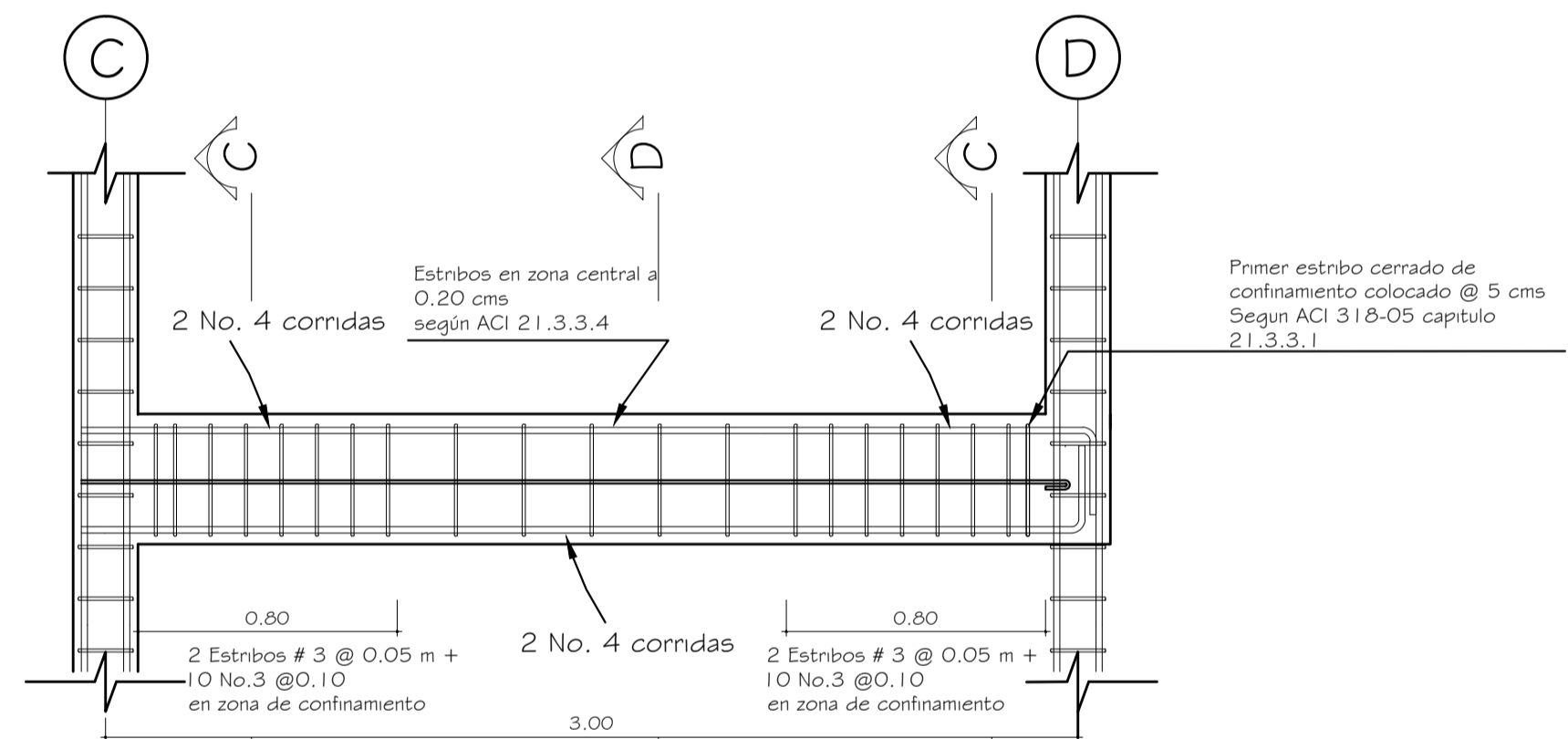
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO	ESCALA INDICADA
NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO CARNÉ 2005-15862	FECHA AGOSTO 2011
DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ	CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ
DIBUJO LUIS ANTONIO MENDEZ	
CONTENIDO DETALLE DE ARMADO DE VIGAS	
HOJA ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES	
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASesor SUPERVISOR	
LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO INGENIERO	
3/5 8/14	



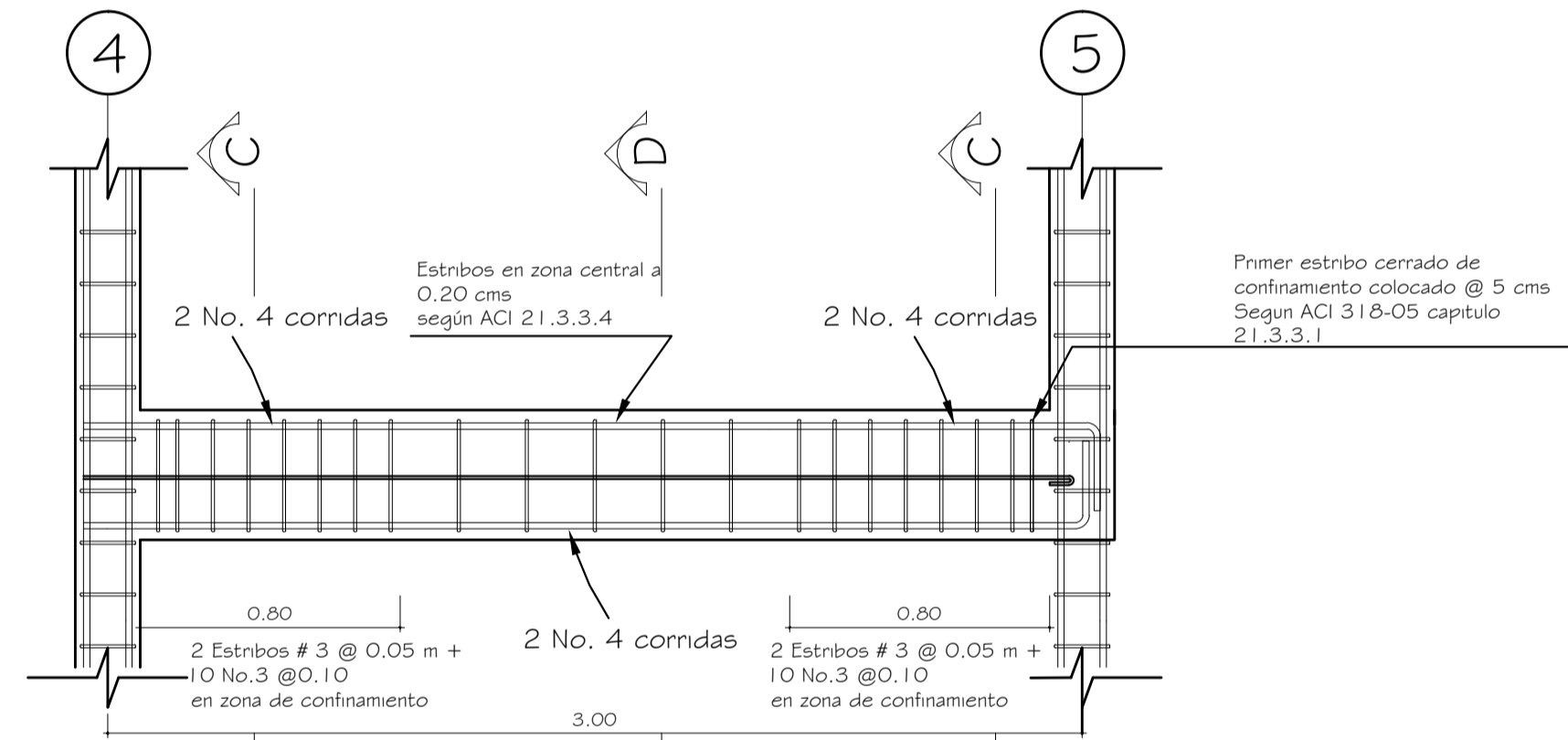
VIGA V-1
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-1

ESCALA: 1:15



VIGA V-2
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-2

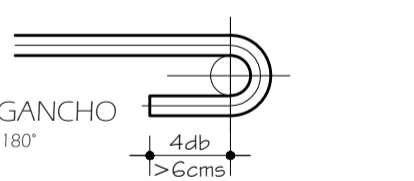
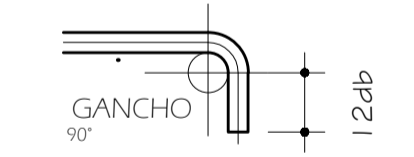
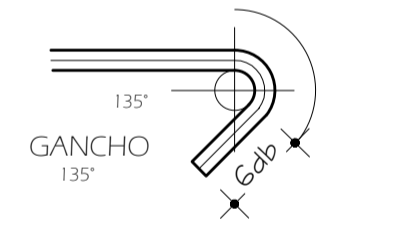
ESCALA: 1:20



VIGA V-2
DETALLE DE ARMADO DE VIGA V-3

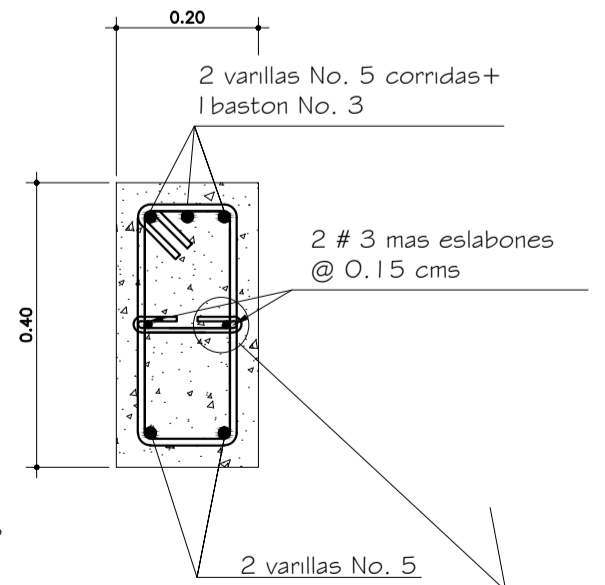
ESCALA: 1:20

- Dámetro de varillas:
- No.2 0.64 cms
 - No.3 0.95 cms
 - No.4 1.27 cms
 - No.5 1.59 cms
 - No.6 1.91 cms
 - No.7 2.22 cms



DETALLE DE GANCHOS ESTANDAR

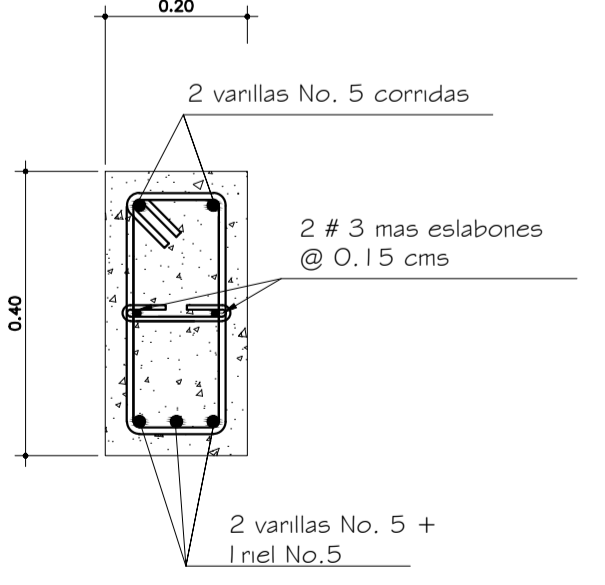
Recubrimiento de 4 cms según ACI 318-05 cap. 7.7.1



VIGA V-1 CORTE A-A'

ESCALA: 1:15

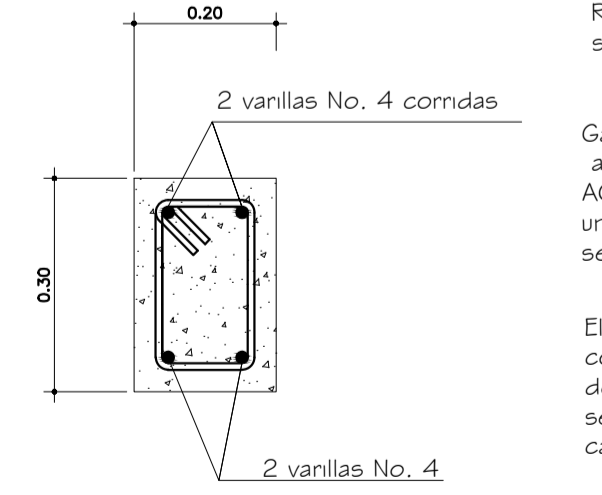
Recubrimiento de 4 cms según ACI 318-05 cap. 7.7.1



VIGA V-1 CORTE B-B'

ESCALA: 1:15

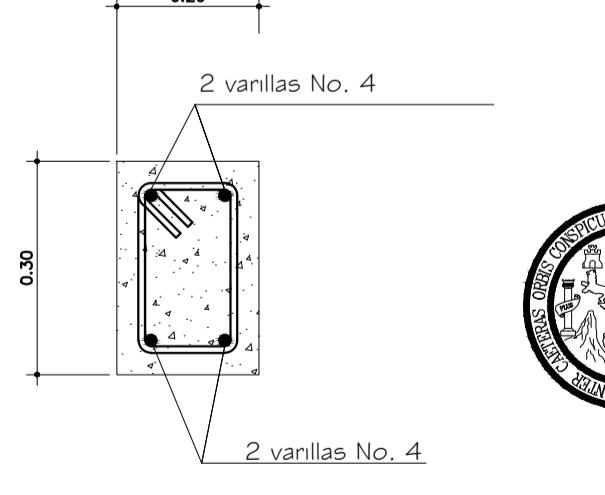
Recubrimiento de 4 cms según ACI 318-05 cap. 7.7.1



VIGA V-2 CORTE C-C'

ESCALA: 1:15

Recubrimiento de 4 cms según ACI 318-05 cap. 7.7.1



VIGA V-2 CORTE D-D'

ESCALA: 1:15

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1

El primer estribo cerrado se colocara a no mas de 5 cms de la cara del apoyo según ACI 318-05 cap. 21.3.3.2

Zona de confinamiento de 0.92 cms estribos No.3 @ 10 cms

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1

El primer estribo cerrado se colocara a no mas de 5 cms de la cara del apoyo según ACI 318-05 cap. 21.3.3.2

Zona de confinamiento de 0.92 cms estribos No.3 @ 10 cms

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1

El primer estribo cerrado se colocara a no mas de 5 cms de la cara del apoyo según ACI 318-05 cap. 21.3.3.2

Zona de confinamiento de 0.92 cms estribos No.3 @ 10 cms

Gancho estandar doblado a no menos de 135° según ACI 318-05 cap. 7.10.5.3 y con una longitud minima de 6db según ACI 318-05 cap. 7.1

El primer estribo cerrado se colocara a no mas de 5 cms de la cara del apoyo según ACI 318-05 cap. 21.3.3.2

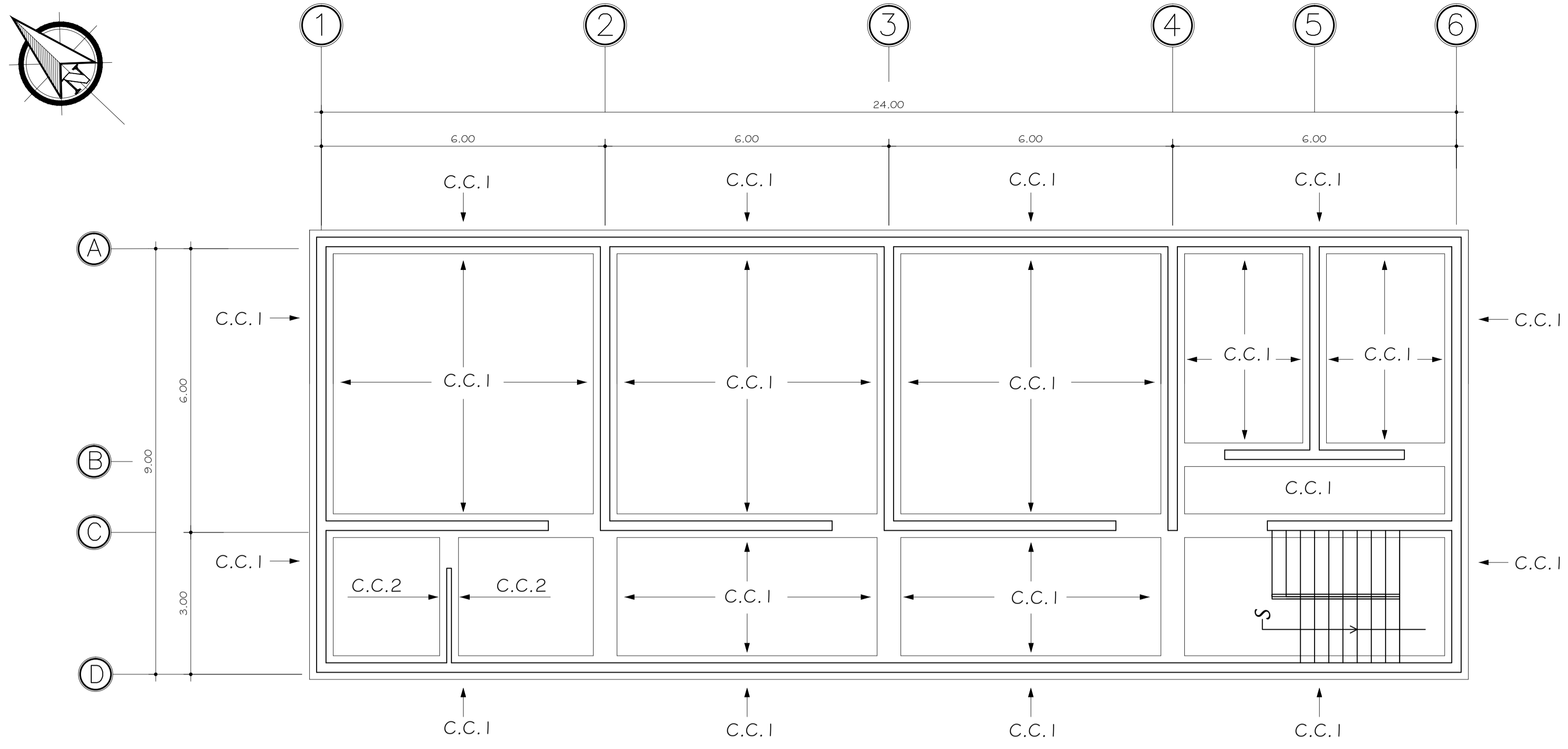
Zona de confinamiento de 0.92 cms estribos No.3 @ 10 cms

El eslabón deberá sujetar al estribo



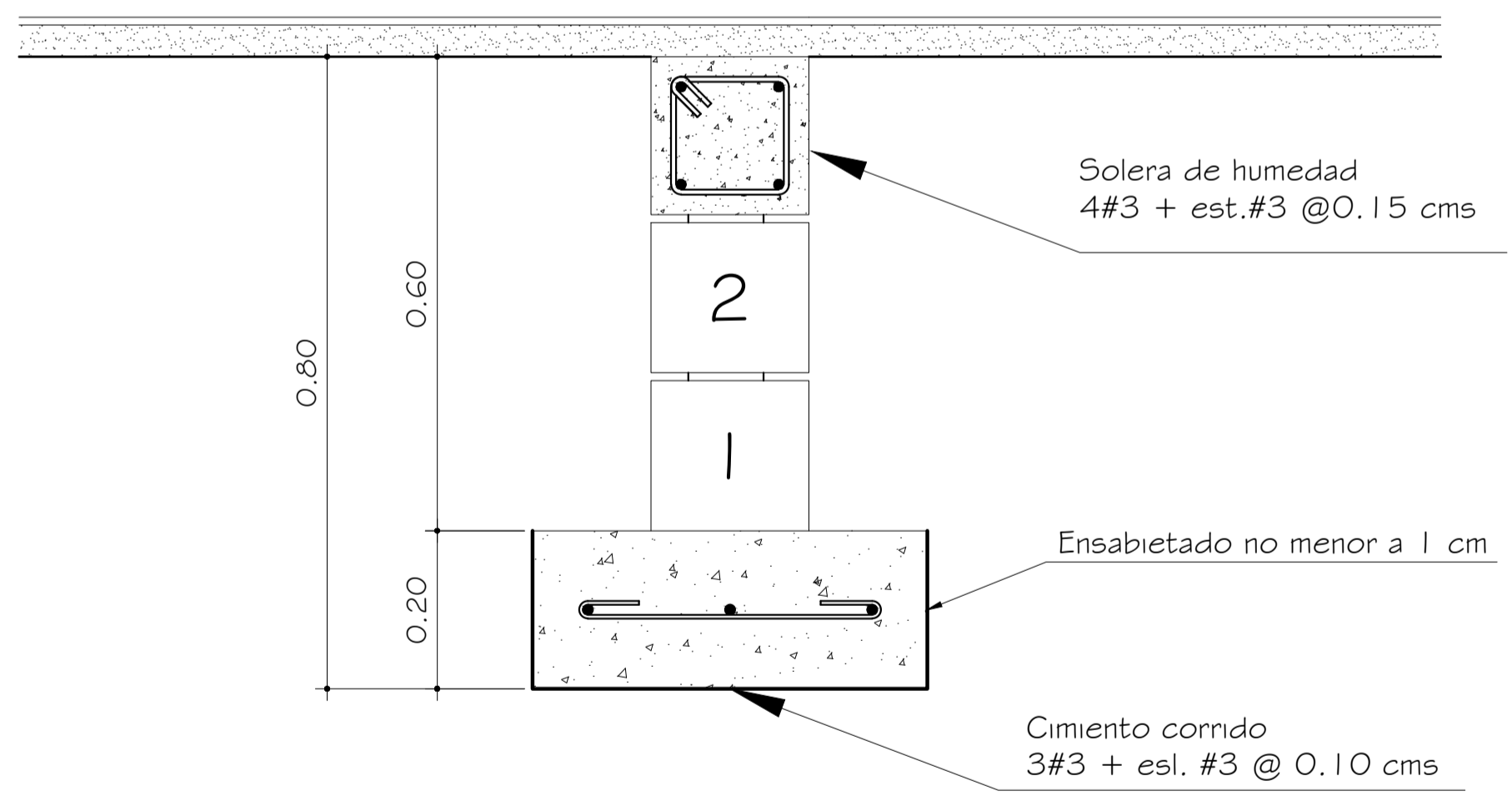
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO	ESCALA INDICADA
NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO	CARNÉ 2005-15862
FECHA AGOSTO 2011	
CONTENIDO DETALLE DE ARMADO DE VIGAS	HOJA ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ ASESOR SUPERVISOR	LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO ESPECIALISTA DE INGENIERÍA
	4/5 9/14



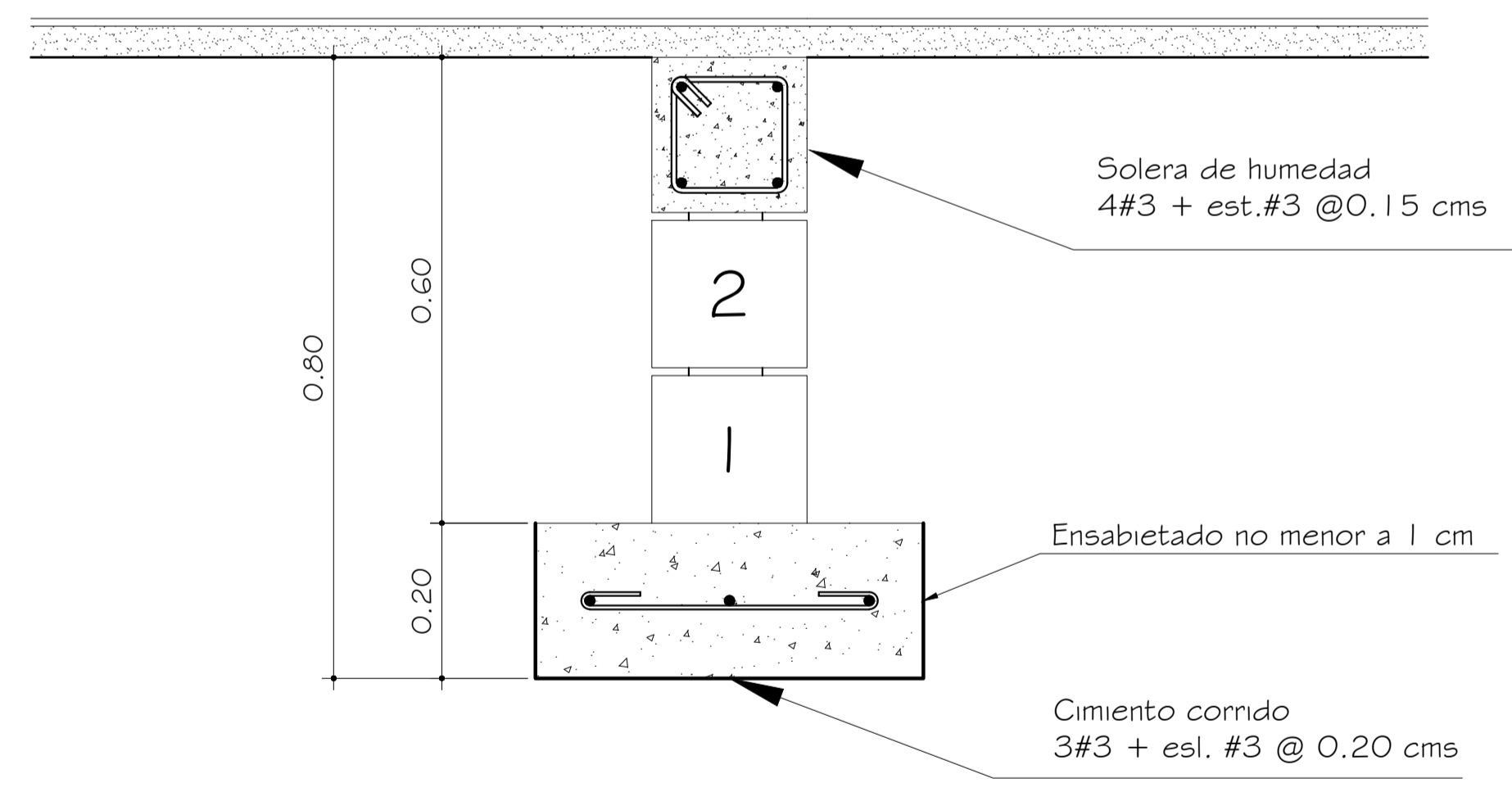
PLANTA DE CIMENTACIÓN

ESCALA: 1:75



DETALLE DE CIMENTO CORRIDO C.C. 1

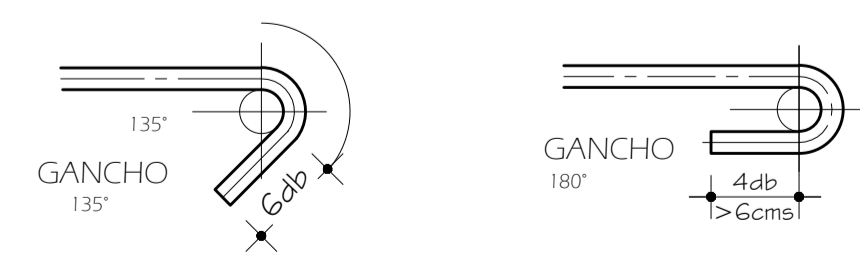
ESCALA: 1:15



DETALLE DE CIMENTO CORRIDO C.C. 2

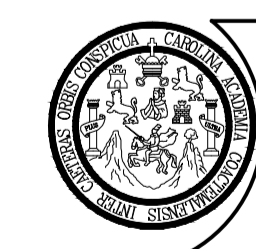
ESCALA: 1:15

- C.C.1 Cimiento corrido tipo 1
- C.C.2 Cimiento corrido tipo 2



DETALLE DE GANCHOS

SIN ESCALA



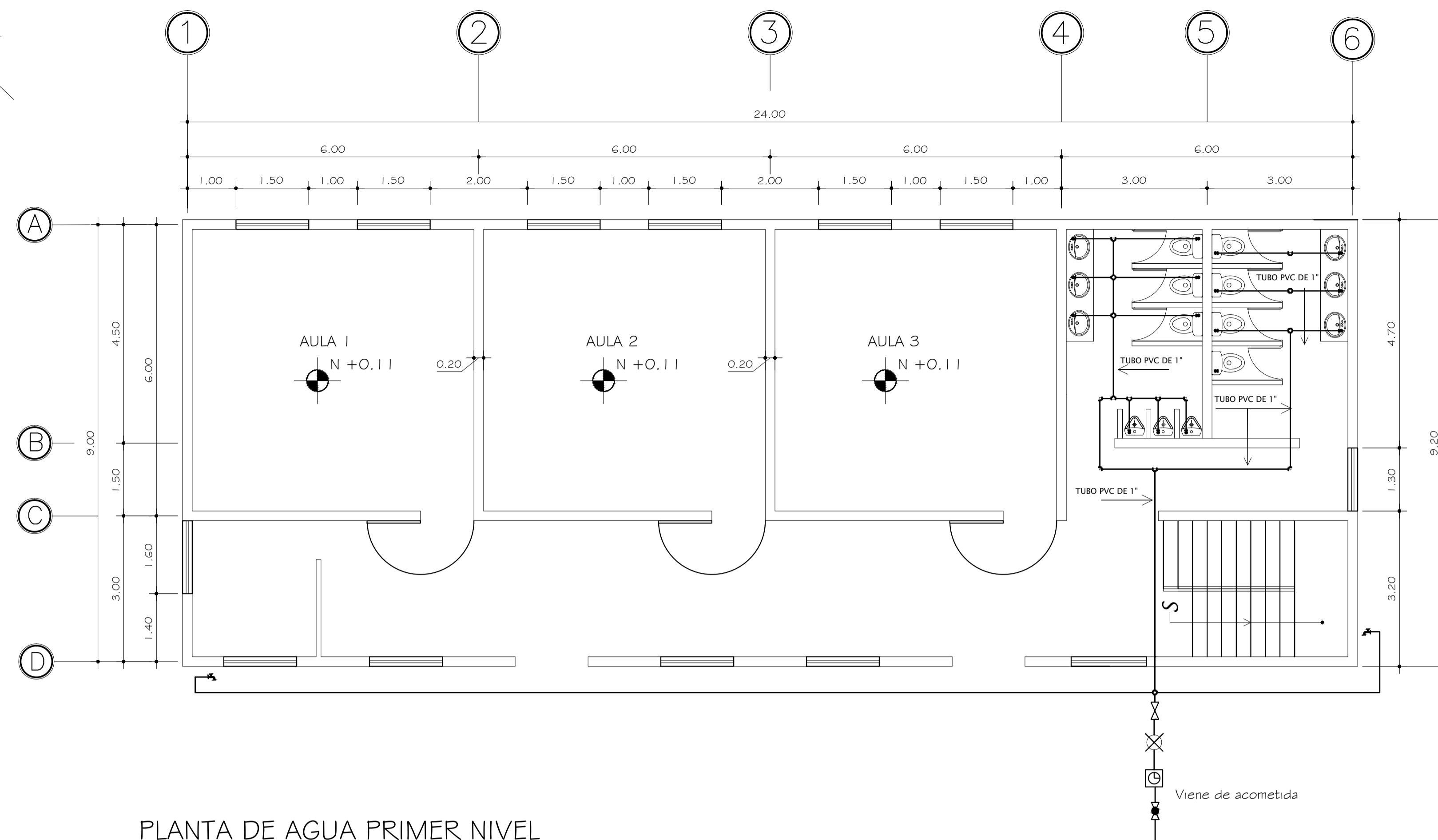
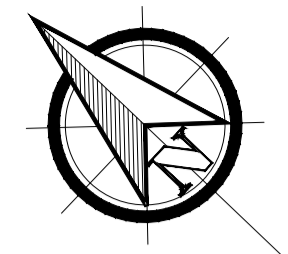
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO		ESCALA INDICADA
NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO	CARNÉ 2005-1586-2	FECHA AGOSTO 2011
DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ	CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ	DIBUJO LUIS ANTONIO MENDEZ
CONTENIDO PLANTA DE ZAPATAS		HOJA ARQUITECTURA <input type="checkbox"/> ESTRUCTURAS <input checked="" type="checkbox"/> INSTALACIONES <input type="checkbox"/>

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ
 ASESOR SUPERVISOR

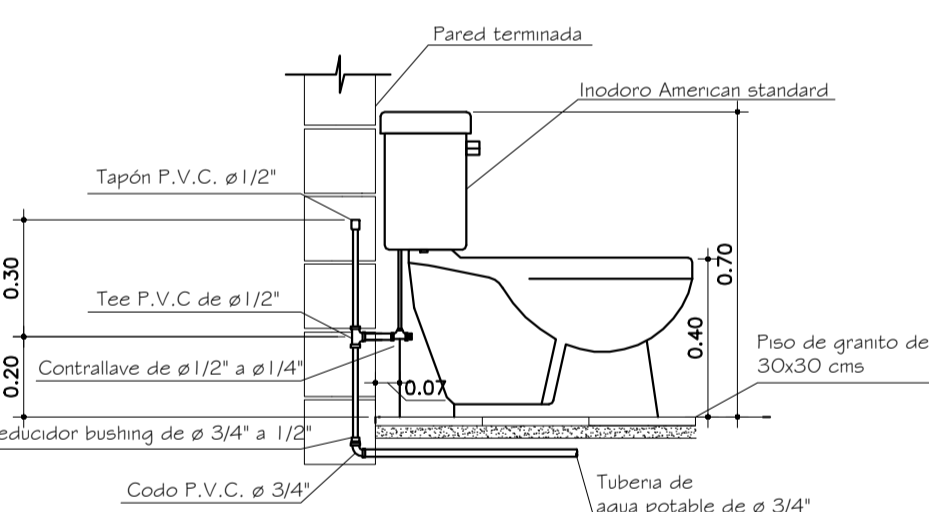
LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO
 ESPECIALISTA DE INGENIERÍA

5/5 10/14



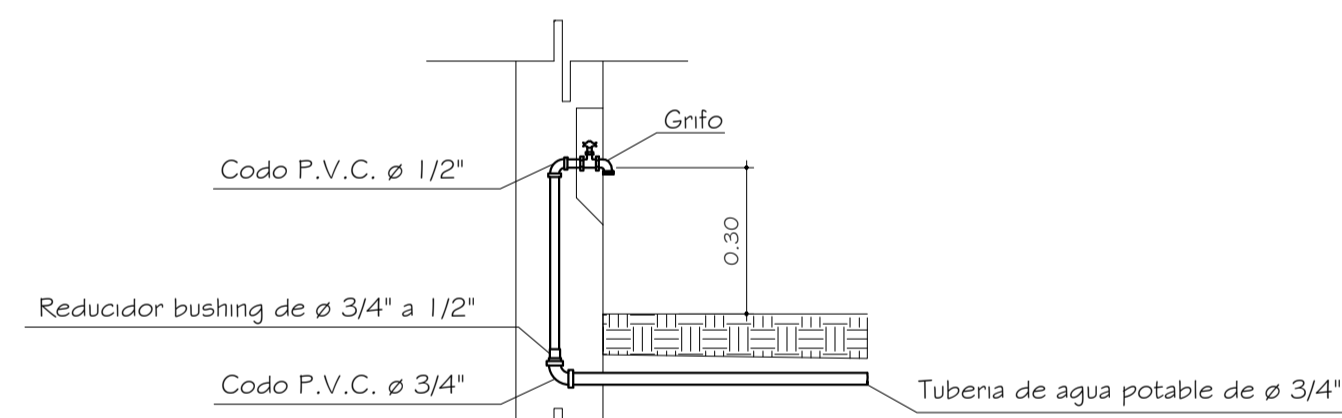
PLANTA DE AGUA PRIMER NIVEL

ESCALA: 1:75



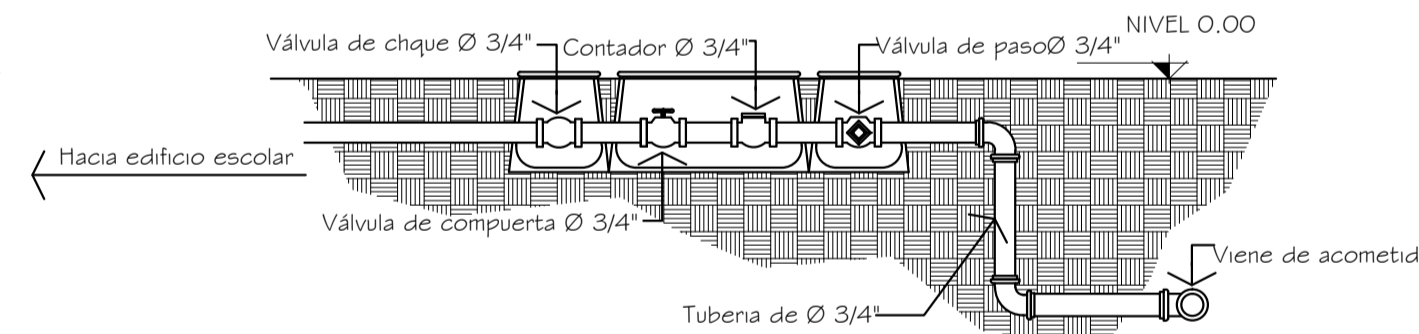
AGUA POTABLE EN INODORO

ESCALA: 1:15



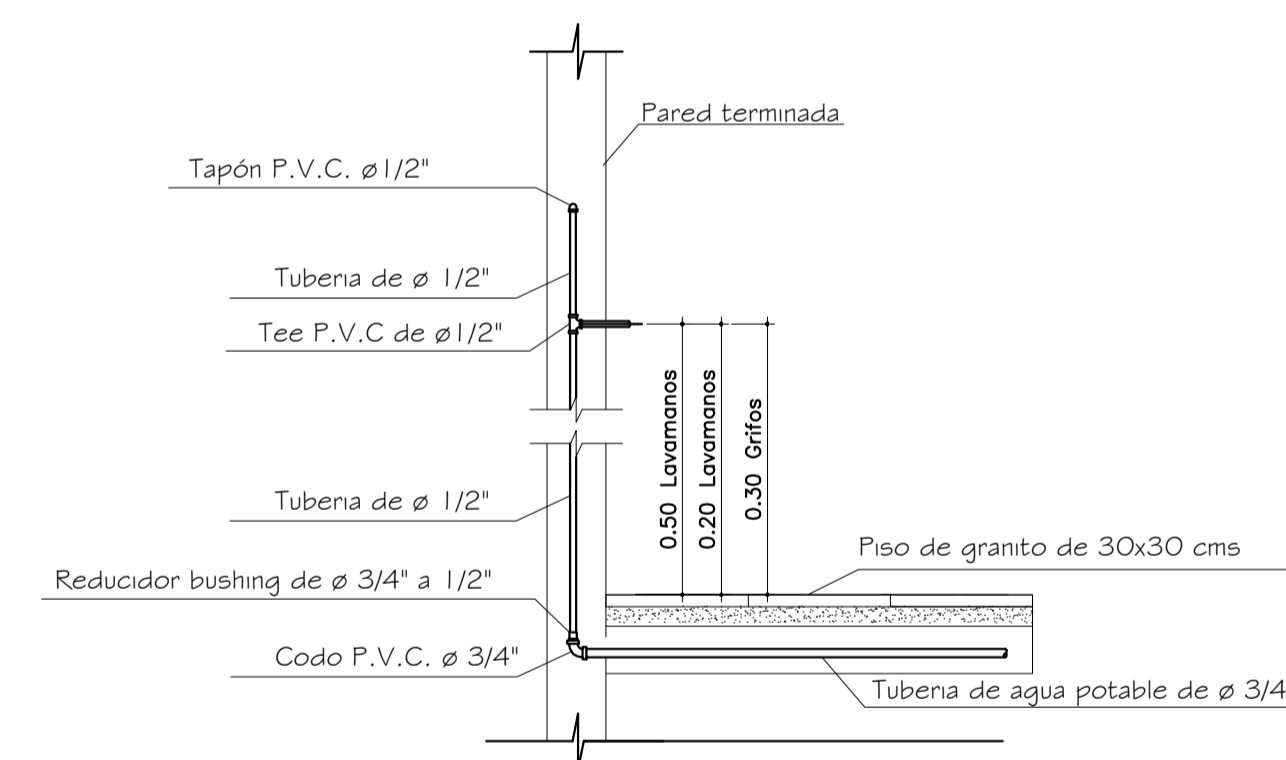
DETALLE DE GRIFO

ESCALA: 1:75



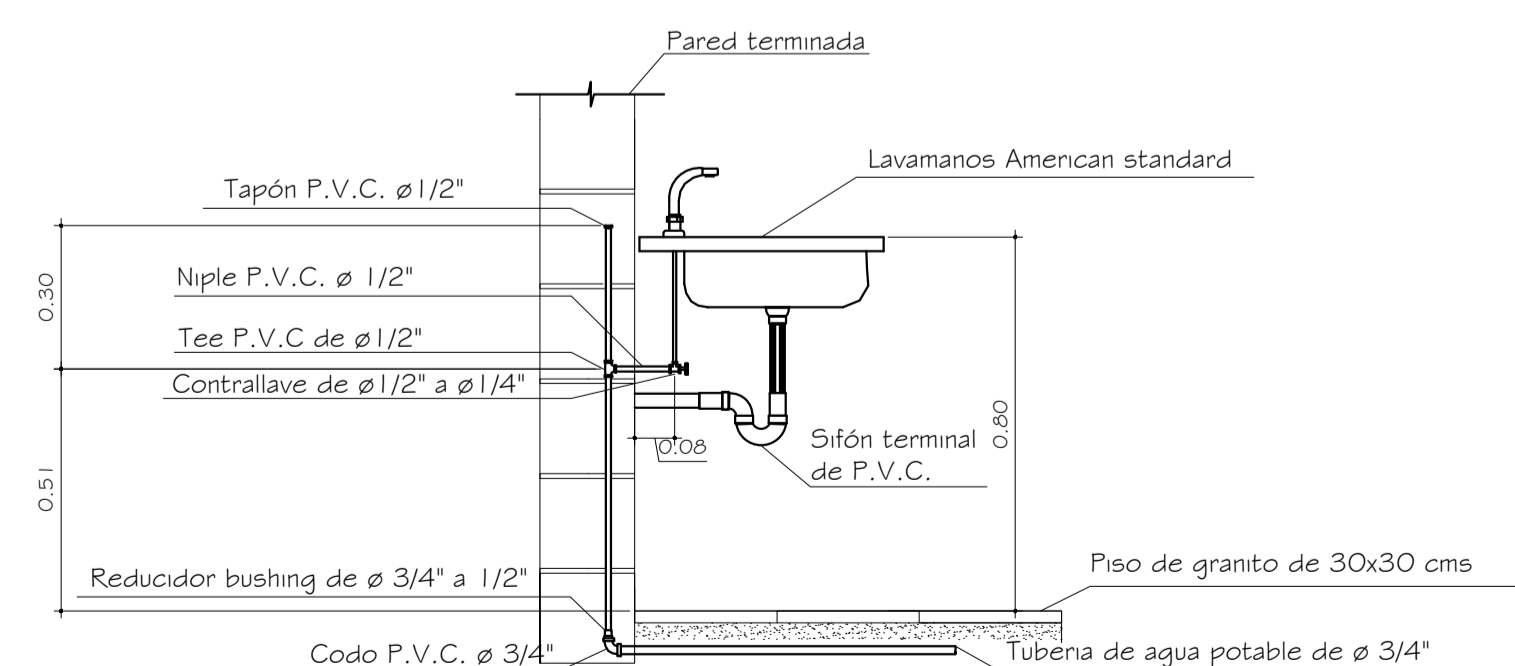
DETALLE DE ACOMETIDA

SIN ESCALA



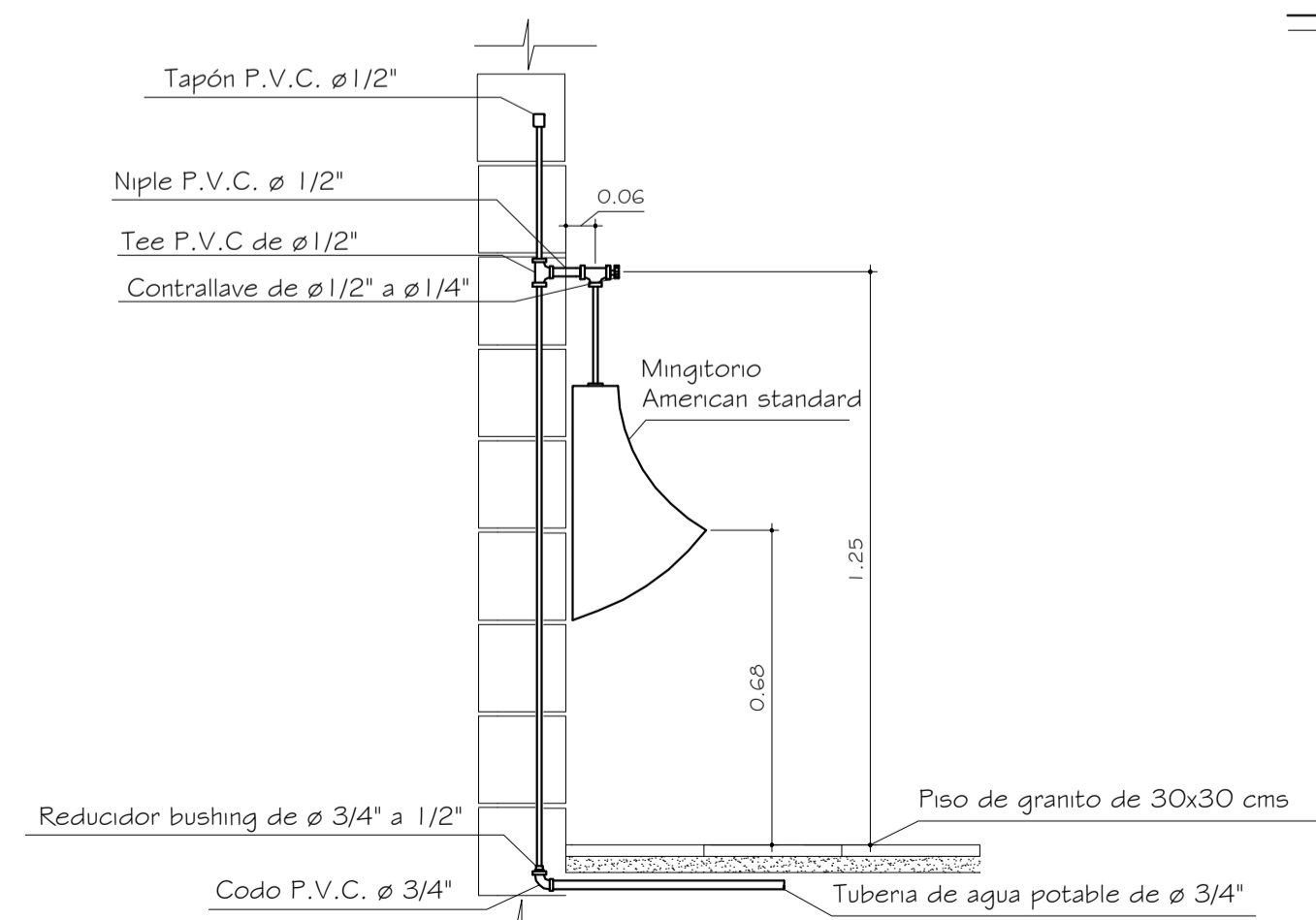
DETALLE DE CONEXIÓN DE ARTEFACTOS

ESCALA: 1:15



AGUA POTABLE EN LAVAMANOS

ESCALA: 1:15



AGUA POTABLE EN MINGITORIO

ESCALA: 1:15

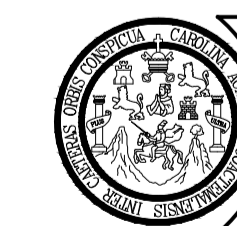
SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLOS	DESCRIPCIÓN
	TEE DE P.V.C. PERFIL Ø 1/2"
	CODO P.V.C. 90° - PLANTA
	CODO P.V.C. 90° - PERFIL
	GRIFO PARA MANGUERA-PERFIL
	REDUCTOR DE Ø 3/4" A Ø 1/2"
	CONTADOR DE VOLUMEN DE AGUA
	VÁLVULA DE CHEQUE
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE GLOBO
	TUBO PVC Ø INDICADO

Dotación por educando:
 en la jornada crítica será de 50 litros-estudiante/día
 Según el normativo para el diseño de centros educativos
 oficiales del ministerio de educación, Guatemala, C.A.

Total de alumnos = 180
 Personal (docentes, administrativo, servicio) = 10
 Dotación Necesaria de 9500 lts-estudiante/día

NOTA:

- La tubería de agua fría a utilizar será de cloruro de polivinilo (P.V.C.) para una presión de trabajo de 315 psi para la tubería de 1/2", de 250 psi para 3/4" y de 160 psi de 1" en adelante.
- El diámetro de la tubería se indica en los Planos.
- Los accesorios se utilizarán para empalmar la tubería. Se incluyen aquí los codos para empalmes a 90 y 45 grados, tees con ángulos de 90 grados y cruces.
- Los chorros que se indican en los planos serán de bronce y tendrán rosca standard para manguera.
- Los artefactos sanitarios, como inodoros, lavamanos, mingitorios serán de la marca American Standard, todos serán color marfil.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA INDICADA

NOMBRE: LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO CARNÉ: 2005-15862

FECHA: AGOSTO 2011

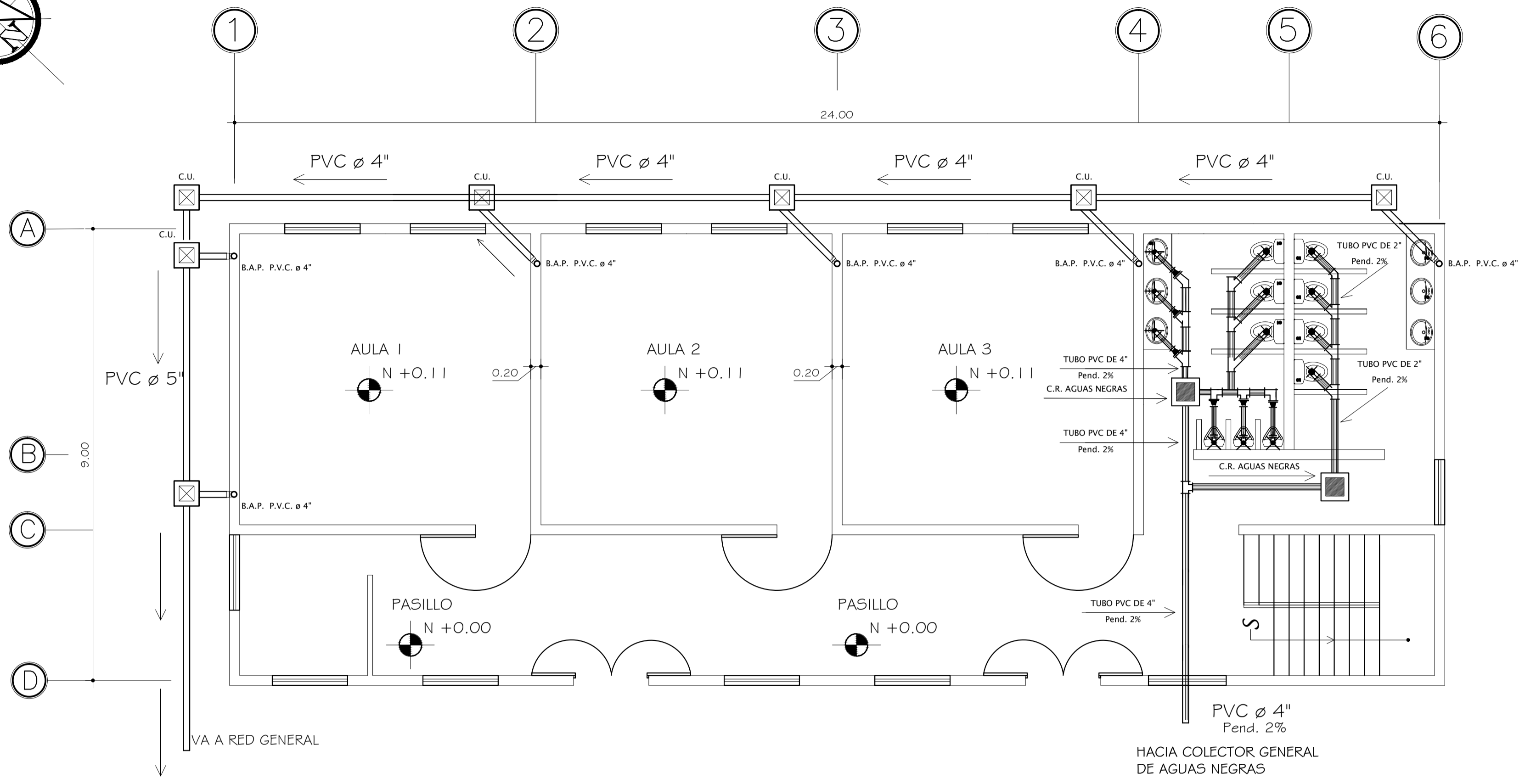
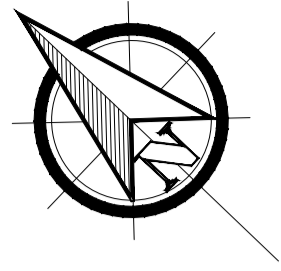
DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ CALCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ

CONTENIDO: PLANTA ACOTADA

HOJA

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLZ ASesor SUPERVISOR LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO ESPECIALISTA DE INGENIERÍA

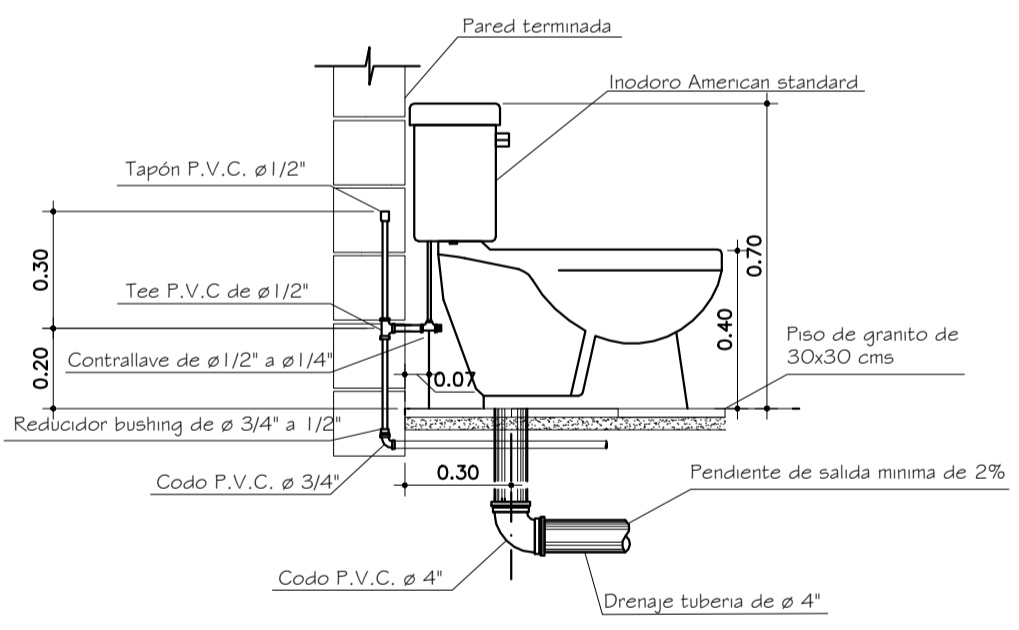
ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES 1/4 1/4



PLANTA DE DRENAJES

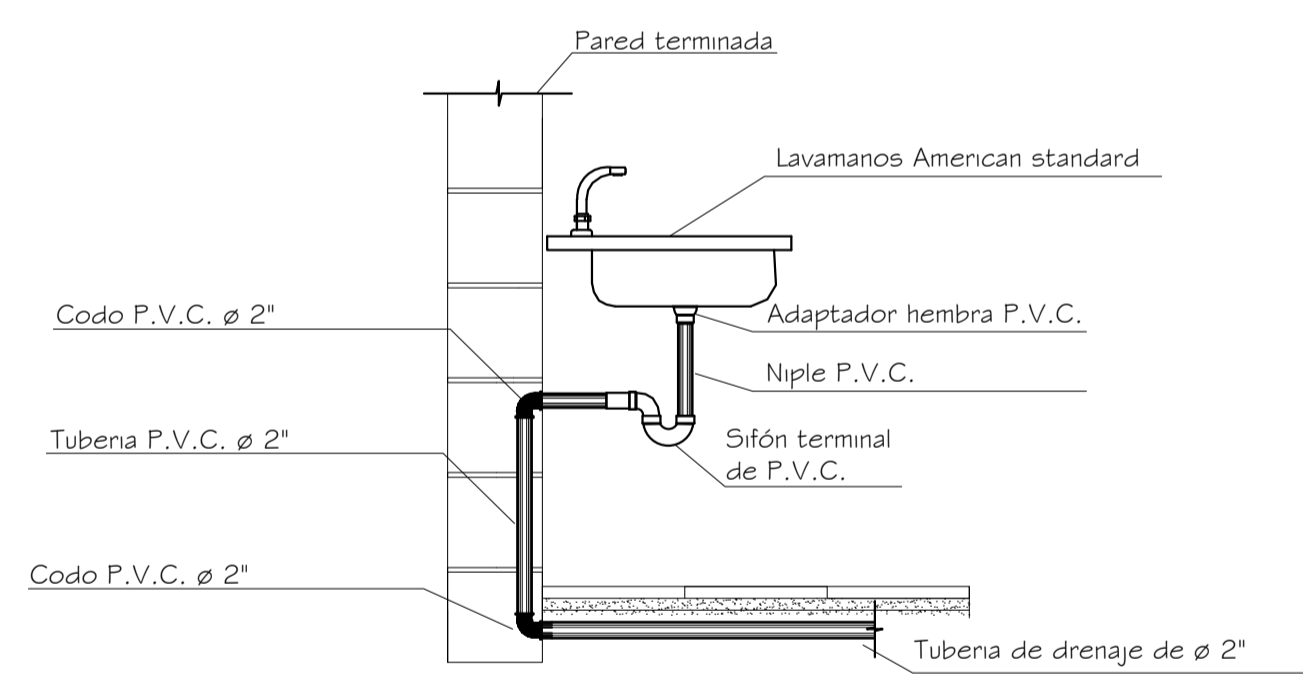
ESCALA: 1:75

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLOS	DESCRIPCIÓN
	CODO PVC A 90° - PLANTA
	TEE SANITARIA A 90° - PLANTA
	CODO P.V.C. 90° - PERFIL
	CODO PVC A 45° - PERFIL
	YEE PVC A 45° - PERFIL
	TUBERÍA AGUA PLUVIAL PVC
	TUBERÍA AGUA SERVIDA PVC
	SENTIDO DE LA PENDIENTE
	B.A.P. BAJADA DE AGUA PLUVIAL
	CAJA DE REGISTRO - AGUA PLUVIAL
	CAJA DE REGISTRO - AGUAS NEGRAS



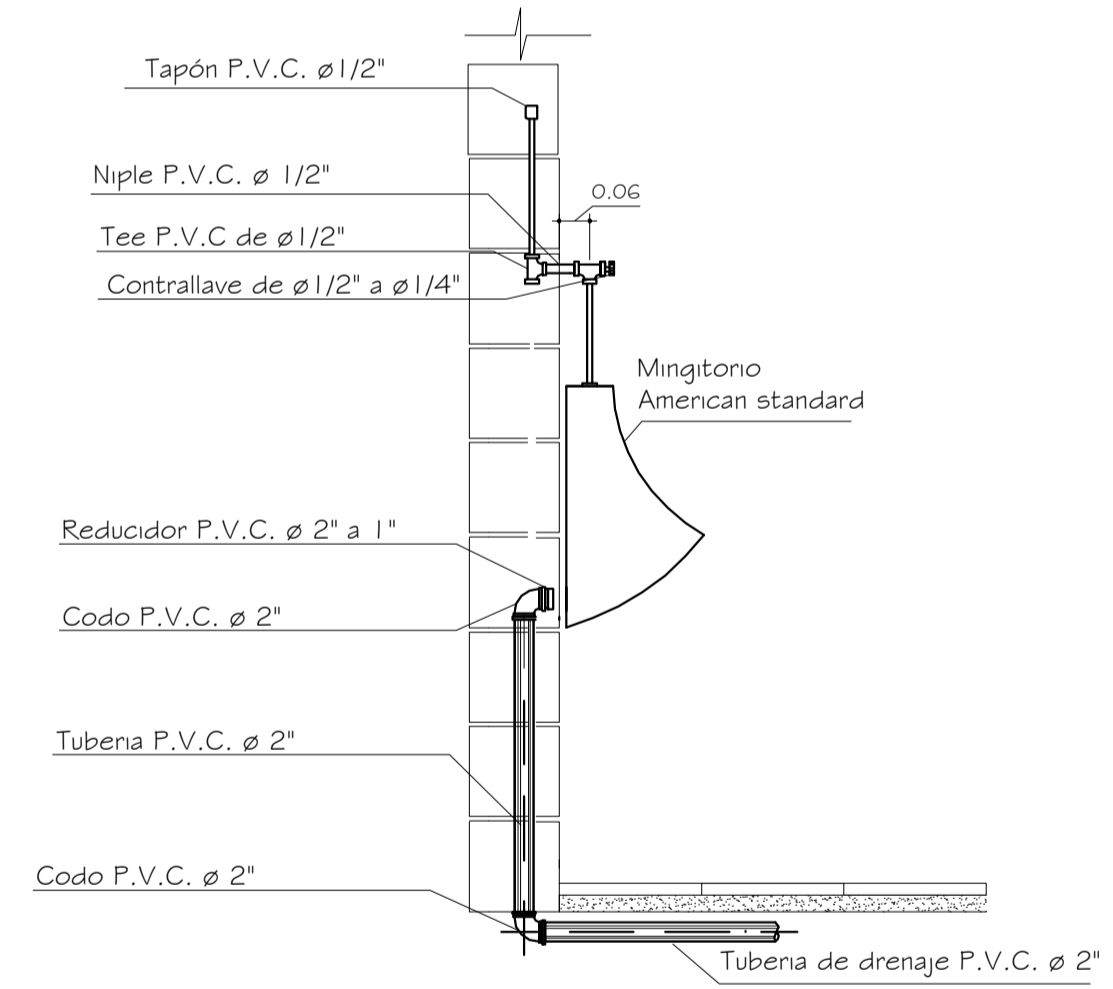
DRENAJE EN INODORO

ESCALA: 1:15



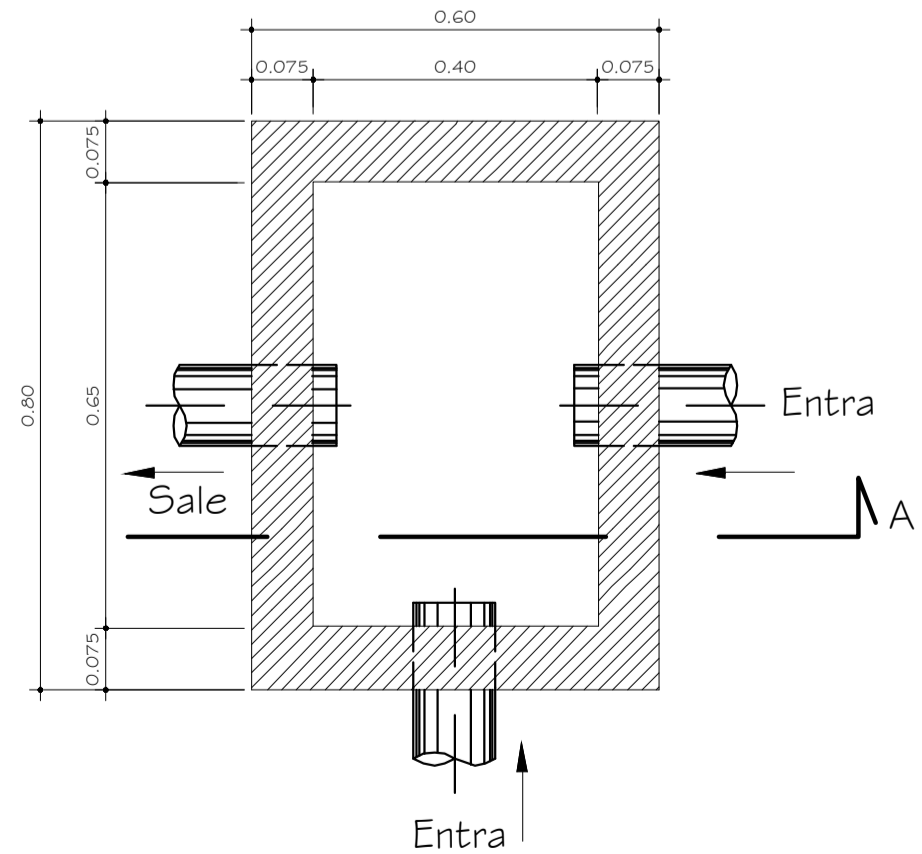
DRENAJE EN LAVAMANOS

ESCALA: 1:15



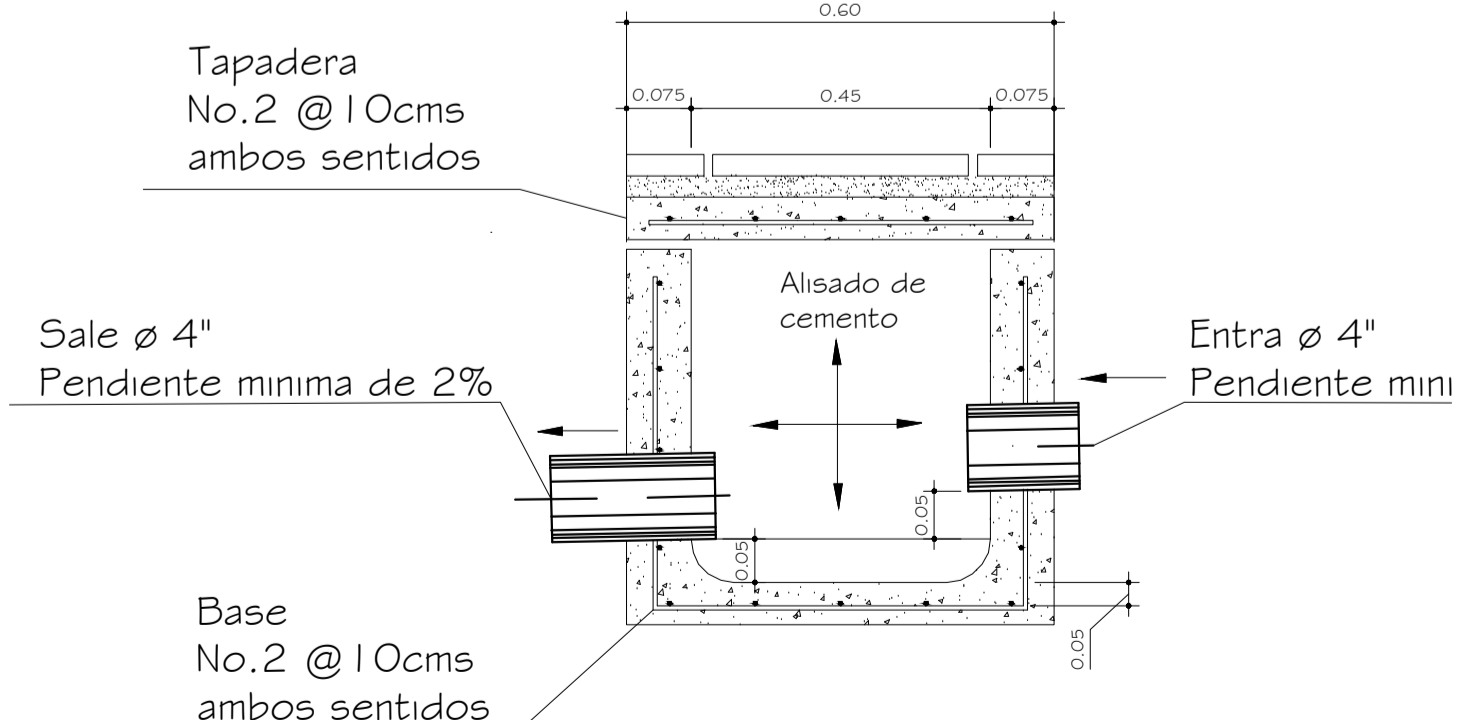
DRENAJE EN MINGITORIO

ESCALA: 1:15



CAJA DE REGISTRO

ESCALA: 1:15



SECCIÓN CAJA DE REGISTRO

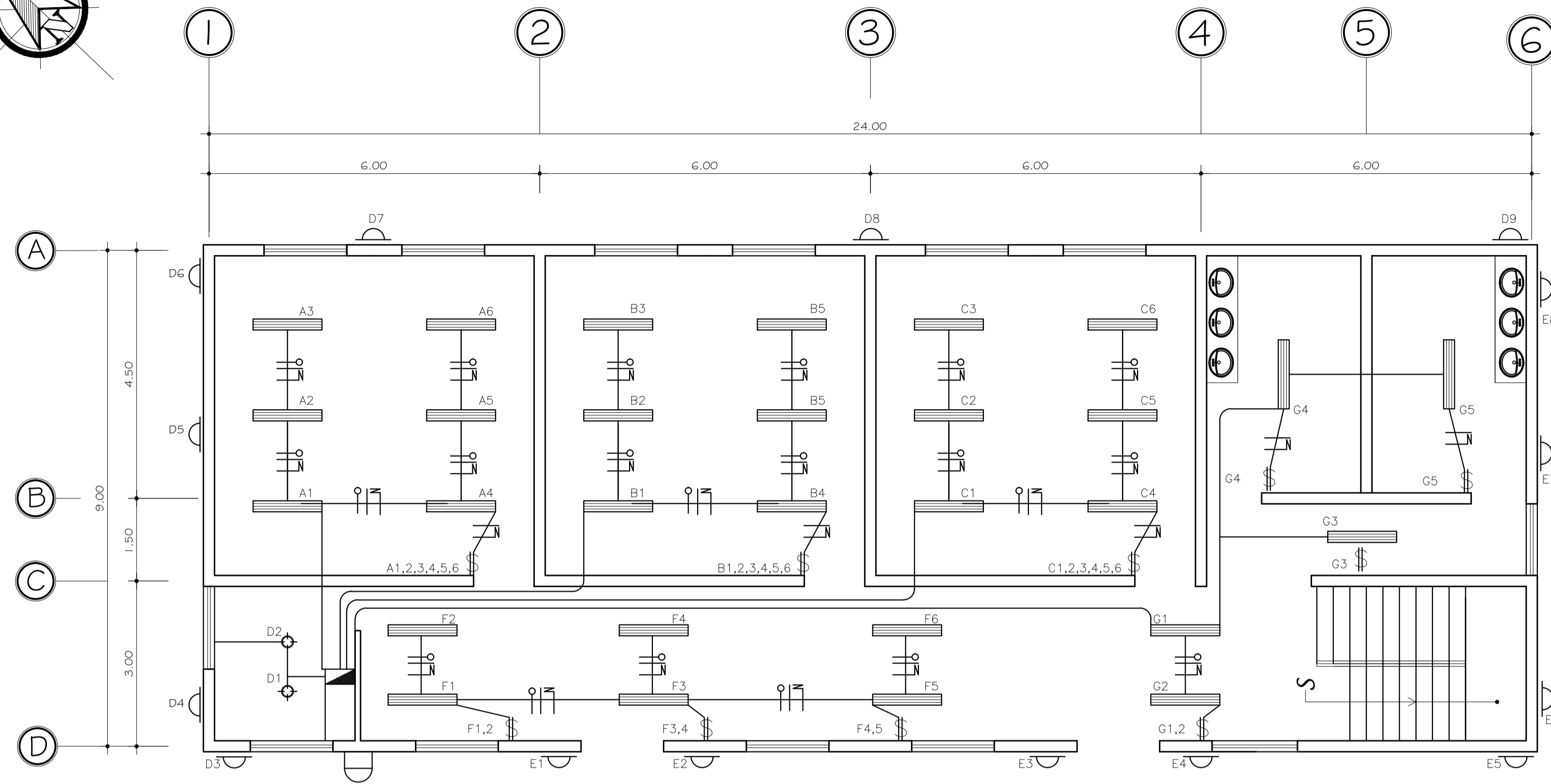
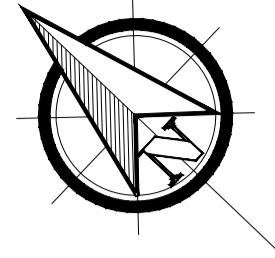
ESCALA: 1:15

La capacidad de volúmen en cajas de registro será de 0.10 metros cúbicos



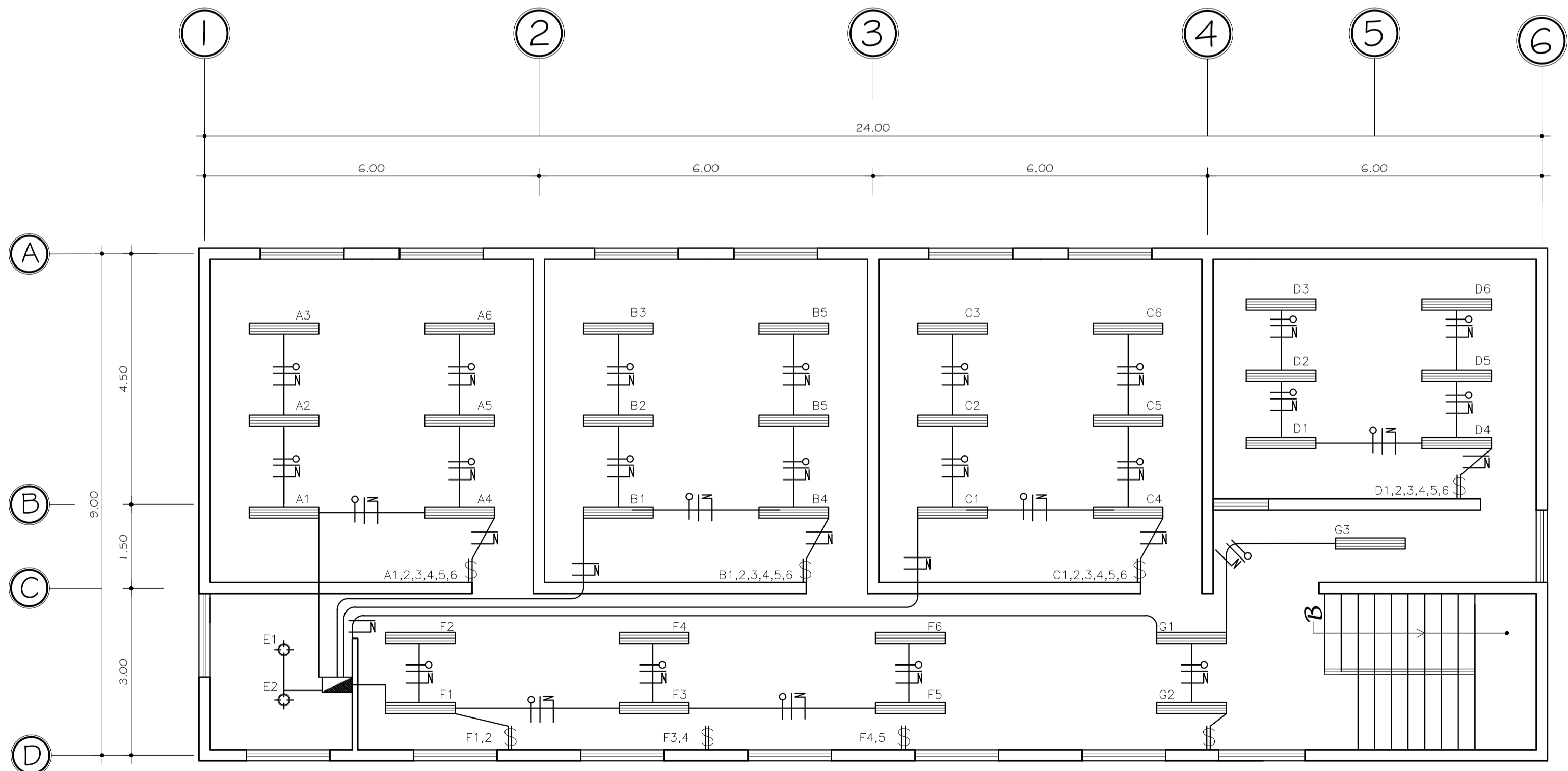
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO		ESCALA INDICADA
NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO	CARNÉ 2005-15862	FECHA AGOSTO 2011
DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ	CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ	DIBUJO LUIS ANTONIO MENDEZ
CONTENIDO PLANTA ACOTADA		HOJA ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASESOR SUPERVISOR		2/4 12/14



PLANTA DE ILUMINACIÓN PRIMER NIVEL

ESCALA: 1:75



PLANTA DE ILUMINACIÓN SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1:75

Circuito	Descripción	Potencia Unitaria Watts	Unidades	Potencia Total Watts	Voltaje Volts	L1 Amperios	L2 Amperios	Conductor	Flip-On
A	Iluminación	40	12	480	120	4.00	0.00	#12	1x20
B	Iluminación	40	12	480	120	4.00	0.00	#12	1x20
C	Iluminación	40	12	480	120	0.00	4.00	#12	1x20
D	Iluminación	80	9	720	120	0.00	6.00	#12	1x20
E	Iluminación	80	8	640	120	5.33	0.00	#12	1x20
F	Iluminación	40	6	240	120	4.00	0.00	#12	1x20
G	Iluminación	40	10	400	120	0.00	3.33	#12	1x20
H	Fuerza	180	5	900	120	0.00	7.50	#12	1x20
I	Fuerza	180	5	900	120	7.50	0.00	#12	1x20
J	Fuerza	180	5	900	120	7.50	0.00	#12	1x20
K	Fuerza	180	3	540	120	0.00	4.50	#12	1x20
L	Fuerza	180	4	720	120	0.00	6.00	#12	1x20
M	Fuerza	180	2	360	120	3.00	0.00	#12	1x20

Diferencia entre sumatorias de amperaje L1 y L2, no debe ser mayor a 10 amperios
 Suma 35.33 31.33
 Amperaje total en caja de distribución 66.67 amp Suma

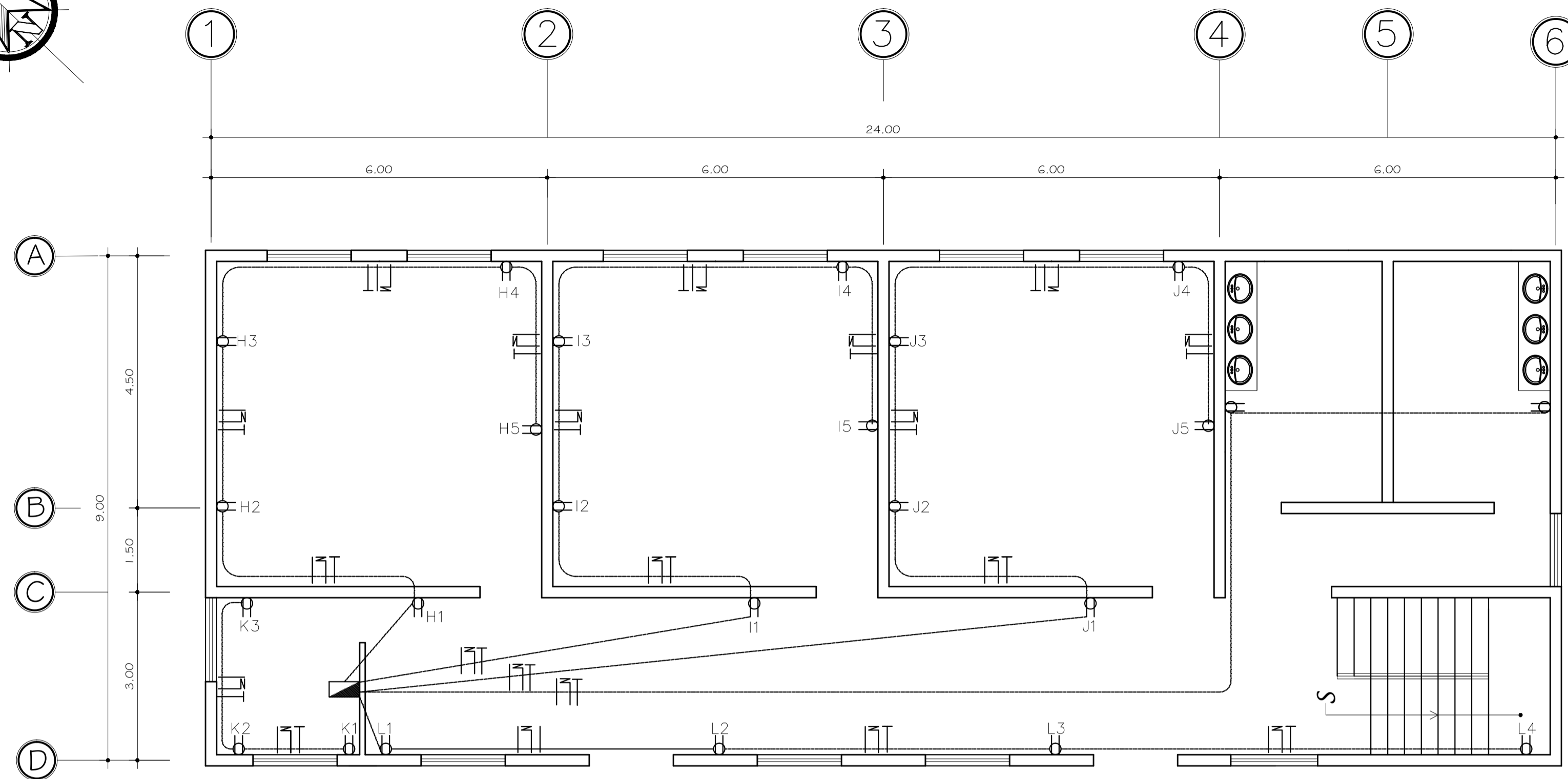
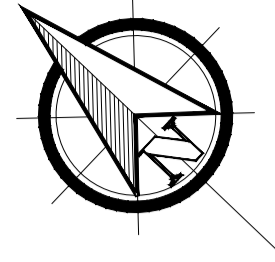
Circuito	Descripción	Potencia Unitaria Watts	Unidades	Potencia Total Watts	Voltaje Volts	L1 Amperios	L2 Amperios	Conductor	Flip-On
A	Iluminación	40	12	480	120	4.00	0.00	#12	1x20
B	Iluminación	40	12	480	120	4.00	0.00	#12	1x20
C	Iluminación	40	12	480	120	0.00	4.00	#12	1x20
D	Iluminación	40	12	480	120	0.00	4.00	#12	1x20
E	Iluminación	40	12	480	120	1.33	0.00	#12	1x20
F	Iluminación	40	3	120	120	4.00	0.00	#12	1x20
G	Iluminación	80	3	240	120	0.00	2.00	#12	1x20
H	Fuerza	180	5	900	120	0.00	7.50	#12	1x20
I	Fuerza	180	5	900	120	7.50	0.00	#12	1x20
J	Fuerza	180	5	900	120	0.00	7.50	#12	1x20
K	Fuerza	180	3	540	120	0.00	4.50	#12	1x20
L	Fuerza	180	4	720	120	0.00	6.00	#12	1x20
M	Fuerza	180	8	1440	120	12.00	0.00	#12	1x20

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	LAMPARA DE NEON 2 X 40 W
	LAMPARA EN CIELO
	TUBO PVC ELECTRICO Ø3/4"
	LÍNEA VIVA
	LÍNEA NEUTRA
	LÍNEA DE RETORNO
	INTERRUPTOR SIMPLE t= 1.20 mts S.N.P.T.
	INTERRUPTOR DOBLE t= 1.20 mts S.N.P.T.
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
	CONTADOR t= 2.7 S.N.P.T.



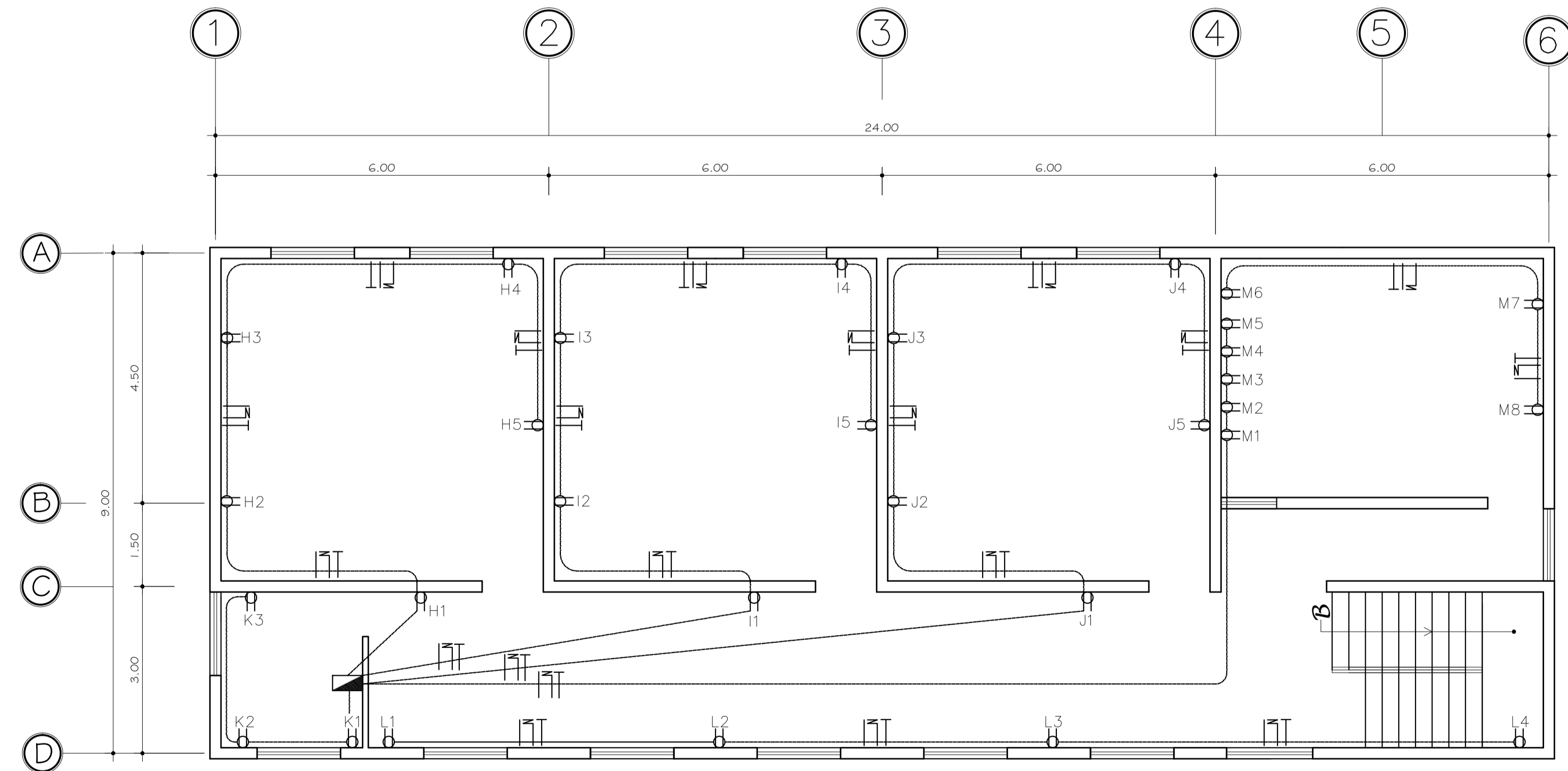
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO	ESCALA INDICADA
NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO	CARNÉ 2005-15862
DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ	CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ
DIBUJO LUIS ANTONIO MENDEZ	FECHA AGOSTO 2011
CONTENIDO PLANTA DE ILUMINACIÓN	
ING. NATANEL JHONATAN REQUENA GOMEZ ASESOR SUPERVISOR	LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EGRESISTA DE INGENIERIA
HOJA ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES	
3/4 13/14	



PLANTA DE FUERZA PRIMER NIVEL

ESCALA: 1:75



PLANTA DE FUERZA SEGUNDO NIVEL

ESCALA: 1:75

TABLERO PRIMER NIVEL

Circuito	Descripción	Potencia Unitaria Watts	Unidades	Potencia Total Watts	Voltaje Voltios	L1 Amperios	L2 Amperios	Conductor	Flip-On
A	Iluminación	40	12	480	120	4.00	0.00	#12	1x20
B	Iluminación	40	12	480	120	4.00	0.00	#12	1x20
C	Iluminación	40	12	480	120	0.00	4.00	#12	1x20
D	Iluminación	80	9	720	120	0.00	6.00	#12	1x20
E	Iluminación	80	8	640	120	5.33	0.00	#12	1x20
F	Iluminación	40	6	240	120	4.00	0.00	#12	1x20
G	Iluminación	40	10	400	120	0.00	3.33	#12	1x20
H	Fuerza	180	5	900	120	0.00	7.50	#12	1x20
I	Fuerza	180	5	900	120	7.50	0.00	#12	1x20
J	Fuerza	180	5	900	120	7.50	0.00	#12	1x20
K	Fuerza	180	3	540	120	0.00	4.50	#12	1x20
L	Fuerza	180	4	720	120	0.00	6.00	#12	1x20
M	Fuerza	180	2	360	120	3.00	0.00	#12	1x20

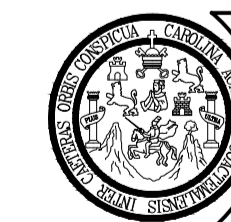
Diferencia entre sumatorias de amperaje L1 y L2, no debe ser mayor a 10 amperios Suma 35.33 31.33
Amperaje total en caja de distribución 66.67 amp Suma

TABLERO SEGUNDO NIVEL

Circuito	Descripción	Potencia Unitaria Watts	Unidades	Potencia Total Watts	Voltaje Voltios	L1 Amperios	L2 Amperios	Conductor	Flip-On
A	Iluminación	40	12	480	120	4.00	0.00	#12	1x20
B	Iluminación	40	12	480	120	4.00	0.00	#12	1x20
C	Iluminación	40	12	480	120	0.00	4.00	#12	1x20
D	Iluminación	40	12	480	120	0.00	4.00	#12	1x20
E	Iluminación	40	12	480	120	1.33	0.00	#12	1x20
F	Iluminación	40	3	120	120	4.00	0.00	#12	1x20
G	Iluminación	80	3	240	120	0.00	2.00	#12	1x20
H	Fuerza	180	5	900	120	0.00	7.50	#12	1x20
I	Fuerza	180	5	900	120	7.50	0.00	#12	1x20
J	Fuerza	180	5	900	120	0.00	7.50	#12	1x20
K	Fuerza	180	3	540	120	0.00	4.50	#12	1x20
L	Fuerza	180	4	720	120	0.00	6.00	#12	1x20
M	Fuerza	180	8	1440	120	12.00	0.00	#12	1x20

SIMBOLOGÍA

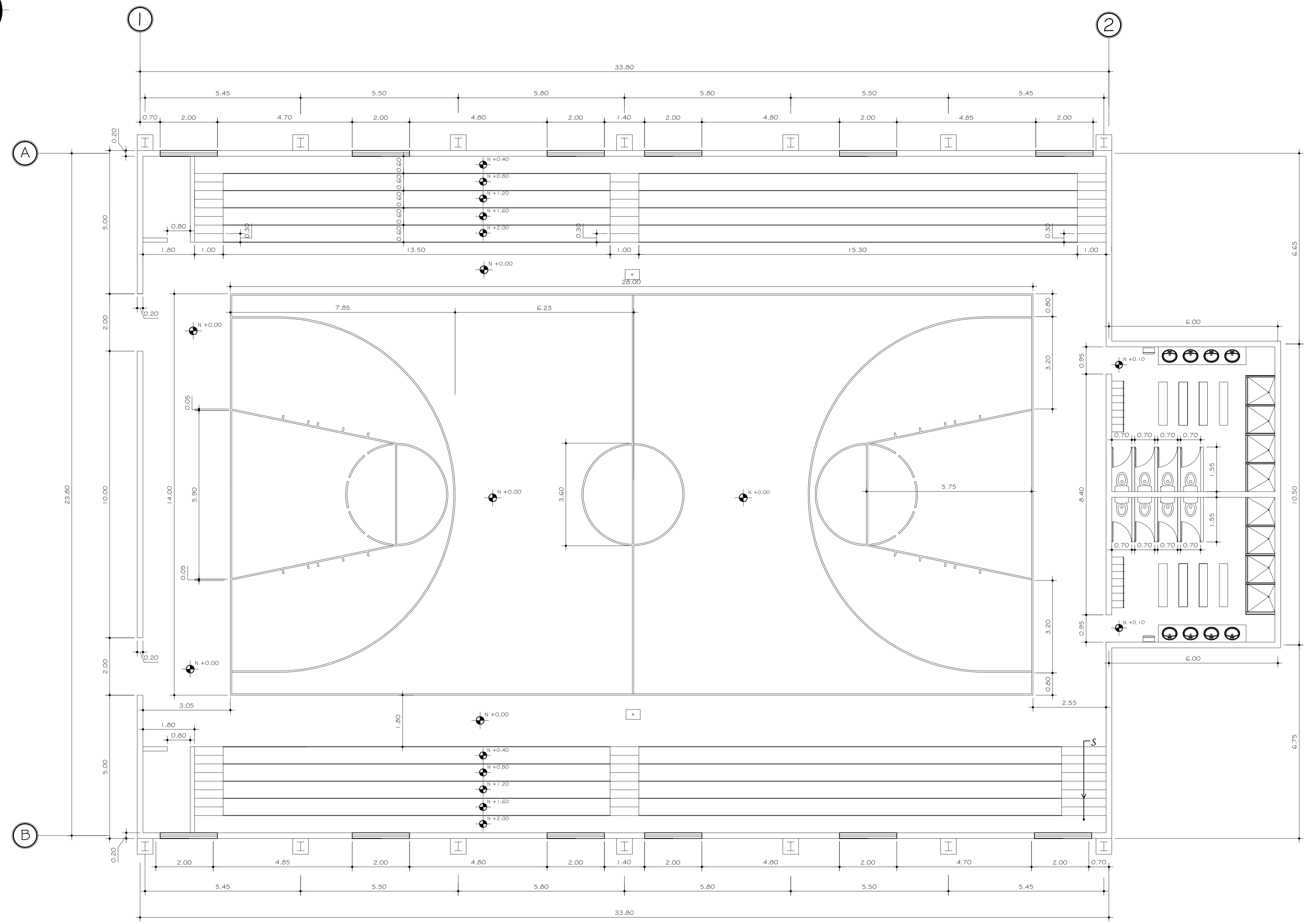
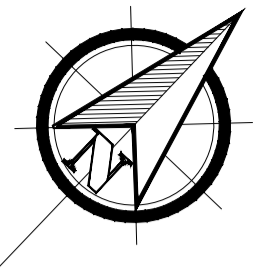
SÍMBOLOS	DESCRIPCIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
	TOMACORRIENTE DOBLE 120 V. H= 0.30 S.N.P.T.
	TUBO PVC ELÉCTRICO Ø3/4" SUBTERRANEO
	LINEA VIVA
	LINEA NEUTRA
	LINEA DE TIERRA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR, ALDEA CERRO DE ORO		ESCALA INDICADA
NOMBRE LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO CARNÉ 2005-15862		FECHA AGOSTO 2011
DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ	CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ	DIBUJO LUIS ANTONIO MENDEZ
CONTENIDO PLANTA DE FUERZA		HOJA ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES
ING. NATANEL JHONATAN REQUENA GOMEZ ASESOR SUPERVISOR		LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERIA

4/4 14/4




UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO
**DISEÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO,
 ALDEA CERRO DE ORO**

DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ CALCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ

CONTENIDO: **PLANTA ACOTADA**

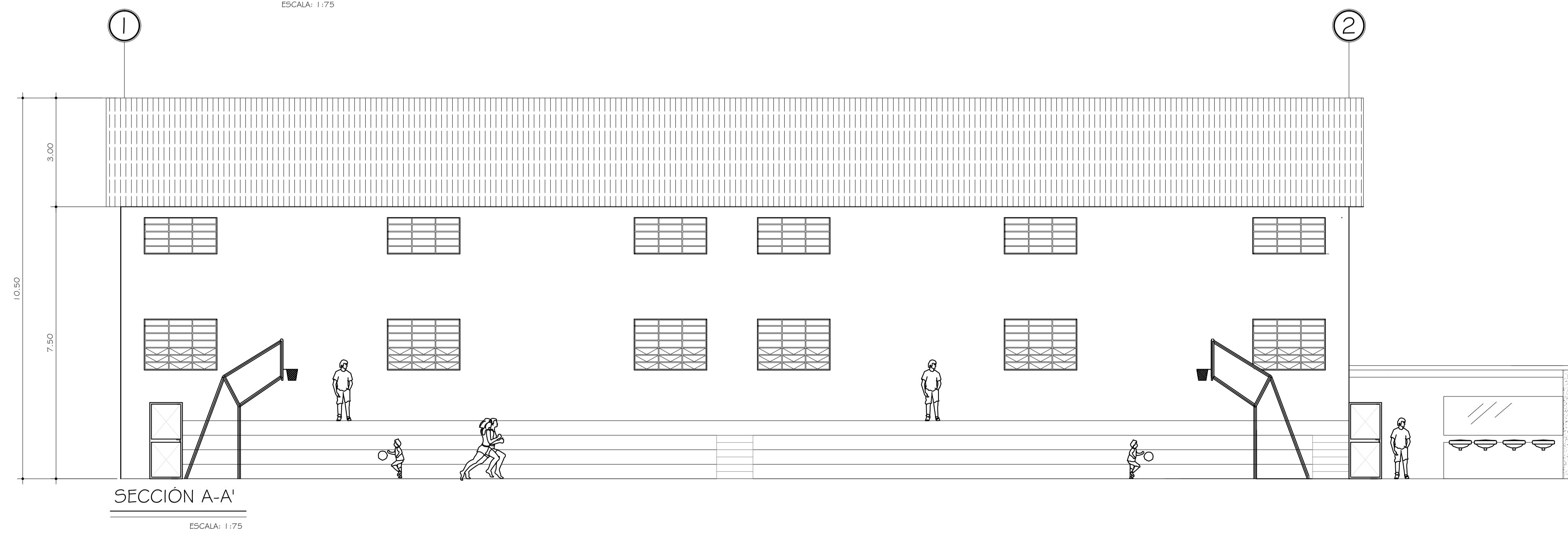
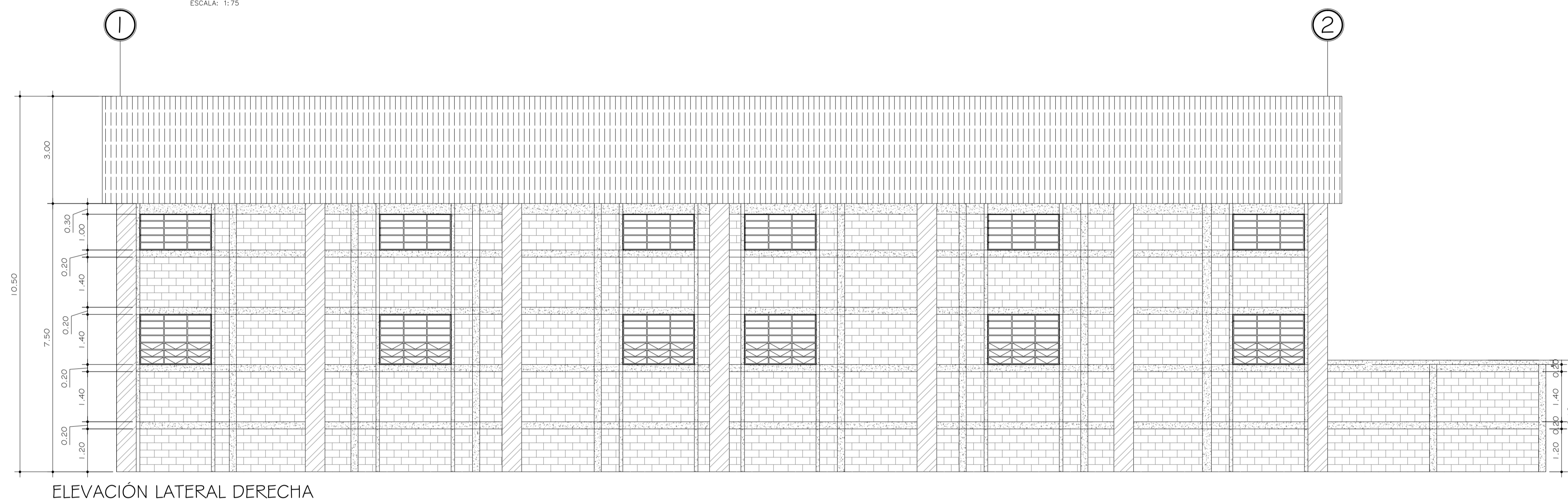
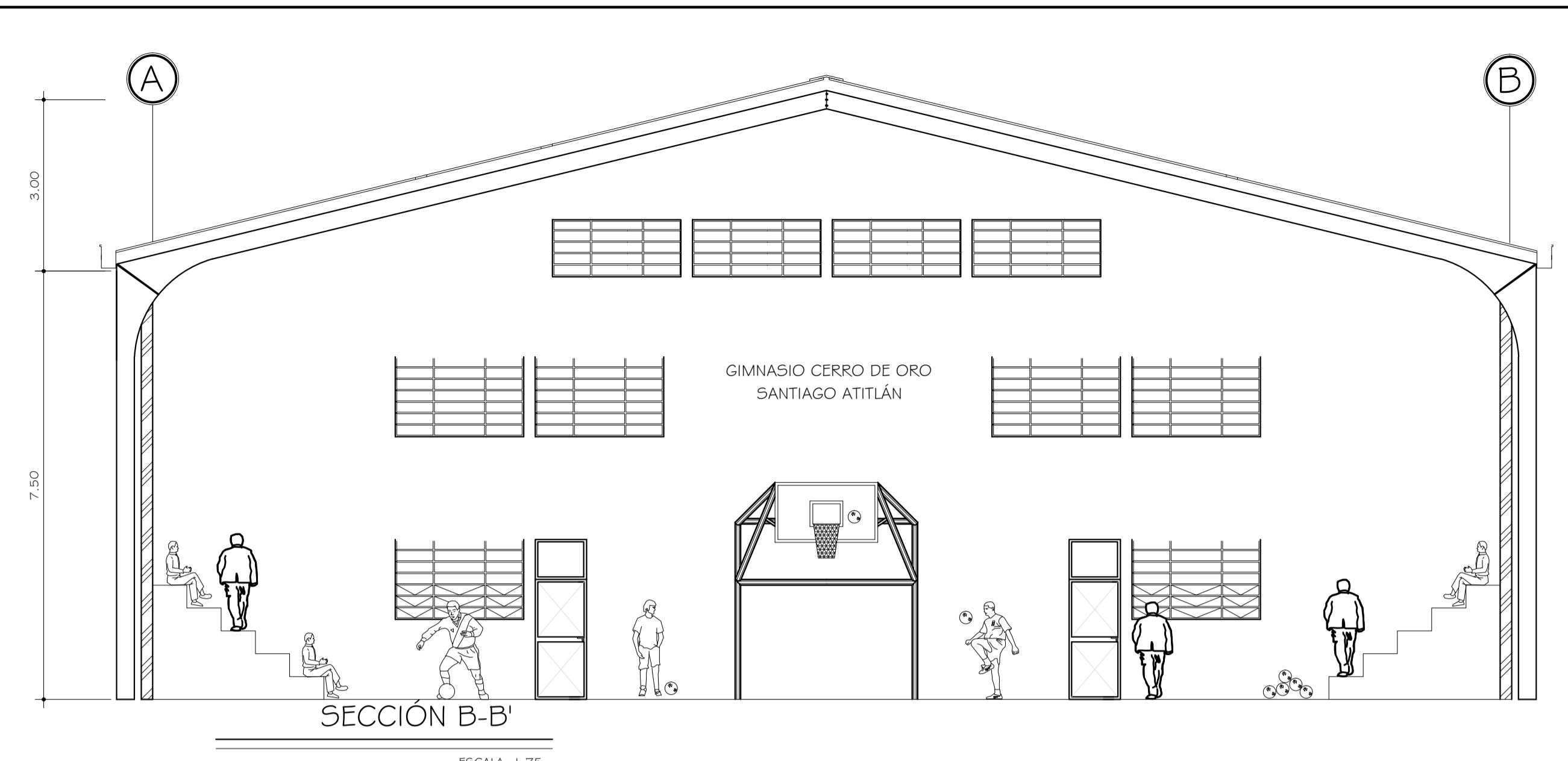
HOJA
 ARQUITECTURA
 ESTRUCTURAS
 INSTALACIONES

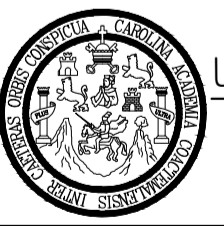
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO
 ASESOR-SUPERVISOR EPESISTA DE INGENIERÍA

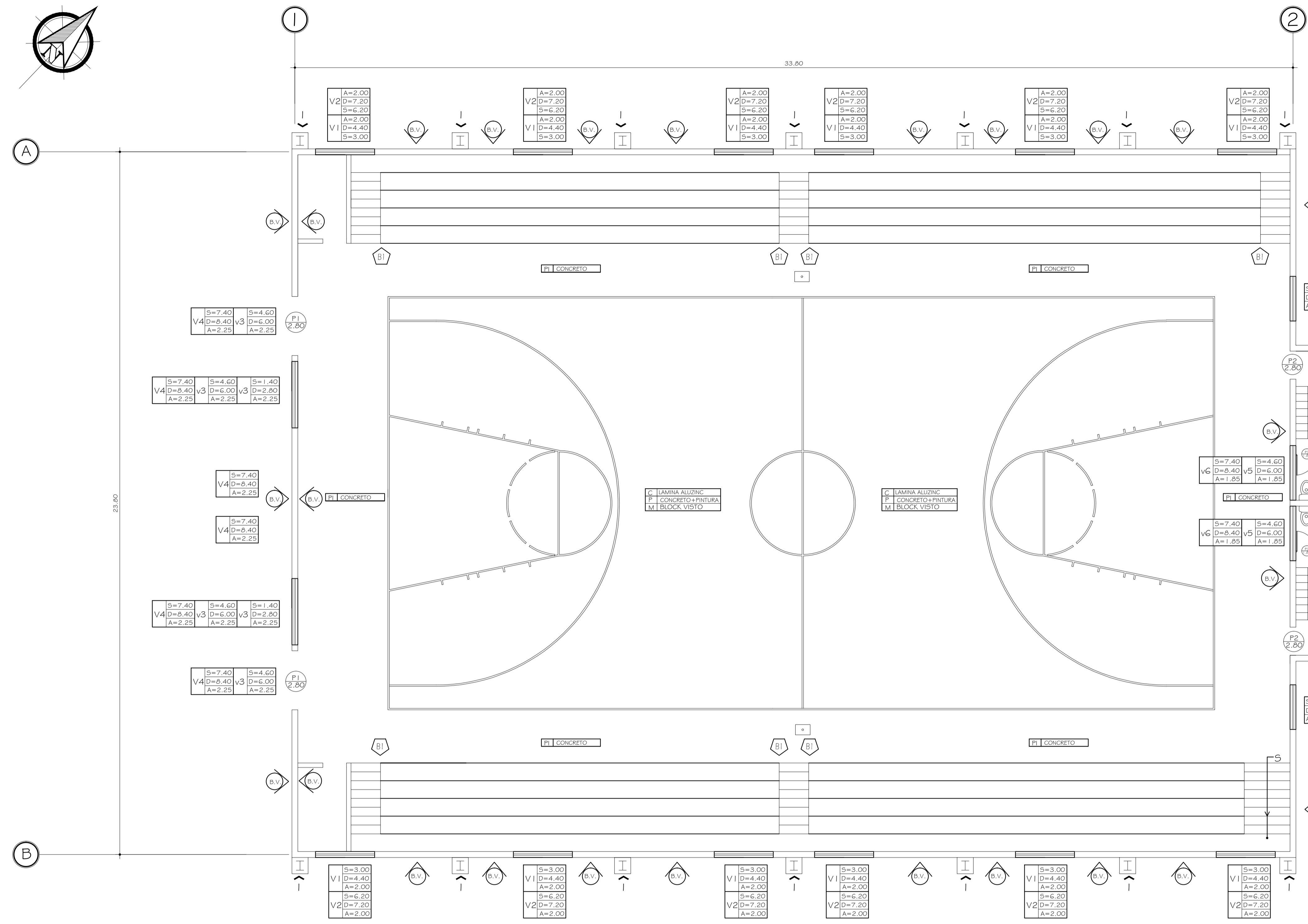
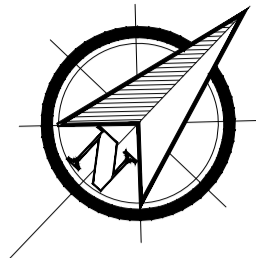
ESCALA INDICADA

FECHA OCTUBRE 2011

1/4 1/2



 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO DISEÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, ALDEA CERRO DE ORO		ESCALA INDICADA
DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ		FECHA OCTUBRE 2011
CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ		HOJA ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES
DIBUJO LUIS ANTONIO MENDEZ		
CONTENIDO PLANTA DE DETALLES DE TECHO		2/4 2/12
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASESOR-SUPERVISOR		
LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERÍA		



PLANTA DE ACABADOS

ESCALA: 1:75

SIMBOLOGÍA ACABADOS

SIMBOLOS	DESCRIPCIÓN
	ACABADO EXTERIOR BLOCK VISTO
	ACABADO FINAL EN BAÑOS CEMENTO AISLADO ALTURA=1.50 mt SOBRE EL NIVEL DE PISO
	ACABADOS EN CIELO (C), PISO (P) Y MUROS (M)
	CIELO LAMINA DE ALLZINC EN POLIDEPORTIVO, CERNIDO EN BAÑOS
	PISO PISO DE GRANITO EN BAÑOS DE 0.30*0.30 mts.
	MUROS PISO DE CONCRETO EN CANCHA, APLICAR PINTURA ESPECIAL PARA CANCHAS COD. 1211 MARCA EL VOLCÁN
	MUROS INTERIORES BLOCK VISTO, COLUMNAS Y SOLERAS TALLADAS
	COLUMNIA METALICA, CON 2 MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA código 2021-01 MARCA EL VOLCÁN
	BARANDA DE METAL CON DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA código 2021-01 MARCA EL VOLCÁN
	PUERTAS Y MARCOS DE VENTANAS SE LE APLICARA PINTURA DE ACEITE COLOR NEGRO código 053 MARCA EL VOLCÁN

SIMBOLOGÍA PUERTAS Y VENTANAS

SIMBOLO	DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
	INDICA TIPO DE LA PUERTA INDICA ALTURA DINTEL DE LA PUERTA		INDICA TIPO DE VENTANA INDICA SILLAR INDICA ANCHO

PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	SILLAR	DINTEL	ANCHO	UNIDADES	ALTURA	MATERIAL
V - 1	Variable	Variable	2.00	12	1.40	METAL + VIDRIO 5 mm
V - 2	Variable	Variable	2.00	12	1.00	METAL + VIDRIO 5 mm
V - 3	Variable	Variable	2.25	11	1.40	METAL + VIDRIO 5 mm
V - 4	Variable	Variable	2.25	6	1.00	METAL + VIDRIO 5 mm
V - 6	Variable	Variable	1.85	2	1.40	METAL + VIDRIO 5 mm
V - 7	Variable	Variable	1.85	2	1.00	METAL + VIDRIO 5 mm
V - 8	2.20	2.60	2.50	4	0.40	METAL + VIDRIO 5 mm

PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDADES	UNIDADES	HOJAS	UBICACIÓN	OBSERVACIONES
P - 1	2.00	2.80	2	METAL	2	ENTRADAS PRINCIPALES	INCLUYE SOBREMARCO DE 0.70 CMS
P - 2	0.95	2.80	2	METAL + VIDRIO	1	ENTRADA A SERVICIOS SANITARIOS	INCLUYE SOBREMARCO DE 0.70 CMS
P - 3	0.70	1.80	8	METAL	1	INGRESO A INODORO	-----
P - 4	1.00	1.80	8	METAL	1	INGRESO A DUCHA	-----

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO
DISEÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO,
ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA INDICADA

FECHA
OCTUBRE 2011

DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ | CALCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ | DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ

CONTENIDO
PLANTA DE ACABADOS

HOJA
ARQUITECTURA
ESTRUCTURAS
INSTALACIONES

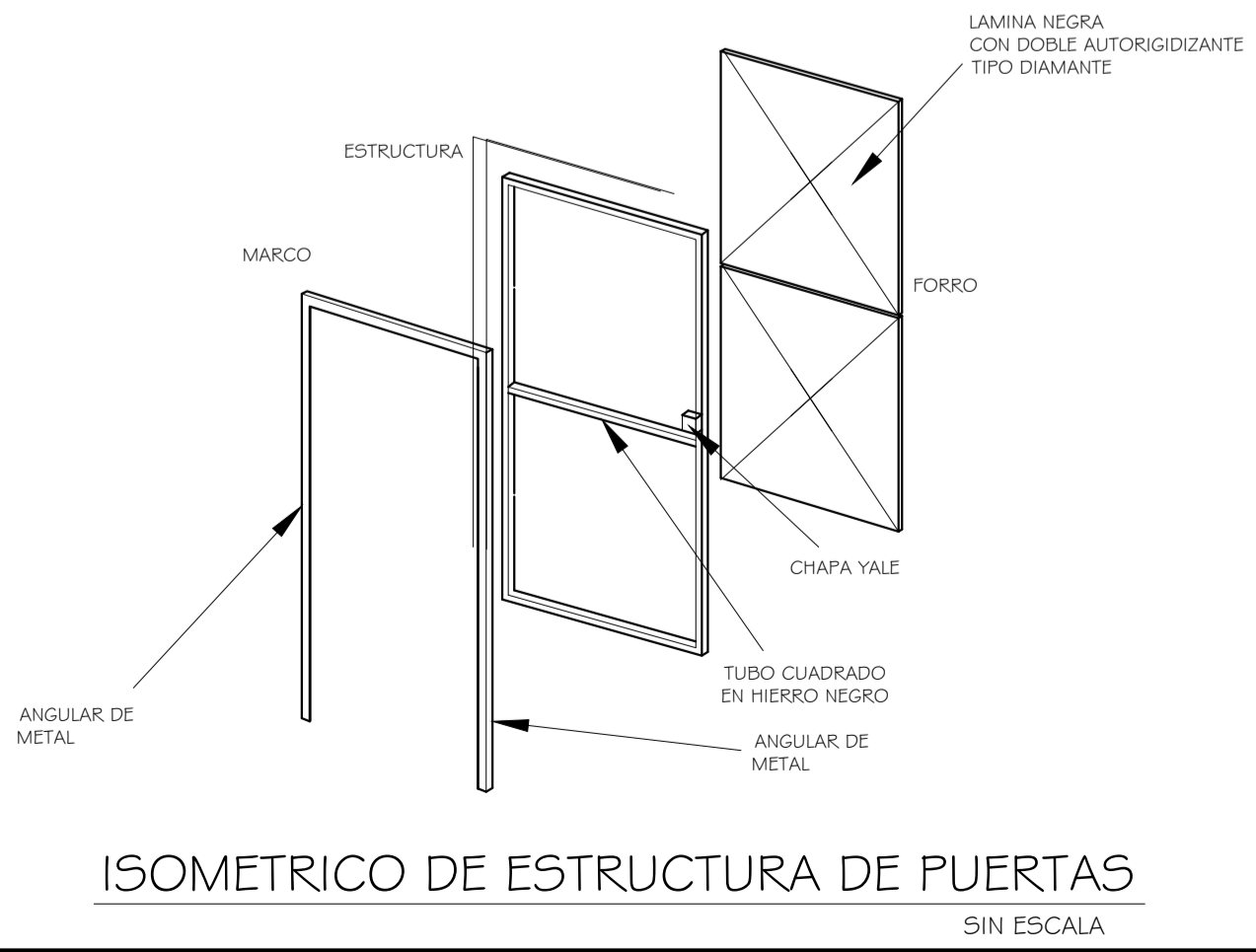
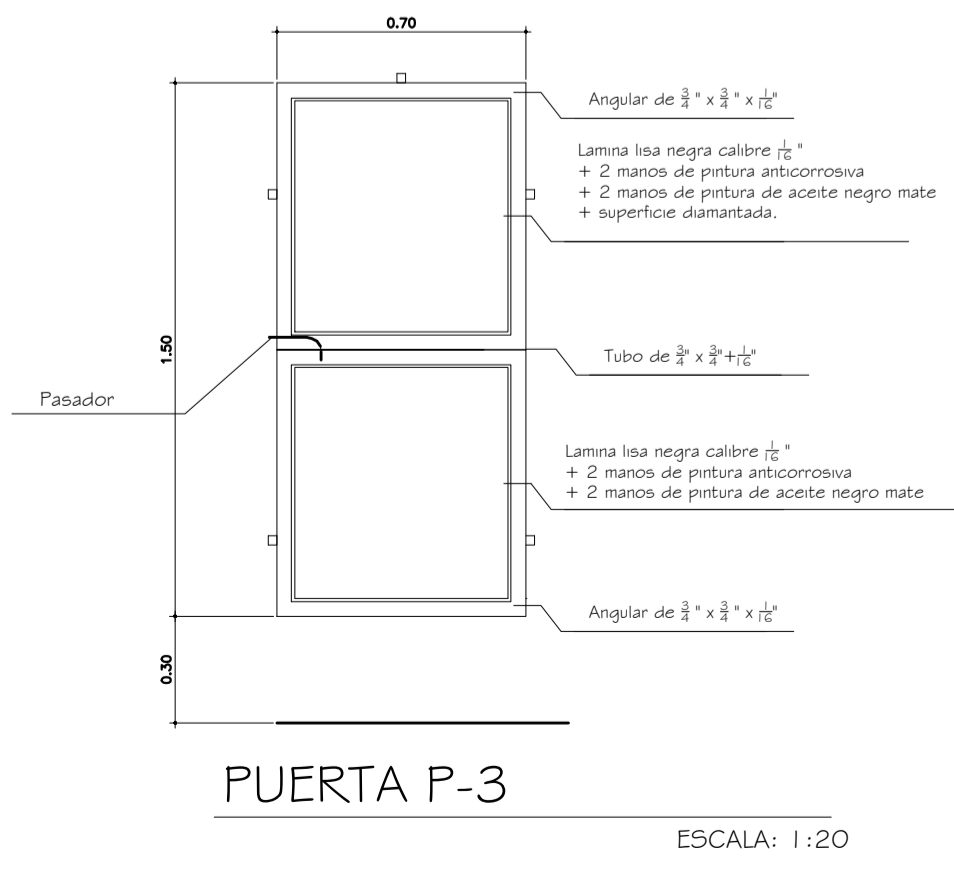
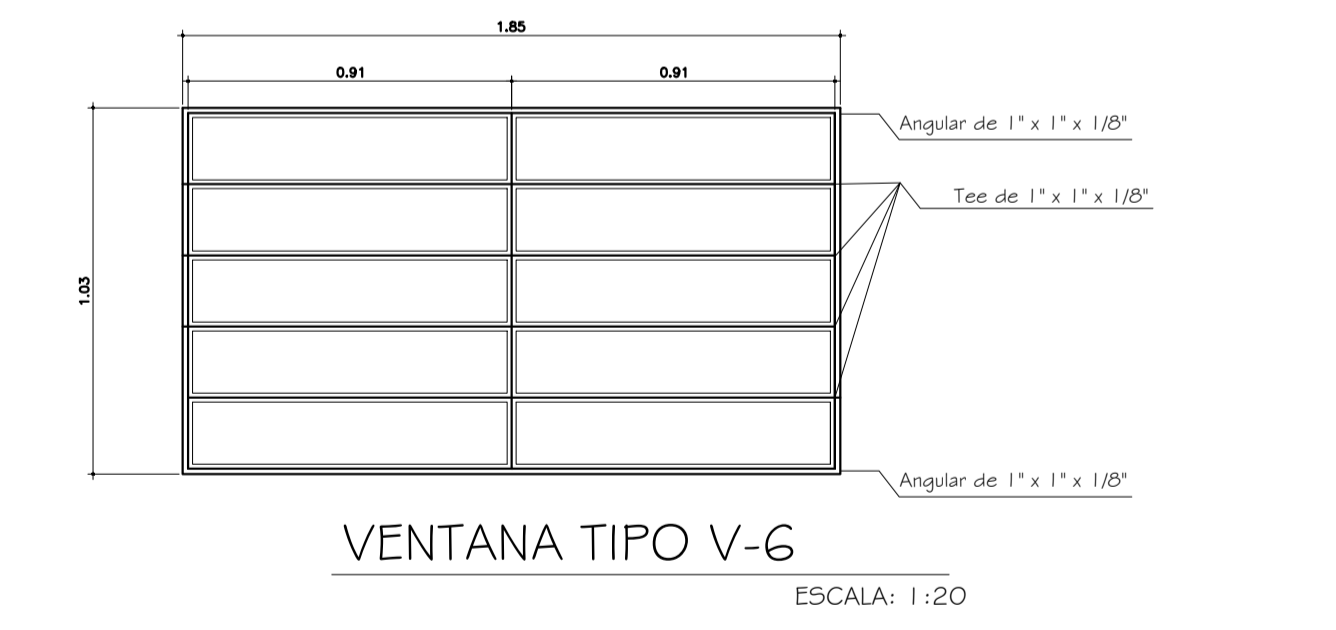
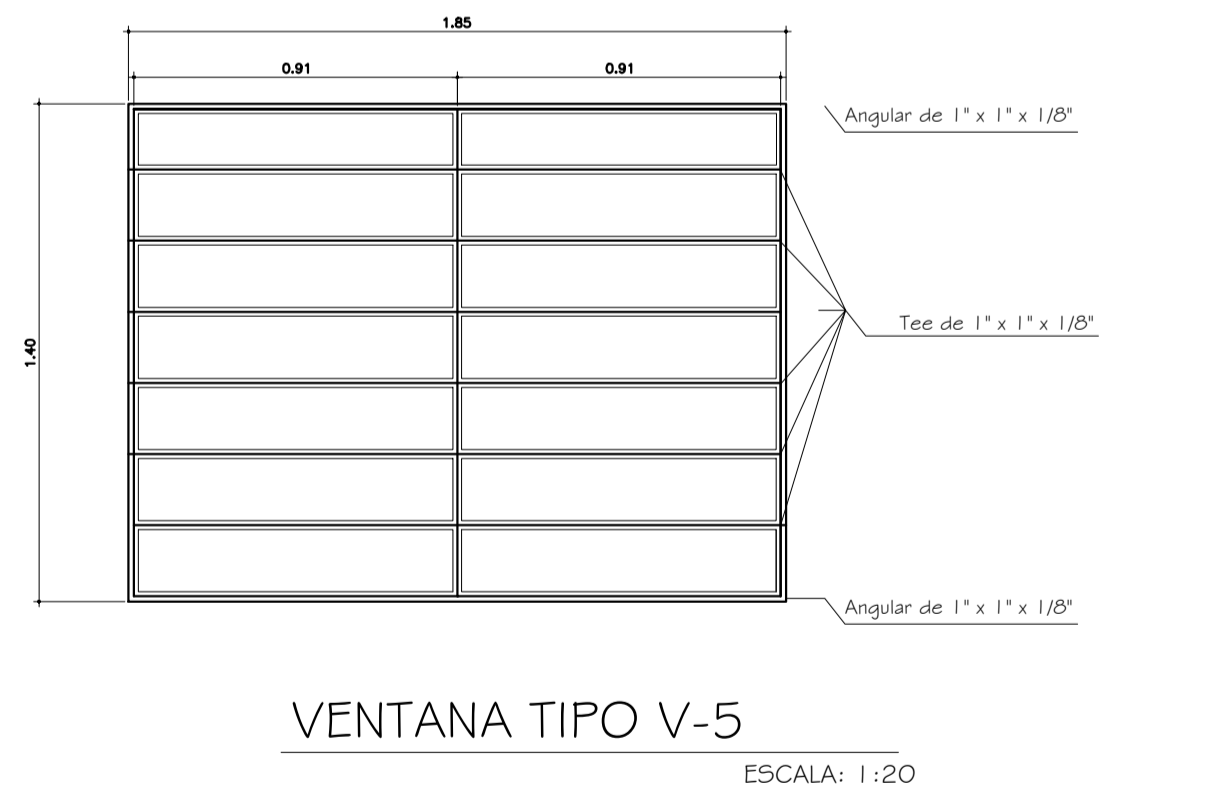
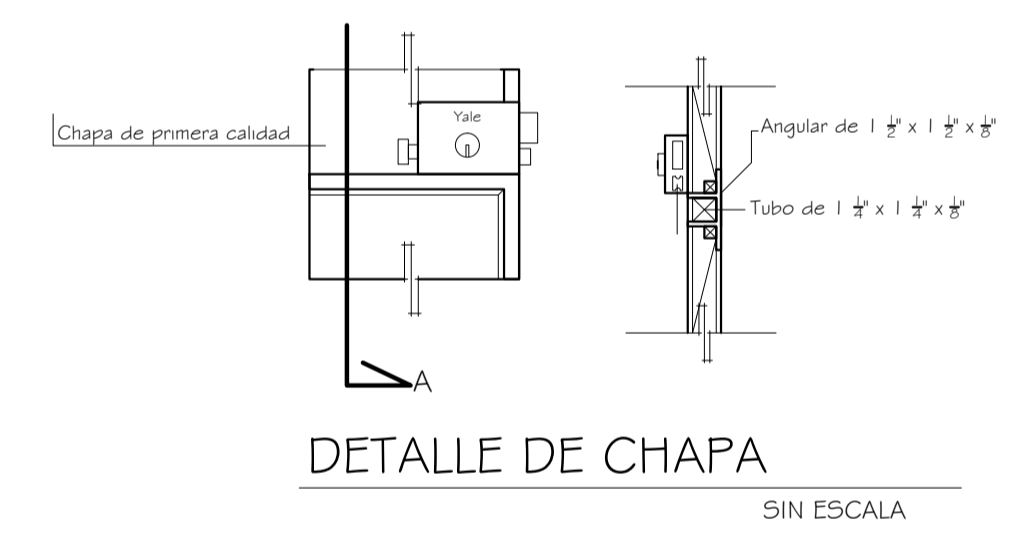
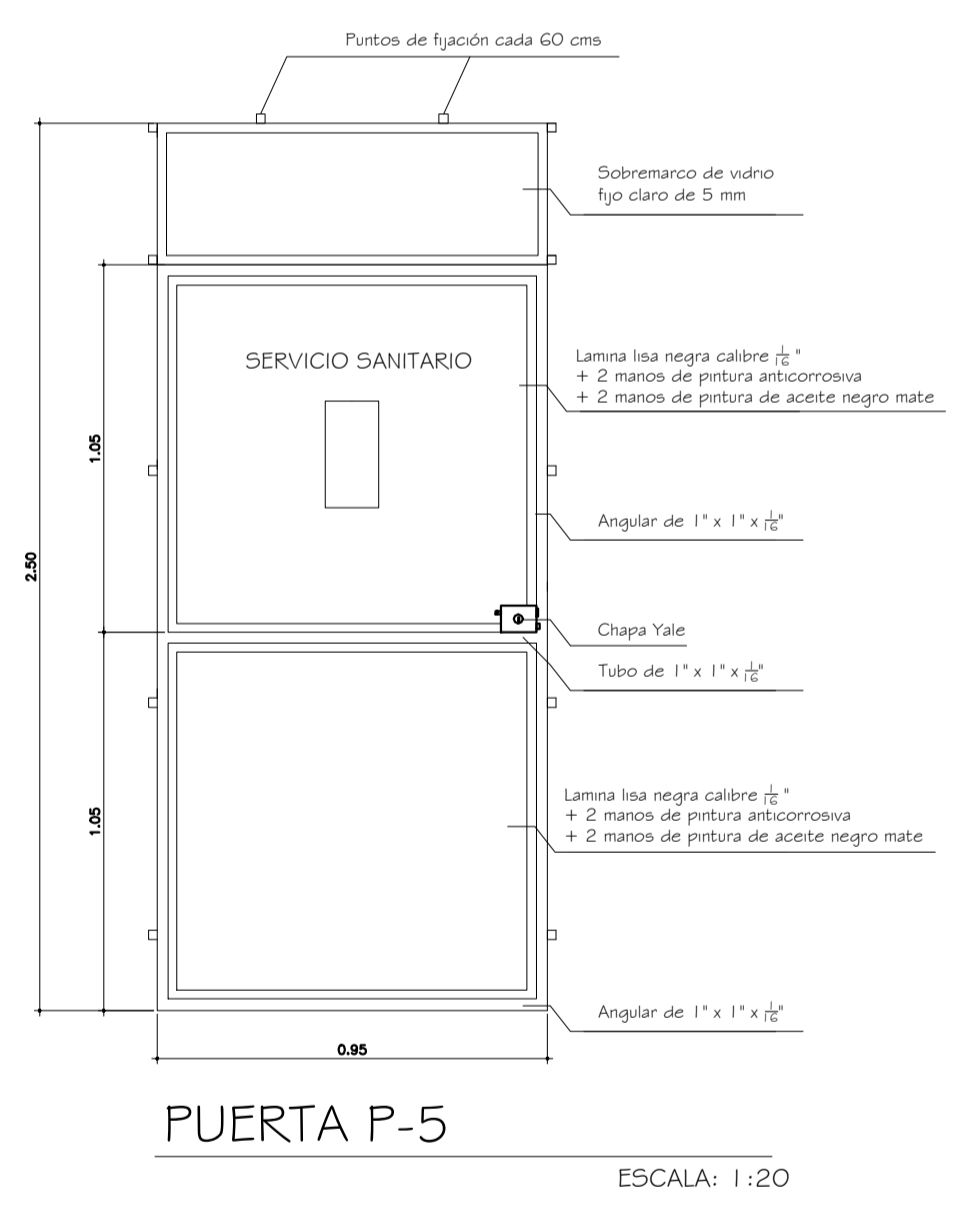
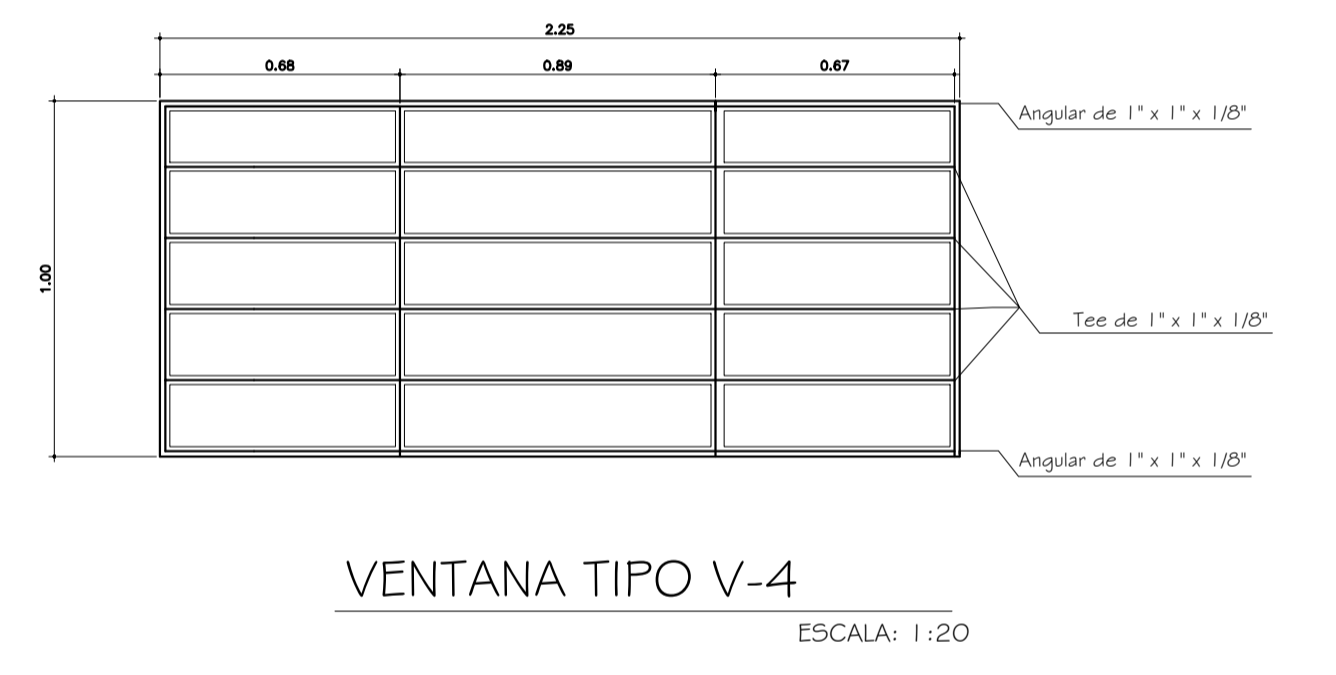
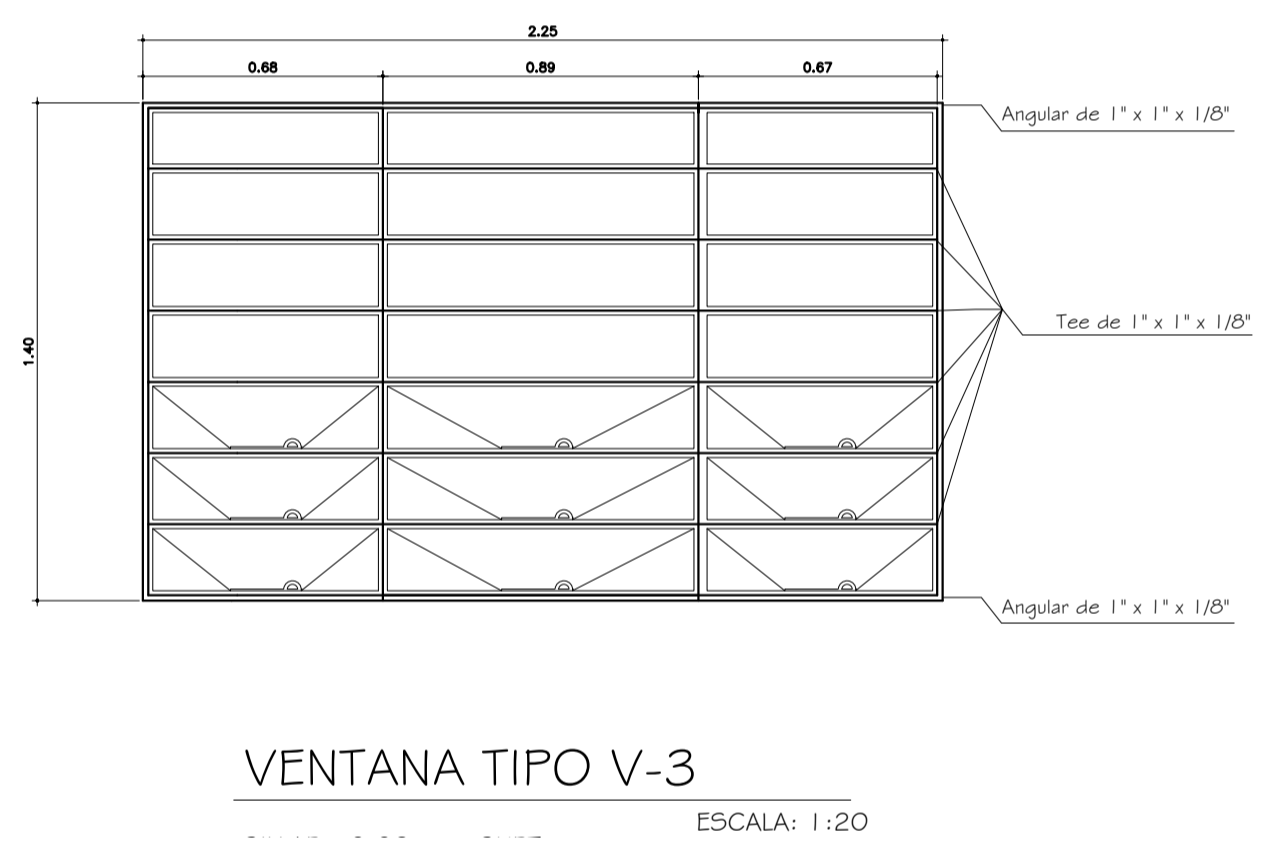
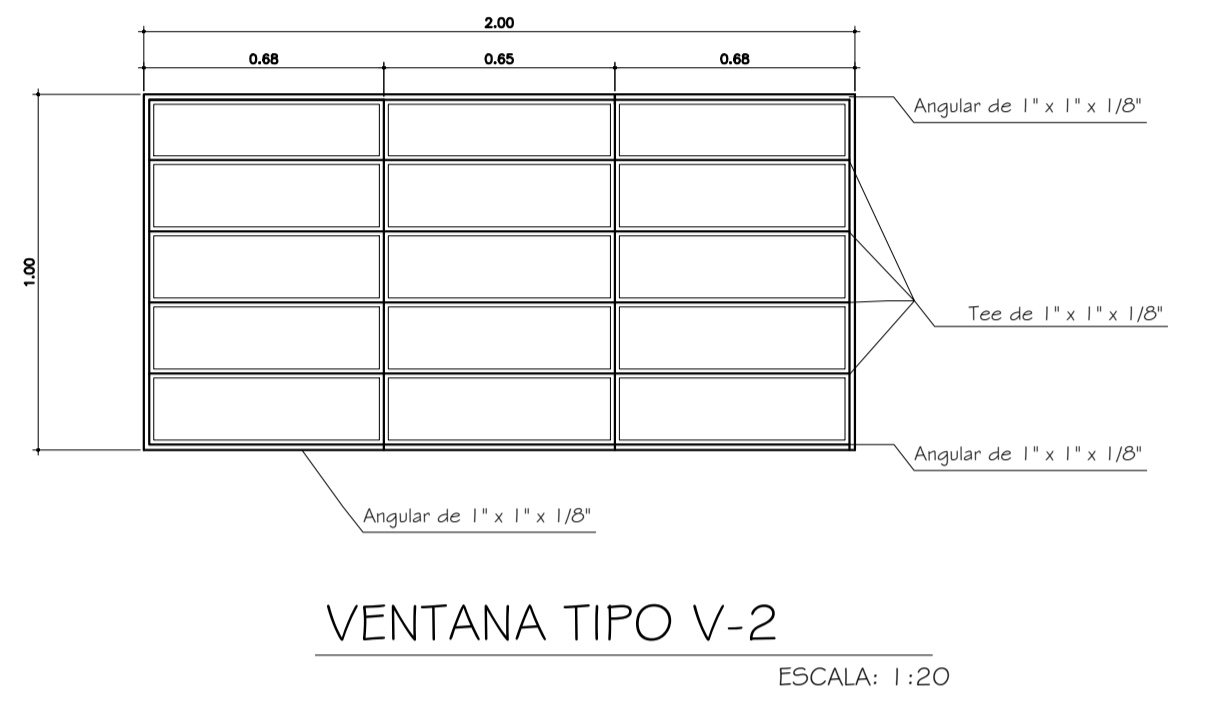
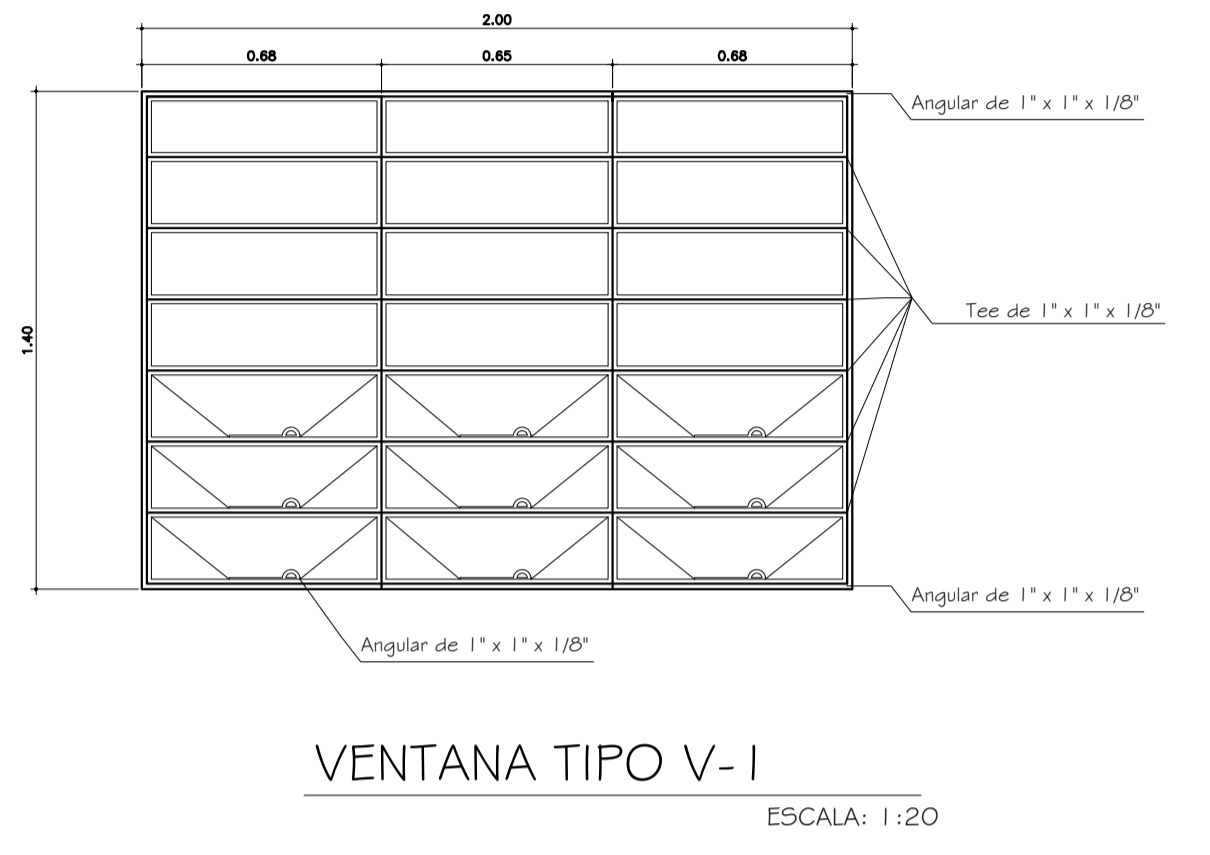
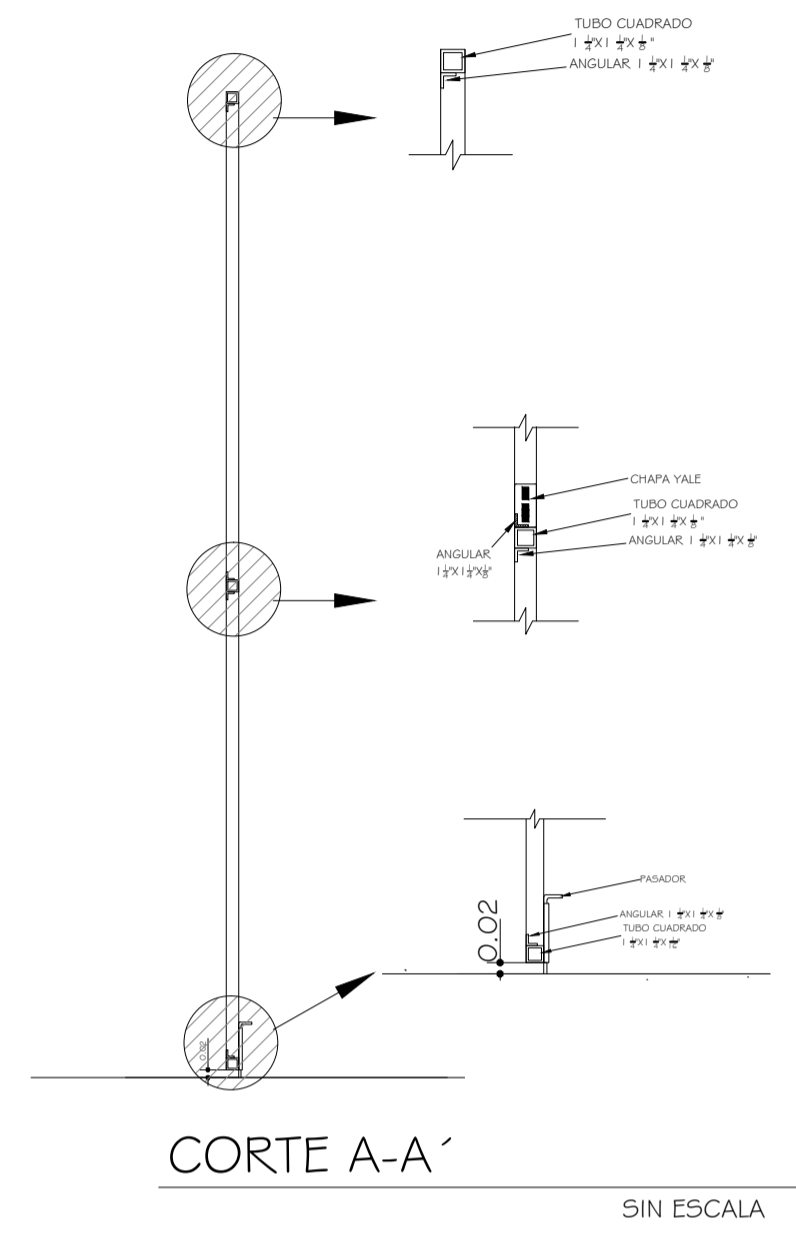
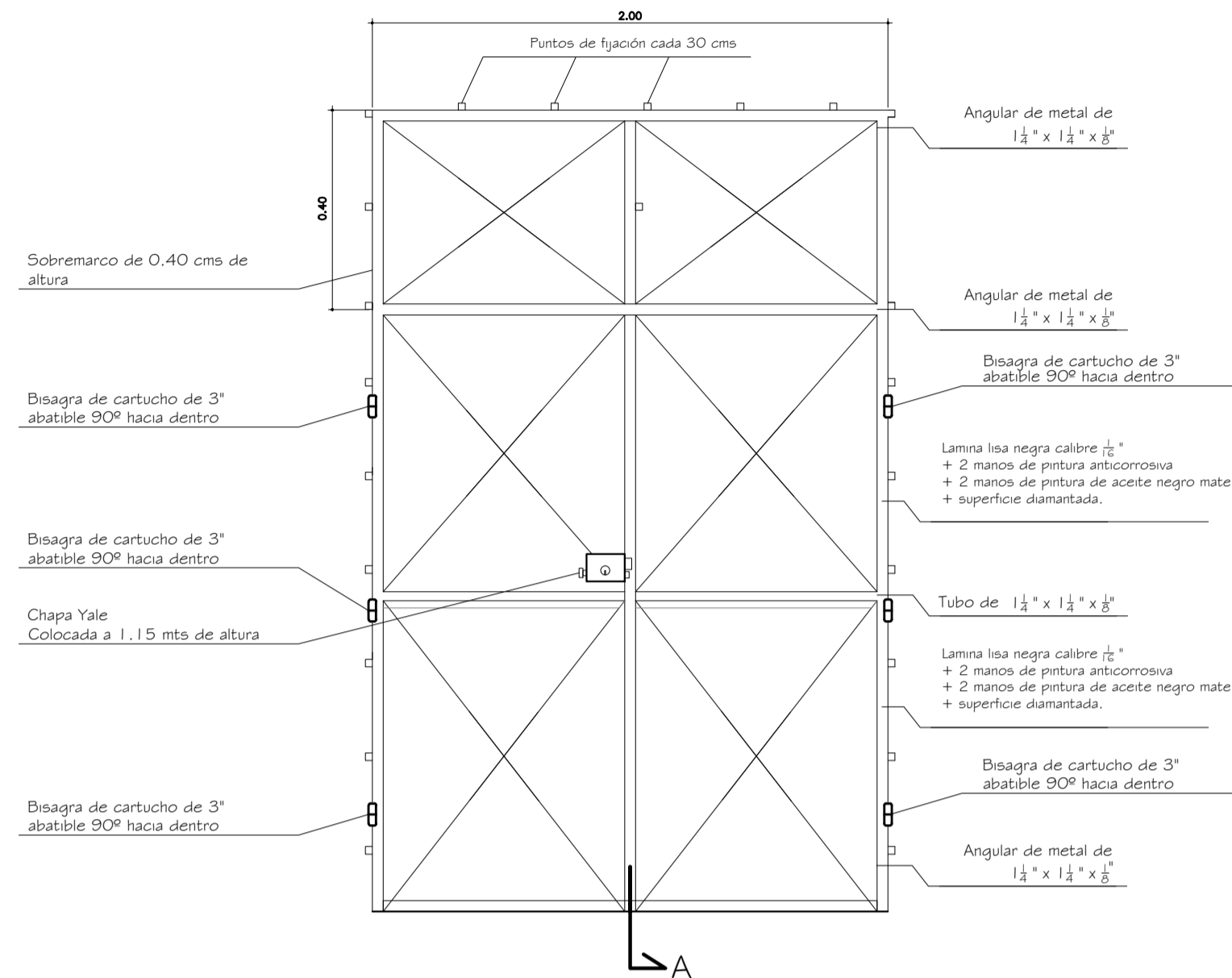
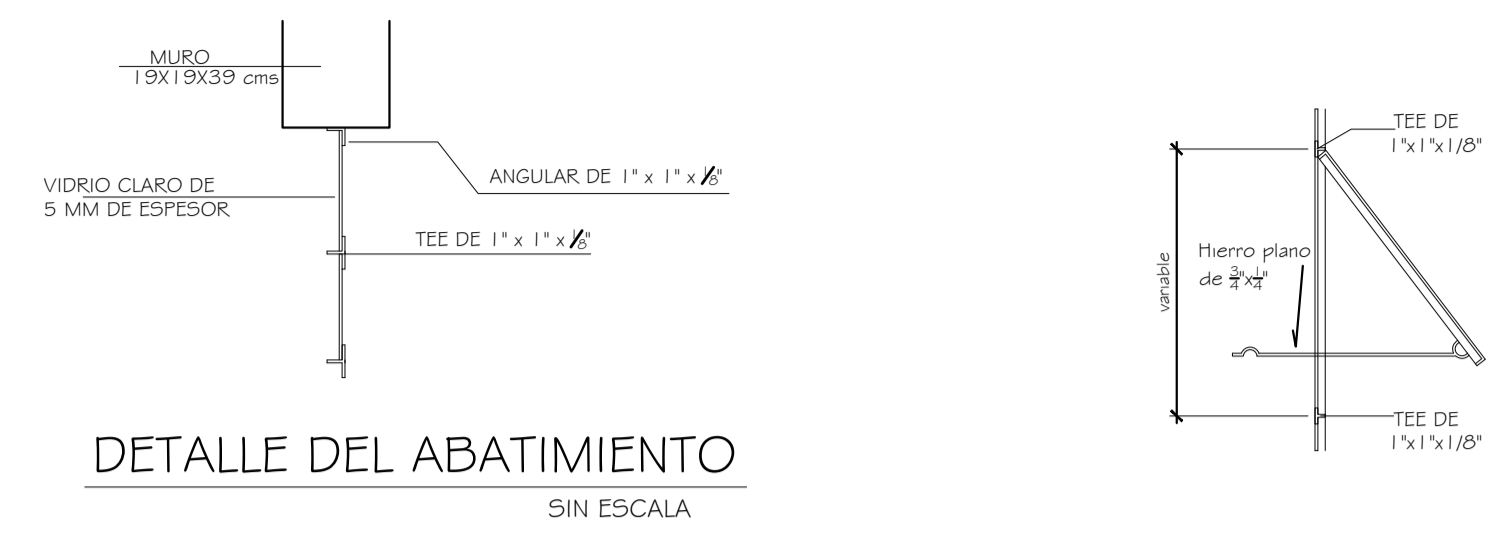
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASesor-SUPERVISOR | LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERÍA

3/4 3/12

NOTA:

-Las ventanas tendrán la siguiente estructura: angular de 1" x 1" x 1/8" + Tee de 1" x 1" x 1/8" con vidrio transparente de 5mm de espesor.
 Deberá tener dos manos de pintura anticorrosiva, color gris código 2021-01 marca El Volcán + dos manos de pintura de aceite negra código: 053 marca El Volcán.
 -Las ventanas deberán de ir pegadas con silicón color gris

-La estructura de las puertas de metal serán de: angular de metal de 1 1/2" + tubo cuadrado de hierro negro de 1 1/4" x 1 1/4", chapa yale, y el forro será una lámina lisa negra calibre 1/16" + 2 manos de pintura anticorrosiva código 2021-01 marca El Volcán + 2 manos de pintura de aceite negro código: 053 marca El Volcán, la superficie será diamantada.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA INDICADA

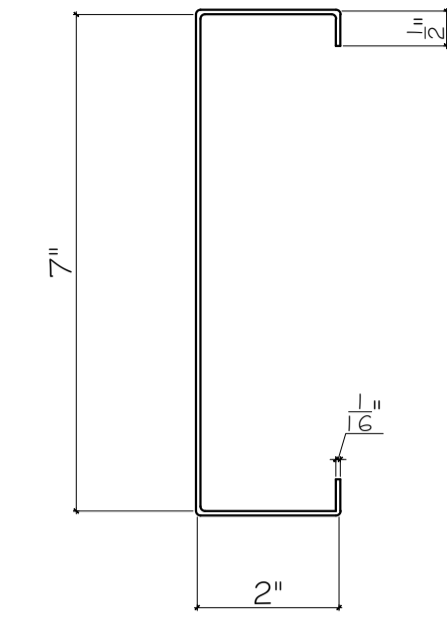
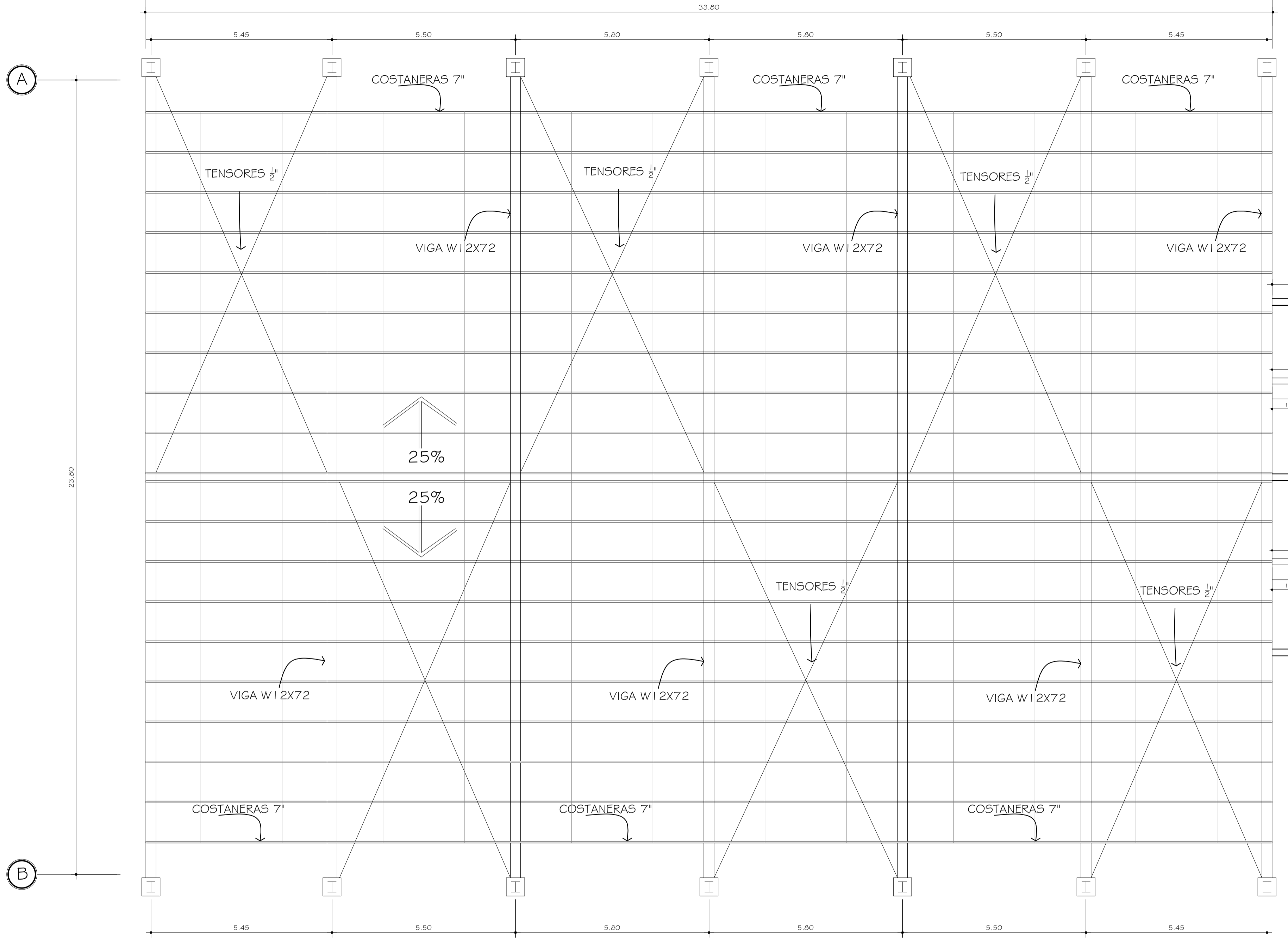
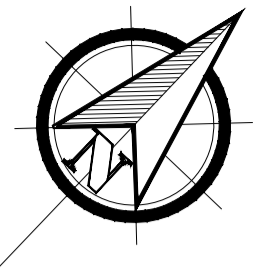
FECHA: OCTUBRE 2011

DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ | CALCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ | DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ

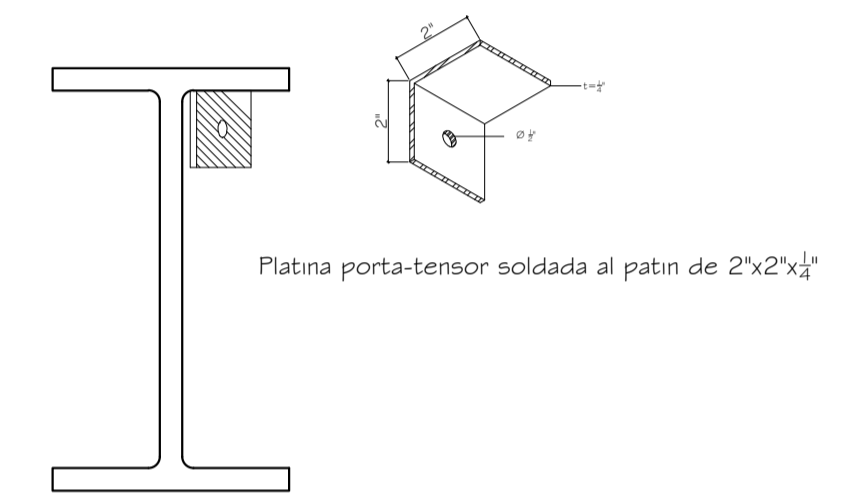
CONTENIDO: PLANTA DE ACABADOS

HOJA: 4/4

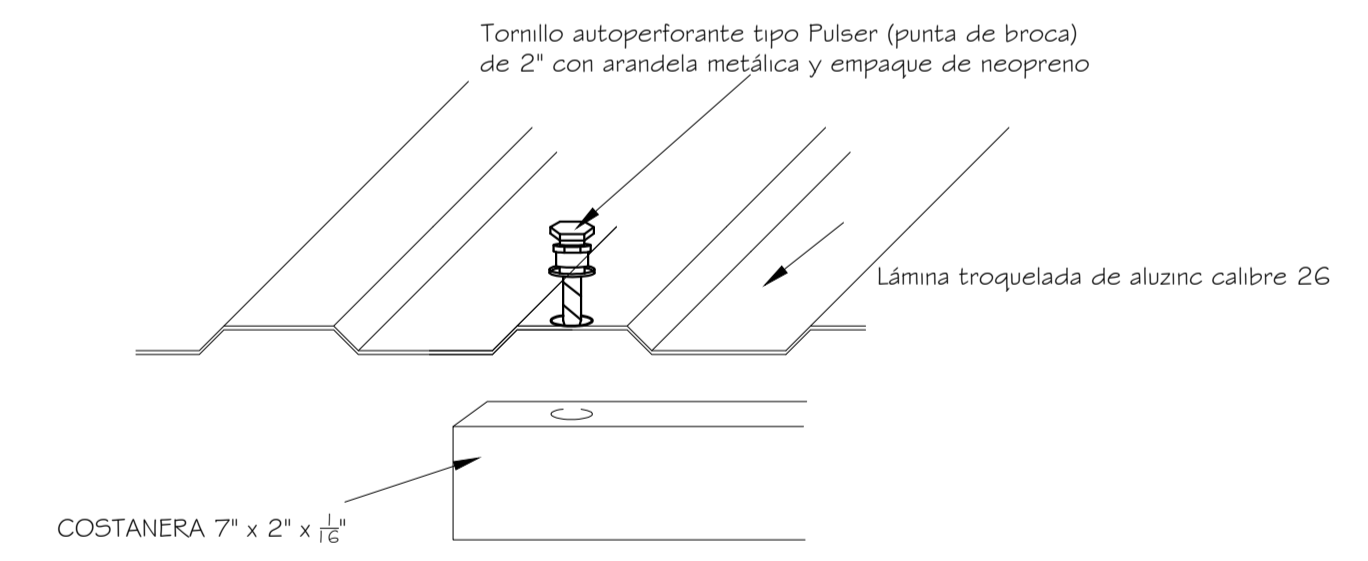
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASesor-SUPERVISOR | LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERÍA



DETALLE DE COSTANERA
SIN ESCALA

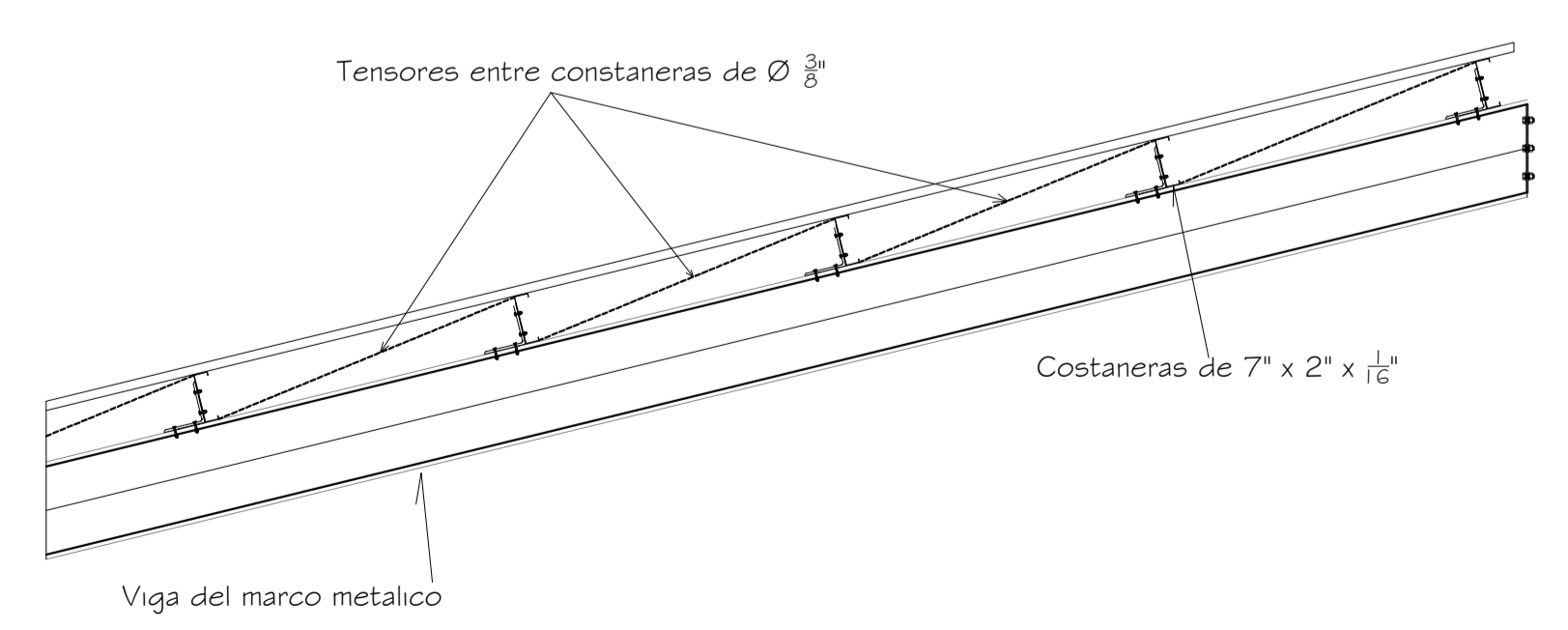


DETALLE DE PLATINA DE TENSOR
SIN ESCALA

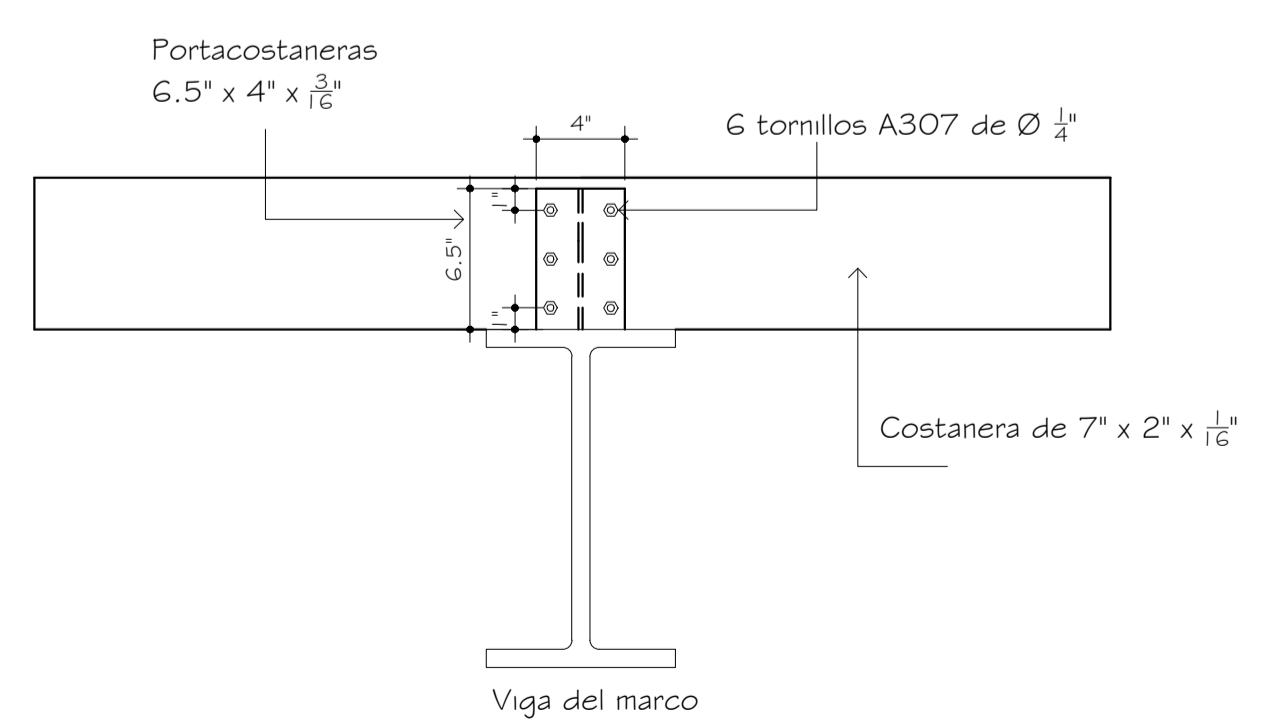


DETALLE DE FIJACIÓN DE LÁMINA

DETALLE DE TECHO
ESCALA: 1:10



DETALLE DE TENSORES ENTRE COSTANERA
ESCALA: 1:10



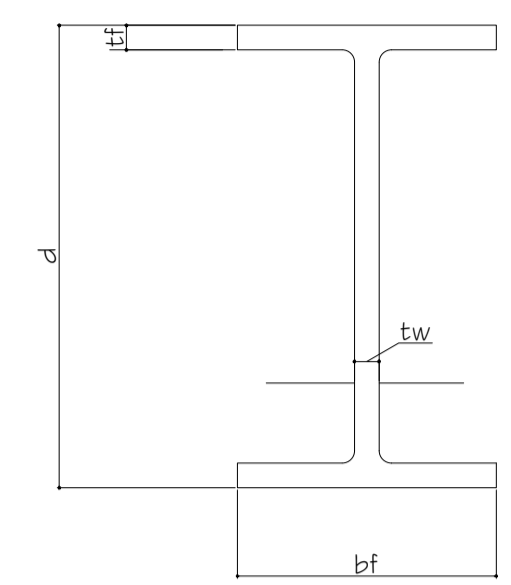
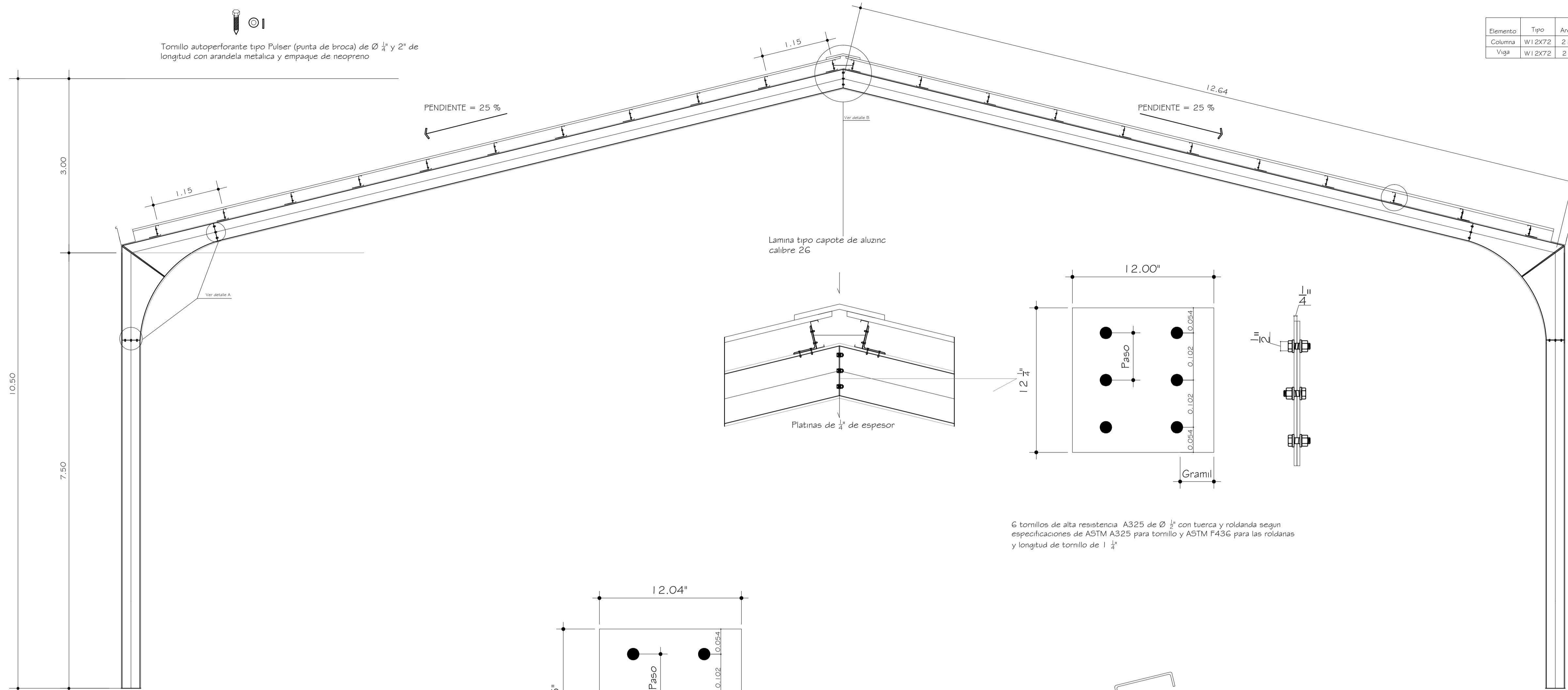
DETALLE DE TRASLAPE ENTRE COSTANERAS
SIN ESCALA


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, ALDEA CERRO DE ORO**
 DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ | CÁLCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ | DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ
 ESCALA: INDICADA | FECHA: OCTUBRE 2011

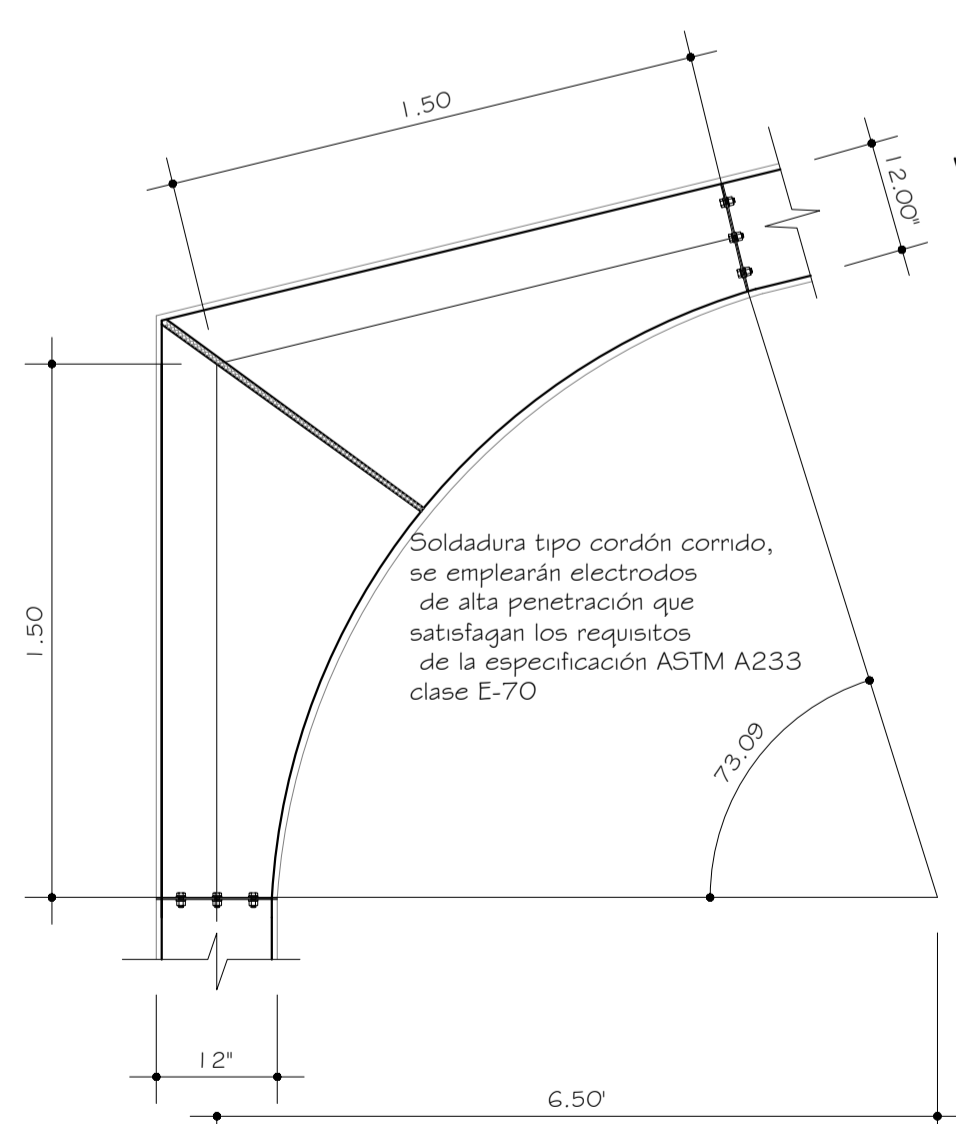
CONTENIDO: **PLANTA DE DETALLES DE TECHO**
 HOJA: **1/4 5/12**
 ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASesor-SUPERVISOR | LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERÍA

Elemento	Tipo	Area (m ²)	d (m)	bf (m)	Espesor del alma tw (m)	Espesor base Tf (m)
Columna	WI 2X72	21.10	12.25	12.00	1/2"	1/2"
Viga	WI 2X72	21.10	12.25	12.00	1/2"	1/2"



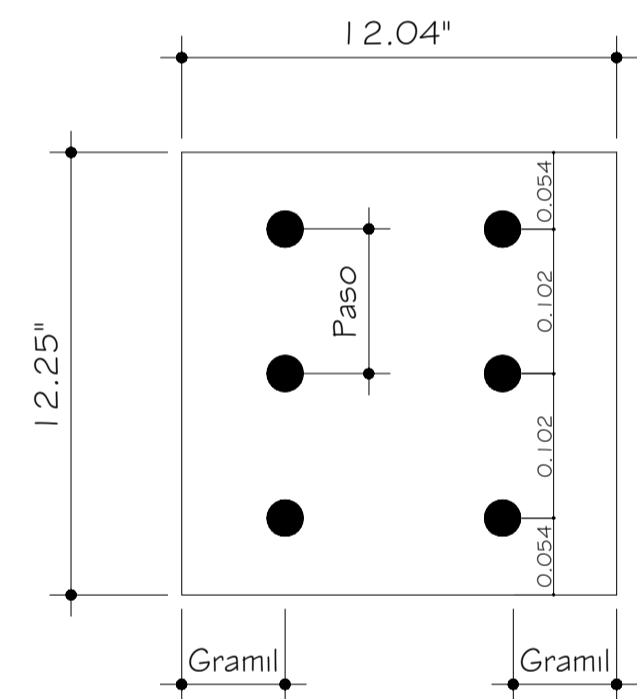
DETALLE DE MARCO METALICO

ESCALA: 1:10

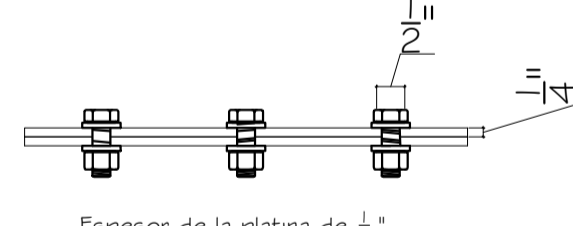


DETALLE DE RODILLA DEL MARCO

ESCALA: 1:20

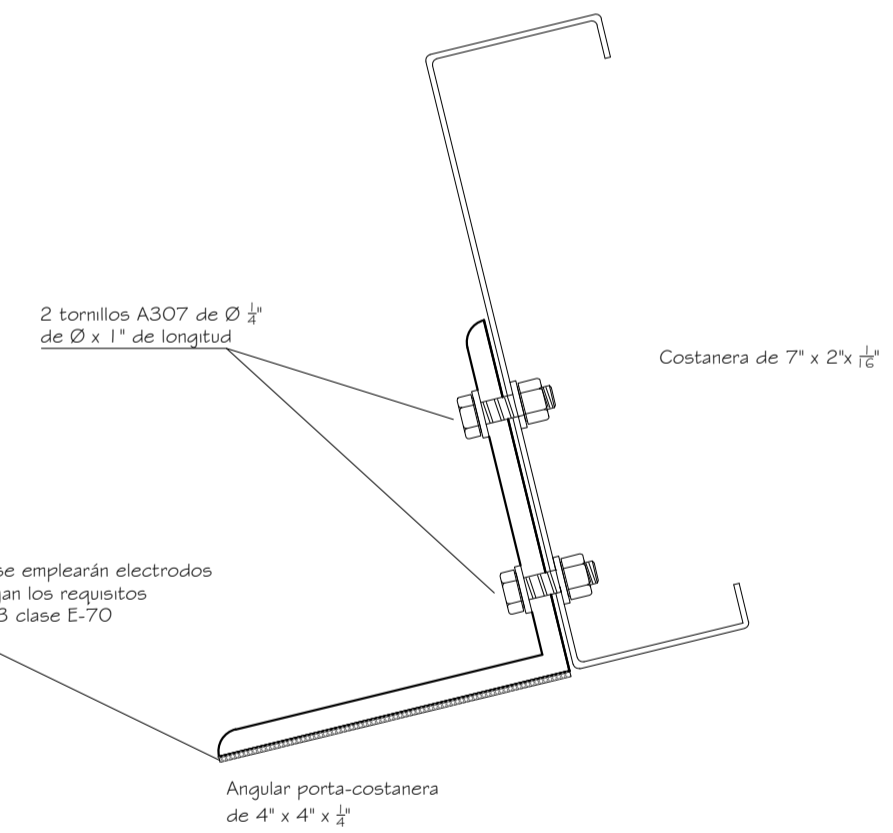


6 tornillos de alta resistencia A325 de $\varnothing \frac{1}{2}$ " con tuerca y roldanda segun especificaciones de ASTM A325 para tornillo y ASTM F436 para las roldanas y longitud de tornillo de 1 $\frac{1}{4}$ "
Se deberá aplicar un torque de: 105 lb-pie



DETALLE I

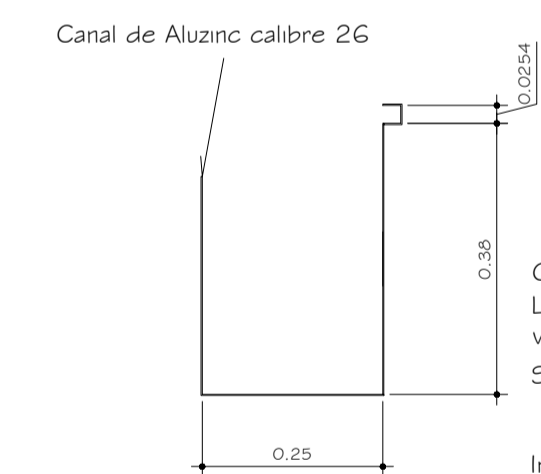
ESCALA: 1:5



Soldadura tipo cordón corrido, se emplearán electrodos de alta penetración que satisfagan los requisitos de la especificación ASTM A233 clase E-70

DETALLE DE COSTANERA + ANGULAR

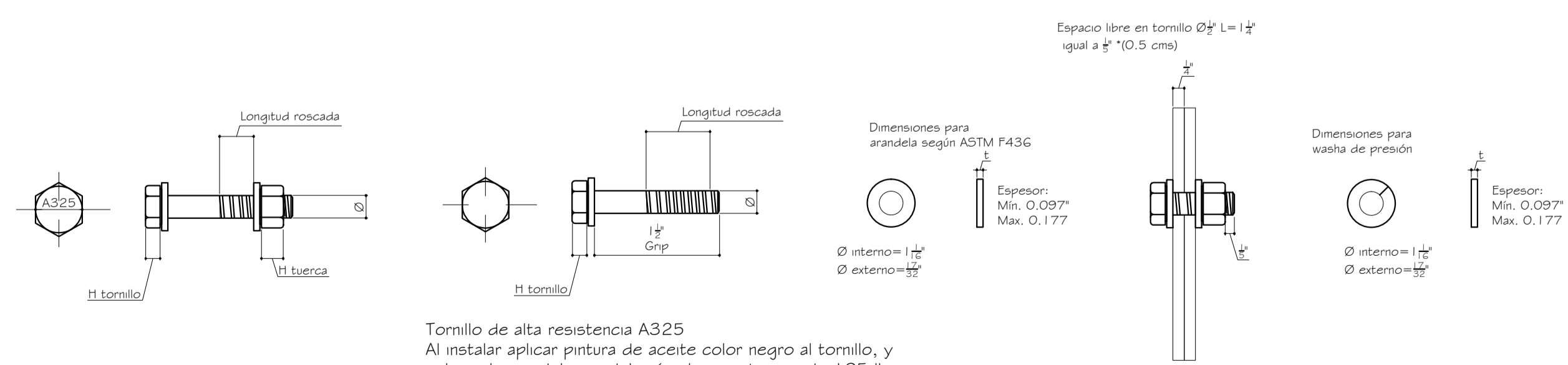
ESCALA: 1:2



La fijación del pescante sera sobre la viga metalica
Soldadura tipo cordón corrido, se emplearán electrodos de alta penetración que satisfagan los requisitos de la especificación ASTM A233 clase E-70 tra soldada al marco de acero

DETALLE CANAL PARA AGUA PLUVIAL

ESCALA: 1:10



DETALLES DE TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, ALDEA CERRO DE ORO**

DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ | CALCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ | DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ

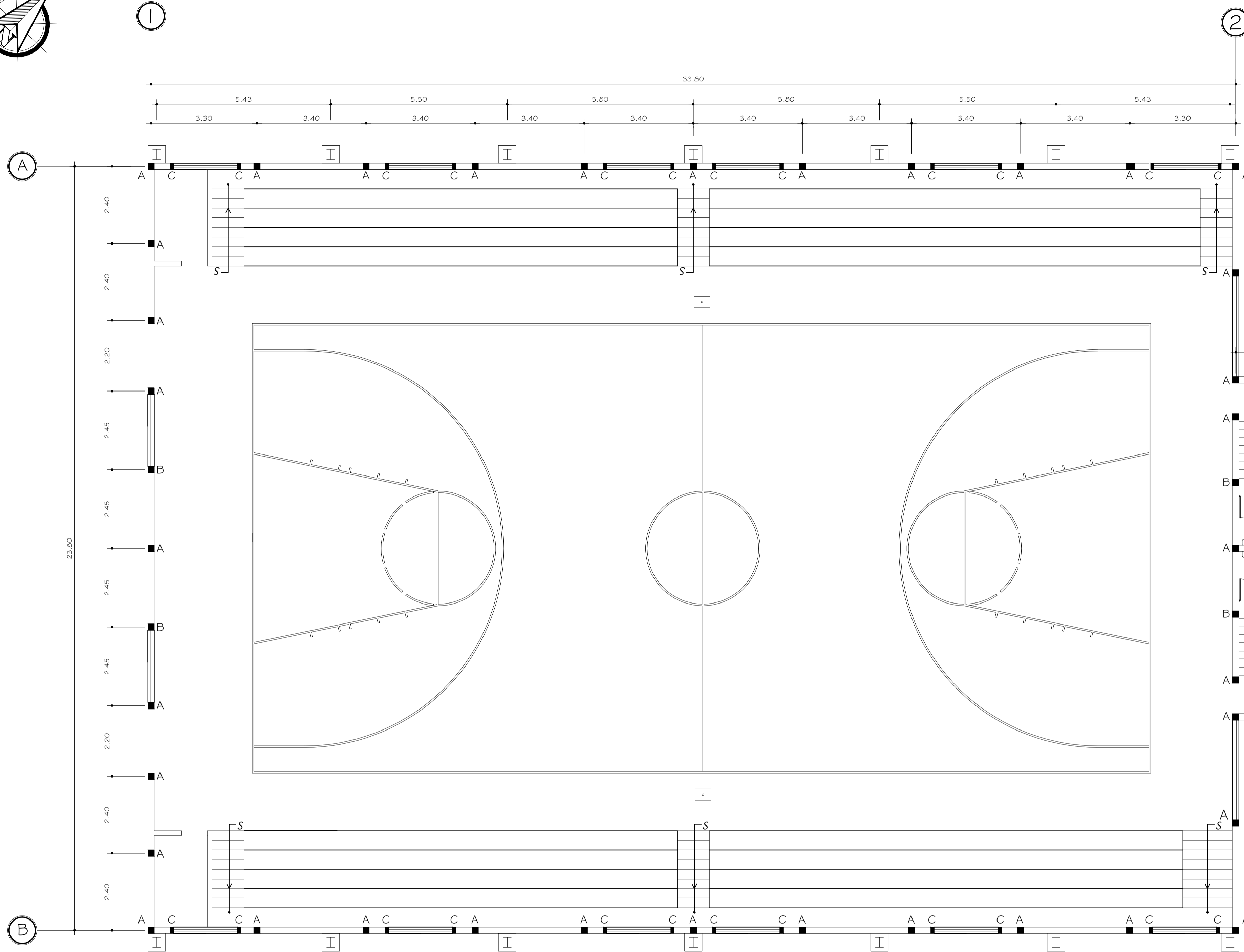
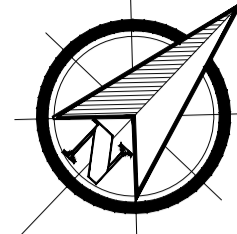
CONTENIDO: **DETALLE DE MARCO METALICO**

ESCALA INDICADA: []

FECHA: OCTUBRE 2011

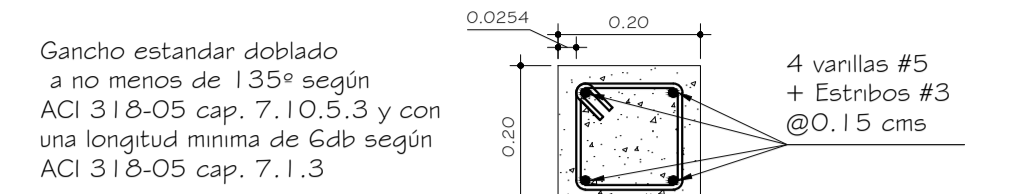
HOJA: **2/4**

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASESOR-SUPERVISOR | LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERIA

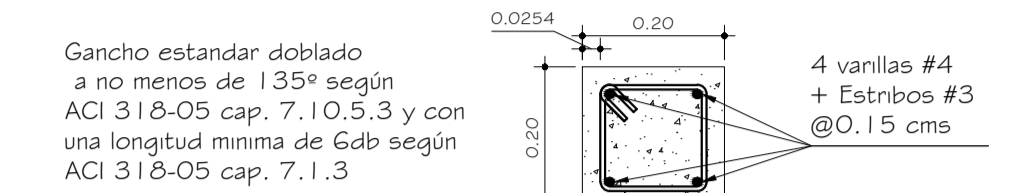


PLANTA DE COLUMNAS

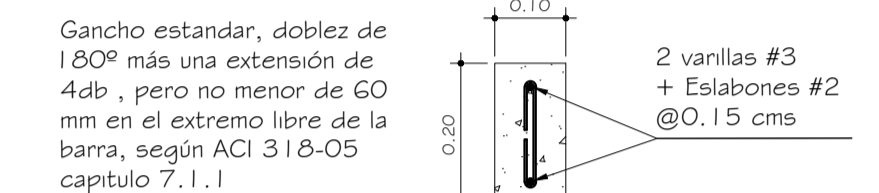
ESCALA: 1:75



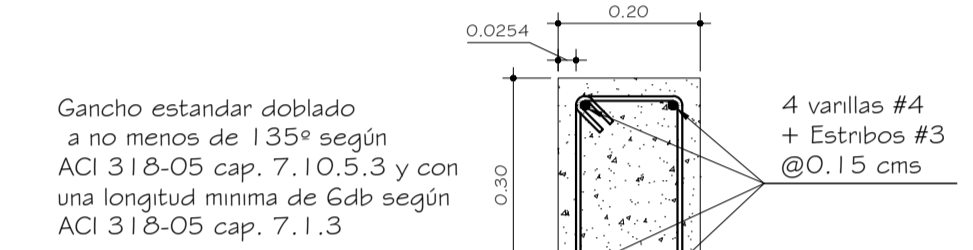
DETALLE DE COLUMNA TIPO A
ESCALA: 1:10



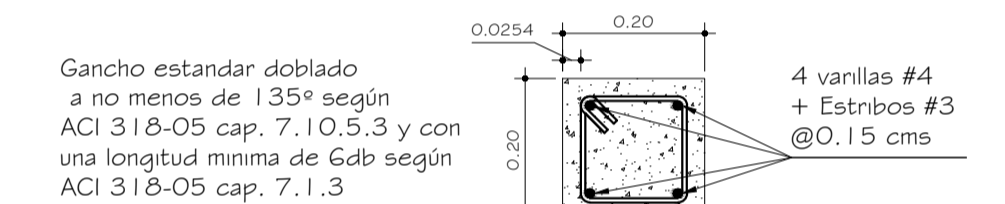
DETALLE DE COLUMNA TIPO B
ESCALA: 1:10



DETALLE DE COLUMNA TIPO C
ESCALA: 1:10



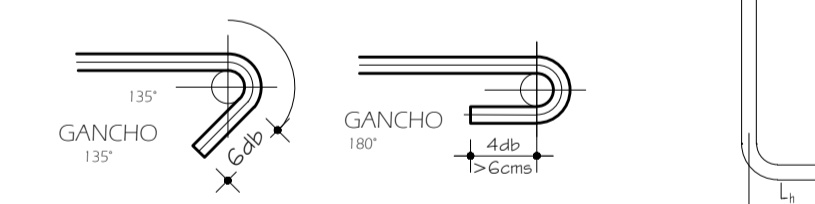
SOLERA DE HUMEDAD
ESCALA: 1:10



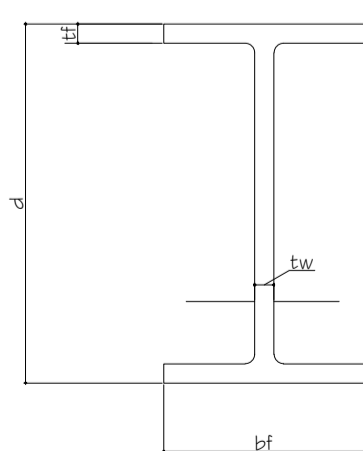
SOLERA INTERMEDIA
ESCALA: 1:10



SOLERA DE CORONA TIPO I
ESCALA: 1:10



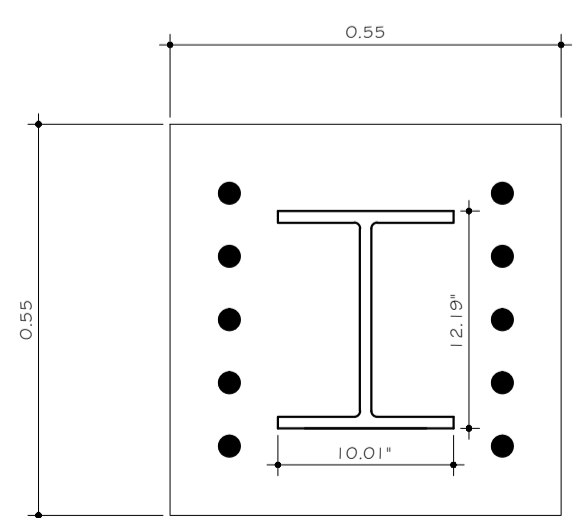
DETALLE DE GANCHOS ESTANDAR
SIN ESCALA



Propiedades de la columna metálica

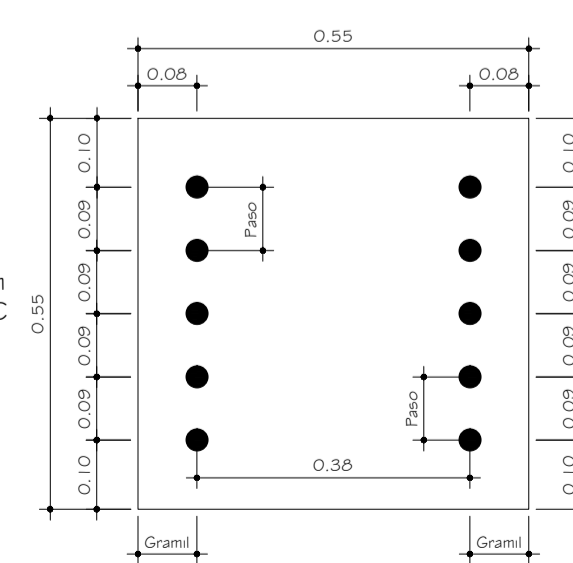
Elemento	Tipo	Area (m ²)	d (m)	bf (m)	Espesor del alma tw (m)	Espesor base Tf (m)
Columna	W12X65	19.10	12.7	12.00	7.6	7.6

Columna metálica W12X65 según especificaciones de AISC 2da edición, capítulo I pag. 1-38,39. Espesor de la platina de 1/2". Pernos No. 10 anclados a columna tipo D + Zapata Z1, con gancho estándar según AISC 2da edición, capítulo 8, página 8-88.



DETALLE DE COLUMNA METALICA (W12x65)
ESCALA: 1:10

Pernos No. 10 anclados con gancho estándar según AISC 2da edición, página 8-88. Espesor de la platina de 1/2".



DETALLE DE PLATINA DE ACERO
ESCALA: 1:10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA INDICADA

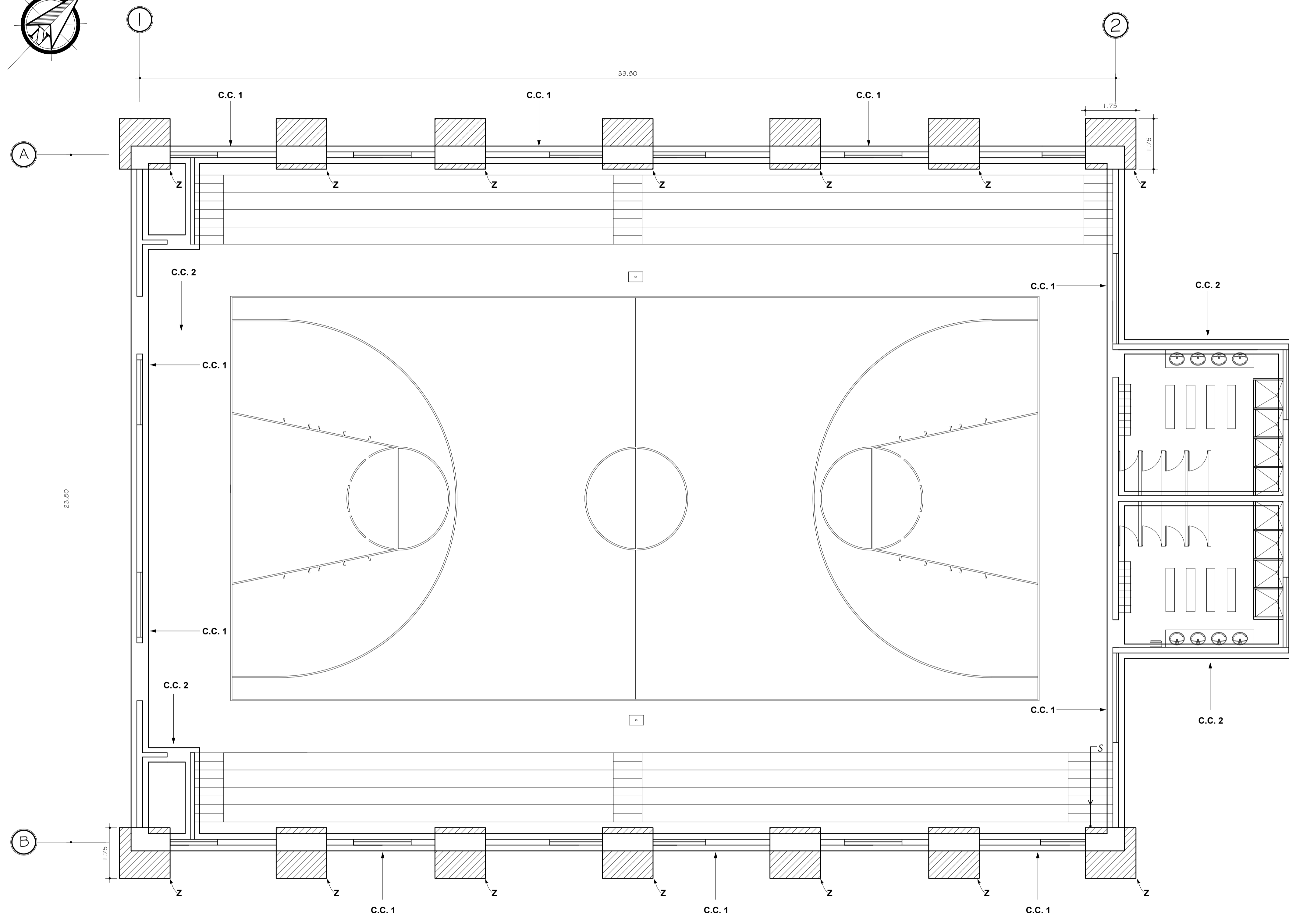
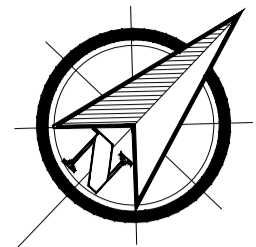
FECHA: OCTUBRE 2011

DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ | CÁLCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ | DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ

CONTENIDO: PLANTA DE COLUMNAS

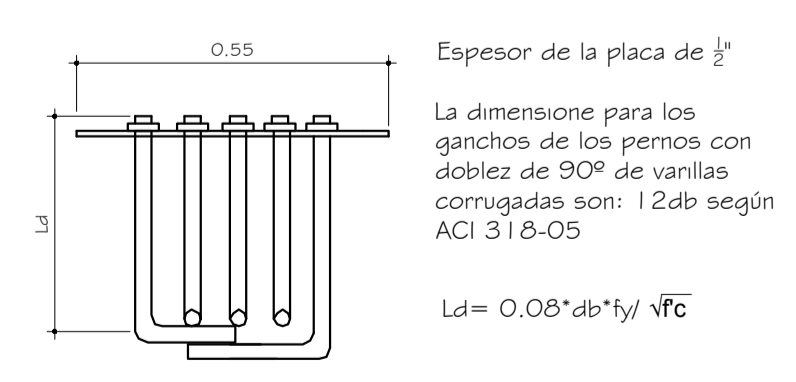
HOJA: 3/4 7/12

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASesor-SUPERVISOR | LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERÍA



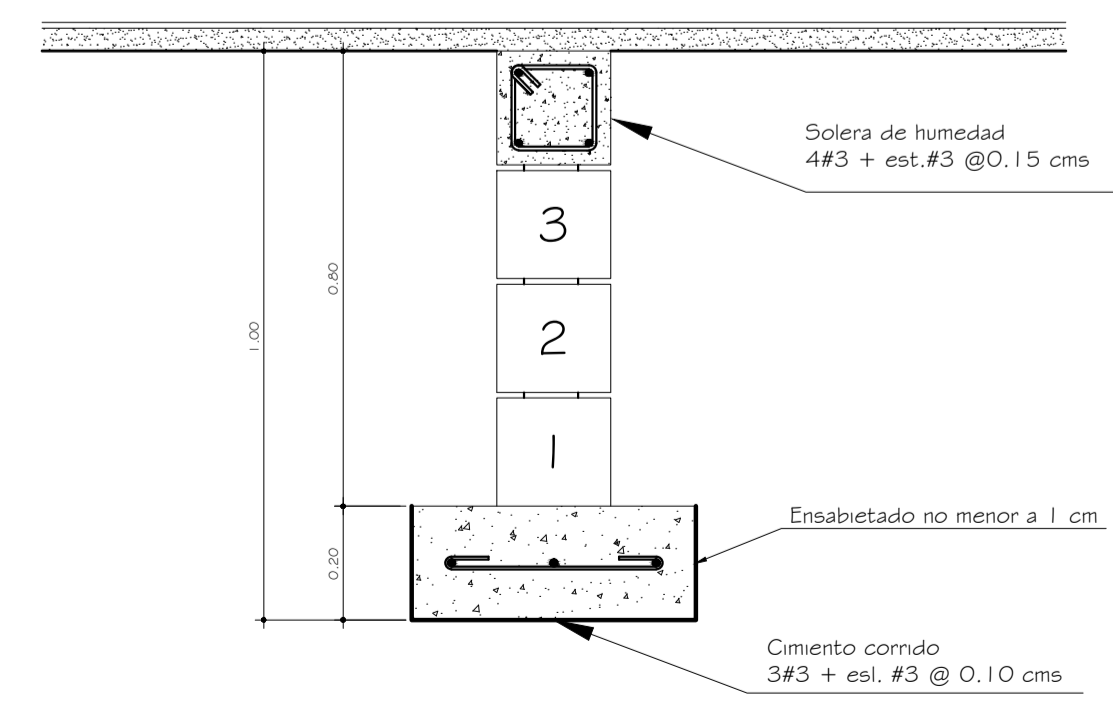
PLANTA DE DE ZAPATAS

ESCALA: 1:75



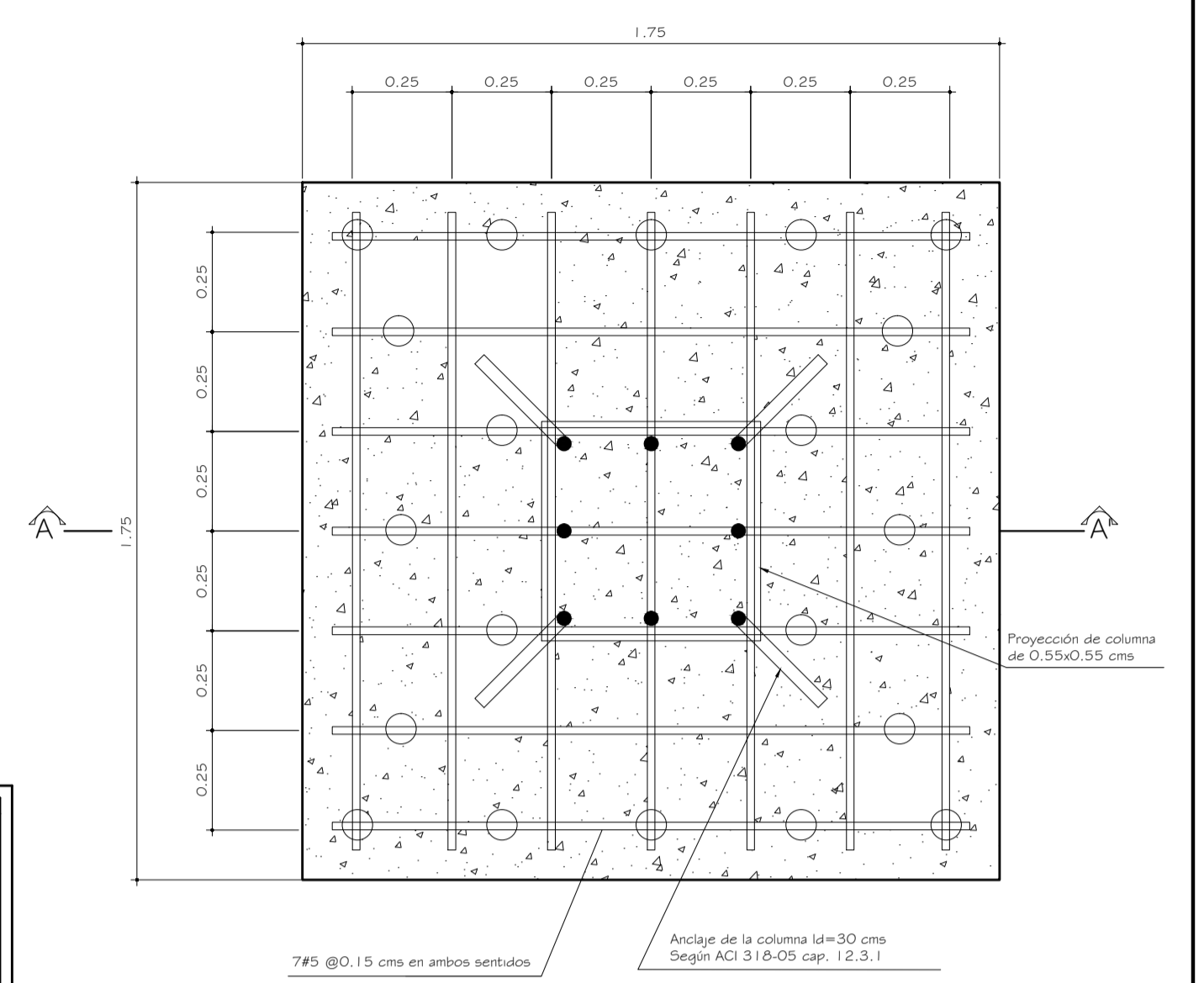
DETALLE DE ANCLAJE DE PERNOS

ESCALA: 1:10



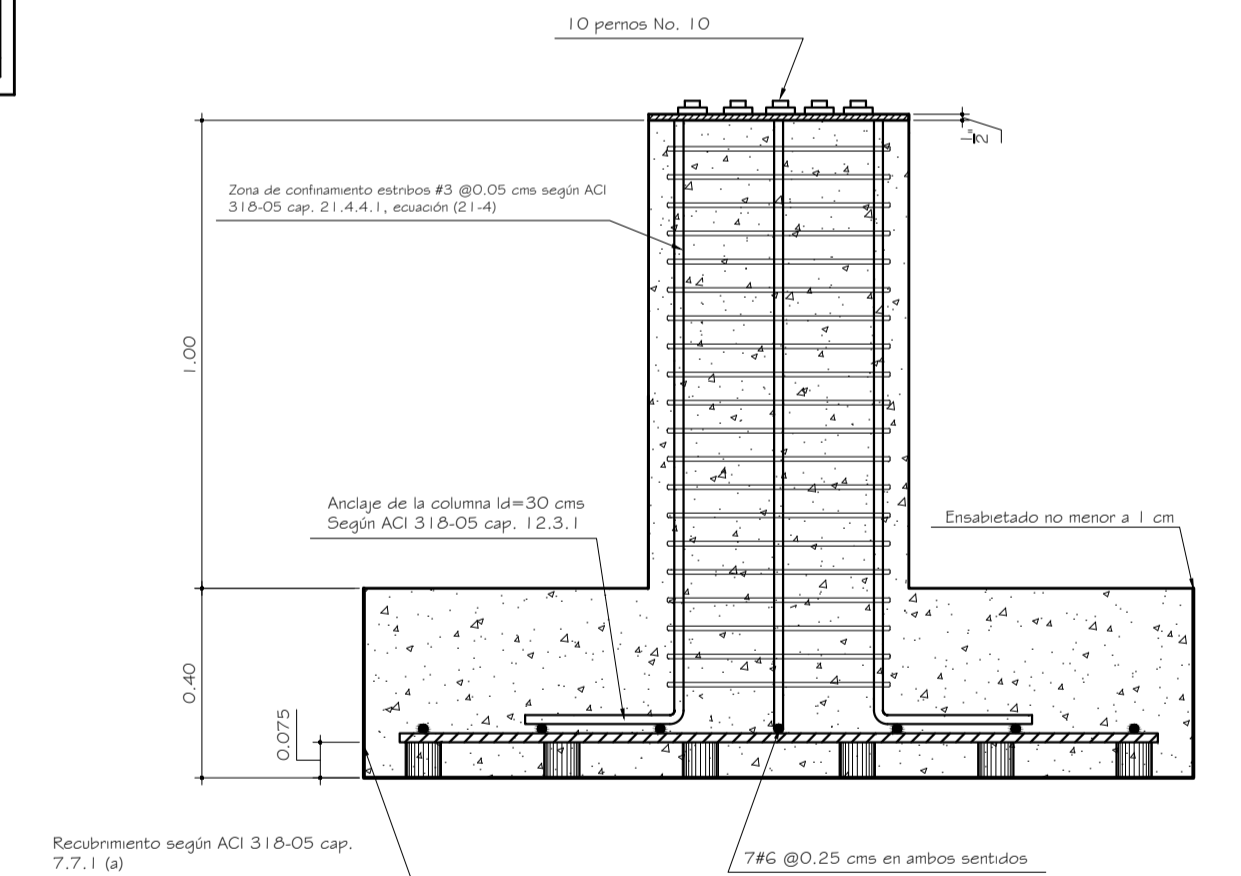
CORTE DE CIMENTO CORRIDO C.C. 1

ESCALA: 1:12.5



PLANTA DE ZAPATA - Z

ESCALA: 1:10



SECCIÓN A-A'

ESCALA: 1:10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO
 DISEÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO,
 ALDEA CERRO DE ORO

ESCALA INDICADA
 FECHA OCTUBRE 2011

DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ
 CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ
 DIBUJO LUIS ANTONIO MENDEZ

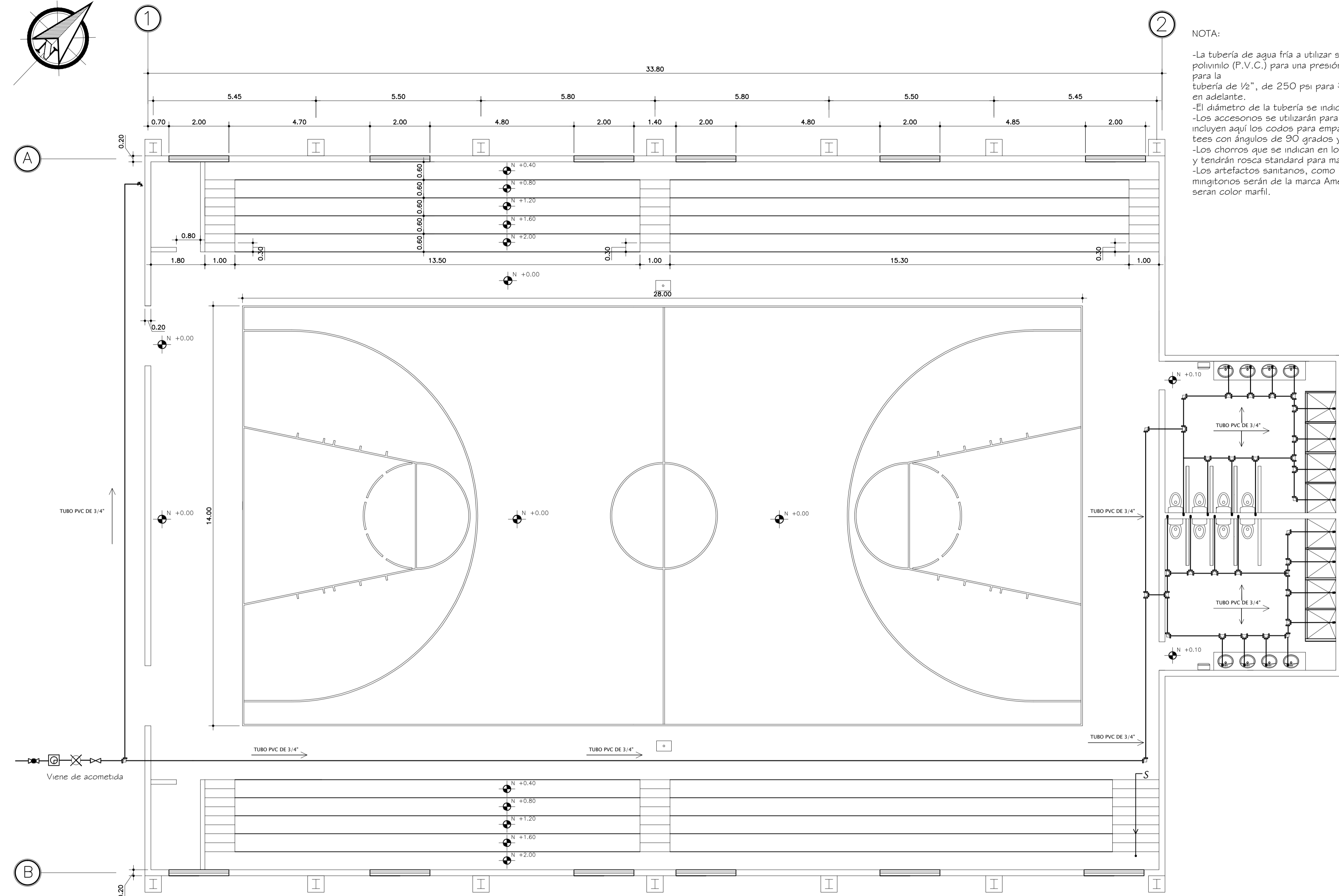
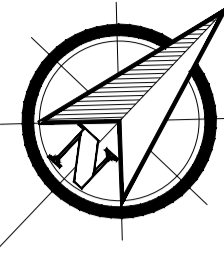
CONTENIDO
 PLANTA DE CIMENTACIÓN COLUMNAS METALICAS

HOJA
 ARQUITECTURA
 ESTRUCTURAS
 INSTALACIONES

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ
 ASESOR-SUPERVISOR

LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO
 EPESISTA DE INGENIERÍA

4/8/12



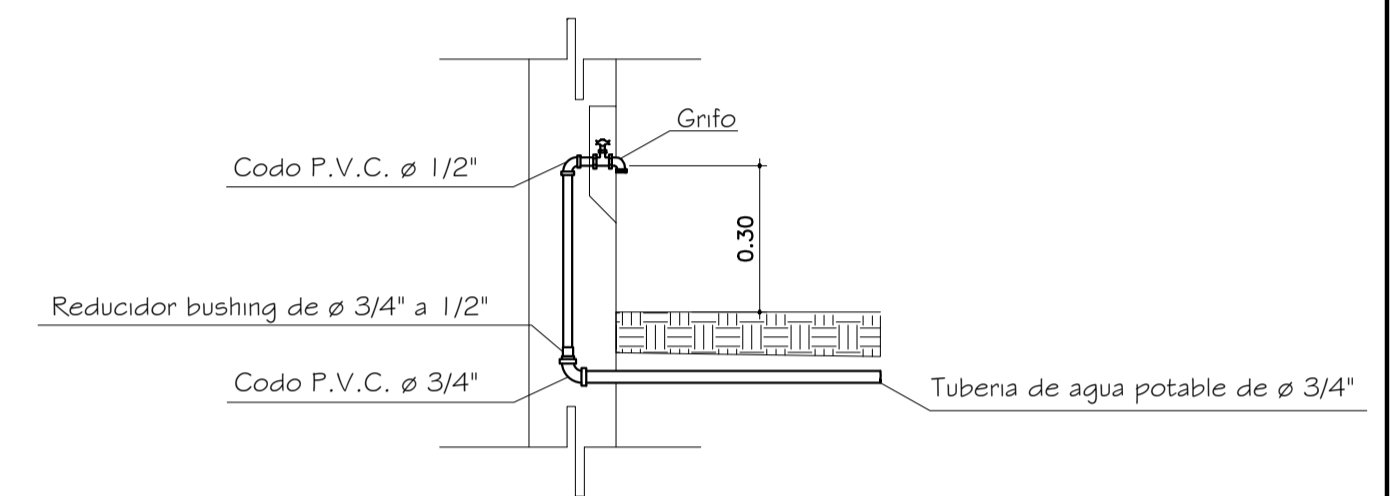
PLANTA DE AGUA POTABLE

ESCALA: 1:75

NOTA:

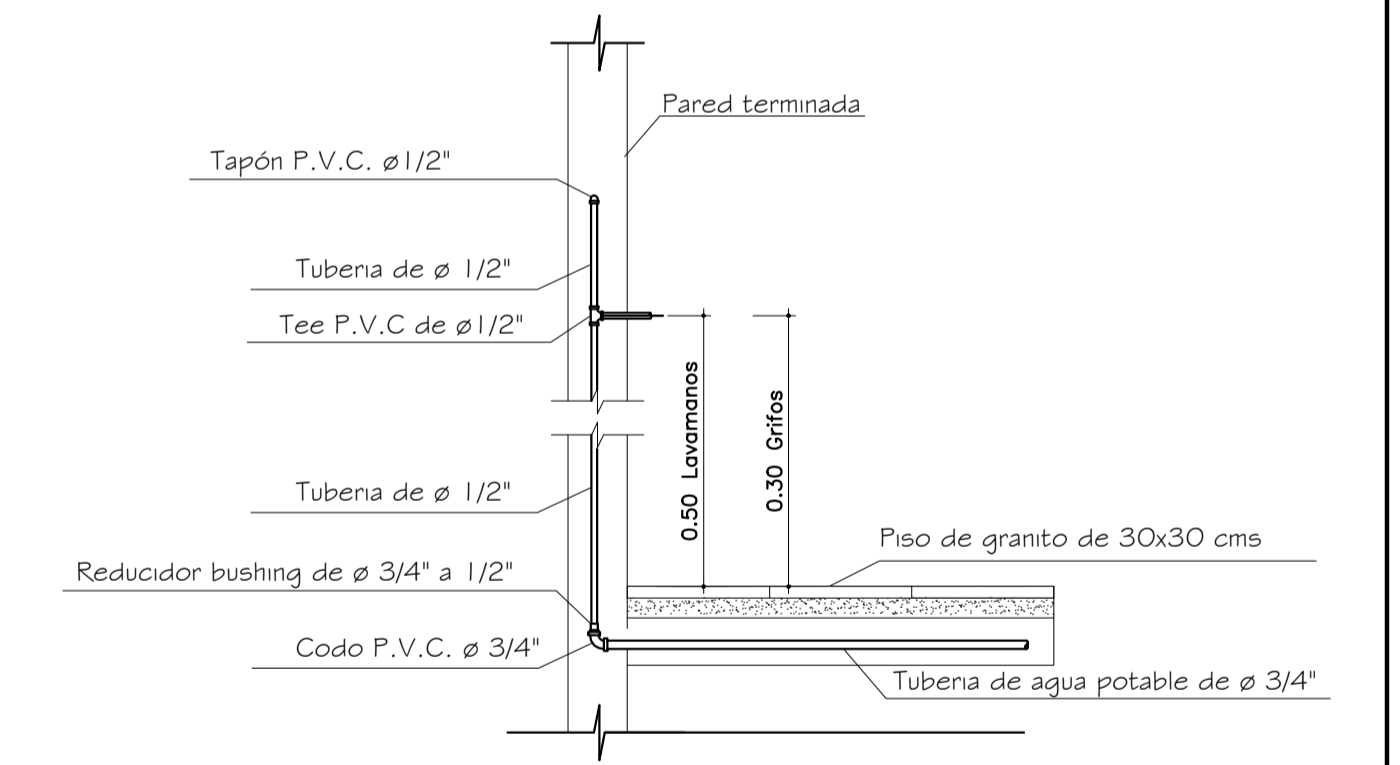
- La tubería de agua fría a utilizar será de cloruro de polivinilo (P.V.C.) para una presión de trabajo de 315 psi para la tubería de 1/2", de 250 psi para 3/4" y de 160 psi de 1" en adelante.
- El diámetro de la tubería se indica en los Planos.
- Los accesorios se utilizarán para empalmar la tubería. Se incluyen aquí los codos para empalmes a 90° y 45°, tees con ángulos de 90° y cruces.
- Los chorros que se indican en los planos serán de bronce y tendrán rosca standard para manguera.
- Los artefactos sanitarios, como inodoros, lavamanos, mingitorios serán de la marca American Standard, todos serán color marfil.

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLOS	DESCRIPCIÓN
	TEE DE P.V.C. PERFIL Ø 1/2"
	CODO P.V.C. 90° - PLANTA
	CODO P.V.C. 90° - PERFIL
	GRIFO PARA MANGUERA-PERFIL
	REDUCTOR DE Ø 3/4" A Ø 1/2"
	CONTADOR DE VOLUMEN DE AGUA
	VÁLVULA DE CHEQUE
	VÁLVULA DE COMPUERTA
	VÁLVULA DE GLOBO
	TUBO PVC Ø INDICADO



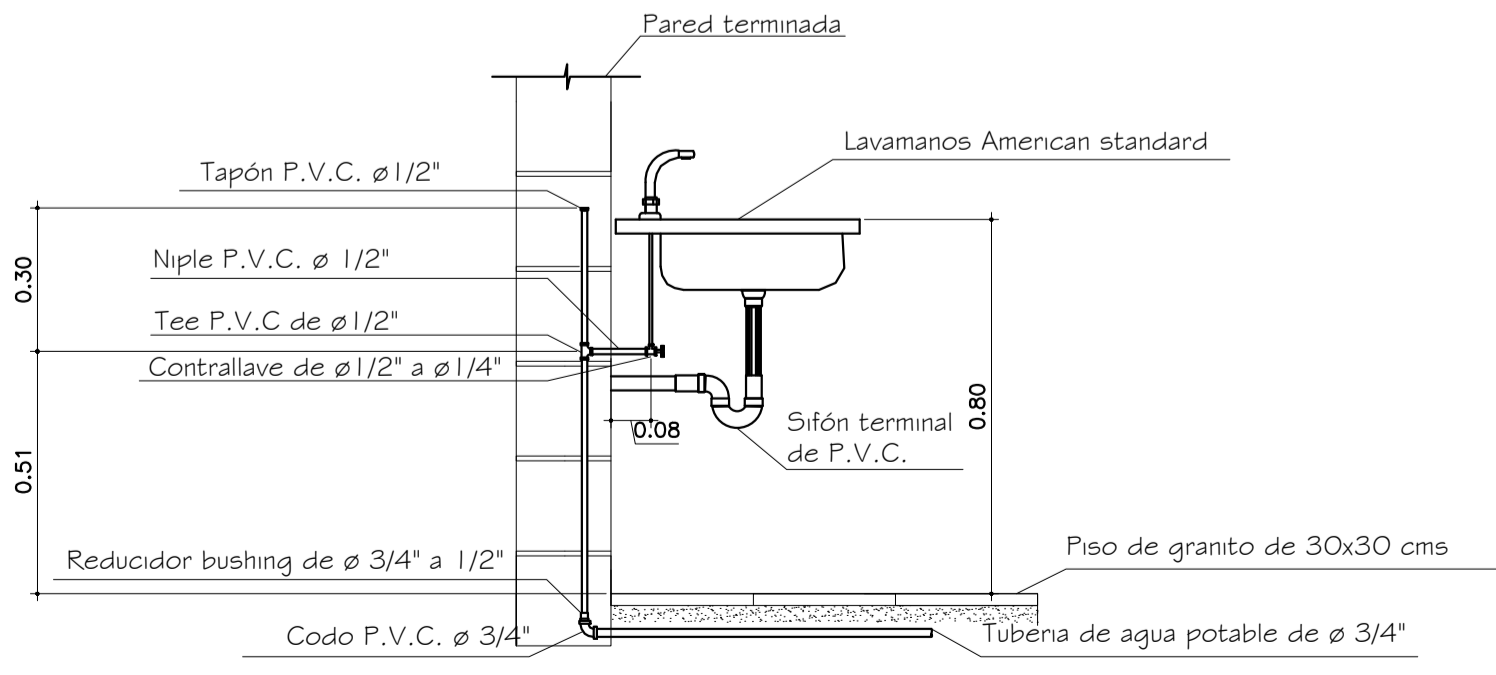
DETALLE DE GRIFO

ESCALA: 1:75



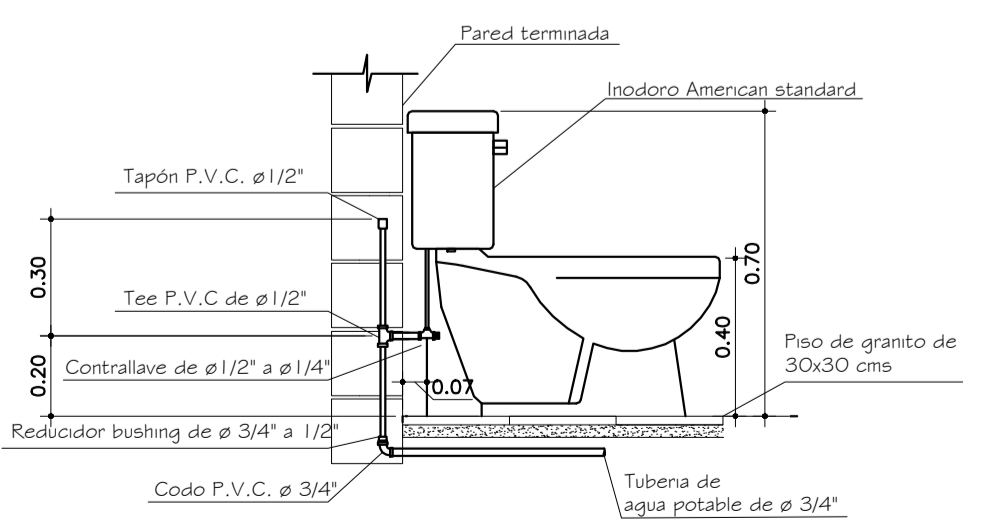
DETALLE DE CONEXIÓN DE ARTEFACTOS

ESCALA: 1:15



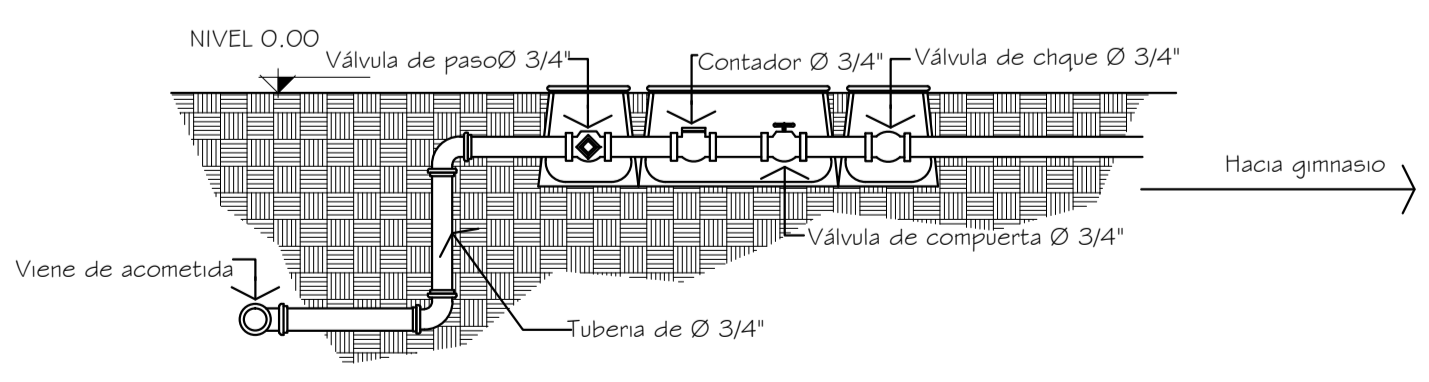
AGUA POTABLE EN LAVAMANOS

ESCALA: 1:15



AGUA POTABLE EN INODORO

ESCALA: 1:15



DETALLE DE ACOMETIDA

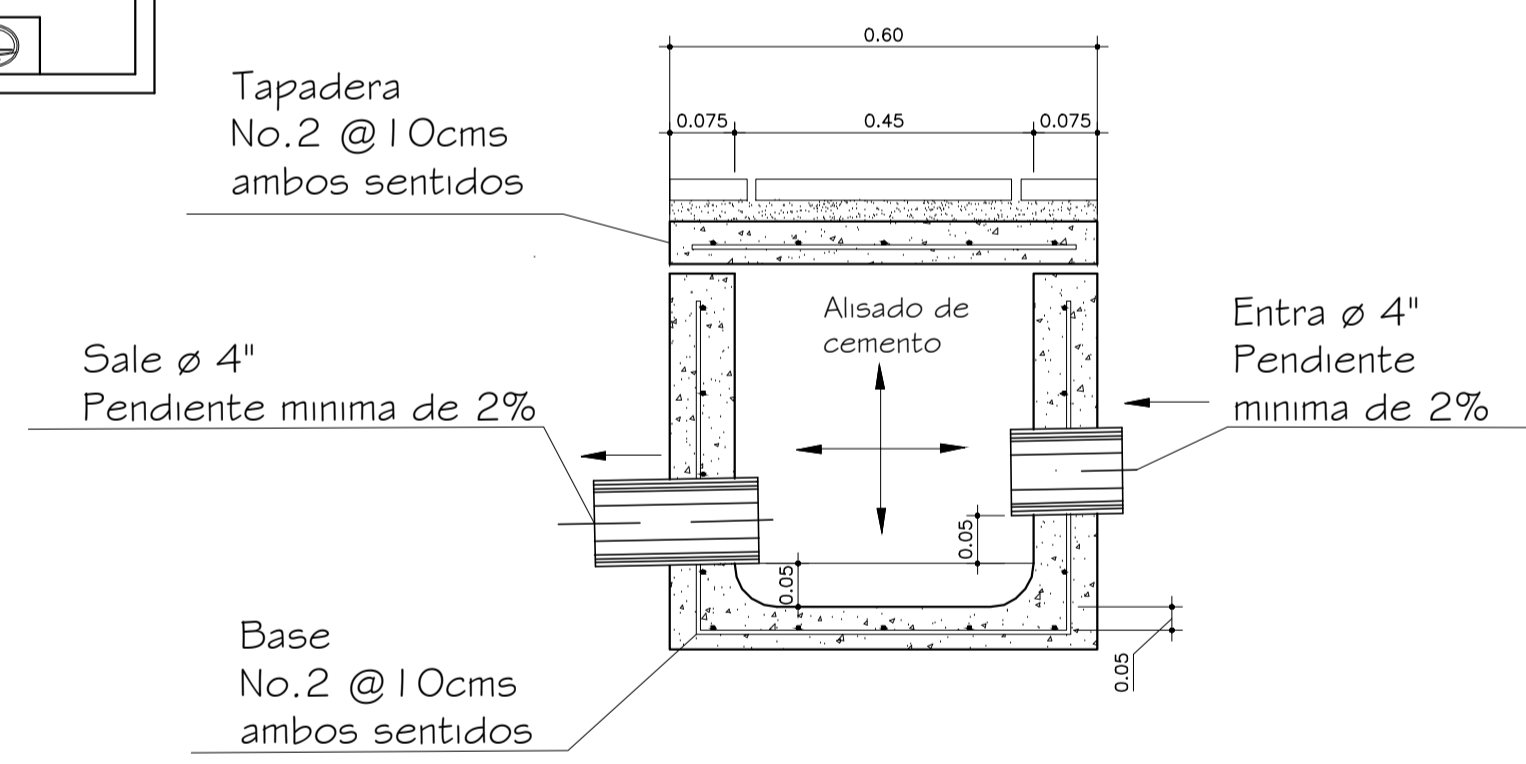
SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO DISÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, ALDEA CERRO DE ORO		ESCALA INDICADA
DISEÑO LUIS ANTONIO MENDEZ	CALCULO LUIS ANTONIO MENDEZ	FECHA OCTUBRE 2011
CONTENIDO PLANTA DE AGUA POTABLE		HOJA ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES
ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASESOR-SUPERVISOR	LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERÍA	1/4 9/12

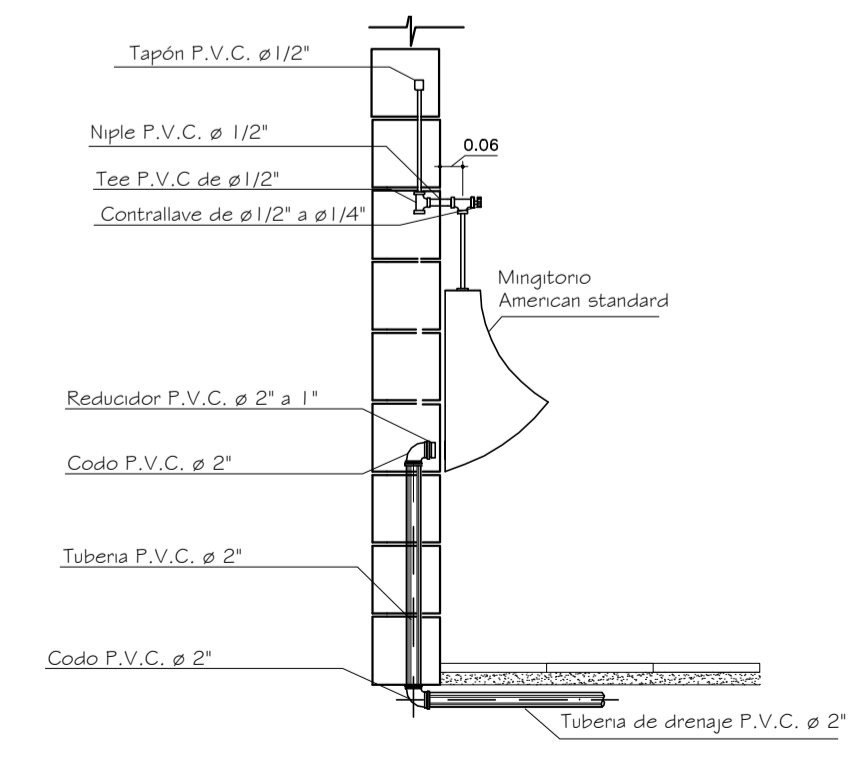
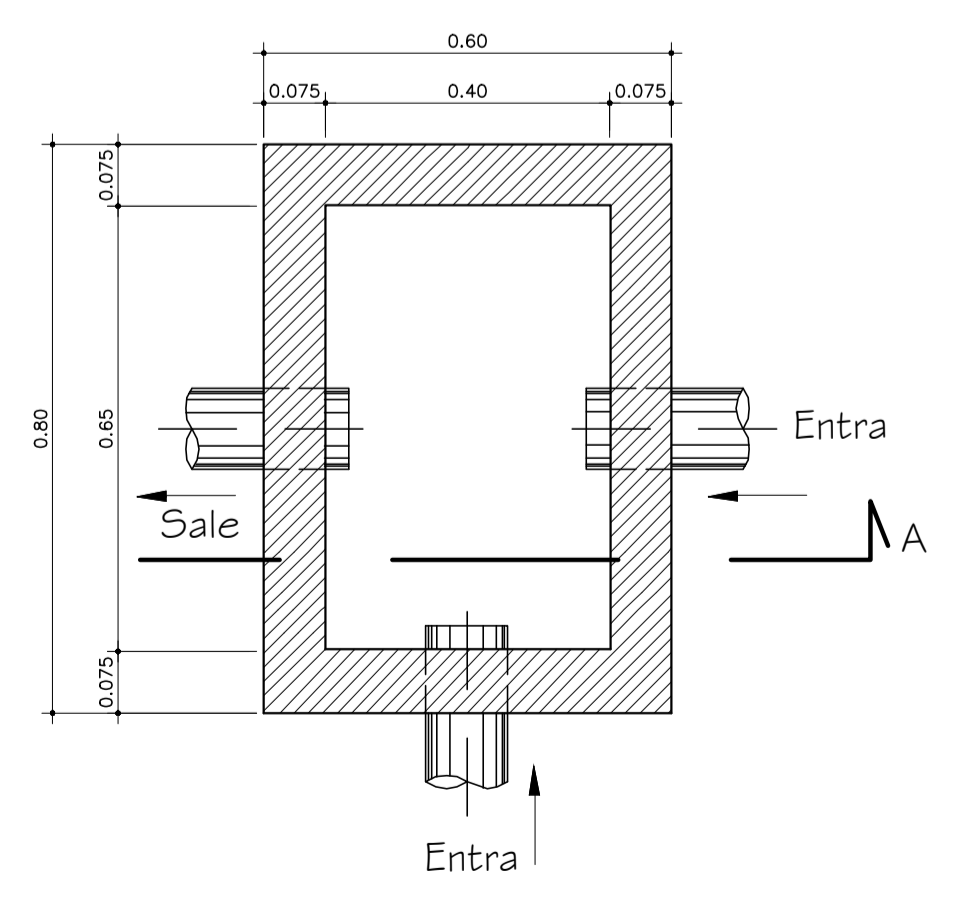
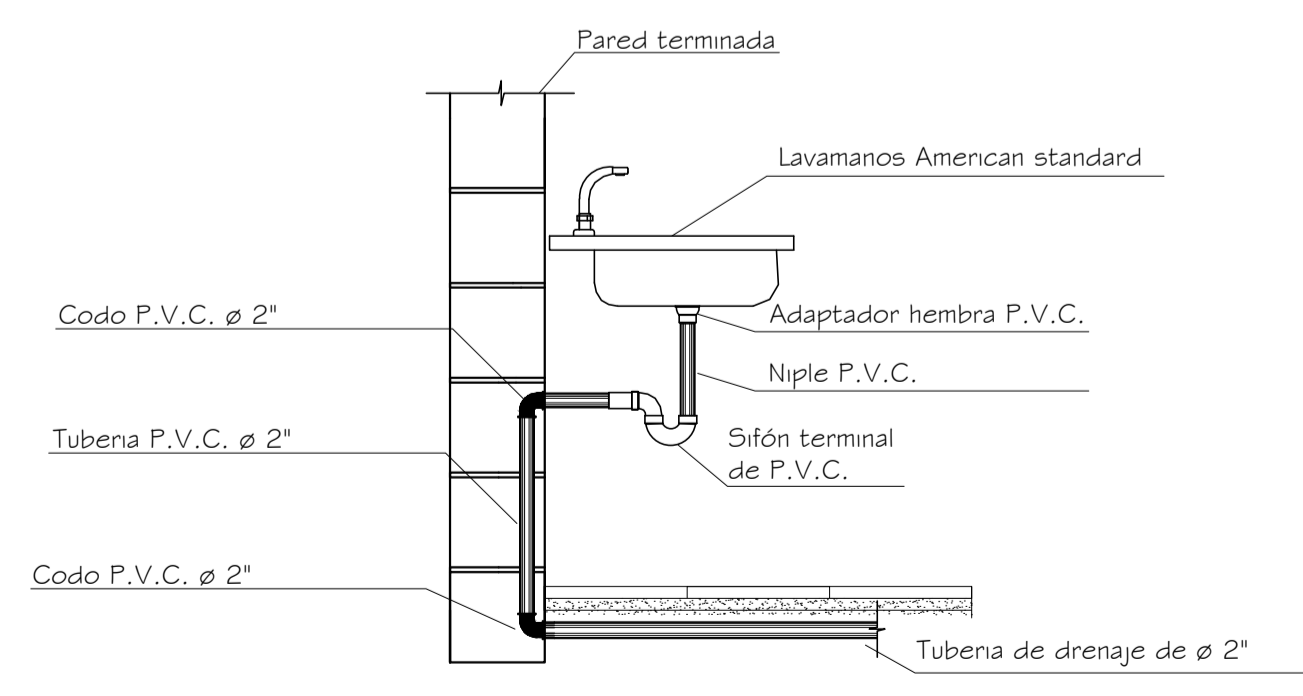
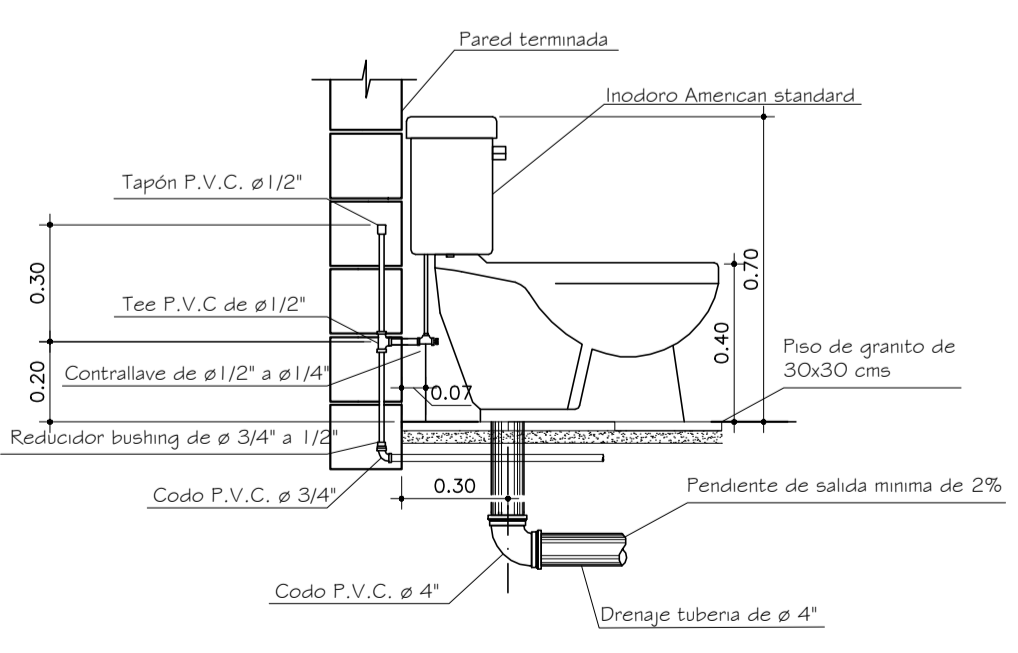
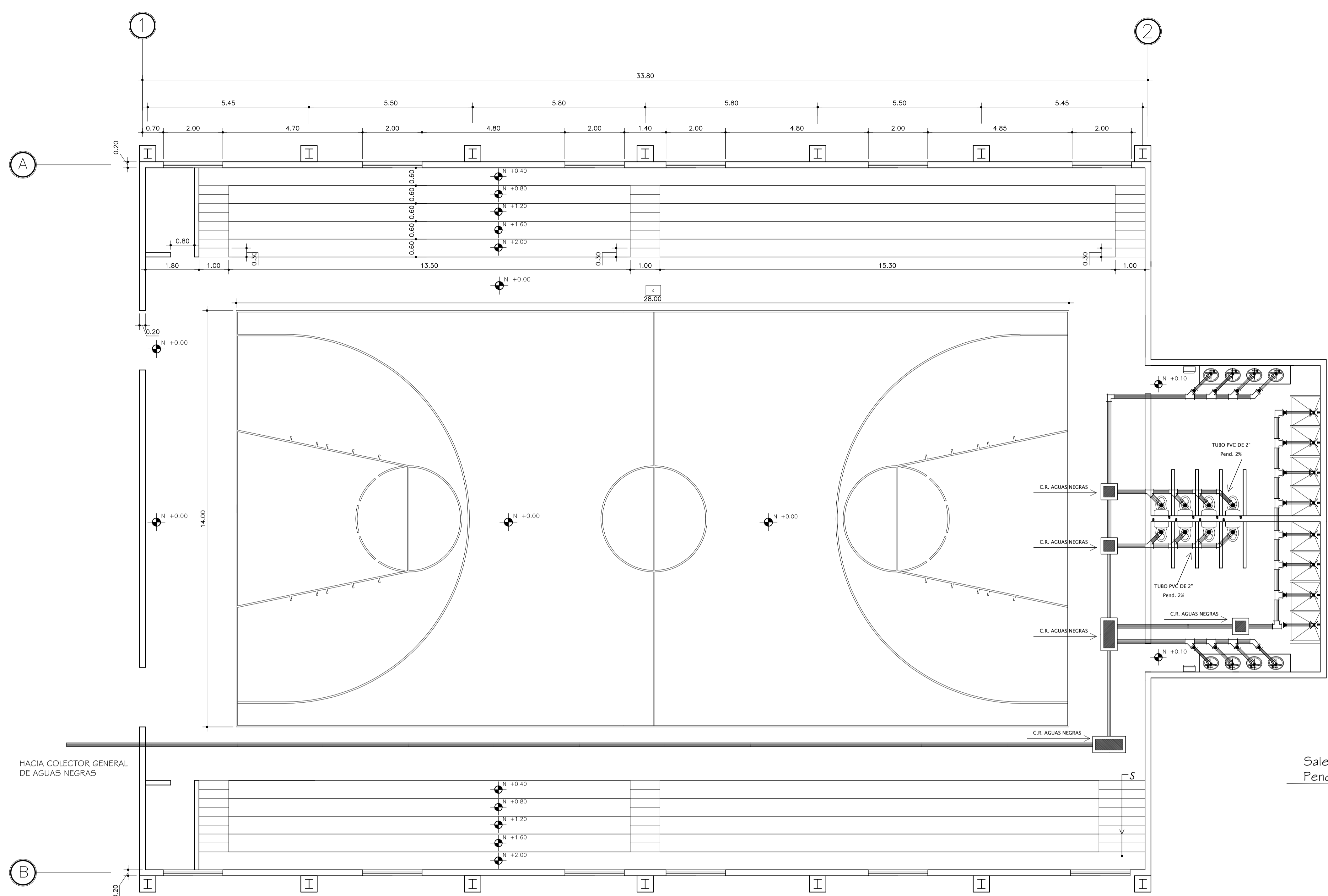
SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLOS	DESCRIPCIÓN
	CODO PVC A 90° - PLANTA
	TEE SANITARIA A 90° - PLANTA
	CODO P.V.C. 90° - PERFIL
	CODO PVC A 45° - PERFIL
	YEE PVC A 45° - PERFIL
	TUBERÍA AGUA PLUVIAL PVC
	TUBERÍA AGUA SERVIDA PVC
	SENTIDO DE LA PENDIENTE
	B.A.P. BAJADA DE AGUA PLUVIAL
	CAJA DE REGISTRO - AGUA PLUVIAL
	CAJA DE REGISTRO - AGUAS NEGRAS

La capacidad de volúmen en cajas de registro será de 0.10 metros cúbicos



SECCIÓN CAJA DE REGISTRO

ESCALA: 1:15



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO
DISEÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO,
ALDEA CERRO DE ORO

DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ | CALCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ | DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ

CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJES

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ ASESOR-SUPERVISOR | LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO EPESISTA DE INGENIERÍA

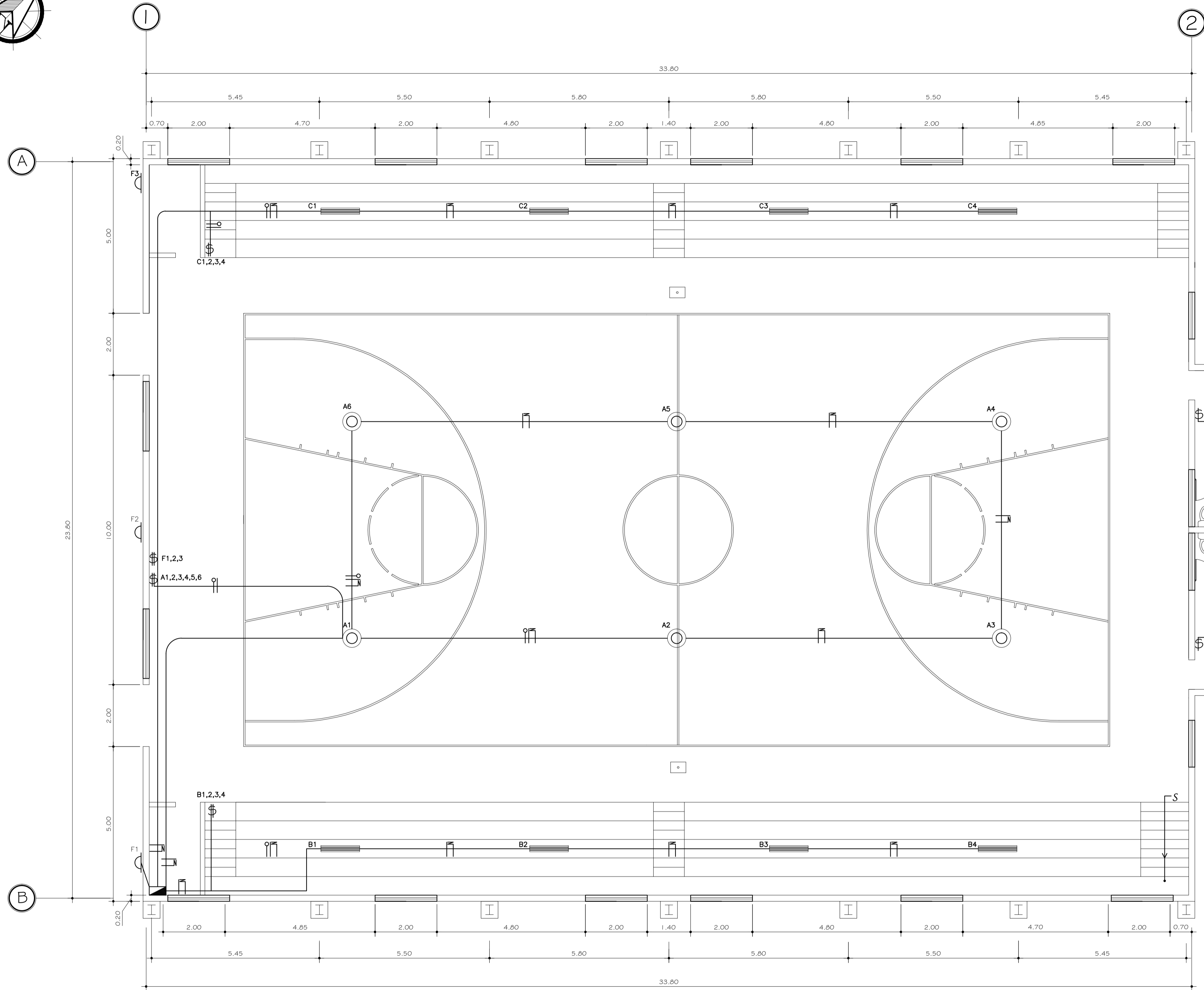
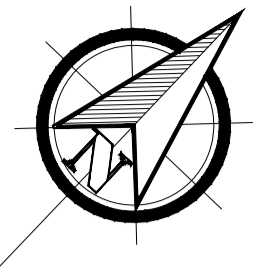
ESCALA INDICADA

FECHA: OCTUBRE 2011

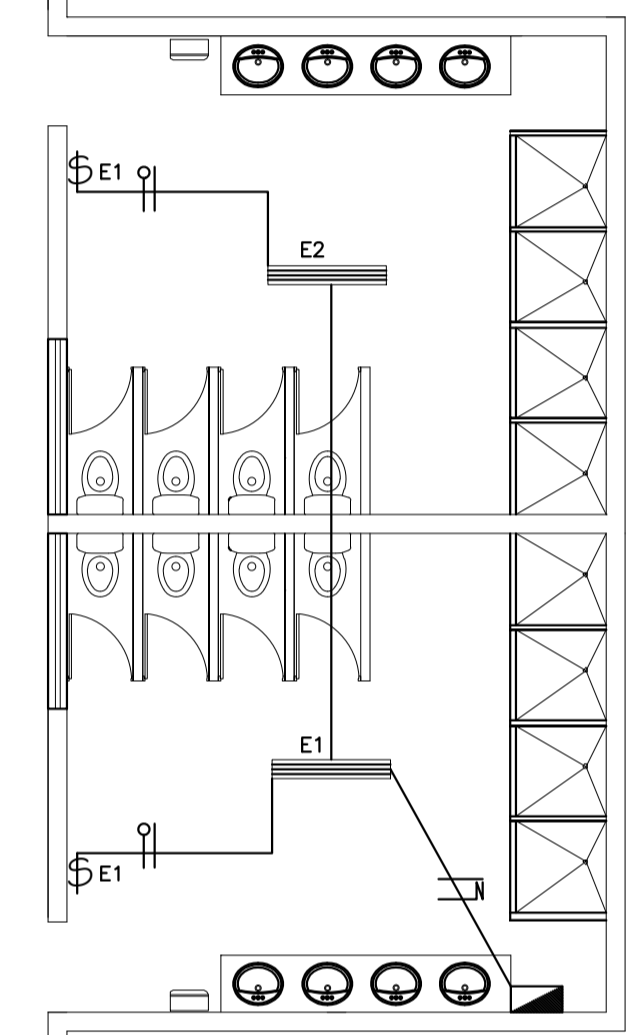
HOJA

ARQUITECTURA ESTRUCTURAS INSTALACIONES

4/10/12



SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLOS	DESCRIPCIÓN
	LAMPARA DE NEON 2 X 40 W
	LAMPARA INDUSTRIAL DE 400 W
	TUBO PVC ELECTRICO Ø3/4"
	LINEA VIVA
	LINEA NEUTRA
	LINEA DE RETORNO
	INTERRUPTOR SIMPLE h= 1.20 mts S.N.P.T.
	INTERRUPTOR SIMPLE h= 1.20 mts S.N.P.T.
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
	CONTADOR H=2.7 S.N.P.T.



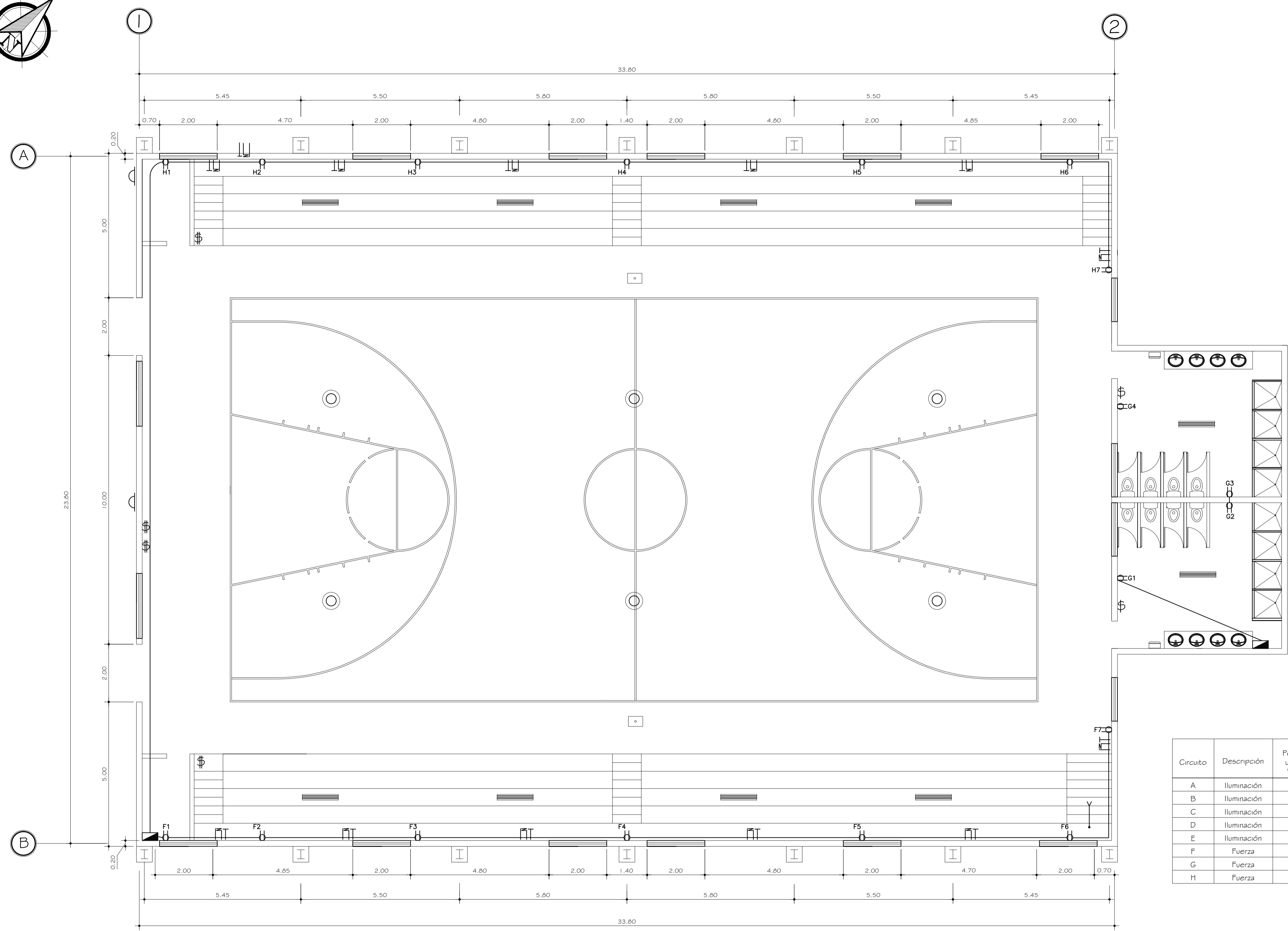
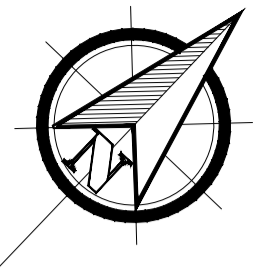
Circuito	Descripción	Potencia unitaria Watts	Unidades	Potencia total watts	total watts circuito	Voltaje voltios	L1 amperios	L2 amperios	Conductor	Flip-On
A	Iluminación	400	6	2400	2400	240	10	----	#12	1x20
B	Iluminación	40	8	320	320	120	2.67	----	#12	1x20
C	Iluminación	40	8	320	320	120	----	2.67	#12	1x20
D	Iluminación	40	4	160	160	120	----	1.33	#12	1x20
E	Iluminación	40	3	120	120	120	1.00	----	#12	1x20
F	Fuerza	180	7	1260	1260	120	10.50	----	#10	1x20
G	Fuerza	180	4	720	720	120	----	6.00	#10	1x20
H	Fuerza	180	7	1260	1260	120	----	10.50	#10	1x20
Suma							24.17	20.50		

PLANTA DE ILUMINACIÓN
ESCALA: 1: 75


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: **DISEÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO, ALDEA CERRO DE ORO**
 DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ | CALCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ | DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ
 ESCALA: INDICADA | FECHA: OCTUBRE 2011

CONTENIDO: **PLANTA DE ILUMINACIÓN**
 HOJA: **3/4**
 INGENIERO: LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO (EPESISTA DE INGENIERÍA)
 ASESOR-SUPERVISOR: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ



SIMBOLOGÍA	
SIMBOLOS	DESCRIPCIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN
	TOMACORRIENTE DOBLE 120 V.
	TUBO PVC ELECTRICO Ø3/4" SUBTERRANEO
	LINEA VIVA
	LINEA NEUTRA
	LINEA DE TIERRA

Circuito	Descripción	Potencia unitaria Watts	Unidades	Potencia total watts	total watts circuito	Voltage voltios	L1 amperios	L2 amperios	Conductor	Flip-On
A	Iluminación	400	6	2400	2400	240	10	----	#12	1x20
B	Iluminación	40	8	320	320	120	2.67	----	#12	1x20
C	Iluminación	40	8	320	320	120	----	2.67	#12	1x20
D	Iluminación	40	4	160	160	120	----	1.33	#12	1x20
E	Iluminación	40	3	120	120	120	1	----	#12	1x20
F	Fuerza	180	7	1260	1260	120	10.50	----	#10	1x20
G	Fuerza	180	4	720	720	120	----	6.00	#10	1x20
H	Fuerza	180	7	1260	1260	120	----	10.50	#10	1x20
Suma							24.17	20.50		

PLANTA DE FUERZA

ESCALA: 1: 75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO
DISEÑO DEL GIMNASIO POLIDEPORTIVO,
ALDEA CERRO DE ORO

DISEÑO: LUIS ANTONIO MENDEZ CALCULO: LUIS ANTONIO MENDEZ DIBUJO: LUIS ANTONIO MENDEZ

CONTENIDO: PLANTA DE FUERZA

ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ LUIS ANTONIO MENDEZ BERREONDO
ASESOR-SUPERVISOR EPESISTA DE INGENIERÍA

ESCALA
INDICADA

FECHA
OCTUBRE 2011

HOJA
ARQUITECTURA
ESTRUCTURAS
INSTALACIONES

4/12/12