



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

**DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO  
SACCHIM Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO VIEJO, SAN  
SEBASTIÁN HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO**

**Ferlandy Emmanuel Gómez Martínez**

Asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, mayo de 2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO  
SACCHIM Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO VIEJO, SAN  
SEBASTIÁN HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**FERLANDY EMMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ**  
ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MAYO DE 2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
VOCAL V	Br. Carlos Enrique Gómez Donis
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

## **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 DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO  
SACCHIM Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO VIEJO, SAN  
SEBASTIÁN HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 6 de marzo de 2017.



**Ferlandy Emmanuel Gómez Martínez**



Guatemala, 15 de febrero de 2018

Ref.EPS.DOC.169.02.18

Inga. Christa Classon de Pinto  
Directora  
Unidad de EPS  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimada Ingeniera Classon de Pinto:

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Ferlandy Emmanuel Gómez Martínez, Registro Académico 201113973 y CUI 2602 11710 1301**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO SACCHIM Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO VIEJO, SAN SEBASTIÁN HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO.**

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. Oscar Argueta Hernández  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo  
OAH/ra



Guatemala,  
09 de abril de 2018

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

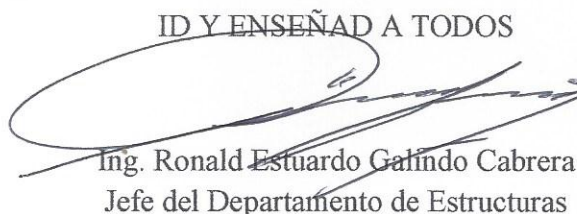
Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO SACCHIM Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO VIEJO, SAN SEBASTIÁN HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Ferlandy Emmanuel Gómez Martínez, con Registro Estudiantil No. 201113973, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

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 ENSEÑAD A TODOS



Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/mrrm.





Guatemala, 10 de abril de 2018  
Ref.EPS.D.126.04.18

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

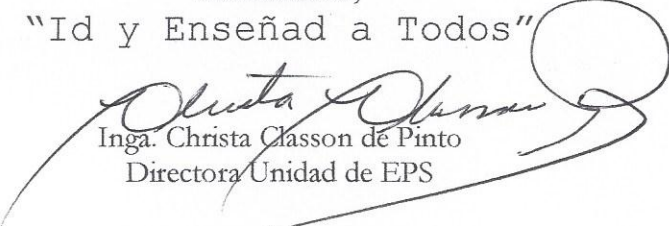
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO SACCHIM Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO VIEJO, SAN SEBASTIÁN HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Ferlandy Emmanuel Gómez Martínez, Registro Académico 201113973 y CUI 2602 11710 1301**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Oscar Argueta Hernández.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por el Asesor-Supervisor, y 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. Christa Classon de Pinto  
Directora Unidad de EPS

CCdP/ra





**USAC**

TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Argueta Hernández y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación del estudiante Ferlandy Emmanuel Gómez Martínez titulado **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO SACCHIM Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO VIEJO, SAN SEBASTIÁN HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO** da por éste medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, mayo 2018

/mrrm.



*Mas de 137 años de Trabajo 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 DE DOS NIVELES PARA EL CASERÍO SACCHIM Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO VIEJO, SAN SEBASTIÁN HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO**, presentado por el estudiante universitario: **Ferlandy Emmanuel Gómez Martínez**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Decano



Guatemala, mayo de 2018

/cc

## **ACTO QUE DEDICO A:**

<b>Dios</b>	A quien debo todo lo que soy y todo lo que tengo.
<b>Mis padres</b>	Higinio Gómez y Ramona Martínez por su amor, paciencia y por brindarme su apoyo incondicional cada día de mi vida.
<b>Mis hermanos</b>	Carlos y Oscar Gómez gracias por todo su apoyo, este triunfo también es de ustedes.
<b>Mis tíos y tías</b>	Por su apoyo y ayuda en todo momento, en especial a Saira Agustín y Edgar Gómez.
<b>Mis abuelos</b>	Por todo su amor y por ser un gran ejemplo para mi vida.
<b>Mis primos</b>	Por su compañía y apoyo en cada etapa de la vida.
<b>Mi novia</b>	Por ser esa ayuda idónea, que siempre ha estado mi lado animándome y brindándome todo su apoyo.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por darme la vida y permitirme alcanzar este logro.
<b>Mi familia</b>	Por todo el esfuerzo que han realizado para que pueda alcanzar esta meta, han sido y serán la bendición más grande de mi vida.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por ser mi segunda casa y brindarme todo el conocimiento.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por ser parte fundamental en mi formación académica y profesional.
<b>Ing. Oscar Argueta Hernández</b>	Por su asesoría, consejos y apoyo durante mi Ejercicio Profesional Supervisado.
<b>Mis amigos</b>	Por su compañía y su apoyo incondicional en todo momento.
<b>Municipalidad de San Sebastián Huehuetenango</b>	Por la oportunidad de realizar mi Ejercicio Profesional Supervisado.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XIII
GLOSARIO .....	XVII
RESUMEN.....	XXI
OBJETIVOS.....	XXIII
INTRODUCCIÓN.....	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía de San Sebastián Huehuetenango, departamento de Huehuetenango.....	1
1.1.1. Aspectos generales .....	1
1.1.2. Ubicación de proyectos .....	2
1.1.3. Ubicación geográfica .....	3
1.1.4. Topografía .....	3
1.1.5. Clima .....	4
1.1.6. Vías de acceso .....	4
1.1.7. Colindancias .....	5
1.1.8. Demografía.....	5
1.1.8.1. Población.....	6
1.1.8.2. Distribución de viviendas .....	7
1.1.8.3. Tipología de viviendas .....	8
1.1.9. Actividad económica.....	8
1.1.10. Servicios existentes .....	9
1.1.10.1. Estatales.....	9
1.1.10.2. Municipales.....	10

1.1.10.3.	Privados .....	12
2.	DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES EN MAMPOSTERÍA, EN CASERÍO SACCHIM, SAN SEBASTIÁN HUEHUETENANGO .....	13
2.1.	Descripción del proyecto .....	13
2.2.	Estudio topográfico.....	13
2.2.1.	Planimetría .....	14
2.2.2.	Altimetría .....	14
2.3.	Estudio de suelos.....	14
2.3.1.	Ensayo triaxial .....	15
2.4.	Normas utilizadas en el diseño arquitectónico de centros educativos .....	16
2.4.1.	Criterios generales de diseño.....	17
2.4.2.	Criterios de conjunto .....	17
2.4.3.	Criterios de iluminación .....	18
2.4.4.	Instalaciones .....	20
2.4.5.	Otros criterios.....	21
2.4.6.	Diseño arquitectónico.....	21
2.4.6.1.	Distribución de ambientes .....	23
2.4.6.2.	Altura del edificio .....	24
2.5.	Descripción del sistema estructural a utilizar .....	24
2.6.	Descripción del sistema estructural de mampostería .....	24
2.6.1.	Ventajas estructurales de la mampostería reforzada .....	25
2.7.	Tipos de cargas que afectan la estructura .....	25
2.8.	Método de análisis estructural del edificio.....	28
2.8.1.	Análisis simplista .....	28
2.8.2.	Procedimiento de análisis.....	29

2.8.3.	Análisis estructural por medio de la mampostería reforzada utilizando el método de análisis simplista.....	29
2.9.	Integración de cargas .....	30
2.9.1.	Cálculo de cargas gravitacionales .....	30
2.9.2.	Cálculo de cargas por nivel .....	31
2.10.	Guía para establecer la estructura sismo resistente según AGIES.....	33
2.11.	Corte basal .....	47
2.11.1.	Distribución de fuerzas por nivel.....	55
2.11.2.	Cálculo de momentos de volteo.....	56
2.12.	Solución por análisis simplista.....	57
2.12.1.	Localización de centro de masa .....	58
2.12.2.	Localización del centro de rigidez.....	60
2.13.	Diseño de mampostería.....	72
2.13.1.	Esfuerzos admisibles.....	81
2.13.1.1.	Cálculo de máximo esfuerzo axial permitido.....	81
2.13.1.2.	Cálculo de esfuerzo flexionante máximo permitido .....	83
2.13.1.3.	Cálculo de esfuerzo de corte .....	83
2.13.1.4.	Cálculo de esfuerzo a tensión.....	83
2.13.2.	Diseño de muros.....	84
2.14.	Diseño de losas .....	97
2.15.	Diseño de vigas .....	121
2.16.	Diseño de cimentación .....	137
2.17.	Diseño de escaleras .....	146
2.18.	Presupuesto .....	154
2.19.	Evaluación ambiental .....	156

3.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO VIEJO, SAN SEBASTIÁN HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO .....	159
3.1.	Consideraciones generales.....	159
3.1.1.	Definición.....	159
3.1.2.	Tipos de vehículos .....	159
3.1.3.	Tipos de puentes.....	161
3.1.4.	Especificaciones de diseño .....	162
3.1.5.	Descripción del proyecto .....	163
3.2.	Estudios preliminares .....	163
3.2.1.	Estudio topográfico.....	163
3.2.1.1.	Altimetría .....	164
3.2.1.2.	Planimetría .....	164
3.2.2.	Estudio hidrológico .....	164
3.2.2.1.	Método sección pendiente.....	165
3.2.3.	Estudio de suelos .....	168
3.2.4.	Estudio de tráfico.....	172
3.3.	Dispositivos básicos de protección .....	173
3.3.1.	Diseño de barandas .....	173
3.3.2.	Diseño de riel .....	176
3.3.3.	Predimensionamiento de elementos estructurales..	177
3.3.3.1.	Predimensionamiento de losa .....	177
3.3.3.2.	Predimensionamiento de vigas .....	177
3.3.3.3.	Predimensionamiento de diafragmas ...	177
3.3.3.4.	Predimensionamiento de cortina .....	178
3.3.3.5.	Predimensionamiento viga de apoyo ...	178
3.3.4.	Diseño de superestructura .....	179
3.3.4.1.	Diseño de losa.....	180
3.3.4.2.	Diseño de diafragmas .....	194

3.3.4.3.	Diseño de vigas .....	199
3.3.5.	Diseño de subestructura .....	235
3.3.5.1.	Diseño de viga de apoyo .....	235
3.3.5.2.	Diseño de viga de cortina .....	242
3.3.5.3.	Diseño de neopreno .....	253
3.3.5.4.	Diseño de junta de dilatación.....	259
3.3.5.5.	Diseño de viga de estribos.....	261
3.3.5.6.	Diseño de pilas centrales.....	287
3.4.	Presupuesto del proyecto .....	305
3.5.	Estudio ambiental .....	307
CONCLUSIONES .....		309
RECOMENDACIONES .....		311
BIBLIOGRAFÍA .....		313
APÉNDICES .....		315
ANEXOS .....		319





## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Caserío Sacchim .....	2
2.	Aldea Pueblo Viejo .....	3
3.	Pirámide poblacional municipio de San Sebastián Huehuetenango .....	7
4.	Planta primer nivel.....	22
5.	Planta segundo nivel .....	22
6.	Elevación principal .....	23
7.	Zonificación sísmica para la república de Guatemala .....	39
8.	Área tributaria muro E .....	84
9.	Relación modular muro C.....	88
10.	Detalles de columnas .....	93
11.	Detalles de soleras.....	96
12.	Losas de entrepiso.....	102
13.	Losa 2 entrepiso.....	103
14.	Losa 3 entrepiso.....	104
15.	Losas de techo .....	106
16.	Losa 1 techo.....	106
17.	Losa 2 techo.....	108
18.	Balance de momentos.....	110
19.	Momentos finales en losa de entrepiso .....	113
20.	Momentos finales en losa de techo .....	113
21.	Armado de losa de entrepiso .....	120
22.	Armado de losa de techo .....	120
23.	Espesores mínimos de vigas .....	122
24.	Área tributaria de viga en aula .....	123
25.	Detalles de armado de viga para aulas .....	129

26.	Área tributaria de viga en pasillo.....	131
27.	Detalles armado de viga para pasillos .....	136
28.	Longitud de punzonamiento de cimiento corrido .....	141
29.	Detalle de cimiento corrido .....	146
30.	Detalle de gradas.....	154
31.	Carga viva.....	160
32.	Cargas que actúan sobre las barandas .....	175
33.	Geometría de barandal .....	176
34.	Planta puente vehicular .....	179
35.	Elevación puente vehicular .....	180
36.	Sección puente vehicular .....	180
37.	Distribución de carga camión H20-44.....	184
38.	Modelo para análisis de losa .....	187
39.	Armado de losa.....	193
40.	Armado diafragma interior .....	199
41.	Armado diafragma exterior .....	199
42.	Carga distribuida en viga .....	204
43.	Camión H20-44 posición núm. 1.....	206
44.	1er. corte ( $0 < x < 10$ ) m .....	207
45.	Camión H20-44 posición núm. 2.....	209
46.	1er. corte ( $0 < x < 2,5$ ) m .....	210
47.	2do. corte ( $2,5 < x < 10$ ) m.....	210
48.	Camión H20-44 posición núm. 3.....	212
49.	1er. corte ( $0 < x < 0,73$ ) m .....	213
50.	2do. corte ( $0,73 < x < 4,27$ ) m.....	214
51.	3er. corte ( $4,27 < x < 10$ ) m .....	214
52.	Camión H20-44 posición núm. 4.....	216
53.	1er. corte ( $0 < x < 3,23$ ) m .....	217
54.	2do. corte ( $3,23 < x < 7,5$ ) m.....	218

55.	3er. corte ( $7,5 < x < 10$ ) m.....	218
56.	Camión H20-44 posición núm. 5.....	220
57.	1er. corte ( $0 < x < 5,73$ ) m.....	221
58.	2do. corte ( $5,73 < x < 10$ ) m.....	221
59.	Camión H20-44 posición núm. 6.....	223
60.	1er. corte ( $0 < x < 10$ ) m.....	224
61.	Detalle de armado de viga .....	234
62.	Detalle de armado de viga para momento negativo corte 1-1' .....	234
63.	Detalle de armado de viga para momento positivo corte 2-2' .....	235
64.	Presiones en cortina.....	247
65.	Fuerzas por unidad de longitud aplicadas a la cortina .....	248
66.	Detalle de cortina y viga de apoyo .....	253
67.	Detalle de ubicación de neopreno.....	259
68.	Detalle junta de dilatación .....	260
69.	Dimensiones del estribo .....	262
70.	Sección preliminar del estribo .....	263
71.	Cargas para armado superior de zapata.....	280
72.	Cargas para armado inferior de zapata.....	284
73.	Armado de estribo.....	287
74.	Dimensionamiento de viga de apoyo .....	288
75.	Detalle de armado transversal viga de apoyo pila central.....	295
76.	Diagrama de interacción .....	300
77.	Detalle de armado pila central.....	301
78.	Detalle de armado zapata pila central.....	305

## TABLAS

I.	Población San Sebastián Huehuetenango.....	6
II.	Infraestructura en servicios de salud.....	9

III.	Servicio de agua en el municipio de San Sebastián Huehuetenango...	11
IV.	Cargas muertas mínimas .....	26
V.	Cargas vivas de uso frecuente .....	27
VI.	Nivel mínimo de protección y probabilidad del sismo de diseño .....	36
VII.	Factor $N_a$ para periodos cortos de vibración .....	38
VIII.	Factor $N_v$ para periodos largos de vibración .....	38
IX.	Coefficiente de sitio $F_a$ .....	39
X.	Coefficiente de sitio $F_v$ .....	40
XI.	Guía para clasificación de sitio .....	44
XII.	Coefficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes .....	46
XIII.	Resumen de datos análisis sísmico.....	54
XIV.	Distribución de fuerzas por nivel.....	55
XV.	Distribución de momentos por nivel.....	56
XVI.	Distribución de muros estructurales primer y segundo nivel.....	57
XVII.	Centro de masa de la estructura en sentido X.....	59
XVIII.	Centro de masa de la estructura en sentido Y .....	60
XIX.	Cálculo del centro de rigidez sentido X del edificio, primer nivel .....	63
XX.	Cálculo del centro de rigidez sentido Y del edificio, primer nivel .....	64
XXI.	Cálculo del centro de rigidez sentido X, segundo nivel.....	65
XXII.	Cálculo del centro de rigidez sentido Y del edificio, segundo nivel.....	66
XXIII.	Resultados análisis primer nivel .....	66
XXIV.	Resultado análisis segundo nivel.....	68
XXV.	Resultado análisis de mampostería, primer nivel X-X.....	74
XXVI.	Resultado análisis de mampostería, primer nivel Y-Y.....	75
XXVII.	Resultado análisis de mampostería, segundo nivel X-X .....	76
XXVIII.	Resultado análisis de mampostería, segundo nivel Y-Y .....	77
XXIX.	Resumen de fuerza y momento aplicado en los muros del primer nivel .....	78

XXX.	Resumen de fuerza y momento aplicado en los muros del segundo nivel .....	80
XXXI.	Acero necesario primer nivel X-X.....	91
XXXII.	Acero necesario primer nivel Y-Y.....	92
XXXIII.	Tipos de columnas y soleras.....	92
XXXIV.	Área de acero distribuida para muros en sentido X .....	95
XXXV.	Área de acero distribuida para muros en sentido Y .....	96
XXXVI.	Predimensionamiento de losa .....	99
XXXVII.	Resumen momentos en losas de entrepiso .....	105
XXXVIII.	Resumen momentos en losas de techo .....	109
XXXIX.	Presupuesto edificio escolar .....	155
XL.	Boleta de identificación y evaluación de impacto ambiental.....	156
XLI.	Resumen de datos para diseño de puente vehicular .....	179
XLII.	Cortes y momentos generados en la viga en posición núm. 1 .....	208
XLIII.	Cortes y momentos generados en la viga en posición núm. 2.....	211
XLIV.	Cortes y momentos generados en la viga en posición núm. 3.....	215
XLV.	Cortes y momentos generados en la viga en posición núm. 4.....	219
XLVI.	Cortes y momentos generados en la viga en posición núm. 5.....	222
XLVII.	Cortes y momentos generados en la viga en posición núm. 6.....	225
XLVIII.	Momentos máximos generados en la viga .....	226
XLIX.	Acero requerido para cada uno de los momentos máximos en la viga .....	229
L.	Acero a utilizar para armado de viga.....	230
LI.	Cargas DC .....	264
LII.	Cargas EV .....	265
LIII.	Resumen cargas verticales .....	266
LIV.	Resumen de cargas horizontales.....	270
LV.	Cargas verticales $V_u$ .....	270
LVI.	Momento estabilizador por cargas verticales $M_{vu}$ .....	271

LVII.	Cargas horizontales $H_u$ .....	271
LVIII.	Momentos de vuelco por cargas horizontales $M_{HU}$ .....	272
LIX.	Verificación volteo.....	272
LX.	Verificación deslizamiento .....	273
LXI.	Presiones actuantes en la base del estribo .....	276
LXII.	Cargas sobre pantalla.....	276
LXIII.	Presupuesto puente vehicular .....	306
LXIV.	Estudio ambiental .....	307

## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
$h_n$	Altura de edificio
$A$	Área
$A_s$	Área de acero
$A_v$	Área de refuerzo para cortante
$A_{tri}$	Área tributaria
$A_{s_t}$	Área de acero por temperatura
$\theta$	Ángulo de fricción interna
$b$	Base
$Q_{act}$	Carga actuante
$q_{adm}$	Carga admisible del suelo
$q_u$	Capacidad de carga
$CM$	Carga muerta
$w_T$	Carga de trabajo
$CU$	Carga última
$CV$	Carga viva
$Q$	Caudal
$C_m$	Centro de masa
$CR$	Centro de rigidez
$n$	Coefficiente de rugosidad/pendiente
$f_a$	Coefficiente de sitio para periodos cortos
$f_v$	Coefficiente de sitio para periodos largos
$C_s$	Coefficiente sísmico de diseño
$C'$	Cohesión



<b><math>V_{act}</math></b>	Corte actuante
<b><math>V_b</math></b>	Corte basal
<b><math>V_{res}</math></b>	Corte resistente
<b><math>f_v</math></b>	Corte unitario
<b><math>\rho</math></b>	Cuantía de acero
<b><math>\rho_b</math></b>	Cuantía de acero balanceada
<b><math>df</math></b>	Desplante de cimentación
<b><math>\emptyset</math></b>	Diámetro
<b><math>G_0</math></b>	Dureza de shore
<b><math>K_a</math></b>	Empuje activo
<b><math>E_h</math></b>	Empuje horizontal
<b><math>E_s</math></b>	Empuje por sobrecarga
<b><math>f_a</math></b>	Esfuerzo axial de compresión
<b><math>F_v</math></b>	Esfuerzo de corte
<b><math>F_b</math></b>	Esfuerzo flexionante
<b><math>q</math></b>	Esfuerzo efectivo a nivel de desplante
<b><math>S</math></b>	Espaciamiento/pendiente
<b><math>e</math></b>	Excentricidad
<b><math>R</math></b>	Factor genérico de reducción
<b><math>Y_i</math></b>	Factores de carga
<b><math>F</math></b>	Fuerza
<b><math>F_n</math></b>	Fuerza por nivel
<b><math>F_{sismo}</math></b>	Fuerza provocada por sismo
<b><math>F_T</math></b>	Fuerza torsional
<b><math>i_o</math></b>	Índice de sismicidad
<b><math>L</math></b>	Longitud
<b><math>L_c</math></b>	Longitud de confinamiento
<b><math>d</math></b>	Longitud de muro
<b><math>F_a</math></b>	Máximo esfuerzo axial

<b><math>n_i</math></b>	Modificador de cargas
<b><math>E_c</math></b>	Módulo de elasticidad del concreto
<b><math>E_m</math></b>	Módulo de elasticidad de la mampostería
<b><math>M</math></b>	Momento
<b><math>MB</math></b>	Momento balanceado
<b><math>M_U</math></b>	Momento último
<b><math>M_v</math></b>	Momento de volteo
<b><math>S_{cr}</math></b>	Ordenada espectral de período corto
<b><math>S_{1r}</math></b>	Ordenada espectral de período 1 segundo
<b><math>S_a</math></b>	Ordenada espectral para cualquier período
<b><math>t</math></b>	Peralte
<b><math>d</math></b>	Peralte efectivo
<b><math>T_s</math></b>	Período de transición
<b><math>T_a</math></b>	Período de vibración empírico
<b><math>p</math></b>	Perímetro
<b><math>P.M</math></b>	Perímetro mojado
<b><math>W</math></b>	Peso
<b><math>\gamma</math></b>	Peso específico
<b><math>\gamma_s</math></b>	Peso específico del suelo
<b><math>\gamma_c</math></b>	Peso específico del concreto
<b><math>R</math></b>	Reacciones
<b><math>RH</math></b>	Radio hidráulico
<b><math>rec</math></b>	Recubrimiento
<b><math>V_c</math></b>	Resistencia al cortante del concreto
<b><math>f'm</math></b>	Resistencia a compresión de la mampostería
<b><math>f_y</math></b>	Resistencia a la fluencia del acero
<b><math>R_r</math></b>	Resistencia mayorada
<b><math>R_n</math></b>	Resistencia nominal
<b><math>V_s</math></b>	Resistencia nominal al cortante por el refuerzo

<b>f<sub>c</sub></b>	Resistencia última del concreto
<b>Σ</b>	Sumatoria
<b>V</b>	velocidad

## GLOSARIO

<b>Área de acero</b>	Es la cantidad de acero necesaria que utiliza cualquier elemento estructural.
<b>Cimiento</b>	Parte importante de la construcción que se encarga de recibir la carga de los muros y transmitirla al suelo portante, además de servir como base y apoyo de la estructura.
<b>Concreto</b>	Es un material compuesto utilizado en la construcción formado por un material aglomerante, acompañado por fragmentos o partículas de arena, agua y pedrín.
<b>Columna</b>	Elemento estructural vertical que soporta fuerzas de compresión y flexión para luego transmitir todas las cargas de la estructura a la cimentación.
<b>Corte basal</b>	Fuerza horizontal cortante causada por un sismo en la base de una estructura, que se distribuye posteriormente a lo largo de las diferentes alturas del edificio.
<b>Cortina</b>	Elemento que funciona como muro, conteniendo el relleno en la parte alta del puente, además de resistir las fuerzas generadas por el viento y el sismo.

<b>Diafragma</b>	Elemento estructural que se encuentra ubicado en la parte intermedia de un puente, diseñado para rigidizar la estructura y evitar el alabeo de las vigas
<b>Estribos</b>	Son estructuras que sirven como apoyo en el extremo del puente, encargados de sostener las cargas generadas por la superestructura y de contener las cargas generadas por el empuje del suelo.
<b>Losa</b>	Es un elemento estructural que funcionan como cubierta, además de transmitir las cargas verticales a la estructura.
<b>Mampostería</b>	Sistema tradicional de construcción que consiste en colocar un material mampuesto uniformemente uniendo las piezas con un mortero.
<b>Momento</b>	Fuerza aplicada a cierta distancia que intenta provocar un deslizamiento o deformación en el cuerpo en el que se aplica.
<b>Neopreno</b>	Es un elemento flexible compuesto por materiales metálicos y elastómeros que se colocan para disipar la energía proveniente de las vigas del puente.
<b>Rigidez</b>	Capacidad que tienen los elementos estructurales a no deformarse por la acción de fuerzas externas.

<b>Sismo</b>	Es una serie de vibraciones de la superficie terrestre, generadas por un movimiento brusco o repentino de las capas internas de la tierra que produce fuerzas de inercia que sacuden el edificio.
<b>Sistema estructural</b>	Es un conjunto de elementos que mantienen una forma y una unidad, además de soportar las cargas para luego transmitir las al suelo.
<b>Subestructura</b>	Son todos los elementos que forman la parte inferior del puente, como los estribos y las pilas centrales quienes soportan las cargas provenientes de la superestructura, para luego transmitir las al suelo.
<b>Superestructura</b>	Son todos los elementos que forman la parte superior del puente que transmiten las cargas del tablero a los apoyos.
<b>Topografía</b>	Ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos para describir y representar en forma de plano o relieve la superficie del terreno.
<b>Viga</b>	Es un elemento estructural lineal que trabaja principalmente a flexión, se encarga de soportar las cargas generadas por las losas.
<b>Zapata</b>	Es un tipo de cimentación que trabaja de manera aislada, que se encarga de soportar cargas puntuales para luego transmitir las al suelo.



## RESUMEN

La finalidad de todo proyecto en el ámbito de la ingeniería civil es ayudar a satisfacer las necesidades referentes a la infraestructura, que se encuentran en las diferentes comunidades del país, a través del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) contribuyendo a dar una solución técnica a los diversos problemas, en este caso al municipio de San Sebastián Huehuetenango, departamento de Huehuetenango.

Uno de estos problemas se encuentra en el área educativa en el cual es necesaria la planificación de una escuela primaria que beneficie a las diversas comunidades en el área rural, este proyecto tiene como fin contribuir a mejorar el nivel educativo en el municipio y a su vez garantizar la seguridad de las personas, diseñando una estructura adecuada para este tipo de edificios. La escuela tendrá un área total de 320 m<sup>2</sup> distribuidos en área educativa, administrativa y de circulación.

También se detectó la dificultad que tienen varias comunidades para trasladarse a la cabecera municipal, debido a la falta de un puente que reúna las condiciones óptimas establecidas por las diferentes normas, por lo que se determinó efectuar el diseño de un puente vehicular, el cual se realizará de concreto armado con una luz total de 30 metros divididos en tres tramos de 10 metros cada uno, esto contribuirá al traslado de las personas hacia las diferentes comunidades y al desarrollo del municipio de San Sebastián Huehuetenango.





## **OBJETIVOS**

### **Generales**

1. Diseñar un edificio escolar de dos niveles en mampostería, en caserío Sacchim y un puente vehicular en la aldea Pueblo Viejo.
2. Beneficiar a las comunidades con los proyectos, en el ámbito de infraestructura del municipio de San Sebastián Huehuetenango, departamento de Huehuetenango.

### **Específicos**

1. Realizar un diagnóstico en las diferentes comunidades para conocer si los proyectos que se llevarán a cabo satisfacen las necesidades de los pobladores.
2. Contribuir en el crecimiento de la comunidad del caserío Sacchim en el ámbito educativo, a través del diseño de una escuela primaria.
3. Mejorar las condiciones para transportarse de los pobladores de la aldea Pueblo Viejo, a través del diseño de un puente vehicular.



## INTRODUCCIÓN

En la práctica profesional supervisada, desarrollada en el municipio de San Sebastián Huehuetenango, departamento de Huehuetenango se llevaron a cabo proyectos relacionados a la carrera de ingeniería civil, basados en los problemas de servicios básicos y de infraestructura. Previo a realizar cada uno de los proyectos se llevó a cabo la fase de investigación, la cual consta de un diagnóstico comunitario, en esta fase se conocen las características monográficas del municipio en general, así como los aspectos importantes de las comunidades en donde se realizará el servicio técnico profesional.

El primer proyecto corresponde al diseño de un edificio escolar de dos niveles en mampostería ubicado en la aldea Sacchim, el cual tendrá un área total de construcción de 320 m<sup>2</sup> con tres salones y un pasillo por nivel. El diseño de muros fue desarrollado a través del método de análisis simplista, este método contempla el diseño de elementos de acero verticales y horizontales, conjuntamente con el diseño de muros se encuentra el diseño de cubierta que se efectuó a través del método de losas del código ACI.

El segundo proyecto radica en el diseño de un puente vehicular de concreto armado en la aldea Pueblo Viejo, el cual tendrá una luz total de 30 metros y será de un solo carril. Para este proyecto se realizó la fase de estudios preliminares con el fin de determinar la geometría y las características de diseño de la estructura, posterior a ello se realizó el diseño del puente vehicular a través del método AASHTO, utilizando la metodología de diseño por factores de carga y resistencia LRFD.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1. Monografía de San Sebastián Huehuetenango, departamento de Huehuetenango**

San Sebastián Huehuetenango (San Sebastián: en honor a San Sebastián Mártir) es un municipio del departamento de Huehuetenango de la región noroccidente de la República de Guatemala.

### **1.1.1. Aspectos generales**

El municipio de San Sebastián Huehuetenango es un pueblo de origen precolombino, cuyo nombre proviene del vocablo Toxoh o Toj toj, que en lengua mam significa entre aguacates. Al inicio el pueblo de San Sebastián fue anexo de Huehuetenango, contaba con 1 384 habitantes, cantidad que era mayor a la población de Huehuetenango, que ascendía solamente a 916 personas.

Por Acuerdo Gubernativo del 29 de diciembre de 1891, se autorizó a la municipalidad para trasladar la cabecera municipal a su emplazamiento actual, conocido en ese entonces como Valle de Esquizal, debido a las frecuentes inundaciones que sufría como consecuencia de las crecidas del río Grande.

El asentamiento original estaba en la actual aldea de Pueblo Viejo lugar de uno de los proyectos, en donde se encontraron ruinas que evidencian una numerosa población. Mediante acuerdo gubernativo del 12 de mayo de 1892, se dispuso que los municipios de Santa Bárbara, San Rafael Petzal y San Sebastián Huehuetenango fueran anexados al municipio de Malacatán (hoy

Malacatancito), desconociéndose la fecha en la cual se dejó sin efecto este acuerdo.

En 1934 estaba restablecido como municipio, pues en ese año se aprobó su plan de arbitrios. Finalmente, en acuerdo gubernativo del 21 de agosto de 1940, se aprobaron las operaciones de deslinde con Todos Santos Cuchumatán.

### **1.1.2. Ubicación de proyectos**

El caserío Sacchim lugar del proyecto de edificio escolar está situado al norte a seis kilómetros de la cabecera municipal. El segundo proyecto es el diseño de un puente vehicular en la aldea Pueblo Viejo, ubicado al este del municipio a cuatro y medio kilómetros.

Figura 1. **Caserío Sacchim**



Fuente: <https://www.google.com/maps/@15.3981205,-91.5732771,3220m/data=!3m1!1e3>.

Consulta: noviembre de 2017.

**Figura 2. Aldea Pueblo Viejo**



Fuente: [www.google.com/maps/@15.37963,-91.58592,3221m/data=!3m1!1e3](http://www.google.com/maps/@15.37963,-91.58592,3221m/data=!3m1!1e3). Consulta: noviembre 2017.

### **1.1.3. Ubicación geográfica**

San Sebastián Huehuetenango se encuentra a una distancia de 23 km de la cabecera departamental de Huehuetenango y a 278 km de la ciudad capital Guatemala. El caserío Sacchim lugar del primer proyecto, se encuentra a una altitud de 2 600 msnm, latitud 15° 25' 08", longitud 91° 35' 00". El segundo proyecto ubicado en la aldea Pueblo Viejo, se encuentra a una altitud de 1 800 msnm, latitud 15° 22' 25", longitud 91° 35' 35".

### **1.1.4. Topografía**

La topografía en general del municipio de San Sebastián Huehuetenango se encuentra influenciada por montañas, entre las que se destaca la sierra de los Cuchumatanes, Obrax y los cerros Tuicuc y Tuijoj.



### **1.1.5. Clima**

Los valores climatológicos en el municipio de San Sebastián son variados, en las partes altas del municipio como lo es el caserío Sacchim el clima es frío, por su parte en la cabecera municipal, así como en aldeas cercanas como lo es la aldea Pueblo Viejo el clima es templado, ofreciendo mejores condiciones para la población. La precipitación pluvial anual del municipio es de 2 154,4 milímetros, y los días de lluvia al año son aproximadamente 162. Según información recabada por el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrografía, INSIVUMEH, la humedad registrada en el municipio de San Sebastián Huehuetenango es la siguiente:

- Humedad relativa mínima 72 %
- Humedad relativa máxima 86 %
- La humedad relativa promedio anual es de 79 %

La dirección del viento es variable, y la velocidad es de cuatro kilómetros por hora promedio.

### **1.1.6. Vías de acceso**

El municipio cuenta con acceso desde la capital de Guatemala por la carretera Interamericana CA-1, la cual también sirve de acceso hacia la cabecera departamental como a las aldeas del municipio que se encuentran a las orillas de esta. El municipio cuenta además con carreteras de terracería, veredas y puentes de concreto que comunica con las diferentes comunidades y municipios cercanos.

El caserío Sacchim lugar del primer proyecto se encuentra a 6 km de la cabecera municipal por carretera de terracería en zona montañosa. El segundo proyecto se localiza en la aldea Pueblo Viejo a 4 km de la cabecera municipal su acceso es en la carretera CA-1, a la altura del kilómetro 276 en donde se adentra por carretera pavimentada y posteriormente terracería.

### **1.1.7. Colindancias**

El municipio de San Sebastián Colinda al norte con el municipio de Todos Santos Cuchumatán, al este con el municipio de Chiantla y la cabecera departamental Huehuetenango, al oeste con los municipios de San Juan Atitán y San Rafael Pétzal y al sur con el municipio de Santa Bárbara. El caserío Sacchim colinda al norte con la aldea Chequequix al sur con el caserío Tuitzín, al este con la aldea Tzabal y al oeste con la aldea Chejoj.

La aldea Pueblo Viejo colinda al norte con el caserío Chemiche al sur con el caserío Tojchec, al este con caserío Mapá y al oeste con caserío Talpetate.

### **1.1.8. Demografía**

El municipio tiene una población aproximada de 31 340 habitantes, según el censo poblacional del año 2015 con una densidad de 257 personas por kilómetro cuadrado. Existe una población superior de gente de raza indígena de la etnia mam representando el 95,1 %, y el 4,9 % es gente de raza ladina.

### 1.1.8.1. Población

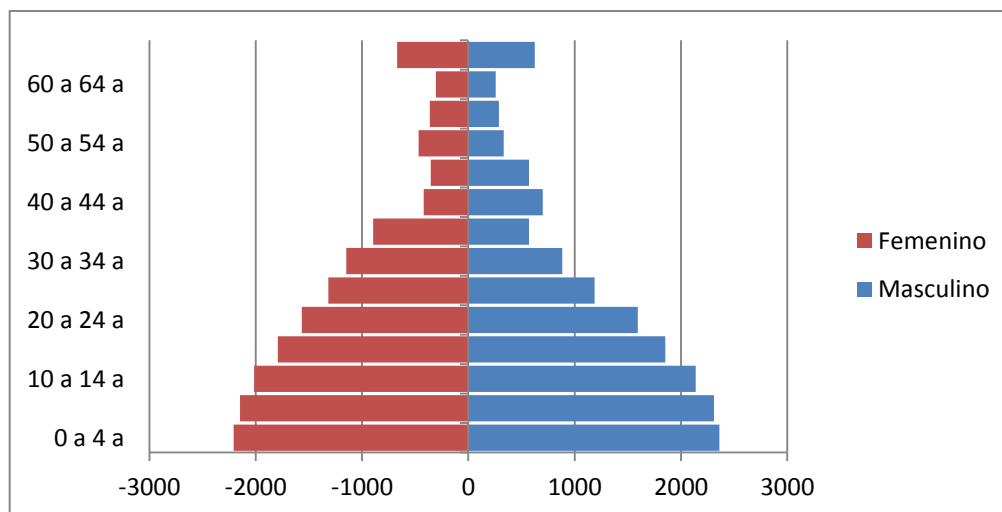
Tabla I. Población San Sebastián Huehuetenango

Edad	Femenino	Masculino	Total
0 a 28 días	37	39	76
29 a 11 meses 29 días	407	431	838
12 meses a 23 meses 29 días	443	472	915
24 meses a 35 meses 29 días	442	473	915
36 meses a 47 meses 29 días	441	473	914
48 meses a 59 meses 29 días	439	472	911
5 a 9 años	2 148	2 310	4 458
10 a 14 años	2 014	2 139	4 153
15 a 19 años	1 791	1 852	3 643
20 a 24 años	1 568	1 595	3 163
25 a 29 años	1 316	1 186	2 502
30 a 34 años	1 148	884	2 032
35 a 39 años	894	570	1 464
40 a 44 años	421	700	1 121
45 a 49 años	355	569	924
50 a 54 años	469	333	802
55 a 59 años	362	288	650
60 a 64 años	306	257	563
de más de 65 años	671	625	1 296
subtotal	15 672	15 668	
total			31 340

Fuente: INE. *Memoria de labores 2015.*

Lo cual genera la siguiente distribución poblacional por edades y sexo en la pirámide poblacional, que se encuentra en la figura 3.

Figura 3. **Pirámide poblacional municipio de San Sebastián Huehuetenango**



Fuente: INE. *Memoria de labores 2015.*

La figura 3 revela que en general la población femenina con relación a la masculina tienen una diferencia de 2 010 habitantes femeninas más que la masculina, es de base amplia, con predominio de la población joven que se encuentra entre el grupo etario de 0 a 25 años, características de un municipio correspondiente a un país en vías de desarrollo.

### 1.1.8.2. **Distribución de viviendas**

Según datos de la Encuesta Nacional de Condiciones de Vida en el 2006 (ENCOVI 2006) del Instituto Nacional de Estadística INE, así como datos de la memoria de labores y sala situacional del servicio de salud de San Sebastián Huehuetenango, San Sebastián Huehuetenango como municipio cuenta con 5 515 viviendas.

### **1.1.8.3. Tipología de viviendas**

En el municipio de San Sebastián Huehuetenango el 80 % de las viviendas es de tipo rancho tradicional con muros de adobe y techo de teja o lámina, con piso de tierra; el 20 % restante son de mampostería, hechas de block o ladrillo con techo de lámina o losa tradicional, con piso de concreto. Como dato importante se sabe que el 90 % de las familias cuentan con vivienda propia y el resto el 10 % cuentan con una casa en calidad de alquiler.

### **1.1.9. Actividad económica**

La mayoría de los habitantes de la comunidad en un 97 % se dedica a la agricultura y el resto se dedican al negocio o servicios profesionales. La producción de maíz y frijol para autoconsumo y el resto lo venden. Las madres y los hijos colaboran con el padre de familia en las labores agrícolas como mano de obra no remunerada. El sector agrícola es la base de la economía del municipio. Las familias campesinas disponen de muy pocas tierras, y los que tienen no están aseguradas legalmente en su totalidad.

Con frecuencia cultivan superficies no adecuadas para la producción agrícola, utilizan técnicas de labranza no apropiadas al lugar, raramente disponen de reservas monetarias. En la agricultura las personas que se dedican a esta actividad tienen ingresos inferiores de Q. 400,00 mensuales, en especial los que siembran para la subsistencia y tienen que emigrar para mejorar sus ingresos. La población económicamente activa creció en un 4,34 % mientras que la población afiliada lo hizo en un 0,51 % en el mismo período, lo que muestra que la economía formal no logra absorber toda la oferta de trabajo, la cual se encuentra desempleada o en la economía informal.

### 1.1.10. Servicios existentes

En el municipio la población dispone de diferentes servicios. Estos se pueden clasificar en estatales, municipales y privados.

#### 1.1.10.1. Estatales

Son los servicios prestados por instituciones o programas del estado, entre los cuales se encuentran:

- Salud

En el municipio de San Sebastián Huehuetenango se cuenta con los siguientes recursos en salud:

Tabla II. **Infraestructura en servicios de salud**

Infraestructura de servicios de salud		
<b>Número de servicios del mspas</b>	hospitales	0
	centros de salud	1
	puestos de salud	2
	centros de convergencia	8
número de clínicas del igss		0
número de clínicas privadas		1
número de centros de laboratorios		1
número de farmacias o ventas de medicina		5
número de centros de atención de medicina tradicional		16

Fuente: Centro de atención permanente, San Sebastián Huehuetenango.

Las comunidades del caserío Sacchim y la aldea Pueblo Viejo cuentan con un centro de convergencia.

- Educación

Según información descrita, en lo que respecta al nivel preprimario el número de alumnos inscritos es de 750, de los cuales el 96,5 % pertenece al área urbana y el 3,5 % al área rural. En el nivel primario el número de alumnos es de 3 242, de los cuales el 86 % pertenece al sector urbano y el 14 % al sector rural. En el nivel básico el acceso a la educación es más limitado, lo que reduce la oportunidad de estudiar al sector adolescente.

Uno de los factores importantes a mencionar del porque existe un menor número de estudiantes en el sector rural, es por la incorporación al trabajo agrícola como apoyo a sus padres. El caserío Sacchim lugar donde se llevará a cabo el proyecto del edificio escolar es una de las comunidades elegidas para para construir un centro educativo que beneficie tanto a las personas de este caserío como a los habitantes de las comunidades cercanas.

#### **1.1.10.2. Municipales**

Son los servicios que la municipalidad administra y presta a toda la población del municipio de San Sebastián Huehuetenango para atender las necesidades de la comunidad, entre los cuales se encuentran:

- Agua Potable

En el municipio el servicio de agua entubada que recibe la población proviene de los ríos: Chelam, Colorado, Chichicana, Tzabal, Chejoj, Tuisquimac y Esquizal, este último es el principal abastecedor localizado en la aldea Tuisquizal. De acuerdo a la información recabada, se estableció que el 75 % reciben servicio de agua y el valor que pagan por el servicio es de Q.5,00 mensuales, los cuales deben hacerse efectivo en la tesorería municipal.

Los habitantes del caserío Sacchim y de la aldea Pueblo Viejo se abastecen con servicio de agua domiciliar.

Tabla III. **Servicio de agua en el municipio de San Sebastián Huehuetenango**

<b>Servicio de agua San Sebastián Huehuetenango, Huehuetenango</b>				
municipio	Núm. viviendas	Núm. De viviendas con agua domiciliar	Núm. de viviendas con chorro publico	Núm. De viviendas sin agua
San Sebastián Huehuetenango	5 515	3 279	58	1 270

Fuente. Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social MSPAS 2009.

- Drenajes

La depuración de aguas es como se le conoce a los distintos procesos implicados en la extracción, tratamiento y control sanitario de los productos de desecho arrastrados por el agua y procedentes de viviendas e industrias.



En materia de saneamiento ambiental sólo el pueblo cuenta con un sistema parcial de drenajes el cual es conducido sin tratamiento previo de los desechos sólidos al río Isquízal que es un tributario del río Selegua, lo que contribuye a la contaminación del mismo. De acuerdo al censo poblacional y vivienda de 1994 el déficit de drenajes era de 95,72 % dato que no ha variado según encuesta realizada al mes de junio de 2003. El déficit a esta fecha es de 91,25 %.

- Mercado

La actividad comercial en San Sebastián Huehuetenango son los días miércoles y domingo, el principal centro de comercio es el mercado municipal, se encuentra ubicado frente al parque de la comunidad. El mercado es insuficiente para la cantidad de comerciantes que llegan al lugar, el día más frecuentado es el domingo, por lo que se han visto en la necesidad de ocupar las calles y avenidas circunvecinas para comercializar sus productos.

### **1.1.10.3. Privados**

Son todos los servicios que prestan personas particulares para satisfacer las diferentes necesidades de los habitantes del municipio, entre estos servicios están:

- Energía eléctrica

Según la empresa distribuidora de energía eléctrica DEOCSA, presta el servicio con una tarifa social de Q. 0,68 por kilovatio hora al consumir hasta 300 kilovatios hora mes y la tarifa normal es de Q. 1,02 más IVA por kilovatio hora al consumir más de 300 kilovatios hora mes.

## **2. DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES EN MAMPOSTERÍA, EN CASERÍO SACCHIM, SAN SEBASTIÁN HUEHUETENANGO**

### **2.1. Descripción del proyecto**

El diseño del edificio escolar de dos niveles se encuentra localizado en el caserío Sacchim del municipio de San Sebastián Huehuetenango del departamento de Huehuetenango; actualmente en dicho caserío no existe lugar que reúna las características óptimas para que los niños reciban clases, los habitantes de esta comunidad han solicitado a las autoridades municipales la construcción de una escuela que permita a los niños recibir clases en la mejores condiciones, y que a su vez el establecimiento cuente con la capacidad de albergar a más personas, debido a que parte de la población de esta comunidad opta por asistir a otros centros educativos más lejanos, produciendo un incremento en los costos y tiempo de las personas.

### **2.2. Estudio topográfico**

Como toda obra de infraestructura uno de los procedimientos principales a realizar es el estudio topográfico, que se llevó a cabo a través del método taquimétrico, permitirá plasmar gráficamente los puntos de localización del terreno en donde se realizará el proyecto, el equipo utilizado para llevar a cabo el levantamiento topográfico es el siguiente:

- Estación total
- Cinta métrica
- Prismas
- Estacas

### **2.2.1. Planimetría**

Lo que hace la planimetría es prescindir del relieve y la altitud para lograr una representación en dirección horizontal, puede comprenderse la planimetría como la parte de la topografía que tiende a conseguir a través de diversos métodos la representación a escala sobre una superficie plana los detalles del terreno.

### **2.2.2. Altimetría**

También es conocida como hipsometría, la altimetría abarca diversos procesos, metodologías y técnicas para la determinación y la representación de un punto. La altimetría se encarga de la medición de las diferencias de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno, los cuales representan las distancias verticales medidas a partir de un plano horizontal.

## **2.3. Estudio de suelos**

Como parte importante y básica para el diseño de una obra de infraestructura se encuentra el estudio de suelos, sirve para conocer las características físicas y mecánicas del suelo; esto comienza con extraer una muestra inalterada de aproximadamente un pie cúbico del lugar donde se llevará a cabo la obra para posteriormente llevarlo al laboratorio en donde se realizarán los estudios correspondientes, los resultados obtenidos servirán para determinar principalmente la capacidad de carga admisible o valor soporte del suelo.

### 2.3.1. Ensayo triaxial

El ensayo triaxial es uno de los métodos utilizados para determinar las resistencia cortante del suelo, el tipo de ensayo triaxial realizado a la muestra de suelo obtenida ha sido el no consolidado no drenado (U.U), el cual consiste en determinar la resistencia del suelo en condiciones a corto plazo. En el cual la densidad, la adherencia y unión entre partículas permanece intactas independientemente del nivel de carga.

Los resultados obtenidos en el ensayo de compresión triaxial son los siguientes:

- Descripción del suelo: limo color café
- Ángulo de fricción interna  $\Phi = 31,75$
- Cohesión ( $C_u$ ) =  $0 \text{ ton/m}^2$ , debido a que el suelo presenta un comportamiento demasiado cohesivo
- Desplante =  $1,2\text{m}$
- Peso específico del suelo =  $1,61 \text{ ton/m}^2$

Ecuación general de capacidad de carga para una cimentación corrida

$$q_u = C' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

$q_u$  = capacidad de carga

$C'$  = cohesión

$q$  = esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la cimentación

$N_c$   $N_q$   $N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción interna

$$q = \gamma d f = 1,93$$

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi \tan \phi} = 22,50$$

$$N_c = \cot(\phi) * (N_q - 1) = 34,75$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi) = 29,09$$

$$q_u = \left( 0 \text{ ton/m}^2 * 34,75 \right) + \left( 1,93 \text{ ton/m}^2 * 22,50 \right) + \left( \frac{1}{2} * 1,61 * 0,5 * 29,09 \right)$$

$$q_u = 55,13 \text{ ton/m}^2$$

El cálculo de la capacidad de carga última admisible en cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad, puede ser por lo menos de 3 en todos los casos.

$$q_o = \frac{55,13 \text{ ton/m}^2}{3} = 18,38 \text{ ton/m}^2$$

#### **2.4. Normas utilizadas en el diseño arquitectónico de centros educativos**

Estas normas contribuyen al diseño de edificios escolares en aspectos arquitectónicos y de infraestructura, así como todo lo relacionado a espacios dentro del ambiente educativo, para un óptimo desempeño de la edificación como de los usuarios; algunas de las normas más importantes son las siguientes:

### **2.4.1. Criterios generales de diseño**

Los proyectos de infraestructura educativa en Guatemala deberán cumplir con lo establecido en este manual, para que los edificios escolares cumplan adecuadamente con su función, debiendo tomar en cuenta todo lo relacionado al lugar donde se llevará a cabo la construcción para garantizar la seguridad y el confort de los usuarios durante y después de la actividad escolar.

### **2.4.2. Criterios de conjunto**

- Conjunto arquitectónico: se debe considerar la sectorización de espacios y edificios dentro del terreno, tamaño del edificio, accesos, materiales de construcción y seguridad para atender a los usuarios durante la etapa de desarrollo escolar.
- Emplazamiento: el índice de ocupación en condiciones ideales en áreas rurales, el 40 % del terreno debe ser ocupado por edificaciones techadas, por su parte el 60 % restante del terreno debe utilizarse para áreas verdes, canchas deportivas y estacionamientos. En condiciones limitadas dentro del área urbana el índice de ocupación estará regido por el reglamento municipal que corresponda.
- Orientación del edificio: la orientación de un edificio escolar es importante debido a que se consideran aspectos de ventilación e iluminación de todos los ambientes. La orientación ideal para proveer una buena iluminación es de norte a sur, aunque puede variar dependiendo del sentido del viento dominante y el clima de la región.

- Tamaño del edificio: el tamaño del edificio escolar varía de acuerdo a las características de cada nivel educativo, modalidad, y usuarios por atender, todo esto para garantizar la operatividad del centro educativo y la calidad en el proceso de enseñanza-aprendizaje.

El edificio escolar en caserío Sacchim cumple con los criterios de índice de ocupación para áreas rurales, su orientación va de norte a sur para obtener una mejor iluminación durante la jornada escolar.

### **2.4.3. Criterios de iluminación**

Para un edificio escolar en óptimas condiciones de iluminación se debe de tomar en cuenta los siguientes aspectos

- Tamaño y ubicación de las ventanas y lámparas en las aulas
- Se deben seleccionar los acabados que permitan mayor reflexión de la luz en las áreas de trabajo.
- Se debe proporcionar un buen contraste dentro de las aulas para que los ojos de los usuarios no sean obligados a forzarse.
- Tipos de iluminación: la iluminación puede ser de dos tipos, natural y artificial.
  - Iluminación natural: el diseño de ventanas para iluminación debe de proporcionar luz pareja y uniforme sobre el plano de trabajo en todos los puntos del aula y por su localización se dividen en unilateral, bilateral y cenital.
    - Iluminación natural unilateral: este tipo de iluminación recomienda que las ventanas deben ser del 25 al 30 % del

área del piso, para una mejor reflexión los muros opuestos deben de ser de color claro y deben de estar a una distancia mayor de 2,5 veces la altura del muro donde están las ventanas

- Iluminación natural bilateral: es el tipo de iluminación donde la ubicación de las ventanas en muros paralelos u opuestos mejora las condiciones de iluminación siempre y cuando den al exterior.
- Iluminación natural cenital: esta iluminación se utiliza en casos especiales, donde no es posible utilizar la iluminación tanto unilateral como bilateral. Será posible la iluminación únicamente a través de su cerramiento horizontal o cubierta, en otras palabras a través de un tragaluz.
- Iluminación artificial: se utiliza en la actividad nocturna la mayor parte del tiempo, también como apoyo a la iluminación natural, con el objetivo de brindar una mejor visibilidad a los usuarios cuando así lo requieran.

En el edificio escolar para el caserío Sacchim se utilizó la iluminación natural unilateral, mejorando las condiciones de reflexión en las aulas, como también se utilizó la iluminación artificial como ayuda a la iluminación natural en momentos en los cuales se requiera.



#### **2.4.4. Instalaciones**

Las instalaciones son todo lo relacionado a redes y quipos fijos que permiten el suministro y las operaciones de los servicios tales como hidráulicas, sanitarias y eléctricas con el fin de cumplir sus funciones para lo que han sido diseñadas.

- Agua potable: el edificio escolar debe de contar con una fuente de abastecimiento a través de una red municipal, pozo propio o nacimiento comunitario, el cual debe de llenar todos los requisitos de saneamiento requeridos.
- Drenaje de aguas negras: es primordial tener el drenaje de aguas negras, en caso de no contar con el drenaje público municipal autorizado (conexión domiciliar) debe de considerarse un sistema alternativo de disposición final de aguas negras. El sistema alternativo comúnmente utilizado es una fosa séptica y pozo de absorción.
- Electricidad: tiene como objetivo dotar de energía eléctrica el edificio escolar, a través de equipos eléctricos necesarios para asegurar un buen funcionamiento. En caso de no contar con una fuente de abastecimiento de electricidad al momento de construir el edificio escolar, es necesario dejar la instalación prevista de 120/240 voltios para su posterior utilización.

En el edificio escolar cuenta con servicio de agua potable proveniente de la red municipal, así como un drenaje público y servicio de energía eléctrica.

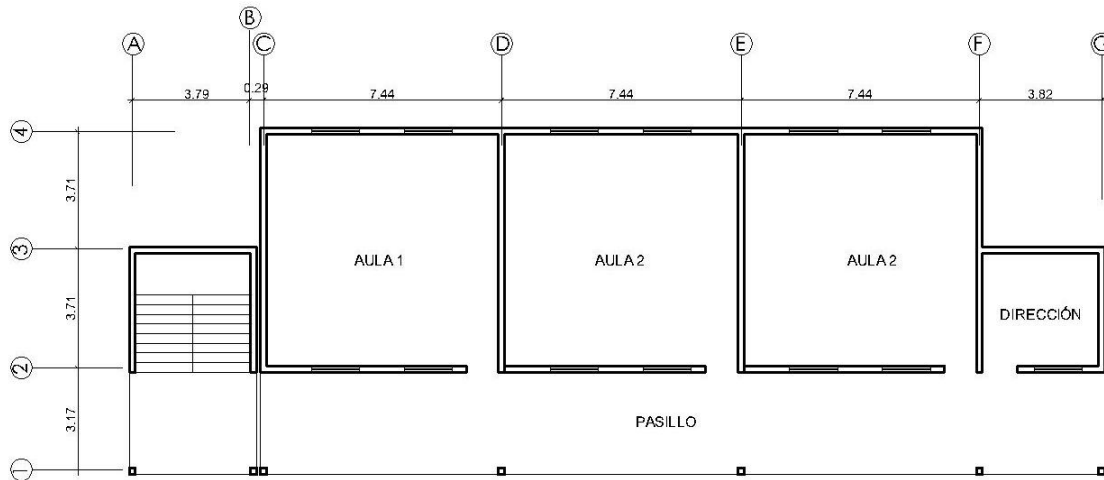
#### **2.4.5. Otros criterios**

- Ventilación: es importante disponer de una buena ventilación en el ambiente, durante el uso de las instalaciones para un desarrollo óptimo de la educación.
- Criterios de color: ayuda a la buena iluminación natural, se recomienda el uso de colores claros para una buena reflectividad y colores cálidos en ambientes donde la luz solar sea escasa.
- Confort acústico: para un edificio escolar el ambiente debe de tornarse tranquilo durante el desarrollo de la educación, siendo necesario e importante el aislamiento acústico entre los diferentes ambientes.

#### **2.4.6. Diseño arquitectónico**

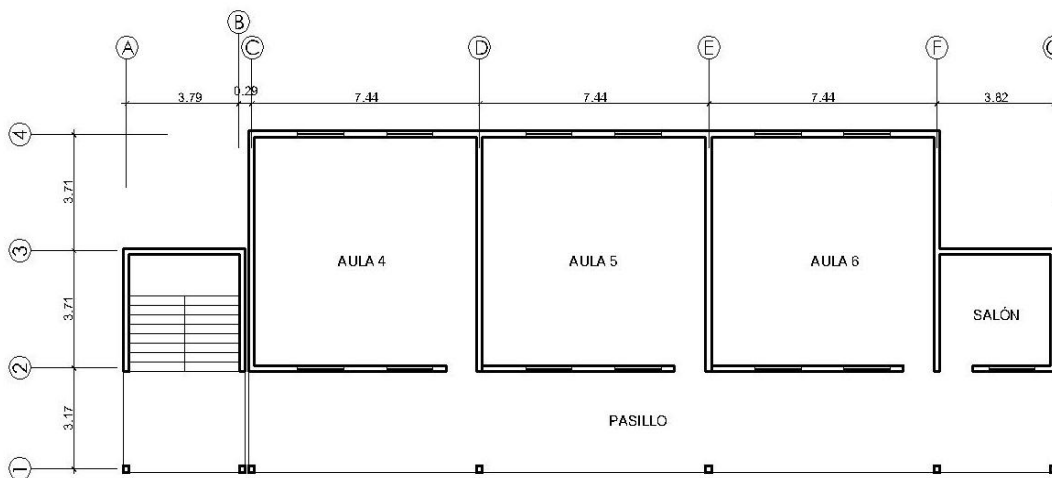
El diseño arquitectónico debe satisfacer las necesidades de espacios de los usuarios, brindando una forma adecuada y segura a cada uno de los ambientes que componen el edificio escolar. Basado en las normas de diseño arquitectónico de edificios educativos del ministerio de educación.

Figura 4. **Planta primer nivel**



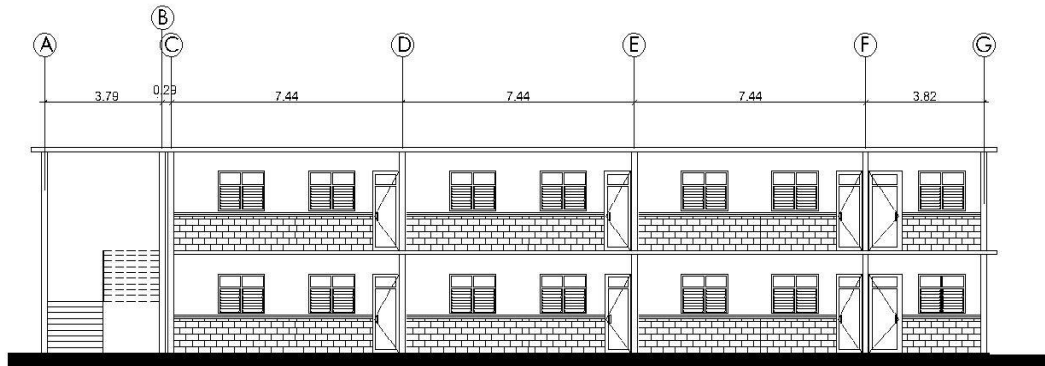
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 5. **Planta segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

**Figura 6. Elevación principal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

#### **2.4.6.1. Distribución de ambientes**

De acuerdo a las necesidades y al espacio disponible se contempló la organización de las diferentes áreas entre ellas: área educativa, administrativa y de circulación.

- Área educativa: es el espacio utilizado para el proceso de enseñanza y aprendizaje, es el área contemplada para desempeñar las actividades físicas tanto de estudiantes como de docentes.
- Área administrativa: lugar donde se desarrollan funciones de planeación y dirección de la comunidad educativa, el dimensionamiento de los espacios dentro del área administrativa está determinada por el número de educandos.
- Área de circulación: se integra por los espacios que facilitan el acceso de peatones y para movilizarse dentro del centro educativo.

#### **2.4.6.2. Altura del edificio**

Los edificios destinados a centros escolares de nivel primario y medio tienen un máximo de tres niveles, para este caso el edificio escolar será de nivel primario de dos niveles con una altura de 3 m por cada nivel y una altura total de 6 m.

#### **2.5. Descripción del sistema estructural a utilizar**

Para la elección del sistema estructural se debe de tomar en cuenta varios factores como economía, resistencia, disponibilidad de materiales y capacidad en la mano de obra, eligiendo la opción que mejor se adapte a lo requerido, con el fin de llevar a cabo una edificación que cumpla con los parámetros establecidos por la asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica.

En este caso, el sistema a utilizar será el de mampostería reforzada compuesto por refuerzo vertical y horizontal.

#### **2.6. Descripción del sistema estructural de mampostería**

La mampostería reforzada es el sistema tradicional de construcción de edificaciones, consiste en elegir un material mampuesto que puede ser: ladrillos, bloques y piedras para luego colocarlos manualmente de manera uniforme uno sobre otro uniendo las pizas con un mortero.

Para su análisis estructural existen dos métodos los cuales son: realista y simplista; para este proyecto se eligió el segundo método, el cual contempla el diseño de elementos verticales de acero llamados columnas y elementos horizontales llamados soleras. Como también el diseño de la cubierta que será

de losa tradicional y los muros que serán de block, además del diseño de vigas que irán colocadas en luces grandes.

### **2.6.1. Ventajas estructurales de la mampostería reforzada**

La mampostería reforzada es el sistema más utilizado en construcción en la actualidad, además de presentar varias ventajas como las siguientes:

- Es un sistema estructural económico y conocido.
- Debido a su comportamiento flexible resiste de mejor forma la fuerza sísmica.
- Resistencia al sonido, funciona como aislante acústico.
- Resiste agentes provocados por el medio ambiente.
- Se puede utilizar en tramos largos y paredes altas.

### **2.7. Tipos de cargas que afectan la estructura**

Una estructura de mampostería reforzada siempre estará sometida a cargas, que pueden ser permanentes o frecuentes, por lo que se deben utilizar materiales resistentes a este tipo de esfuerzos, para que la edificación resista los momentos generados por las cargas aplicadas en el edificio.

Las cargas a considerar que actuarán directa o indirectamente para el diseño de un edificio escolar son las siguientes:

- Cargas gravitacionales: son las cargas verticales que soportará la estructura y que serán divididas en carga muerta y carga viva.

- Carga muerta: consiste en los pesos de los diferentes miembros estructurales como columnas, vigas, losas, muros, ventanas e instalaciones y diversos dispositivos. Como también objetos que permanezcan unidos a la estructura.

Tabla IV. **Cargas muertas mínimas**

Material	Unidad	Wm
<b>Pisos</b>		
concreto	volumétrico	2 400 kg/m <sup>3</sup>
piso de granito y mezlón	5 cm de espesor	60 kg/m <sup>2</sup>
asfalto	1 cm de espesor	23 kg/m <sup>2</sup>
duela	1 cm de espesor	8 kg/m <sup>2</sup>
relleno de concreto ligero	volumetrico	1 600 kg/m <sup>2</sup>
<b>Techos</b>		
teja de cemento		32 kg/m <sup>2</sup>
teja de barro		100 kg/m <sup>2</sup>
revestimiento de madera	2,5 cm de espesor	15 kg/m <sup>2</sup>
repellos	1,0 cm de espesor	15 kg/m <sup>2</sup>
losa prefabricada	15 cm de espesor	240 kg/m <sup>2</sup>
losa prefabricada	20 cm de espesor	300 kg/m <sup>2</sup>
losa prefabricada	25 cm de espesor	340 kg/m <sup>2</sup>
<b>Muros</b>		
block pómez de 10 cm		160 kg/m <sup>2</sup>
block pómez de 15 cm		210 kg/m <sup>2</sup>
block pómez de 20 cm		250 kg/m <sup>2</sup>
ladrillo perforado de 14 cm		230 kg/m <sup>2</sup>
ladrillo tubular de 14 cm		171 kg/m <sup>2</sup>
ladrillo tayuyo de 11 cm		186 kg/m <sup>2</sup>
muro divisorio de tablayeso		60 kg/m <sup>2</sup>
mamposteria reforzada de 20 cm		300 kg/m <sup>2</sup>
con f'm de 80 de kg/cm <sup>2</sup>		

Fuente: Russell C. Hibbeler. *Análisis estructural. Tabla 1-2. p. 11.*

- Carga viva: son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación, causadas por objetos colocados temporalmente sobre la estructura, estas pueden variar en magnitud y localización. Las cargas vivas utilizadas frecuentemente son las siguientes:

Tabla V. **Cargas vivas de uso frecuente**

<b>Tipo de ocupación o uso</b>	<b>Wv kg/m<sup>2</sup></b>
Oficina	
Pasillos y escaleras	300
Oficinas	250
Áreas de cafetería	500
Hospitales	
Pasillos	500
Clínicas y encaminamiento	250
Servicios médicos y laboratorio	350
Farmacia	500
Escaleras	500
Cafetería y cocina	500
Hoteles	
Habitaciones	200
Servicios y áreas públicas	500
Educativo	
Aulas	200
Pasillos y escaleras	500
Salones de lectura de biblioteca	200
Áreas de estanterías de biblioteca	700
Reunión	
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas	500
Balcones	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas a nivel de la calle	500
Salones con asiento fijo	300
Salones sin asiento fijo	500
Escenarios	500

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2-10. Tabla 3-1. p. 6.*



## **2.8. Método de análisis estructural del edificio**

Para el análisis de estructuras de mampostería existen varios métodos, los más utilizados son el análisis realista y el análisis simplista que también se le conoce como el método de las rigideces, este último se utilizará para realizar el análisis del edificio escolar para muros de mampostería confinada.

### **2.8.1. Análisis simplista**

El análisis es efectuado a muros de mampostería confinada, y es menos laborioso que el análisis realista, por lo cual se obtienen resultados en menor tiempo.

Para la elaboración del análisis simplista se deben de tomar en cuenta las siguientes consideraciones.

- Para la distribución de la fuerza lateral a cada muro se deben considerar únicamente los muros paralelos a la dirección que esta actúa.
- Los muros tienden a experimentar ladeo paralelo al plano que contiene al muro, no se debe considerar en el sentido contrario.
- Los muros normalmente actúan como miembros verticales que están sujetos a fuerzas horizontales en los niveles de piso.

Limitaciones del método simplista.

Como casi en cualquier método de análisis existen ventajas, pero también limitaciones siendo para este caso las siguientes:

- Se toman en cuenta únicamente los muros paralelos a la acción de la carga, despreciando la contribución de los muros perpendiculares.
- La rigidez tiende a ser mayor en el diagrama horizontal que en los muros de corte.
- Para las estructuras cuya relación altura-largo ( $h / d$ ) en el sentido de la carga lateral sea mayor a 4,0 los esfuerzos entre juntas de muros son tan grandes que los resultados se alejan de la realidad.

### **2.8.2. Procedimiento de análisis**

El primer paso será determinar las cargas que afectan a la estructura, luego para la distribución de la carga lateral se debe calcular la rigidez de los muros que están únicamente en la dirección del sismo, utilizando las ecuaciones para muros en voladizo o empotrados.

También se realiza un análisis sísmico de la estructura, basado en el normativo de AGIES, para determinar las fuerzas que afectan a la estructura, una vez realizado esto se obtendrán los momentos en los muros analizados.

### **2.8.3. Análisis estructural por medio de la mampostería reforzada utilizando el método de análisis simplista**

Existen varios métodos en el diseño de estructuras de mampostería, la determinación de las fuerzas y momentos en los muros se hará por medio de un análisis, para este caso el método simplificado. Este método es muy útil como una primera estimación de las fuerzas en los muros, el análisis consiste en

distribuir la carga lateral a los muros paralelos a la dirección en que esta actúa, suponiendo dos efectos en la estructura, la traslación y rotación.

## 2.9. Integración de cargas

Mampostería:	19x19x39
Altura:	3m
Espesor de losa:	0,12m
Carga viva de techo:	100 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva de entepiso:	200 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva pasillos:	500 kg/m <sup>2</sup>
Área losa primer nivel:	285 m <sup>2</sup>
Área losa segundo nivel:	188,45 m <sup>2</sup>

### 2.9.1. Cálculo de cargas gravitacionales

Cargas muertas de techo

$$\text{Losa } 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,12\text{m} = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Relleno} = 35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta total de techo} = 363 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva total de techo} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta entepiso, aulas y pasillo:

$$\text{Losa } 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,12\text{m} = 288 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga	= 5 kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	= 5 kg/m <sup>2</sup>
Piso granito	= 30 kg/m <sup>2</sup>
Acabados	= 35 kg/m <sup>2</sup>
Relleno	= 35 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta total de entrepiso	= 398 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva total de entrepiso aulas	= 200 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva total de entrepiso pasillo	= 500 kg/m <sup>2</sup>

#### Muros primer nivel

Peso de la mampostería	= 340 kg/m <sup>2</sup>
Longitud total de los muros	= 80,59m
$W_{\text{muro}} = 340 \text{ kg/m}^2 * 80,59\text{m} * 3,00\text{m}$	= 82 201,80 kg

#### Muros segundo nivel

Peso de la mampostería	= 340 kg/m <sup>2</sup>
Longitud total de los muros	= 83,67m
$W_{\text{muro}} = 340 \text{ kg/m}^2 * 83,67\text{m} * 3,00\text{m}$	= 85 343,40 kg

### 2.9.2. Cálculo de cargas por nivel

Longitud del edificio	26,16 m
Ancho del edificio	7,04 m
Altura del edificio(c/nivel)	3,00 m
Área de losa primer nivel	285,6 m <sup>2</sup>
Área de losa segundo nivel	188,45 m <sup>2</sup>
Desplante de cimentación (df)	1,00 m

Longitud de muros primer nivel	80,59 m
Longitud de muros segundo nivel	80,59 m
Peso de mampostería	340 kg/m <sup>2</sup>
Espesor de losa	0,12 m
Carga muerta en techo	363 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta en entrepiso	398 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva en techo	100 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva en pasillos	500 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva en aulas	200 kg/m <sup>2</sup>

Peso techo

$$(CM * \text{área de losa}) + (0,5 * W_{\text{muro segundo nivel}})$$

$$(363 \text{ kg/m}^2 * 188,45 \text{ m}^2) + (0,5 * 85\,343,4 \text{ kg})$$

$$(68\,407,35 \text{ kg}) + (42\,671,7) = 111\,079,35 \text{ kg}$$

Peso segundo nivel

$$(CM * \text{área de losa}) + (0,5 * (W_{\text{muro segundo nivel}} + W_{\text{muro primer nivel}}))$$

$$(398 \text{ kg/m}^2 * 285,60 \text{ m}^2) + (0,5 * (85\,343,4 \text{ kg} + 82\,201,8 \text{ kg}))$$

$$(113\,668,80 \text{ kg}) + (83\,772,60 \text{ kg}) = 197\,441,40 \text{ kg}$$

Peso primer nivel

$$(H/2 + Df) * (\text{longitud de muros} * \text{peso de la mampostería})$$

$$(1,5\text{m} + 1 \text{ m}) * (80,59\text{m} * 340 \text{ kg/m}^2)$$

$$(2,5 \text{ m}) * (27\,400,60 \text{ kg/m}) = 68\,501,50 \text{ kg}$$

Peso total de la carga muerta de la estructura

$$111\,079,35 + 197\,441,40 + 68\,501,50 = 377\,021,95 \text{ kg}$$

Peso de carga viva en aulas

25 % \* (carga viva de entrepiso \* área de aulas)

$$0,25 * (200 \text{ kg/m}^2 * 188,45 \text{ m}^2) = 9\ 422,50 \text{ kg}$$

Peso de carga viva en pasillo

25 % \* (carga viva de pasillos \* área de pasillo)

$$0,25 * (500 \text{ kg/m}^2 * 97,15 \text{ m}^2) = 12\ 143,75 \text{ kg}$$

Peso de carga viva en techo

25 % \* (carga viva de techo \* área de losa en techo)

$$0,25 * (100 \text{ kg/m}^2 * 188,45 \text{ m}^2) = 4\ 711,25 \text{ kg}$$

Peso total de la carga viva en la estructura

$$9\ 422,50 + 12\ 143,75 + 4\ 711,25 = 26\ 277,50 \text{ kg}$$

Peso total de la estructura

$$W_{\text{total}} = W_{\text{total CM}} + W_{\text{total CV pasillo}}$$

$$W_{\text{total}} = 37\ 7021,95 \text{ kg} + 12\ 143,75 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = 389\ 435,70 \text{ kg} = 389,44 \text{ ton}$$

## **2.10. Guía para establecer la estructura sismo resistente según AGIES**

Esta guía contiene las normas de seguridad estructural en edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala, a través de la información recabada y a través de esta guía se realizarán las diferentes etapas de diseño del edificio escolar para determinar la estructuración sismo resistente.

- Clasificación de obras

Las obras se clasifican en categorías ocupacionales para los requisitos del diseño por sismo, toda obra se clasifica en una de las diferentes categorías ocupacionales según el impacto socioeconómico que implique la falla o cesación de funciones de la obra.

- Obras utilitaria

Son obras que son diseñadas para un uso en específico, sin embargo, son utilizadas para albergar personas de manera incidental, a pesar de no contar con instalaciones de estar y que en muchas de las veces no son habitables.

- Obras ordinarias

Son obras que no se encuentran en las demás categorías, como viviendas o comercios, entre otros. Los cuales se clasifican en este apartado.

- Obras importantes

Son las obras que albergan una considerable cantidad de personas, donde sus ocupantes están restringidos a desplazarse y son los lugares en donde se prestan servicios no esenciales después de un desastre. En esta categoría se encuentran los edificios educativos.

- Obras esenciales

Son obras que deben funcionar durante y después de un desastre natural o evento, especialmente las obras estatales.

- Aspectos sísmicos

Establecen el nivel de protección sísmica del edificio, dependiendo de las condiciones sísmicas del lugar y de la clasificación de la obra. Esto servirá posteriormente para el análisis y el diseño de las obras de infraestructura.

- Índice de sismicidad ( $I_0$ )

Es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad, se utiliza como una medida de protección sísmica para el diseño de una obra o edificación y forma parte importante para la selección del espectro sísmico de diseño. En Guatemala existen macrozonas de amenaza sísmica caracterizadas por su índice de sismicidad que varía desde  $I_0 = 2$  a  $I_0 = 4$

Las macrozonas sísmicas se aprecian en el mapa de zonificación sísmica para la república de Guatemala.

- Nivel de protección sísmica

Sirve para determinar el nivel mínimo de protección sísmica y la probabilidad del sismo, basado en función del índice de sismicidad  $I_0$  y la clasificación de la obra.



Tabla VI. **Nivel mínimo de protección y probabilidad del sismo de diseño**

Índice de sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
lo = 5	E	E	D	C
lo = 4	E	D	D	C
lo = 3	D	C	C	B
lo = 2	C	B	B	A
probabilidad de exceder un sismo de diseño	5 % en 50 años	5 % en 50 años	10 % en 50 años	no aplica

Fuente: Normas AGIES NSE 2-10. p. 11.

- Selección de parámetros

Son la ordenada espectral del periodo corto  $S_{cr}$  y la ordenada espectral con periodo de 1 segundo del sismo extremo  $S_{1r}$  considerado en el basamento de roca en el sitio de interés

- Ajustes por clase de sitio

El valor de  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  deben ser ajustados a las condiciones de la superficie, según el perfil del suelo que cubra al basamento en el sitio. Esto podrá hacerse en forma específica o en la forma genérica siguiente:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v$$

Donde:

$S_{cs}$  = ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés  
para estructuras con periodo de vibración corto

$S_{1s}$  = ordenada espectral correspondiente a periodos de vibración  
de 1 segundo.

$F_a$  = coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos

$F_v$  = coeficiente de sitio para periodos largos

- Ajustes por intensidades sísmicas especiales

En algunos casos el valor  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

Donde:

$N_a$  y  $N_v$  = factores que se aplican por la proximidad de las amenazas especiales.

Tabla VII. **Factor Na para periodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica		
	≤ 2 km	5 km	≥10 km
A	1,25	1,12	1,0
B	1,12	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

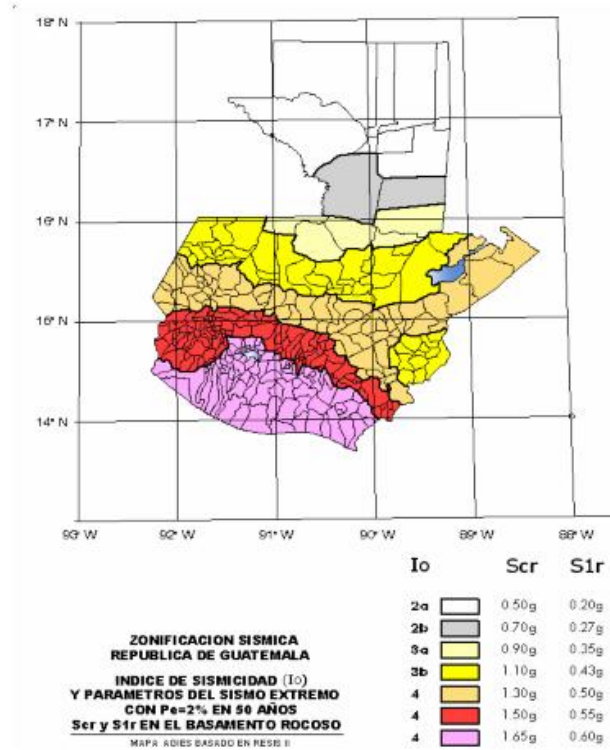
Fuente: Normas AGIES NSE – 2-10. p. 24.

Tabla VIII. **Factor Nv para periodos largos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica			
	≤ 2 km	5 km	≥10 km	≥15 km
A	1,4	1,2	1,1	1,0
B	1,2	1,1	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0

Fuente: Normas AGIES NSE – 2-10. p. 25.

Figura 7. Zonificación sísmica para la república de Guatemala



Fuente: AGIES. Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2-10. figura 4-1. p.14.

Tabla IX. Coeficiente de sitio Fa

Clase de sitio	índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
E	1,7	1,2	1,0	0,9	0,9
F	se requiere evaluación específica				

Fuente: Normas AGIES NSE – 2-10. p. 15.

Tabla X. **Coficiente de sitio Fv**

Clase de sitio	índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,0	1,8	1,7	1,6	1,5
E	3,2	2,8	2,6	2,4	2,4
F	se requiere evaluación específica				

Fuente: Normas AGIES NSE – 2-10. p. 15.

- Construcción de espectros de diseño

- Factores de escala

Los siguientes factores determinan los niveles de diseño:

Sismo ordinario: 10 % de probabilidad de ser excedido en 50 años

Kd = 0,66

Sismo severo: 5 % de probabilidad de ser excedido en 50 años

Kd = 0,80

Sismo extremo: 2 % de probabilidad de ser excedido en 50 años

Kd = 1,00

Sismo mínimo: condición de excepción

Kd = 0,55

- Espectro calibrado de diseño requerido

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

Las ordenadas espectrales  $S_a(T)$  para cualquier período de vibración  $T$  se define con:

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si } T \leq T_s$$

$$S_a(T) = S_{1d} / T \quad \text{si } T > T_s$$

- Periodo de transición

El periodo de transición es el que separa los periodos cortos de los largos y está dado de la siguiente forma:

$$T_s = S_{1d} / S_{cd}$$

- Clasificación de sitio

El sitio de interés se clasificará con base en las características del perfil de suelo den los 30 m bajo los cimientos, los sitios se clasifican en las categorías siguientes: AB, C, D, E, F.

En Guatemala no se considera distinguir entre perfil A y B, si no que se utilizan los parámetros correspondientes al perfil B. la clasificación del sitio es importante para configurar el espectro de sismo de diseño de forma correcta.

- Perfil de suelo de sitios clase AB

Los sitios en este apartado son caracterizados por valores promedio de velocidad de onda de corte  $V_{ps} > 750$  m/s, entre ellos están la roca y los depósitos densos profundos. Los demás casos como lo son la roca sólida, roca moderadamente fragmentada y moderadamente intemperizada, la velocidad  $V_{ps}$  podrá ser estimada por geotecnista, geofísico o geólogo competente. Por su parte La roca fragmentada, entemperizada o roca relativamente blanda requiere medición de campo de la velocidad  $V_{ps}$  o bien se clasificara como suelo C.

No podrá asignarse un perfil AB a un sitio donde haya mas de 3,0 metros de un depósito de suelo entre el fondo de los cimientos y la superficie rocosa. Para Guatemala se incluyen los depósitos volcánicos como posibles suelos AB, que comprende rocas entre sanas y medianamente fracturadas, así como también las rocas sedimentarias.

- Perfil de suelo de los sitios clase F

Son los suelos que contienen en los 30 metros debajo de los cimientos estratos que poseen las siguientes características.

- Suelos propensos a fallar o colapsar bajo carga sísmica, esto incluye los suelos potencialmente licuables, arcillas sensitivas y suelos pobremente cementados.

- Estratos de arcillas con alto contenido orgánico cuyo espesor sea mayor de 3 metros.
- Arcillas con espesores superiores a 7,50 m y un índice de plasticidad mayor a 75.
- Arcillas de rigidez baja a media con  $S_u < 50$  kPa en espesores considerables de más de 12 metros.

Sitios con la este tipo de características tienden a ser poco confiables sísmicamente, por tal motivo no podrán tratarse como las otras clases de sitio.

- Perfiles de suelo en los sitios clase C, D o E

Quando un sitio no califica como clase AB ni como clase F, se decidirá si es C, D, o E utilizando los criterios de mediciones resumidos en la tabla XI.



Tabla XI. **Guía para clasificación de sitio**

Clase de sitio		Vps todo el perfil	Np todo el perfil	Ncs sector no-cohesivo	Sus sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	$\geq 30$	$\geq 30$	$\geq 200$ kpa
D	suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	31 a 5	200 a 50 kpa
E	Suelo suave	$< 180$ m/s	$\leq 5$	$\leq 5$	$< 50$ kpa
		cualquier perfil de suelo con estrato de 3,0 m o más con índice de plasticidad IP $>20$ ; humedad w $\geq 40$ %			
F	Suelo con problemas especiales				

Fuente: Normas AGIES NSE – 2-10. p. 21.

- **Sistemas estructurales**

Existen diversos sistemas para la estructura de una edificación, cada parte importante de la obra se clasificará en cada dirección de análisis independiente, en una de cinco posibles categorías que van desde E1 a E5.

Para el caso del diseño de un edificio escolar de dos niveles, se utilizara el sistema E2 tipo cajón de mampostería reforzada A.

- Sistema tipo cajón E2

Se conoce como tipo cajón al sistema formado por losas que actúan como diafragmas en el plano horizontal, que son sostenidas por muros estructurales. Estos muros son los encargados de soportar las cargas horizontales y parte de las verticales que afectan a la estructura, la carga vertical restante que no es soportada por los muros será sostenida por columnas de concreto armado.

Las losas pueden tener vigas incorporadas, estas no necesitan tener una función sismoresistente, los muros estructurales podrán ser de concreto reforzado o mampostería reforzada. Los muros estructurales podrán ser ordinarios o especiales dependiendo de la capacidad sismoresistente que se requiere.

Este tipo de sistema genera gran resistencia y rigidez lateral, por lo que es recomendable realizar un diseño de manera simétrica en la distribución de los muros, de lo contrario la estructura tomará comportamientos inadecuados que afectarán al edificio.

Tabla XII. **Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes**

	Sistema estructural	R	$\Omega_r$	Cd	límite de altura en metros nivel de protección			
					B	C	D	E
					E2	Sistema de cajón		
	con muros estructurales							
	De concreto reforzado A	5	2,5	5	SL	75	50	30
	De concreto reforzado B	4	2,5	4	50	50	30	NP
	De concreto reforzado BD	5	2,5	3	30	30	15	12
	De mampostería reforzada A	4	2,5	3	30	30	20	15
	Paneles de concreto prefabricado	4	3,0	3,5	30	30	15	12
	Con paneles de madera	6	3,0	4	20	20	15	20

Nota: SL = sin límite, NP = no se permite

Fuente: Normas AGIES NSE – 3-10. p. 11.

- Parámetros para modelar respuesta sísmica de los sistemas estructurales.
  - Factor R

Es el factor genérico de reducción de respuesta sísmica, este factor dependerá de las características genéricas del sistema estructural elegido.

- Factor  $\Omega_r$

El factor de sobre-resistencia, se utilizará para incrementar la resistencia elástica para determinados componentes críticos de una estructura.

- Factor  $C_d$

Es el factor de amplificación de desplazamiento postelástico, se utiliza para estimar la máxima deriva elástica que puede ocurrir en la estructura.

## **2.11. Corte basal**

Conocido también como cortante estático equivalente es el que permite determinar la todas las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan en el edificio, para este caso las fuerzas que actúan en los muros de mampostería reforzada.

Basado en el normativo AGIES NSE 2010 la forma para determinar el corte basal es la siguiente:

$$V_B = C_s * W_s$$

Donde:

$W_s$  = parte del peso de la edificación

$C_s$  = coeficiente sísmico de diseño

- Parámetros para determinar corte basal en edificio escolar
  - Índice de sismicidad

A través del mapa de zonificación sísmica, de acuerdo a la ubicación del proyecto se determina el índice de sismicidad, junto con esto los parámetros  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$ .

$$I_0 = 4$$

$$S_{cr} = 1,30g$$

$$S_{1r} = 0,50g$$

- Clase de obra

El edificio escolar es una obra que albergan una considerable cantidad de personas, por ello la obra se clasifica como importante. De acuerdo al índice de sismicidad y a la clase de obras se seleccionan los parámetros siguientes:

Clase de obra = importante

Nivel mínimo de protección sísmica = D

Probabilidad del sismo en el diseño = 5 % en 50 años

- Clase de suelo

El suelo donde se llevará a cabo la obra está clasificado de la siguiente manera:

Clase de sitio = E

- Ajustes por clase de sitio e intensidades sísmicas especiales

Debido a la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio, las ordenadas espectrales se determinaran de la siguiente manera.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

Los coeficientes de sitio se obtienen en las tablas IX y X

$$F_a = 0,9$$

$$F_v = 2,4$$

Los factores de proximidad  $N_a$  y  $N_v$  la primera en períodos cortos de vibración y la segunda en períodos largos de vibración, se obtienen en la tabla VII y VIII respectivamente:

$$N_a = 1,0$$

$$N_v = 1,0$$

Con los valores obtenidos anteriormente se determinarán los ajustes en los espectros especiales.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a$$

$$S_{cs} = 1,3 * 0,9 * 1,0$$

$$S_{cs} = 1,17$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

$$S_{1s} = 0,50 * 2,40 * 1,0$$

$$S1s = 1,20$$

- Factor de escala

Este factor determina el nivel de diseño, de acuerdo a la tabla VI indica un 5 % de probabilidad de exceder un sismo de diseño en 50 años de un sismo severo.

$$Kd = 0,80$$

- Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

Está dado por Agies NSE 2-10 sección 4.3.4.2, este indica el factor de escala de los espectros especiales de la siguiente forma:

$$Scd = Kd * Scs$$

$$Scd = 0,80 * 1,17$$

$$Scd = 0,93$$

$$S1d = Kd * S1s$$

$$S1d = 0,80 * 1,20$$

$$S1d = 0,96$$

- Período de transición

El período  $T_s$  (en s) separa los períodos cortos de los largos, según Agies NSE 2-10 sección 4.3.3.4, se obtiene de la siguiente manera:

$$T_s = \frac{S_{1d}}{S_{cd}}$$

$$T_s = \frac{0,96}{0,93}$$

$$T_s = 1,03$$

- Período de vibración empírico

El periodo fundamental de vibración de una edificación se estimará en forma empírica y genérica de la siguiente manera:

$$T_a = K_t (H_n)^x$$

Donde:

$H_n$  = es la altura total del edificio en m

$K_t = 0,047$   $X = 0,90$  solamente para sistemas estructurales E2 de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas.

$$T_a = K_t (H_n)^x$$

$$T_a = 0,047(6)^{0,90}$$

$$T_a = 0,236 \text{ s}$$



- Ordenadas espectrales

Las ordenadas espectrales  $S(T)$  para cualquier período de vibración  $T$ , se define así.

$$\begin{aligned} S_a(T) &= S_{cd} && \text{si } T \leq T_s \\ S_a(T) &= S_{1d} / T && \text{si } T > T_s \end{aligned}$$

- Revisión

$$\begin{aligned} T_a &\leq T_s \\ 0,236 &\leq 1,03 \\ S_a(T) &= S_{cd} \\ S_a(T) &= 0,93 \end{aligned}$$

- Cálculo del coeficiente sísmico al límite de cedencia  $C_s$

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

Donde:

$S_a(T)$  = ordenada espectral para cualquier periodo de vibración  $T$

$R$  = factor genérico de reducción de respuesta sísmica

$$C_s = \frac{0,936}{4}$$

$$C_s = 0,234$$

- Valores mínimos de  $C_s$

$$C_s \geq 0,044 * S_{cd}$$

$$0,234 \geq 0,044 * 0,936$$

$$0,234 \geq 0,040 \quad \text{Ok}$$

$$C_s \geq 0,75 K_d * S_{1r} / R$$

$$0,234 \geq (0,75 * 0,80 * 0,50) / 4$$

$$0,234 \geq 0,08 \quad \text{Ok}$$

- Cálculo de corte basal

$$V_B = C_s * W_s$$

$$V_B = 0,234 * 389,44 \text{ ton}$$

$$V_B = 91,13 \text{ ton}$$

Tabla XIII. **Resumen de datos análisis sísmico**

<b>CÁLCULO CS AGIES NSE 2010</b>	
Uso de la edificación	Edificio escolar
Índice de sismicidad lo	4
Scr	1,3
S1r	0,5
Clase de obra	D
Clase de suelo	E
Fa	0,9
Fv	2,4
Na	1
NV	1
Scs	1,17
S1s	1,2
Periodo de transición	1,026
KD	0,8
Kt	0,047
Altura de edificio	6
Scd	0,936
S1d	0,96
Ta vibración empírico	0,236
Sistema estructural	Tipo cajón E2
Para este caso $T < T_s$	
entonces $S_a(T)$	0,936
Factor R	4
<b>CS</b>	<b>23,40%</b>

Fuente: elaboración propia.

### 2.11.1. Distribución de fuerzas por nivel

Para determinar las fuerzas y los momentos que actuarán en cada uno de los muros, es necesario distribuir la fuerza de sismo en cada uno de los niveles de la estructura.

El corte basal ( $V_b$ ) estará distribuido a lo alto del edificio, la fuerza por nivel se calculará de la siguiente forma:

$$F_x = C_{vx} * V_b$$
$$C_{vx} = \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Donde:

$V_b$  = esfuerzo de corte basal total de diseño

$W_x$  = peso del nivel en análisis

$H_x$  = altura del nivel en análisis

Tabla XIV. Distribución de fuerzas por nivel

Distribución de fuerzas por niveles					
nivel	W peso(ton)	h altura(m)	W*h	Fx (ton)	Vx acum (ton)
techo	109,50	6	657,04	46,32	46,32
2	208,01	3	624,04	44,01	90,32
1	68,50	0	0	0	90,32
	386,02		1281,09		

Fuente: elaboración propia.

### 2.11.2. Cálculo de momentos de volteo

Las estructuras estarán sometidas a momentos de volteo, debido a las fuerzas laterales causadas por un sismo, en algunos casos los momentos de volteo puede sobre pasar la carga muerta e inducir en los extremos de los muros de corte tensiones.

Debido a estos momentos las fuerza de compresión puede aumentar en la resistencia especifica de la mampostería ( $f'm$ ) que se utilizará, siendo necesario el aumento del refuerzo de acero en la estructura.

Para determinar el momento de volteo en cada nivel del edificio, dependerá de la distribución de fuerzas obtenidas anteriormente, los resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla XV. **Distribución de momentos por nivel**

<b>Momentos de volteo por nivel</b>					
Nivel	Fi (ton)	Hi altura(m)	Fi*Hi	Hi-Hx	Mx (ton *m)
Techo	46,32	6	277,97	3	3
2	44,00	3	132,00	3	138,98
1	0	0	0	4	500,30
	90,32		409,97		

Fuente: elaboración propia.

## 2.12. Solución por análisis simplista

Se deben numerar los muros verticales y horizontales de la estructura para ambos niveles, para la distribución de la carga lateral, se debe proceder a calcular el centro de masa y la rigidez de los muros que están únicamente en la dirección del sismo.

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

### Primer nivel

Muro	Longitud(m)	Dirección	Muro	Longitud(m)	Dirección
1	1,60	X	a	7,61	Y
2	1,40	X	b	7,61	Y
3	3,05	X	c	7,61	Y
4	1,40	X	d	3,71	Y
5	3,05	X	e	3,80	Y
6	1,40	X	f	3,80	Y
7	1,60	X			
8	3,80	X			
9	1,60	X			
10	1,40	X			
11	0,44	X			
12	1,60	X			
13	1,40	X			
14	0,44	X			
15	1,60	X			
16	1,40	X			
17	0,44	X			
18	0,54	X			
19	0,69	X			

Continuación de la tabla XVI.

### Segundo nivel

Muro	Longitud(m)	Dirección	Muro	Longitud(m)	Dirección
1	1,60	X	a	7,61	Y
2	1,40	X	b	7,61	Y
3	3,05	X	c	7,61	Y
4	1,40	X	d	3,71	Y
5	3,05	X	e	3,80	Y
6	1,40	X	f	3,80	Y
7	1,60	X			
8	3,80	X			
9	1,60	X			
10	1,40	X			
11	0,44	X			
12	1,60	X			
13	1,40	X			
14	0,44	X			
15	1,60	X			
16	1,40	X			
17	0,44	X			
18	0,54	X			
19	0,69	X			

Fuente: elaboración propia.

#### 2.12.1. Localización de centro de masa

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 XVII. Centro de masa de la estructura en sentido X

Muro	longitud(m)	distancia X al eje Y	distancia Y al eje X	L*X	L*Y
1	1,60	0,80	7,61	1,28	12,17
2	1,40	3,88	7,61	5,43	10,65
3	3,05	7,53	7,61	22,96	23,21
4	1,40	11,25	7,61	15,75	10,65
5	3,05	14,98	7,61	45,68	23,21
6	1,40	18,71	7,61	26,19	10,65
7	1,60	21,72	7,61	34,75	12,17
8	3,80	24,47	3,90	92,98	14,82
9	1,60	0,80	0	1,28	0
10	1,40	3,81	0	5,33	0
11	0,44	6,22	0	2,73	0
12	1,60	8,25	0	13,20	0
13	1,40	11,25	0	15,75	0
14	0,44	13,67	0	6,01	0
15	1,60	15,71	0	25,13	0
16	1,40	18,71	0	26,19	0
17	0,44	21,13	0	9,29	0
18	0,54	23,88	0	12,89	0
19	0,69	25,99	0	17,93	0
Σ	28,85			380,82	117,55

Fuente: elaboración propia.



Tabla XVIII. Centro de masa de la estructura en sentido Y

muro	longitud(m)	distancia X al eje Y	distancia Y al eje X	L*X	L*Y
a	7,61	0,10	3,80	0,76	28,91
b	7,61	7,54	3,80	57,37	28,91
c	7,61	14,98	3,80	113,99	28,91
d	3,71	22,43	5,75	83,21	21,33
e	3,80	22,43	1,90	85,23	7,22
f	3,80	26,23	1,90	99,67	7,22
Σ	34,14			440,26	122,52

Fuente: elaboración propia.

$$X = \frac{\sum L \cdot X}{\sum L}$$

$$X = \frac{380,82 + 440,26}{28,85 + 34,14}$$

$$X = 13,04 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum L \cdot Y}{\sum L}$$

$$Y = \frac{117,55 + 122,52}{28,85 + 34,14}$$

$$Y = 3,81 \text{ m}$$

### 2.12.2. Localización del centro de rigidez

Se le conoce como el eje en el cual el centro de masa y las fuerzas laterales suelen rotar. El centro de rigidez es el punto matemático que

concentra toda la rigidez del sistema de una edificación, en el nivel de la estructura que se esté analizando.

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. La rigidez está dada por la siguiente expresión:

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

Donde:

R = rigidez relativa del elemento estructural

$\Delta$  = deformación por flexión más la deformación por corte

Para muros en voladizo se deberá utilizar la siguiente fórmula:

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

Si el muro se encuentra en forma empotrada se debe utilizar la fórmula siguiente:

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

Donde:

P = fuerza que actúa en el nivel de piso a trabajar

Em = módulo de elasticidad de la mampostería

t = peralte de la losa

h = altura nivel del edificio

d = longitud de muro

La rigidez quedará en función del módulo de elasticidad de la mampostería Em, esto por facilidad para trabajar con valores pequeños que a la larga no afecta en el análisis.

Para el cálculo de la rigidez en el edificio escolar, en el primer nivel se tienen los siguientes datos:

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$f'm = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 750 * f'm = 52\,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m * t = 52\,500 \text{ kg/cm}^2 * 20 \text{ cm} = 1\,050\,000 \text{ kg/cm}$$

$$P = FX_{n-2} = 91\,064 \text{ kg}$$

$$P/E_m * t = 0,08 \text{ cm}$$

La carga P será la misma para ambas direcciones en el mismo nivel, la fórmula a utilizar será la de muro en voladizo.

Tabla XIX. **Cálculo del centro de rigidez sentido X del edificio, primer nivel**

Muro	Longitud (m)	H/L	(H/L) <sup>3</sup>	3*H/L	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y	Rigidez	R * Y
1	1,60	1,87	6,59	5,62	0,80	7,61	1,28	12,18	0,95	7,24
2	1,40	2,14	9,84	6,43	3,88	7,61	5,43	10,65	0,71	5,44
3	3,05	0,98	0,95	2,95	7,53	7,61	22,97	23,21	2,98	22,67
4	1,40	2,14	9,84	6,43	11,25	7,61	15,75	10,65	0,71	5,44
5	3,05	0,98	0,95	2,95	14,98	7,61	45,69	23,21	2,98	22,67
6	1,40	2,14	9,84	6,43	18,71	7,61	26,19	10,65	0,71	5,44
7	1,60	1,87	6,59	5,62	21,72	7,61	34,75	12,18	0,95	7,24
8	3,80	0,79	0,49	2,37	24,47	3,90	92,97	14,82	4,06	15,85
9	1,60	1,87	6,59	5,62	0,80	0,00	1,28	0,00	0,95	0,00
10	1,40	2,14	9,84	6,43	3,81	0,00	5,33	0,00	0,71	0,00
11	0,44	6,82	316,96	20,45	6,22	0,00	2,74	0,00	0,03	0,00
12	1,60	1,87	6,59	5,62	8,25	0,00	13,20	0,00	0,95	0,00
13	1,40	2,14	9,84	6,43	11,25	0,00	15,75	0,00	0,71	0,00
14	0,44	6,82	316,96	20,45	13,67	0,00	6,01	0,00	0,03	0,00
15	1,60	1,87	6,59	5,62	15,71	0,00	25,14	0,00	0,95	0,00
16	1,40	2,14	9,84	6,43	18,71	0,00	26,19	0,00	0,71	0,00
17	0,44	6,82	316,96	20,45	21,13	0,00	9,30	0,00	0,03	0,00
18	0,54	5,56	171,47	16,67	23,88	0,00	12,89	0,00	0,06	0,00
19	0,69	4,35	82,19	13,04	25,99	0,00	17,93	0,00	0,12	0,00

Fuente: elaboración propia.

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

Muro	Longitud (m)	H/L	(H/L) <sup>3</sup>	3*H/L	Distancia X al eje Y	Distancia Y al eje X	L*X	L*Y	rigidez	R*X
a	7,61	0,39	0,06	1,18	0,10	3,80	0,76	28,92	9,34	0,93
b	7,61	0,39	0,06	1,18	7,54	3,80	57,38	28,92	9,34	70,46
c	7,61	0,39	0,06	1,18	14,98	3,80	113,99	28,92	9,34	139,98
d	3,71	0,81	0,53	2,43	22,43	5,75	83,21	21,33	3,93	88,24
e	3,80	0,79	0,49	2,37	22,43	1,90	85,23	7,22	4,06	91,15
f	3,80	0,79	0,49	2,37	26,23	1,90	99,67	7,22	4,06	106,59

Fuente: elaboración propia.

Para el cálculo de la rigidez en el edificio escolar, en el segundo nivel se tienen los siguientes datos:

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$f'm = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 750 * f'm = 52\,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m * t = 52\,500 \text{ kg/cm}^2 * 20 \text{ cm} = 1\,050\,000 \text{ kg/cm}$$

$$P = FX_{\text{techo}} = 46\,858,35 \text{ kg}$$

$$P/E_m * t = 0,044 \text{ cm}$$

La carga P será la misma para ambas direcciones en el mismo nivel, la fórmula a utilizar será la de muro en voladizo.

Tabla XXI. **Cálculo del centro de rigidez sentido X, segundo nivel**

Muro	Longitud (m)	H/L	(H/L) <sup>3</sup>	3*H/L	Dist. X al eje Y	Dist. Y al eje X	L*X	L*Y	Rigidez	R * Y
1	1,60	1,87	6,59	5,62	0,80	7,61	1,28	12,18	1,85	14,12
2	1,40	2,14	9,84	6,43	3,88	7,61	5,43	10,65	1,39	10,60
3	3,05	0,98	0,95	2,95	7,53	7,61	22,96	23,21	5,81	44,20
4	1,40	2,14	9,84	6,43	11,25	7,61	15,75	10,65	1,39	10,60
5	3,05	0,98	0,95	2,95	14,98	7,61	45,68	23,21	5,81	44,20
6	1,40	2,14	9,84	6,43	18,71	7,61	26,19	10,65	1,39	10,60
7	1,60	1,87	6,59	5,62	21,72	7,61	34,75	12,18	1,85	14,12
8	3,80	0,79	0,49	2,37	24,47	3,90	92,98	14,82	7,92	30,90
9	1,60	1,87	6,59	5,62	0,80	0,00	1,28	0,00	1,85	0,00
10	1,40	2,14	9,84	6,43	3,81	0,00	5,33	0,00	1,39	0,00
11	0,44	6,82	316,96	20,45	6,22	0,00	2,73	0,00	0,07	0,00
12	1,60	1,87	6,59	5,62	8,25	0,00	13,20	0,00	1,85	0,00
13	1,40	2,14	9,84	6,43	11,25	0,00	15,75	0,00	1,39	0,00
14	0,44	6,82	316,96	20,45	13,67	0,00	6,01	0,00	0,07	0,00
15	1,60	1,87	6,59	5,62	15,71	0,00	25,13	0,00	1,85	0,00
16	1,40	2,14	9,84	6,43	18,71	0,00	9,29	0,00	1,39	0,00
17	0,44	6,82	316,96	20,45	21,13	0,00	12,89	0,00	0,07	0,00
18	0,54	5,56	171,47	16,67	23,88	0,00	17,93	0,00	0,12	0,00
19	0,69	4,35	82,19	13,04	25,99	0,00	12,78	0,00	0,24	0,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. **Cálculo del centro de rigidez sentido Y del edificio, segundo nivel**

Muro	Longitud (m)	H/L	(H/L) <sup>3</sup>	3*H/L	Dist. X al eje Y	Dist. X al eje X	L*X	L*Y	Rigidez	R * Y
a	7,61	0,39	0,06	1,18	0,10	3,80	0,76	28,99	18,22	1,82
b	7,61	0,39	0,06	1,18	7,54	3,80	57,38	28,99	18,22	137,40
c	7,61	0,39	0,06	1,18	14,98	3,80	113,99	28,99	18,22	272,90
d	3,71	0,81	0,53	2,43	22,43	5,75	83,21	21,33	7,67	172,10
e	3,80	0,79	0,49	2,37	22,43	1,90	85,23	7,22	7,92	177,70
f	3,80	0,79	0,49	2,37	26,23	1,90	99,67	7,22	7,92	207,80

Fuente: elaboración propia.

Resultados de análisis primer nivel.

Tabla XXIII. **Resultados análisis primer nivel**

Resultados parciales para el análisis simplista primer nivel							
Lx	28,85	Rx	19,35	L*x	821,08	R*X	497,36
Ly	34,14	Ry	40,09	L*y	240,08	R*Y	91,98
L	62,99						

Fuente: elaboración propia.

Con los resultados obtenidos se procede a calcular el centro de masa y centro de rigidez de los muros, así como el centro de masa de entrepiso del primer nivel.

Centro de masa de los muros:

$$X = \frac{L \cdot X}{L} = \frac{821,08}{62,99} = 13,04 \text{ m}$$

$$Y = \frac{L \cdot Y}{L} = \frac{240,08}{62,99} = 3,81 \text{ m}$$

Centro de rigidez de los muros:

$$X_{cr} = \frac{R \cdot X}{R_y} = \frac{493,35}{39,77} = 12,40 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = \frac{R \cdot Y}{R_x} = \frac{91,23}{19,19} = 4,75 \text{ m}$$

Centro de masa de entrepiso:

$$X = \frac{\text{Longitud en X}}{2} = \frac{26,35}{2} = 13,18 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\text{Longitud en Y}}{2} = \frac{7,60}{2} = 3,80 \text{ m}$$



Resultados de análisis segundo nivel

Tabla XXIV. **Resultado análisis segundo nivel**

Resultados parciales para el análisis simplista segundo nivel							
Lx	28,85	Rx	37,73	L*x	821,08	R*X	969,73
Ly	34,14	Ry	78,17	L*y	240,08	R*Y	179,33
L	62,99						

Fuente: elaboración propia.

Con los resultados obtenidos se procede a calcular, el centro de masa y centro de rigidez de los muros, así como el centro de masa de entrepiso del segundo nivel.

Centro de masa de los muros:

$$X = \frac{L^*X}{L} = \frac{821,08}{62,99} = 13,04 \text{ m}$$

$$Y = \frac{L^*Y}{L} = \frac{240,08}{62,99} = 3,81 \text{ m}$$

Centro de rigidez de los muros:

$$X_{cr} = \frac{R^*X}{R_y} = \frac{958,77}{77,29} = 12,40 \text{ m}$$

$$Y_{cr} = \frac{R \cdot Y}{R_x} = \frac{177,30}{37,30} = 4,75 \text{ m}$$

Centro de masa de techo:

$$X = \frac{\text{Longitud en X}}{2} = \frac{26,35}{2} = 13,18 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\text{Longitud en Y}}{2} = \frac{7,60}{2} = 3,80 \text{ m}$$

- Cálculo de centro de masa combinado (losa + muros)

W losa techo = carga muerta de techo \* área de losa

$$W_{\text{losa techo}} = 363 \text{ kg/m}^2 * 188,45 \text{ m}^2 = 68407,35 \text{ kg}$$

W losa de entrepiso = C.M. entrepiso \* área losa de entrepiso

$$W_{\text{losa de entrepiso}} = 398 \text{ kg/m}^2 * 285,60 \text{ m}^2 = 113668,8 \text{ kg}$$

W muros primer nivel = C.M. muros \* perímetro de muros \* altura

$$W_{\text{muros primer nivel}} = 340 \text{ kg/m}^2 * 80,59 \text{ m} * 3 \text{ m} = 82201,8 \text{ kg}$$

W muros segundo nivel = C.M. muros \* perímetro de muros \* altura

$$W_{\text{muros segundo nivel}} = 340 \text{ kg/m}^2 * 80,59 \text{ m} * 3 \text{ m} = 82201,8 \text{ kg}$$

$$X_{\text{entrepiso}} = \frac{(W_{\text{muros}} * C.M._{\text{xmuros}}) + (W_{\text{losa entrepiso}} * C.M._{\text{xentrepiso}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa entrepiso}}}$$

$$X_{\text{entrepiso}} = \frac{(82201,8 \text{ kg} * 13,03 \text{ m}) + (113668,8 \text{ kg} * 13,17 \text{ m})}{82201,8 \text{ kg} + 113668,8}$$

$$X_{\text{entrepiso}} = 13,11 \text{ m}$$

$$Y_{\text{entrepiso}} = \frac{(W_{\text{muros}} * C.M._{\text{ymuros}}) + (W_{\text{losa entrepiso}} * C.M._{\text{yentrepiso}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa entrepiso}}}$$

$$Y_{\text{entrepiso}} = \frac{(82201,8 \text{ kg} * 3,81 \text{ m}) + (113668,8 \text{ kg} * 3,8 \text{ m})}{82201,8 \text{ kg} + 113668,8}$$

$$Y_{\text{entrepiso}} = 3,80 \text{ m}$$

$$X_{\text{techo}} = \frac{(W_{\text{muros}} * C.Masa_{\text{xmuros}}) + (W_{\text{losa techo}} * C.Masa_{\text{xtecho}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa techo}}}$$

$$X_{\text{techo}} = \frac{(82201,8 \text{ kg} * 13,03 \text{ m}) + (68407,35 \text{ kg} * 13,17 \text{ m})}{82201,8 \text{ kg} + 68407,35 \text{ kg}}$$

$$X_{\text{techo}} = 13,09 \text{ m}$$

$$Y_{\text{techo}} = \frac{(W_{\text{muros}} * C.Masa_{\text{ymuros}}) + (W_{\text{losa techo}} * C.Masa_{\text{ytecho}})}{W_{\text{muros}} + W_{\text{losa entrepiso}}}$$

$$Y_{\text{techo}} = \frac{(82201,8 \text{ kg} * 3,81 \text{ m}) + (68407,35 \text{ kg} * 3,8 \text{ m})}{82201,8 \text{ kg} + 68407,35 \text{ kg}}$$

$$Y_{\text{techo}} = 3,80 \text{ m}$$

- Excentricidades

La distancia que existe entre el centro de masa y el centro de rigidez, se le conoce como excentricidad. La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica sugiere que los valores de excentricidad se aumenten en un 5 % debido a la torsión accidenta ocasionada por la variación de las cargas reales.

Agies NSE 2010 sugiere las siguientes fórmulas:

$$e_x = e_x \text{ (calculada)} + 0,05 L_y$$

$$e_y = e_y \text{ (calculada)} + 0,05 L_x$$

- Cálculo de excentricidad con respecto al centro de rigidez

Entrepiso

$$e'_x = |X_{cr} - X|$$

$$e'_x = |12,40 - 13,17|$$

$$e'_x = 0,77$$

$$e'_y = |Y_{cr} - Y|$$

$$e'_y = |4,75 - 3,8|$$

$$e'_y = 0,95$$

$$e_{\min} = 0,05 * L_y$$

$$e_{\min} = 0,05 * 26,35$$

$$e_{\min} = 1,31$$

$$e = 2,08 \text{ m}$$

$$e_{\min} = 0,05 * L_x$$

$$e_{\min} = 0,05 * 7,60$$

$$e_{\min} = 0,38$$

$$e = 1,33$$

Techo

$$e'_x = |X_{cr} - X|$$

$$e'_x = |12,40 - 13,17|$$

$$e'_x = 0,77$$

$$e'_y = |Y_{cr} - Y|$$

$$e'_y = |4,75 - 3,8|$$

$$e'_y = 0,95$$

$$e_{\min} = 0,05 * L_y$$

$$e_{\min} = 0,05 * 26,35$$

$$e_{\min} = 1,31$$

$$e = 2,08 \text{ m}$$

$$e_{\min} = 0,05 * L_x$$

$$e_{\min} = 0,05 * 7,60$$

$$e_{\min} = 0,38$$

$$e = 1,33$$

### 2.13. Diseño de mampostería

Basado en el método de esfuerzos de trabajo, el diseño de mampostería permite diseñar los elementos de la estructura capaces de soportar las cargas reales que actúan en ella. Uno de los principales objetivos del diseño de mampostería es que los esfuerzos unitarios de los materiales, no exceda los límites proporcionales de cada uno de los diferentes materiales.

Para realizar el análisis simplista del edificio educativo con muros de mampostería confinada, se debe tomar en cuenta las siguientes suposiciones.

- Los muros tienden a experimentar ladeo paralelo al plano que contiene el muro, los que se encuentran en sentido contrario no son considerados.
- los muros generalmente se comportarán como elementos verticales sujetos a fuerzas horizontales, concentradas en los niveles de piso.
- La distribución de fuerza lateral en cada muro será únicamente en los muros paralelos a la dirección en que esta actúa, lo cual produce dos efectos los cuales son: traslación en la misma dirección y rotación al centro de rigidez cuando no coincida con el centro de masa.
- Distribución de fuerzas y momentos en los muros

En la estructura se debe distribuir las fuerzas de corte de sismo y torsionales, así como la distribución de los momentos de volteo. Cada una de ellas estará dada por las siguientes fórmulas:

- Fuerza de corte

Estará distribuida de acuerdo a las rigideces relativas de los muros.

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

- Fuerzas horizontales de sismo

Los muros de mampostería reforzada se diseñarán para resistir dos veces la fuerza de corte que actúa en el edificio.

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

- Fuerzas torsionales

Las fuerzas torsionales son ocasionadas por el momento torsionante, que actúa sobre la estructura.

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

Donde:

$$M_t = e * V$$

- Momentos de volteo

Son ocasionados por las fuerzas horizontales y están dados por la siguiente fórmula.

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

Tabla XXV. Resultado análisis de mampostería, primer nivel X-X

Muro núm.	Rigidez	V (kg)	ZV	Dist.Y	dy= Y-Ycr	R*dy	R*dy <sup>2</sup>	Fv(kg)	Ft(kg)	F= Fv+Ft		M vi (kg-m)	M ti (kg-m)	Mdis(kg-m)
										F (kg)	F (kg)			
1	0,95	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	2,72	7,77	9 341,41	2 732,73	12 074,14	25 869,39	8 198,18	34 067,58	
2	0,71	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	2,04	5,83	7 015,04	2 052,17	9 067,21	19 426,90	6 156,51	25 583,42	
3	2,98	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	8,51	24,32	29 243,79	8 554,95	37 798,73	80 985,49	25 664,85	106 650,34	
4	0,71	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	2,04	5,83	7 015,036	2 052,17	9 067,21	19 426,90	6 156,51	25 583,42	
5	2,98	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	8,51	24,32	29 243,79	8 554,95	37 798,734	80 985,49	25 664,85	106 650,34	
6	0,71	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	2,04	5,83	7 015,04	2 052,17	9 067,21	19 426,90	6 156,51	25 583,42	
7	0,95	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	2,72	7,77	9 341,41	2 732,73	12 074,14	25 869,39	8 198,18	34 067,58	
8	4,06	90 329,64	180 659,28	3,9	-0,85	-3,47	2,95	39 896,22	-3482,99	36 413,23	110 485,53	-10448,97	100 036,56	
9	0,95	90 329,64	180 659,28	0	-4,75	-4,52	21,49	9 341,41	-4545,48	4 795,93	25 869,39	-13636,44	12 232,96	
10	0,71	90 329,64	180 659,28	0	-4,75	-3,40	16,14	7 015,04	-3413,48	3 601,56	19 426,90	-10240,43	9 186,47	
11	0,03	90 329,64	180 659,28	0	4,75	0,16	0,78	338,22	164,58	502,80	936,65	493,73	1 430,39	
12	0,95	90 329,64	180 659,28	0	4,75	4,52	21,49	9 341,41	4 545,48	13 886,89	25 869,39	13 636,44	39 505,83	
13	0,71	90 329,64	180 659,28	0	4,75	3,40	16,14	7 015,04	3 413,48	10 428,51	19 426,90	10 240,43	29 667,33	
14	0,03	90 329,64	180 659,28	0	4,75	0,16	0,78	338,22	164,58	502,80	936,65	493,73	1 430,39	
15	0,95	90 329,64	180 659,28	0	4,75	4,52	21,49	9 341,42	4 545,48	13 886,89	25 869,39	13 636,44	39 505,83	
16	0,71	90 329,64	180 659,28	0	4,75	3,40	16,14	7 015,04	3 413,48	10 428,51	19 426,90	10 240,43	29 667,33	
17	0,03	90 329,64	180 659,28	0	4,75	0,16	0,78	338,22	164,58	502,80	936,65	493,73	1 430,38	
18	0,06	90 329,64	180 659,28	0	4,75	0,29	1,40	606,60	295,17	901,77	1 679,87	885,50	2 565,37	
19	0,12	90 329,64	180 659,28	0	4,75	0,58	2,76	1 198,35	583,11	1 781,46	3 318,61	1 749,33	5 067,94	
	<b>18,40</b>						<b>204,01</b>							

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. Resultado análisis de mampostería, primer nivel Y-Y

Muro núm.	Rigidez	V (kg)	2V	Dist.X	dx= X-Xcr	R*dx	R*dx <sup>2</sup>	Fv (kg)	Ft (kg)	F= Fv+Ft		Mvi (kg-m)	Mti (kg-m)	Mdis(kg-m)
										F (kg)	F (kg)			
a	9,34	90 329,64	180 659,28	0,1	12,30	114,98	1 414,77	42 104,48	-1237,61	40 866,87	116 600,92	-3712,83	112 888,09	
b	9,34	90 329,64	180 659,28	7,54	4,86	45,46	221,11	42 104,48	-489,27	41 615,21	116 600,92	-1467,81	115 133,16	
c	9,34	90 329,64	180 659,28	14,98	2,58	24,07	61,99	42 104,48	-259,07	41 845,41	116 600,92	-777,21	115 823,71	
d	3,93	90 329,64	180 659,28	22,43	10,03	39,44	395,44	17 726,35	-424,55	17 301,80	49 090,01	-1273,65	47 816,35	
e	4,06	90 329,64	180 659,28	22,43	10,03	40,74	408,46	18 309,74	-438,52	17 871,22	50 705,59	-1315,57	49 390,02	
f	4,06	90 329,64	180 659,28	26,23	13,83	56,18	776,77	18 309,74	-604,74	17 705,01	50 705,59	-1814,21	48 891,39	
	<b>40,10</b>						<b>3 278,54</b>							

Fuente: elaboración propia.



Tabla XXVII. Resultado análisis de mampostería, segundo nivel X-X

Muro núm.	Rigidez	V (kg)	ZV	Dist.Y	dy= Y-cr	R*dy	R*dya <sup>2</sup>	Fv(kg)	Ft(kg)	F= Fv+ Ft		Mvi (kg-m)	Mti (kg-m)	Mdis(kg-m)
										F (kg)	F (kg)			
1	1,86	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	5,30	15,15	9 341,41	2 732,73	12 074,14	25 869,39	8 198,18	34 067,58	
2	1,39	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	3,98	11,37	7 015,04	2 052,17	9 067,21	19 426,90	6 156,51	25 583,41	
3	5,81	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	16,59	47,42	29 243,79	8 554,95	37 798,73	80 985,49	25 664,85	106 650,34	
4	1,39	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	3,98	11,37	7 015,04	2 052,17	9 067,21	19 426,90	6 156,51	25 583,42	
5	5,81	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	16,59	47,42	29 243,79	8 554,95	37 798,73	80 985,49	25 664,85	106 650,34	
6	1,39	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	3,98	11,37	7 015,04	2 052,17	9 067,21	19 426,90	6 156,51	25 583,42	
7	1,86	90 329,64	180 659,28	7,61	2,86	5,30	15,15	9 341,41	2 732,73	12 074,14	25 869,39	8 198,18	34 067,58	
8	7,92	90 329,64	180 659,28	3,9	-0,85	-6,76	5,76	39 896,22	-3 482,991	36 413,23	110 485,53	-10 448,974	100 036,56	
9	1,86	90 329,64	180 659,28	0	-4,75	-8,82	41,90	9 341,41	-4 545,479	4 795,93	25 869,39	-13 636,437	122 32,96	
10	1,39	90 329,64	180 659,28	0	-4,75	-6,62	31,47	7 015,04	-3 413,477	3 601,56	19 426,90	-10 240,4298	9 186,47	
11	0,07	90 329,64	180 659,28	0	4,75	0,32	1,52	338,22	164,58	502,8	936,65	493,73	1 430,39	
12	1,86	90 329,64	180 659,28	0	4,75	8,82	41,90	9 341,41	4 545,48	13 886,89	25 869,39	13 636,43	39 505,83	
13	1,39	90 329,64	180 659,28	0	4,75	6,62	31,47	7 015,04	3 413,48	10 428,51	19 426,90	10 240,43	29 667,33	
14	0,07	90 329,64	180 659,28	0	4,75	0,32	1,52	338,22	164,578	502,8	936,65	493,73	1 430,39	
15	1,86	90 329,64	180 659,28	0	4,75	8,82	41,90	9 341,41	4 545,48	13 886,89	25 869,39	13 636,44	39 505,83	
16	1,39	90 329,64	180 659,28	0	4,75	6,62	31,47	7 015,04	3 413,48	10 428,51	19 426,90	10 240,43	29 667,33	
17	0,07	90 329,64	180 659,28	0	4,75	0,32	1,52	338,22	164,58	502,8	936,65	493,73	1 430,39	
18	0,12	90 329,64	180 659,28	0	4,75	0,57	2,72	606,6	295,17	901,76	1 679,87	885,5	2 565,37	
19	0,24	90 329,64	180 659,28	0	4,75	1,13	5,38	1 198,35	583,11	1 781,46	3 318,61	1 749,33	5 067,94	
	<b>35,88</b>						<b>397,78</b>							

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVIII.

**Resultado análisis de mampostería, segundo nivel Y-Y**

Muro núm.	Rigidez	V (kg)	2V	Dist.X	$dx = X - Xcr$	$R * dx$	$R * dx^2$	Fv (kg)	Ft (kg)	$F = Fv + Ft$ F (kg)	Mvi (kg-m)	Mti (kg-m)	Mdis(kg-m)
a	18,22	90 329,64	180 659,28	0,1	12,30	224,19	2 758,45	42 104,48	-1237,61	40 866,87	116 600,92	-3712,83	112 888,09
b	18,22	90 329,64	180 659,28	7,54	4,86	88,63	431,12	42 104,48	-489,27	41 615,21	116 600,92	-1467,81	115 133,10
c	18,22	90 329,64	180 659,28	14,98	2,58	46,93	120,87	42 104,48	-259,07	41 845,41	116 600,92	-777,21	115 823,79
d	7,67	90 329,64	180 659,28	22,43	10,03	76,90	771,02	17 726,35	-424,55	17 301,80	49 090,00	-1273,65	47 816,35
e	7,92	90 329,64	180 659,28	22,43	10,03	79,44	796,40	18 309,74	-438,52	17 871,22	50 705,59	-1315,57	49 390,02
f	7,92	90 329,64	180 659,28	26,23	13,83	109,54	1 514,52	18 309,74	-604,74	17 705,01	50 705,59	-1814,21	48 891,39
	<b>78,18</b>						<b>6 392,38</b>						

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. **Resumen de fuerza y momento aplicado en los muros del primer nivel**

<b>EJE X-X</b>				
<b>Muro</b>	<b>Fx (kg)</b>	<b>Fx (ton)</b>	<b>Mdis (kg-m)</b>	<b>Mdis(ton-m)</b>
1	12 074,14	12,07	34 067,58	34,068
2	9 067,21	9,06	25 583,42	25,583
3	37 798,73	37,79	106 650,34	106,650
4	9 067,21	9,067	25 583,42	25,583
5	37 798,73	37,79	106 650,34	106,650
6	9 067,21	9,06	25 583,42	25,583
7	12 074,14	12,07	34 067,58	34,068
8	36 413,23	36,41	100 036,56	100,037
9	4 795,93	4,79	12 232,96	12,233
10	3 601,56	3,60	9 186,47	9,186
11	502,80	0,50	1 430,39	1,430
12	13 886,89	13,88	39 505,83	39,506
13	10 428,51	10,42	29 667,33	29,667
14	502,80	0,50	1 430,39	1,430
15	13 886,89	13,88	39 505,83	39,506
16	10 428,51	10,42	29 667,33	29,667
17	502,80	0,50	1 430,39	1,430
18	901,77	0,90	2 565,37	2,565
19	1 781,46	1,78	5 067,94	5,068

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla XXIX.

<b>EJE Y-Y</b>				
<b>Muro</b>	<b>Fy (kg)</b>	<b>Fy (ton)</b>	<b>Mdis (kg)</b>	<b>Mdis(ton-m)</b>
a	40 866,87	40,86	112 888,09	112,88
b	41 615,21	41,61	115 133,11	115,13
c	41 845,41	41,84	115 823,71	115,82
d	17 301,80	17,30	47 816,35	47,81
e	17 871,22	17,87	49 390,02	49,39
f	17 705,01	17,70	48 891,39	48,89

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXX. **Resumen de fuerza y momento aplicado en los muros del segundo nivel**

<b>EJE X-X</b>				
<b>Muro</b>	<b>Fx (kg)</b>	<b>Fx (ton)</b>	<b>Mdis (kg)</b>	<b>Mdis(ton-m)</b>
1	12 074,14	12,07	34 067,58	34,06
2	9 067,21	9,06	25 583,42	25,58
3	37 798,73	37,79	106 650,34	106,65
4	9 067,21	9,06	25 583,42	25,58
5	37 798,73	37,79	106 650,34	106,65
6	9 067,21	9,06	25 583,42	25,58
8	12 074,14	36,41	34 067,58	100,03
9	36 413,23	4,79	100 036,56	12,23
10	4 795,93	3,60	12 232,96	9,18
11	3 601,56	0,50	9 186,47	1,43
12	502,80	13,88	1 430,39	39,50
13	13 886,89	10,42	39 505,83	29,66
14	10 428,51	0,50	29 667,33	1,43
15	502,80	13,88	1 430,39	39,50
16	13 886,89	10,42	39 505,83	29,66
17	10 428,51	0,50	29 667,33	1,43
18	502,80	0,90	1 430,39	2,56
19	901,77	1,78	2 565,37	5,06

Fuente: elaboración propia.

Continuación de la tabla XXX.

EJE Y-Y				
Muro	Fy (kg)	Fy (ton)	Mdis (kg-m)	Mdis(ton-m)
a	40 866,87	40,86	112 888,09	112,88
b	41 615,21	41,61	115 133,11	115,13
c	41 845,41	41,84	115 823,71	115,82
d	17 301,80	17,30	47 816,35	47,81
e	17 871,22	17,87	49 390,02	49,39
f	17 705,01	17,70	48 891,39	48,89

Fuente: elaboración propia.

### 2.13.1. Esfuerzos admisibles

Los esfuerzos admisibles en los muros servirán para comparar con los esfuerzos que actúan en cada uno de los diferentes muros

#### 2.13.1.1. Cálculo de máximo esfuerzo axial permitido

El normativo Agies define el esfuerzo axial en los muros de mampostería con refuerzo interior en kilogramo por centímetro cuadrado, el cual no deberá de exceder el valor calculado con la siguiente expresión:

$$F_a = 0,20 \cdot f' \cdot m \cdot \left[ 1 - \left( \frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right]$$

Donde:

$f_a$  = esfuerzo axial de compresión

$f'_m$  = resistencia a la compresión de la mampostería

$t$  = espesor de muro

$h$  = altura de muro

Se realizará el diseño para un muro crítico en el cual se calcularán los esfuerzos admisibles y los esfuerzos que actúan en la estructura, los valores obtenidos servirán para calcular el área de acero necesaria para soportar las cargas.

Datos:

$$f'_m = 70 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$E_s = 2,1E6 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

El factor de seguridad a utilizar será  $F_s = 2 = 0,50$

$$F_a = 0,50 * 0,20 * 70 \text{ kg/cm}^2 * \left[ 1 - \left( \frac{300}{40 * 20} \right)^3 \right]$$

$$F_a = 6,63 \text{ kg/cm}^2$$

### **2.13.1.2. Cálculo de esfuerzo flexionante máximo permitido**

El esfuerzo de compresión producido por la flexión, en kilogramo sobre centímetro cuadrado, no deberá de exceder al valor obtenido con la siguiente expresión.

$$F_b = 0,33 \cdot f' \cdot m$$
$$F_b = 0,5 \cdot 0,33 \cdot 70 \text{ kg/cm}^2$$
$$F_b = 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

### **2.13.1.3. Cálculo de esfuerzo de corte**

El esfuerzo de corte en muros producido por fuerzas laterales en kilogramo sobre centímetro cuadrado, no deberá exceder al valor calculado de acuerdo con la siguiente expresión.

$$F_v = 0,30 \cdot \sqrt{f' \cdot m}$$
$$F_v = 0,5 \cdot 0,30 \cdot \sqrt{70 \text{ kg/cm}^2}$$
$$F_v = 1,25 \text{ kg/cm}^2$$

### **2.13.1.4. Cálculo de esfuerzo a tensión**

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

$$F_s = 0,40 \cdot f_y$$
$$F_s = 0,40 \cdot 2810 \text{ kg/cm}^2$$

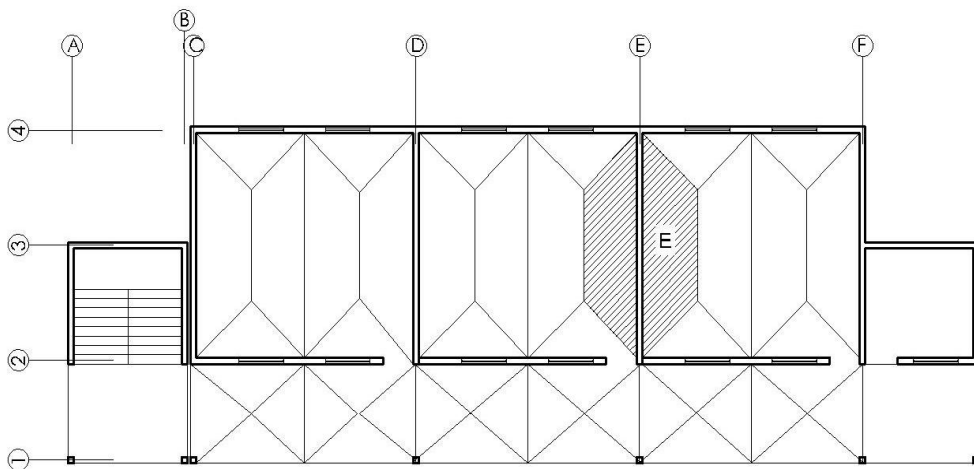


$$F_s=1\ 124\ \text{kg/cm}^2$$

### 2.13.2. Diseño de muros

Para este caso se diseñará el muro E debido a que es uno de los más lejanos con respecto a los ejes y que tributan mayor carga, con los esfuerzos admisibles ya calculados se procede a realizar el cálculo de los esfuerzos actuantes, con los resultados obtenidos anteriormente.

Figura 8. Área tributaria muro E



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Datos de muro crítico:

$$F = 41\ 845,41\ \text{kg}$$

$$M = 115\ 823,70\ \text{kg-m}$$

$$L = 7,61\ \text{m}$$

$$H = 3,00\ \text{m}$$

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

$$A_{tri} = 19,1 \text{ m}^2$$

$$W_{techo} = 363 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{entrepiso} = 398 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{mamposteria} = 340 \text{ kg/m}^2$$

$$C.V. \text{ aulas} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$C.V. \text{ techo} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$C.V. \text{ pasillo} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$C.M. = \frac{(W_{techo} * A_t) + (W_{entrepiso} * A_t)}{L} + (W_{mamp} * 2 * \text{Altura})$$

$$C.M. = \frac{(363 \text{ kg/m}^2 * 19,1 \text{ m}^2) + (398 \text{ kg/m}^2 * 19,1 \text{ m}^2)}{7,61 \text{ m}} + (340 \text{ kg/m}^2 * 2 * 3 \text{ m})$$

$$C.M. = 3950 \text{ kg/m}$$

$$C.V. = \frac{(C.V. \text{ aulas} * A_t) + (C.V. \text{ techo} * A_t)}{L}$$

$$C.V. = \frac{(200 \text{ kg/m}^2 * 19,1 \text{ m}^2) + (100 \text{ kg/m}^2 * 19,1 \text{ m}^2)}{7,61 \text{ m}}$$

$$C.V. = 752,95 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de carga última

$$C.U. = 1,4 C.M + 1,7 C.V$$

$$C.U. = (1,4 * 3950 \text{ kg/m}) + (1,7 * 752,95 \text{ kg/m})$$

$$\text{C.U.} = 5\,530 \text{ kg/m} + 1\,280,02 \text{ kg/m}$$

$$\text{C.U.} = 6\,810,02 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de esfuerzo axial actuante ( $f_a$ )

$$f_a = \frac{\text{C.U.} \cdot L}{b \cdot t}$$

$$f_a = \frac{6\,810,02 \text{ kg/m} \cdot 7.61 \text{ m}}{761 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}}$$

$$f_a = 3,41 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de corte unitario ( $f_v$ )

$$f_v = \frac{F}{t \cdot L}$$

$$f_v = \frac{41\,845,41 \text{ kg}}{20 \text{ cm} \cdot 761 \text{ cm}}$$

$$f_v = 2,75 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de esfuerzo flexionante ( $f_b$ )

$$f_b = \frac{M_c}{I} = \frac{6 \cdot M_y \cdot 100}{t \cdot L^2}$$

$$f_b = \frac{6 \cdot 115\,823,70 \text{ kg-m} \cdot 100}{20 \text{ cm} \cdot (761 \text{ cm})^2}$$

$$f_b = 5,99 \text{ kg/cm}^2$$

- Valores anteriormente calculados

$$F_a = 6,63 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$F_v = 1,25 \text{ kg/cm}^2$$

- Corrección de esfuerzo flexionante

$$f_b = \left( 1,33 - \frac{f_a}{F_a} \right) * F_b$$

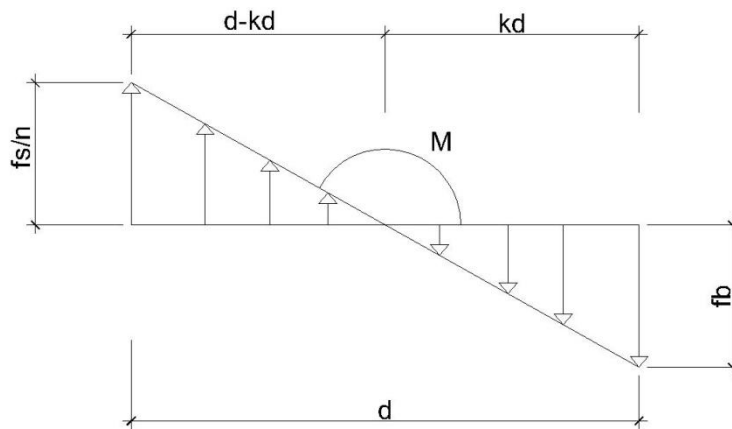
$$f_b = \left( 1,33 - \frac{3,41 \text{ kg/cm}^2}{6,63 \text{ kg/cm}^2} \right) * 11,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 9,43 \text{ kg/cm}^2$$

- Relación modular

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{2,1 \text{ E6}}{750 * 70} = 40$$

Figura 9. **Relación modular muro C**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Factor K

$$\frac{F_s/n}{d-kd} = \frac{f_b}{kd}$$

$$\frac{1124/40}{7,61-7,61k} = \frac{9,43}{7,61k}$$

$$28,10 \cdot 7,61k = 9,43 \cdot (7,61 - 7,61k)$$

$$213,84k = 71,76 - 71,76k$$

$$213,84k + 71,76k = 71,76$$

$$285,60k = 71,76$$

$$k = \frac{71,76}{285,60}$$

$$k = 0,251$$

- Factor J

$$J = 1 - \left(\frac{k}{3}\right)$$

$$J = 1 - \left(\frac{0,251}{3}\right)$$

$$J = 0,916$$

- Acero mínimo

$$As_{\min \text{ columnas}} = 0,0007 * 20 * 761$$

$$As_{\min} = 0,0007 * 20 * 761$$

$$As_{\min} = 10,65 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido

$$d = 7,61 - 0,10 = 7,51 \text{ m}$$

$$d = 751 \text{ cm}$$

$$As_{\text{req}} = \left(\frac{M}{f_s * j * d}\right)$$

$$As_{\text{req}} = \left(\frac{115\,823,70 * 100}{1\,124 * 0,916 * 751}\right)$$

$$As_{\text{req}} = 14,97 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{req}} > As_{\min}$$

- Diseño a corte

$$A_v = \frac{S \cdot b \cdot f_v}{f_s}$$

$$A_v = \frac{S \cdot 20 \cdot 2,75}{1124}$$

$$A_v = 0,0489 \cdot S$$

Donde S es la distancia entre soleras

$$S = 1,00 \text{ m}$$

$$A_v = 0,0489 \cdot 100$$

$$A_v = 4,89 \text{ cm}^2$$

Tabla XXXI. Acero necesario primer nivel X-X

Muro	Longitud	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	As <sub>req</sub> cm <sup>2</sup>
1	1,60	2,24	22,14
2	1,40	1,96	19,13
3	3,05	4,27	35,58
4	1,40	1,96	19,13
5	3,05	4,27	35,58
6	1,40	1,96	19,13
7	1,60	2,24	22,14
8	3,80	5,32	26,44
9	1,60	2,24	7,95
10	1,40	1,96	5,24
11	0,44	0,61	3,84
12	1,60	2,24	25,14
13	1,40	1,96	21,63
14	0,44	0,61	3,32
15	1,60	2,24	25,14
16	1,40	1,96	21,63
17	0,44	0,61	3,32
18	0,54	0,75	4,91
19	0,69	0,96	7,61

Fuente: elaboración propia.



Tabla XXXII. **Acero necesario primer nivel Y-Y**

Muro	Longitud	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	As <sub>req</sub> cm <sup>2</sup>
a	7,61	10,65	14,77
b	7,61	10,65	14,88
c	7,61	10,65	14,97
d	3,71	5,19	12,85
e	3,80	5,32	12,96
f	3,80	5,32	12,83

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIII. **Tipos de columnas y soleras**

Tipos de columnas				
Tipo	Dimensiones	especificaciones	Ag(cm2)	% As
A	0,19 x 0,19	4 núm. 5+4 No.4 + Est. núm 2 @ 0,20 m	361	3,58
B	0,19 x 0,19	4 núm. 5 + Est. núm 2 @ 0,20 m	361	2,18
C	0,10 x 0,19	2 núm. 4 + Est. núm 2 @ 0,20 m	190	1,33
D	0,30 x 0,19	6 núm. 5+2 núm. 4 + Est. núm 2 @ 0,20 m	570	2,52

Fuente: elaboración propia.

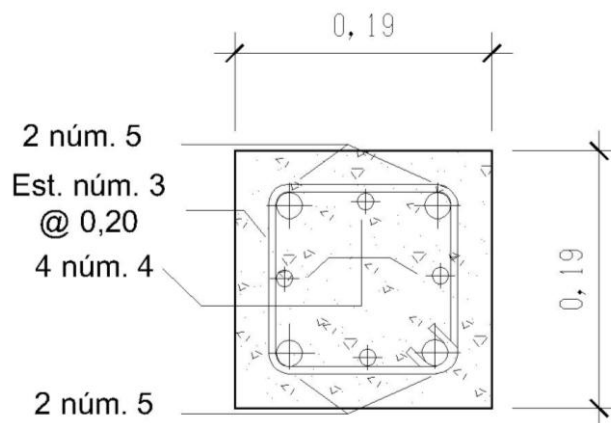
Tipos de soleras		
Tipo	Dimensiones(m)	especificaciones
Humedad	0,19 x 0,20	4 núm. 3 + Est. núm. 2 @ 0,20 m
Intermedia	0,19 x 0,20	2 núm. 3 + Est. núm. 2 @ 0,20 m
Corona	0,19 x 0,20	4 núm. 4 + Est. núm. 2 @ 0,15 m

Fuente: elaboración propia.

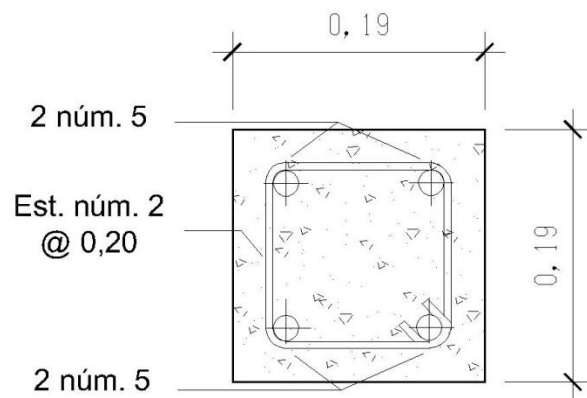
Según AGIES 3.3.9 el porcentaje de refuerzo para columnas de mampostería reforzada no deberá ser menor que 0,5 % ni mayor de 4 % del área de la columna.

Debido a la simetría en el edificio el área de acero de las columnas del primer nivel será el mismo para el segundo nivel.

Figura 10. **Detalles de columnas**

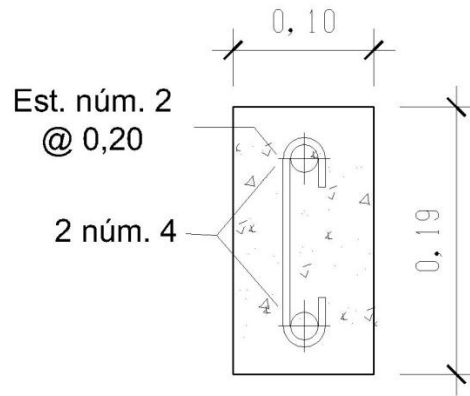


**Detalle de columna A**

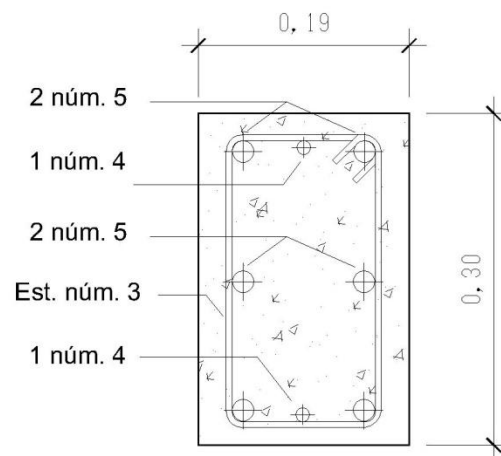


**Detalle de columna B**

Continuación de la figura 10.



**Detalle de columna C**



**Detalle de columna D**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Tabla XXXIV. Área de acero distribuida para muros en sentido X

Muro	As min cm <sup>2</sup>	As req cm <sup>2</sup>	Elementos estructurales	As a utilizar cm <sup>2</sup>
1	2,24	22,14	2A	25,84
2	1,96	19,13	1D+2C	19,38
3	4,27	35,58	3A	38,76
4	1,96	19,13	1D+2C	19,38
5	4,27	35,58	3A	38,76
6	1,96	19,13	1D+2C	19,38
7	2,24	22,14	2A	25,84
8	5,32	26,44	2A+1B	33,72
9	2,24	7,95	1B+1C	10,40
10	1,96	5,24	1D+2C	19,38
11	0,61	3,84	2C	5,04
12	2,24	25,14	2A	25,84
13	1,96	21,63	1D+1B+1C	24,74
14	0,61	3,32	2C	5,04
15	2,24	25,14	2A	25,84
16	1,96	21,63	1D+1B+1C	24,74
17	0,61	3,32	2C	5,04
18	0,75	4,91	2C	5,04
19	0,96	7,61	1C+1B	10,40

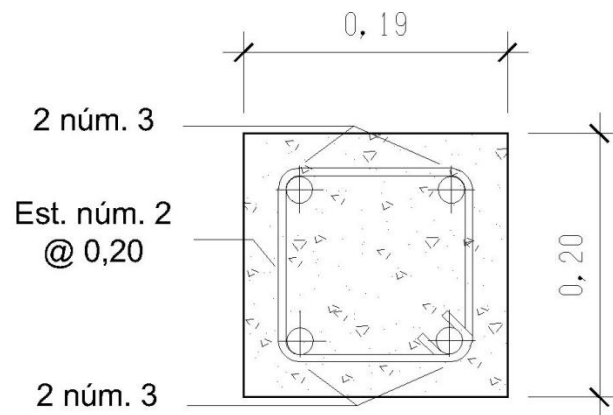
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXV. Área de acero distribuida para muros en sentido Y

Muro	As min cm <sup>2</sup>	As req cm <sup>2</sup>	Elementos estructurales	As a utilizar cm <sup>2</sup>
a	10,65	14,77	2A+1B	33,72
b	10,65	14,88	2A+1B	33,72
c	10,65	14,97	2A+1B	33,72
d	5,19	12,85	2A	25,84
e	5,32	12,96	2A	25,84
f	5,32	12,83	2A	25,84

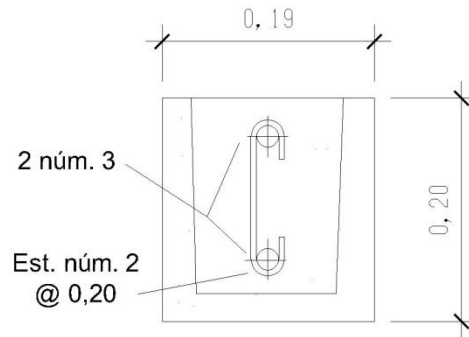
Fuente: elaboración propia.

Figura 11. Detalles de soleras

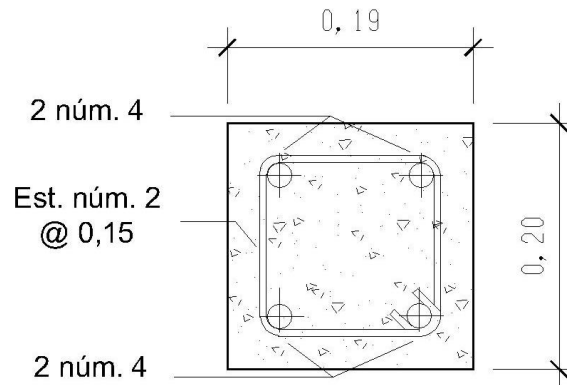


**Solera de humedad**

Continuación de la figura 11.



**Solera intermedia**



**Solera final**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

## 2.14. Diseño de losas

Las losas son elementos estructurales que su principal función es servir como cubierta de una edificación, funciona también como entrepiso para separar un nivel de otro, transmitiendo cargas verticales a la estructura.

- Especificaciones de diseño
  - Peso específico del concreto  $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
  - Resistencia del concreto a la compresión  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
  - Esfuerzo de fluencia  $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
  - Recubrimiento  $rec = 7,5 \text{ cm}$
  
- Predimensionamiento de losa

Para el predimensionamiento de losa se utilizará la más crítica, esto determinará si será diseñada en una o en dos direcciones, además del espesor a utilizar.

- Losa más crítica

A = sentido corto de la losa = 3,7 m

B = sentido largo de la losa = 7,31 m

- Relación entre sentido corto y sentido largo (m)

$$m = \frac{a}{b}$$

$$m = \frac{3,7 \text{ m}}{7,31 \text{ m}} = 0,506$$

Si  $m < 0,5$ , la losa trabaja en un sentido

Si  $m \geq 0,5$ , la losa trabaja en dos sentidos

- Espesor de losa

$$t = \frac{P}{180}$$

Donde:

t = espesor de losa

P = perímetro

Tabla XXXVI. **Predimensionamiento de losa**

Elemento	Perímetro	Sugerencia	Dimensiones a usar	
			t(m)	
Losa	22,02	t=p/180	0,122	0,12

Fuente: elaboración propia.

La losa para el edificio escolar tendrá un espesor de 0,12 metros para ambos niveles, su diseño será de losa tradicional basado en el método 3 del código ACI.

- Diseño de losas primer nivel

Datos:

Carga muerta de entrepiso C.M. = 398 kg/m<sup>2</sup> (ver integración)

Carga viva entrepiso para edificios escolares según AGIES = 200 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva pasillo para edificios escolares según AGIES = 500 kg/m<sup>2</sup>

Espesor de losa t = 0,12 m



- Integración de cargas

- Carga muerta última de entrepiso

$$C_{MU}=1,4*C.M.$$
$$C_{MU}=1,4* 398 \text{ kg/m}^2$$
$$C_{MU}= 557,2 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva última de entrepiso

$$C_{VU}=1,7*C.V.$$
$$C_{VU}=1,7* 200 \text{ kg/m}^2$$
$$C_{VU}= 340 \text{ kg/m}^2$$

- Carga total última de entrepiso

$$C_{TU}=C_{MU}+ C_{VU}$$
$$C_{TU}=557,2 \text{ kg/m}^2 + 340 \text{ kg/m}^2$$
$$C_{TU}= 897,2 \text{ kg/m}^2$$

- Carga muerta última de pasillo

$$C_{MU}=1,4*C.M.$$
$$C_{MU}=1,4* 398 \text{ kg/m}^2$$
$$C_{MU}= 557,2 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva última de pasillo

$$C_{VU}=1,7*C.V.$$

100

$$C_{VU}=1,7* 500 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{VU}= 850 \text{ kg/m}^2$$

- Carga total última de pasillo

$$C_{TU}=C_{MU}+ C_{VU}$$

$$C_{TU}=557,2 \text{ kg/m}^2 + 850 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{TU}= 1 407,2 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de momentos actuantes

Para el cálculo de los momentos de diseño se toma una franja unitaria de 1,00 metros de ancho, los momentos negativos y positivos del edificio se calculan de la siguiente manera:

- Momentos negativos

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

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

- Momentos positivos

$$M_{a(+)}= C_{am} * C_{MU} * a^2 + C_{av} * C_{VU} * a^2$$

$$M_{b(+)}= C_{bm} * C_{MU} * b^2 + C_{bv} * C_{VU} * b^2$$

- Momentos negativos en lados sin continuidad

$$M_{a(-)}= \frac{1}{3} * M_{a(+)}$$

$$M_{b(-)} = \frac{1}{3} * M_{b(+)}$$

Donde:

$C_a$  y  $C_b$  = coeficientes para momentos negativos

$C_{am}$  y  $C_{bm}$  = coeficientes para momentos positivos debido a la carga muerta

$C_{av}$  y  $C_{bv}$  = coeficientes para momentos positivos debido a la carga viva

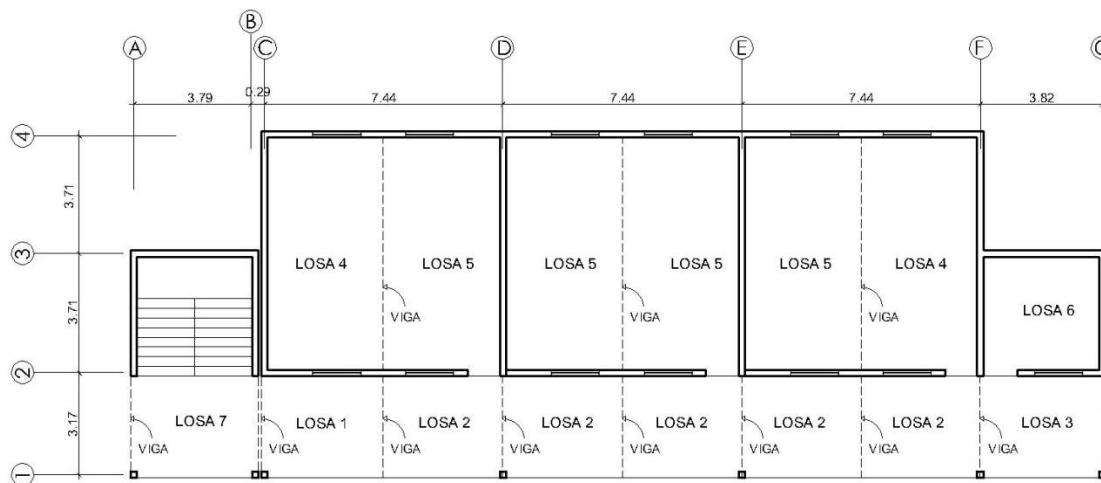
$C_{MU}$  = carga muerta última

$C_{VU}$  = carga viva última

a = longitud menor de la losa

b = longitud mayor de la losa

Figura 12. Losas de entrepiso



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

La figura 12 muestra la clasificación de cada una de las losas, esto depende de la continuidad que se tenga en los diferentes tramos, según ello las losas de entrepiso a evaluar son 7, los resultados se presentan a continuación:

- Losa 2

Figura 13. **Losa 2 entrepiso**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$C_{MU} \text{ pasillo} = 557,2 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{VU} \text{ pasillo} = 850 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{TU} \text{ pasillo} = 1\,407,20 \text{ kg/m}^2$$

Caso 8: solo un borde largo es discontinuo el resto de bordes son continuos.

$$a = 3,16$$

$$b = 3,90$$

$$m = \frac{3,16}{3,90} = 0,81 \cong 0,80$$

Losa en 2 direcciones

Momentos negativos y positivos en tramos continuos

$$Ma^- = 0,049 * 1\,407,20 * 3,16^2 = 688,53 \text{ kg-m}$$

$$Mb^- = 0,046 * 1\,407,20 * 3,90^2 = 984,56 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,029 * 557,20 * 3,16^2 + 0,04 * 850 * 3,16^2 = 500,86 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,017 * 557,20 * 3,90^2 + 0,022 * 850 * 3,90^2 = 428,50 \text{ kg-m}$$

Momentos negativos en lados sin continuidad

$$Ma- = 1/3 * 500,86 = 166,95 \text{ kg-m}$$

- Losa 3

Figura 14. **Losa 3** entrepiso



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$C_{MU} \text{ pasillo} = 557,2 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{VU} \text{ pasillo} = 850 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{TU} \text{ pasillo} = 1\,407,20 \text{ kg/m}^2$$

Caso 4: continuidad en un tramo largo y en un tramo corto, el resto son tramos discontinuos.

$$a = 3,16$$

$$b = 3,72$$

$$m = \frac{3,16}{3,72} = 0,849 \cong 0,85$$

Losa en 2 direcciones

Momentos negativos y positivos en tramos continuos

$$Ma- = 0,071 * 1\ 407,20 * 3,16^2 = 997,67 \text{ kg-m}$$

$$Mb- = 0,029 * 1\ 407,20 * 3,72^2 = 564,72 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,039 * 557,20 * 3,16^2 + 0,048 * 850 * 3,16^2 = 624,40 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,016 * 557,20 * 3,72^2 + 0,02 * 850 * 3,72^2 = 358,62 \text{ kg-m}$$

Momentos negativos en lados sin continuidad

$$Ma- = 1/3 * 624,40 = 208,13 \text{ kg-m}$$

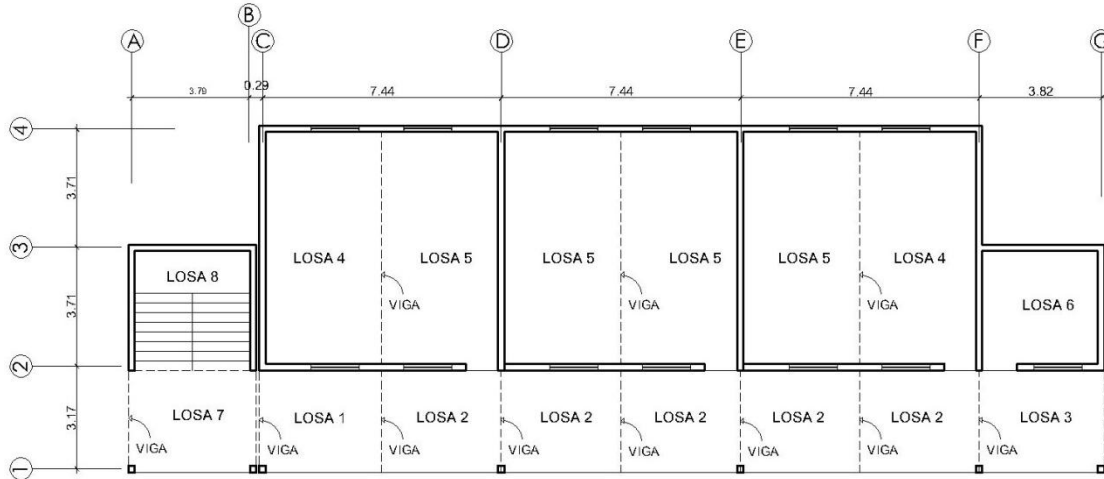
$$Mb- = 1/3 * 358,62 = 119,54 \text{ kg-m}$$

Tabla XXXVII. **Resumen momentos en losas de entrepiso**

Momentos en losa						
Núm.De Losa	Bordes continuos				Bordes discontinuos	
	M(-) kg-m	M(-) kg-m	M(+) kg-m	M(+) kg-m	M(-) kg-m	M(-) kg-m
	borde corto (a)	borde largo (b)	borde corto (a)	borde largo (b)	borde corto (a)	borde largo (b)
Losa 1	927,41	694,51	927,41	437,46	188,42	145,82
Losa 2	688,53	984,56	500,86	428,50	166,95	0,00
Losa 3	997,67	564,72	624,40	358,62	208,13	119,54
Losa 4	1224,24	296,37	857,24	216,30	285,74	72,10
Losa 5	1146,09	148,18	638,03	136,23	0,00	45,41
Losa 6	682,32	682,32	394,31	394,31	131,43	131,43
Losa 7	0,00	0,00	786,89	512,68	262,29	170,89

Fuente: elaboración propia.

Figura 15. **Losas de techo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

La figura 15 muestra la clasificación de cada una de las losas de techo, esta clasificación depende de la continuidad y de las dimensiones que se tenga en los diferentes tramos, según ello las losas de techo a evaluar son 8, los resultados se presentan a continuación:

- Losa 1

Figura 16. **Losa 1 techo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$C_{MU} \text{ techo} = 508,2 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{VU} \text{ techo} = 170 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{TU} \text{ techo} = 678,2 \text{ kg/m}^2$$

Caso 4: continuidad en un tramo largo y en un tramo corto, el resto son tramos discontinuos.

$$a = 3,16$$

$$b = 3,81$$

$$m = \frac{3,16}{3,81} = 0,82 \cong 0,80$$

Losa en 2 direcciones

Momentos negativos y positivos en tramos continuos

$$Ma^- = 0,066 * 678,20 * 3,16^2 = 446,96 \text{ kg-m}$$

$$Mb^- = 0,034 * 678,20 * 3,81^2 = 334,72 \text{ kg-m}$$

$$Ma^+ = 0,036 * 508,20 * 3,16^2 + 0,043 * 170 * 3,16^2 = 255,68 \text{ kg-m}$$

$$Mb^+ = 0,019 * 508,20 * 3,81^2 + 0,023 * 170 * 3,81^2 = 196,92 \text{ kg-m}$$

Momentos negativos en lados sin continuidad

$$Ma^- = 1/3 * 255,68 = 85,22 \text{ kg-m}$$

$$Mb^- = 1/3 * 196,92 = 65,64 \text{ kg-m}$$



- Losa 2

Figura 17. **Losa 2 techo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$C_{MU} \text{ techo} = 508,2 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{VU} \text{ techo} = 170 \text{ kg/m}^2$$

$$C_{TU} \text{ techo} = 678,2 \text{ kg/m}^2$$

Caso 8: solo un borde largo es discontinuo el resto de bordes son continuos.

$$a = 3,16$$

$$b = 3,90$$

$$m = \frac{3,16}{3,90} = 0,81 \cong 0,80$$

Losa en 2 direcciones

Momentos negativos y positivos en tramos continuos

$$M_{a-} = 0,049 * 678,20 * 3,16^2 = 331,83 \text{ kg-m}$$

$$M_{b-} = 0,046 * 678,20 * 3,90^2 = 474,50 \text{ kg-m}$$

$$Ma+ = 0,029 * 508,20 * 3,16^2 + 0,04 * 570 * 3,16^2 = 215,06 \text{ kg-m}$$

$$Mb+ = 0,017 * 508,20 * 3,90^2 + 0,022 * 570 * 3,90^2 = 188,29 \text{ kg-m}$$

Momentos negativos en lados sin continuidad

$$Ma- = 1/3 * 215,06 = 71,68 \text{ kg-m}$$

Para los demás casos el procedimiento de cálculo se realizó de la misma forma como las losas de entrepiso, debido a la simetría del edificio, los casos de continuidad de las losas de entrepiso será el mismo para las de techo.

Tabla XXXVIII. **Resumen momentos en losas de techo**

Momentos en losa						
Núm. de Losa	Bordes continuos				Bordes discontinuos	
	M(-) kg-m	M(-) kg-m	M(+) kg-m	M(+) kg-m	M(-) kg-m	M(-) kg- m
	borde corto (a)	borde largo (b)	borde corto (a)	borde largo (b)	borde corto (a)	borde largo (b)
Losa 1	446,96	334,72	255,68	196,92	85,22	65,64
Losa 2	331,83	474,50	215,06	188,29	71,68	0,00
Losa 3	480,82	272,17	279,39	159,57	93,13	53,19
Losa 4	925,41	224,03	625,26	158,71	208,42	52,90
Losa 5	866,34	112,01	445,66	93,39	0,00	31,13
Losa 6	515,77	515,77	291,44	291,44	97,14	97,14
Losa 7	480,82	204,11	279,39	182,65	93,13	60,88
Losa 8	732,39	0,00	168,00	143,15	56,00	47,71

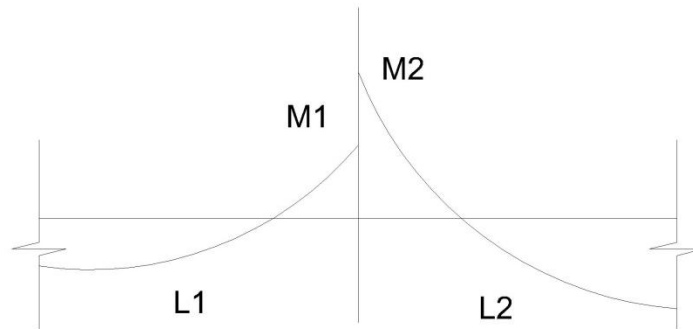
Fuente: elaboración propia.

- Balanceo de momentos

Debido a los diferentes momentos negativos que tienen las losas con un tramo en común, se debe realizar un balance de momentos para determinar el momento a utilizar, para llevar a cabo el diseño de refuerzo correspondiente.

El balance de momentos se realizara de la siguiente manera;

Figura 18. **Balance de momentos**



Fuente: elaboración propia, empelando AutoCAD 2016.

$$M2 > M1$$

- Balance por rigideces

- Si  $M1 > 0,8 * M2$  ; entonces  $M_B = (M1 + M2) / 2$  (ecuación 1)
- Si  $M1 < 0,8 * M2$  ; entonces  $M_B$  se distribuye proporcionalmente a la rigidez de las losas de la siguiente manera;

$$K_1 = \frac{1}{L_1} \quad K_2 = \frac{1}{L_2}$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} \quad D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

(Ecuación 2)

Donde:

MB = momento balanceado

K1 y K2 = rigidez de losas 1 y 2

L1 y L2 = longitudes de losas 1 y 2

D1 Y D2 = factores de distribución de momentos en losa 1 y 2

- Momentos balanceados

$$MB_1 = M1 + (M2 - M1) * D1$$

$$MB_2 = M2 - (M2 - M1) * D2$$

- Balance de momentos para losas de entrepiso 1 y 2

$$M1 = 694,51 \text{ kg-m}$$

$$M2 = 984,56 \text{ kg-m}$$

$$M2 > M1$$

$$0,8 * M2 = 0,8 * 984,56 = 787,65$$

$$787,65 > 694,51$$

Se utilizará la ecuación 2, el momento balanceado se distribuirá proporcionalmente a la rigidez de las losas.

$$K_1 = \frac{1}{3,81} = 0,26 \quad K_2 = \frac{1}{3,90} = 0,25$$

$$D_1 = \frac{0,26}{0,26+0,25} = 0,50 \quad D_2 = \frac{0,25}{0,26+0,25} = 0,49$$

Balance de momentos

$$MB_1 = 694,51 + (984,56 - 694,51) * 0,50$$

$$MB_1 = 841,23$$

$$MB_2 = 984,56 - (984,56 - 694,51) * 0,49$$

$$MB_2 = 841,23$$

- Balance de momentos para losas de entrepiso 4 y 5

$$M1 = 1\ 146,24 \text{ kg-m}$$

$$M2 = 1\ 224,42 \text{ kg-m}$$

$$M2 > M1$$

$$0,8 * M2 = 0,8 * 1\ 224,42 = 979,53$$

$$979,53 < 1\ 145,24$$

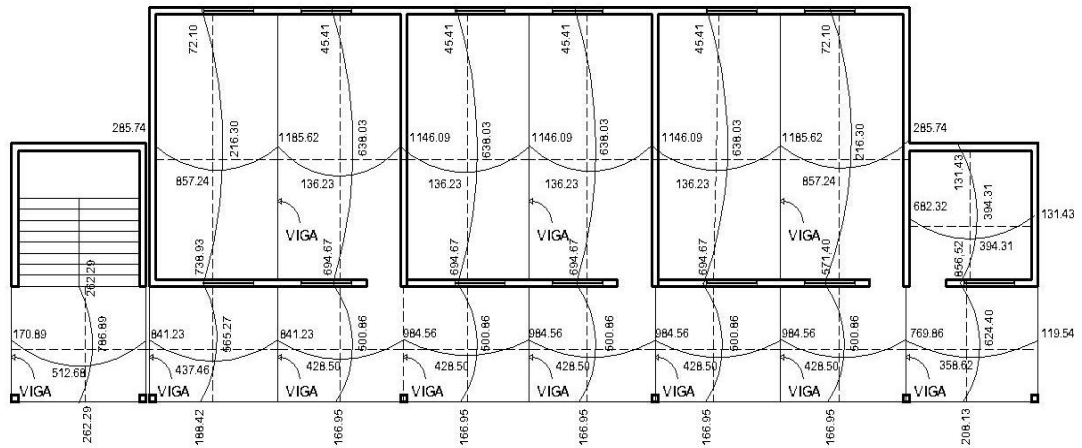
Se utilizará la ecuación 1

$$MB = \left( \frac{1\ 224,42 + 1\ 146,24}{2} \right)$$

$$MB = 1\ 185,16$$

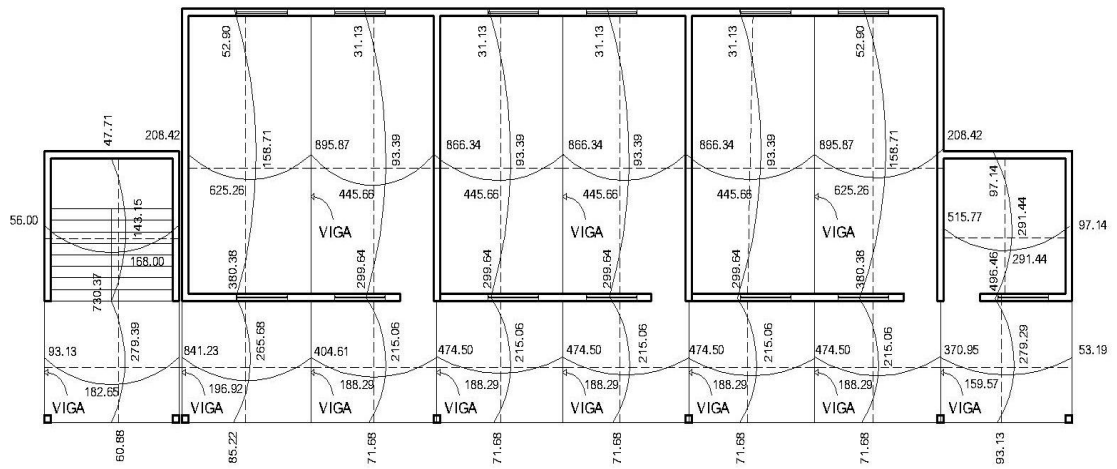
Para el balance de momentos de las losas restantes, se aplicó el mismo procedimiento tanto para las losas de entrepiso como las de techo, basado en las ecuaciones vistas anteriormente. Utilizado la fórmula correspondiente según sea el caso.

Figura 19. **Momentos finales en losa de entrepiso**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 20. **Momentos finales en losa de techo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Diseño de losa

Para el armado de la losa de entrepiso se utilizará un ancho unitario de 1 metro, el diseño estará basado en la losa más crítica, tanto para entrepiso como para techo, por lo cual es necesario realizar el cálculo de acero de refuerzo para este momento, así como definir el área de acero mínimo.

Armado de losa entrepiso

Datos:

Ma = 1 224,24 kg-m losa número 4

t = 0,12 m

f'c = 280 kg/cm<sup>2</sup>

fy = 2 810 kg/cm<sup>2</sup>

ancho unitario b = 1,00 m

recubrimiento r = 2,5 cm

cálculo de peralte

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

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

- Cálculo de acero mínimo

Según la sección 10.5.1 de ACI 318-11 establece que en toda sección sometida a flexión el refuerzo mínimo no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes expresiones.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{2810 \text{ kg/cm}^2} \cdot 100 \cdot 9,50$$

$$A_{s_{\min}} = 4,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} \cdot 100 \cdot 9,50$$

$$A_{s_{\min}} = 4,77 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso  
4,77 cm<sup>2</sup>

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Según el código ACI318-11 en el apéndice B 8.4.2 indica que la cuantía de acero balanceada para el cálculo de acero máximo, se determina de la siguiente forma

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot 6120}{f_y (6120 + f_y)}$$

si  $0 \text{ kg/cm}^2 < f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 280 \cdot 6120}{2810 (6120 + 2810)}$$

$$\rho_b = 0,0493$$



$$As_{max}=0,5*0,0493*100*9,50$$

$$As_{max}=23,42 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero requerido

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

$$As_{req} = \left[ 100*9,50 - \sqrt{(100*9,50)^2 - \frac{1\,224,24*100}{0,003825*280}} \right] * 0,85 * \left( \frac{280}{2\,810} \right)$$

$$As_{req}=5,26 \text{ cm}^2$$

Como  $As_{min} < As_{req} < As_{max}$  se utilizará el acero requerido

Para el armado de losa se utilizará varillas núm. 3 ( $A_{varilla}=0,7125 \text{ cm}^2$ )

- Cálculo de espaciamiento (S)

$$S = \frac{A_{varilla} * b}{As}$$

$$S = \frac{0,7125 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{5,26 \text{ cm}^2}$$

$$S = 13,47 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

## Armado de losa de techo

Datos:

Ma- = 925,41 kg-m losa número 4

t = 0,12 m

f'c = 280 kg/cm<sup>2</sup>

fy = 2 810 kg/cm<sup>2</sup>

ancho unitario b = 1,00 m

Recubrimiento r = 2,5 cm

### Cálculo de peralte

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

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

- cálculo de acero mínimo

Según la sección 10.5.1 de ACI 318-11 establece que en toda sección sometida a flexión el refuerzo mínimo no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes expresiones.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{2 810 \text{ kg/cm}^2} \cdot 100 \cdot 9,50$$

$$A_{s_{\min}} = 4,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 9,50$$

$$A_{s_{\min}} = 4,77 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

Según el código ACI318-11 en el apéndice B 8.4.2 indica que la cuantía de acero balanceada para el cálculo de acero máximo se determina de la siguiente forma.

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'_c * 6120}{f_y (6120 + f_y)}$$

si  $0 \text{ kg/cm}^2 < f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280 * 6120}{2810 (6120 + 2810)}$$

$$\rho_b = 0,0493$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * 0,0493 * 100 * 9,50$$

$$A_{s_{\max}} = 23,42 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de acero requerido

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

$$A_{s_{req}} = \left[ 100 \cdot 9,50 - \sqrt{(100 \cdot 9,50)^2 - \frac{925,41 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right] \cdot 0,85 \cdot \left( \frac{280}{2810} \right)$$

$$A_{s_{req}} = 3,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} < A_{s_{min}} = \text{usar acero m\u00ednimo}$$

Para el armado de losa se utilizar\u00e1 varillas n\u00fam. 3 ( $A_{varilla} = 0,7125 \text{ cm}^2$ )

C\u00e1lculo de espaciamiento (S)

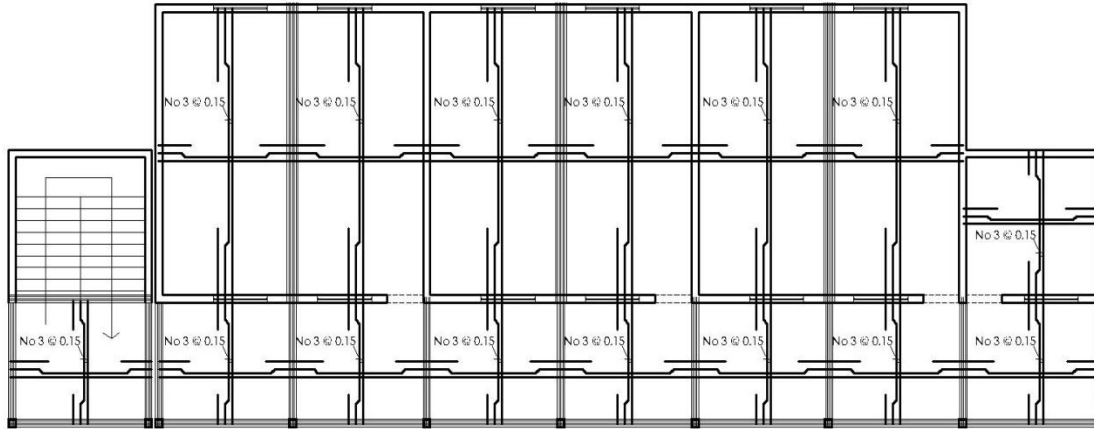
$$S = \frac{A_{varilla} \cdot b}{A_s}$$

$$S = \frac{0,7125 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}{4,77 \text{ cm}^2}$$

$$S = 14,93 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

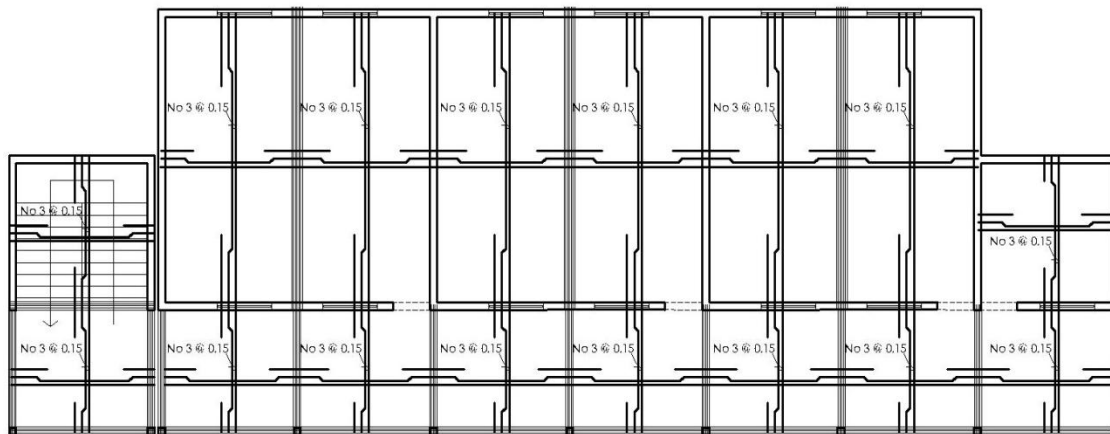
El armado de losa tanto entrepiso como techo se har\u00e1 con acero n\u00fam. 3 @ 15 cent\u00edmetros.

Figura 21. Armado de losa de entepiso



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 22. Armado de losa de techo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Chequeo por corte

Las losas del edificio escolar están sometidas únicamente por los esfuerzos causados por el concreto, el chequeo contempla si el peralte utilizado es el adecuado para soportar estos esfuerzos.

$$V_{act} < V_{res}$$

- Corte actuante

$$V_{act} = \frac{C_{TU} * L}{2}$$
$$V_{act} = \frac{(897,20 \text{ kg/m}^2 * 1,00 \text{ m}) * 7,42 \text{ m}}{2}$$
$$V_{act} = 3\,328,61 \text{ kg}$$

- Corte resistente

$$V_{res} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d ; \phi = 0,85$$
$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 9,50$$
$$V_{res} = 7\,161,39 \text{ kg}$$

El cortante resistente es mayor al cortante que actúa, por lo cual el espesor propuesto para las losas cumple con todos los requerimientos.

## 2.15. Diseño de vigas

La viga es un elemento estructural lineal que trabaja principalmente a flexión, diseñada para soportar las cargas generadas por las losas de entepiso y techo, para posteriormente transmitir dichas cargas a las diferentes columnas.

Las vigas en el edificio escolar se utilizarán a la mitad de cada una de las aulas, esto debido a las dimensiones de dichas aulas y para que el diseño de losa no exceda el valor de 12 centímetros de peralte anteriormente calculado, permitiendo que la losa trabaje como una losa maciza.

La tabla 9.5 (a) del código ACI318-11 servirá como referencia para el predimensionamiento de las vigas para las aulas y pasillos, basado en la luz libre que se desea cubrir.

Figura 23. **Espesores mínimos de vigas**

	Espesor mínimo, <i>h</i>			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: ACI318-11 capítulo 9 sección 9.5.2.

- Diseño de viga para aulas

La longitud de la viga para las aulas será de 7,20 metros.

$$h = \frac{L}{18,50}$$

$$h = \frac{7,20}{18,50} = 0,389$$

$$h = 0,40 \text{ m}$$

Para la base de la viga según la sección 21.3.1.3 del código ACI318-11 determina que el valor de la base no debe ser menor que 0,30h

$$b = 0,3h = 0,30 * 0,40 \text{ m} = 0,12$$

El resultado indica que la base de la viga no debe ser menor que 0,12 metros, se determinó una base de 0,30 metros por cuestiones de criterio y diseño.

Los datos para el diseño de la viga se detallan a continuación:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de la viga} = 7,20 \text{ m}$$

$$\text{Recubrimiento} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Área tributaria} = 19,4 \text{ m}^2$$

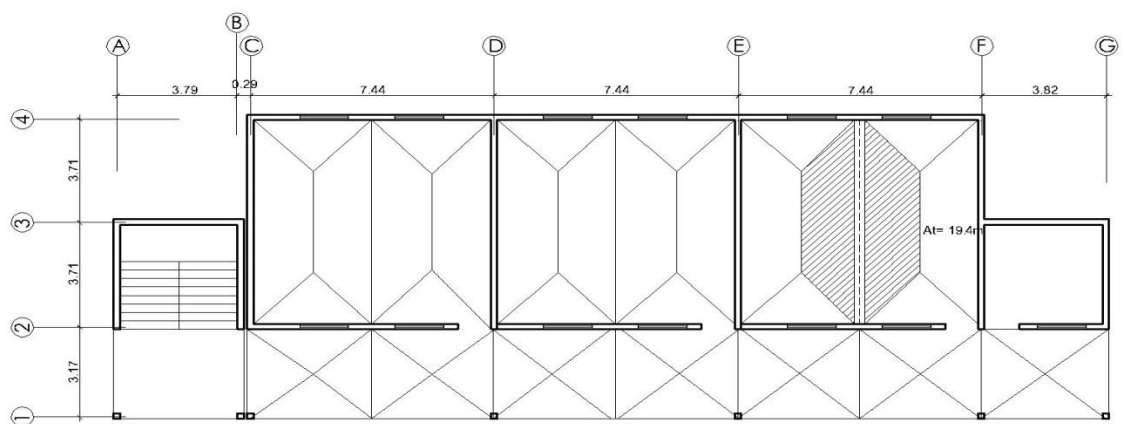
$$\text{Carga viva} = 200 \text{ kg/m}^2 * 1,7 = 340 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 398 \text{ kg/m}^2 * 1,4 = 557,20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga ultima} = 897,20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio de la viga} = 288 \text{ kg/m}$$

Figura 24. Área tributaria de viga en aula



Fuente:elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.



- Cálculo de momentos

$$W = \frac{Cu \cdot A}{L} + P.P \text{ viga}$$

$$W = \frac{897,20 \text{ kg/m}^2 * 19,4 \text{ m}^2}{7,20 \text{ m}} + 288 \text{ kg/m}$$

$$W = 2\,705,45 \text{ kg/m}^2$$

$$M_- = \frac{W \cdot L^2}{24}$$

$$M_- = \frac{2\,705,45 \text{ kg/m}^2 * (7,20 \text{ m})^2}{24}$$

$$M_- = 5\,843,78 \text{ kg-m}$$

$$M_+ = \frac{W \cdot L^2}{14}$$

$$M_+ = \frac{2\,705,45 \text{ kg/m}^2 * (7,20 \text{ m})^2}{14}$$

$$M_+ = 10\,017,91 \text{ kg-m}$$

- Acero mínimo

Según la sección 10.5.1 de ACI 318-11 establece que en toda sección sometida a flexión el refuerzo mínimo no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes expresiones.

$$AS_{\min} = \frac{0,80 * \sqrt{f_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{2810 \text{ kg/cm}^2} \cdot 30 \cdot 36$$

$$A_{s_{\min}} = 5,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot 30 \cdot 36}{2810}$$

$$A_{s_{\min}} = 5,42 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso  
5,42 cm<sup>2</sup>

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Según el código ACI318-11 en el apéndice B 8.4.2 indica que la cuantía de acero balanceada para el cálculo de acero máximo se determina de la siguiente forma

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot 6120}{f_y (6120 + f_y)}$$

si  $0 \text{ kg/cm}^2 < f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 280 \cdot 6120}{2810 (6120 + 2810)}$$

$$\rho_b = 0,0493$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot 0,0493 \cdot 30 \cdot 36$$

$$A_{s_{\max}} = 26,62 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido

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

$$A_{s_{req}M-} = \left[ 30 \cdot 36 - \sqrt{(30 \cdot 36)^2 - \frac{5\,843,78 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right] \cdot 0,85 \cdot \left( \frac{280}{2\,810} \right)$$

$$A_{s_{req}M-} = 6,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}M+} = \left[ 30 \cdot 36 - \sqrt{(30 \cdot 36)^2 - \frac{10\,017,91 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right] \cdot 0,85 \cdot \left( \frac{280}{2\,810} \right)$$

$$A_{s_{req}M+} = 11,75 \text{ cm}^2$$

Para ambos momentos se utilizará el área de acero requerida, ya que es mayor que el área de acero mínima calculada.

- Refuerzo a corte

Se debe diseñar un refuerzo capaz de resistir la fuerza cortante que afecta a las vigas.

El diseño de estribos estará basado en el código ACI318-11, el cual indica que si el cortante último ocasionado por las fuerzas externas en la viga ( $V_u$ ), es mayor al corte que resiste el concreto ( $V_c$ ), se debe calcular el espaciamiento entre los estribos.

$$V_u = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$V_u = \frac{2705,45 \text{ kg/m}^2 \cdot 7,20 \text{ m}}{2}$$

$$V_u = 9739,62 \text{ kg}$$

$$V_c = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d ; \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280} \cdot 30 \cdot 36$$

$$V_c = 8141,37 \text{ kg}$$

$V_u > V_c$  por lo tanto se diseña el espaciamiento entre estribos

$$V_s = V_u - V_c$$

$$V_s = 9739,62 \text{ kg} - 8141,37 \text{ kg} = 1598,27 \text{ kg}$$

$$S = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Se colocarán estribos núm. 3 ( $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{0,71 \cdot 2810 \cdot 36}{1598,27}$$

$$S = 45,11 \text{ cm}$$

Según ACI318-11 capítulo 21 sección 21.1.3.5.1 indica que la separación máxima de estribos no debe exceder a  $d/2$  en toda la longitud del elemento, por lo tanto la separación entre estribos es la siguiente.

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\max} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm}$$

La separación será de 15 cm entre cada uno de los estribos, exceptuando los que están ubicados en la zona de confinamiento.

La longitud de confinamiento será se  $2h$  según lo indicado por ACI318-11 en la sección 21.3.4.2, la cual indica que debe disponerse de estribos cerrado de confinamiento en la longitud igual a dos veces la altura del elemento a flexión, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz en ambos extremos, además indica que el primer estribo de confinamiento estará situado a no más de 5 cm de la cara del elementos de apoyo.

$$L_c = 2h$$

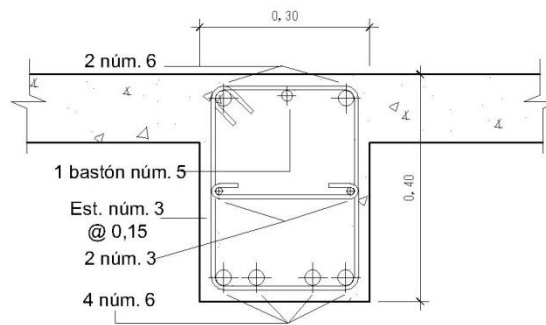
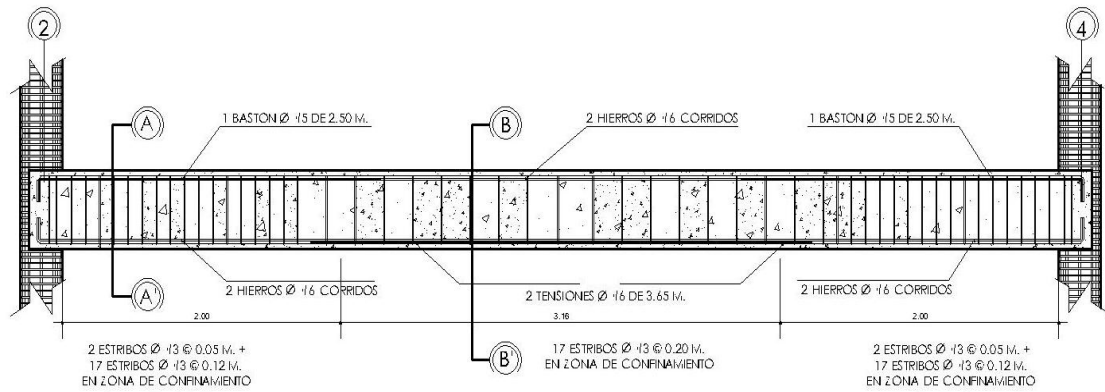
$$L_c = 2 \cdot 40 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

El capítulo anteriormente mencionado también indica los siguientes aspectos a tomar en cuenta en el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento, el cual no deberá de exceder el menor de las siguientes expresiones.

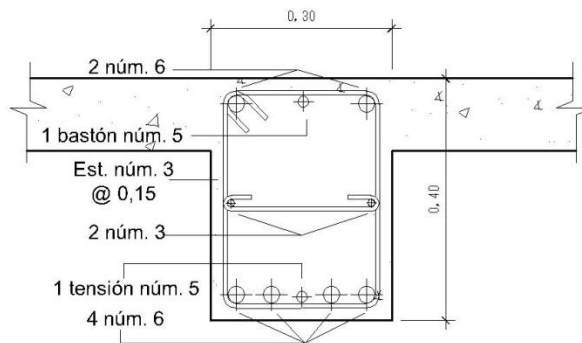
- $d/4 = (36 \text{ cm})/4 = 9 \text{ cm}$
- ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña.  
 $8(\varnothing \text{ núm. 6}) = 8 \cdot 1,905 \text{ cm} = 15,24 \text{ cm}$
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento:  
 $24(\varnothing \text{ núm. 3}) = 24 \cdot 0,95 \text{ cm} = 22,8 \text{ cm}$
- 300 mm

Por lo tanto el primer estribo se colocará a una distancia de 5 cm de la cara del elemento de apoyo, en el resto de la zona de confinamiento se colocaran estribos núm. 3 a una distancia de 9 cm.

Figura 25. Detalles de armado de viga para aulas



Sección A-A'



Sección B-B'

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Diseño de viga para pasillo

La longitud de la viga para los pasillos 3,16 será de metros.

$$h = \frac{L}{18,50}$$

$$h = \frac{3,16}{18,50} = 0,17$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

Por criterios de diseño se utilizará una viga con una altura de 0,25 metros, para la base de la viga, según la sección 21.3.1.3 del código ACI318-11 determina que el valor de la base no debe ser menor que  $0,30h$ .

$$b = 0,3h = 0,30 * 0,25 \text{ m} = 0,075$$

El resultado indica que la base de la viga no debe ser menor que 0,075 metros, se determinó una base de 0,15 metros por cuestiones de criterio y diseño.

Los datos para el diseño de la viga se detallan a continuación

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$b = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de la viga} = 3,16 \text{ m}$$

Recubrimiento = 4 cm

Área tributaria = 5,60 m<sup>2</sup>

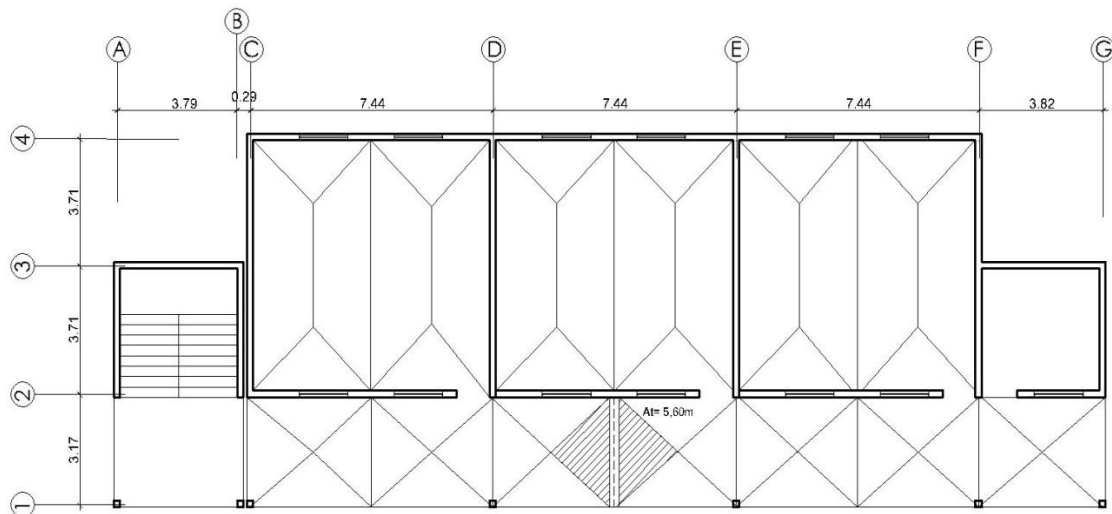
Carga viva = 500 kg/m<sup>2</sup> \* 1,7 = 850 kg/m<sup>2</sup>

Carga muerta = 398 kg/m<sup>2</sup> \* 1,4 = 557,20 kg/m<sup>2</sup>

Carga ultima = 1 407,20 kg/m<sup>2</sup>

Peso propio de la viga = 90 kg/m

Figura 26. Área tributaria de viga en pasillo



Fuente: elaboración propia, empelando AutoCAD 2016.

- Cálculo de momentos

$$W = \frac{C_u \cdot A}{L} + P.P \text{ viga}$$

$$W = \frac{1\,407,20 \text{ kg/m}^2 \cdot 5,60 \text{ m}^2}{3,16 \text{ m}} + 90 \text{ kg/m}$$

$$W = 2\,583,77 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{W \cdot L^2}{24}$$



$$M_- = \frac{2\,583,77 \text{ kg/m}^2 * (3,16 \text{ m})^2}{24}$$

$$M_- = 1\,075,02 \text{ kg-m}$$

$$M_+ = \frac{W * L^2}{14}$$

$$M_+ = \frac{1\,407,20 \text{ kg/m}^2 * (3,16 \text{ m})^2}{14}$$

$$M_+ = 1\,842,89 \text{ kg-m}$$

- Acero mínimo

Según la sección 10.5.1 de ACI 318-11 establece que en toda sección sometida a flexión el refuerzo mínimo no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes expresiones.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{2\,810 \text{ kg/cm}^2} * 21 * 15$$

$$A_{s_{\min}} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 * 21 * 15}{2810}$$

$$A_{s_{\min}} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso  
1,58 cm<sup>2</sup>

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

Según el código ACI318-11 en el apéndice B 8.4.2 indica que la cuantía de acero balanceada para el cálculo de acero máximo, se determina de la siguiente forma:

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'_c * 6120}{f_y (6120 + f_y)}$$

si  $0 \text{ kg/cm}^2 < f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280 * 6120}{2810 (6120 + 2810)}$$

$$\rho_b = 0,0493$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * 0,0493 * 15 * 21$$

$$A_{s_{\max}} = 7,76 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido

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

$$A_{s_{\text{req}M-}} = \left[ 15 * 25 - \sqrt{(15 * 25)^2 - \frac{1075,02 * 100}{0,003825 * 280}} \right] * 0,85 * \left( \frac{280}{2810} \right)$$

$$A_{s_{\text{req}M-}} = 2,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}M+} = \left[ 15 \cdot 25 - \sqrt{(15 \cdot 25)^2 - \frac{1\,842,89 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right] \cdot 0,85 \cdot \left( \frac{280}{2\,810} \right)$$

$$A_{s_{req}M+} = 3,73 \text{ cm}^2$$

Para ambos momentos se utilizará el área de acero requerida, ya que es mayor que el área de acero mínima calculada. Las vigas para los pasillos quedarán armadas con el área de acero calculada para cada uno de los momentos.

- Refuerzo a corte

Se debe diseñar un refuerzo capaz de resistir la fuerza cortante que afecta a las vigas. El diseño de estribos estará basado en el código ACI318-11, el cual indica que si el cortante último ocasionado por las fuerzas externas en la viga ( $V_u$ ), es mayor al corte que resiste el concreto ( $V_c$ ), se debe calcular el espaciamiento entre los estribos.

$$V_u = \frac{W \cdot L}{2}$$

$$V_u = \frac{2\,583,77 \text{ kg/m}^2 \cdot 3,16 \text{ m}}{2}$$

$$V_u = 4\,082,32 \text{ kg}$$

$$V_c = \phi \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d ; \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{280} \cdot 15 \cdot 21$$

$$V_c = 2\,374,57 \text{ kg}$$

$V_u > V_c$  por lo tanto se diseña el espaciamiento entre estribos

$$V_s = V_u - V_c$$

$$V_s = 4\,082,32 \text{ kg} - 2\,374,57 \text{ kg} = 1\,707,79 \text{ kg}$$

$$S = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Se colocarán estribos núm. 2 ( $A_s = 0,32 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{0,32 \cdot 2\,810 \cdot 21}{1\,707,79}$$

$$S = 10,94 \text{ cm}$$

Según ACI318-11 capítulo 21 sección 21.1.3.5.1 indica que la separación máxima de estribos no debe exceder a  $d/2$  en toda la longitud del elemento.

$$S_{\max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\max} = \frac{21}{2} = 11 \text{ cm}$$

La separación será de 10 cm entre cada uno de los estribos, exceptuando los que están ubicados en la zona de confinamiento.

La longitud de confinamiento será  $2h$  según lo indicado por ACI318-11 en la sección 21.3.4.2, la cual indica que debe disponerse de estribos cerrado de confinamiento en la longitud igual a dos veces la altura del elemento a flexión, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz en ambos extremos, además indica que el primer estribo de confinamiento estará situado a no más de 5 cm de la cara del elementos de apoyo.

$$L_c = 2h$$

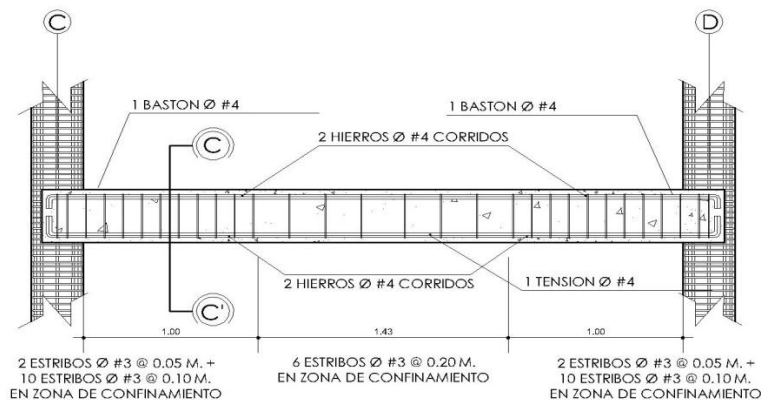
$$L_c = 2 * 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

El capítulo anteriormente mencionado también indica los siguientes aspectos a tomar en cuenta en el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento, el cual no deberá de exceder el menor de las siguientes expresiones.

- $d/4 = (21 \text{ cm})/4 = 5,25 \text{ cm}$
- ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada mas pequeña.  $8(\varnothing \text{ núm.4}) = 8 * 1,27 \text{ cm} = 10,16 \text{ cm}$
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento:  $24(\varnothing \text{ núm. 2}) = 24 * 0,63 \text{ cm} = 15,75 \text{ cm}$
- 300 mm

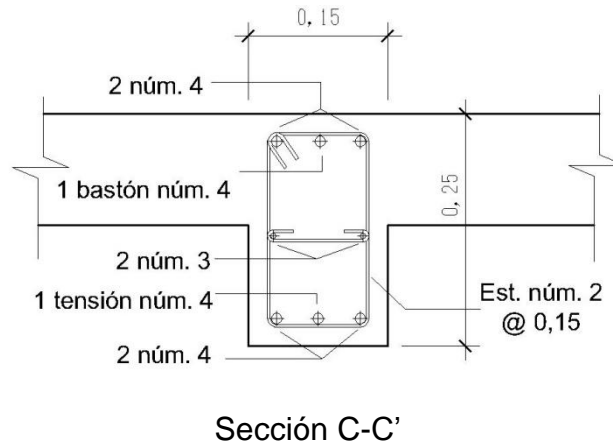
Por lo tanto el primer estribo se colocará a una distancia de 5 cm de la cara del elemento de apoyo, de igual forma el resto a la misma distancia en toda la zona de confinamiento.

Figura 27. Detalles armado de viga para pasillos



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Continuación de la figura 27.



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

## 2.16. Diseño de cimentación

El cimiento corrido será el encargado de soportar las cargas provenientes de la edificación escolar causadas por los muros de mampostería. El diseño se basará de acuerdo a la carga admisible del suelo.

- Valor soporte

A través de una muestra de suelo inalterada se determinó el valor soporte del suelo, con el cual se diseñó la cimentación. El valor soporte del suelo es el siguiente:

$$q_{adm} = 55,13 \text{ ton/m}^2$$

Para el valor soporte de diseño se utilizó un factor de seguridad de 3, por lo tanto el valor soporte con el cual se diseñará la cimentación será de:

$$q_{adm} = \frac{55,13}{3} = 18,38 \text{ ton/m}^2$$

- Diseño de cimiento corrido

El cimiento será el encargado de recibir todas las cargas provenientes de la estructura, para posteriormente transmitir las al suelo. El cimiento corrido tendrá las siguientes características.

Datos:

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

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

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

$$\gamma_{suelo} = 1,61 \text{ ton/m}^3$$

$$q_{adm} = 18,38 \text{ ton/m}^2$$

Se debe determinar la carga que soportará el cimiento corrido por unidad lineal, para ello se utiliza la siguiente expresión.

$$W_u = \frac{W_{edificio}}{L_{total}}$$

$$W_u = \frac{386,02 \text{ ton}}{62,99 \text{ m}}$$

$$W_u = 6,13 \text{ ton/m}$$

- Carga de trabajo (WT)

También conocida como carga de servicio está determinada por la siguiente expresión:

$$W_t = \frac{W_u}{F_{cu}}$$

$$W_t = \frac{6,13 \text{ ton/m}}{1,50}$$

$$W_t = 4,09 \text{ ton/m}$$

- Presión actuante

Es la presión ocasionada por todos los componentes verticales de la estructura, entre ellos; el peso del cimiento, de la estructura, del suelo y sobrecarga. Estas cargas actuarán en la base de la cimentación y se define como el cociente entre la carga total y el área de la cimentación.

$$P_{total} = W_t + W_{suelo} + W_{cimiento}$$

$$P_{total} = (W_u / F_{cu}) + (\gamma_{suelo \text{ humedo}} * b * h * l) + (\gamma_c * b * t * l)$$

$$P_{total} = (6,13 / 1,50) + (1,69 * 0,50 * 0,80 * 1) + (2,4 * 0,50 * 0,20 * 1)$$

$$P_{total} = 4,09 + 0,676 + 0,24$$

$$P_{total} = 5,00 \text{ ton}$$

- Carga actuante

$$Q_{act} = \frac{P_{total}}{\text{área}}$$

$$Q_{act} = \frac{5,00}{0,5 * 1,00}$$



$$Q_{act}=10,00 \text{ ton/m}^2$$

Con el resultado obtenido se puede establecer que la capacidad de carga del suelo resiste la carga que actuara sobre él, por lo tanto es factible la construcción del edificio escolar con el cimiento calculado.

$$Q_{act} < Q_{adm}$$
$$10,00 \text{ ton/m}^2 < 18,38 \text{ ton/m}^2$$

- Espesor de cimiento

Para el cálculo del espesor de cimiento corrido, es necesario determinar previamente la presión de diseño última.

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

$$Q_{dis.U} = Q_{act} * F_{cu}$$
$$Q_{dis.U} = 10 * 1,5$$
$$Q_{dis.U} = 15,00 \text{ ton/m}^2$$

- Peralte de cimiento

$$d = t - rec - \frac{\emptyset \text{No. 3}}{2}$$
$$d = 20 - 7,5 - \frac{0,9525}{2}$$
$$d = 12 \text{ cm}$$

- Chequeo a corte

$$X = \frac{0,50 - 0,20}{2} - 0,12$$

$$X = \frac{0,30}{2} - 0,12$$

$$X = 0,15 - 0,12$$

$$X = 0,03 \text{ m}$$

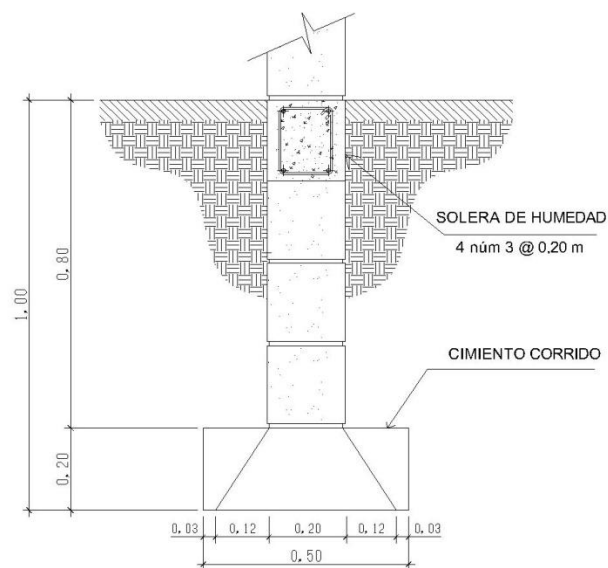
- Cortante actuante

$$V_{act} = Q_{dis.U} * X$$

$$V_{act} = 15,00 * 0,03$$

$$V_{act} = 0,45 \text{ ton}$$

Figura 28. Longitud de punzonamiento de cimiento corrido



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Cortante resistente

$$V_c = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d; \quad \phi = 0,85$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 12$$

$$V_c = 9\ 045,97 \text{ kg}$$

$$V_c > V_{act}$$

Como el cortante que resiste es mayor que el cortante que actúa en el cimiento, el espesor calculado es adecuado para soportar las cargas que afectan la cimentación.

- Diseño a flexión

$$L = \frac{b-t}{2}$$

$$L = \frac{0,50 - 0,20}{2}$$

$$L = 0,15 \text{ m}$$

$$M = \frac{W * L^2}{2}$$

$$M = \frac{15 * 0,15^2}{2}$$

$$M = 0,1688 \text{ ton-m}$$

$$M = 168,80 \text{ kg-m}$$

- Acero mínimo

Según la sección 10.5.1 de ACI 318-11 establece que en toda sección sometida a flexión el refuerzo mínimo no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes expresiones.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{2810 \text{ kg/cm}^2} \cdot 100 \cdot 12$$

$$A_{s_{\min}} = 5,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot 21 \cdot 15}{2810}$$

$$A_{s_{\min}} = 6,02 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso 6,02 cm<sup>2</sup>

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Según el código ACI318-11 en el apéndice B 8.4.2 indica que la cuantía de acero balanceada para el cálculo de acero máximo se determina de la siguiente forma:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'c \cdot 6\,120}{f_y (6\,120 + f_y)}$$

si  $0 \text{ kg/cm}^2 < f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 280 \cdot 6\,120}{2\,810 (6\,120 + 2\,810)}$$

$$\rho_b = 0,0493$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot 0,0493 \cdot 100 \cdot 15$$

$$A_{s_{\max}} = 36,98 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido

Con el momento máximo obtenido en la ecuación anterior, a través del diseño por flexión se procede determinar el acero requerido por el cimiento corrido.

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

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[ 100 \cdot 12 - \sqrt{(100 \cdot 12)^2 - \frac{168,80 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right] \cdot 0,85 \cdot \left( \frac{280}{2\,810} \right)$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0,55 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s_{\min}} > A_{s_{\text{req}}}$  se utilizara el  $A_{s_{\min}} = 6,02 \text{ cm}^2$  para el armado del cimiento corrido.

- Espaciamiento entre estribos

$$S = \frac{A_{s_{\text{varilla}}} \cdot b}{A_{s_{\text{min}}}}$$

$$S = \frac{0,71 \cdot 100}{6,02}$$

$$S = 11,79$$

Los eslabones estarán separados a una distancia de 10 cm.

- Acero por temperatura

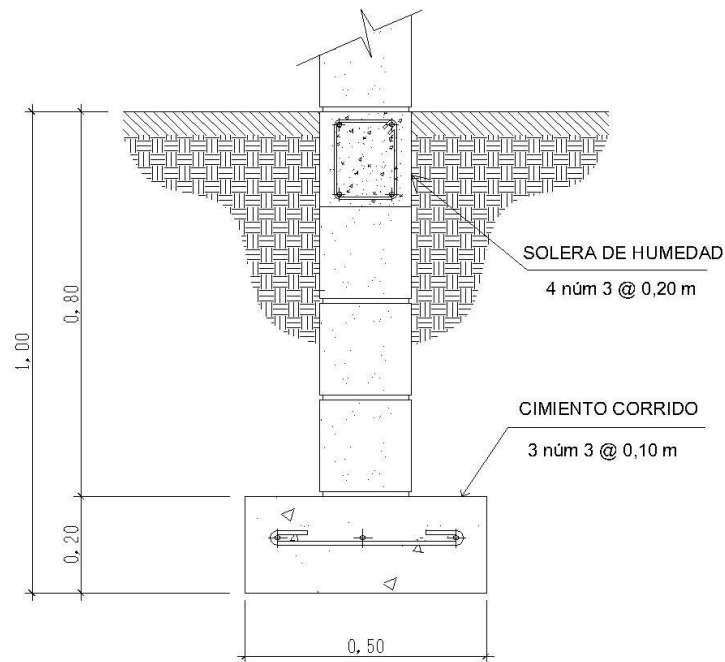
$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0,002 \cdot b \cdot t$$

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0,002 \cdot 50 \cdot 20$$

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 2,00 \text{ cm}^2$$

El área de acero por temperatura es cubierta con 3 varillas núm. 3 corridas ( $3 \cdot 0,71 = 2,13 \text{ cm}^2$ ).

Figura 29. **Detalle de cimiento corrido**



Fuente: elaboración propia, empelando AutoCAD 2016.

## 2.17. **Diseño de escaleras**

Las escaleras o gradas se utilizan para unir a través de escalones sucesivos los diversos niveles de una construcción, en este caso el edificio escolar que comprende dos niveles. Es importante tomar en cuenta la forma y la ubicación que tendrán las escaleras, debido a la importancia que tienen en una construcción.

Un buen diseño de escaleras debe de tener una buena ubicación, así como un dimensionamiento adecuado para el tipo de edificio que se diseña, además debe de contar con una buena iluminación y ventilación.

El diseño de las escaleras se basa en el dimensionamiento de huellas y contrahuellas, a través de esto se debe garantizar la comodidad de la escaleras para las cuales existen los siguientes límites.

$$\text{Contrahuella (C)} \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{Huella (H)} > C$$

$$2C \leq 65 \text{ cm}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$C \cdot H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

- Relación de comodidad

datos:

$$\text{carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{carga de acabados} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ancho} = 1,50 \text{ m}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Y_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$C = 16 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm} > C = 16 \text{ cm}$$

$$2C + H \leq 64 \text{ cm}$$

$$2 * 16 \text{ cm} + 30 \text{ cm} = 62 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$16 + 30 = 46 \text{ cm}$$



$$C \cdot H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

$$16 \cdot 30 = 480 \text{ cm}^2$$

- Número de contrahuellas

$$\text{altura de piso a cielo} = 3,00 \text{ m}$$

$$\text{espesor de losa} = 0,12 \text{ m}$$

$$\text{piso más mezclón} = \underline{0,08 \text{ m}}$$

$$\text{total} = 3,20 \text{ m}$$

$$\text{Núm. contrahuellas} = \frac{\text{altura total}}{\text{altura de contrahuella}}$$

$$\text{Núm. contrahuellas} = \frac{3,20 \text{ m}}{0,16 \text{ m}}$$

$$\text{Núm. contrahuellas} = 20$$

- Número de huellas

$$\text{Número de contrahuellas} - 1$$

$$20 - 1 = 19 \text{ huellas}$$

La escalera del edificio escolar estará conformada por 20 contrahuellas y 19 huellas.

- Espesor de losa

$$t = \frac{P}{180}$$

$$t = \frac{(2 \cdot 3,79) + (2 \cdot 3,71)}{180}$$

$$t = \frac{15}{180} = 0,083 \text{ m}$$

Se utilizará un peralte de  $t = 12 \text{ cm}$

- Integración de cargas

- Carga muerta

$$\text{P.P. escalera} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot (t + c/2)$$

$$\text{P.P. escalera} = 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot (0,12 \text{ m} + 0,16/2)$$

$$\text{P.P. escalera} = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{C.M.} = \text{P.P. escalera} + \text{acabados}$$

$$\text{C.M.} = 480 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{C.M.} = 530 \text{ kg/m}^2$$

- Carga viva

$$\text{Escaleras públicas} = 500 \text{ kg/m}^2$$

- Carga última

$$\text{C.U.} = 1,4 \text{ C.M.} + 1,7 \text{ C.V.}$$

$$C.U. = (1,4 * 530 \text{ kg/m}^2) + (1,7 * 500 \text{ kg/m}^2)$$

$$C.U. = 1\,592 \text{ kg/m}^2$$

La carga distribuida para un metro será de 1 592 kg/m

- Cálculo de momentos

$$M_+ = \frac{C.U. * L^2}{9}$$

$$M_+ = \frac{1\,592 \text{ kg/m}^2 * 3,79^2}{9}$$

$$M_+ = 2\,550,42$$

$$M_- = \frac{C.U. * L^2}{14}$$

$$M_- = \frac{1\,592 \text{ kg/m}^2 * 3,72^2}{14}$$

$$M_- = 1\,573,62$$

- Acero mínimo

Según la sección 10.5.1 de ACI 318-11 establece que en toda sección sometida a flexión el refuerzo mínimo no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes expresiones.

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

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{2810 \text{ kg/cm}^2} \cdot 100 \cdot 9,5$$

$$A_{s_{\min}} = 4,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot 100 \cdot 9,5}{2810}$$

$$A_{s_{\min}} = 4,77 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso 4,77 cm<sup>2</sup>.

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Según el código ACI318-11 en el apéndice B 8.4.2 indica que la cuantía de acero balanceada para el cálculo de acero máximo se determina de la siguiente forma.

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'c \cdot 6120}{f_y (6120 + f_y)}$$

si  $0 \text{ kg/cm}^2 < f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 280 \cdot 6120}{2810 (6120 + 2810)}$$

$$\rho_b = 0,0493$$

$$As_{max}=0,5* 0,0493*100*9,5$$

$$As_{max}= 23,42 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido

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

$$As_{req} M_+ = \left[ 100*9,5 - \sqrt{(100*9,5)^2 - \frac{2\ 550,42*100}{0,003825*280}} \right] * 0,85 * \left( \frac{280}{2\ 810} \right)$$

$$As_{req}=11,42 \text{ cm}^2$$

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

$$As_{req} M_- = \left[ 100*9,5 - \sqrt{(100*9,5)^2 - \frac{1\ 573,62*100}{0,003825*280}} \right] * 0,85 * \left( \frac{280}{2\ 810} \right)$$

$$As_{req}=6,84 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido para ambos momentos es mayor que el acero mínimo  $As_{req} > As_{min}$ . Por lo tanto se utilizará el momento positivo de  $11,42 \text{ cm}^2$  y varillas No. 3 ( $As=0,71 \text{ cm}^2$ ).

- Espaciamiento entre estribos

$$S = \frac{As_{varilla} * b}{As_{req}}$$

$$S = \frac{0,71*100}{11,42}$$

$$S=6,21$$

Se utilizará tanto en la cama inferior como en la superior, varillas núm. 3 @ 0,05 m en forma de bastones.

- Acero por temperatura

Según el código ACI318-11, sección 7.12.2.1 el acero por temperatura está dado por la siguiente ecuación.

$$A_{s_{temp}} = 0,002 * b * t$$
$$A_{s_{temp}} = 0,002 * 100 * 15 = 3,00 \text{ cm}^2$$

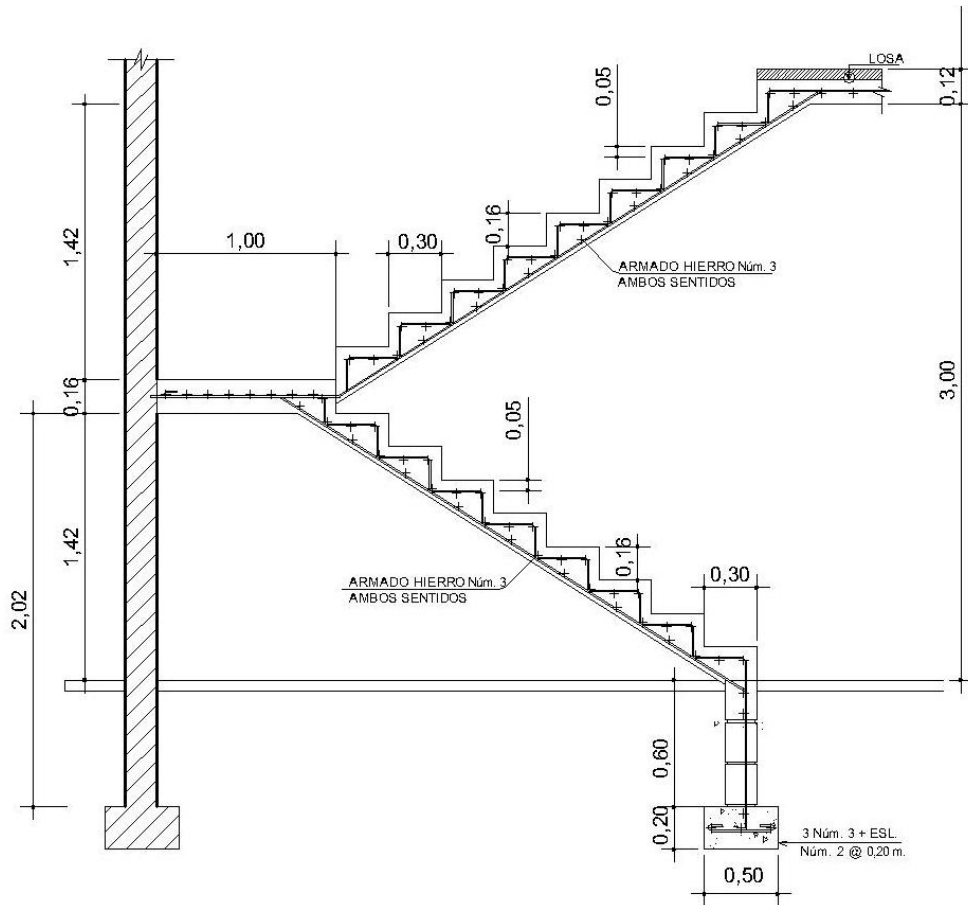
Según esta sección del código ACI el acero por temperatura no debe colocarse con una separación mayor de 5 veces el espesor del elemento, tampoco puede exceder a 45 cm.

Se determina el espaciamiento necesario (S) para varillas núm. 3 ( $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$ ).

$$S = \frac{A_{s_{varilla}} * b}{A_{s_{req}}}$$
$$S = \frac{0,71 * 100}{3,0}$$
$$S = 23,75$$

Se utilizará varillas núm. 3 @ 20 cm en el sentido transversal a la escalera.

Figura 30. Detalle de gradas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

## 2.18. Presupuesto

Basado en las cotizaciones de precios de materiales y mano de obra proporcionados por la municipalidad, se realizó el presupuesto del edificio escolar desglosando cada uno de los precios unitarios agregando un 30 % en lo referente a los costos indirectos.

Tabla XXXIX. Presupuesto edificio escolar

Proyecto: escuela primaria caserío Sacchim, San Sebastián Huehuetenango, Huehuetenango				
Ubicación: caserío Sacchim, San Sebastián Huehuetenango, Huehuetenango				
RESUMEN DE COSTOS POR RENGLÓN				
Renglón	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo total
<b>1. MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				
LIMPIEZA, TOPOGRAFÍA, TRAZO Y NIVELACION	327,89	m2	Q45,41	Q14 888,23
<b>2. CIMENTACIÓN</b>				
ZAPATAS TIPO 1 (1x1x0.20)	8,00	unidad	Q1 776,88	Q14 215,08
CIMIENTO CORRIDO	157,83	ml	Q1 295,50	Q20 4468,08
LEVANTADO DE BLOCK EN CIMENTO CORRIDO	94,70	m2	Q188,85	Q17 883,90
<b>3. COLUMNAS</b>				
COLUMNAS TIPO C-A	193,44	ml	Q425,60	Q82 328,83
COLUMNAS TIPO C-B	171,12	ml	Q313,85	Q53 705,44
COLUMNAS TIPO C-C	171,12	ml	Q232,19	Q39 732,18
COLUMNAS TIPO C-D	104,16	ml	Q454,85	Q47 377,02
<b>4. VIGAS</b>				
VIGA TIPO V-1	46,02	ml	Q762,89	Q35 108,13
VIGA TIPO V-2	141,74	ml	Q436,02	Q61 801,79
<b>5. SOLERAS</b>				
SOLERA HIDROFUGA	157,83	ml	Q232,81	Q36 743,71
SOLERA INTERMEDIA	319,84	ml	Q239,69	Q76 663,20
SOLERA CORONA	202,56	ml	Q290,70	Q58 883,74
DINTEL	47,00	ml	Q223,11	Q10 486,10
<b>6. LEVANTADO DE PAREDES</b>				
LEVANTADO DE BLOCK EN PAREDES	607,68	m2	Q163,97	Q99 642,23
<b>7. TECHO</b>				
TECHO DE LOSA	598,66	m2	Q882,20	Q528 137,94
<b>8. ACABADOS</b>				
TORTA DE CEMENTO ALISADO + BANQUETA	299,33	m2	Q335,36	Q100 384,36
REPELLO + CERNIDO EN PAREDES	1 257,12	m2	Q146,04	Q183 587,09
FACHALETA DE LADRILLO	125,00	m2	Q439,58	Q54 947,43
ALISADO DE COLUMNAS Y VIGAS	187,76	ml	Q70,39	Q13 216,70
<b>9. GRADAS</b>				
GRADAS	13,35	m2	Q585,60	Q7 817,73
<b>10. PUERTAS Y VENTANAS</b>				
PUERTAS Y VENTANAS	34,00	unidad	Q397,26	Q13 506,89
<b>11. INSTALACION ELÉCTRICA</b>				
INSTALACIÓN DE ILUMINACIÓN Y FUERZA	1,00	unidad	Q36 806,71	Q36 806,71
<b>12. MOBILIARIO</b>				
MOBILIARIO PARA AULAS	230,00	unidad	Q292,17	Q67 200
<b>TOTAL DE COSTOS DIRECTOS + INDIRECTOS</b>				<b>Q1 859 532,53</b>
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO =</b>				<b>Q1 859 532,53</b>

Fuente: elaboración propia.



## 2.19. Evaluación ambiental

La evaluación ambiental se realizó a través de una boleta de identificación y evaluación de riesgo, obtenida a través del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), obteniendo los siguientes resultados.

Tabla XL. **Boleta de identificación y evaluación de impacto ambiental**

<b>REPORTE DEL ANÁLISIS DE GESTIÓN DE RIESGO EN LA INVERSIÓN PÚBLICA</b>		
Sistema Nacional de Inversión Pública, SNIP		
Dirección de Gestión de Riesgo		
Boleta de Identificación y Evaluación de Riesgo en Proyectos de Inversión Pública		
Departamento	<i>Huehuetenango</i>	Coordenadas
Municipio:	<i>San Sebastián</i>	<i>15°25'08"N</i>
Nombre del Proyecto	<i>Edificio escolar</i>	<i>91°35'35"O</i>
Nombre de la institución responsable del	<i>Municipalidad de San Sebastián Huehuetenango</i>	

Amenazas		NIVEL DE AMENAZA EN MEDIANA	NIVEL DE VULNERABILIDAD EN MEDIANA	AMENAZA * VULNERABILIDAD
Naturales	Terremotos (sismos)	8	4	24
	Tsunamis (maremotos)	0	2	0
	Erupciones Volcánicas (ceniza, piroclásticos, lahares, lava, gases, ente otros.)	0	2	0
	Deslizamientos	4	2	8
	Derrumbes	4	2	8
	Hundimientos	4	2	8
	Inundaciones	4	2	8
	Huracanes y/o depresiones tropicales	4	2	8
	Olas ciclónicas (mareas altas)	0	2	0
	Sequías	4	2	8
	Desertificación	0	2	0
	Heladas (congelación)	0	2	0
	Onda de frío (masas de aire frío)	4	4	16
	Ola de calor (Temperaturas altas fuera del promedio normal)	0	2	0
	Radiación solar intensa	0	2	0
	Vientos Fuertes	4	4	16
	Sedimentación	0	2	0
ESCRIBA EN ESTE ESPACIO OTRA AMENAZA IDENTIFICADA	0	0	0	

Continuación de la tabla XL.

<b>Socio-Naturales</b>	Incendios forestales	0	2	0
	Erosión (hídrica o eólica)	0	2	0
	Deforestación	4	2	8
	Agotamiento acuíferos	0	2	0
	Desecamientos de ríos	0	2	0
	ESCRIBA EN ESTE ESPACIO OTRA AMENAZA IDENTIFICADA	0	0	0
<b>Antrópicas</b>	Incendios estructurales	8	2	16
	Derrames hidrocarburos	0	2	0
	Contaminación por uso de agroquímicos	4	2	8
	Contaminación del aire	4	2	8
	Contaminación por ruido	4	2	8
	Contaminación eléctrica ( alta tensión) y electromagnética ( antenas telefónicas)	4	2	8
	Contaminación por desechos sólidos	4	2	8
	Contaminación por desechos líquidos	0	2	0
	Epidemias	4	2	8
	Plagas que afectan a humanos y/o procesos productivos	4	2	8
	Aglomeraciones	4	2	8
	Explosiones	4	2	8
	Hundimientos por colapso de drenajes y/o acción del hombre.	0	2	0
	Manifestaciones Violentas	4	2	8
	Grupos delincuenciales	4	2	8
	Linchamientos	0	2	0
	Conflictos sociales	4	2	8
	Accidentes (terrestres, aéreos, marítimos)	0	2	0
	ESCRIBA EN ESTE ESPACIO OTRA AMENAZA IDENTIFICADA	0	0	0
<b>TOTAL</b>	<b>224</b>			

Fuente: Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN).

Se obtuvo un resultado de 224, siendo menor a 400 lo cual indica que el proyecto cumple con los requerimientos ambientales de gestión de riesgo.



### **3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA PUEBLO VIEJO, SAN SEBASTIÁN HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**

#### **3.1. Consideraciones generales**

El diseño de un puente varía dependiendo de su función y de la naturaleza del terreno sobre el cual se construye.

##### **3.1.1. Definición**

Los puentes son obras de infraestructura que permite la continuidad de una vía. Por lo general sustentan un camino, una carretera o una línea férrea, también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Los puentes constan de dos partes fundamentales:

- La superestructura: es la parte superior del puente que está conformada por la losa, diafragmas, drenajes, barandas y las vigas, que transmiten cargas de la superestructura a los apoyos.
- La subestructura: es la parte inferior del puente, se conforma de las vigas, las cortinas, los apoyos, los estribos, las pilas centrales y las cimentaciones.

##### **3.1.2. Tipos de vehículos**

La carga viva vehicular en puentes se muestra en términos de carriles de diseño y de carga.

En el caso de carriles de carga AASHTO especifica las sobrecargas como camiones normalizados o sobrecargas equivalentes; estos se presentan por un camión estándar como remolque.

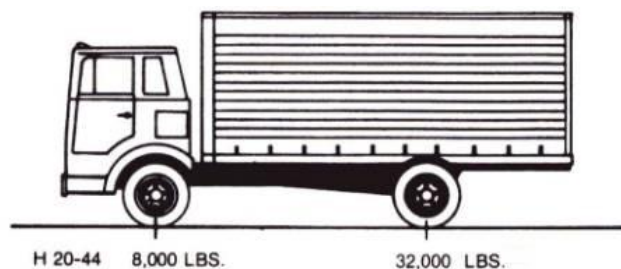
La clasificación de las cargas de camión estándar está compuesta por cargas tipo H que corresponden a camiones de dos ejes y las HS que indican dos ejes tractores con semiremolque de un solo eje.

Camión estándar de dos ejes

- H20-44: peso total = 40 000 lbs
- H15-44: peso total = 30 000 lbs

Para este caso se utilizará la carga de camión H20-44

Figura 31. **Carga viva**



Fuente: AASHTO-LRFD 2010.

### 3.1.3. Tipos de puentes

Los diferentes tipos de puentes distribuyen las cargas de distintas formas y se adaptan a diferentes tipos de ambientes, por ellos existen diversos tipos de puentes.

Los puentes de concreto armado son los más utilizados y se dividen en diferentes formas de construcción entre los cuales están.

- Puentes losa

Los puentes de concreto armado tipo losa de un tramo resultan económicos en tramos cortos, cuando las luces no exceden los 12 m o cuando son continuos con tramos externos de hasta 10,5 m.

- Puentes de vigas T

Se usan en luces de hasta 24 m. los puentes de vigas continuas son mejor proporcionados cuando los tramos interiores presentan una longitud 1,3 a 1,4 veces la longitud de los tramos externos en puentes viga, con tramos exteriores de 10,5 m a mas, la relación sugerida es de 1,37 a 1,40.

- Puente de vigas continuas

En los puentes de vigas continuas el peralte de las secciones sigue de cerca las necesidades de momento, variando desde un mínimo en el centro hasta un máximo en los apoyos, en tales casos, el efecto de la carga muerta en el diseño se reduce favorablemente.

- Puente de vigas cajón

Son especialmente recomendados en alineamientos curvos dada su alta resistencia torsional y la posibilidad de mantener la sección transversal constante.

El tipo de puente utilizado para ese caso ha sido el de vigas continuas, debido a la luz a cubrir y por solicitud municipal, el cual estará compuesto por tres tramos de diez metros cada uno, para un total de treinta metros.

#### **3.1.4. Especificaciones de diseño**

El diseño debe de estar realizado conforme a las normas establecidas en cada país o región, para que la obra cumpla con las condiciones óptimas de diseño al momento de cualquier evento natural.

Para este caso se utilizarán las siguientes especificaciones

- Resistencia del concreto de 4 000 PSI = 280 kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia del acero 60 000 PSI= 4 200 kg/cm<sup>2</sup>
- Carga viva camión H20-44 AASHTO = 40 000 lbs
- Recubrimientos según AASHTO LRFD 5.12.3
  - Vigas, diafragmas, vigas de apoyo y cortinas: 5 cm
  - Losas cama superior: 5cm y cama inferior: 2,5 cm
  - Cimientos y muros: 8 cm
- Ganchos según AASHTO LRFD 5.10.2

### **3.1.5. Descripción del proyecto**

Este proyecto está ubicado en la aldea Pueblo Viejo de San Sebastián Huehuetenango, Huehuetenango y consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto armado de un solo carril, con una luz total de 30 metros, que se dividirá en 3 tramos de 10 metros cada uno consta de barandales, losa, vigas, diafragmas, vigas de apoyo, cortinas, neoprenos, estribos y pilas. Diseñado para una carga viva de un camión H20-44.

## **3.2. Estudios preliminares**

Estos estudios son aquellos que permiten obtener los datos necesarios para la elaboración del diseño de un puente, los estudios pueden variar dependiendo de la magnitud del proyecto, para este caso se realizaron los siguientes:

### **3.2.1. Estudio topográfico**

Como en cualquier obra de infraestructura el levantamiento topográfico es primordial debido que a través de este estudio se puede representar gráficamente los puntos donde se llevara a cabo la obra, en este caso un puente vehicular.

Para el levantamiento topográfico se utilizó el siguiente equipo

- Estación total marca trimble M3
- Cinta métrica de 100 m
- Prismas



- Trompos
- Estacas
- Brújula
- Plomada

El levantamiento topográfico fue por medio del método taquimétrico de primer orden a través de una poligonal.

#### **3.2.1.1. Altimetría**

Para este estudio se trazaron ejes centrales a lo largo de la carretera esto es necesario para obtener el perfil y a lo largo del río para determinar las secciones transversales a cada 10 metros.

#### **3.2.1.2. Planimetría**

Se ubicaron una sola estación a lo largo de un eje imaginario sobre la carretera, 100 metros carretera arriba y 100 metros carretera abajo, y dentro del río se ubicaron cuatro estaciones, 150 metros río arriba y 150 metros río abajo, visualizando puntos y aspectos importantes del terreno.

#### **3.2.2. Estudio hidrológico**

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas, extraordinarias y los factores hidráulicas que conllevan a una apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puente deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por puente.
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.

### **3.2.2.1. Método sección pendiente**

El área de influencia y el perímetro mojado fueron calculados por medio del programa AutoCAD 2016. Mismo programa donde se elaboró el perfil de la sección del río, obtenido por medio del estudio topográfico.

Para obtener la velocidad del flujo se puede aplicar la fórmula de Manning, la cual se describe a continuación:

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

Donde:

V = velocidad

S = pendiente

R = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

$$A=13,37 \text{ m}^2$$

$$P.M.=10,35 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R= \frac{A}{P.M.}$$

Donde:

R = radio hidráulico

A = área m<sup>2</sup>

P.M. = perímetro mojado

$$R= \frac{13,37}{11,35}$$

$$R=1,18 \text{ m}$$

La velocidad se determina por medio de la fórmula de Manning:

$$V= \frac{1}{0,05} * 0,0225^{1/2} * 1,18^{2/3}$$

$$V=3,35 \text{ m/s}$$

La pendiente del río fue obtenida por medio de AutoCAD 2016, los datos fueron obtenidos en los estudios topográficos. Para determinar el coeficiente de rugosidad, se tomaron como base las características de la superficie del suelo del río y de sus alrededores.

El caudal del flujo se determina con la siguiente fórmula:

$$Q=V*A$$

Donde:

V = velocidad

A = área

Caudal de flujo

$$Q=3,35*13,37$$

$$Q=44,78 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Avenida máxima

También es conocido como tirante máximo y es la mayor altura que puede tomar el espejo de agua en la sección transversal. La creciente máxima se calcula a partir de la fórmula de Manning.

$$Q=V*A$$

$$Q=V*A$$

$$A=\frac{Q}{V}$$

$$Y_{\max} * B = \frac{Q}{V}$$

$$Y_{\max} = \frac{Q}{V*B}$$

Donde:

$Y_{\max}$  = crecida máxima

Q = caudal

V = velocidad (ecuación de Manning)

B = ancho promedio del río

$$Y_{\max} = \frac{Q}{\frac{1}{n} * S^{1/2} * R^{2/3} * B}$$
$$Y_{\max} = \frac{44,78 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{1}{0,05} * 0,0225^{1/2} * 1,18^{2/3} * 8,00\text{m}}$$
$$Y_{\max} = 1,67 \text{ m}$$

La altura desde la avenida máxima hasta las vigas del puente como mínimo debe de ser de 3,00 metros.

Con este valor se determina que la altura del puente será de 4,25 m sobre el lecho del río.

### 3.2.3. Estudio de suelos

Este estudio es de gran importancia para el diseño de un puente vehicular, ya que con base en él, se determinará a qué profundidad se debe ubicar la cimentación del puente.

Es necesario tener el conocimiento de las características del suelo en donde se ubicará la subestructura de un puente, ya que a partir de ello se

podrán deducir la geometría de la cimentación y así asegurar estabilidad y evitar asentamientos notables para la estructura.

Es importante realizar la búsqueda de un estrato firme para cimentar y determinar el valor soporte del suelo y así asegurar la estabilidad de la cimentación. Para llevar a cabo este estudio se tomó la decisión de realizar dos ensayos de compresión triaxial, uno para el cimiento de los estribos a diseñar y otro para las pilas centrales. Se realizaron dos pozos, uno para cada elemento.

El pozo del lado norte del río se realizó a una profundidad de 1,75 m, encontrando un estrato firme. A esta profundidad se extrajo una muestra del suelo con forma de cubo, teniendo un pie cúbico de volumen. Este fue parafinado de inmediato y así obtener una muestra inalterada. Para el pozo de las pilas centrales se realizó un pozo a una profundidad de 1,5 m sobre el río, a esta profundidad se encontró suelo firme, por lo que se procedió a extraer una muestra con las mismas medidas que la anterior y se procedió a parafinarla de inmediato.

Los resultados del ensayo de compresión triaxial revelaron que el suelo es: arena arcillosa cementada color café y gris, además con la interpretación de ambos resultados se determinó que el suelo tiene un valor soporte alto.

- Ensayo de compresión triaxial

Los resultados obtenidos a través del ensayo de compresión triaxial se presentan a continuación y pueden ser verificado en los anexos:

- Descripción del suelo: arena limosa
- Ángulo de fricción interna  $\Phi = 31,92^\circ$

- Cohesión (Cu) = 2,2 ton/m<sup>2</sup>
  - Desplante = 3m
  - Peso específico del suelo = 1,44 ton/m<sup>2</sup>
- Valor soporte del suelo

El valor soporte del suelo o capacidad de carga última admisible será calculada utilizando el método del Dr. Karl Terzaghi. El cálculo de la capacidad de carga última admisible de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, dicho factor de seguridad puede ser, por lo menos de 3 en todos los casos.

Existe otro tipo de factor de seguridad para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, el factor esta dado respecto a la falla de corte (FS corte) y su valor se encuentra entre 1,4 a 1,6.

Se calculara la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), aplicando el factor de seguridad de carga con respecto a la falla de corte:

Ángulo de fricción interna  $\phi = 31,92^\circ$

Cohesión C = 2,20 t/m<sup>2</sup>

FScorte = 1,40

$$C_d = \frac{C}{FScorte}$$

$$C_d = \frac{2,20 \text{ t/m}^2}{1,40}$$

$$C_d = 1,57 \text{ t/m}^2$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi}{FS_{\text{corte}}} \right)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan 31,92^\circ}{1,40} \right)$$

$$\phi_d = 23,98^\circ$$

Luego de estos resultados se procede a calcular los factores de capacidad de carga.

- Factor de flujo de carga (Nq)

$$\phi_d = 23,98^\circ = 0,42 \text{ rad}$$

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} \pi - \phi_d\right) \tan \phi_d}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi_d}{2}\right)}$$

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} \pi - 0,42\right) \tan 23,98^\circ}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{23,98}{2}\right)}$$

$$Nq = 11,38$$

- Factor de flujo de carga última (Nc)

$$Nc = \cot \phi_d (Nq - 1)$$

$$Nc = \cot(23,98) (11,38 - 1)$$

$$Nc = 23,33$$

- Factor de flujo del suelo (Ny)

$$Ny = (Nq - 1) \tan(1,4 \phi_d)$$



$$N\gamma=(11,38-1)*\tan(1,4*23,98)$$

$$N\gamma=6,98$$

- Capacidad de carga última bruta ( $q_u$ )

$$q_u=1,3C_dN_c+\gamma_sD(N_q-1)+0,4\gamma_sBN\gamma$$

$$q_u=1,3\left(1,57\frac{\text{ton}^2}{\text{m}}*23,33\right)+1,44\frac{\text{ton}^2}{\text{m}}*3\text{m}(11,38-1)+0,4*1,44\frac{\text{ton}^2}{\text{m}}*1\text{m}*6,98$$

$$q_u=115,58\text{ ton/m}^2$$

- Capacidad de carga última admisible ( $q_{adm}$ )

$$q_{adm}=\frac{q_u}{FS}=\frac{115,58\text{ ton/m}^2}{3}$$

$$q_{adm}=38,52\text{ ton/m}^2$$

### 3.2.4. Estudio de tráfico

Cuando la magnitud de la obra requiera efectuar los estudios de tránsito correspondientes a volumen y clasificación de tránsito, se realizarán en puntos establecidos, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

En caso de considerarse necesario el estudio del tránsito para la construcción de un puente, se debe fijar ciertas características del mismo. Estas características son: número de vías, ancho de las vías, velocidad de operación, tipo de vehículos que deben considerarse en el diseño, entre otros.

La metodología a seguir es la siguiente:

- **Conteo de tráfico:** se definirán estaciones de conteo ubicadas en el área de influencia.
- **Clasificación y tabulación de la información:** se deberán adjuntar cuadros indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.
- **Análisis y consistencia de la información:** se llevará a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.
- **Tráfico actual:** se deberá obtener el índice medio diario (IMD) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.

### **3.3. Dispositivos básicos de protección**

El propósito principal de los dispositivos de protección de contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura.

#### **3.3.1. Diseño de barandas**

A lo largo de los bordes de las estructuras se deberán disponer barandas para proteger al tráfico y a los peatones. Las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas. Las soluciones mixtas de barandas de metal más concreto satisfacen generalmente estos requisitos.

- Barandas para peatones:

Geometría: según AASHTO LRFD 13.8.1

La altura mínima de las barandas para peatones deberá ser de 1 060 mm, medidos a partir de la parte superior de la acera. Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y verticales. La abertura libre máxima entre los elementos horizontales deberá ser 150 mm.

Si se utilizan, tanto elementos horizontales como verticales, la abertura máxima libre de 150 mm deberá aplicarse a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación máxima en la parte superior deberá ser de 200 mm.

Sobrecargas de diseño: según AASHTO LRFD 13.8.2.

Se deberá tomar una carga distribuida  $W = 0,73 \text{ N/mm}$ , que es igual a 74,41 kg/m tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente justo al centro del elemento longitudinal superior. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes PLL, en N, se deberá tomar como:

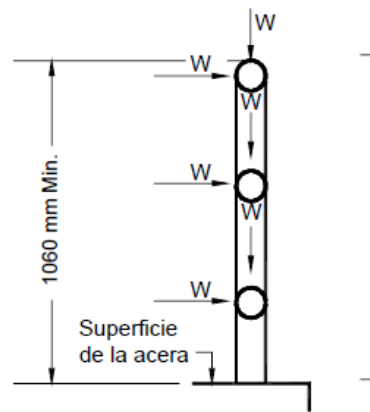
$$P_{LL} = 890 + 0,73 L$$

Donde:

$L$  = separación entre postes (mm)

Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la figura 32, en la cual las geometrías de los elementos de las barandas se indican a manera de ilustración. Pueden utilizarse cualquiera de los materiales o combinaciones de materiales.

Figura 32. **Cargas que actúan sobre las barandas**

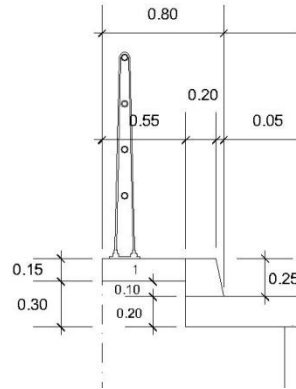


Fuente: AASHTO LRFD. *Cargas que actúan sobre las barandas para peatones. p. 13-12*

Los postes serán construidos de metal, tendrán una sección de 0,15 m\*0,18 m y estarán ubicados a cada 1,5 m obteniendo un total de 40 postes a lo largo de los 30 metros de longitud del puente.

Los rieles serán de tubo HG de 2" de diámetro. La geometría del barandal se presenta a continuación:

Figura 33. **Geometría de barandal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.3.2. **Diseño de riel**

La sobrecarga de diseño para el riel debe tomarse como  $W=0,73 \text{ N/mm}$ , distribuida a lo largo de toda la longitud, además deberá diseñarse para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con la carga previamente indicada en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal. La carga concentrada de 890N deberá distribuirse a lo largo del riel entre poste y poste.

$$W=0,73 \frac{\text{N}}{\text{mm}} + \frac{890 \text{ N}}{1500 \text{ mm}} = 1,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$
$$W=134,89 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Se utilizó un tubo estándar según AISC-89, de HG de 2 pulgadas de diámetro, con las siguientes características:

Separación de postes = 1,50 m

$$\phi_{\text{ext}}=2,38 \text{ pulgadas}$$

$$\phi_{\text{int}}=2,07 \text{ pulgadas}$$

### **3.3.3. Predimensionamiento de elementos estructurales**

El objetivo principal es encontrar magnitudes orientativas en cuanto a dimensiones o características del elemento que puedan servir para afinar un proceso de diseño, que posteriormente deberá ser confirmado.

#### **3.3.3.1. Predimensionamiento de losa**

Según la AASHTO el espesor mínimo para losas de un puente es de 6" (0,15m). Por el desgaste y poco mantenimiento se diseñará con un espesor de 0,20

#### **3.3.3.2. Predimensionamiento de vigas**

Según la AASHTO las vigas tendrán una altura  $h = 0,065$  su longitud, en este caso con una longitud de 10 metros las vigas tendrán una altura de 70 cm y una base de 40 cm.

#### **3.3.3.3. Predimensionamiento de diafragmas**

- Diafragmas externos

Peralte:

$$H_{\text{ext}} = \left(\frac{1}{2}\right) * \text{peralte de la viga}$$

$$H_{\text{ext}} = \left(\frac{1}{2}\right) * 70 \text{ cm}$$

$$\text{Hext}=35 \text{ cm}$$

Base:

Base mínima según AASHTO = 30 cm

- Diafragmas internos

Peralte:

$$\text{Hext} = \left(\frac{3}{4}\right) * \text{peralte de la viga}$$

$$\text{Hext} = \left(\frac{3}{4}\right) * 70 \text{ cm}$$

$$\text{Hext} = 52,5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

Base:

Base mínima según AASHTO = 30 cm

#### **3.3.3.4. Predimensionamiento de cortina**

Cálculo de la cortina: espesor mínimo= 0,30m y la altura es igual al peralte de la viga principal.

#### **3.3.3.5. Predimensionamiento viga de apoyo**

viga de apoyo no menor a 0,40 m

Bva= (espesor de cortina+ancho de apoyo )

$$\text{Bva} = 0,50 \text{ m}$$

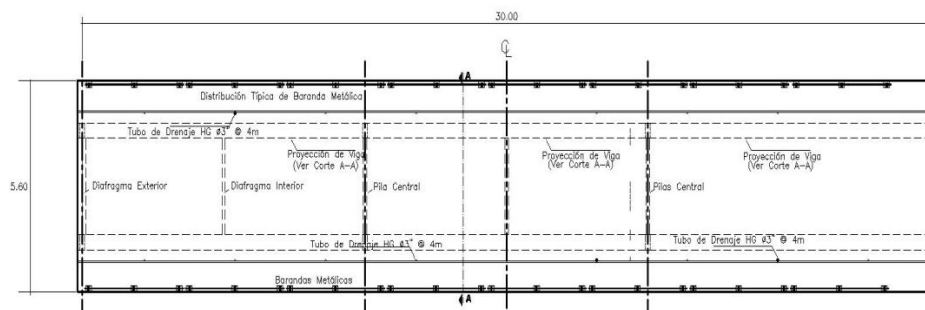
### 3.3.4. Diseño de superestructura

Tabla XLI. Resumen de datos para diseño de puente vehicular

Luz libre	10	m
Carga de diseño H20-44	18 148,82	kg
Número de tramos	1	
Número de vigas	2	
Ancho de carril	4	m
Ancho de banquetas	0,80	m
Ancho de mordiente	0,10	m
Espesor de banqueteta	0,15	m
Espesor de carpeta Asf.	0,08	m
Concreto asfáltico	2200	kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
F'c	281	kg/cm <sup>2</sup>
Espesor de losa	0,20	m
Peso específico del concreto	2400	kg/cm <sup>3</sup>
Franja unitaria	100	cm
Luz libre entre vigas	2,50	m

Fuente: elaboración propia.

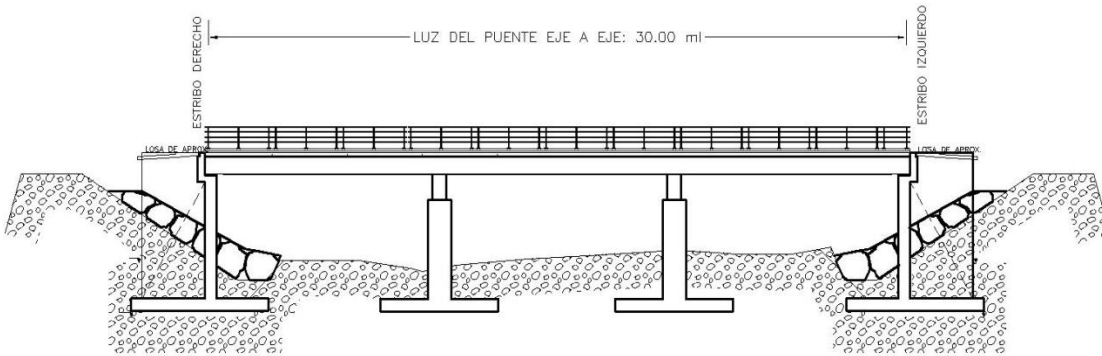
Figura 34. Planta puente vehicular



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

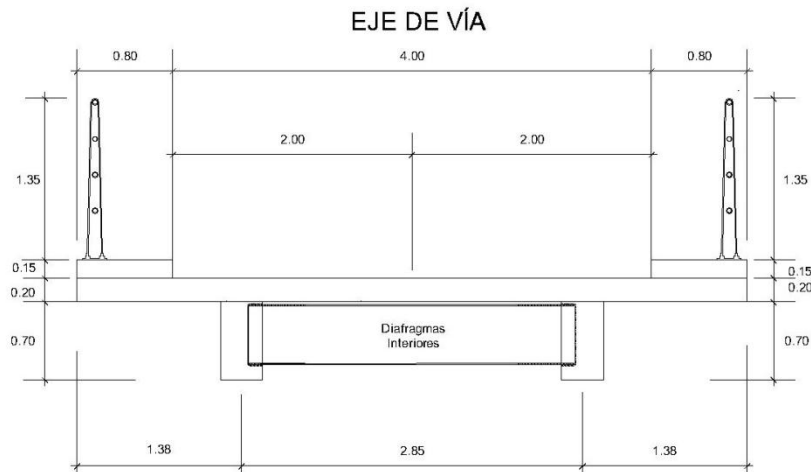


Figura 35. Elevación puente vehicular



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 36. Sección puente vehicular



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.3.4.1. Diseño de losa

La losa o tablero del puente se diseñará de acuerdo con las Normas AASHTO LRFD. Es necesario determinar en cuántos sentidos trabaja la losa, en este caso la losa trabaja en un solo sentido, ya que el largo del puente es mucho mayor que el ancho que tendrá la losa. Por lo tanto, el refuerzo principal

de la losa se colocará en un solo sentido, que es el sentido corto, perpendicular a la dirección del tránsito. Según AASHTO LRFD 5.12.3: los recubrimientos mínimos en la losa para la cama de armado superior e inferior son de 5 y 2,5 cm respectivamente.

- Espesor de losa

Según AASHTO LRFD 9.7.1.1: la altura de la losa deberá ser mayor o igual a 17,5 centímetros, y deberá calcularse con la siguiente ecuación para tramos continuos, según AASHTO LRFD tabla 2.5.2.6.3-1:

$$t_s = \frac{(S+3000)}{30}$$

Donde:

$t_s$  = espesor de losa

$S$  = longitud efectiva, según AASHTO LRFD 9.7.2.3, será la distancia entre ejes de vigas, en este caso será de  $S = 2,85$  m.

$$t_s = \frac{(2\ 850+3\ 000)}{30}$$

$$t_s = 195 \text{ mm}$$

Por lo que se utilizará un espesor de losa  $t = 0,20$  m

- Integración de cargas
  - Cargas permanentes

La carga permanente se refiere a las cargas de todos los elementos estructurales del puente, accesorios e instalaciones de servicio unidas al mismo, superficie de rodamiento así como futuras sobrecargas.

Peso propio de elementos estructurales (DC)

Peso de losa:

$$W_{\text{losa}} = t * b * \gamma_{\text{conc}}$$

$$W_{\text{losa}} = 0,20\text{m} * 1,00 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{losa}} = 480 \text{ kg/m}$$

Peso de postes:

$$W_{\text{postes}} = \frac{\text{sección} * h * b * \gamma_{\text{acero}} * \text{postes dentro del área}}{\text{ancho puente}}$$

$$W_{\text{postes}} = (0,2 * 0,2 * 1,35\text{m} * 7200 \text{ kg/m}^3 * 2) / 4$$

$$W_{\text{postes}} = 194,40 \text{ kg/m}$$

Peso de riel:

$$W_{\text{riel}} = \frac{\text{dimensiones de riel} * \gamma_{\text{hierro}} * b * \text{núm. de rieles}}{\text{ancho de carril}}$$

$$W_{\text{riel}} = \frac{6,97\text{E-}4\text{m}^2 * 7200 \text{ kg/m}^3 * 1 * 3 * 2}{4}$$

$$W_{\text{riel}} = 7,52 \text{ kg/m}$$

Peso propio de superficies de rodamiento (DW)

Peso de asfalto:

$$W_{\text{asfalto}} = t * b * \gamma_{\text{asf}}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 0,05 * 1,0 \text{ m} * 2 250 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{asfalto}} = 1 12,50 \text{ kg/m}$$

- Cargas transitorias

Estas cargas están conformadas por las cargas vivas tanto del vehículo en este caso el camión HS20-44 como el de los peatones. La sobrecarga peatonal (PL) según AASHTO 3.6.1.6 será de  $3,6 \times 10^{-3}$  Mpa ( $367,09 \text{ kg/m}^2$ ), en todas las aceras mayores de 60 cm de ancho.

$$W_{\text{peatonal}} = \text{sobrecarga} * b$$

$$W_{\text{peatonal}} = 367,09 \text{ kg/m}^2 * 1 \text{ m}$$

$$W_{\text{peatonal}} = 367,09 \text{ kg/m}$$

La sobrecarga vehicular (LL) será provocada por el vehículo H20-44, el cual tiene las siguientes características

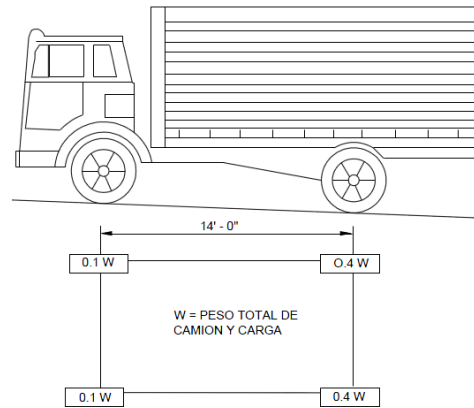
Peso en eje delantero 8 000 lbs = 3 629,76 kg

Peso en eje trasero 32 000 lbs = 14 519,06 kg

Peso total 40 000 lbs = 18 148,82 kg

Distancia entre ejes 14 pies

Figura 37. **Distribución de carga camión H20-44**



Fuente: AASHTO ASD. *Cargas de camión H20-44 p. 22.*

Para calcular la sobrecarga vehicular se debe de tomar en cuenta el mayor peso de los ejes.

$$W_{\text{vehicular total}} = \frac{0,40 \cdot W^2}{\text{ancho de puente}}$$

$$W_{\text{vehicular total}} = \frac{0,40 \cdot 18\,148,82 \text{ kg}^2}{5,6 \text{ m}}$$

$$W_{\text{vehicular total}} = 2\,592,68 \text{ kg/m}$$

- Factores y combinaciones de cargas AASHTO LRFD 3.4

La carga mayorada está dada por la siguiente forma

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

$n_i$  = modificador de las cargas

$\gamma_i$  = factores de carga

$Q_i$  = cargas anteriormente determinadas

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados, para cumplir con los objetivos de constructividad, seguridad y servicio, para satisfacer la siguiente ecuación AASHTO LRFD 1.3.2 1-1

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

$\phi$  = factor de resistencia

$R_n$  = Resistencia nominal

$R_r$  = resistencia mayorada =  $\phi R_n$

- Modificador de cargas ( $n_i$ )

Según AASHTO LRFD 1.3.2. 1-3 en las cargas para las cuales un valor máximo de factor de carga ( $\gamma_i$ ) es apropiado, el valor modificador de carga es:

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0,95$$

Donde:

$n_D$  = factor relacionado con la ductilidad

$n_R$  = factor relacionado con la redundancia

$n_I$  = factor relacionado con la importancia operativa

El valor de los factores es el siguiente:

$n_D=1$  para diseños y detalles convencionales que cumplen con la norma

$n_R=1$  para niveles convencionales de redundancia

$n_I = 1$  para puentes típicos

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0,95$$

$$n_i = 1 * 1 * 1 = 1$$

- Factores de carga ( $\gamma_i$ )

Se tomará en cuenta la siguiente combinación de cargas. Resistencia I, según AASHTO LRFD 3.4.1 combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal de un puente.

Factor de cargas permanentes

$$DC = 1,25$$

$$DW = 1.50$$

Factor de cargas transitorias

$$PL = 1,75$$

$$LL = 1,75$$

- Carga de diseño

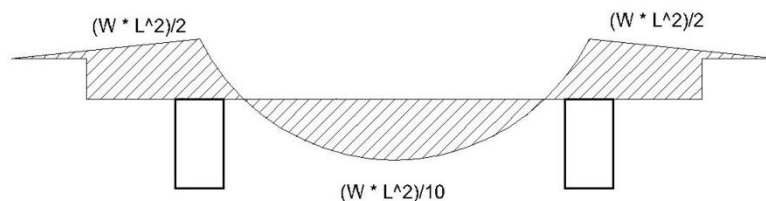
$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

$$Q = n_i [1,25W_{DC} + 1,50W_{DW} + 1,75(W_{PL} + W_{LL})]$$

$$Q = 1 * [1,25(480 + 7,56 + 194,4) + 1,50(112,5) + 1,75(367,09 + 2\ 592,68)]$$

$$Q = 6\ 200,81 \text{ kg/m}$$

Figura 38. **Modelo para análisis de losa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Cálculo de momentos

Con la carga de diseño obtenida, se procede a calcular los momentos correspondientes a la losa.

$$M_{\text{losa}} = \frac{W_{\text{cm}} * L^2}{10}$$

$$M_{\text{losa}} = \frac{6\ 200,81 \text{ kg/m} * 2,85^2}{10}$$

$$M_{\text{losa}} = 5\ 036,60 \text{ kg-m}$$

- Cálculo de acero

- Cálculo acero transversal en la cama inferior

El refuerzo transversal se determinará sobre la base de especificaciones del ACI.



$$d=t - \left(\frac{\phi}{2}\right)$$

$$d=20 - \left(\frac{1,26}{2}\right)$$

$$d=17 \text{ cm}$$

### Acero mínimo

Según la sección 10.5.1 de ACI 318-11 establece que en toda sección sometida a flexión el refuerzo mínimo no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes expresiones.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{4 \text{ 200 kg/cm}^2} \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{s_{\min}} = 5,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot 100 \cdot 17}{4 \text{ 200}}$$

$$A_{s_{\min}} = 5,70 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso 5,70 cm<sup>2</sup>.

### Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Según el código ACI318-11 en el apéndice B 8.4.2 indica que la cuantía de acero balanceada para el cálculo de acero máximo se determina de la siguiente forma:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot 6120}{f_y (6120 + f_y)}$$

si  $0 \text{ kg/cm}^2 < f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 280 \cdot 6120}{4200 (6120 + 4200)}$$

$$\rho_b = 0,0286$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot 0,0286 \cdot 100 \cdot 17$$

$$A_{s_{\max}} = 24,31 \text{ cm}^2$$

Acero requerido

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

$$A_{s_{\text{reqMu}}} = \left[ 100 \cdot 17 - \sqrt{(100 \cdot 17)^2 - \frac{5036,60 \cdot 100}{0,003825 \cdot 280}} \right] \cdot 0,85 \cdot \left( \frac{280}{4200} \right)$$

$$A_{s_{\text{reqMu}}} = 8,25 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerido es mayor que el área de acero mínima  $A_{s_{\text{req}}} > A_{s_{\text{min}}}$  por lo tanto se utilizará el área de acero requerida  $8,25 \text{ cm}^2$ .

Con el  $A_{s_{\text{req}}}$  se determina el espaciamiento necesario para el armado, para el cual se utilizara varillas núm. 4 ( $1,26 \text{ cm}^2$ ).

## Separación

$$S = \frac{A_{s_{\text{varilla}}} * b}{A_{s_{\text{req}}}}$$

$$S = \frac{1,26 * 100}{8,25}$$

$$S = 15,27$$

Se colocarán varillas núm. 4 @ 0,15 m en la parte transversal del puente en la cama inferior.

- Cálculo de acero longitudinal cama inferior

En la cama inferior de las losas se deberá de disponer una armadura en dirección longitudinal, AASHTO LRFD 9.7.3.2, recomienda que no debe exceder del 67 % del acero utilizado para el área transversal de la cama inferior.

$$A_s = 220/S^{1/2} \leq 67 \%$$

Donde:

S= distancia a ejes de vigas en pies (9,348 pies)

$$A_s = 220/9,348^{1/2} \leq 72 \%$$

No cumple con lo establecido para norma se usará el 67 % que es el recomendado por AASHTO.

$$A_s = A_{s_{\text{Mu+}}} * 0,67$$

$$As=8,25*0,67$$

$$As=5,52 \text{ cm}^2$$

Debido a que el  $As < As_{\min}$  se usará el área de acero mínima  $=5,70 \text{ cm}^2$   
Con el  $As_{\min}$  se determina el espaciamiento necesario para el armado, para el cual se utilizará varillas núm. 4 ( $1,26 \text{ cm}^2$ ).

Separación

$$S = \frac{As_{\text{varilla}} * b}{As_{\text{req}}}$$

$$S = \frac{1,26 * 100}{5,70}$$

$$S = 22,10$$

Se colocarán varillas núm. 4 @ 0,20 m en la cama inferior de la losa en dirección longitudinal.

- Cálculo de acero transversal en la cama superior

Según AASHTO LRFD 5.10.8.2 para elementos de espesor menor a 1 200 mm, se deberá de disponer de elementos de contracción y temperatura, en forma de barras o malla soldada. El área de acero debe satisfacer la siguiente forma:

$$As_t = \frac{0,756 * A_g}{f_y}$$

Donde:

$A_g$  = área bruta de la sección de la losa ( $\text{mm}^2$ )

$A_g = t \cdot \text{franja unitaria}$

$A_g = 200 \text{ mm} \cdot 1\,000 \text{ mm} = 200\,000 \text{ mm}^2$

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero = 420 Mpa

$$A_{s_t} = \frac{0,756 \cdot 200\,000}{420}$$
$$A_{s_t} = 360 \text{ mm}^2 = 3,60 \text{ cm}^2$$

Debido a que el  $A_{s_t} < A_{s_{\min}}$  se usará el área de acero mínima = 5,70  $\text{cm}^2$   
Con el  $A_{s_{\min}}$  se determina el espaciamiento necesario para el armado, para el cual se utilizara varillas núm. 4 (1,26  $\text{cm}^2$ ).

Separación:

$$S = \frac{A_{s_{\text{varilla}}} \cdot b}{A_{s_{\text{req}}}}$$
$$S = \frac{1,26 \cdot 100}{5,70}$$
$$S = 22,10$$

Se colocarán varillas núm. 4 @ 0,20 m en la cama superior de la losa en dirección transversal.

- Cálculo de acero longitudinal en la cama superior

Para cada cama superior del acero longitudinal se utilizará el acero mínimo

$$A_{S_{\min}} = 5,70 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varillas núm. 4 (1,26 cm<sup>2</sup>)

Separación:

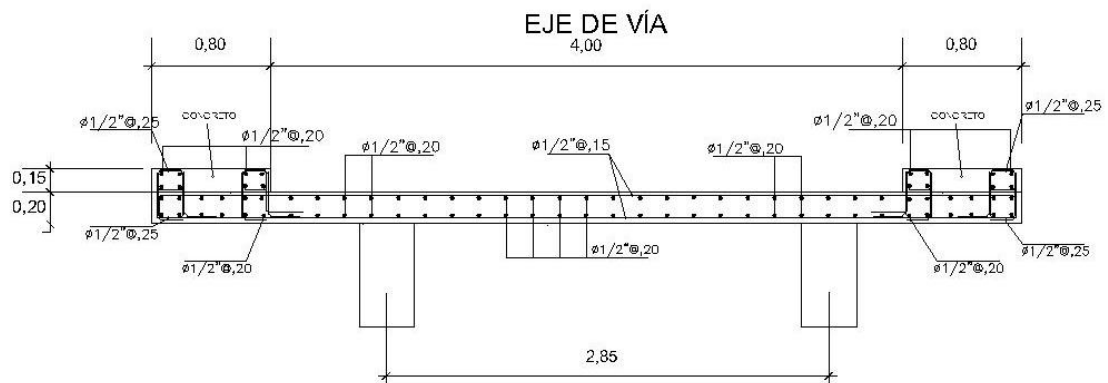
$$S = \frac{A_{S_{\text{varilla}}} \cdot b}{A_{S_{\text{req}}}}$$

$$S = \frac{1,26 \cdot 100}{5,70}$$

$$S = 22,10$$

Se colocarán varillas núm. 4 @ 0,20 m en la cama superior de la losa en dirección longitudinal.

Figura 39. Armado de losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.3.4.2. Diseño de diafragmas

Los diafragmas son diseñados para rigidizar la estructura del puente y evitar el alabeo de la viga, son colocados según sea la longitud del puente. Según AASHTO LRFD 5.13.2.2:

- La separación máxima entre diafragmas debe ser de 12 metros.
- cuando la luz de la superestructura es mayor de 40 pies, es necesario colocar diafragmas en el punto medio o en los tercios de luz.
- el ancho usual para diafragmas internos y externos como mínimo es de 30cms.
- La altura para los diafragmas interiores es  $\frac{3}{4}$  de la altura de las vigas principales.
- La altura para los diafragmas exteriores es de  $\frac{1}{2}$  de la altura de las vigas principales.

El armado longitudinal de los diafragmas está regido por los requisitos del código ACI318-11 en su capítulo 21.

- En cualquier sección del elemento a flexión, tanto para la cama inferior como superior, la cantidad de refuerzo no puede ser menor que el acero mínimo.
- Se debe disponer como mínimo de dos barras de acero a lo largo de la viga, tanto para la cama inferior como superior.
- El recubrimiento como mínimo debe de ser de 5 cm.
- El acero como mínimo tiene que tener una resistencia a la fluencia de  $2810 \text{ kg/cm}^2$ .

- Diafragma interno

Los diafragmas internos estarán colocados a distancia de 5 metros, las dimensiones de la altura y la base se muestran a continuación, con base en lo dimensionado anteriormente.

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

Debido a que los diafragmas internos no soportan cargas, el refuerzo a utilizar será el acero mínimo de ACI 318-11 en ambas camas.

- Acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cdot 30 \cdot 50$$

$$A_{s_{\min}} = 4,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot 30 \cdot 50}{4200}$$

$$A_{s_{\min}} = 5,03 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso 5,03 cm<sup>2</sup>. Se colocarán 2 varillas núm. 6 (As=2,85 cm<sup>2</sup>) = 5,70 cm<sup>2</sup> en ambos extremos del diafragma.



Se colocará un refuerzo extra a cada pie de altura que tenga el diafragma, con el objeto de evitar grietas en los mismos, el área del refuerzo será de  $0,25 \text{ pulg}^2 = 1,91 \text{ cm}^2$  esta área se cubrirá con 2 barrillas de acero núm. 5

- Espaciamiento

Según el código ACI318-11 en su capítulo 7, indica que el refuerzo longitudinal en vigas debe confinarse por medio de estribos transversales como mínimo núm. 3.

$$S = \frac{(d - r)}{2}$$

Donde:

d = peralte

r = recubrimiento

s = espaciamiento entre estribos

$$S = \frac{(55 - 5)}{2}$$

$$S = \frac{(50)}{2}$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocarán estribos núm. 3 @ 0,20 m

- Diafragma externo

Los diafragmas externos irán colocados en los extremos de las vigas, las dimensiones de la altura y la base se muestran a continuación, con base en lo dimensionado anteriormente.

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

Debido a que los diafragmas externos no soportan cargas, el refuerzo a utilizar será el acero mínimo en ambas camas.

Acero mínimo

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cdot 30 \cdot 30$$

$$A_{s_{\min}} = 2,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot 30 \cdot 30}{4200}$$

$$A_{s_{\min}} = 3,02 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso  $3,02 \text{ cm}^2$ . Se colocarán 2 varillas núm. 5 ( $A_s = 1,97 \text{ cm}^2$ ) =  $3,94 \text{ cm}^2$  en ambos extremos del diafragma.

Se colocará un refuerzo extra a cada pie de altura que tenga el diafragma, con el objeto de evitar grietas en los mismos, el área del refuerzo será de  $0,25 \text{ pulg}^2 = 1,91 \text{ cm}^2$  esta área se cubrirá con 2 barrillas de acero núm. 4.

- Espaciamiento

Según el código ACI318-11 en su capítulo 7, indica que el refuerzo longitudinal en vigas debe confinarse por medio de estribos transversales como mínimo núm. 3.

$$S = \frac{(d - r)}{2}$$

Donde:

d = peralte

r = recubrimiento

s = espaciamiento entre estribos

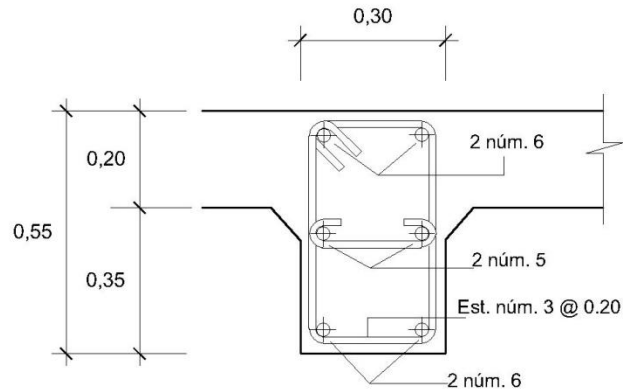
$$S = \frac{(35 - 30)}{2}$$

$$S = \frac{(30)}{2}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

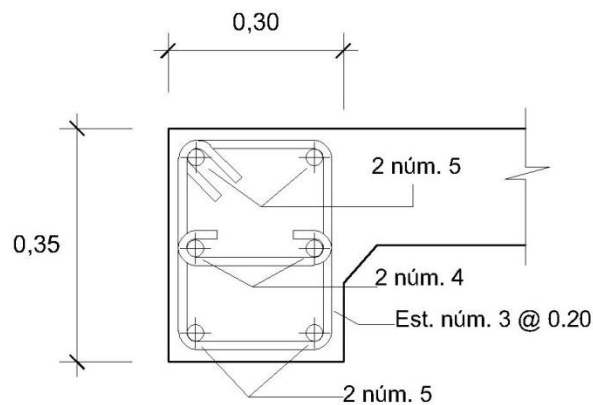
Por lo tanto se colocaran estribos Núm. 3 @ 0,15 m

Figura 40. **Armado diafragma interior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 41. **Armado diafragma exterior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.3.4.3. **Diseño de vigas**

Las vigas son elementos estructurales que trabajan principalmente a flexión, ese esfuerzo provoca tensiones de tracción y compresión en la parte inferior como superior respectivamente, también en las partes cercanas de los

apoyos se producen esfuerzos cortantes debido a que los componentes verticales transmiten cargas a los elementos de apoyo.

Para este diseño se colocarán dos vigas de concreto reforzado separadas a una distancia a ejes de 2,85 metros con una longitud de 10 metros, el diseño de las vigas estará basado en el método de líneas de influencia, este método consiste en representan la variación de esfuerzos de corte y de momentos flectores en un punto específico de la viga, a medida que una fuerza concentrada se encuentra en movimiento en toda la longitud del elemento.

- El predimensinamiento de la viga estará basado en la tabla 2.5.2.6. 3-1 de AASHTO LRFD, que indica que la altura de las vigas con tramos continuos será el siguiente

$$H=0,065 L$$

Donde:

L = longitud de la viga del puente, en este caso uno de los tramos de 10 metros

$$H=0,065 (10m)$$

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

Se tomará una altura para la viga de 70 centímetros

La base de la viga será la siguiente

$$b=H/2$$

$$b=70/2$$

$$200$$

$$b=35 \text{ cm}$$

Se tomará una base para la viga de 40 centímetros

- Integración de cargas
  - Cargas permanentes

La carga permanente se refiere a las cargas de todos los elementos estructurales del puente, accesorios e instalaciones de servicio unidas al mismo, superficie de rodamiento así como futuras sobrecargas.

Peso propio de elementos estructurales (DC)

- Peso de losa:

$$W_{\text{losa}} = t \cdot \text{ancho de puente} \cdot \gamma_{\text{conc}}$$
$$W_{\text{losa}} = 0,20 \text{ m} \cdot 5,60 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3$$
$$W_{\text{losa}} = 2688 \text{ kg/m}$$

- Peso de postes:

$$W_{\text{postes}} = \frac{\text{sección} \cdot h \cdot b \cdot \gamma_{\text{acero}} \cdot \text{postes dentro del área}}{\text{longitud de puente}}$$
$$W_{\text{postes}} = (0,20 \cdot 0,20 \cdot 1,35 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 40) / 10$$
$$W_{\text{postes}} = 518,40 \text{ kg/m}$$

- Peso de riel:

$$W_{\text{riel}} = \text{dimensiones de riel} * \gamma_{\text{hierro}} * \text{núm. de rieles}$$

$$W_{\text{riel}} = 6,97E-4 \text{m}^2 * 7 \text{ 200 kg/m}^3 * 3 * 2$$

$$W_{\text{riel}} = 29,80 \text{ kg/m}$$

- Peso de vigas:

$$W_{2\text{vigas}} = \text{sección de viga} * \gamma_{\text{concreto}} * 2$$

$$W_{2\text{vigas}} = 0,70\text{m} * 0,40\text{m} * 2 \text{ 400 kg/m}^3 * 2$$

$$W_{2\text{vigas}} = 1 \text{ 344 kg/m}$$

- Peso de diafragmas internos

$$W_{\text{Diafragmas}} = \frac{\text{sección} * \text{largo} * \gamma_{\text{concreto}}}{\text{longitud de puente}}$$

$$W_{\text{Diafragmas}} = (0,55 * 0,30 * 2,45\text{m} * 2 \text{ 400 kg/m}^3) / 10$$

$$W_{\text{diafragmas}} = 97,02 \text{ kg/m}$$

- Peso de diafragmas externos

$$W_{\text{Diafragmas}} = \frac{\text{sección} * \text{largo} * \gamma_{\text{concreto}}}{\text{longitud de puente}}$$

$$W_{\text{Diafragmas}} = (0,35 * 0,30 * 2,45\text{m} * 2 \text{ 400 kg/m}^3) / 10$$

$$W_{\text{diafragmas}} = 61,74 \text{ kg/m}$$

Peso propio de superficies de rodamiento (DW)

- Peso de asfalto:

$$W_{\text{asfalto}} = t \cdot \text{ancho de carril} \cdot \gamma_{\text{asf}}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 0,05 \cdot 4 \text{ m} \cdot 2250 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{asfalto}} = 450 \text{ kg/m}$$

- Cargas transitorias:

Estas cargas están conformadas por las cargas vivas tanto del vehículo en este caso el camión H20-44 como el de los peatones.

La sobrecarga peatonal (PL) según AASHTO 3.6.1.6 será de  $3,6 \times 10^{-3}$  Mpa ( $367,09 \text{ kg/m}^2$ ), en todas las aceras mayores de 60 cm de ancho.

$$W_{\text{peatonal}} = \text{sobrecarga} \cdot \text{ancho de acera}$$

$$W_{\text{peatonal}} = 367,09 \text{ kg/m}^2 \cdot 0,80 \text{ m} \cdot 2$$

$$W_{\text{peatonal}} = 587,34 \text{ kg/m}$$

Según la Norma AASHTO LRFD 3.4 para determinar la carga de diseño, se deben de realizar las siguientes combinaciones de cargas con los siguientes factores.

- Factor de cargas permanentes

$$DC = 1,25$$

$$DW = 1,50$$



- Factor de cargas transitorias

$$PL = 1,75$$

- Carga de diseño

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

$$Q = n_i [1,25W_{DC} + 1,50W_{DW} + 1,75(W_{PL})]$$

$$Q = 1 * [1,25(4\,738,96) + 1,50(450) + 1,75(587,34)]$$

$$Q = 7\,626,56 \text{ kg/m}$$

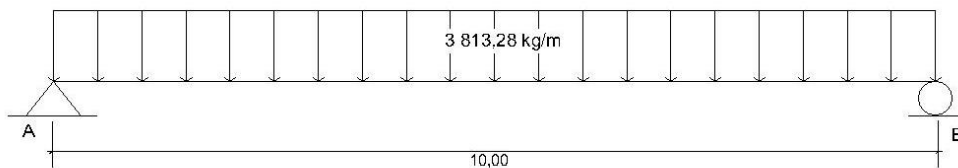
La carga que tributa para cada viga es la siguiente:

$$Q_{\text{por viga}} = \frac{Q}{\# \text{ de vigas}}$$

$$Q_{\text{por viga}} = \frac{7\,626,56 \text{ kg/m}}{2}$$

$$Q_{\text{por viga}} = 3\,813,28 \text{ kg/m}$$

Figura 42. **Carga distribuida en viga**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Sobrecarga vehicular (LL)

Será provocada por el vehículo H20-44, el cual tiene las siguientes características:

Peso en eje delantero 8 000 lbs = 3 629,76 kg  
Peso en eje trasero 32 000 lbs = 14 519,06 kg  
Peso total 40 000 lbs = 18 148,82 kg  
Distancia entre ejes 14 pies = 4,27 m

- Análisis por el método de líneas de influencia

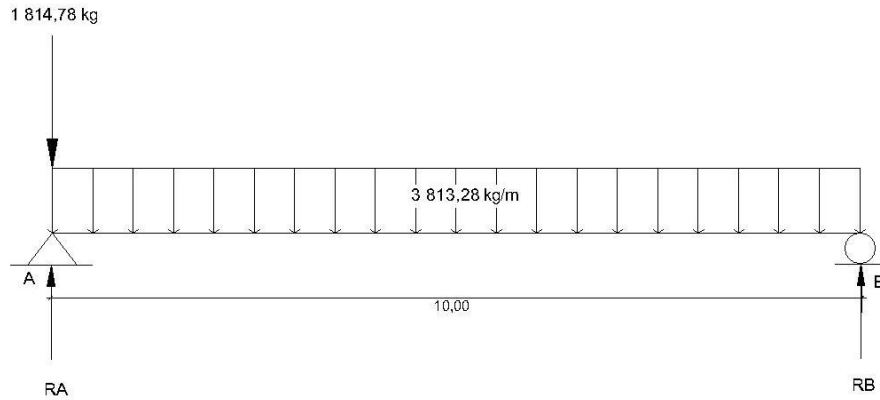
El método de líneas de influencia consiste en la variación de los esfuerzos de corte y de los momentos flectores en un punto específico de la viga, esta variación se produce a medida que una fuerza externa concentrada está en movimiento a lo largo de la longitud de la viga, las fuerzas concentradas son los pesos de la mitad de los ejes delantero y trasero del vehículo H20-44.

A medida que fuerza pasa sobre toda la viga, las posiciones al paso del camión irán variando a cada  $L/4$  en donde  $L$ = longitud de la viga, los momentos generados en cada una de las posiciones se muestran a continuación:

- Posición 1

Es la posición recorrida por el vehículo en este caso= 0 m

Figura 43. Camión H20-44 posición núm. 1



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\sum M_B = 0$$

$$(1\ 814,88\ \text{kg} \cdot 10\text{m}) - R_A(10\text{m}) + (3\ 813,28 \cdot 10\text{m}) \cdot (10\text{m}/2) = 0$$

$$R_A = \frac{(1\ 814,88\ \text{kg} \cdot 10\text{m}) + (3\ 813,28 \cdot 10\text{m}) \cdot (10\text{m}/2)}{10\text{m}}$$

$$R_A = 20\ 881,28\ \text{kg}$$

$$\sum F_B = 0$$

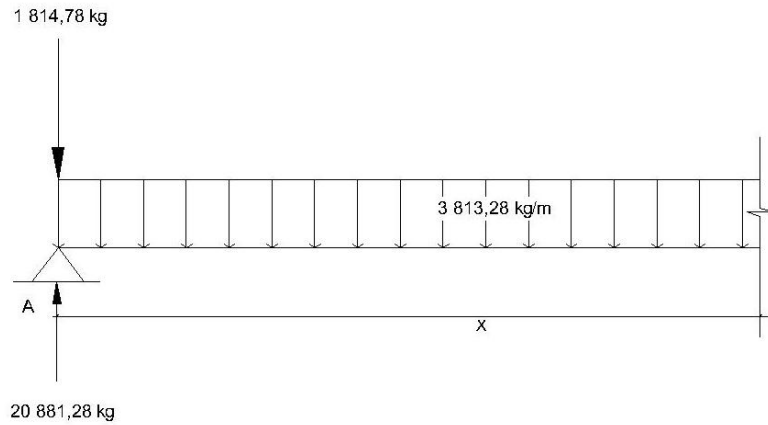
$$(3\ 813,28\ \text{kg/m} \cdot 10\text{m}) + 1\ 814,88\ \text{kg} - R_B - 20\ 881,28\ \text{kg}$$

$$R_B = (3\ 813,28\ \text{kg/m} \cdot 10\text{m}) + 1\ 814,88\ \text{kg} - 20\ 881,28\ \text{kg}$$

$$R_B = 19\ 066,40\ \text{kg}$$

Una vez calculados las reacciones se determinan las ecuaciones de corte y de momento.

Figura 44. 1er. corte (0 < x < 10) m



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\begin{aligned}
 & \uparrow + \\
 & V(X) = (-1\,814,88 + 20\,881,28) - 3\,813,28X \\
 & V(X) = 19\,066,40 - 3\,813,28X
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \curvearrowright + \\
 & M(X) = 20\,881,28 X - 1\,814,88 X - (3\,813,28 X \cdot X / 2) \\
 & M(X) = -1\,906,60 X^2 + 19\,066,40 X
 \end{aligned}$$

Tabla XLII. Cortes y momentos generados en la viga en posición núm. 1

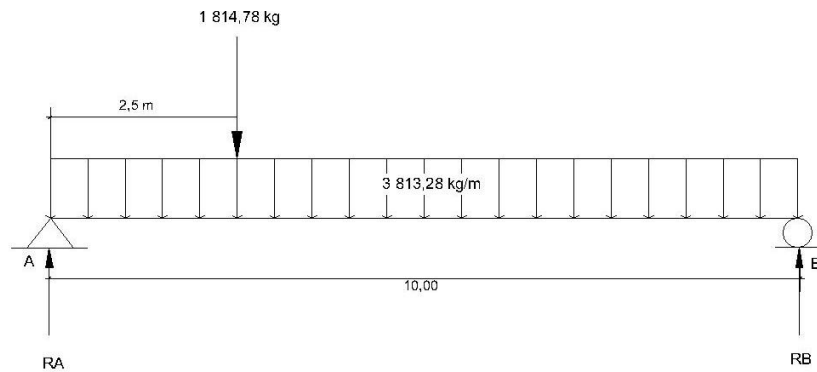
Distancia (m)	Posición 1 corte V(x) (Kg)	Posición 1 momento M(x) (Kg-m)
0	19 066,41	0,00
1	15 253,12	17 159,76
2	11 439,84	30 506,25
3	7 626,56	40 039,45
4	3 813,28	45 759,37
5	0,00	47 666,01
6	-3 813,28	45 759,37
7	-7 626,56	40 039,45
8	-11 439.84	30 506.25
9	-15 253.12	17 159.76
10	-19 066.41	0,00

Fuente: elaboración propia.

○ Posición 2

Es la posición recorrida por el vehículo en este caso a una distancia de  $L/4$   
 $10/4 = 2,5$  m.

Figura 45. Camión H20-44 posición núm. 2



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\sum M_B = 0$$

$$-R_A(10\text{m}) + (1\,814,88\text{ kg} \cdot (10\text{m} - 2,5\text{m})) + (3\,813,28\text{ kg/m} \cdot 10\text{m}) \cdot (10\text{m}/2) = 0$$

$$R_A = \frac{(1\,814,88\text{ kg} \cdot 7,5) + (3\,813,28\text{ kg} \cdot 10\text{m}) \cdot (10\text{m}/2)}{10\text{m}}$$

$$R_A = 20\,427,56\text{ kg}$$

$$\sum F_B = 0$$

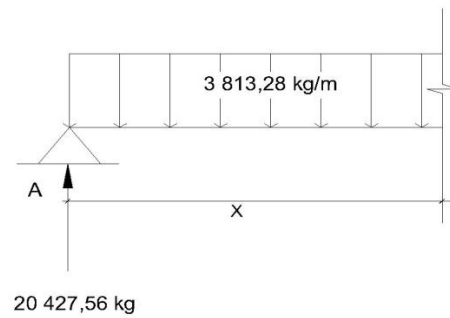
$$20\,427,56\text{ kg} - 1\,814,88\text{ kg} - (3\,813,28\text{ kg/m} \cdot 10\text{m}) + R_B$$

$$R_B = (3\,813,28\text{ kg/m} \cdot 10\text{m}) + 1\,814,88\text{ kg} - 20\,427,56\text{ kg}$$

$$R_B = 19\,520,12\text{ kg}$$

Una vez calculados las reacciones, se determinan las ecuaciones de corte y de momento.

Figura 46. **1er. corte ( $0 < x < 2,5$ ) m**



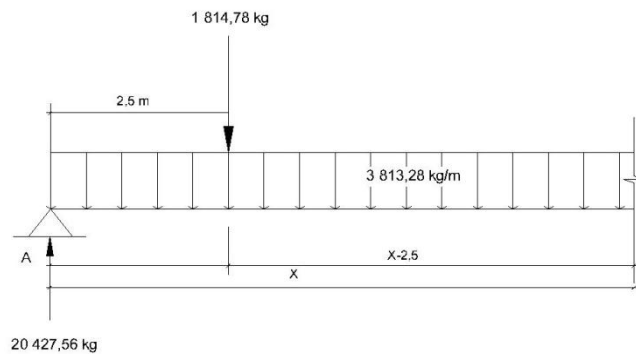
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$+ \uparrow \quad V(X) = 20\,427,56 - 3\,813,28X$$

$$+ \curvearrowright \quad M(X) = 20\,427,56 X - (3\,813,28 X \cdot X / 2)$$

$$M(X) = -1\,906,64 X^2 + 20\,427,56 X$$

Figura 47. **2do. corte ( $2,5 < x < 10$ ) m**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\begin{aligned}
 & \uparrow + \\
 & V(X) = (-1\,814,88 + 20\,427,56) - 3\,813,28X \\
 & V(X) = 18\,612,68 - 3\,813,28X
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \curvearrowright + \\
 & M(X) = 20\,427,56X - 1\,814,88(x-2,5) - (3\,813,28 X * X/2) \\
 & M(X) = -1\,906,64 X^2 + 18\,612,68 X + 4\,537,20
 \end{aligned}$$

Tabla XLIII. **Cortes y momentos generados en la viga en posición núm.**

2

Distancia (m)	Posición 2 corte V(x) (Kg)	Posición 2 momento M(x) (Kg-m)
0	20 427,57	0,00
1	16 614,28	18 520,92
2	12 801,00	33 228,57
2.5	10 894,36	39 152,41
2.5	9 079,48	39 152,41
3	7 172,84	43 215,49
4	3 359,56	48 481,69
5	-453,72	49 934,61
6	-4 267,00	47 574,25
7	-8 080,28	41 400,61
8	-11 893,56	31 413,69
9	-15 706,84	17 613,48
10	-19 520,13	0,00

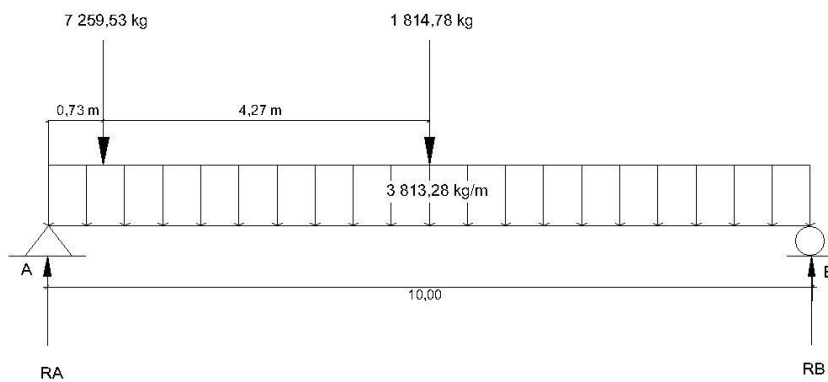
Fuente: elaboración propia.



- Posición 3

Es la posición recorrida por el vehículo en este caso a una distancia de  $L/2$   
 $10/5= 5$  m.

Figura 48. **Camión H20-44 posición núm. 3**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\sum M_B = 0$$

$$(-R_A * 10m) + (7 529,53kg (10m - 0,73m)) + (1 814,88kg * 5m) + (3 813,28 kg (10m)(10m/2)) = 0$$

$$R_A = \frac{(7 259,53kg (10m - 0,73m)) + (1 814,88kg * 5m) + (3 813,28kg (10m)(10m/2))}{10m}$$

$$R_A = 26 703,43kg$$

$$+\uparrow \sum F_B = 0$$

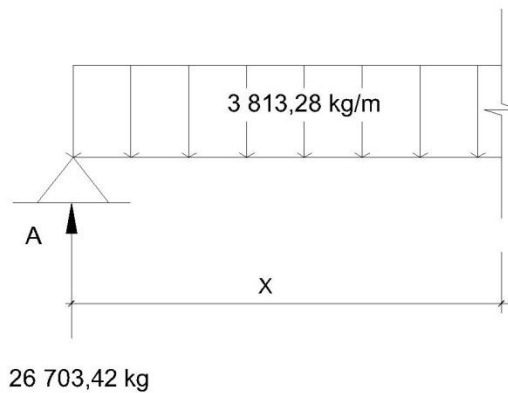
$$26\,703,43 \text{ kg} - 7\,259,53 \text{ kg} - 1\,814,88 \text{ kg} - (3\,813,28 \text{ kg/m} \cdot 10\text{m}) + R_B = 0$$

$$R_B = (3\,813,28 \text{ kg/m} \cdot 10\text{m}) + 1\,814,88 \text{ kg} + 7\,259,53 \text{ kg} - 26\,703,43 \text{ kg}$$

$$R_B = 20\,503,79 \text{ kg}$$

Una vez calculados las reacciones se determinan las ecuaciones de corte y de momento.

Figura 49. **1er. corte ( $0 < x < 0,73$ ) m**



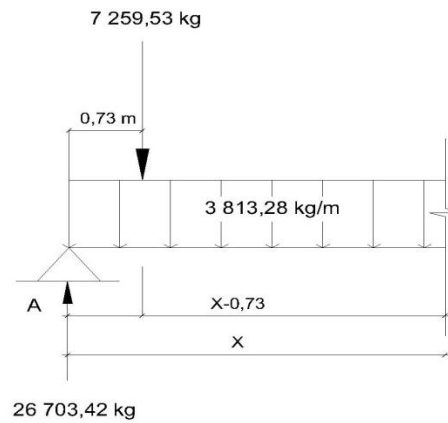
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$+\uparrow V(X) = 26\,703,42 - 3\,813,28X$$

$$+\curvearrowright M(X) = 26\,703,42 X - (3\,813,28 X \cdot X / 2)$$

$$M(X) = -1\,906,60 X^2 + 26\,703,42 X$$

Figura 50. **2do. Corte (0,73 < x < 4,27) m**

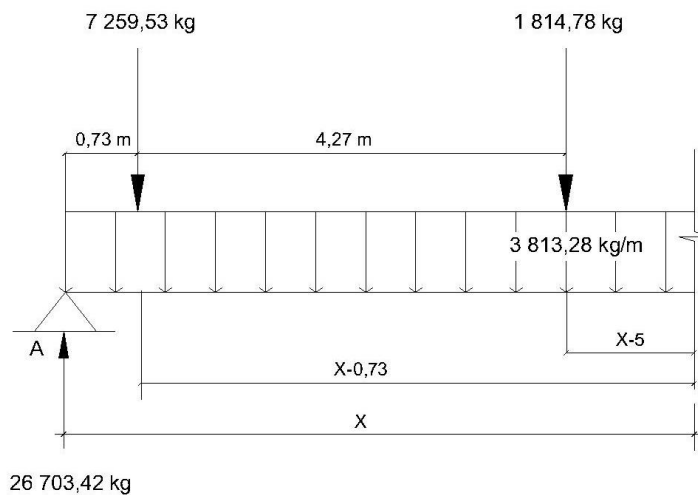


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\begin{aligned}
 + \uparrow \\
 V(X) &= (-7\,259,53 + 26\,703,42) - 3\,813,28X \\
 V(X) &= 19\,443,89 - 3\,813,28X
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 + \curvearrowright \\
 M(X) &= 26\,703,42 X - 7\,259,53(x - 0,73) - (3\,813,28 X \cdot X / 2) \\
 M(X) &= -1\,906,64 X^2 + 19\,443,89 X + 5\,299,45
 \end{aligned}$$

Figura 51. **3er. corte (4,27 < x < 10) m**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$+ \uparrow \quad V(X) = (26\,703,42 - 7\,259,53 - 1\,814,88) - 3\,813,28X$$

$$V(X) = 17\,629,01 - 3\,813,28X$$

$$+ \curvearrowright \quad M(X) = 26\,703,42 X - 7\,259,53(x - 0,73) - 1\,814,88(x - 5) - (3\,813,28 X * X / 2)$$

$$M(X) = -1\,906,64 X^2 + 17\,629,01 X + 14\,373,85$$

Tabla XLIV. **Cortes y momentos generados en la viga en posición núm. 3**

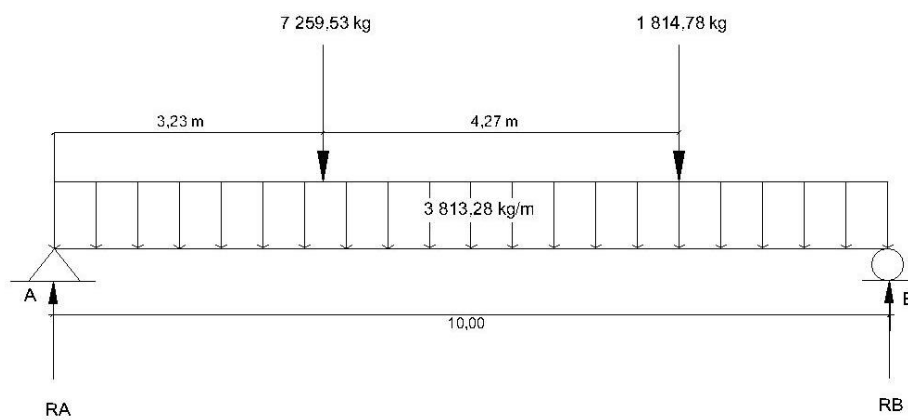
Distancia (m)	Posición 3 corte V(x) (Kg)	Posición 3 momento M(x) (Kg-m)
0	26 703,43	0,00
0,73	23 919,73	18 477,45
0,73	16 660,20	18 477,45
1	15 630,62	22 836,72
2	11 817,34	36 560,69
3	8 004,06	46 471,39
4	4 190,78	52 568,81
4,27	3 161,19	53 561,32
4,27	1 346,31	54 886,18
5	-1 437,39	54 852,94
6	-5 250,67	51 508,91
7	-9 063,95	44 351,61
8	-12 877,23	33 381,02
9	-16 690,51	18 597,15
10	-20 503,79	1,82E-11

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Posición 4

Es la posición recorrida por el vehículo en este caso a una distancia de 3/4  
 $(L) = 3/4 (10) = 7,5 \text{ m}$ .

Figura 52. **Camión H20-44 posición núm. 4**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\sum M_B = 0$$

$$(-R_A * 10\text{m}) + (7\,259,53\text{kg} (10\text{m} - 3,23\text{m})) + (1\,814,88\text{kg} * 2,5\text{m}) + (3\,813,28 \text{ kg} (10\text{m})(10\text{m}/2)) = 0$$

$$R_A = \frac{(7\,259,53\text{kg} (6,77\text{m})) + (1\,814,88\text{kg} * 2,5\text{m}) + (3\,813,28\text{kg} (10\text{m})(10\text{m}/2))}{10\text{m}}$$

$$R_A = 24\,434,82 \text{ kg}$$

$$+\uparrow \sum F_B = 0$$

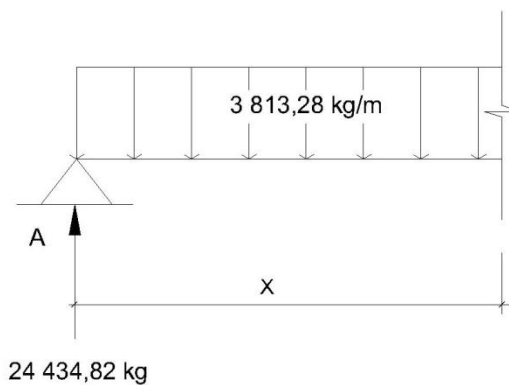
$$24\,434,82 \text{ kg} - 7\,259,53 \text{ kg} - 1\,814,88 \text{ kg} - (3\,813,28 \text{ kg/m} \cdot 10\text{m}) - R_B = 0$$

$$R_B = (3\,813,28 \text{ kg/m} \cdot 10\text{m}) + 1\,814,88 \text{ kg} + 7\,259,53 \text{ kg} - 24\,434,82 \text{ kg}$$

$$R_B = 22\,772,39 \text{ kg}$$

Una vez calculadas las reacciones se determinan las ecuaciones de corte y de momento.

Figura 53. **1er. corte ( $0 < x < 3,23$ ) m**



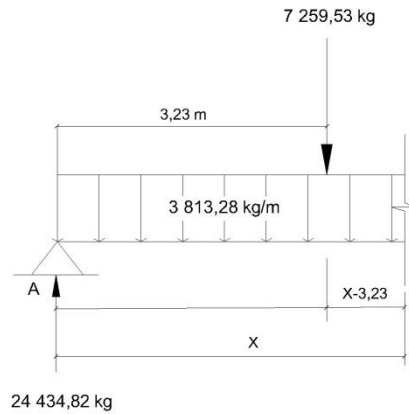
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$+\uparrow V(X) = 24\,434,82 - 3\,813,28X$$

$$+\curvearrowright M(X) = 24\,434,82 X - (3\,813,28 X \cdot X/2)$$

$$M(X) = -1\,906,60 X^2 + 24\,434,82 X$$

Figura 54. **2do. corte (3,23 < x < 7,5) m**

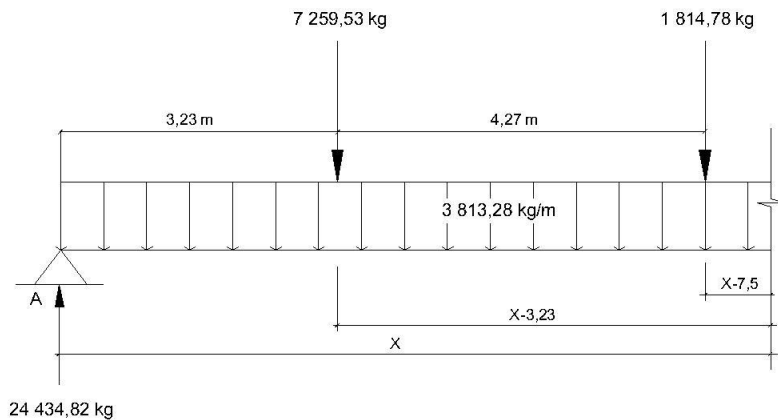


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\begin{aligned}
 + \uparrow \\
 V(X) &= (-7\,259,53 + 24\,434,82) - 3\,813,28X \\
 V(X) &= 17\,175,29 - 3\,813,28X
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 + \curvearrowright \\
 M(X) &= 24\,434,82 X - 7\,259,53(x - 3,23) - (3\,813,28 X \cdot X / 2) \\
 M(X) &= -1\,906,64 X^2 + 17\,175,29 X + 23\,448,28
 \end{aligned}$$

Figura 55. **3er. corte (7,5 < x < 10) m**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$+ \uparrow \quad V(X) = (24\,434,82 - 7\,259,53 - 1\,814,88) - 3\,813,28X$$

$$V(X) = 15\,360,41 - 3\,813,28X$$

$$+ \curvearrowright \quad M(X) = 24\,434,82 X - 7\,259,53(x - 3,23)$$

$$- 1\,814,88(x - 7,5) - (3\,813,28 X * X/2)$$

$$M(X) = -1\,906,64 X^2 + 15\,360,41 X + 37\,059,88$$

Tabla XLV. **Cortes y momentos generados en la viga en posición núm. 4**

Distancia (m)	Posición 4 corte V(x) (Kg)	Posición 4 momento M(x) (Kg-m)
0	24 434,83	0,00
1	20 621,55	22 528,19
2	16 808,26	41 243,09
3	12 994,98	56 144,72
3,23	12 117,93	59 032,70
3,23	4 858,40	59 032,70
4	1 922,17	61 643,22
5	-1 891,11	61 658,75
6	-5 704,39	57 861,00
7	-9 517,67	50 249,98
7,5	-11 424,31	45 014,48
7,5	-13 239,19	45 014,48
8	-15 145,83	37 918,22
9	-18 959,11	20 865,75
10	-22 772,39	0,00

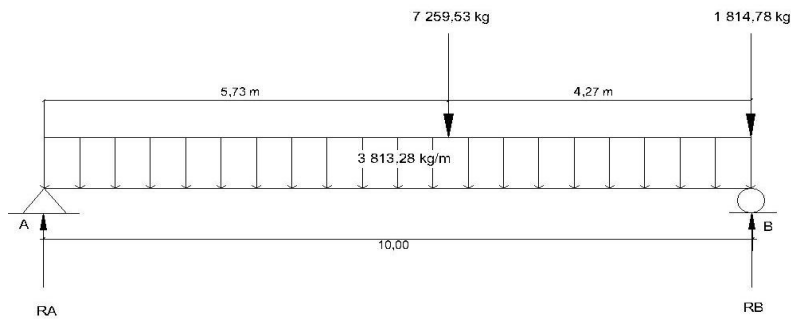
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.



- Posición 5

Es la posición recorrida por el vehículo para este caso a una distancia de (L) = 10,0 m.

Figura 56. Camión H20-44 posición núm. 5



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\sum M_B = 0$$

$$-R_A(10m) + (7\,259,53\text{ kg} \cdot 4,27\text{ m}) + (3\,813,28\text{ kg} \cdot 10m) \cdot (10m/2) = 0$$

$$R_A = \frac{(7\,259,53\text{ kg} \cdot 4,27\text{ m}) + (3\,813,28\text{ kg} \cdot 10m) \cdot (10m/2)}{10m}$$

$$R_A = 22\,166,22\text{ kg}$$

$$\sum F_B = 0$$

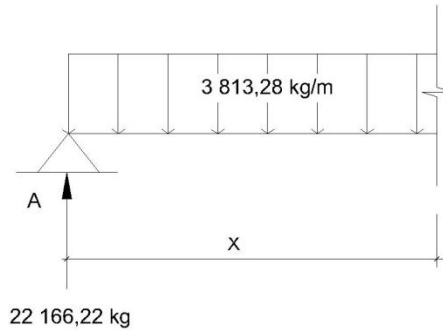
$$22\,166,22\text{ kg} - 7\,259,53\text{ kg} - 1\,814,88\text{ kg} - (3\,813,28\text{ kg/m} \cdot 10m) + R_B = 0$$

$$R_B = -22\,166,22\text{ kg} + 7\,259,53\text{ kg} + 1\,814,88\text{ kg} + (3\,813,28\text{ kg/m} \cdot 10m)$$

$$R_B = 25\,040,99\text{ kg}$$

Una vez calculados las reacciones se determinan las ecuaciones de corte y de momento.

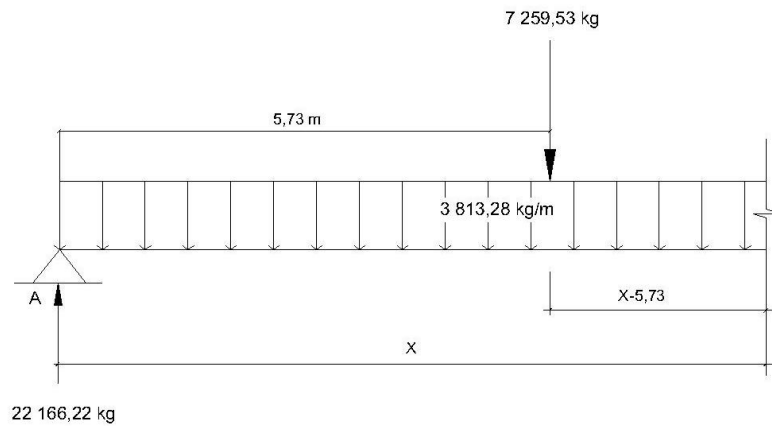
Figura 57. 1er. corte ( $0 < x < 5,73$ ) m



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\begin{aligned}
 & \uparrow + \\
 & V(X) = 22\ 166,22 - 3\ 813,28X \\
 \\ 
 & \curvearrowright + \\
 & M(X) = 22\ 166,22 X - (3\ 813,28 X * X / 2) \\
 & M(X) = -1\ 906,64 X^2 + 22\ 166,22 X
 \end{aligned}$$

Figura 58. 2do. corte ( $5,73 < x < 10$ ) m



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\begin{aligned}
 & \uparrow + \\
 & V(X) = (-7\,259,53 + 22\,166,22) - 3\,813,28X \\
 & V(X) = 14\,906,69 - 3\,813,28X
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \curvearrowright + \\
 & M(X) = 22\,166,22X - 7\,259,73(x - 5,73) - (3\,813,28X \cdot X/2) \\
 & M(X) = -19\,06,64X^2 + 14\,906,69X + 41\,597,1
 \end{aligned}$$

Tabla XLVI. **Cortes y momentos generados en la viga en posición núm.**

5

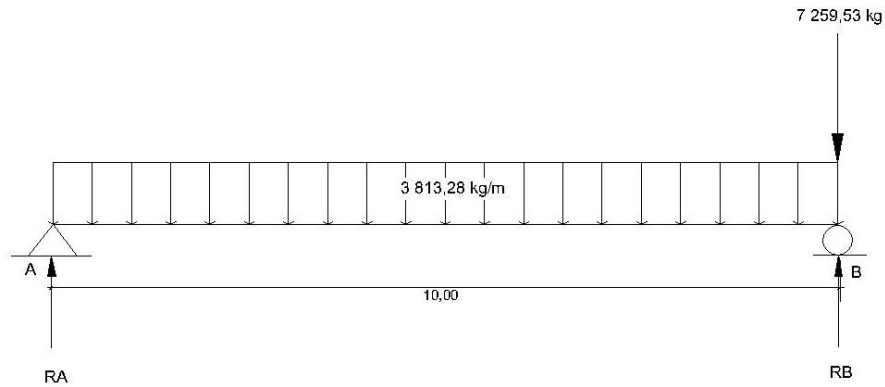
Distancia (m)	Posición 5 corte V(x) (Kg)	Posición 5 momento M(x) (Kg-m)
0	22 166,22	0,00
1	18 352,94	20 259,58
2	14 539,66	36 705,89
3	10 726,38	49 338,91
4	6 913,10	58 158,65
5	3 099,82	63 165,11
5,73	316,12	64 411,93
5,73	-6 943,41	64 411,93
6	-7 972,99	62 398,21
7	-11 786,27	52 518,58
8	-15 599,55	38 825,67
9	-19 412,83	21 319,48
10	-23 226,12	0,00

Fuente: elaboración propia

- Posición 6

Es la posición recorrida por el vehículo para este caso a una distancia de 14,27 m.

Figura 59. **Camión H20-44 posición núm. 6**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\sum M_B = 0$$

$$-R_A(10m) + (3\ 813,28\ \text{kg} \cdot 10m) \cdot (10m/2) = 0$$

$$R_A = \frac{(3\ 813,28\ \text{kg} \cdot 10m) \cdot (10m/2)}{10m}$$

$$R_A = 19\ 066,40\ \text{kg}$$

$$+\uparrow \sum F_B = 0$$

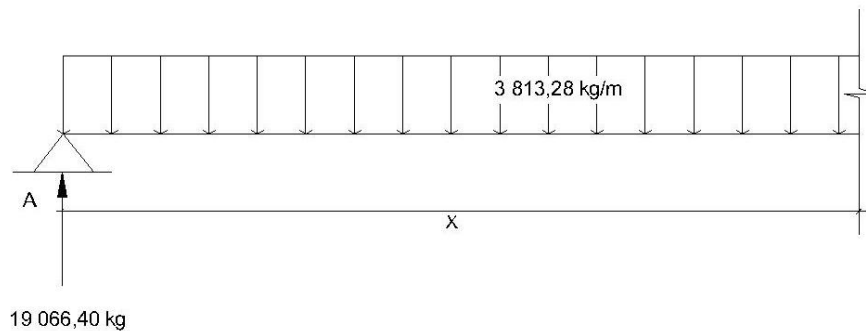
$$19\,066,40 \text{ kg} - 7\,259,53 \text{ kg} - (3\,813,28 \text{ kg/m} \cdot 10\text{m}) + R_B = 0$$

$$R_B = 7\,259,53 \text{ kg} - 19\,066,40 \text{ kg} + (3\,813,28 \text{ kg/m} \cdot 10\text{m})$$

$$R_B = 26\,325,93 \text{ kg}$$

Una vez calculados las reacciones se determinan las ecuaciones de corte y de momento.

Figura 60. 1er. corte ( $0 < x < 10$ ) m



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$+\uparrow V(X) = 19\,066,40 - 3\,813,28X$$

$$+\curvearrowright M(X) = 19\,066,40 X - (3\,813,28 X \cdot X/2)$$

$$M(X) = -1\,906,64 X^2 + 19\,066,40 X$$

Tabla XLVII. **Cortes y momentos generados en la viga en posición núm.**

**6**

<b>Distancia (m)</b>	<b>Posición 6 corte V(x) (Kg)</b>	<b>Posición 6 momento M(x) (Kg-m)</b>
0	19 066,41	0,00
1	15 253,12	17 159,76
2	11 439,84	30 506,25
3	7 626,56	40 039,45
4	3 813,28	45 759,37
5	0,00	47 666,01
6	-3 813,28	45 759,37
7	-7 626,56	40 039,45
8	-11 439,84	30 506,25
9	-15 253,12	17 159,76
10	-19 066,41	0,00

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- **Diseño de acero para la viga**

A través del método de líneas de influencia se determinaron diferentes momentos que ocurren en toda la longitud de la viga, a medida de que la carga vehicular avanza, para realizar el diseño de acero se seleccionan los momentos máximos, en cada uno de los metros recorridos en las seis diferentes posiciones del análisis para posteriormente realizar el diseño.

Tabla XLVIII. **Momentos máximos generados en la viga**

Distancia (m)	momento máximo M(x)( Kg-m)
0	0,00
1	22 836,72
2	41 243,09
3	56 144,72
4	61 643,22
5	63 165,11
6	62 398,21
7	52 518,58
8	38 825,67
9	21 319,48
10	1,82E-11

Fuente: elaboración propia.

- Acero mínimo

Según la sección 10.5.1 de ACI 318-11 establece que en toda sección sometida a flexión el refuerzo mínimo no debe ser menor que el obtenido por medio de las siguientes expresiones.

Datos:

$$F'c=280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y =4 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b =40 \text{ cm}$$

h =70 cm

rec=5 cm

d=h-rec-  $\phi_{\#8}/2 =70-5-2,54/2=63,73$  cm

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \cdot 40 \cdot 63,73$$

$$A_{s_{\min}} = 8,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot 40 \cdot 63,73}{4200}$$

$$A_{s_{\min}} = 8,55 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso 8,55 cm<sup>2</sup>.

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Según el código ACI318-11 en el apéndice B 8.4.2 indica que la cuantía de acero balanceada para el cálculo de acero máximo se determina de la siguiente forma.

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot 6120}{f_y (6120 + f_y)}$$

si  $0 \text{ kg/cm}^2 < f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $\beta = 0,85$



$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280 * 6\ 120}{4\ 200 (6\ 120 + 4\ 200)}$$

$$\rho_b = 0,0285$$

$$As_{max} = 0,5 * 0,0285 * 40 * 63,73$$

$$As_{max} = 36,33\text{ cm}^2$$

- Acero requerido

Se determinará el acero requerido para cada uno de los momentos máximos anteriormente calculados, para ello se utilizará la siguiente ecuación y el momento máximo a la distancia de un metro para la demostración.

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

$$As = \left[ 40 * 63,73 - \sqrt{(40 * 63,73)^2 - \frac{22\ 836,72 * 40}{0,003825 * 280}} \right] * 0,85 * \left( \frac{280}{4\ 200} \right)$$

$$As = 9,81\text{ cm}^2$$

Tabla XLIX. **Acero requerido para cada uno de los momentos máximos en la viga**

<b>Distancia (m)</b>	<b>momento máximo M(x) (Kg-m)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As min(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As max(cm<sup>2</sup>)</b>
0	0,00	0,00	8,55	36,33
1	22 836,72	9,81	8,55	36,33
2	41 243,09	18,28	8,55	36,33
3	56 144,72	25,57	8,55	36,33
4	61 643,22	28,38	8,55	36,33
5	63 165,11	29,16	8,55	36,33
6	62 398,21	28,77	8,55	36,33
7	52 518,58	23,75	8,55	36,33
8	38 825,67	17,13	8,55	36,33
9	21 319,48	9,14	8,55	36,33
10	1,82E-11	2,58E-14	8,55	36,33

Fuente: elaboración propia.

Con los cálculos de acero mínimo y máximo anteriormente determinados se debe verificar que el acero requerido se encuentre entre estos límites, de lo contrario si el área de acero requerida para un momento dado es menor al área de acero mínima, se utilizará el área de acero mínima.

Tabla L. **Acero a utilizar para armado de viga**

Distancia (m)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	Cantidad de varillas		
		no8	No 7	As a utilizar (cm <sup>2</sup> )
0	0,00	3	0	15,18
1	9,81	3	0	15,18
2	18,28	3	2	22,92
3	25,57	3	3	26,79
4	28,38	3	4	30,66
5	29,16	3	4	30,66
6	28,77	3	4	30,66
7	23,75	3	3	26,79
8	17,13	3	2	22,92
9	9,14	3	0	15,18
10	2,58E-14	3	0	15,18

Fuente: elaboración propia.

- Acero para la cama inferior

El armado longitudinal de la cama inferior de la viga estará basado en el capítulo 21 del código ACI318-11.

- En cualquier sección del elemento a flexión, el refuerzo para la cama inferior no deberá ser menor que el acero mínimo.
- La cuantía de refuerzo no debe ser mayor a 0,025

- Se debe disponer de al menos dos barras de acero a lo largo de la viga en la cama inferior.
- Acero para la cama superior

El armado longitudinal de la cama superior de la viga estará basado en el capítulo 21 del código ACI318-11.

- En cualquier sección del elemento a flexión el refuerzo para la cama superior no deberá ser menor que el acero mínimo.
- Se debe disponer de al menos dos barras de acero a lo largo de la viga en la cama superior.
- La resistencia a momento negativo en cualquier sección de la viga no deberá ser menor de un cuarto de la resistencia máxima.

$$A_{s_{\min}} = 8,55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,25 A_{s_{M+}}$$

$$A_s = 0,25 (29,16 \text{ cm}^2) = 7,29 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el área de  $A_{s_{\min}}$  la cual es cubierta por tres varillas núm. 8 ( $A_s = 15,18 \text{ cm}^2$ ).

- Acero adicional

Deberá colocarse  $5,29 \text{ cm}^2$  de área de acero adicional por cada metro de alto de la viga.

$$A_{s_{\text{adicional}}} = (5,29 \text{ cm}^2/\text{m})(0,70 \text{ m})$$

$$A_{s_{\text{adicional}}} = 3,70 \text{ cm}^2$$

Se colocara 2 varillas núm. 5 ( $A_s=3,94$ ) en toda la longitud de la viga

- Refuerzo a corte

Para realizar el diseño a corte es necesario conocer el máximo esfuerzo a corte ocasionado por la carga vehicular en la viga, siendo el siguiente.

$$V_u = 26\,703,42 \text{ kg}$$

Basado en el capítulo 11 del código ACI318-1 el diseño para secciones transversales sometidas a cortante debe cumplir con el siguiente criterio:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$\phi$  = factor de resistencia a corte = 0,90

$V_u$  = fuerza de cortante última

$V_n$  = resistencia nominal al cortante

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_c$  = resistencia nominal al cortante del concreto

$V_s$  = resistencia nominal al cortante por el refuerzo

- Resistencia nominal al cortante del concreto

$$V_c = 0,53 * b * d * \sqrt{f'_c}$$
$$V_c = 0,53 * 40 * 63,73 * \sqrt{280}$$
$$V_c = 22\ 607,82 \text{ kg}$$

- Resistencia nominal al cortante por el refuerzo

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

Donde:

$A_v$  = área de refuerzo para cortante

Según lo indicado en el capítulo 11.5.5.1 del código ACI318-11 el espaciamiento del refuerzo cortante no debe exceder a  $d/2 = (63,73/2) = 31,87$  cm.

Por lo tanto se utilizará estribos núm. 4 ( $A_v = 1,26 \text{ cm}^2$ ) con un espaciamiento ( $S = 20$  cm).

$$V_s = \frac{1,26 * 4 * 200 * 63,73}{20}$$
$$V_s = 16\ 862,96 \text{ kg}$$

Resistencia nominal al cortante

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 22\,607,82 \text{ kg} + 16\,862,96 \text{ kg}$$

$$V_n = 39\,470,78 \text{ kg}$$

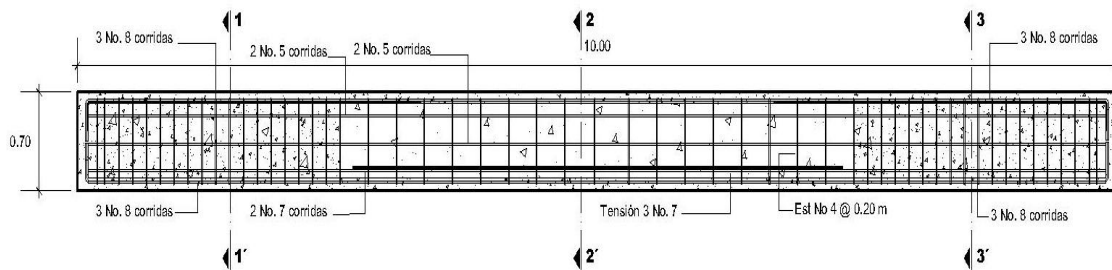
$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0,90(39\,470,78 \text{ kg}) \geq 26\,703,42 \text{ kg}$$

$$35\,523,70 \text{ kg} \geq 26\,703,42 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

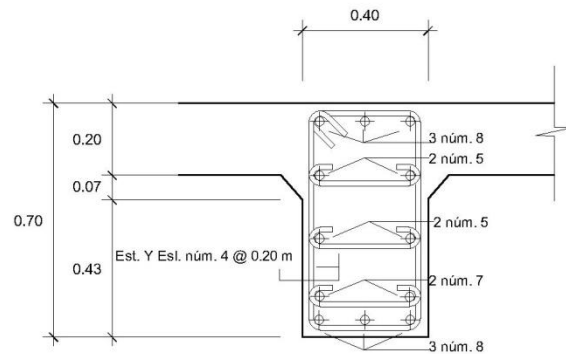
El resultado indica que el acero núm. 4, con el espaciamiento diseñado a cada 0,20 m cumple con la resistencia al cortante, causada por la carga vehicular a la viga.

Figura 61. **Detalle de armado de viga**



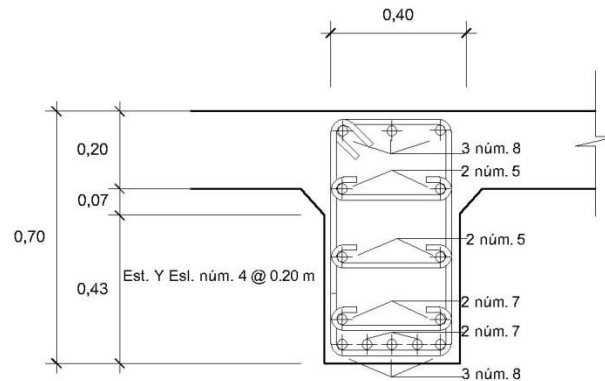
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 62. **Detalle de armado de viga para momento negativo corte 1-1'**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 63. **Detalle de armado de viga para momento positivo corte 2-2'**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.3.5. Diseño de subestructura

La subestructura está compuesta por cortina, vigas de apoyo, estribos, pilas centrales y neopreno. Estos elementos estructurales son los encargados de transmitir la carga generada por la superestructura hacia la cimentación, donde posteriormente se transmite al suelo.

#### 3.3.5.1. Diseño de viga de apoyo

Las vigas de apoyos son elementos estructurales en las cuales van apoyadas la vigas principales del puente, estos elementos no están sometidos a ningún esfuerzo de flexión por tal motivo su diseño se basa en el esfuerzo a compresión.



Las dimensiones de la viga de apoyo son las siguientes:

$$b = 0,85 \text{ m}$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

- Carga total distribuida en vigas
  - Carga de diseño debido al peso de la estructura

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

$$Q = n_i [1,25W_{DC} + 1,50W_{DW} + 1,75(W_{PL})]$$

$$Q = 1 * [1,25(4\,738,96) + 1,50(450) + 1,75(587,34)]$$

$$Q = 7\,626,56 \text{ kg/m}$$

La carga de diseño debido al peso debe multiplicarse por la longitud del tramo en este caso de 10m, para obtener la carga distribuida en las vigas de apoyo.

$$Q = (7\,626,56 \text{ kg/m}) * 10\text{m}$$

$$Q = 76\,265,62 \text{ kg/m}$$

- Carga tributaria en cada viga de apoyo

$$\frac{Q}{2} = \frac{76\,265,62 \text{ kg/m}}{2} = 38\,132,81 \text{ kg/m}$$

- Carga distribuida en cada viga de apoyo

$$Q_1 = \frac{38\,132,81 \text{ kg/m}}{5 \text{ m}}$$

$$Q_1 = 7\,626,56 \text{ kg/m}$$

- Cargas permanentes (DC)

- Carga de cortina

$$W_{\text{cortina}} = \text{sección} \cdot \gamma_c$$

$$W_{\text{cortina}} = 0,30 \text{ m} \cdot 0,75 \text{ m} \cdot 2\,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{\text{cortina}} = 540 \text{ kg/m}$$

- Carga de viga de apoyo

$$W_{\text{viga de apoyo}} = \text{sección} \cdot \gamma_c$$

$$W_{\text{viga de apoyo}} = 0,25 \text{ m} \cdot 0,80 \text{ m} \cdot 2\,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{\text{cortina}} = 480 \text{ kg/m}$$

- Sobrecarga vehicular

$$W_{\text{vehicular}} = \frac{W_{\text{eje trasero del camión}}}{L_{\text{viga de apoyo}}}$$

$$W_{\text{vehicular}} = \frac{14\,519,06 \text{ kg}}{5 \text{ m}}$$

$$W_{\text{vehicular}} = 2\,903,81 \text{ kg/m}$$

- Aplicando el factor de cargas

$$Q_2 = n_i [1,25W_{DC} + 1,75(W_{LL})]$$

$$Q_2 = 1 * [1,25(540 \text{ kg/m} + 480 \text{ kg/m}) + 1,75(2\ 903,81 \text{ kg/m})]$$

$$Q_2 = 6\ 356,67 \text{ kg/m}$$

- Carga total de diseño

$$Q_{\text{total}} = Q_1 + Q_2$$

$$Q_{\text{total}} = 7\ 626,56 \text{ kg/m} + 6\ 356,67 \text{ kg/m}$$

$$Q_{\text{total}} = 13\ 983,23 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de acero

Debido a que la viga de apoyo trabaja a compresión el área de acero a utilizar deberá cumplir con el área de acero mínima.

Datos:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$t = 25 \text{ cm}$$

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

- Acero mínimo

Basado en el capítulo 10.5.1 del código ACI318-11

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{2810 \text{ kg/cm}^2} \cdot 80 \cdot 20$$

$$A_{s_{\min}} = 7,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot 80 \cdot 20}{2810}$$

$$A_{s_{\min}} = 8,02 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso 8,02 cm<sup>2</sup>. Por lo tanto se utilizará 2 varillas núm. 5 tanto en la cama inferior como en la superior y 2 varillas de acero núm. 4 en la parte media.

$$4 \text{ núm. 5 } (A_s = 1,97 \text{ cm}^2) = 4 \cdot 1,97 \text{ cm}^2 = 7,88 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ núm. 4 } (A_s = 1,26 \text{ cm}^2) = 2 \cdot 1,26 \text{ cm}^2 = 2,52 \text{ cm}^2$$

Obteniendo un área total de 10,40 cm<sup>2</sup>

- Diseño a corte

Se determinará el corte último por metro que actúa sobre la viga de apoyo.

$$V_u = Q_t$$

$$V_u = 13\,983,23 \text{ kg/m} \cdot 1 \text{ m}$$

$$V_u = 13\,983,23 \text{ kg}$$

Basado en el capítulo 11 del código ACI318-1 el diseño para secciones transversales sometidas a cortante debe cumplir con el siguiente criterio:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$\phi$  = factor de resistencia a corte = 0,90

$V_u$  = fuerza de cortante última

$V_n$  = resistencia nominal al cortante

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_c$  = resistencia nominal al cortante del concreto

$V_s$  = resistencia nominal al cortante por el refuerzo

Resistencia nominal al cortante del concreto

$$V_c = 0,53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0,53 \cdot 80 \cdot 20 \cdot \sqrt{280}$$

$$V_c = 14\ 189,75 \text{ kg}$$

La cantidad de resistencia nominal al cortante se determina de la siguiente manera, partiendo de la ecuación principal.

$$\phi V_n = V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) = V_u$$

$$\phi V_c + \phi V_s = V_u$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

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

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

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

$$V_s = \frac{13\,983,23 \text{ kg}}{0,90} - 14\,189,75 \text{ kg}$$

$$V_s = 1\,347,17 \text{ kg}$$

Partiendo de la ecuación de la resistencia nominal al cortante ACI318-11  
seccion 11.5.7.1

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

Donde:

$A_v$  = área de refuerzo propuesta para el cortante. Est núm. 3 ( $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$ )

Despejando la fórmula anterior para el espaciamiento.

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

$$S = \frac{0,71 * 2\,810 * 20}{1\,347,17}$$

$$S = 29,62 \text{ cm}$$

Según el código ACI318-11 en el capítulo 11.5.5.1 la separación entre estribos cerrados deben de estar espaciados a no más de  $d/2 = 20/2 = 10$  por lo tanto se utilizará estribos núm. 3 espaciados a cada 10 cm.

$$V_s = \frac{0,71 * 2\ 810 * 20}{10}$$

$$V_s = 3\ 990,20 \text{ kg}$$

$$V_n = 14\ 189,75 \text{ kg} + 3\ 990,20 \text{ kg}$$

$$V_n = 18\ 179,95 \text{ kg}$$

Se debe verificar que cumpla con el enunciado de diseño a cortante

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0,90(18\ 179,95 \text{ kg}) \geq 13\ 983,23 \text{ kg}$$

$$16\ 361,96 \text{ kg} \geq 13\ 983,23 \text{ kg OK}$$

### 3.3.5.2. Diseño de viga de cortina

Su diseño es comparado con un muro de contención, se considera empotrado sobre la viga de apoyo y su alto depende directamente de del peralte la viga.

Para su diseño se debe de tomar en cuenta los siguientes aspectos

- Fuerza provocada por sismo
- Fuerza provocada por la carga vehicular
- Empuje horizontal del suelo sobre la cortina
- Empuje por sobrecarga

Las dimensiones de la cortina son las siguientes:

$$b = 0,85 \text{ m}$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

- Fuerza provocada por sismo

La fuerza provocada por el sismo debe de tener una magnitud de por lo menos el 12 % del peso total de la cortina y debe de ser aplicado a la mitad de la cortina según AASHTO LRFD.

- Peso de la cortina

$$W = \gamma_c * b * h * l$$

Donde:

$$\gamma_c = \text{peso específico del concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$b = \text{base de cortina} = 0,30 \text{ m}$$

$$h = \text{altura de cortina} = 0,75 \text{ m}$$

$$l = \text{longitud de cortina} = 5,0 \text{ m}$$

$$W = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,30 \text{ m} * 0,75 \text{ m} * 5,0 \text{ m}$$

$$W = 2700 \text{ kg}$$

- Fuerza provocada por sismo

$$F_{\text{sismo}} = 12 \% * W$$



$$F_{\text{sismo}} = 0,12 * 2\,700 \text{ kg}$$

$$F_{\text{sismo}} = 324 \text{ kg}$$

- Momento provocado por sismo

$$M_{\text{sismo}} = F_{\text{sismo}} * \frac{h}{2}$$

$$M_{\text{sismo}} = 324 \text{ kg} * \frac{0,75 \text{ m}}{2}$$

$$M_{\text{sismo}} = 125,50 \text{ kg-m}$$

- Fuerza provocada por carga vehicular (LL)

Es la fuerza transmitida por la carga viva al enfoque del puente la cual posteriormente es transmitida a la cortina. La fuerza LL se calcula utilizando un 5 % del peso del camión en este caso el H20-44, la fuerza es aplicada al centro de gravedad.

La fuerza provocada por la carga vehicular se determina de la siguiente forma:

$$LL = \frac{0,05 * W}{2h}$$

Donde:

W = peso del camión en kg

h = altura de la cortina

$$LL = \frac{0,05 \cdot 18\,148,82 \text{ kg}}{2 \cdot 0,75 \text{ m}}$$

$$LL = 604,96 \text{ kg/m}$$

$$LL = 604,96 \text{ kg/m} \cdot 1 \text{ m} = 604,96 \text{ kg}$$

Momento provocado por fuerza longitudinal

$$M_{LL} = LL \cdot (G+h)$$

Donde:

G= centro de gravedad del camión H20-44, según AASHTO LRFD tabla 13.7.2.1 será de 1,25 metros.

h= altura de la cortina.

$$M_{LL} = 604,96 \text{ kg} \cdot (1,25 \text{ m} + 0,75 \text{ m})$$

$$M_{LL} = 1\,209,92 \text{ kg-m}$$

- Empuje horizontal del suelo sobre la cortina

Se utilizará el mismo tipo de suelo para el relleno y se asumirá que el empuje lateral del es literalmente proporcional a la altura del mismo, Según AASHTO LRFD 3.11.5.1-1.

$$E_H = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot z (x 10^{-9}) (\text{Mpa})$$

Donde:

k= coeficiente de empuje lateral del suelo =  $1 - \text{sen} \emptyset$

$\phi$  = ángulo de fricción interna=  $31,92^\circ = 0,55$  rad

$\gamma_s$  = densidad del suelo =  $1440 \text{ kg/m}^3$

a = aceleración de gravedad =  $9,81 \text{ m/s}^2$

d = profundidad del suelo=  $750 \text{ mm}$

$$E_H = 0,47 * 1440 \text{ kg/m}^3 * 9,81 \text{ m/s}^2 * 750 \text{ mm} * (x10^{-9})$$

$$E_H = 0,0050 \text{ Mpa}$$

$$E_H = 0,0050 \text{ Mpa} * 10,1971$$

$$E_H = 0,0515 \text{ kg/cm}^2 = 515,67 \text{ kg/m}^2$$

- Empuje por sobrecarga

Se asumirá que existe una sobrecarga por encima del suelo con una altura de  $0,61 \text{ m}$

$$E_S = k * \gamma_s * g * z (x10^{-9}) (\text{Mpa})$$

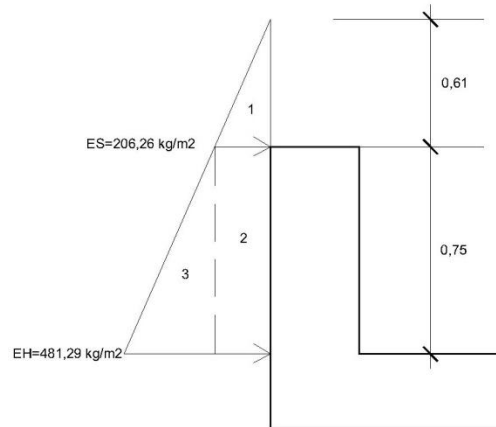
$$E_S = 0,47 * 1440 \text{ kg/m}^3 * 9,81 \text{ m/s}^2 * 610 \text{ mm} * (x10^{-9})$$

$$E_S = 0,0020 \text{ Mpa}$$

$$E_S = 0,0020 \text{ Mpa} * 10,1971$$

$$E_S = 0,0206 \text{ kg/cm}^2 = 206,26 \text{ kg/m}^2$$

Figura 64. Presiones en cortina



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Se calcularán las fuerzas debido al empuje del suelo y a la sobrecarga aplicada a la cortina, las fuerzas para las figuras triangulares se aplicarán a una altura de  $h/3$  con respecto a la base del triángulo y para las figuras rectangulares a  $h/2$ .

Fuerzas laterales por unidad de longitud

$$F_1 = \text{Área 1} = 0,5 * 206,26 \text{ kg/m}^2 * 0,61\text{m}$$

$$F_1 = 62,91 \text{ kg/m}$$

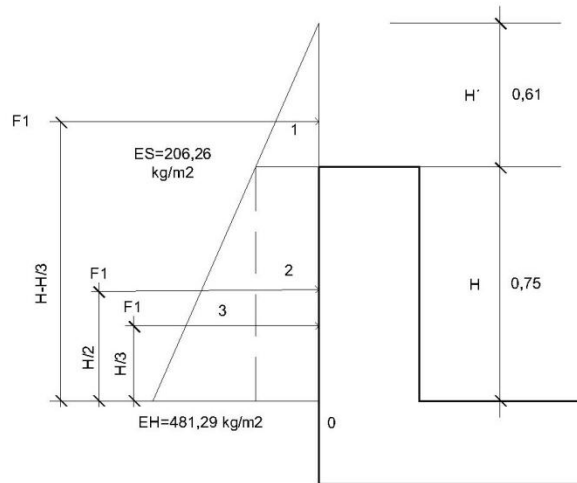
$$F_2 = \text{Area 2} = 206,26 \text{ kg/m}^2 * 0,75\text{m}$$

$$F_1 = 154,70 \text{ kg/m}$$

$$F_1 = \text{Area 1} = 0,5 * (481,29 \text{ kg/m}^2 - 206,26 \text{ kg/m}^2) * 0,75\text{m}$$

$$F_1 = 103,13 \text{ kg/m}$$

Figura 65. **Fuerzas por unidad de longitud aplicadas a la cortina**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Momentos debido a las fuerzas de empuje

Los momentos se generan en la base de la cortina en el punto 0

$$M_{ES} = F_1(H + H'/3)$$

$$M_{ES} = 62,91 \text{ kg/m} (0,75 + 0,61/2)$$

$$M_{ES} = 66,37 \text{ kg-m}$$

$$M_{EH} = F_2(H/2) + F_3(H/3)$$

$$M_{EH} = 154,70 \text{ kg/m} (0,75/2) + 113,13(0,75/2)$$

$$M_{EH} = 83,79 \text{ kg-m}$$

- Momento de diseño

Según AASHTO LRFD 3.4.1 se debe aplicar una combinación de factores de carga para la resistencia 1, para los momentos que actúan sobre la cortina, estos factores son los siguientes:

$$ES = 1,50$$

$$EH = 1,50$$

$$LL = 1,75$$

$$F_{sismo} = 1,0$$

$$M_{Dis} = 1,50 M_{ES} + 1,50 M_{EH} + 1,75 M_{LL} + 1,0 M_{Sismo}$$

$$M_{Dis} = 1,50 (66,37) + 1,50 (83,79) + 1,75 (1\ 179,67) + 1,0 (121,5)$$

$$M_{Dis} = 2\ 411,18 \text{ kg-m}$$

- Acero de refuerzo

El armado de la cortina estará basado en el capítulo 21 del código ACI318-11.

- En cualquier sección del elemento a flexión, tanto para la cama superior como inferior no deberá ser menor que el acero mínimo.
- Se debe disponer de al menos dos barras de acero a lo largo de la cortina tanto en la cama superior como inferior.

- Acero mínimo

Basado en el código ACI318-11 capítulo 10.5.1. determina que el acero mínimo debe ser el siguiente:

Datos:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$h = 75 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$d = 75 - rec = 75 - 5 = 70 \text{ cm}$$

$$As_{min} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{f'c}}{fy} \cdot b \cdot d$$

$$As_{min} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{2810 \text{ kg/cm}^2} \cdot 30 \cdot 70$$

$$As_{min} = 10,00 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14,1 \cdot b \cdot d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{14,1 \cdot 30 \cdot 70}{2810}$$

$$As_{min} = 10,53 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso 10,53 cm<sup>2</sup>.

- Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0,5 * \rho_b * b * d$$

En donde el la cuantía de acero balanceada estará determinada por las siguiente función.

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta * f'c * 6\ 120}{f_y(6\ 120 + f_y)}$$

Si  $0\ \text{kg/cm}^2 < f'c \leq 280\ \text{kg/cm}^2$  entonces  $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280 * 6\ 120}{2\ 810(6\ 120 + 2\ 810)}$$

$$\rho_b = 0,04926$$

$$A_{s_{max}} = 0,5 * 0,04926 * 30 * 70$$

$$A_{s_{max}} = 51,72\ \text{cm}^2$$

- Acero requerido

Se determinará el acero requerido para el momento último calculado, para ello se utilizará la siguiente ecuación.

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

$$A_s = \left[ 30 * 70 - \sqrt{(30 * 70)^2 - \frac{2\ 411,18 * 30}{0,003825 * 280}} \right] * 0,85 * \left( \frac{280}{2\ 810} \right)$$

$$A_s = 1,36\ \text{cm}^2$$



Debido a que el área de acero requerido es menor que el área de acero mínima se utilizará esta última, por lo tanto se usará 2 varillas núm. 5 ( $A_s=1,97 \text{ cm}^2$ ) tanto en la cama superior como inferior y 4 varillas núm. 4 ( $A_s=1,26 \text{ cm}^2$ ) de acero adicional en la parte media de la cortina ( $4 \text{ núm.5} = 7,88 \text{ cm}^2$ ) + ( $4 \text{ núm. 4} = 5,04 \text{ cm}^2$ ) =  $12,92 \text{ cm}^2$

- Diseño a corte

A través de la combinación de factores carga se determina la fuerza cortante última que actúa sobre la cortina.

$$V_u = 1,50 F_{1ES} + 1,50(F_{2EH} + F_{3EH}) + 1,75 M_{LL} + 1,0 M_{\text{sismo}}$$

$$V_u = 1,50 \cdot 62,91 + 1,50(154,70 + 103,13) + 1,75 (1179,67) + 1,0 (121,5)$$

$$V_u = 2\ 667,04 \text{ kg}$$

Resistencia nominal al cortante del concreto

$$V_c = 0,53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0,53 \cdot 30 \cdot 70 \cdot \sqrt{280}$$

$$V_c = 18\ 624,05 \text{ kg}$$

Se debe diseñar refuerzo a corte según ACI318-11 cuando se cumpla el siguiente enunciado.

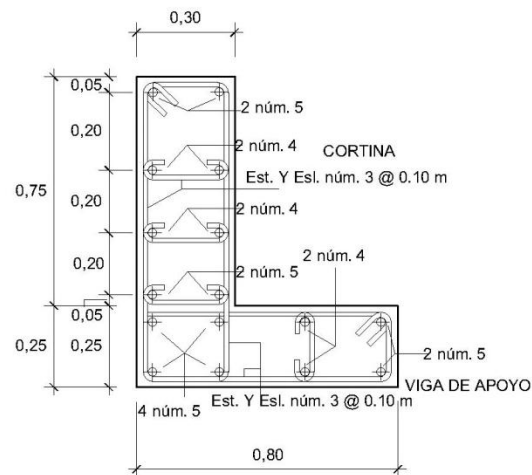
$$V_u > \phi V_c$$

$$2\ 667,04 \text{ kg} > 0,90 \cdot 18\ 624,05 \text{ kg}$$

$$2\ 667,04 \text{ kg} < 16\ 761,64 \text{ kg}$$

El resultado indica que no es necesario realizar el diseño para el refuerzo cortante  $V_s$ . Se utilizará el refuerzo cortante indicado por ACI318-11 en el capítulo 11.5.5.1, el cual indica que debe de disponerse estribos cerrados núm. 3 espaciados a no más de  $d/2 = (25/2) = 12,50$  cm, tampoco debe de exceder de 60 cm, por lo tanto se colocarán estribos núm. 3 @ 0,10 m

Figura 66. **Detalle de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.3.5.3. **Diseño de neopreno**

El neopreno es un apoyo flexible que está construido con materiales metálicos y elastómetros, estos últimos son los más utilizados para superestructuras de concreto armado.

Estos apoyos permiten una conexión entre el puente y las cargas que actúan sobre las vigas, de no contarse con ellos la energía producida por el tráfico, podría transmitirse directamente a las vigas y concentrar esfuerzos de

compresión, tensión y flexión, reduciendo de esta forma la vida útil de la estructura.

La sección vertical del apoyo soporta las cargas verticales y la horizontal las cargas longitudinales y rotacionales. Según lo indicado en el capítulo 14 de las Normas AASHTO, las condiciones de apoyo para un puente estarán en función de la longitud de su claro, para apoyos fijos de 15,24 m.

La dureza del neopreno está definida en escala de shore que varía entre los grados 0 y 100, para este caso se utilizará un neopreno con dureza de shore de 60°.

- Diseño de elastómetro

Cargas gravitatorias

$$Q = P_g + P_q$$

Donde:

$P_g$  = peso de la estructura

$P_q$  = sobrecarga mayorada del vehículo de diseño

$$P_g = Q_{\text{diseño vigas}} * L_{\text{tramo}}$$

$$P_g = 7\,626,56 \text{ kg/m} * 10 \text{ m}$$

$$P_g = 76\,265,62 \text{ kg}$$

$$P_q = \eta_i [1,75 (W_{LL})]$$

$$P_q = 1 * [1,75 (18\,148,82 \text{ kg})]$$

$$P_q = 31\,760,43 \text{ kg}$$

$$Q = P_g + P_q$$

$$Q = 76\,265,62 \text{ kg} + 31\,760,43 \text{ kg}$$

$$Q = 108\,026,05 \text{ kg}$$

- Reacciones que producen las vigas

$$V = \frac{Q}{\#_{\text{vigas}} * 2}$$

$$V = \frac{108\,026,05 \text{ kg}}{2 * 2}$$

$$V = 27\,006,51 \text{ kg}$$

- Base máxima del neopreno

$$B_{\text{máz}} = \text{ancho de viga} - 2 \text{ cm}$$

$$B_{\text{máz}} = 40 \text{ cm} - 2 \text{ cm}$$

$$B_{\text{máz}} = 38 \text{ cm}$$

Se propone una base para el neopreno de 40 cm y un ancho de 20 cm.

- Espesor

$$1 \text{ cm} \leq t \leq \frac{\text{ancho neopreno}}{5}$$

$$1 \text{ cm} \leq t \leq \frac{20 \text{ cm}}{5}$$

$$1 \text{ cm} \leq t \leq 4 \text{ cm}$$

Se utilizará un espesor de neopreno de 4 cm, dividido en 2 planchas de neopreno de 1,85 cm cada una y una plancha de acero A36 de 3mm en el centro.

- Esfuerzo a compresión

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{neopreno}} &= \frac{V}{\text{base} \cdot \text{ancho}} \\ \sigma_{\text{neopreno}} &= \frac{27\,006,51 \text{ kg}}{40 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}} \\ \sigma_{\text{neopreno}} &= 33,75 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

El esfuerzo máximo de compresión para neoprenos reforzados es de 70 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que la base, el ancho y el espesor del neopreno utilizados, cumplen con este requerimiento.

- Corrimiento máximo por temperatura ( $\Delta L_1$ )

$$\Delta L_1 = \frac{L}{2} \cdot \alpha \cdot \Delta t$$

Donde:

L = longitud del tramo = 10 m

$\alpha$  = coeficiente de dilatación del concreto =  $2 \times 10^{-3}$  cm/m

$\Delta t$  = cambio de temperatura = 33° C

$$\begin{aligned}\Delta L_1 &= \frac{10}{2} \cdot 2 \times 10^{-3} \frac{\text{cm}}{\text{m}} \cdot 33^\circ\text{C} \\ \Delta L_1 &= 0,33 \text{ cm}\end{aligned}$$

- Corrimiento máximo debido a las fuerzas de frenado ( $\Delta L_2$ )

$$\Delta L_2 = \frac{F_{\text{total}} * t}{G_0 * b * a}$$

Donde:

$F_{\text{total}}$  = fuerza de frenado total

$b$  = base de neopreno

$a$  = ancho de neopreno

$t$  = espesor de planchas de neopreno

$G_0$  = dureza de shore 60° = 11 kg/cm<sup>2</sup>

- Fuerzas de frenado

$$F_{\text{mecánicas}} = 0,15 W_{H20-44} * \text{número de carriles}$$

$$F_{\text{mecánicas}} = 0,15 * 18 \cdot 148,82 \text{ kg} * 1$$

$$F_{\text{mecánicas}} = 2 \cdot 722,32 \text{ kg}$$

$$F_{\text{no mecánicas}} = 0,04 * W_{\text{peatonal}} * \text{área de calzada}$$

$$F_{\text{no mecánicas}} = 0,04 * 587,34 \text{ kg/m} * (10 \text{ m} * 4 \text{ m})$$

$$F_{\text{no mecánicas}} = 939,75 \text{ kg}$$

- Fuerza total

$$F_{\text{total}} = F_{\text{mecánicas}} + F_{\text{no mecánicas}}$$

$$F_{\text{total}} = 2 \cdot 722,32 \text{ kg} + 939,75 \text{ kg}$$

$$F_{\text{total}} = 3 \cdot 662,07 \text{ kg}$$

$$\Delta L_2 = \frac{3\,662,07 \text{ kg} \cdot 1,85 \text{ cm}}{11 \text{ kg/cm}^2 \cdot 40 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}}$$

$$\Delta L_2 = 0,76 \text{ cm}$$

- Corrimiento máximo total

$$\Delta L = \Delta L_1 + \Delta L_2$$

$$\Delta L = 0,33 \text{ cm} + 0,76 \text{ cm}$$

$$\Delta L = 1,09 \text{ cm}$$

La deformación máxima tiene que ser menor o igual que 1/2 del espesor del neopreno

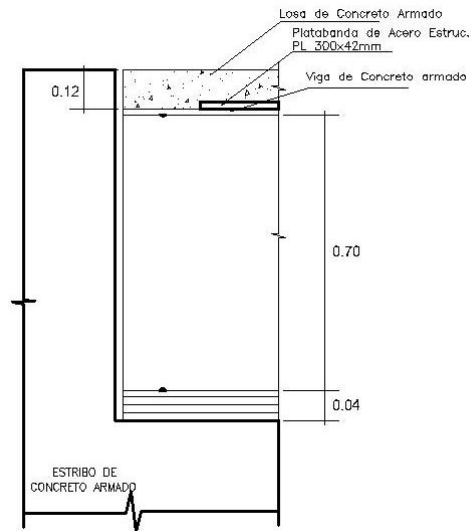
$$\Delta L \leq 0,5t$$

$$1,09 \text{ cm} \leq 0,5 \cdot 1,85 \text{ cm}$$

$$1,09 \text{ cm} \leq 0,5 \cdot 4 \text{ cm}$$

$$1,09 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Figura 67. **Detalle de ubicación de neopreno**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.3.5.4. **Diseño de junta de dilatación**

Las juntas de dilatación se encuentran en la superficie de la carretera entre la losa del puente y el muro de la subestructura, consisten en una abertura que está localizada entre las orillas de los extremos de la superestructura y las orillas superiores de la subestructura, por lo que los extremos de la superestructura no colisionan con las paredes verticales de la subestructura.

El objetivo primordial de las juntas de dilatación es permitir el movimiento de expansión y contracción de la superestructura, debido principalmente a los efectos de cambio de temperatura. Para el diseño de la junta de dilatación se utilizará el método simplificado para estimar la magnitud del movimiento dada por la siguiente función:



$$HM=L(tr)(ct)(\text{sen}\alpha)(tn)$$

Donde:

HM = movimiento total horizontal

L = longitud de la superestructura que contribuye al movimiento (en pulg)

Tr = rango de temperatura del concreto

Ct = coeficiente de expansión térmica del concreto

$\alpha$  = ángulo comprendido entre la línea central de la carretera y la junta

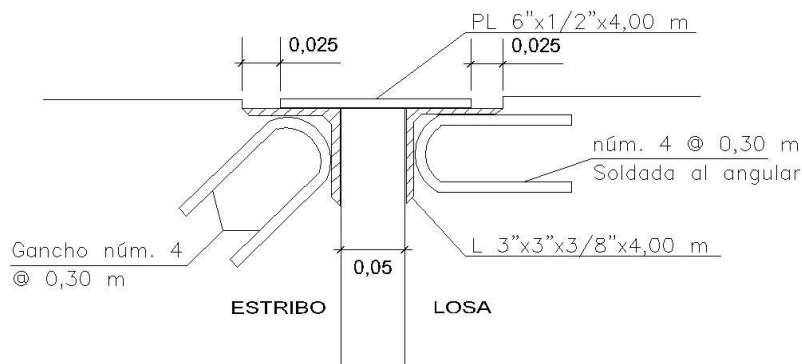
tn = factor empírico tomado para el concreto

$$HM = 393,7 \text{ pulg}(90^\circ)(0,000006)(\text{sen}90^\circ)(2)$$

$$HM = 0,43 \text{ pulg}$$

Como el movimiento total horizontal ha sido de 0,43 pulg el tipo de junta de dilatación a utilizar será una junta abierta con sellador vertido.

Figura 68. **Detalle junta de dilatación**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.3.5.5. Diseño de viga de estribos

Los estribos son estructuras que sirven como apoyo en el extremo del puente y son los encargados de sostener la carga generada por la superestructura, además de servir como muro de contención de los terraplenes de acceso por ello también se encuentran sometidos a los empujes del suelo.

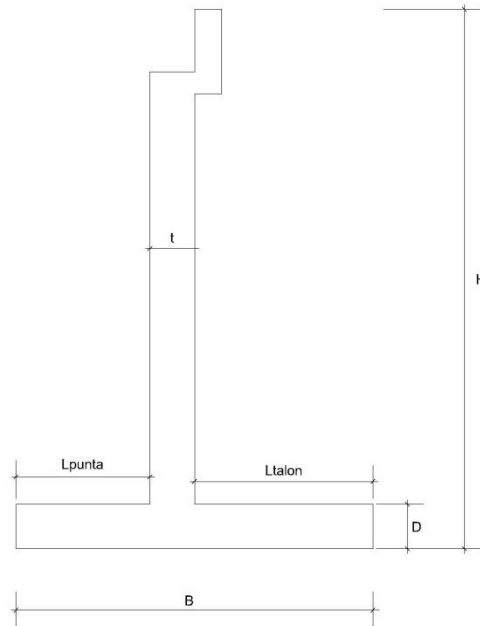
Los estribos funcionan como muros de contención y pueden ser de concreto simple (muros de gravedad) y concreto armado (muros en voladizo).

Para este caso se diseñarán los estribos de concreto armado, verificando que cumpla con todos los criterios de diseño.

Datos:

$$\begin{aligned}\phi_{\text{fricción interna}} &= 31,92^\circ \\ Y_{\text{suelo}} &= 1440 \text{ kg/m}^3 \\ q_{\text{adm}} &= 38\,527,11 \text{ kg/m}^2 \\ Y_{\text{concreto}} &= 2\,400 \text{ kg/m}^3 \\ f'c &= 280 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4\,200 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Figura 69. Dimensiones del estribo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Predimensionamiento:

$H$  = altura de estribo 6 m

$B$  = ancho de cimiento =  $2/3 H = 4$  m

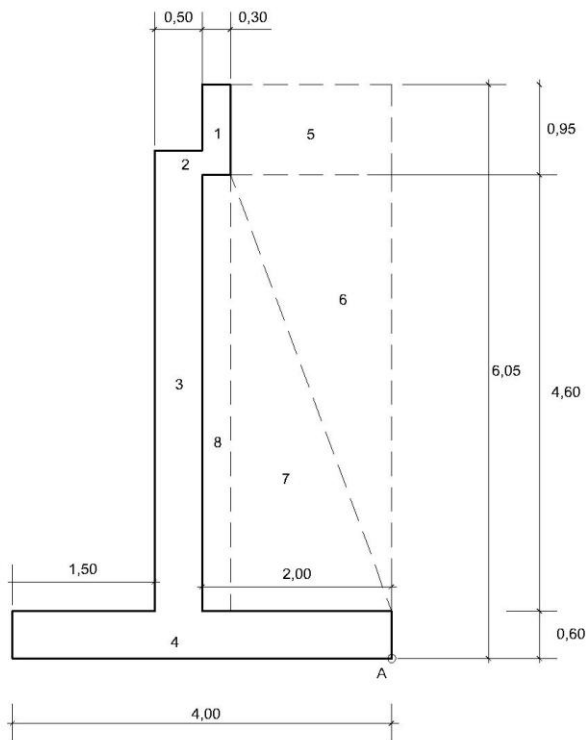
$D$  = altura de cimiento =  $H/12 = 0,50$  m

$L_{punta}$  = longitud de punta =  $B/3 = 1,33$  se utilizará 1,50 m

$t_{pantalla}$  = grosor de pantalla =  $H/12 = 0,50$  m

$L_{talón}$  = longitud de talón =  $B - L_{punta} - t_{pantalla} = 4 - 1,50 - 0,50 = 2,00$  m.

Figura 70. **Sección preliminar del estribo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- **Cargas verticales**

Son las cargas producidas por el peso propio del estribo de concreto armado y las cargas producidas por el peso del terreno, considerando franjas de 1 m de longitud de estribo.

- Cargas DC (peso propio de estribo de concreto armado)

Tabla LI. **Cargas DC**

Sección	dimensión (m)		área (m <sup>2</sup> )	peso específico (kg/m <sup>3</sup> )	DC (kg/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa *DC (kg-m/m)	Ya*DC (kg-m/m)
	base	altura							
1	0,3	0,70	0,21	2 400	504	1,85	5,58	932,40	2 809,80
2	0,8	0,25	0,20	2 400	480	0,40	5,23	192,00	2 508,00
3	0,6	4,60	2,76	2 400	6 624	2,30	2,80	15 235,20	18 547,20
4	4,00	0,60	2,40	2 400	5 760	2,00	0,25	11 520,00	1 440,00
Σ					13 368,00			27 879,60	25 305,00

Fuente: elaboración propia.

$$DC=13\ 368\ \text{kg/m}$$

$$X_A = \frac{27\ 879,60}{13\ 368}$$

$$X_A=2,08\ \text{m}$$

$$Y_A = \frac{25\ 305}{13\ 368}$$

$$Y_A=1,89\ \text{m}$$

Peso propio superestructura

$$P_{DC}=13\ 983,23\ \text{kg/m}$$

$$X_A=1\ \text{m}$$

- Cargas DW

Peso asfalto en superestructura

$$P_{DW}=675 \text{ kg/m}$$

$$X_A=1 \text{ m}$$

- Cargas EV (peso del terreno)

Tabla LII. **Cargas EV**

Sección	dimensión (m)		área (m <sup>2</sup> )	peso específico (kg/m <sup>3</sup> )	EV (kg/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*EV (kg-m/m)	Ya*EV (kg-m/m)
	base	altura							
5	1,7	0,95	1,62	1 440	2 325,60	0,85	5,58	1 976,76	12 965,22
6	1,7	4,60	3,91	1 440	5 630,40	1,06	3,54	5 973,85	19 909,09
7	1,7	4,60	3,91	1 440	5 630,40	1,62	2,02	9 132,51	11 362,15
8	0,30	4,60	1,38	1 440	1 987,20	1,85	2,80	3 676,32	5 564,16
Σ					15 573,60			20 759,44	49 800,62

Fuente: elaboración propia

$$EV=15 573,60 \text{ kg/m}$$

$$X_A = \frac{20 759,44}{15 573,60}$$

$$X_A=1,33 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{49 800,62}{15 573,60}$$

$$Y_A=3,19 \text{ m}$$

- Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Debido a las cargas vehiculares que actúan en el terreno, se agrega una porción equivalente de suelo AASHTO LRFD tabla 3.11.6.4-1 en este caso para  $H= 6,00$  m  $h'= 0,60$  m. terreno equivalente extendido en 1,65 m del talón del estribo.

$$LS_y=1,65 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 1\,440 \text{ kg/m}^3$$

$$LS_y=1\,425,60 \text{ kg/m}$$

$$X_A=3,25 \text{ m}$$

Tabla LIII. **Resumen cargas verticales**

CARGA	TIPO	V (kg/m)	Xa (m)	My (kg-m/m)
DC	DC	13 368,00	2,09	27 879,60
Pdc	DC	13 983,23	1,00	13 983,23
Pdw	DW	675,00	1,00	675,00
EV	EV	15 573,60	1,33	20 759,44
LSy	LS	1 425,60	3,25	4 633,20
$\Sigma$		45 025,43		67 930,48

Fuente: elaboración propia.

- Cargas horizontales:

Cálculo de coeficiente de empuje activo ( $K_a$ )

El empuje activo se calcula a través de la siguiente fórmula sugerida por AASHTO 3.11.2.3-1

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_{\text{friccion interna}}}{2} \right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{31,92^\circ}{2} \right)$$

$$K_a = 0,3083$$

- Cargas actuantes:

Sobrecarga por carga viva en el terreno (LS)

$$LS_x = H \cdot p''$$

Donde :

$p''$  = componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$p'' = K_a \cdot h' \cdot \gamma_{\text{suelo}}$$

$$p'' = 0,3083 \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 1440 \text{ kg/m}^3$$

$$p'' = 266,37 \text{ kg/m}^2$$

$$LS_x = 6 \text{ m} \cdot 266,37 \text{ kg/m}^2$$

$$LS_x = 1598,22 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = 3,00 \text{ m}$$

- Cargas por presión lateral del terreno (EH)

$$p = K_a \cdot H \cdot \gamma_{\text{suelo}}$$

$$p = 0,3083 \cdot 6 \cdot 1440 \text{ kg/m}^3$$

$$p = 2663,71 \text{ kg/m}^2$$



$$EH = 1/2 * H * p$$

$$EH = 1/2 * 6m * 2663,71 \text{ kg/m}^2$$

$$EH = 7991,13 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = 2,00 \text{ m}$$

- Cargas de acción sísmica (EQ)
  - Acción sísmica del terreno (EQterr)

La carga de acción sísmica del terreno se determina a través de la siguiente función.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{K_h}{K_v} \right)$$

Donde:

$\phi$  = ángulo de fricción interna =  $31,92^\circ$

$\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y el muro =  $0^\circ$

$i$  = ángulo del material del suelo con la horizontal =  $0^\circ$

$\beta$  = ángulo de inclinación del muro con la vertical =  $0^\circ$

$A$  = coeficiente sísmico de aceleración horizontal = 0,30

$K_h$  = coeficiente de aceleración horizontal =  $0,5 A = 0,5(0,30) = 0,15$

$K_v$  = coeficiente de aceleración vertical = 0

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{0,15}{1-0} \right)$$

$$\theta = 8,53^\circ$$

Luego:

$$K_{AE} = 0,40$$

Entonces:

$$EQ_{terr} = 1/2 (K_{AE} - K_a) H^2 \gamma_t$$

$$EQ_{terr} = 1/2 (0,40 - 0,3083) (6m)^2 (1440 \text{ kg/m}^3)$$

$$EQ_{terr} = 2\,376,86 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = 3,00 \text{ m}$$

- Carga sísmica por superestructura ( $P_{EQ}$ )

En la sección 3.10.9.1 de AASHTO LRFD establece que para los puentes con un solo tramo, independientemente de la zona sísmica donde se encuentre, una sollicitación mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria es decir;

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} * A * S$$

Donde:

A= coeficiente de aceleración = 0,30

S= coeficiente de sitio = 1,2

$$P_{EQ} = 14\,658,23 \text{ kg/m} * 0,30 * 1,2$$

$$P_{EQ}=5\,276,96 \text{ kg/m}$$

$$Y_A=5,25 \text{ m}$$

Tabla LIV. **Resumen de cargas horizontales**

CARGA	TIPO	H(kg/m)	Ya (m)	My (kg-m/m)
LSx	LS	1 598,22	3,00	4 794,66
EH	EH	7 991,13	2,00	15 982,26
EQterr	EQ	2 376,86	3,00	7 130,58
PEQ	EQ	5 276,96	5,25	27 704,04
$\Sigma$		17 243,17		55 611,54

Fuente: elaboración propia.

Estados límites aplicables y combinación de cargas:

Se tomarán en cuenta los estados límites de resistencia I y evento extremo I aplicables en este caso y con un valor  $n=n_D n_R n_I=1$

Tabla LV. **Cargas verticales Vu**

TIPO	DC	DW		EV	LS	$\Sigma$
CARGA	DC	Pdc	Pdw	Ev	LSv	
V (kg)	13 368,00	13 983,23	675	15 573,60	1 425,60	45 025,43
resistencia la	0,90	0,90	0,65	1,00	1,75	43 123,26
	12 031,20	12 584,91	438,75	15 573,60	2 494,80	
evento extremo la	0,90	0,90	0,65	1,00	0,5	41 341,26
	12 031,20	12 584,91	438,75	15 573,60	712,80	
servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	45 025,43
	13 368,00	13 983,23	675	15 573,60	1 425,60	

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVI. **Momento estabilizador por cargas verticales Mvu**

TIPO	DC	DW		EV	LS	$\Sigma$
CARGA	DC	Pdc	Pdw	Ev	LSv	
<b>Mv (kg-m)</b>	27 879,60	13 983,23	675,00	20 759,44	4 633,20	67 930,48
resistencia la	0,90	0,90	0,65	1,00	1,75	66 982,84
	25 091,64	12 584,91	438,75	20 759,44	8 108,10	
evento extremo la	0,90	0,90	0,65	1,00	0,5	61 191,34
	25 091,64	12 584,91	438,75	20 759,44	2 316,60	
servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	67 930,48
	27 879,60	13 983,23	675	20 759,44	4 633,20	

Fuente: elaboración propia

Tabla LVII. **Cargas horizontales Hu**

TIPO	LS	EH	EQ		$\Sigma$
CARGA	LS	EH	Eqterr	PEQ	
<b>H (kg)</b>	1 598,22	7 991,13	2 376,86	5 276,96	17 243,17
resistencia la	1,75	1,50	0,00	0,00	14 783,58
	2 796,89	11 986,70	0,00	0,00	
evento extremo la	0,50	1,50	1,00	1,00	20 439,63
	799,11	11 986,70	2 376,86	5 276,96	
servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	9 589,35
	1 598,22	7 991,13	0,00	0,00	

Fuente: elaboración propia

Tabla LVIII. **Momentos de vuelco por cargas horizontales MHU**

TIPO	LS	EH	EQ		$\Sigma$
CARGA	LS	EH	Eqterr	PEQ	
<b>Mh (kg-m)</b>	4 794,66	15 982,26	7 130,58	27 704,04	55 611,54
resistencia la	1,75	1,5	0,00	0,00	32 364,05
	8 390,66	23 973,39	0,00	0,00	
evento extremo la	0,50	1,5	1,00	0,00	33 501,30
	2 397,33	23 973,39	7 130,58	0,00	
servicio I	1,00	1,00	0,00	0,00	20 776,92
	4 794,66	15 982,26	0,00	0,00	

Fuente: elaboración propia

### Chequeo de volteo

Se realizará el chequeo para cada uno de los casos de combinaciones de cargas calculados anteriormente, se deberá de cumplir con la siguiente igualdad

$$\text{Volteo} = \frac{M_{VU}}{M_{HU}}$$

Tabla LIX. **Verificación volteo**

Estado	Mvu	Mhu	volteo	> 1,5
Resistencia la	66 982,84	32 364,05	2,07	OK
Evento extremo la	61 191,34	33 501,30	1,83	OK
Servicio I	67 930,48	20 776,92	3,27	OK

Fuente: elaboración propia.

### Deslizamiento en base del estribo

Se debe cumplir con la siguiente igualdad  $f$  resistente  $>$   $f$  actuante, donde la fuerza actuante está dado por las cargas horizontales que actúan en el estribo y la fuerza resistente por la siguiente función.

$$F_R = \mu (\phi_T * V_u)$$

Donde:

$\mu = \text{tg } \phi_f = 0.577$  según AASHTO LRFD Art. 10.6.3.3

$\phi_T = 0,80$  estado límite de resistencia (tabla 10.5.5.2.2-1)

$\phi_T = 1,00$  estado límite de evento extremo (Art. 11.6.5)

Tabla LX. **Verificación deslizamiento**

Estado	Vu (kg/m)	Resistente	Actuante (kg-m) Hu	Res > Act
resistencia Ia	43 123,26	19 905,70	14 783,58	OK
Evento extremo Ia	41 341,26	19 083,13	20 439,63	No OK
Servicio I	45 025,43	45 025,43	20 776,92	OK

Fuente: elaboración propia.

El estado límite de evento extremo (Ia) no es satisfactorio por lo que se deberá colocar un diente de concreto con las siguientes dimensiones 0,50m x 0,50 m.

Se calcula el coeficiente de empuje pasivo con la siguiente función:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } \phi_{\text{fricción interna}}}{1 - \text{sen } \phi_{\text{fricción interna}}}$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen } 31,92}{1 - \text{sen } 31,92}$$

$$K_p = 3,24$$

Resistencia pasiva

$$E_p = 0,5 * (6\ 998,40 \text{ kg/m} + 9\ 331,20 \text{ kg/m}) * 0,50$$

$$E_p = 4\ 082,40 \text{ kg}$$

Para el estado límite de evento extremo (Ia) agregando el diente de concreto se tiene:

$$Q_R = \phi_T Q_T + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Donde:

$$\phi_T Q_T = 19\ 083,13 \text{ kg}$$

$$\phi_{ep} = 1 \text{ según (Art. 11.6.5)}$$

$$Q_{ep} = 4\ 082,40 \text{ kg}$$

$$Q_R = 19\ 083,13 \text{ kg} + 1,00(4\ 082,40 \text{ kg})$$

$$Q_R = 23\ 165,53$$

$$23\ 165,53 \text{ kg} > 20\ 439,43 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno ( $q_R$ ) AASHTO LRFD 10.5.5.2.2-1

$$q_R = \phi_b q_n$$

$\phi_b = 0,45$  = para estado límite de resistencia

$$q_R = 0,45 (FS * q_{adm})$$

$$q_R = 0,45 (3 * 3,85 \text{ kg/cm}^2)$$

$$q_R = 5,19 \text{ kg/cm}^2$$

$\phi_b = 1,00$  = para estado límite de evento extremo

$$q_R = 0,45 (FS * q_{adm})$$

$$q_R = 1,00 (3 * 3,85 \text{ kg/cm}^2)$$

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

Estado límite de servicio

$$q_{adm} = 3,85 \text{ kg/cm}^2$$

Presión actuante en la base del estribo

$$q = \frac{V_U}{B - 2e}$$

Donde:

$$e = \left| \left( \frac{B}{2} - X_o \right) \right|$$



$$X_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$$

Tabla LXI. **Presiones actuantes en la base del estribo**

Estado	Vu kg/m	Mvu (kg-m)	Mhu (kg-m)	Xo (m)	e (m)	q (kg/cm <sup>2</sup> )	qR > q
Resistencia Ia	43 123,26	66 982,84	32 364,05	0,80	1,20	2,69	OK
Evento extremo Ia	41 341,26	61 191,34	33 501,30	0,67	1,33	3,09	OK
Servicio I	45 025,43	67 930,48	20 776,92	1,05	0,95	2,15	OK

Fuente: elaboración propia.

- Diseño de acero

Tabla LXII. **Cargas sobre pantalla**

Tipo	Carga (kg)	Yp (m)	M (kg-m)
LS	1 598,22	2,45	3 915,64
EH	7 991,13	1,65	13 185,36
EQ	2 376,86	2,35	5 585,62
PEQ	5 276,96	4,53	23 904,63

Fuente: elaboración propia.

Momento de diseño en la base de la pantalla

Estado límite de resistencia I

$$M_U = n [1,75 M_{LS} + 1,50 M_{EH}]$$

$$M_U = 1,00 [1,75 (3 915,64 \text{ kg-m}) + 1,50 (13 185,36 \text{ kg-m})]$$

$$M_U = 26\,630,41 \text{ kg-m}$$

Estado límite de evento extremo I

$$M_U = n [0,50 M_{LS} + 1,50 M_{EH} + 1,00 M_{EQ}]$$

$$M_U = 1,00 \left[ 0,50 (3\,915,64 \text{ kg-m}) + 1,50 (13\,185,36 \text{ kg-m}) + 1,00 (5\,585,62 + 23\,904,63) \right]$$

$$M_U = 51\,226,11 \text{ kg-m}$$

Cálculo de acero

Con  $M_U = 51\,226,11 \text{ kg-m}$

Se utilizará varillas núm. 8 con un recubrimiento de 7,50 cm

$$z = 7,50 + \frac{2,54}{2} = 8,77 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm} - 8,77 = 41,23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a = \frac{A_s \cdot 4\,200}{0,85 \cdot 280 \cdot 100}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\phi_f f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{51\,226,11}{1,00 \cdot 4\,200 \left( 41,23 - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = 31,73 \text{ cm}^2$$

$$a = 5,59 \text{ cm}$$

Para estado límite de evento extremo se utilizará  $\phi_f=1$  AASHTO LRFD

11.6.5

Separación

$$S = \frac{A_{\phi\#8}}{A_s}$$

$$S = \frac{5,10}{31,73}$$

$$S = 0,16$$

Acero máximo

Una sección no sobrerreforzada debe cumplir con  $c/d_e \leq 0,42$

$$d_e = 41,23 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{5,59}{0,85} = 6,57 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 0,16 \leq 0,42 \text{ OK}$$

Acero mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1,2 M_{cr}$  y  $1,33 M_u$

$$1,2 M_{cr} = 1,2 f_r S$$

$$f_r = 2,01 \sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 2,01 \sqrt{280} = 33,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \cdot 50^2}{6} = 41\,666,66 \text{ cm}^3$$

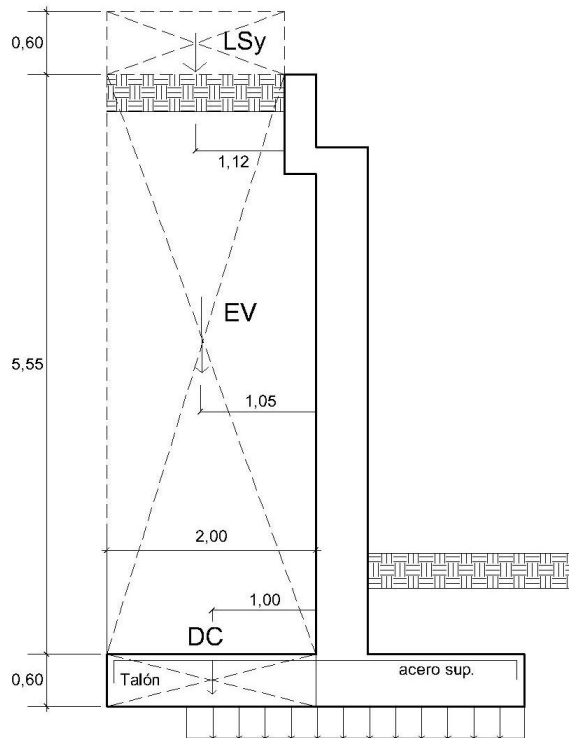
$$1,2 M_{cr} = 1,2 f_r S = 1,2 (33,63 \text{ kg/cm}^2)(41\,666,66 \text{ cm}^3)$$

$$M_{cr} = 16810 \text{ kg-m}$$

$$1,33 M_u = 1,33 \cdot 51\,226,11 \text{ kg-m} = 68\,130,72$$

El menor valor es 16 810 kg-m esto indica que el  $M_u = 51\,226,11 \text{ kg-m} > 16\,810 \text{ kg-m}$  por lo que el acero calculado ( $31,73 \text{ cm}^2$ ) es el indicado para el armado del estribo, por lo tanto se utilizará varillas núm. 8 espaciadas a cada 0,15 metros.

Figura 71. **Cargas para armado superior de zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### Cargas DC

$$DC = 2,00 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$DC = 2800 \text{ kg}$$

### Cargas EV

$$EV = 15573,60 \text{ kg}$$

### Cargas LSy

$$LS_y = 1,70 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 1\,440 \text{ kg/m}^3$$

$$LS_y = 1\,468,80 \text{ kg}$$

Momento de diseño para acero superior de zapata, estado límite de resistencia con un valor  $n = n_D n_R n_I = 1$ , despreciando del lado conservador del suelo.

$$M_U = n [1,25 M_{DC} + 1,35 M_{EV} + 1,75 M_{LS}]$$
$$M_U = 1,00 \left[ 1,25 (2\,800 \text{ kg} \cdot 1,00 \text{ m}) + 1,35 (15\,573,60 \text{ kg} \cdot 1,05 \text{ m}) \right. \\ \left. + 1,75 (1\,468,80 \text{ kg} \cdot 1,12) \right]$$
$$M_U = 28\,454,42 \text{ kg-m}$$

Omitimos el estado de evento extremo I, debido a que no es crítico en este caso.

### Cálculo de acero

Con  $M_U = 28\,454,42 \text{ kg-m}$

Se utilizará varillas núm. 8 con un recubrimiento de 7,50 cm

$$z = 7,50 + \frac{2,54}{2} = 8,77 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ cm} - 8,77 = 51,23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a = \frac{A_s \cdot 4200}{0,85 \cdot 280 \cdot 100}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}, \text{ (con } \phi = 0,9 \text{ según 5.5.4.2)}$$

$$A_s = \frac{2\,845\,442,00 \text{ kg-cm}}{0,90 \cdot 4200 \left(51,23 - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = 15,08 \text{ cm}^2$$

$$a = 2,66 \text{ cm}$$

Separación

$$S = \frac{A_{\phi\#8}}{A_s}$$

$$S = \frac{5,10}{15,08}$$

$$S = 0,33$$

Acero máximo

Una sección no sobrerreforzada debe cumplir con  $c/d_e \leq 0,42$

$$d_e = 51,23 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{2,66}{0,85} = 3,12 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 0,06 \leq 0,42 \text{ OK}$$

### Acero mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1,2 M_{cr}$  y  $1,33 M_u$

$$1,2 M_{cr}=1,2 f_r S$$

$$f_r=2,01 \sqrt{f'c}$$

$$f_r=2,01 \sqrt{280}=33,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S= \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$S= \frac{100 \cdot 60^2}{6}=60\,000,00 \text{ cm}^3$$

$$1,2 M_{cr}=1,2 f_r S=1,2 (33,63 \text{ kg/cm}^2)(60\,000,00 \text{ cm}^3)$$

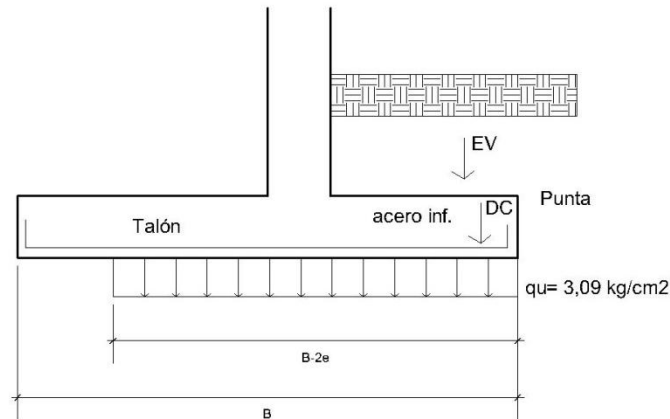
$$M_{cr}=24\,213,60 \text{ kg-m}$$

$$1,33 M_u=1,33 \cdot 51\,226,11 \text{ kg-m}=68\,130,72$$

El menor valor es  $24\,213,60 \text{ kg-m}$  esto indica que el  $M_u=28\,454,42 \text{ kg-m} > 24\,213,60 \text{ kg-m}$  por lo que el acero calculado ( $15,08 \text{ cm}^2$ ) es el indicado para el armado del estribo, por lo tanto se utilizará varillas núm. 8 espaciadas a cada  $0,20$  metros.



Figura 72. **Cargas para armado inferior de zapata**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

#### Acero cama inferior de zapata

Para el estado límite de evento extremo la, con  $q_u=3,09 \text{ kg/cm}^2$ , despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC), el momento actuante es el siguiente:

$$M_U = 30\,900 \text{ kg/m}^2 * \frac{(0,60)^2}{2} * 1,00 \text{ m}$$

$$M_U = 5\,562,00 \text{ kg-m}$$

#### Cálculo de acero

Con  $M_U = 5\,562,00 \text{ kg-m}$

Se utilizará varillas núm. 5 con un recubrimiento de 7,50 cm con una separación de 0,20 metros ( $A_s = 2,00/0,20 = 10 \text{ cm}^2$ ).

$$z=7,50+\frac{1,59}{2}=8,30 \text{ cm}$$

$$d=60 \text{ cm}-8,30=51,70 \text{ cm}$$

$$a=\frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$a=\frac{10,00 \cdot 4200}{0,85 \cdot 280 \cdot 100}$$

$$a=1,76 \text{ cm}$$

(con  $\phi=1,0$  según 11.6.5 para estado límite de evento extremo)

$$M_U=\phi f_y A_s \left(d-\frac{a}{2}\right)$$

$$M_U=1,0 \cdot 4200 \cdot 10,00 \left(51,70-\frac{1,76}{2}\right)$$

$$M_U=21344,40 \text{ kg-m} > 5562,00 \text{ kg-m}$$

Acero máximo

Una sección no sobrerreforzada debe cumplir con  $c/d_e \leq 0,42$

$$d_e=51,70 \text{ cm}$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}$$

$$c=\frac{1,76}{0,85}=2,07 \text{ cm}$$

$$c/d_e=0,04 \leq 0,42 \text{ OK}$$

## Acero mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de  $1,2 M_{cr}$  y  $1,33 M_u$

$$1,2 M_{cr}=1,2 f_r S$$

$$f_r=2,01 \sqrt{f'_c}$$

$$f_r=2,01 \sqrt{280}=33,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S= \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$S= \frac{100 \cdot 60^2}{6}=60\,000,00 \text{ cm}^3$$

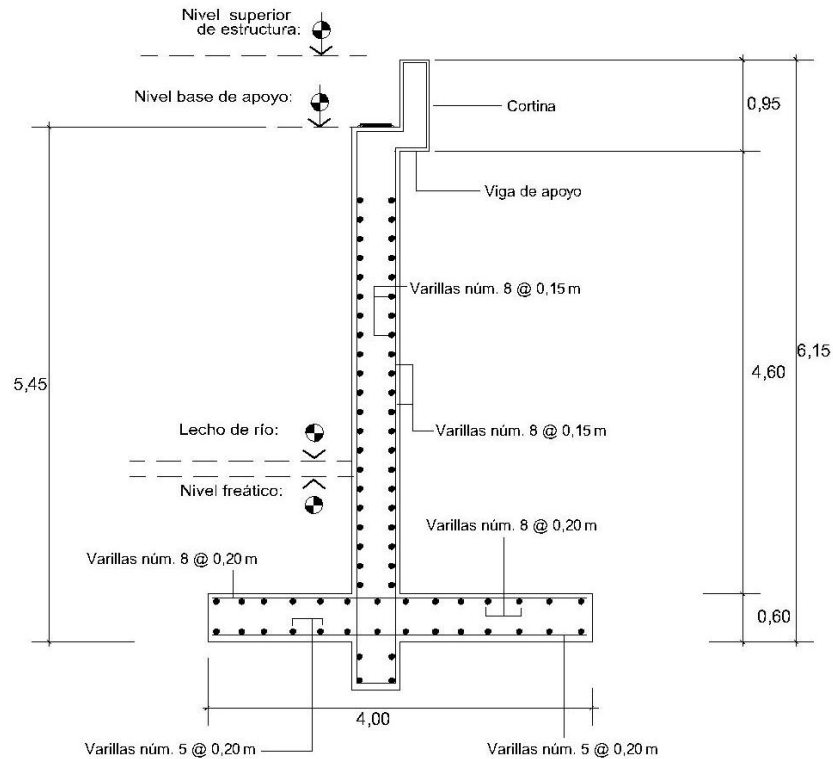
$$1,2 M_{cr}=1,2 f_r S=1,2 (33,63 \text{ kg/cm}^2)(60\,000,00 \text{ cm}^3)$$

$$M_{cr}=24\,213,60 \text{ kg-m}$$

$$1,33 M_u=1,33 \cdot 5\,562,00 \text{ kg-m}=7\,397,46 \text{ kg-m}$$

El menor valor es  $7\,397,46 \text{ kg-m}$  esto indica que el  $M_u=21\,344,40 \text{ kg-m} > 7\,397,46 \text{ kg-m}$ , por lo que el acero calculado ( $15,08 \text{ cm}^2$ ) es el indicado para el armado de la cama inferior de la zapata.

Figura 73. Armado de estribo



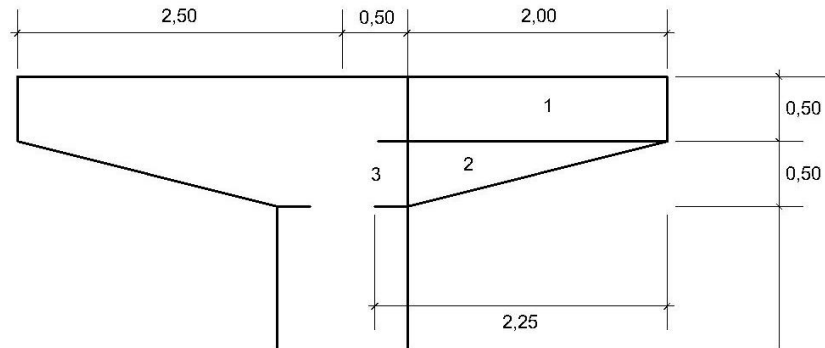
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.3.5.6. Diseño de pilas centrales

- Diseño de viga de apoyo para pila central

Para el diseño de la viga de apoyo se tomara la opción más crítica, que será al momento que la carga vehicular actué al centro de la luz del puente, el diseño de las vigas será en voladizo y con peralte variable.

Figura 74. **Dimensionamiento de viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

○ **Carga muerta**

Está compuesta por el peso propio de la viga de apoyo de la pila central, más el peso de la superestructura.

Momentos de la superestructura

$$M_{cm}=26\,730,75 \text{ kg-m}$$

$$V_{cm}=14\,976,30 \text{ kg}$$

Momento ocasionado por la viga de apoyo

fig 1  $M_{cm} = (2,25 \cdot 0,50 \cdot 0,70) (2\,400 \text{ kg/m}^3) (2,25/2)$

fig 1  $M_{cm} = 2\,126,25 \text{ kg-m}$

fig 2  $M_{cm} = (0,50) (2,00 \cdot 0,50 \cdot 0,70) (2\,400 \text{ kg/m}^3) (0,25 + (0,33 \cdot 2))$

fig 2  $M_{cm}=764,40 \text{ kg-m}$

fig 3  $M_{cm}=(0,25*0,50*0,70)(2\ 400 \text{ kg/m}^3)(0,25/2)$

fig 3  $M_{cm}=26,25 \text{ kg-m}$

total  $M_{cm}=2\ 916,90 \text{ kg-m}$

Momento ocasionado por la carga viva

Se utilizará la carga más crítica la cual se encuentra en el centro de la luz del puente, por lo que el cortante y el momento máximo para la carga viva es el siguiente:

$M_{cv}=6\ 1643,22 \text{ kg-m}$

$V_{cv}=2\ 6703,42 \text{ kg}$

Momento ocasionado por sismo

$M_{sismo \text{ superestructura}}=0,1 (2\ 6730,75*4)+(1\ 4976,30*4)*0,05$

$M_{sismo \text{ superestructura}}=834,14 \text{ kg-m}$

Sismo en viga de apoyo

fig 1  $M_{cm}=0,1(2,25*0,50*0,70)(2\ 400 \text{ kg/m}^3)(0,25)$

fig 1  $M_{cm}=47,25 \text{ kg-m}$

fig 2  $M_{cm}=0,1(0,50)(2,00*0,50*0,70)(2\ 400 \text{ kg/m}^3)(0,66)$

fig 2  $M_{cm}=55,44 \text{ kg-m}$

fig 3  $M_{cm}=0,1(0,25*0,50*0,70)(2\ 400 \text{ kg/m}^3)(0,75)$

fig 3  $M_{cm}=15,75 \text{ kg-m}$

total sismo viga de apoyo =118,44 kg-m

Mtotal sismo =Msismo superestructura+Msismo viga de apoyo

Mtotal sismo =834,14 kg-m+118,44 kg-m

Mtotal sismo =952,58 kg-m

- Carga última

$M_u = 1,3 [M_{cm} + (5/3) * M_{cv} + M_{sismo}]$

$M_u = 1,3 [(26\ 730,75 + 2\ 916,90) + (5/3)(61\ 643,22) + 952,58]$

$M_u = 172\ 806,37\ \text{kg-m}$

Cálculo de acero

- Acero mínimo

Basado en el código ACI318-11 capítulo 10.5.1. Determina que el acero mínimo debe ser el siguiente:

Datos:

$f'_c = 280\ \text{kg/cm}^2$

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

$h = 100\ \text{cm}$

$b = 80\ \text{cm}$

$rec = 5\ \text{cm}$

$d = 100 - rec = 75 - 5 = 95\ \text{cm}$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,80 \cdot \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}{2810 \text{ kg/cm}^2} \cdot 95 \cdot 80$$

$$A_{s_{\min}} = 36,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \cdot 95 \cdot 80}{2810}$$

$$A_{s_{\min}} = 38,13 \text{ cm}^2$$

Se utilizará como acero mínimo el mayor resultado obtenido en este caso 38,13 cm<sup>2</sup>.

- Acero máximo

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

En donde el la cuantía de acero balanceada estará determinada por las siguiente función:

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot 6120}{f_y(6120 + f_y)}$$

Si  $0 \text{ kg/cm}^2 < f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  entonces  $\beta = 0,85$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 280 \cdot 6120}{2810(6120 + 2810)}$$

$$\rho_b = 0,04926$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 \cdot 0,04926 \cdot 95 \cdot 80$$

$$A_{s_{\max}} = 187,19 \text{ cm}^2$$



- Acero requerido

Se determinará el acero requerido para el momento último calculado, para ello se utilizará la siguiente ecuación.

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

$$A_s = \left[ 80 \cdot 95 - \sqrt{(80 \cdot 95)^2 - \frac{172\,806,37 \cdot 80}{0,003825 \cdot 280}} \right] \cdot 0,85 \cdot \left( \frac{280}{2\,810} \right)$$

$$A_s = 76,46 \text{ cm}^2$$

- Diseño a corte

Se determinará el corte último por metro que actúa sobre la viga de apoyo.

$$V_u = 1,3[V_{cm} + (5/3) \cdot V_{cv}]$$

$$V_u = 1,3[(14\,976,30 \text{ kg}) + (5/3)(26\,703,42 \text{ kg})]$$

$$V_u = 77\,095,19 \text{ kg}$$

Basado en el capítulo 11 del código ACI318-11 el diseño para secciones transversales sometidas a cortante debe cumplir con el siguiente criterio:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$\phi$  = factor de resistencia a corte = 0,90

$V_u$  = fuerza de cortante última

$V_n$  = resistencia nominal al cortante

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_c$  = resistencia nominal al cortante del concreto

$V_s$  = resistencia nominal al cortante por el refuerzo

Resistencia nominal al cortante del concreto

$$V_c = 0,53 * b * d * \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 0,53 * 80 * 95 * \sqrt{280}$$

$$V_c = 67\,401,33 \text{ kg}$$

La cantidad de resistencia nominal al cortante se determina de la siguiente manera, partiendo de la ecuación principal.

$$\phi V_n = V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) = V_u$$

$$\phi V_c + \phi V_s = V_u$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

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

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

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

$$V_s = \frac{77\,095,19 \text{ kg}}{0,90} - 67\,401,33 \text{ kg}$$

$$V_s = 18\,259,99 \text{ kg}$$

Partiendo de la ecuación de la resistencia nominal al cortante ACI318-11  
sección 11.5.7.1

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

Donde:

$A_v$  = área de refuerzo propuesta para el cortante. Est núm. 3 ( $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$ )

Despejando la fórmula anterior para el espaciamiento

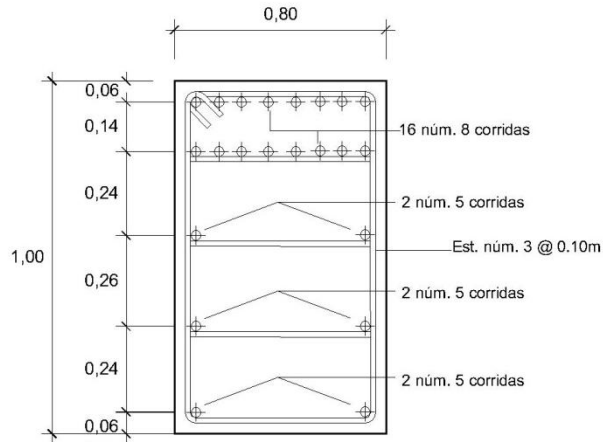
$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0,71 * 2\,810 * 95}{18\,259,99}$$

$$S = 10,37 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usarán 16 varillas núm. 10 =  $80,96 \text{ cm}^2$  para la cama superior de la viga de apoyo y el estribo estará colocado a una distancia de 10 centímetros.

Figura 75. **Detalle de armado transversal viga de apoyo pila central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- **Diseño de pila central**

La pila central será la encargada de soportar el peso proveniente de la superestructura en la parte media del puente, para luego distribuirlo en el suelo a través de una zapata, tendrá una forma circular con un diámetro de un metro, esto permitirá una buena respuesta a la turbulencia al paso de la corriente de agua.

- **Cargas actuantes**

- **Carga muerta**

Son todas las cargas provenientes de la superestructura más el peso de la viga de apoyo y el peso propio de la columna.

$$W_{\text{superestructura}} = 48\,322,08 \text{ kg}$$

Wviga de apoyo=6 720,00 kg

Wviga de apoyo=8 576,54 kg

Wtotal=63 618,62 kg

- Carga viva

La carga viva que se utilizará para el diseño de la columna será igual a dos veces la carga utilizada para el diseño de la viga de apoyo.

Mcv=126 286,44 kg-m

Vcv=53 406,85 kg

- Corriente de agua

Se produce por la velocidad de corriente sobre una determinada estructura, producirá momento por debajo de la creciente máxima, la velocidad de corriente calculada anteriormente es de 3,35 m/s. El momento se determinará a través de la presión de flujo de agua actuando en la dirección longitudinal de la subestructura se tomara como:

$$p=52.4 C_D V^2$$

Donde:

p = presión de agua

v = velocidad del agua

C<sub>D</sub>= coeficiente de arrastre para pilas (tabla 3.7.3.1-1 AASHTO)

$$p=52.4*1,4*3,35^2$$

$$p=823,28 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{corriente de agua}}=823,28 \cdot 3,35 \cdot 3,80$$

$$M_{\text{corriente de agua}}=10\,480,35 \text{ kg-m}$$

- Carga producida por sismo

Está determinada por el coeficiente sísmico multiplicada por la carga muerta de la estructura, este coeficiente dependerá de la localización y ubicación del puente, para este caso se utilizará un coeficiente sísmico de 0,10

- Superestructura

$$M_{\text{sismo superestructura}}=0,10(48\,322,08)(5,55)$$

$$M_{\text{sismo superestructura}}=26\,818,75 \text{ kg-m}$$

- Sismo en viga de apoyo

$$\text{fig 1 } M_{\text{cm}}=0,1(2,25 \cdot 0,50 \cdot 0,70)(2400 \text{ kg/m}^3)(5,30)$$

$$\text{fig 1 } M_{\text{cm}}=1\,001,70 \text{ kg-m}$$

$$\text{fig 2 } M_{\text{cm}}=0,1(0,50)(2,00 \cdot 0,50 \cdot 0,70)(2400 \text{ kg/m}^3)(4,80)$$

$$\text{fig 2 } M_{\text{cm}}=100,80 \text{ kg-m}$$

$$\text{fig 3 } M_{\text{cm}}=0,1(0,25 \cdot 0,50 \cdot 0,70)(2400 \text{ kg/m}^3)(4,72)$$

$$\text{fig 3 } M_{\text{cm}}=396,48 \text{ kg-m}$$

$$\text{sismo viga de apoyo} = 1\,498,98 \text{ kg-m}$$

$$\text{total sismo viga de apoyo} = (1\,498,98 \text{ kg-m})(2) = 2\,997,96 \text{ kg-m}$$

- Pila central

Msismo pila central=0,1(8 576,54 kg-m)(2,28 m)

Msismo pila central=1 955,45 kg-m

Msismo total=Msismo superestructura+Msismo viga+ Msismo pila central

Msismo total= 26 818,75+2 997,96+1 955,45

Msismo total=30 273,18 kg-m

Cálculo de cortante y momento último

$$V_u = 1,3(V_{cm} + (5/3 * V_{cv}))$$

$$V_u = 1,3(63 618,62 + (5/3 * 53 406,85))$$

$$V_u = 197 956,21 \text{ kg}$$

$$M_u = 1,3(M_{cm} + (5/3)M_{mcv})$$

$$M_u = 1,3(0 + (5/3)123 286,44)$$

$$M_u = 266 052,14 \text{ kg-m}$$

- Cálculo de refuerzo

Se asumirá un refuerzo longitudinal núm. 10 y para el refuerzo a corte varillas núm. 4

Para el diseño del acero se utilizará el método gráfico basado en los diferentes diagramas de interacción para una columna circular. Se determinarán los valores  $\gamma$ ,  $k'$ ,  $e$ , para encontrar  $p_u$  en el diagrama de interacción.

## Datos

Pu = 197 956,21 kg  
Mu = 266 052,14 kg-m  
Diámetro = 100 cm  
Recubrimiento= 5 cm  
Cálculo del factor  $\gamma$

$$\gamma = \frac{100 - 2(5)}{100}$$
$$\gamma = 0,90$$

Se utilizará el diagrama de interacción para columnas circulares con  $\gamma = 0,90$

- Cálculo del factor  $k'$

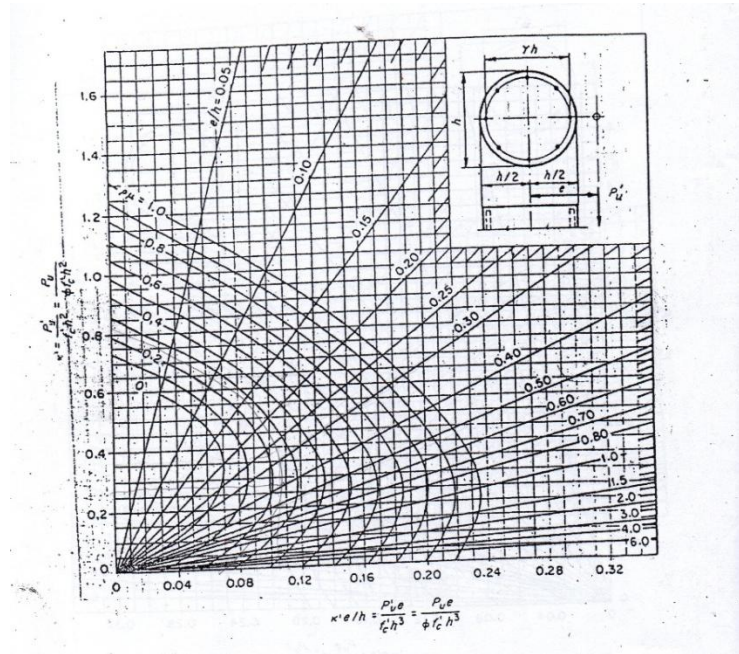
$$k' = \frac{Pu}{0,7 * f'c * \text{área}}$$
$$k' = \frac{197\,956,21 \text{ kg}}{0,7 * 280 * \frac{\pi}{4} (100)^2}$$
$$k' = 0,12$$

- Cálculo de del factor e

$$e = \frac{Mu}{Pu} * 100$$
$$e = 134,39 \text{ cm}$$
$$k' * e/h = 0,12 * \frac{134,39}{100} = 0,17$$



Figura 76. Diagrama de interacción



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Se determinó el valor  $\rho_u$  en el diagrama de interacción el cual tiene un valor de 0,60. El área de acero a utilizar será la siguiente:

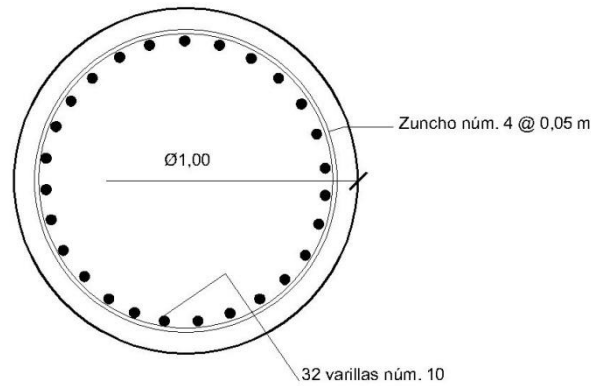
$$A_s = \rho_u * \frac{0,8 * f'_c}{f_y} * \text{área}$$

$$A_s = 0,6 * \frac{0,8 * 280}{4 * 200} * \frac{\pi}{4} (100)^2$$

$$A_s = 251,32 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizarán 32 varillas núm. 10  
 ( $A_s = 7,91 \text{ cm}^2 = 32 * 7,91 = 253,12 \text{ cm}^2$ ) + zunchos núm. 4 a cada 0,05 metros.

Figura 77. **Detalle de armado pila central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Diseño de cimiento para pila central

Se diseñará una zapata cuadrada para una columna aislada circular con un diámetro de 1 metro con los siguientes datos:

$$C.M=197\ 956,21\text{ kg}$$

$$C.V=18\ 148,82\text{ kg}$$

$$f'c=280\text{ kg/cm}^2$$

$$f_y=4\ 200\text{ kg/cm}^2$$

$$d_f=2,50\text{ m}$$

$$t_{\text{cimiento}}=0,60\text{ m}$$

$$rec=0,05\text{ m}$$

$$\gamma_{\text{concreto}}=2\ 400\text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{suelo}}=1440\text{ kg/m}^3$$

$$q_{adm}=3\ 8527,11\text{ kg/m}^2$$

- Presión equivalente

$$q_e = q_{adm} - (\gamma_{concreto} * t + \gamma_{suelo} (df - t))$$

$$q_e = 3\ 8527,11 - (2\ 400 * 0,60 + 1\ 440 (2,50 - 0,60))$$

$$q_e = 34\ 351,11 \text{ kg/m}^2$$

- Área de zapata

$$A = \frac{C.M + C.V}{q_e}$$

$$A = \frac{197\ 956,21 + 18\ 148,82}{34\ 351,11}$$

$$A = 6,29 \text{ m}^2$$

Se utilizará una zapata con una base de 5,0 m

- Presión de diseño

$$P_{dis} = \frac{1,4(C,M) + 1,6(C,V)}{A}$$

$$P_{dis} = \frac{1,4(197\ 956,21) + 1,6(18\ 148,82)}{25}$$

$$P_{dis} = 12\ 247,07 \text{ kg/m}^2$$

- Peralte por punzonamiento

$$b_o = 4(a + d)$$

$$b_o = 4(100 + 55)$$

$$b_o = 620 \text{ cm}$$

$$A_{\text{punz}} = A - (a+d)^2$$

$$A_{\text{punz}} = 25 - (1,00 + 0,55)^2$$

$$A_{\text{punz}} = 22,60 \text{ m}^2$$

- Corte por punzonamiento

$$V_{n2} = P_{\text{diseño}} * A_{\text{punz}}$$

$$V_{n2} = 12\ 247,07 \text{ kg/m}^2 * 22,60 \text{ m}^2$$

$$V_{n2} = 276\ 783,78 \text{ kg}$$

- Chequeo de peralte

$$d = \frac{V_{n2}}{\phi * 1,1 \sqrt{f'c} * b_o}$$

$$d = \frac{276\ 783,78 \text{ kg}}{0,85 * 1,1 \sqrt{280} * 620}$$

$$d = 28,53$$

Como  $28,53 \text{ cm} < 55 \text{ cm}$  esto indica que el peralte seleccionado para la zapata cumple con los requerimientos de punzonamiento.

- Chequeo por flexionamiento

$$L_{\text{flexionamiento}} = \frac{B}{2} - \left( \frac{a}{2} + d \right)$$

$$L_{\text{flexionamiento}} = \frac{5}{2} - \left( \frac{1,0}{2} + 0,55 \right)$$

$$L_{\text{flexionamiento}} = 1,45 \text{ m}$$

- Corte por flexionamiento

$$V_{n1} = P_{dis} * (B * L_{flexionamiento})$$

$$V_{n1} = 12\,247,07 * (5 * 1,45)$$

$$V_{n1} = 88\,791,26 \text{ kg}$$

- Chequeo de peralte

$$d = \frac{V_{n1}}{\phi * 0,53 \sqrt{f'_c} * B}$$

$$d = \frac{88\,791,26 \text{ kg}}{0,85 * 0,53 \sqrt{280} * 500}$$

$$d = 23,56$$

Como  $23,56 \text{ cm} < 55 \text{ cm}$  esto indica que el peralte seleccionado para la zapata cumple con los requerimientos de flexionamiento.

- Calculo de acero

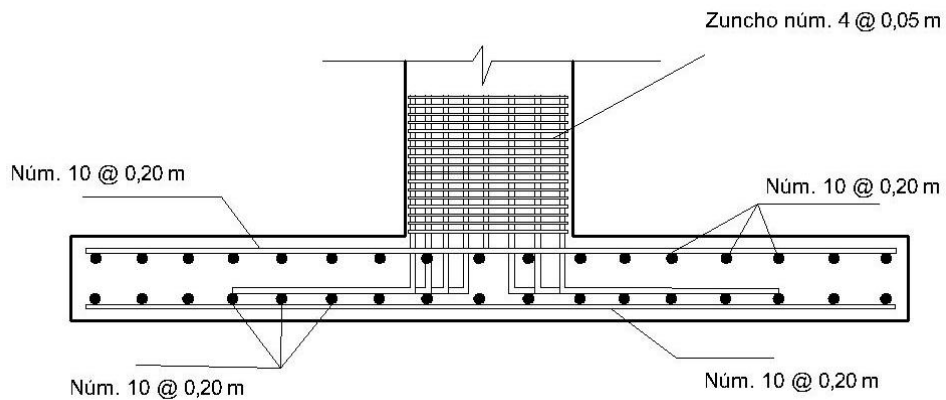
$$A_s = \frac{14,1 * b * d}{f_y}$$

$$A_s = \frac{14,1 * 500 * 55}{4\,200}$$

$$A_s = 92,32 \text{ cm}^2$$

La zapata estará compuesta por varillas núm. 10 colocadas a una distancia de 0,20 metros.

Figura 78. **Detalle de armado zapata pila central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

### 3.4. Presupuesto del proyecto

Basado en las cotizaciones de precios de materiales y mano de obra proporcionados por la municipalidad, se realizó el presupuesto del puente vehicular desglosando cada uno de los precios unitarios agregando un 30 % en lo referente a los costos indirectos.

Tabla LXIII. Presupuesto puente vehicular

Proyecto: Puente vehicular, aldea Pueblo Viejo, San Sebastian Huehuetenango, Huehuetenango				
Ubicación: aldea Pueblo viejo, San Sebastián Huehuetenango, Huehuetenango				
RESUMEN DE COSTOS POR RENGLÓN				
Renglón	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo total
<b>1. MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				
TOPOGRAFÍA Y NIVELACIÓN	1800,00	m2	Q35,86	Q64 546,17
<b>2. CIMENTACION</b>				
ZAPATAS ESTRIBOS	2,00	unidad	Q114 703,73	Q229 407,45
ZAPATAS PILAS CENTRALES	2,00	unidad	Q114 703,73	Q295 366,01
CONTRAFUERTE	2,00	unidad	Q114 703,73	Q62 745,56
<b>3. ESTRIBOS</b>				
ESTRIBOS	12,00	ml	Q114 703,73	Q372 960,58
<b>4. VIGAS</b>				
VIGA PRINCIPAL	30,00	ml	Q114 703,73	Q93 585,55
<b>5. DIAFRAGMAS</b>				
DIAFRAGMA INTERIOR	12,00	ml	Q114 703,73	Q33 651,88
DIAFRAGMA EXTERIOR	12,00	ml	Q114 703,73	Q33 651,88
<b>6. PILAS CENTRALES</b>				
PILA CENTRAL	12,00	ml	Q114 703,73	Q179 371,68
<b>7. SUBESTRUCTURA</b>				
CORTINA	8,00	ml	Q114 703,73	Q25 839,95
VIGA DE APOYO ESTRIBO	8,00	ml	Q114 703,73	Q25 839,95
VIGA DE APOYO PILA	10	ml	Q114 703,73	Q66 326,75
<b>8. LOSA</b>				
LOSA	150,00	m2	Q114 703,73	Q828 412,65
LOSA DE APROXIMACIÓN	40	m2	Q114 703,73	Q218 357,68
ACERA	48,00	m2	Q114 703,73	Q155 380,45
<b>9. BARANDAL Y PASAMANOS</b>				
BARANDAL Y PASAMANOS	240,00	ml	Q114 703,73	Q388 282,36
<b>TOTAL DE COSTOS DIRECTOS + INDIRECTOS</b>				<b>Q3 073 726,55</b>
<b>COSTO TOTAL DEL PROYECTO =</b>				<b>Q3 073 726,55</b>

Fuente: elaboración propia.

### 3.5. Estudio ambiental

La evaluación ambiental se realizó a través de una boleta de identificación y evaluación de riesgo, obtenida del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), lo que se describe en la tabla LXIV.

Tabla LXIV. Estudio ambiental

<b>REPORTE DEL ANÁLISIS DE GESTIÓN DE RIESGO EN LA INVERSIÓN PÚBLICA</b>		
Sistema Nacional de Inversión Pública, SNIP		
Dirección de Gestión de Riesgo		
Boleta de Identificación y Evaluación de Riesgo en Proyectos de Inversión Pública		
Departamento	<i>Huehuetenango</i>	Coordenadas
Municipio:	<i>San Sebastián</i>	<i>15°25'08"N</i>
Nombre del Proyecto	<i>Puente vehicular</i>	<i>91°35'35"O</i>
Nombre de la institución responsable del	<i>Municipalidad de San Sebastián Huehuetenango</i>	

Amenazas		NIVEL DE AMENAZA EN MEDIANA	NIVEL DE VULNERABILIDAD EN MEDIANA	AMENAZA * VULNERABILIDAD
Naturales	Terremotos (sismos)	8	4	24
	Tsunamis (maremotos)	0	2	0
	Erupciones volcánicas (ceniza, piroclásticos, lahares, lava, gases, entre otros.)	0	2	0
	Deslizamientos	4	2	8
	Derrumbes	4	2	8
	Hundimientos	4	2	8
	Inundaciones	8	4	16
	Huracanes y/o depresiones tropicales	4	2	8
	Olas ciclónicas (mareas altas)	0	2	0
	Sequías	4	2	8
	Desertificación	0	2	0
	Heladas (congelación)	0	2	0
	Onda de frío (masas de aire frío)	4	4	16
	Ola de calor (Temperaturas altas fuera del promedio normal)	4	2	8
	Radiación solar intensa	0	2	0
	Vientos Fuertes	4	2	8
	Sedimentación	4	2	8
	ESCRIBA EN ESTE ESPACIO OTRA AMENAZA IDENTIFICADA	0	0	0



Continuación de la tabla LXIV

<b>Socio-Naturales</b>	Incendios forestales	0	2	0
	Erosión (hídrica o eólica)	0	2	0
	Deforestación	4	2	8
	Agotamiento acuíferos	4	2	8
	Desecamientos de ríos	4	4	16
	ESCRIBA EN ESTE ESPACIO OTRA AMENAZA IDENTIFICADA	0	0	0
<b>Antrópicas</b>	Incendios estructurales	4	2	8
	Derrames hidrocarburos	0	2	0
	Contaminación por uso de agroquímicos	4	2	8
	Contaminación del aire	4	2	8
	Contaminación por ruido	0	2	0
	Contaminación eléctrica ( alta tensión) y electromagnética (antenas telefónicas)	4	2	8
	Contaminación por desechos sólidos	4	2	8
	Contaminación por desechos líquidos	4	2	8
	Epidemias	4	2	8
	Plagas que afectan a humanos o procesos productivos	0	2	0
	Aglomeraciones	0	2	0
	Explosiones	0	2	0
	Hundimientos por colapso de drenajes y/o acción del hombre.	4	2	8
	Manifestaciones violentas	4	2	8
	Grupos delincuenciales	4	2	8
	Linchamientos	4	2	8
	Conflictos sociales	4	2	8
	Accidentes (terrestres, aéreos, marítimos)	8	2	16
	ESCRIBA EN ESTE ESPACIO OTRA AMENAZA IDENTIFICADA	0	0	0
<b>TOTAL</b>	<b>256</b>			

Fuente: Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN)

Se obtuvo un resultado de 224, siendo menor a 400 lo cual indica que el proyecto cumple con los requerimientos ambientales de gestión de riesgo.

## CONCLUSIONES

1. Los proyectos realizados brindarán una solución a las necesidades que sufren las comunidades del municipio de San Sebastián Huehuetenango, estos proyectos beneficiaran a los habitantes contribuyendo en la mejora educativa y vial.
2. El diseño del edificio escolar cumplió con los diferentes requerimientos dados por los diferentes reglamentos, tanto en el ámbito arquitectónico a través del manual de diseño arquitectónico de edificios escolares proporcionado por el ministerio de educación, como también en lo referente al ámbito estructural por medio de los normativos AGIES y ACI.
3. Un puente vehicular es una obra importante de infraestructura que permite la unión entre dos puntos específicos, el diseño realizado se basó en cada uno de los requerimientos dados por los diferentes normativos para el diseño de puentes, eligiendo el tipo de estructura más adecuada para el tipo de sitio, teniendo en cuenta la seguridad y funcionalidad.

:



## RECOMENDACIONES

1. Llevar a cabo un estudio en cada una de las comunidades en donde se realizarán los proyectos, ya que a través de estos estudios se podrá determinar la importancia y el impacto que tendrán en las diferentes comunidades y regiones aledañas, esto contribuirá de manera importante en el desarrollo general del municipio.
2. Brindar supervisión técnica a las diferentes obras, para que se cumpla con todo lo especificado en cada uno de los planos y de esta forma evitar errores que puedan afectar en un futuro las estructuras.
3. Los materiales a utilizar deben cumplir con cada uno de los requerimientos dados en los planos, así también se deberá realizar pruebas de laboratorio cuando sea necesario.
4. Los recubrimientos, dimensiones, espesores, materiales, entre otros deben respetarse como lo indican los planos, tanto para el edificio escolar como para el puente vehicular.
5. Colocar obras de protección tales como aletones o gaviones, aguas arriba y aguas abajo del río, para encausar cualquier caudal de crecida máxima hacia el área de desfogue del puente.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 75 p.
2. 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.
3. Comité ACI 318 American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-11) y comentarios (ACI 318SR-11)*. Estados Unidos: ACI, 2011. 490p.
4. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: Ingenieros Consultores de Guatemala, 2000. 325p.
5. GALDÁMEZ QUIROA, Jorge David. *Diseño del instituto nacional de educación básica de dos niveles para el cantón altos de San Gabriel y puente vehicular para la aldea San Antonio Chimulbua, san Gabriel, Suchitepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2015. 334 p.

6. MENDEZ BERREONDO, Luis Antonio. *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 de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 292 p.
  
7. Ministerio de Educación. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. Guatemala, 2016. 162 p.
  
8. RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo. *Diseño de puentes con AASHTO-LRFD 2010*. 5ta ed. Perú: Puentes y obras de arte, 2012. 336p.

# APÉNDICES

## Apéndice 1. **Planos edificio escolar**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.







### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

LA RESISTENCIA ÚLTIMA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DEBERÁ SER DE  $f'_{c} = 280 \text{ KG/CM}^2$

RESISTENCIA A FLUENCIA DEL ACERO:

- $F_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$   $\phi$  40.000 FSI

RECURSIVAMENTE (AC. 318-11):

- VIGAS: 4 CM
- COLUMNAS: 4 CM
- LOSAS: 2 CM

EL DOBLE DE LAS VARILLAS DE ACERO DEBE REALIZARSE EN FRÍO, POR NINGÚN MOTIVO DEBE CALENTARSE EL ACERO Y TAMPOCO UTILIZAR SOLDADURAS.

EN PAREDES SE UTILIZARÁ BLOCK DE  $0.19 \times 0.19 \times 0.39$  Y CON UNA RESISTENCIA DE  $F'_m = 70 \text{ KG/CM}^2$

EL CEMENTO A UTILIZAR SERÁ DE 4000 FSI

LOS AGREGADOS DEBERÁN CUMPLIR LA NORMA ASTM C33 Y SU TAMAÑO MÁXIMO NO DEBERÁ EXCEDER DE 0.5 VECES LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE BARRAS DE REFUERZO DEL ELEMENTO A FUNDIR.

EL AGUA DEBERÁ SER LIMPIA, LIBRE DE RESIDUOS DE ACEITE, ÁCIDOS, ALCÁLIS, SALES, MATERIA ORGÁNICA U OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA SER DAÑINA PARA LA MEZCLA O CUALQUIER MATERIAL EMBEBIDO EN EL CONCRETO.

LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO, PARA LA MEZCLA DE CONCRETO A UTILIZAR EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES COMO CIMENTACIONES, VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS NO DEBERÁ EXCEDER DEL 0.50.

CUALQUIER TIPO DE ADITIVO A UTILIZAR EN LA MEZCLA DEBERÁ DE SER APROBADO PREVIAMENTE POR EL SUPERVISOR.

PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LAS LOSAS DEBERÁN UTILIZARSE VIBRADORES PARA LOGRAR UN ADECUADO ACONDICIONAMIENTO DE LAS PARTÍCULAS; LA CALIDAD DEL CONCRETO SE VERIFICARÁ A TRAVÉS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS ELABORADOS, CURADOS Y ENSAYADOS DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM C31 Y C39.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR  
 UBICACIÓN: CASERIO SACCHIM, SAN SEBASTIÁN HUETEMANINGO

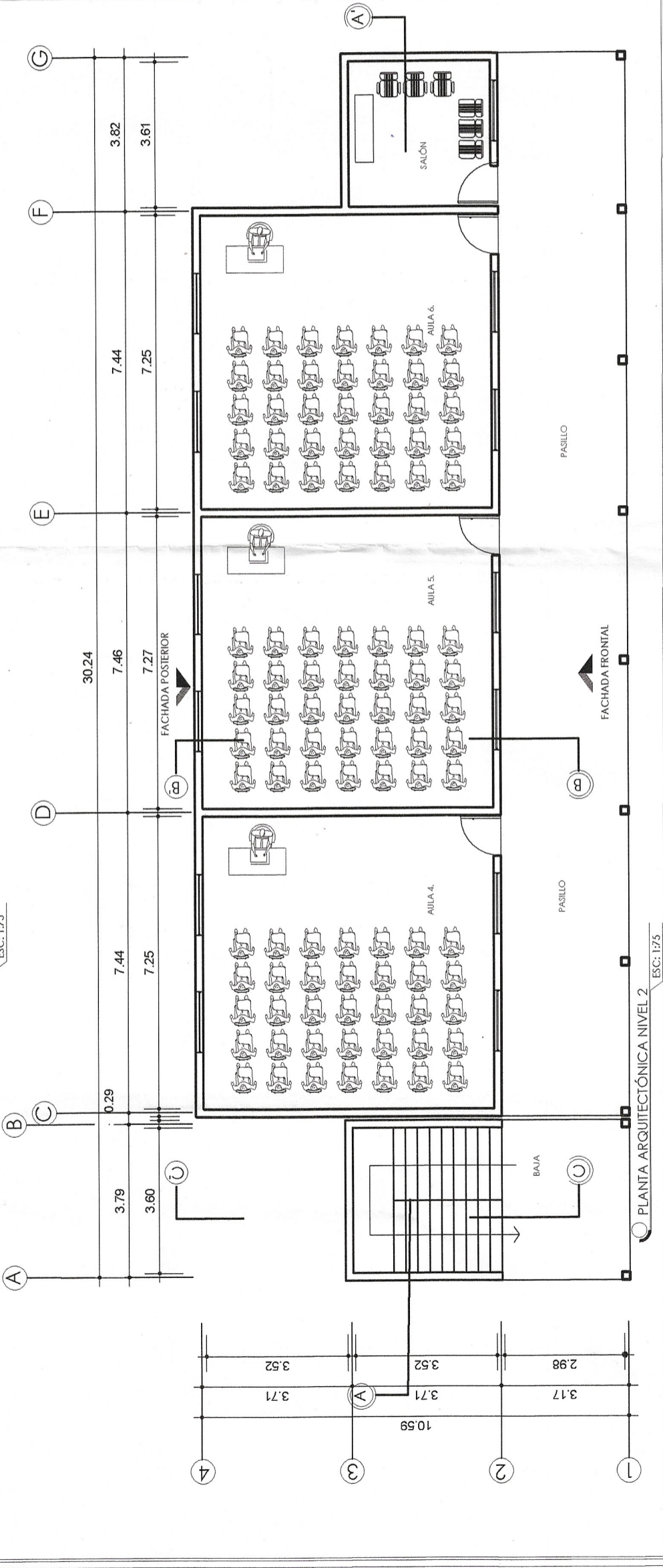
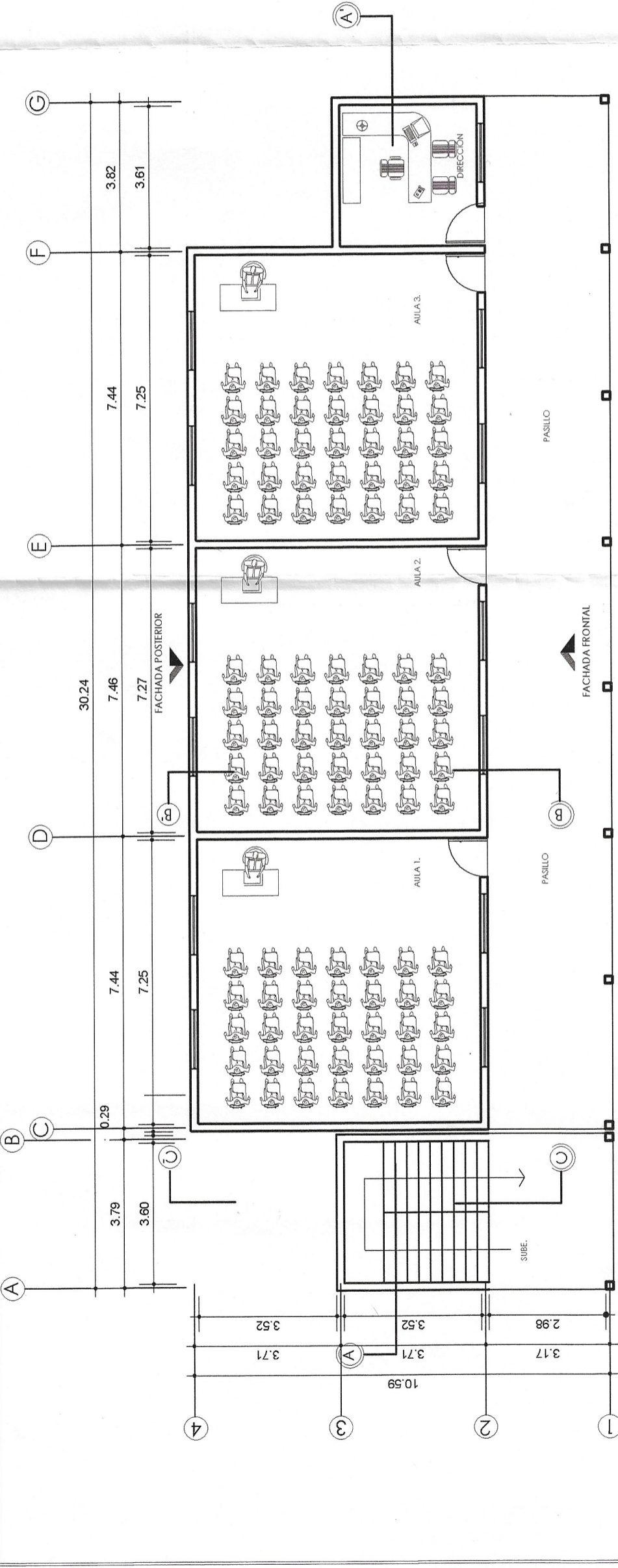
ESTUDIANTE: FERLANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
 CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTÓNICA

CARNET: 201113973  
 Vº Bº

DISEÑO: OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ  
 DIBUJO: FERLANDY GÓMEZ

ING: OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018  
 FECHA: 1 / 12  
 HOJA





### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

LA RESISTENCIA ÚLTIMA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DEBERÁ SER DE  $f'c = 280 \text{ KG/CM}^2$

RESISTENCIA A FLUENCIA DEL ACERO:  
 $F_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$   $\phi = 40,000 \text{ PSI}$

RECURSIVAMENTE (ACI 318-11):  
 - VIGAS: 4 CM  
 - COLUMNAS: 4 CM  
 - LOSAS: 2 CM

EL DOBLE DE LAS VARILLAS DE ACERO DEBE REALIZARSE EN FRO, POR NINGÚN MOTIVO DEBE CALENTARSE EL ACERO Y TAMPOCO UTILIZAR SOLDADURAS.  
 EN PAREDES SE UTILIZARÁ BLOCK DE  $0.19 \times 0.19 \times 0.39$  Y CON UNA RESISTENCIA DE  $F'm = 70 \text{ KG/CM}^2$

EL CEMENTO A UTILIZAR SERÁ DE 4000 PSI

LOS AGREGADOS DEBERÁN CUMPLIR LA NORMA ASTM C33 Y SU TAMAÑO MÁXIMO NO DEBERÁ EXCEDER LOS  $1.18 \text{ CM}$  PARA LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE BARRAS DE REFUERZO DEL ELEMENTO A FUNDIR.

EL AGUA DEBERÁ SER LIMPIA, LIBRE DE RESIDUOS DE ACEITE, ÁCIDOS, ALCÁLIS, SALES, MATERIA ORGÁNICA U OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA SER DAÑINA PARA LA MEZCLA O CUALQUIER MATERIAL EMBEBIDO EN EL CONCRETO.

LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO, PARA LA MEZCLA DE CONCRETO A UTILIZAR EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES COMO CIMENTACIONES, VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS NO DEBERÁ EXCEDER DEL 0.50.

CUALQUIER TIPO DE ADITIVO A UTILIZAR EN LA MEZCLA DEBERÁ DE SER APROBADO PREVIAMENTE POR EL SUPERVISOR.

PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LAS LOSAS DEBERÁN UTILIZARSE VIBRADORES PARA LOGRAR UN ADECUADO ACONDICIONAMIENTO DE LAS PARTÍCULAS.

LA CALIDAD DEL CONCRETO SE VERIFICARÁ A TRAVÉS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS ELABORADOS, CURADOS Y ENSAYADOS DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM C31 Y C39.

Universidad de San Carlos de Guatemala  
 Ing. Oscar Argueta Hernández  
 ASESOR - SUPERVISOR DE EPS  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 Facultad de Ingeniería

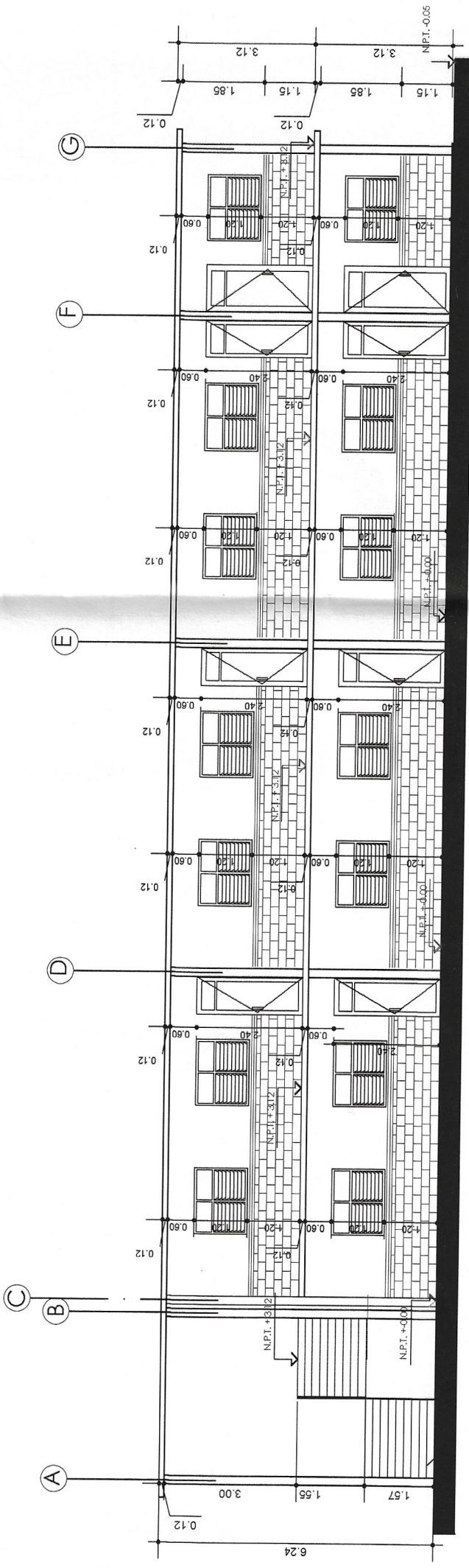
*[Handwritten Signature]*



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
 DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

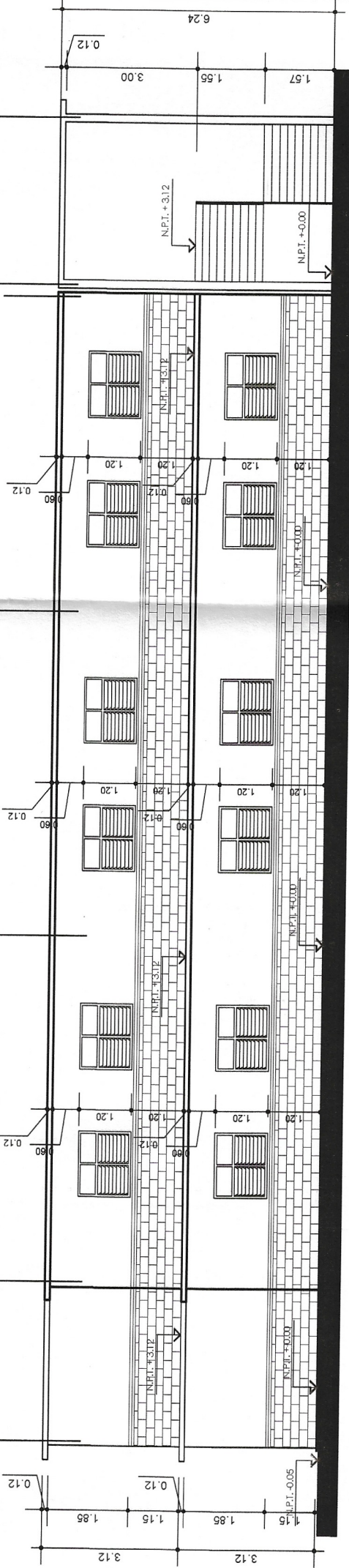
PROYECTO:	UBICACIÓN:
DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR	CASERIO SACCHIM SAN SEBASTIÁN HUETENANGO
ESTUDIANTE:	CONTENIDO:
FERLANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ	ELEVACIONES
CARNET:	VO. BO.
201113973	
DISEÑO:	ING.
MICHAEL COLY DE LUJO	OSCAR ARBUJETA HERNÁNDEZ
FERLANDY GÓMEZ	

INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018 ECHA: 2/12 HOJA



FACHADA FRONTAL

ESC: 1:125



FACHADA POSTERIOR

ESC: 1:125



**PLANILLA DE PUERTAS**

TIPO	ANCHO	ALTO	DINTEL	MATERIAL	UNI.	OBSERVACIONES
P-1	1.00	2.40	2.40	METAL	08	

**PLANILLA DE VENTANAS**

TIPO	SILLAR	DINTEL	ANCHO	ALTO	MATERIAL	UNI.	OBSERVACIONES
V-1	1.20	2.40	1.50	1.20	METAL COLOR NEGRO VIGRO DE 6mm.	26	

**NOMENCLATURA**

TIPO	SIM	DESCRIPCIÓN
A CERA		INDICATORIA DE CONCRETO CERDA EN BANDEJAS
PISO		INDICADOR DE GRANITO
MUROS		INDICADOR DE BLOQUE VISTO
MUROS		INDICADOR DE PARETELLA + CERNIDO
PUERTAS		PUERTA TIPO ANCHO DE PUERTA
VENTANAS		SILLAR DE VENTANA DINTEL DE VENTANA ALTO DE VENTANA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR  
CASERIO SACCHIM  
SAN SEBASTIÁN TIEHUETEMANGO

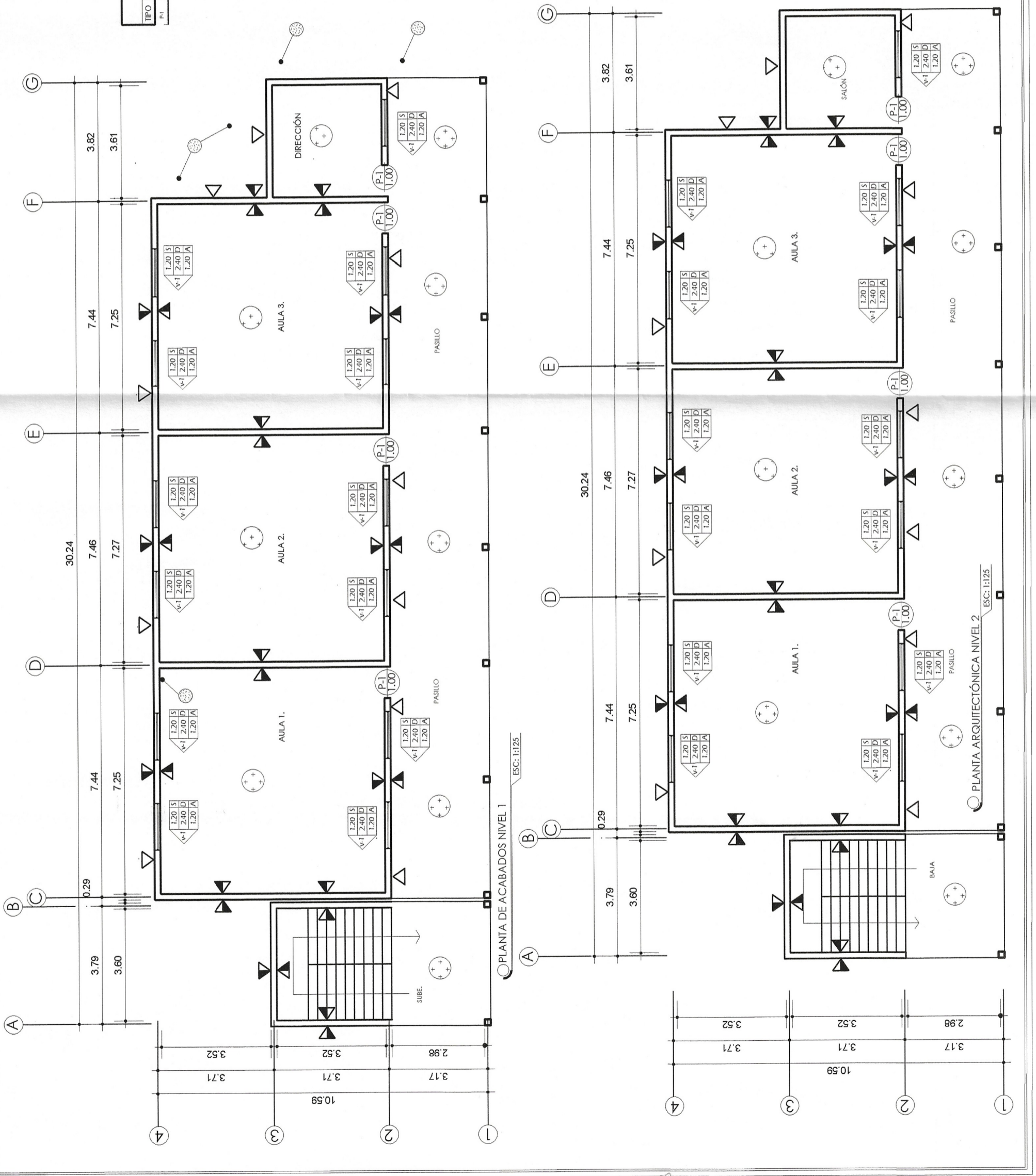
ESTUDIANTE: FERLANDY BERNABÉ GÓMEZ MARTÍNEZ  
CONTENIDO: PLANTA DE ACABADOS

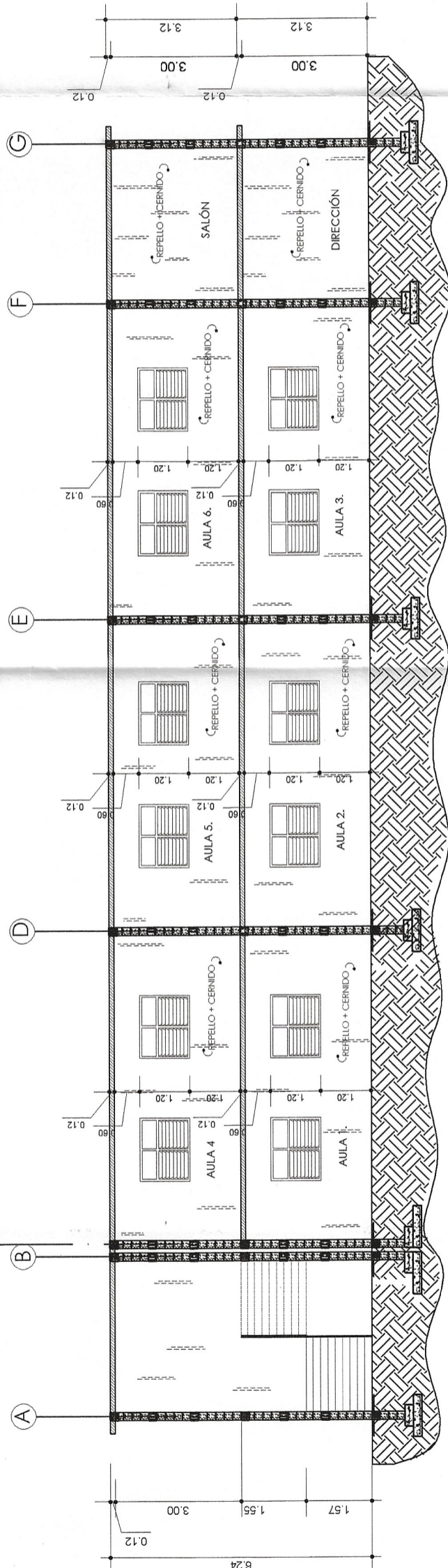
CARNET: 201113973

DISEÑO: CALOULO Y DIBUJO  
FERLANDY GÓMEZ

ING. OSCAR ARGÜETA  
TERRAZQUEZ

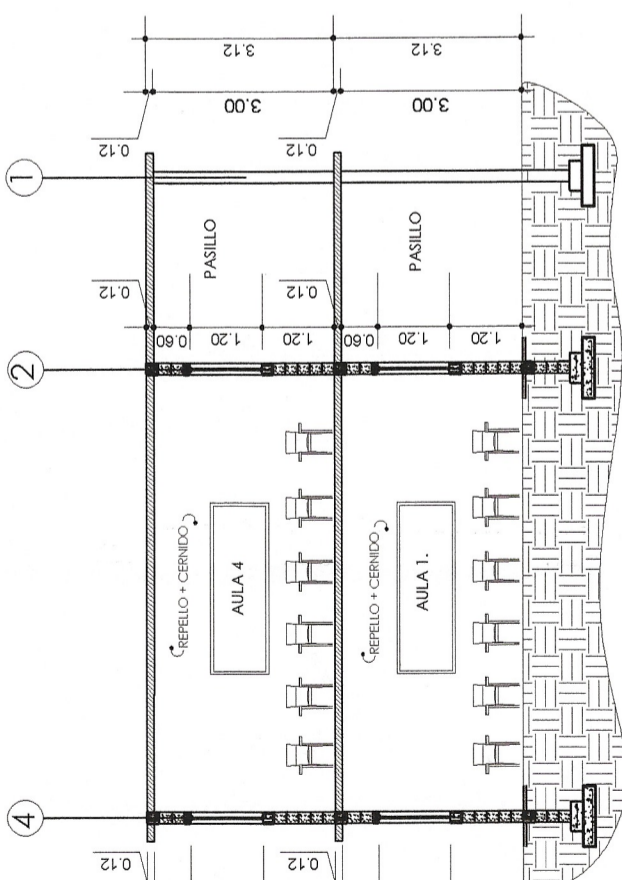
INDICADA: ESCALA  
ENERO DE 2018  
FECHA: 3/12  
HOJA





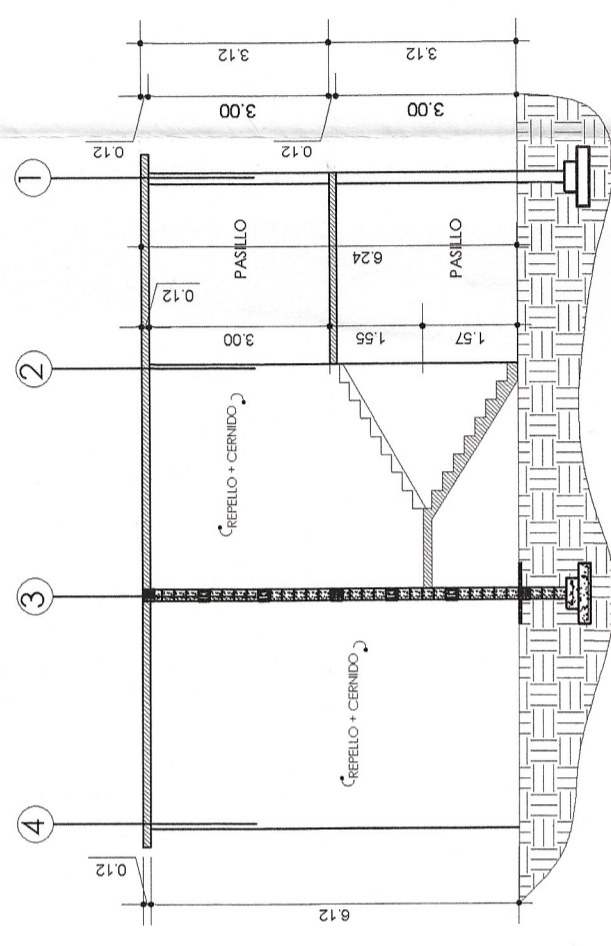
SECCIÓN A-A

ESC: 1:125



SECCIÓN B-B

ESC: 1:125



SECCIÓN C-C

ESC: 1:125

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

LA RESISTENCIA ÚLTIMA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DEBERÁ SER DE  $f'c = 280 \text{ KG/CM}^2$   
 RESISTENCIA A FLUENCIA DEL ACERO:  
 $f_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$  O  $40,000 \text{ PSI}$   
 RECURSIVAMENTE (ACI 318-11):  
 - VIGAS: 4 CM  
 - COLUMNAS: 4 CM  
 - LOSAS: 2 CM

EL DOBLE DE LAS VARILLAS DE ACERO DEBE REALIZARSE EN FERRO, POR NINGÚN MOTIVO DEBE CALENARSE EL ACERO Y TAMPOCO UTILIZAR SOLDADURAS.  
 EN PAREDES SE UTILIZARÁ BLOCK DE  $19 \times 19 \times 0.39 \text{ Y}$  CON UNA RESISTENCIA DE  $f_m = 70 \text{ KG/CM}^2$   
 EL CEMENTO A UTILIZAR SERÁ DE 4000 PSI

LOS AGREGADOS DEBERÁN CUMPLIR LA NORMA ASTM C33 Y SU TAMAÑO MÁXIMO NO DEBERÁ EXCEDER DE 0.75 VECES LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE BARRAS DE REFUERZO DEL ELEMENTO A FUNDIR.

EL AGUA DEBERÁ SER LIMPIA, LIBRE DE RESIDUOS DE ACEITE, ÁCIDOS, ALCÁLIS, SALES, MATERIA ORGÁNICA U OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA SER DAÑINAS PARA LA MEZCLA O CUALQUIER MATERIAL EMBIBIDO EN EL CONCRETO.

LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO PARA LA MEZCLA DE CONCRETO A UTILIZAR EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES COMO COLUMNAS, VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS NO DEBERÁ EXCEDER DEL 0.50.

CUALQUIER TIPO DE ADITIVO A UTILIZAR EN LA MEZCLA DEBERÁ DE SER APROBADO PREVIAMENTE POR EL SUPERVISOR.

PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LAS CASAS DEBERÁN UTILIZARSE VIBRADORES PARA OBTENER UN ADECUADO ACONDICIONAMIENTO DE LAS PARTICULAS.

LA CALIDAD DEL CONCRETO SE VERIFICARÁ A TRAVÉS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS ELABORADOS CURADOS Y ENVAYADOS DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM C31 Y ASTM C318.

ALAS NORMAS ASTM C31 Y ASTM C318.

ING. OSCAR ARGENTI

ASESOR SUPERVISOR DE OBRAS

Facultad de Ingeniería

Unidad de Prácticas de Ingeniería y PPS



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR  
 UBICACIÓN: CASERIO SACUM, SAN SEBASTIÁN HUETEMANGO

ESTUDIANTE: FERLANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
 CONTENIDO: SECCIONES

CARNET: 201113973

DISEÑO: CALOJO Y GRUPO  
 INGENIERO: OSCAR ARGENTI  
 INGENIERO: FERLANDY GÓMEZ

INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018 FECHA: 4/12 HOJA



### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

LA RESISTENCIA ÚLTIMA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DEBERÁ SER  $f'_{c} = 280 \text{ KG/CM}^2$

RESISTENCIA A TENSION DEL ACERO:  
 $F_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$  O  $40000 \text{ PSI}$

RECURSIVAMENTE (ACI 318-11):  
 - VIGAS: 4 CM  
 - COLUMNAS: 4 CM  
 - LOSAS: 2 CM

EL DOBLE DE LAS VARILLAS DE ACERO DEBE REALIZARSE EN FRÍO, POR NINGÚN MOTIVO DEBE CALENTARSE EL ACERO Y TAMPOCO UTILIZAR SOLDADURAS.

EN PAREDES SE UTILIZARÁ BLOCK DE  $0.19 \times 0.19 \times 0.39$  Y CON UNA RESISTENCIA DE  $F'_m = 70 \text{ KG/CM}^2$

EL CEMENTO A UTILIZAR SERÁ DE 4000 PSI

LOS AGREGADOS DEBERÁN CUMPLIR LA NORMA ASTM C33 Y SU TAMAÑO MÁXIMO NO DEBERÁ EXCEDER DE 0.75 VECES LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE BARRAS DE REFUERZO DEL ELEMENTO A FUNDIR.

EL AGUA DEBERÁ SER LIMPIA, LIBRE DE RESIDUOS DE ACEITE, ÁCIDOS, ALCÁLIS, SALES, Y RESIDUOS DE CUALQUIER OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA SER DAÑINA PARA LA MEZCLA O CUALQUIER MATERIAL EMBEBIDO EN EL CONCRETO.

LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO, PARA LA MEZCLA DE CONCRETO A UTILIZAR EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES COMO CIMENTACIONES, VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS NO DEBERÁ EXCEDER DEL 0.50.

CUALQUIER TIPO DE ADITIVO A UTILIZAR EN LA MEZCLA DEBERÁ DE SER APROBADO PREVIAMENTE POR EL SUPERVISOR.

PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LAS LOSAS DEBERÁN UTILIZARSE VIBRADORES PARA LOGRAR UN ADECUADO ACCIONAMIENTO DE LAS PARTICULAS.

LA CALIDAD DEL CONCRETO SE VERIFICARÁ A TRAVÉS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS ELABORADOS, CURADOS Y ENSAYADOS DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM C31 Y C39.

Universidad de San Carlos de Guatemala  
 Ing. Oscar Argueta Hernández  
 Asesor - SUPERVISOR DE OBRAS  
 Unidad de Práctica de Ingeniería  
 Facultad de Ingeniería

*[Handwritten signature]*



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

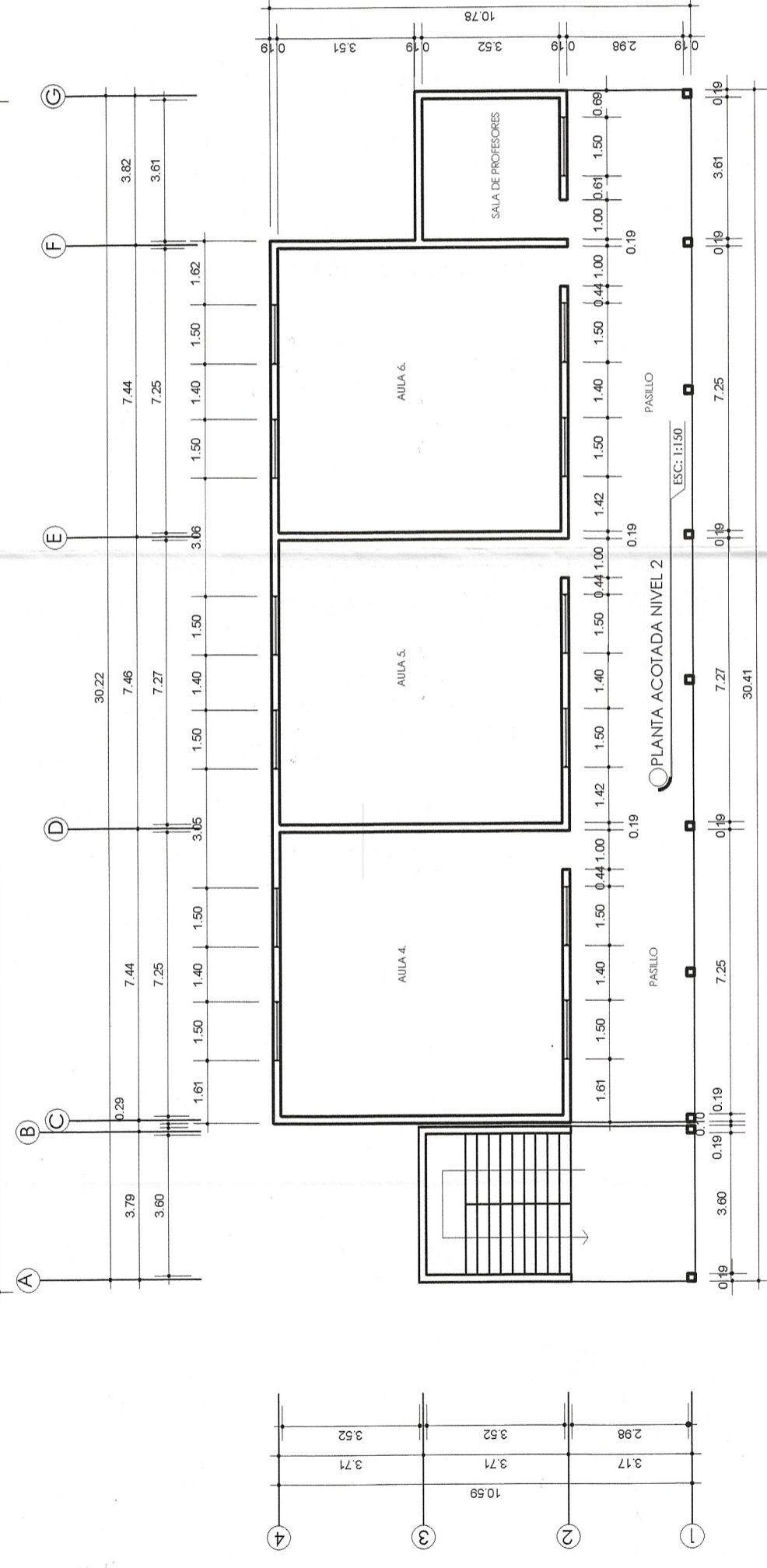
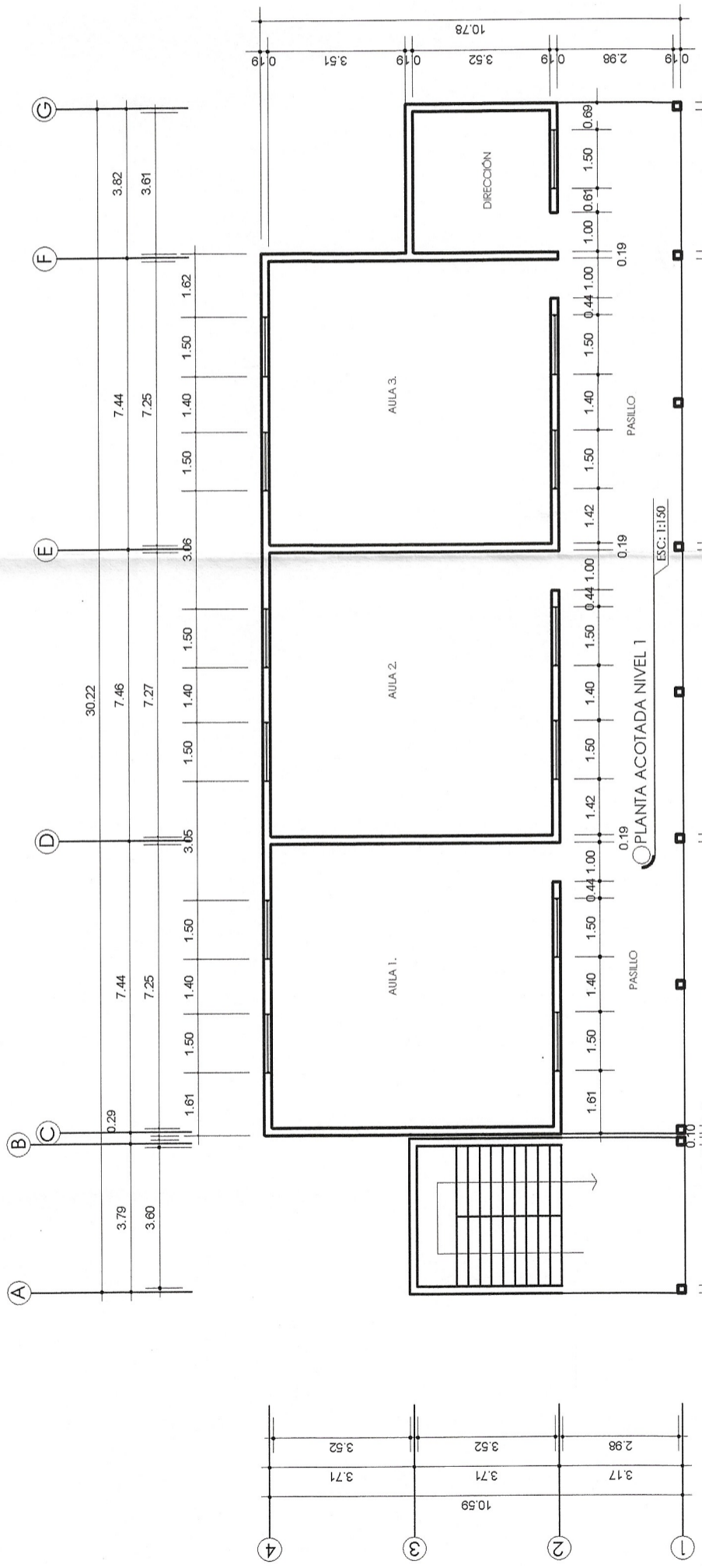
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR  
 UBICACIÓN: CABERDÍ SACCHIM, SAN SEBASTIÁN HUETENANGA

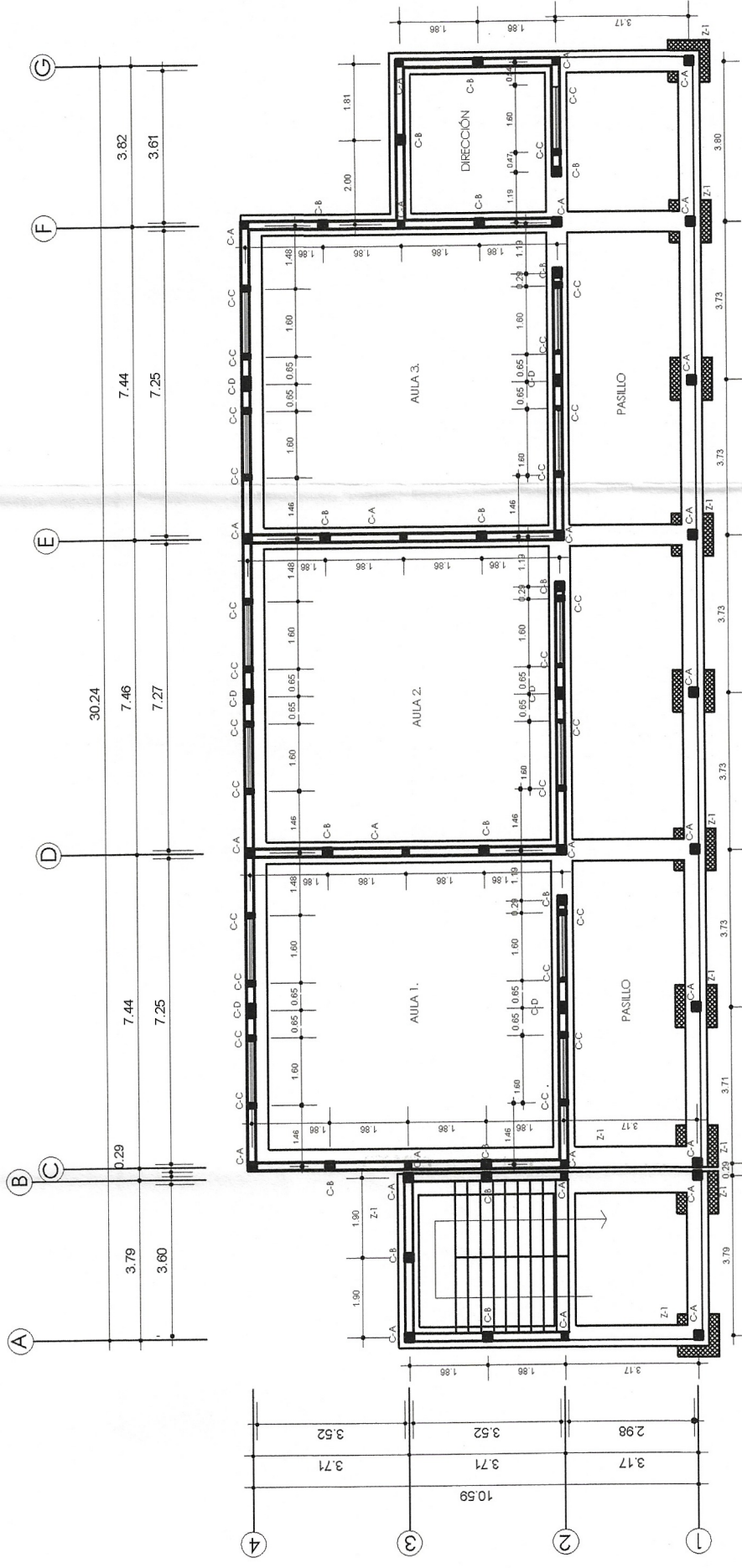
ESTUDIANTE: FERLANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
 VIGAS: PLANTA ACOTADA

CARNET: 201113973

DISEÑO, CÁLCULO Y DIBUJO: FERLANDY GÓMEZ  
 ING.: OSCAR ARGUETA FERNÁNDEZ

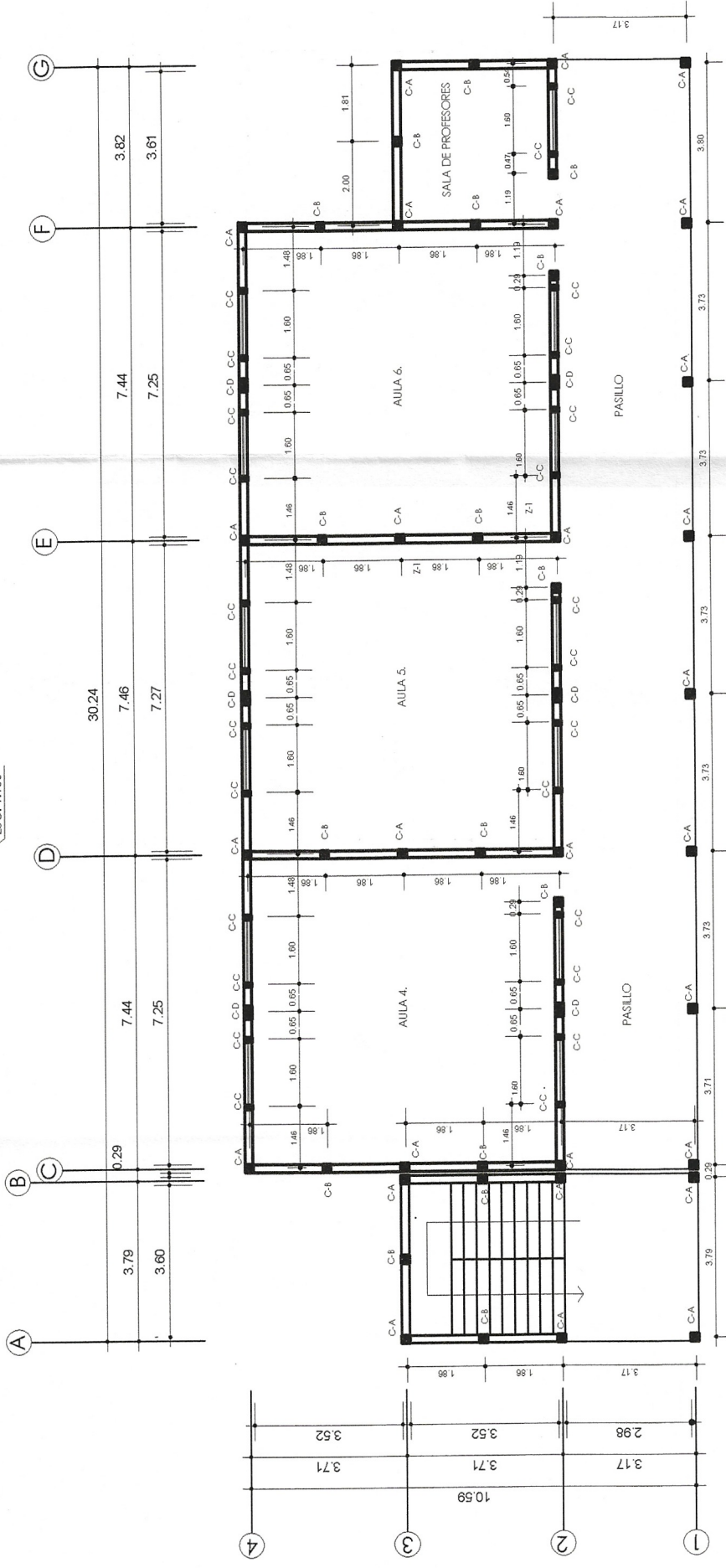
INDICADA: ENERO DE 2018  
 ESCALA: 5/12  
 HOJA





PLANTA CIMENTACIÓN Y COLUMNAS NIVEL 1

ESC: 1:150



PLANTA CIMENTACIÓN Y COLUMNAS NIVEL 2

ESC: 1:150

PLANILLA DE COLUMNAS			
TIPO	DIMENSIÓN	REFUERZO	ESTRIBOS
C-A	0.19 x 0.19	4 HIERROS Ø #5 + 4 HIERROS Ø #4	ESTRIBOS Ø #3 @ 0.20 m
C-B	0.14 x 0.14	4 HIERROS Ø #5	ESTRIBOS Ø #2 @ 0.20
C-C	0.10 x 0.14	2 HIERROS Ø #4	ESLABONES Ø #2 @ 0.20
C-D	0.30 x 0.19	6 HIERROS Ø #5 + 2 HIERROS Ø #4	ESLABONES Ø #3 @ 0.20 m

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

LA RESISTENCIA ÚLTIMA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DEBERÁ SER DE  $f'_{cc} = 280 \text{ KG/CM}^2$

RESISTENCIA A FLUENCIA DEL ACERO:  
 $F_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$   $\sigma = 40,000 \text{ PSI}$

RECURRIMIENTOS (ACI 318-11):  
 - VIGAS: 4 CM  
 - COLUMNAS: 4 CM  
 - LOSAS: 2 CM

EL DOBLE DE LAS VARILLAS DE ACERO DEBE REALIZARSE EN FRÍO, POR NINGÚN MOTIVO DEBE CALENTARSE EL ACERO Y TAMPOCO UTILIZAR SOLDADURAS.

EN PAREDES SE UTILIZARÁ BLOCK DE  $0.19 \times 0.19 \times 0.39$  Y CON UNA RESISTENCIA DE  $F'_m = 70 \text{ KG/CM}^2$

EL CEMENTO A UTILIZAR SERÁ DE 4000 PSI

LOS AGREGADOS DEBERÁN CUMPLIR LA NORMA ASTM C33 Y SU TAMAÑO MÁXIMO NO DEBERÁ EXCEDER DE 0.5 VECES LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE BARRAS DE REFUERZO DEL ELEMENTO A FUNDIR.

EL AGUA DEBERÁ SER LIMPIA, LIBRE DE RESIDUOS DE ACEITE, ÁCIDOS, ALCALIS, SALES, MATERIA ORGÁNICA U OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA SER DAÑINA PARA LA MEZCLA O CUALQUIER MATERIAL EMBEBIDO EN EL CONCRETO.

LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO, PARA LA MEZCLA DE CONCRETO A UTILIZAR EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES COMO CIMENTACIONES, VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS NO DEBERÁ EXCEDER DEL 0.50.

CUALQUIER TIPO DE ADITIVO A UTILIZAR EN LA MEZCLA DEBERÁ DE SER APROBADO PREVIAMENTE POR EL SUPERVISOR.

PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LAS LOSAS DEBERÁN UTILIZARSE VIBRADORES PARA LOGRAR UN ADECUADO ACONDICIONAMIENTO DE LAS PARTICULAS.

LA CALIDAD DEL CONCRETO SE VERIFICARÁ A TRAVÉS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN BRUTAS EN LOS ELABORADOS, CURADOS Y ENSAYADOS DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM C31 Y C39.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

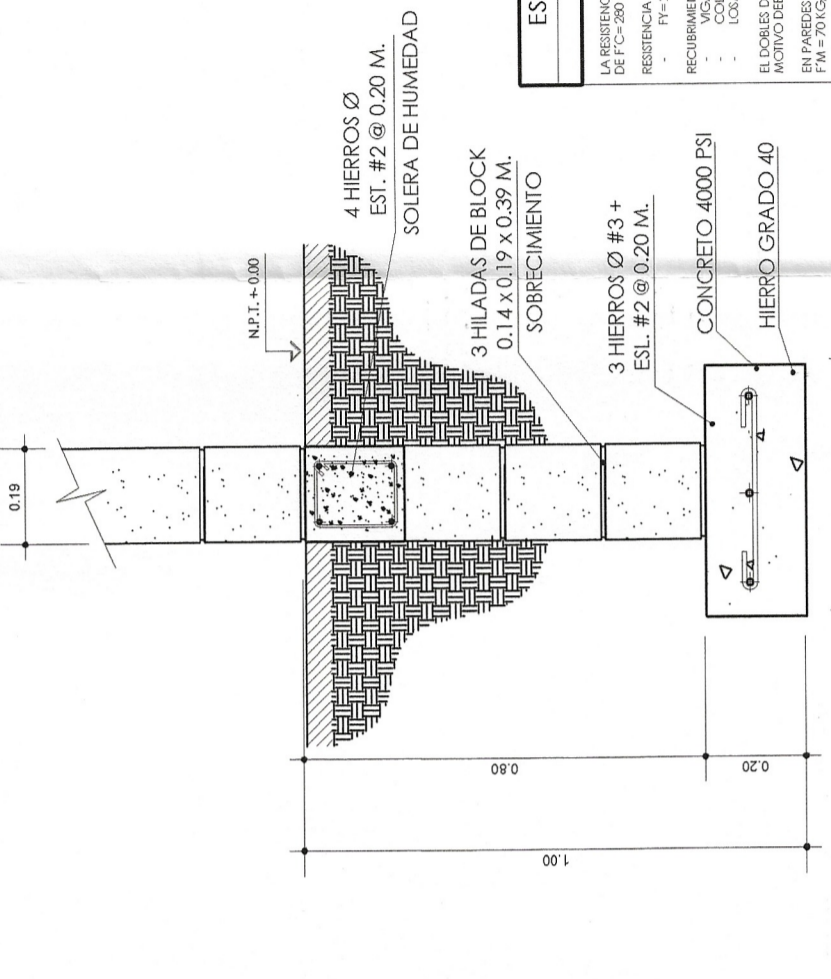
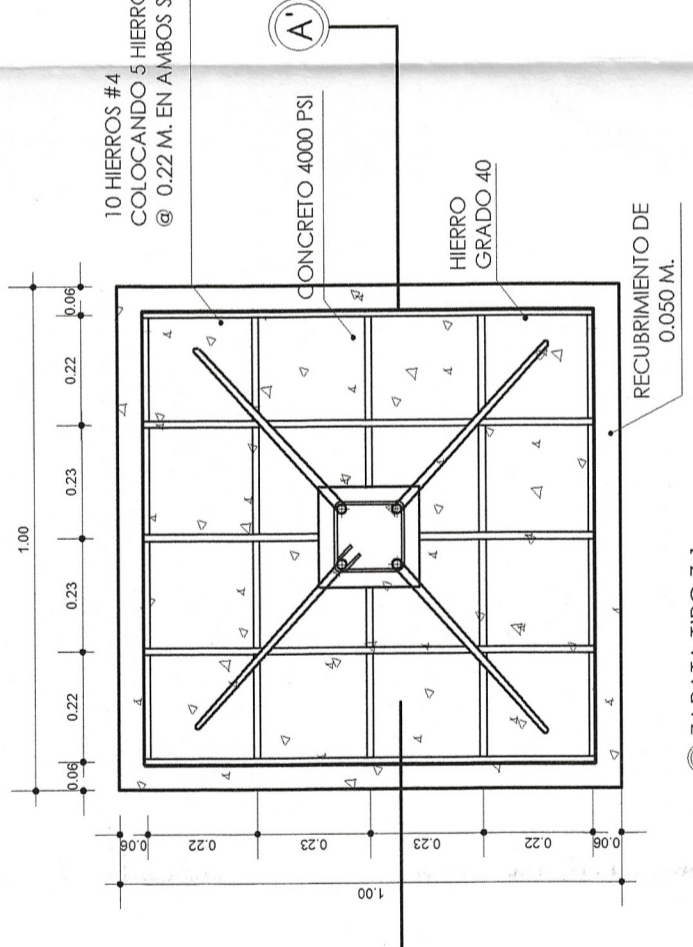
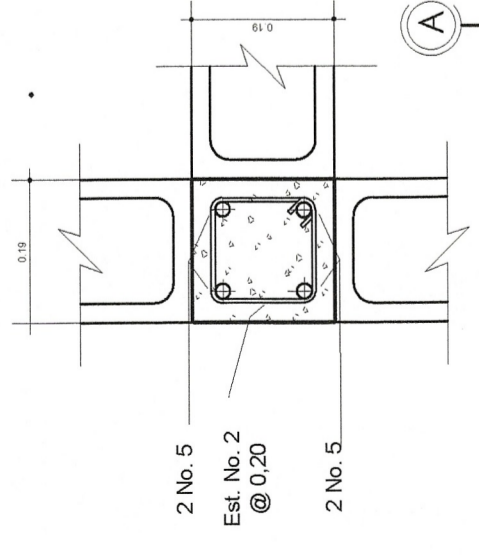
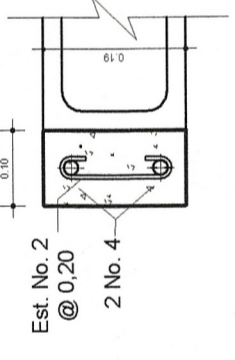
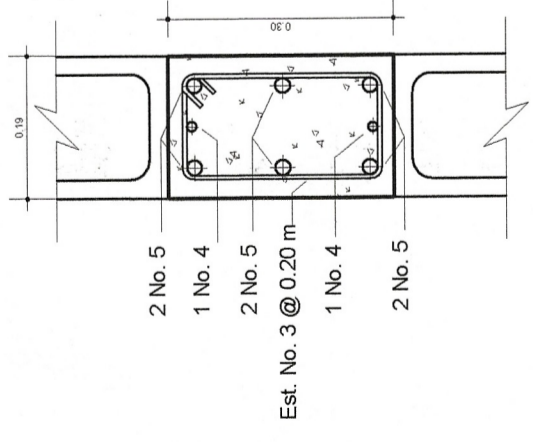
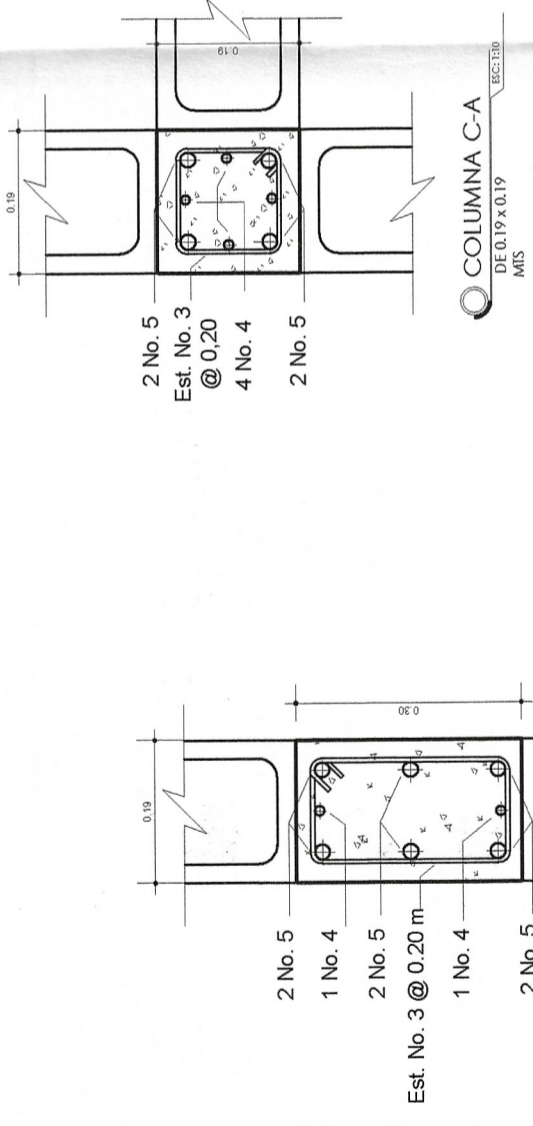
PROYECTO: CASERIO SACACIM SAN SEBASTIÁN TIENMETENANGO  
 DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR

ESTUDIANTE: FERRANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
 CARNET: 201113973

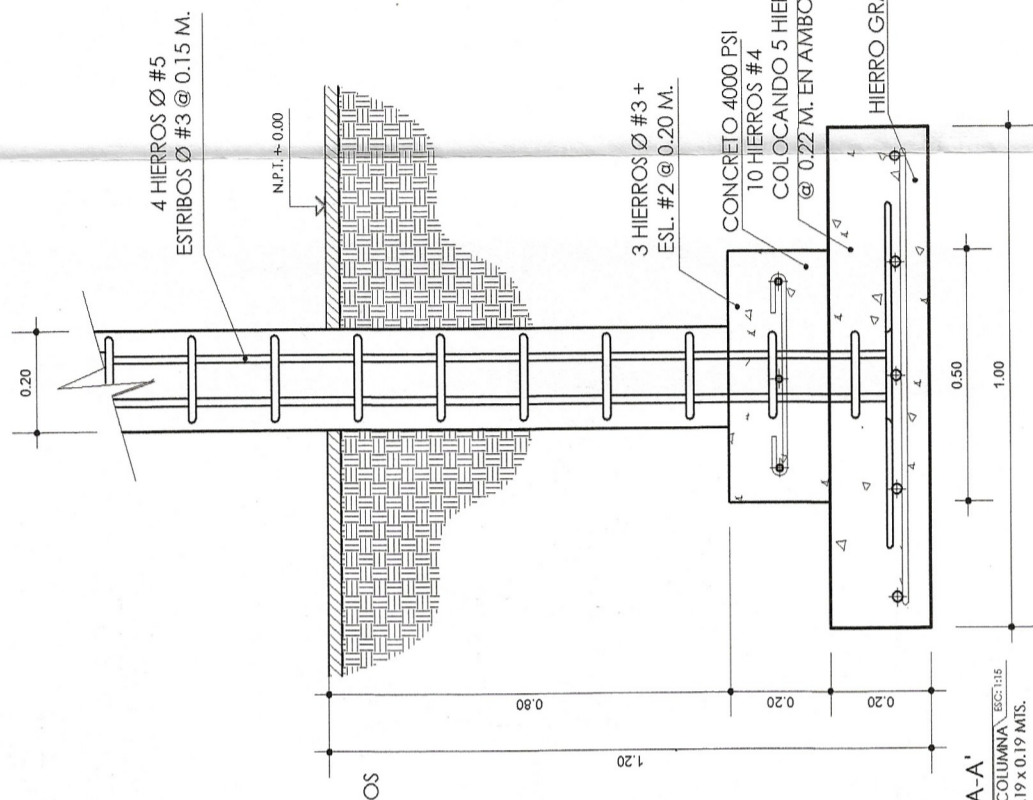
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA

ING. OSCAR ARZUEÑA HERNÁNDEZ  
 FERRANDY GÓMEZ

INDICADA: ESCALA  
 ENERO DE 2018  
 FECHA: 6/2  
 HOJA



**SECCIÓN A-A'**  
ZAPATA TIPO 17 COLUMNA CENTRADA DE 0.19 x 0.19 MIS.



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

LA RESISTENCIA ÚLTIMA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DEBERÁ SER DE  $f'c = 280 \text{ KG/CM}^2$

RESISTENCIA A TENSIÓN DEL ACERO:  
 $F_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$   $\sigma = 40,000 \text{ PSI}$

RECURRIMIENTOS (ACI 318-11):  
 - COLUMNAS: 4 CM  
 - LOSAS: 2 CM

EL DOBLE DE LAS VARILLAS DE ACERO DEBE REALIZARSE EN FRÍO, POR NINGÚN MOTIVO DEBE CALENTARSE EL ACERO Y TAMPOCO UTILIZAR SOLDADURAS.

EN PAREDES SE UTILIZARÁ BLOCK DE  $0.19 \times 0.19 \times 0.39 \text{ M}$  CON UNA RESISTENCIA DE  $f'm = 70 \text{ KG/CM}^2$

EL CEMENTO A UTILIZAR SERÁ DE 4200 PSI

LOS AGREGADOS DEBERÁN CUMPLIR LA NORMA ASTM C33 Y SU TAMAÑO MÁXIMO NO DEBERÁ EXCEDER DE 0.75 VECES LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE BARRAS DE REFUERZO DEL ELEMENTO A FUNDIR.

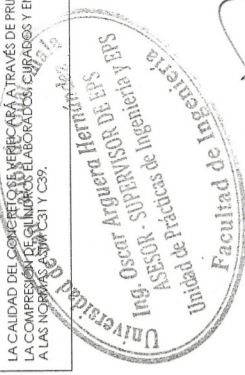
EL AGUA DEBERÁ SER LIMPIA, LIBRE DE RESIDUOS DE ACEITE, ÁCIDOS, ALCALIS, SALES, MATERIA ORGÁNICA U OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA SER DAÑINA PARA LA MEZCLA O CUALQUIER MATERIAL EMPLEADO EN EL CONCRETO.

LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO, PARA LA MEZCLA DE CONCRETO A UTILIZAR EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES COMO CIMENTACIONES, VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS NO DEBERÁ EXCEDER DEL 0.50.

CUALQUIER TIPO DE ADITIVO A UTILIZAR EN LA MEZCLA DEBERÁ DE SER APROBADO PREVIAMENTE POR EL SUPERVISOR.

PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LAS LOSAS DEBERÁN UTILIZARSE VIBRADORES PARA LOGRAR UN ADECUADO ACONDICIONAMIENTO DE LAS PARTÍCULAS.

LA CALIDAD DEL CONCRETO SE VERIFICARÁ A TRAVÉS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS Y LABORATORIOS CURADOS Y ENSAYADOS DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM C31 Y C39.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR  
 UBICACIÓN: CASERIO SACAHUM, SAN SEBASTIÁN HUETEMANGO

ESTUDIANTE: FERNANDY GÓMEZ GÓMEZ MARTÍNEZ  
 CONTENIDO: DETALLE DE CIMENTACIONES

CARNET: 201113873  
 V.O. BO.

DISEÑO, CÁLCULO Y DIBUJO: FERNANDY GÓMEZ  
 ING. OSCAR ARGÜETA FERNÁNDEZ

INDICADA: ESCALA  
 ENERO DE 2018  
 FECHA

7/12  
 HOJA





### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

LA RESISTENCIA ÚLTIMA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DEBERÁ SER DE  $f'_{c} = 280 \text{ KG/CM}^2$

RESISTENCIA A TENSIONES DEL ACERO:  
 $F_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$  O  $40,000 \text{ PSI}$

RECURRIMIENTOS (ACI 318-11):  
 - VIGAS: 4 CM  
 - COLUMNAS: 4 CM  
 - LOSAS: 2 CM

EL DOBLER DE LAS VARILLAS DE ACERO DEBE REALIZARSE EN FRÍO, POR NINGÚN MOTIVO DEBE CALENTARSE EL ACERO Y TAMPOCO UTILIZAR SOLDADURAS.

EN PAREDES SE UTILIZARÁ BLOCK DE  $0.19 \times 0.19 \times 0.39 \text{ M}$  CON UNA RESISTENCIA DE  $F'_m = 70 \text{ KG/CM}^2$

EL CEMENTO A UTILIZAR SERÁ DE 4000 PSI

LOS AGREGADOS DEBERÁN CUMPLIR LA NORMA ASTM C33 Y SU TAMAÑO MÁXIMO NO DEBERÁ EXCEDER DE 0.75 VECES LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE BARRAS DE REFUERZO DEL EMBLENTO A PUNDIR.

EL AGUA DEBERÁ SER LIMPIA, LIBRE DE RESIDUOS DE ACEITE, ÁCIDOS, ALCÁLIS, SALES, MATERIA ORGÁNICA U OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA SER DAÑINA PARA LA MEZCLA O CUALQUIER MATERIAL EMBLENDO EN EL CONCRETO.

LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO PARA LA MEZCLA DE CONCRETO A UTILIZAR EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES COMO CIMENTACIONES, VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS NO DEBERÁ EXCEDER DEL 0.50.

CUALQUIER TIPO DE ADITIVO A UTILIZAR EN LA MEZCLA DEBERÁ DE SER APROBADO PREVIAMENTE POR EL SUPERVISOR.

PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LAS LOSAS DEBERÁN UTILIZARSE VIBRADORES PARA LOGRAR UN ADECUADO ACONDICIONAMIENTO DE LAS PARTICULAS.

LA CALIDAD DEL CONCRETO SE VERIFICARÁ A TRAVÉS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CUBOS, ELABORADOS, CURADOS Y ENSAYADOS DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM C39 Y C83.

Universidad de San Carlos  
 Facultad de Ingeniería y Arquitectura  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y Edificación  
 Asesor Académico de Edificación y Estructuras

*[Handwritten Signature]*

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

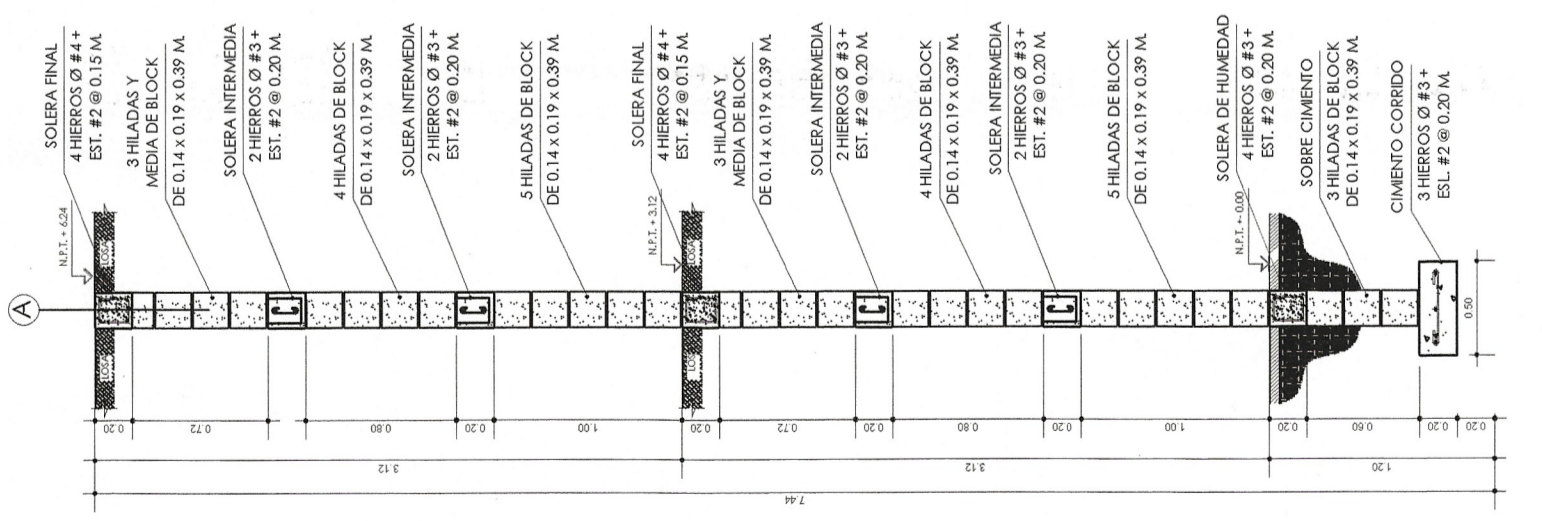
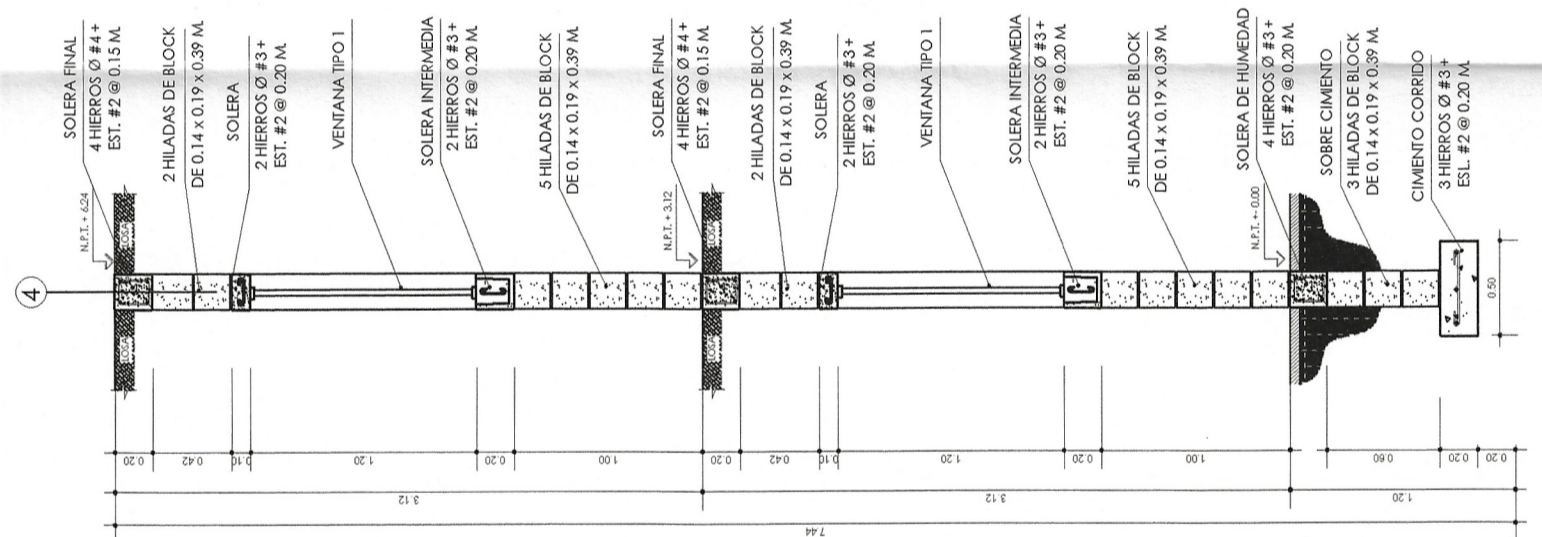
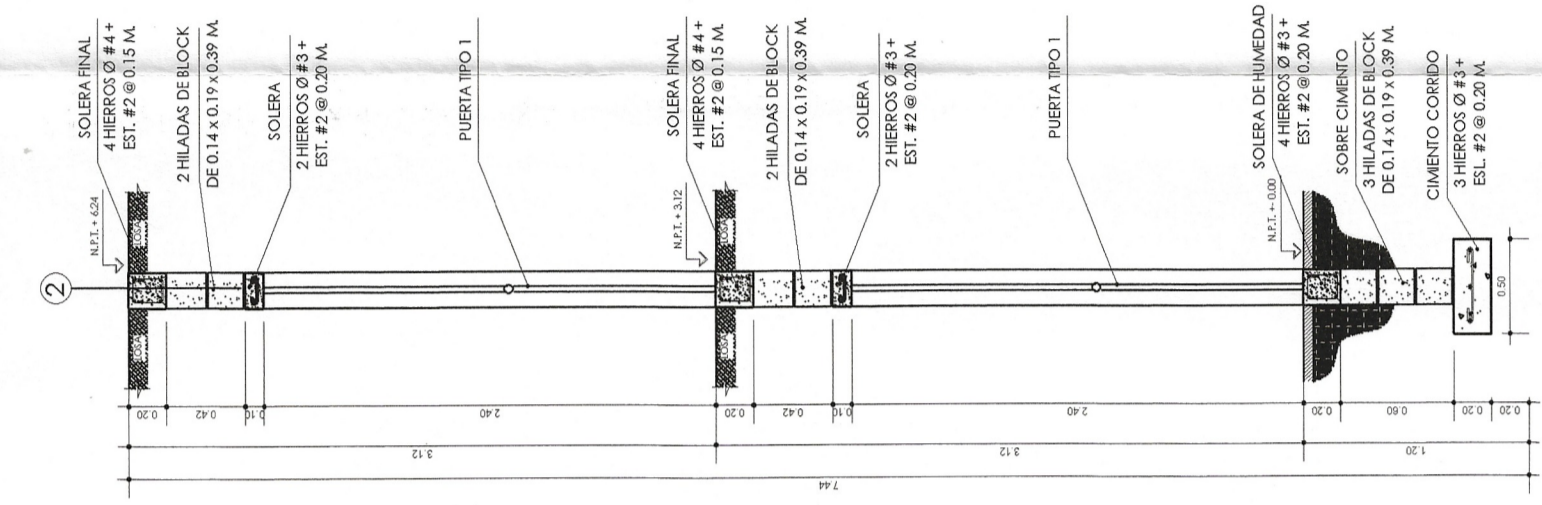
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR  
 UBICACIÓN: CASERIO SACCHIM, SAN SEBASTIÁN HUETENANHO

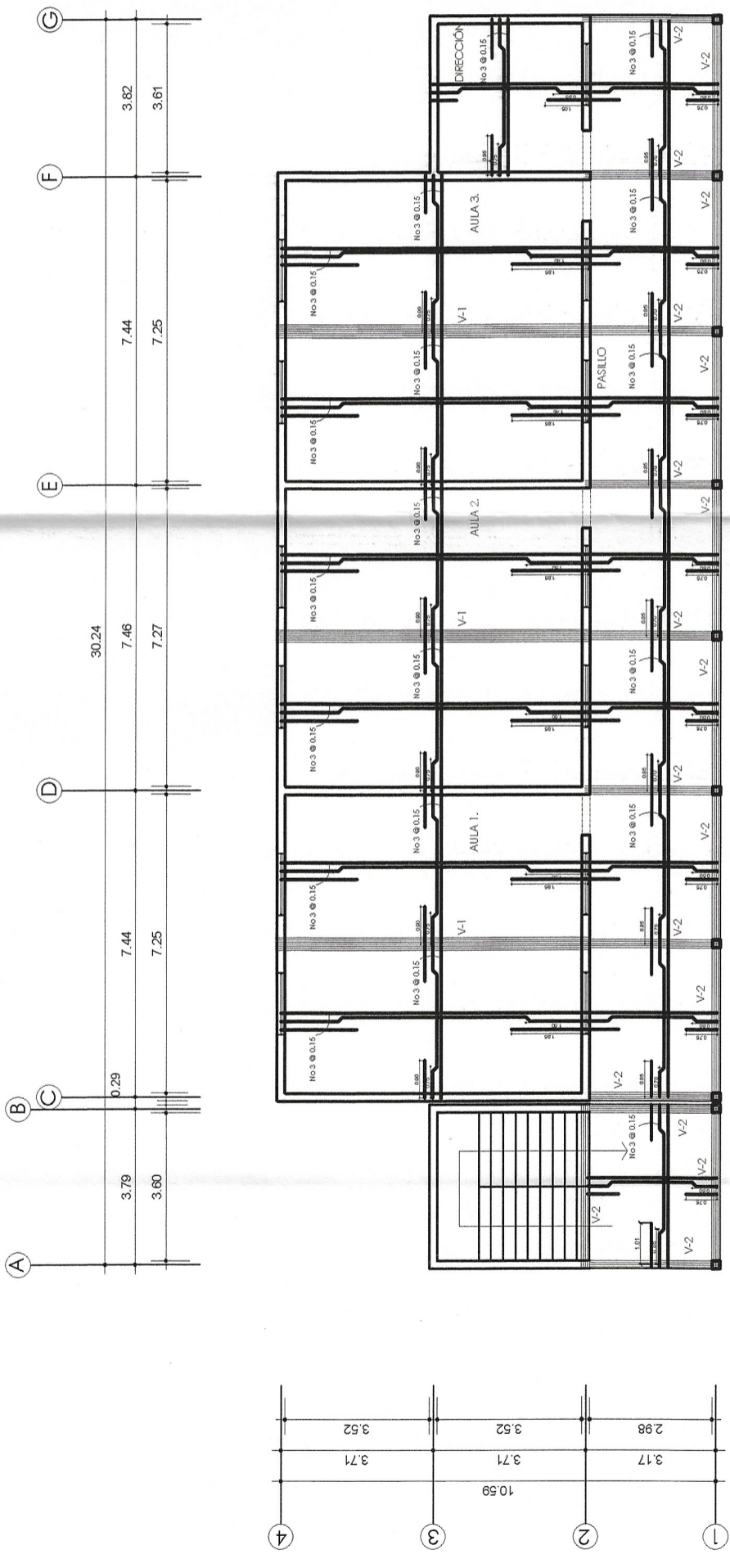
ESTUDIANTE: FERLANDY EMMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
 CONTENIDO: SECCIONES DE MUROS

CARNET: 201113973  
 Vº Bº

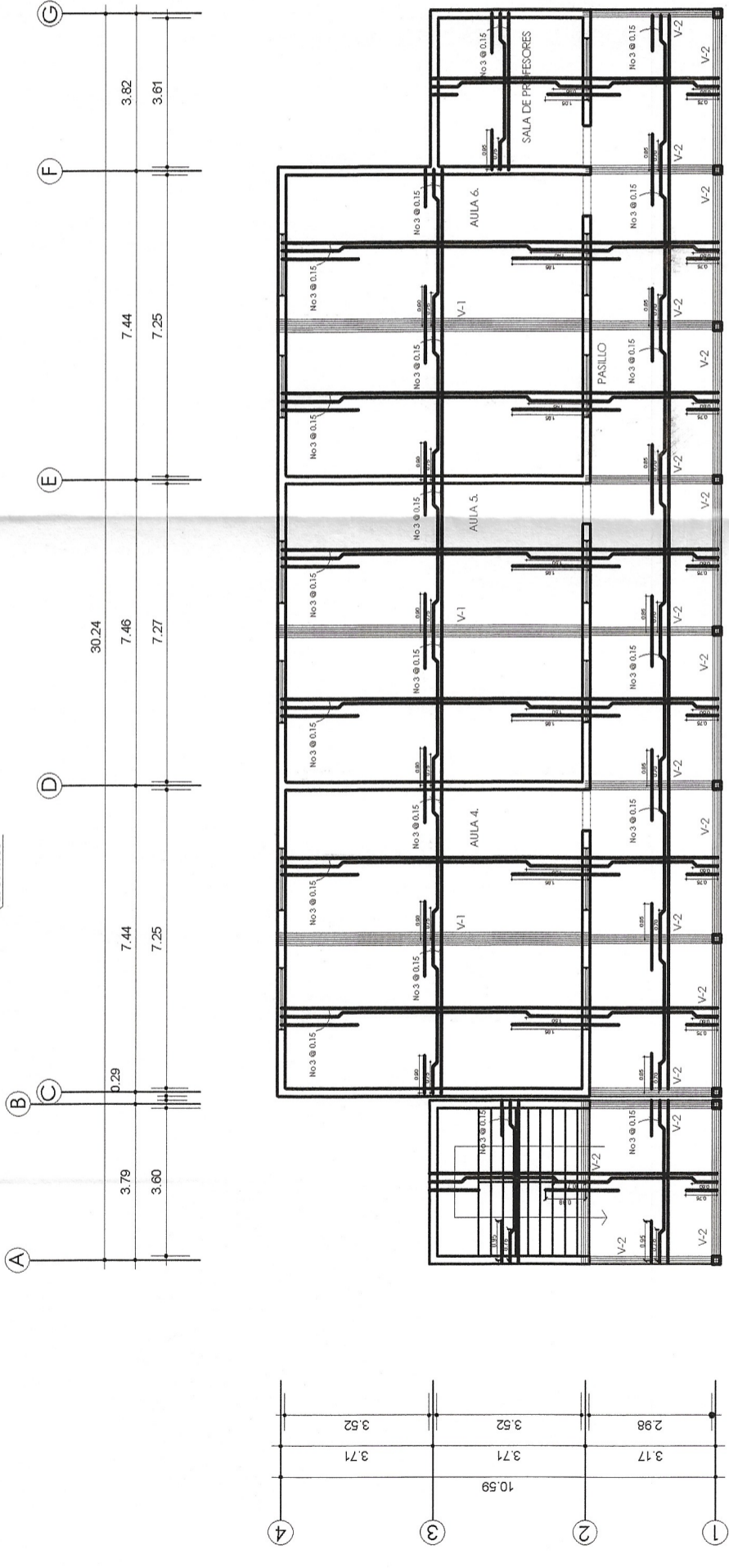
DISEÑO, CÁLCULO Y DIBUJO: FERLANDY GÓMEZ  
 ING.: OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

INDICADA: ESCALA  
 ENERO DE 2018  
 FECHA: 8 / 12  
 HOJA





PLANTA LOSA NIVEL 1  
ESC: 1:150



PLANTA LOSA NIVEL 2  
ESC: 1:150

PLANILLA DE VIGAS			
TIPO	DIMENSION	UNI	LONGITUD
V-1	0.30 x 0.50	6	7.46 MIS.
V-2	0.20 x 0.30	38	3.73 MIS.

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

LA RESISTENCIA ÚLTIMA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DEBERÁ SER DE  $F'c = 280 \text{ KG/CM}^2$   
 RESISTENCIA A FLUENCIA DEL ACERO:  
 -  $F_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$  O  $40,000 \text{ PSI}$   
 RECUBRIMIENTOS (ACI 318-11):  
 - VIGAS: 4 CM  
 - COLUMNAS: 4 CM  
 - LOSAS: 2 CM

EL DOBLER DE LAS VARILLAS DE ACERO DEBE REALIZARSE EN FRO, POR NINGÚN MOTIVO DEBE CALENTARSE EL ACERO Y TAMPOCO UTILIZAR SOLDADURAS.  
 EN PAREDES SE UTILIZARÁ BLOCK DE  $0.19 \times 0.19 \times 0.397$  CON UNA RESISTENCIA DE  $F_M = 70 \text{ KG/CM}^2$   
 EL CEMENTO A UTILIZAR SERÁ DE 4000 PSI

LOS AGREGADOS DEBERÁN CUMPLIR LA NORMA ASTM C33 Y SU TAMAÑO MÁXIMO NO DEBERÁ EXCEDER DE 0.75 VECES LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE BARRAS DE REFUERZO DEL ELEMENTO A RINDIR.

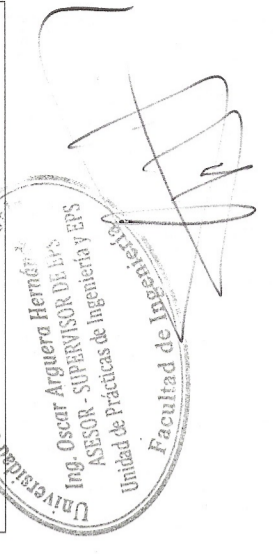
EL AGUA DEBERÁ SER LIMPIA, LIBRE DE RESIDUOS DE ACEITE, ÁCIDOS, ALCALIS, SALES, MATERIA ORGÁNICA U OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA SER DAÑINA PARA LA MEZCLA O CUALQUIER MATERIAL EMBEBIDO EN EL CONCRETO.

LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO PARA LA MEZCLA DE CONCRETO A UTILIZAR EN ELEROS DEBE SER MENOR O IGUAL A LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO DE LOS AGREGADOS Y LOSAS NO DEBERÁ EXCEDER DEL 0.50.

CUALQUIER TIPO DE ADITIVO A UTILIZAR EN LA MEZCLA DEBERÁ DE SER APROBADO PREVIAMENTE POR EL SUPERVISOR.

PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LAS LOSAS DEBERÁN UTILIZARSE VIBRADORES PARA LOGRAR UN ADECUADO ACONDICIONAMIENTO DE LAS PARTÍCULAS.

LA CALIDAD DEL CONCRETO SE VERIFICARÁ A TRAVÉS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS Y CUBOS, CUIDADOS Y ENSAYADOS DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM C39, ASTM C873, ASTM C874, ASTM C109, ASTM C143.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

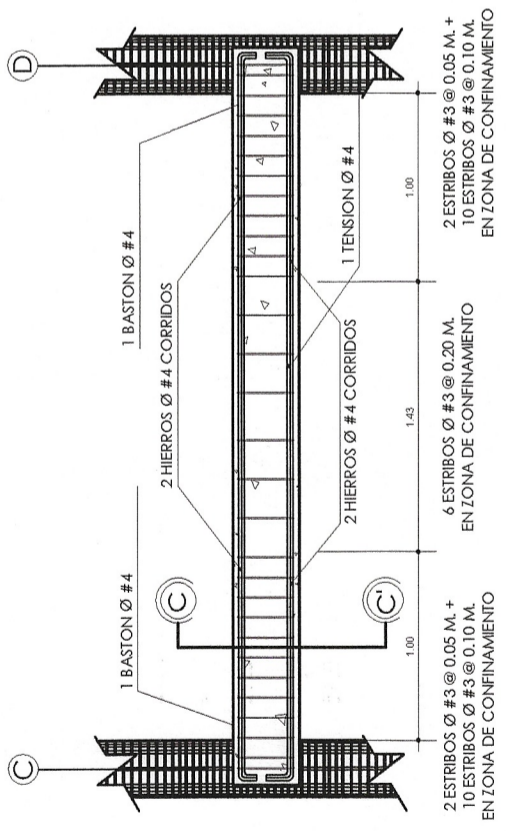
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR  
 UBICACIÓN: CASERIO SACCHIM, SAN SEBASTIÁN HUETEMANGO

ESTUDIANTE: FERLINDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
 CONTENIDO: PLANTA DE TECHOS

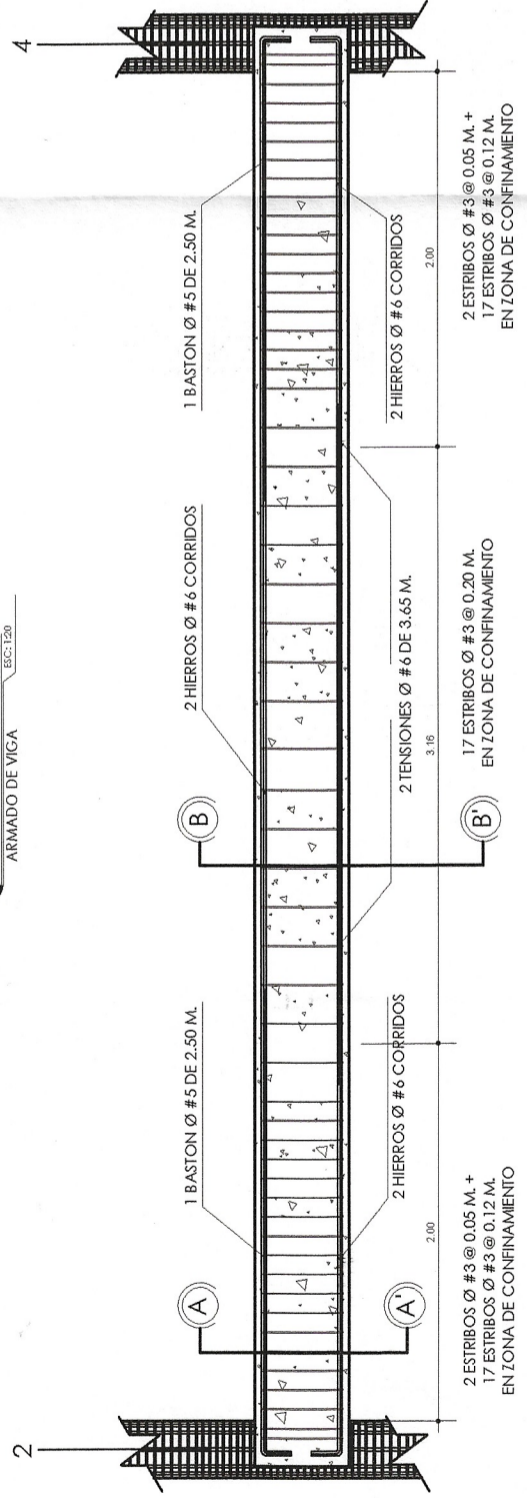
CARNET: 201113973  
 No. B6

INGENIERO: OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ  
 DIBUJANTE: FERLINDY GÓMEZ

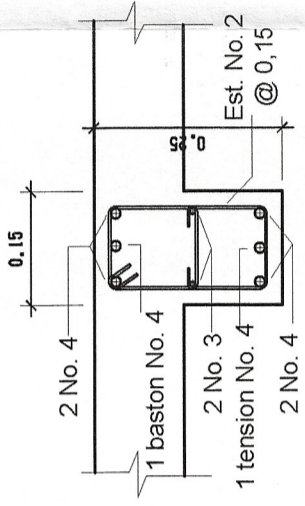
INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018  
 FECHA: 9/12  
 HOJA



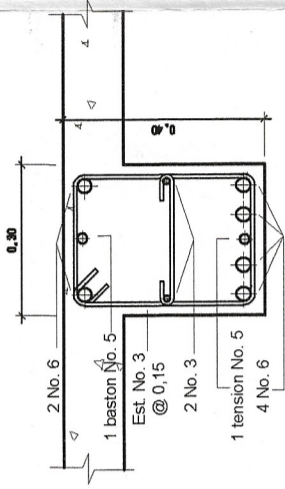
**DETALLE DE VIGA V-2**  
ARMADO DE VIGA  
ESC: 1/20



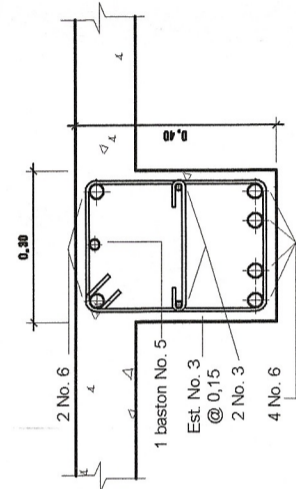
**DETALLE DE VIGA V-1**  
ARMADO DE VIGA  
ESC: 1/20



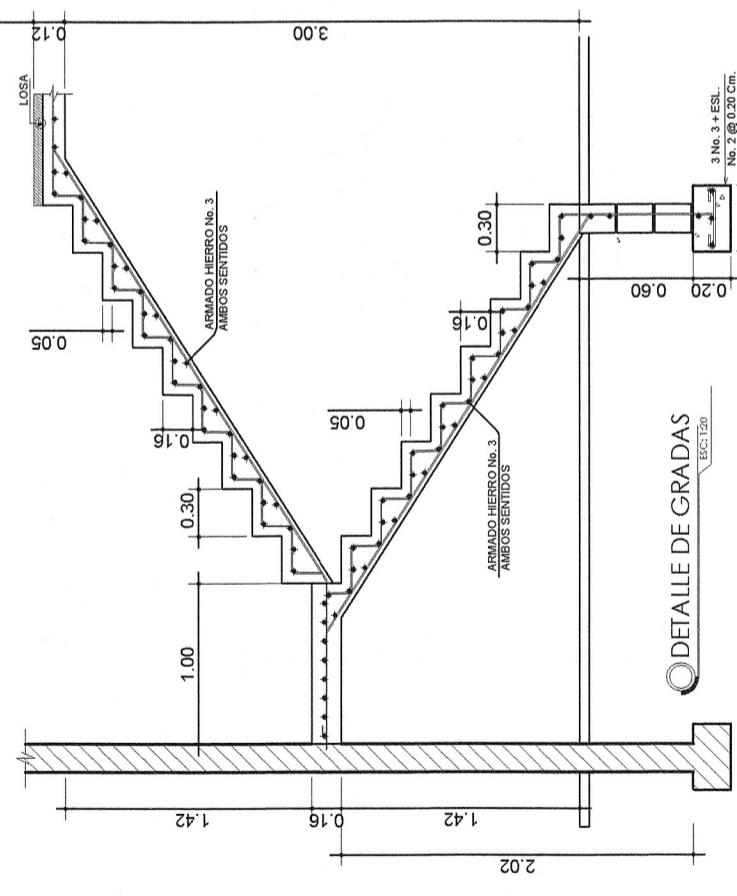
**SECCIÓN C-C'**  
VIGA V-2  
ESC: 1/20



**SECCIÓN B-B'**  
VIGA V-1  
ESC: 1/15

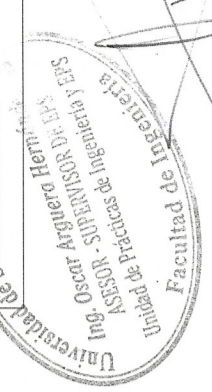


**SECCIÓN A-A'**  
VIGA V-1  
ESC: 1/15



**DETALLE DE GRADAS**  
ESC: 1/20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
LA RESISTENCIA ÚLTIMA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS DEBERÁ SER DE $F'c = 280 \text{ KG/CM}^2$	
RESISTENCIA A TENSION DEL ACERO: $F_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$ $\sigma = 40,000 \text{ PSI}$	
RECUBRIMIENTOS (ACI 318-11):	
- VIGAS: 4 CM	
- COLUMNAS: 4 CM	
- LOSAS: 2 CM	
EL DOBLE DE LAS VARILLAS DE ACERO DEBE REALIZARSE EN FRÍO, POR NINGÚN MOTIVO DEBE CALENTARSE EL ACERO Y TAMPOCO UTILIZAR SOLDADURAS.	
EN PAREDES SE UTILIZARÁ BLOCK DE $0.19 \times 0.19 \times 0.39$ Y CON UNA RESISTENCIA DE $F'm = 70 \text{ KG/CM}^2$	
EL CEMENTO A UTILIZAR SERÁ DE 4000 PSI	
LOS AGREGADOS DEBERÁN CUMPLIR LA NORMA ASTM C33 Y SU TAMAÑO MÁXIMO NO DEBERÁ EXCEDER DE 0.75 VECES LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE BARRAS DE REFUERZO DEL ELEMENTO A FUNDIR.	
EL AGUA DEBERÁ SER LIMPIA, LIBRE DE RESIDUOS DE ACEITE, ÁCIDOS, ALCÁLIS, SALES, MATERIA ORGÁNICA U OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA SER DAÑINA PARA LA MEZCLA O CUALQUIER MATERIAL EMPLEADO EN EL CONCRETO.	
LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO, PARA LA MEZCLA DE CONCRETO A UTILIZAR EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES COMO CIMENTACIONES, VIGAS, COLUMNAS Y LOSAS NO DEBERÁ EXCEDER DEL 0.50.	
CUALQUIER TIPO DE ADITIVO A UTILIZAR EN LA MEZCLA DEBERÁ DE SER APROBADO PREVIAMENTE POR EL SUPERVISOR.	
PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN LAS LOSAS DEBERÁN UTILIZARSE VIBRADORES PARA LOGRAR UN ADECUADO ACONDICIONAMIENTO DE LAS PARTÍCULAS.	
LA CANTIDAD DE CONCRETO SE VERIFICARÁ A TRAVÉS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE CILINDROS ELABORADOS, CURADOS Y ENSAYADOS DE ACUERDO A LAS NORMAS ASTM C31 Y C39.	



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

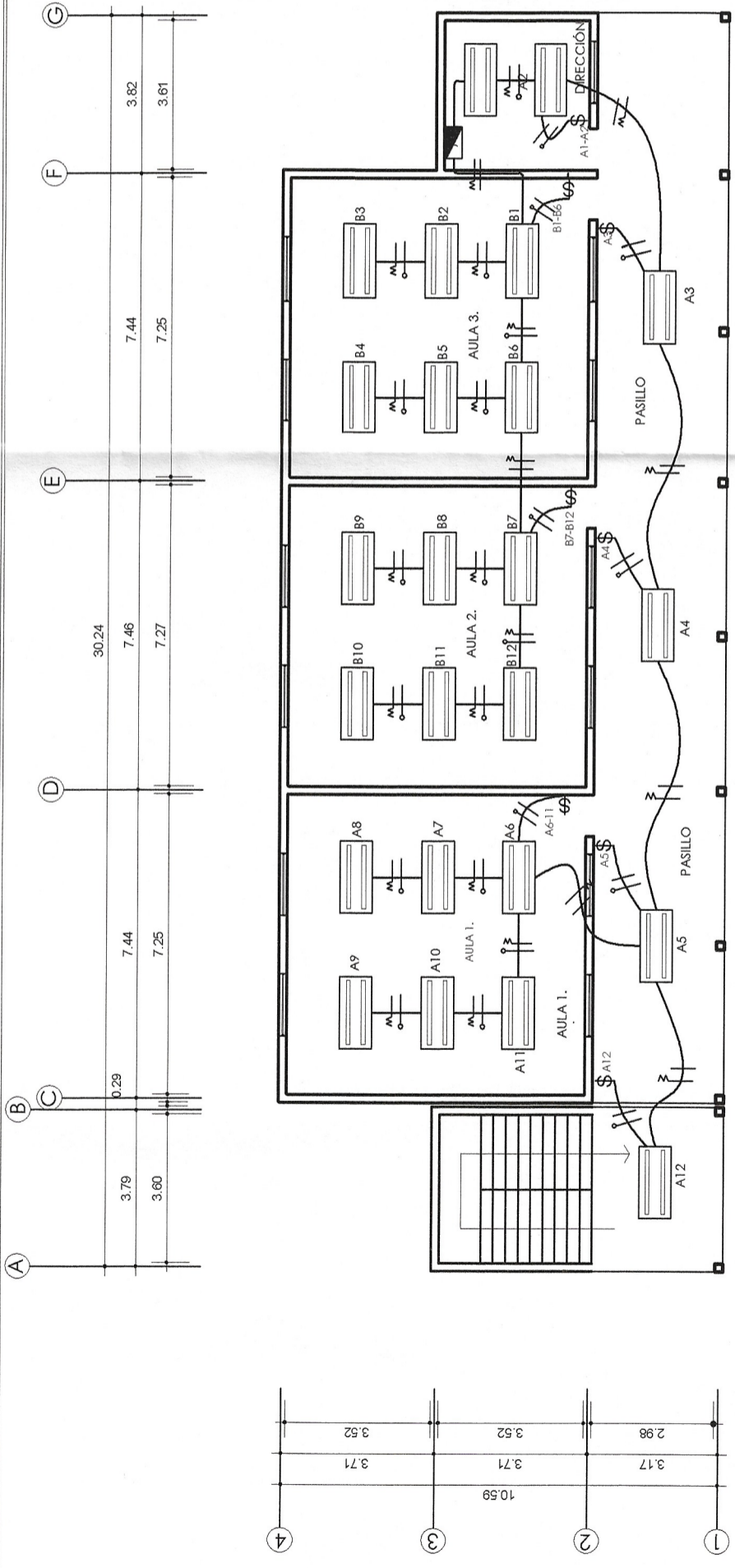
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR  
UBICACIÓN: CASERIO SACCHIM, SAN SEBASTIÁN HUETENANGO

ESTUDIANTE: FERLANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
CARRNET: 201113973

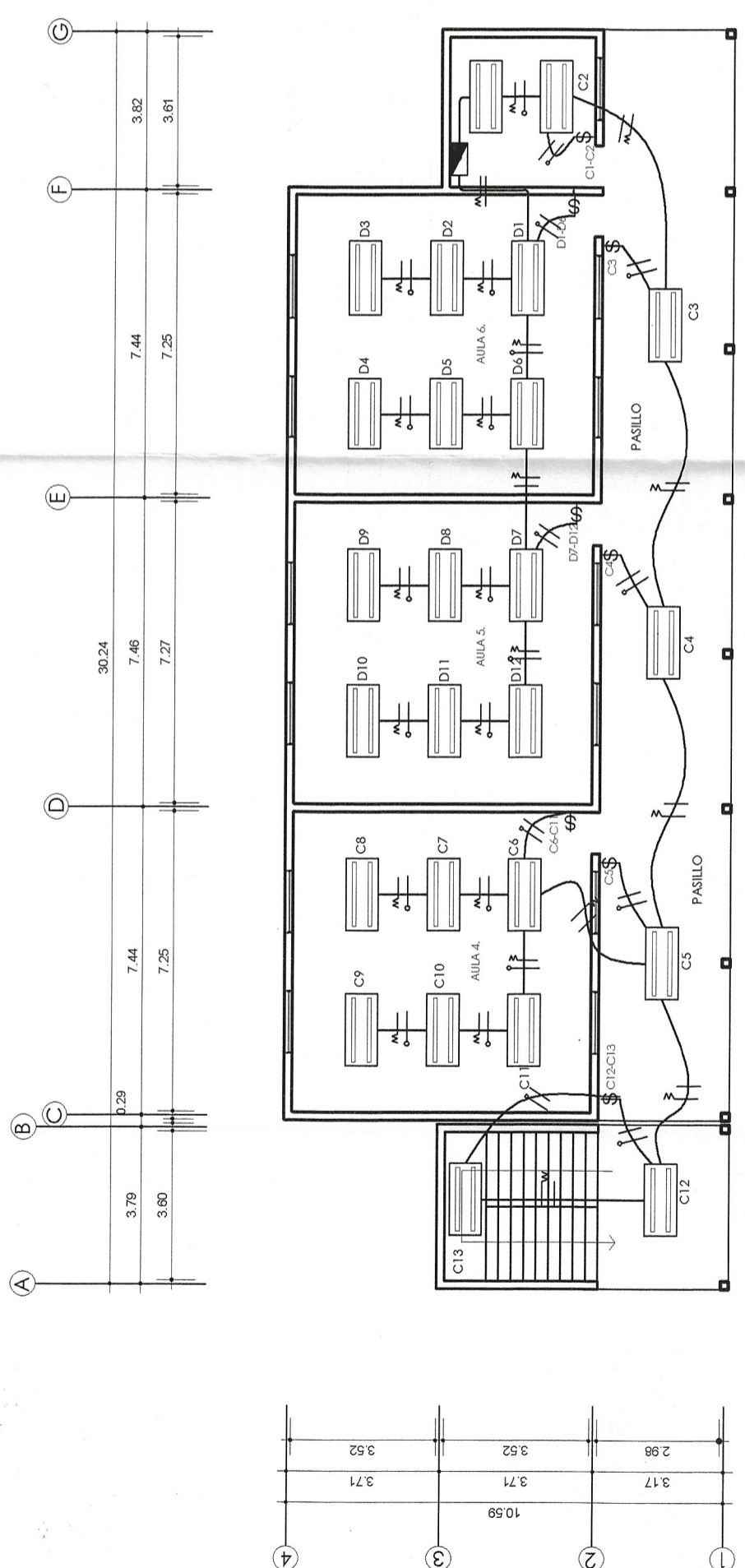
CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS  
No. 8: OSCAR ARGUERO HEREDIA

DISEÑO, CÁLCULO Y DIBUJO: FERLANDY GÓMEZ

INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018  
FECHA: 10/12/18  
HOJA: 10/12

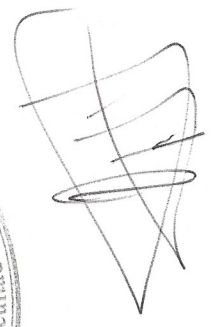
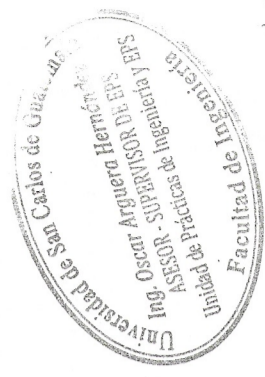


PLANTA ELÉCTRICA NIVEL 1  
ESC: 1:150



PLANTA ELÉCTRICA NIVEL 2  
ESC: 1:150

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	ESPECIFICACIONES
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN	GENERAL ELÉCTRIC 118 TL 1812 DE 12 UNIDADES Y 9 LAMPON THQL 2 x 20.
	LÁMPARA GAS NEÓN	MARCA SYLREF - E. LÁMPARA GAS NEÓN T8 FRÍO DE 32 W, 2.950 LUMENES DE 2'40
	INTERRUPTOR SIMPLE	2 = UNIDAD QUE CONTROLA A = CIRCUITO A1,20 MIS. N.P.T.
	CABLEADO EN LOSA	TUBERÍA DE POLIDUCTO ELÉCTRICO 3/4 DE DIÁMETRO.
	LÍNEA VIVA	ALAMBRE MARCA AWG, TIPO DE FORRO THW (75), CALIBRE 12.
	LÍNEA NEUTRA	ALAMBRE MARCA AWG, TIPO DE FORRO THW (75), CALIBRE 12.
	CONDUCTOR RETORNO	ALAMBRE MARCA AWG, TIPO DE FORRO THW (75), CALIBRE 14.
	LÍNEA TIERRA	ALAMBRE MARCA AWG, TIPO DE FORRO THW (75), CALIBRE 8 + VARILLA DE HIERRO DE 5/8



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

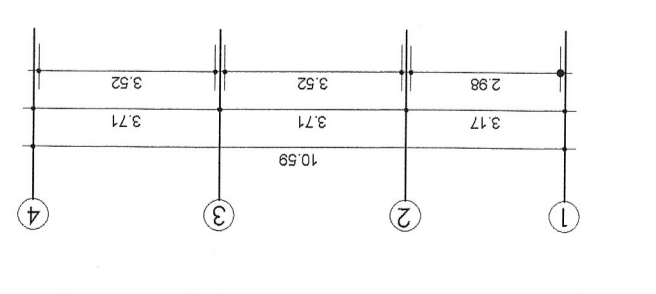
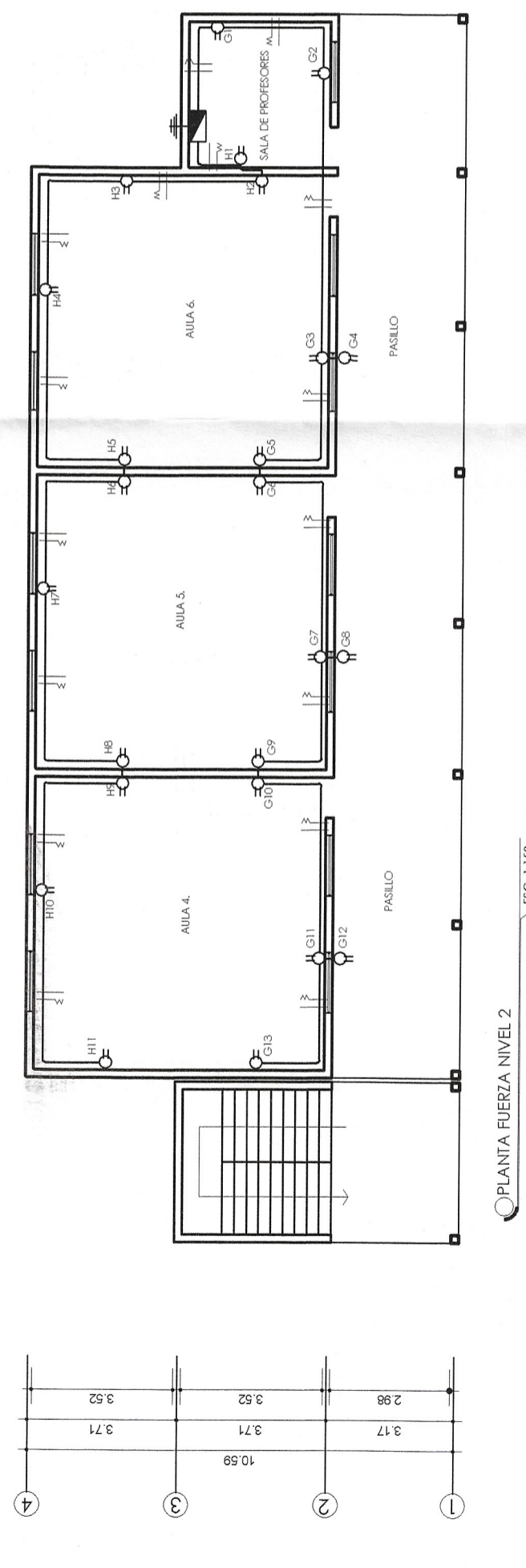
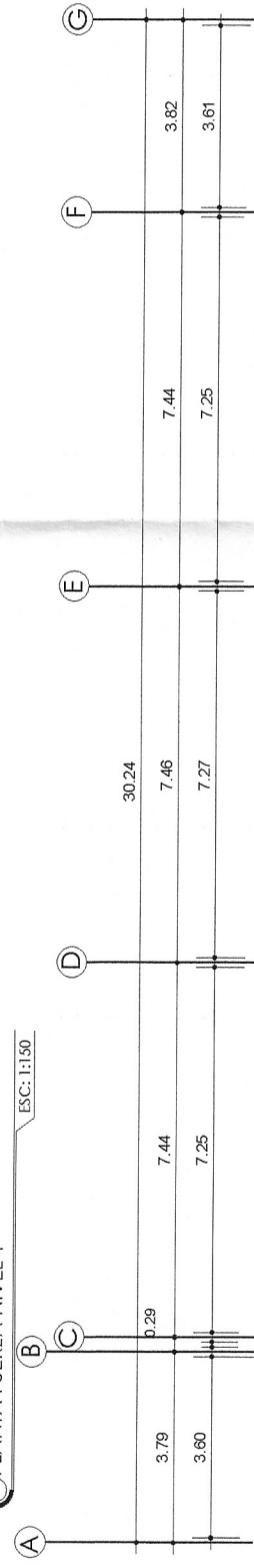
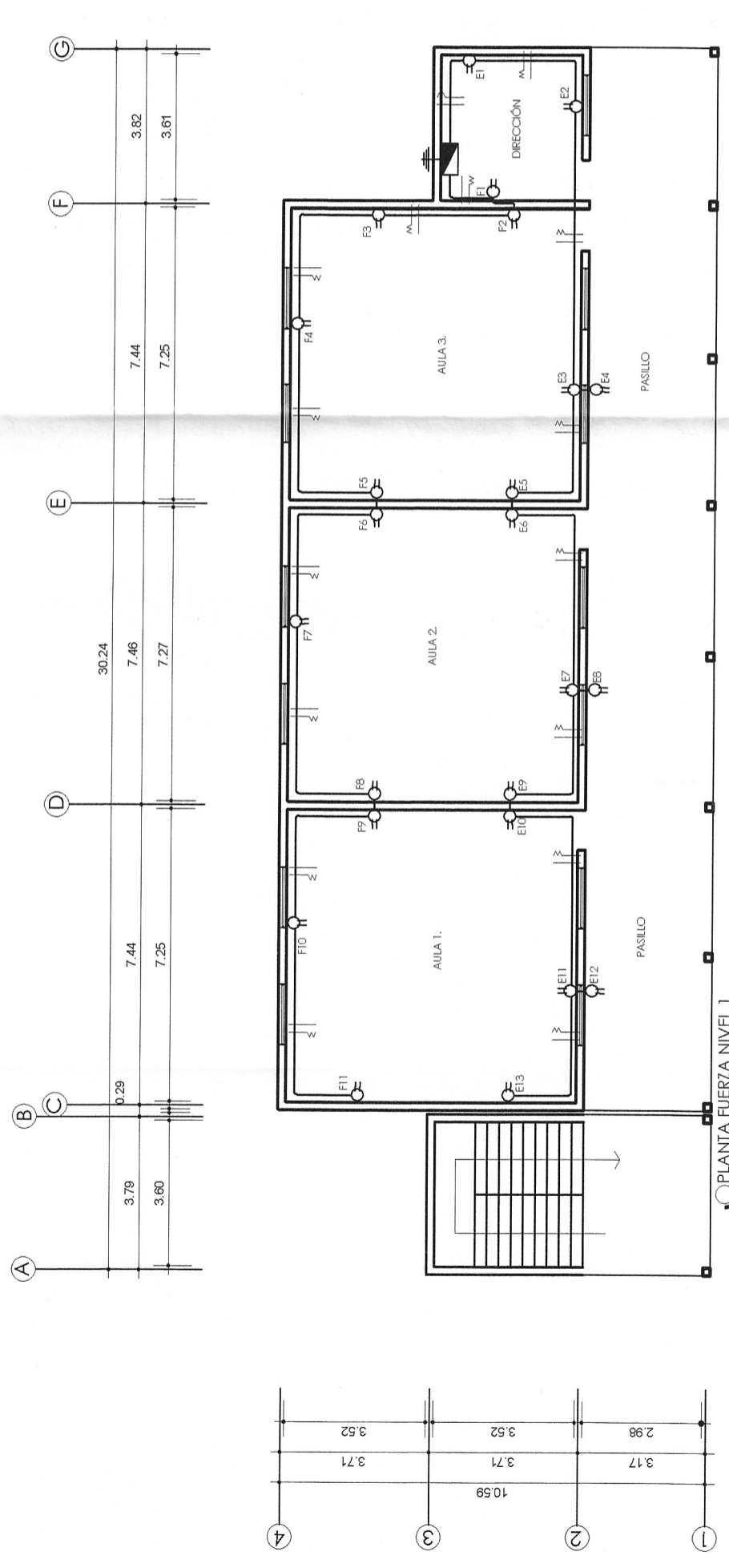
PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR SAN SEBASTIÁN HUETENANUNDO  
UBICACIÓN: CASERIO SACCHIM SAN SEBASTIÁN HUETENANUNDO

ESTUDIANTE: FERLANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
CONTENIDO: PLANTA DE ILUMINACIÓN

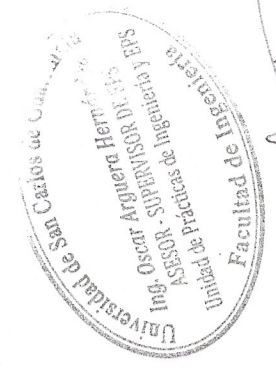
CARNET: 201113973  
V.O.B.: \_\_\_\_\_

DISEÑO, CÁLCULO Y DIBUJO: FERLANDY GÓMEZ  
ING.: OSCAR ARGUERO HERNÁNDEZ

INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018 FECHA: 11/12 HOJA



NOMECLATURA	
SÍMBOLO	ESPECIFICACIONES
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN GENERAL ELÉCTRIC 110V T. 1612, DE 12 UNIDADES Y 8 FUJON TIRL. 2 x 20.
	MARCA BITCINO PLACA CON 2 AGUJEROS + 2 DADOS DE TOMA DE CORRIENTE 220V, COLOR BLANCO H=0.30.
	TUBERÍA DE POLIDUCTO ELÉCTRICO 3M DE DIÁMETRO.
	ALAMBRE MARCA AWG, TIPO DE FORRO THW (75), CALIBRE 12.
	ALAMBRE MARCA AWG, TIPO DE FORRO THW (75), CALIBRE 12.
	ALAMBRE MARCA AWG, TIPO DE FORRO THW (75), CALIBRE 8 + VARILLA DE HIERRO DE 5/8



*[Handwritten signature]*

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR CASERIO SACCHIM SAN SEBASTIÁN HUETEMANGO

ESTUDIANTE: FERLANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ

CARNET: 201113973

DISEÑO: FERLANDY GÓMEZ  
CALCULO Y DIBUJO: OSCAR ARGÜETA HERNÁNDEZ

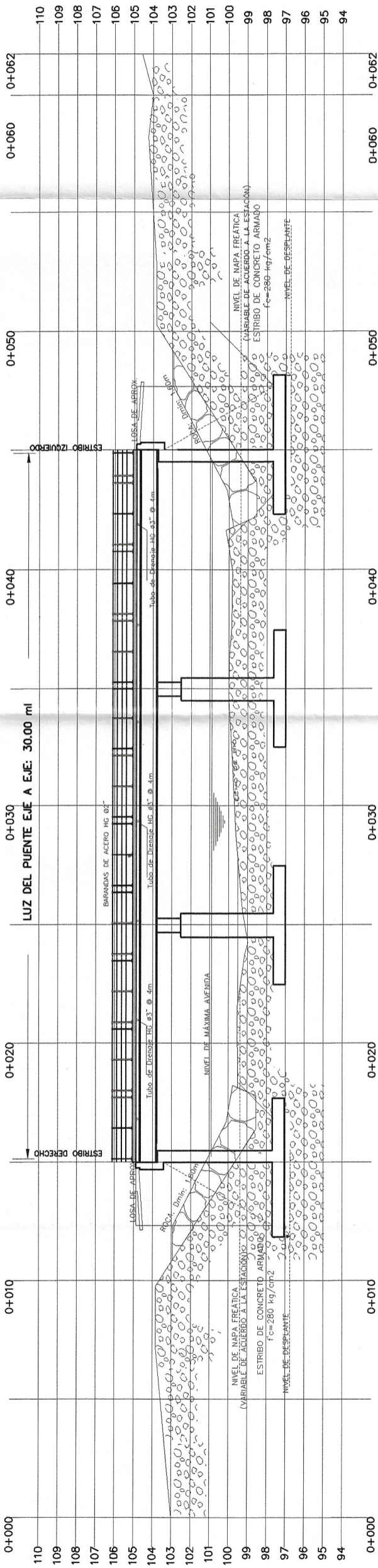
UBICACIÓN: PLANTA DE FUERZA

INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018 FECHA: 12/12 HOJA

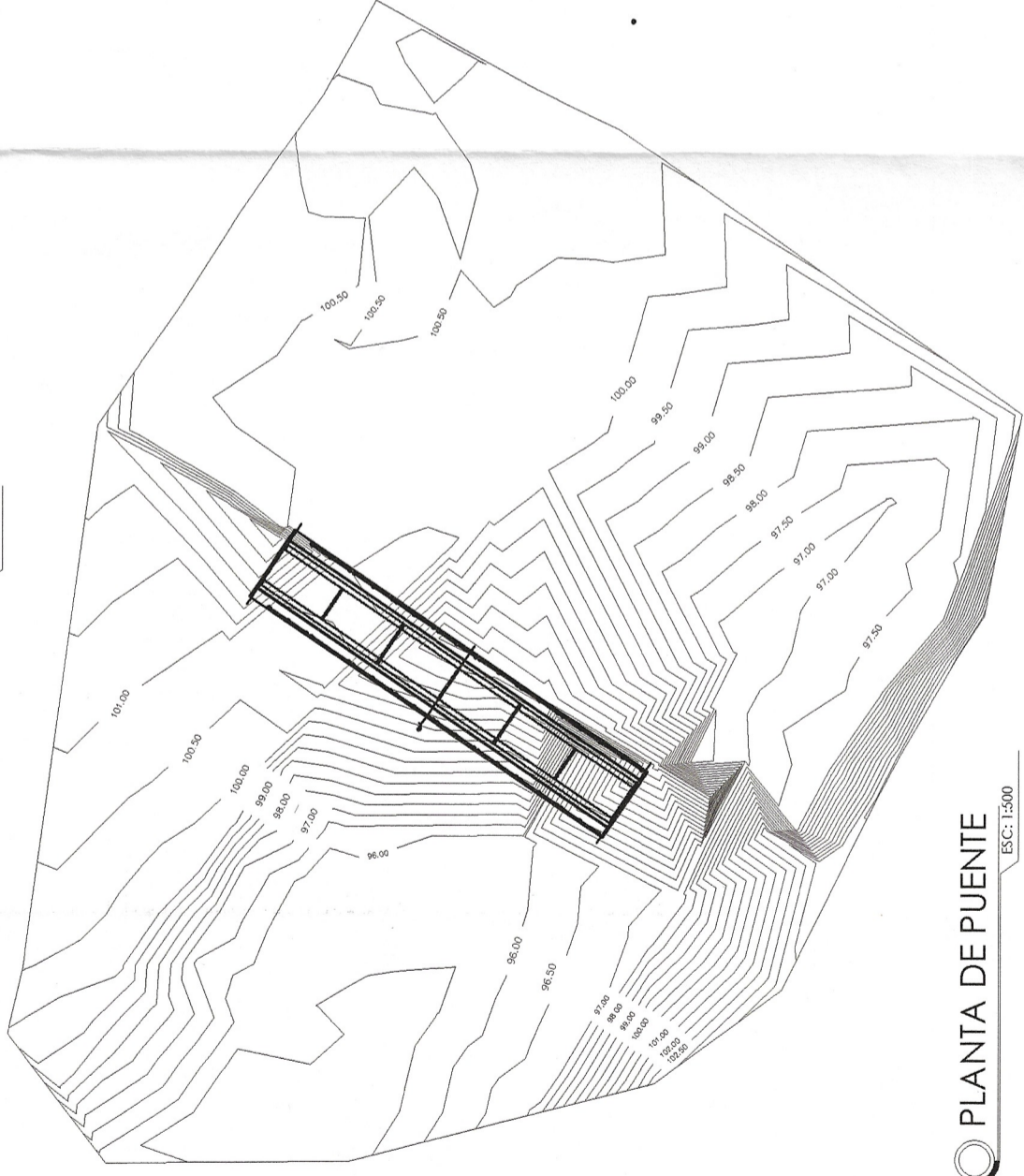
## Apéndice 2. **Planos puente vehicular**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.





**ELEVACIÓN DE PUENTE**  
ESC: 1:250



**PLANTA DE PUENTE**  
ESC: 1:500

ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD	
- RECUBRIMIENTOS - AASHTO LRFD 5.12.3:	
SALVO QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO SE UTILIZARÁ EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO, EN LAS BARRAS DE REFUERZO 5cm PARA LOSAS 2.5 cm PARA CORTINAS, VIGAS REFORZADAS Y DIAFRAGMAS DE 5 cm EL RECUBRIMIENTO SE MEDIRÁ DESDE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DEL TERRENO	
- LONGITUD DE DESARROLLO - AASHTO LRFD 5.12.2:	
SE PROPORCIONARÁ A TODAS LAS BARRAS LA LONGITUD NECESARIA A PARTIR DEL ROSTRO DE LA BARRA POR DISEÑO. LA LONGITUD NO MENOR A LA PROFUNDIDAD EFECTIVA DEL ELEMENTO LIBRE DEL TRAMO.	
- GANCHOS - AASHTO LRFD 5.10.2	
PARA LA ARMADURA LONGITUDINAL GANCHOS DE UN ANGULO DE DOBLADO DE 180° MAS UNA PROLONGACION DE 4 VECES SU DIAMETRO NOMINAL, PERO NO MENOR QUE 7.5 cm EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA, O GANCHOS CON UN ANGULO DE DOBLADO DE 90° MAS UNA PROLONGACION DE 12 cm EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA.	
PARA LA ARMADURA TRANSVERSAL: BARRAS No. 5/8" Y MENORES GANCHOS CON UN ANGULO DE DOBLADO DE 90° MAS UNA PROLONGACION DE 6cm EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA. BARRAS No. 3/4" 7/8" GANCHOS CON UN ANGULO DE DOBLADO DE 90° MAS UNA PROLONGACION DE 1200 EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA. BARRAS No. 1" Y MENORES: GANCHOS CON UN ANGULO DE DOBLADO DE 135° MAS UNA PROLONGACION DE 6cm EN EL EXTREMO LIBRE DE LA BARRA.	
GANCHOS SISMORESISTENTES DEBERAN CONSISTIR EN UN GANCHO CON UN ANGULO DE DOBLADO DE 135° MAS UNA PROLONGACION DE 6 cm O 7.5 cm EN SU EXTREMO LIBRE. SE DEBERAN UTILIZAR GANCHOS SISMORESISTENTES PARA LA ARMADURA TRANSVERSAL EN REGIONES DONDE SE ANTICIPA UNA FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS.	
TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS	

ESPECIFICACIONES TECNICAS: SUPER-ESTRUCTURA	
- PUENTE SECCION COMPUESTA	
- LOSA DE CONCRETO ARMADO	
- 3 TRAMOS CON UNA LONGITUD DE 10M	
- ESWAJE DEL TABLERO : 0'	
- NORMAS APLICADAS	
- STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES ASHTO 2012	
- REGLAMENTO DE PUENTES Y EDIFICACIONES	
- SOBRECARGA DE DISEÑO	
- CAMION H20-44, CARGA DISTRIBUIDA EQUIVALENTE Y EJE TRANSVERSAL DE CARGA CONCENTRADA	
- MATERIALES	
- CONCRETO ARMADO	
- LOSA Y VEREDAS: f'c=28 MPa, 280 kg/cm2	
- PILAS: f'c = 28 MPa = 280 kg/cm2	
- ESTRIBOS: f'c = 28 MPa = 280 kg/cm2	
- DIAFRAGMAS: f'c = 28 MPa = 280 kg/cm2	
- ACERO GRADO 60 fy = 420 MPa = 4200 kg/cm2	
- RECUBRIMIENTOS	
- LOSA DE APROXIMACION: ASA SUPERIOR = 50 mm	
- CIMENTACION, CARGA EN CONTACTO AL SUELO = 10 MPa	
- EN GENERAL = 40 MPa	
- RESISTENCIA MEDIA DEL APRENSOR: 886 kg/cm2	
- RESISTENCIA MEDIA DEL APRENSOR DE TRAZO DE TRS	
- DETALLES COMPLEMENTARIOS: SOSTENEDOR DE INGENIERIA Y EPS	
- ESFUERZO DE APRENSO DE 70 kg/cm2	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR  
UBICACION: ALDEA BUERBA VIEJO SAN SEBASTIAN HUETENANGO

ESTUDIANTE: FERLANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
CONTENIDO: PLANTA Y ELEVACION

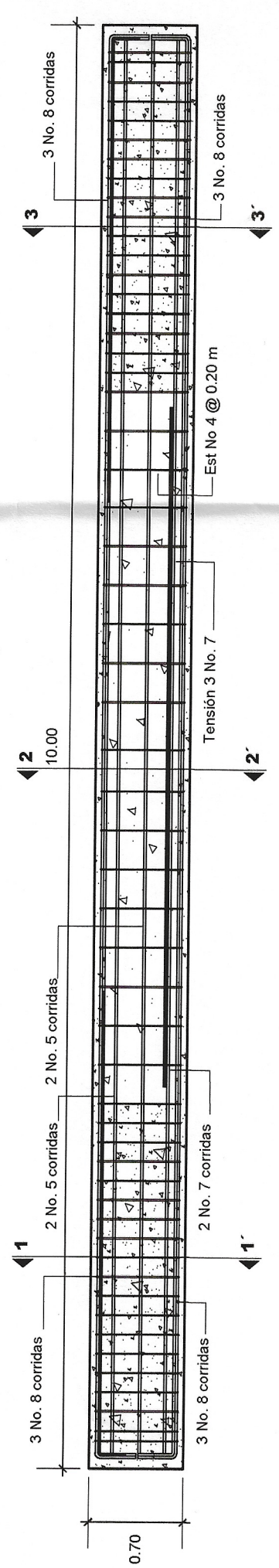
CARRER: 201113973  
VABn

DISEÑO: CALOJO Y FERLANDY GÓMEZ  
ING: OSCAR ARQUIETA FERNÁNDEZ

INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018  
FECHA: 1/5  
FOJA



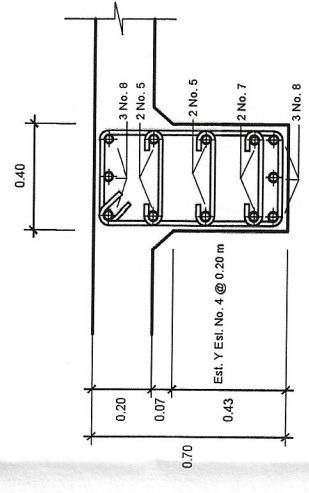




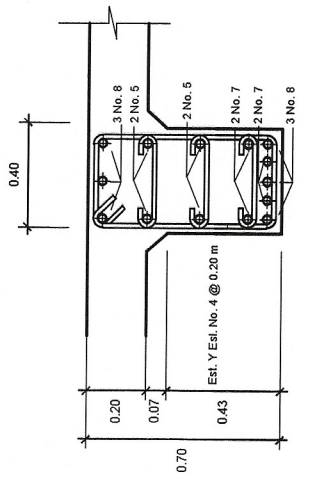
**VIGA PRINCIPAL**  
DETALLE  
ESC: 1:30

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: SUPER-ESTRUCTURA**

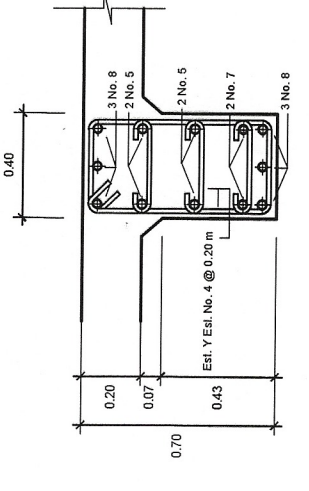
- PUENTE SECCIÓN COMPLETA
- LOSA DE CONCRETO ARMADO
- 3 TRAMOS CON UNA LONGITUD DE 10M
- ESVAJE DEL TABLERO : 0'
- NORMAS APLICADAS
- STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES ASHTO 2012
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
- SOBRECARGA DE DISEÑO
- CAMIÓN H20-44, CARGA DISTRIBUIDA EQUIVALENTE Y EJE TRANSVERSAL DE CARGA CONCENTRADA
- MATERIALES
- CONCRETO ARMADO
- LOSA Y VEREDAS:  $f_c = 28$  MPa, 280 kg/cm<sup>2</sup>
- PILAS:  $f_c = 28$  MPa = 280 kg/cm<sup>2</sup>
- ESTRIBOS:  $f_c = 28$  MPa = 280 kg/cm<sup>2</sup>
- DIAFRAGMAS:  $f_c = 28$  MPa = 280 kg/cm<sup>2</sup>
- ACERO GRADO 60  $f_y = 420$  MPa = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- RECUBRIMIENTOS
- LOSA DE APROXIMACIÓN, CARA SUPERIOR = 50 mm
- CIMENTACIÓN, CABAS EN CONTACTO AL SUELO = 75 mm
- EN GENERAL = 50 mm
- RESISTENCIA MEDIA DEL TERRENO: 3.866 kg/cm<sup>2</sup>
- DETALLES COMPLEMENTARIOS
- ESFUERZO DE NEOPRENO DE 70 KG/CM<sup>2</sup>



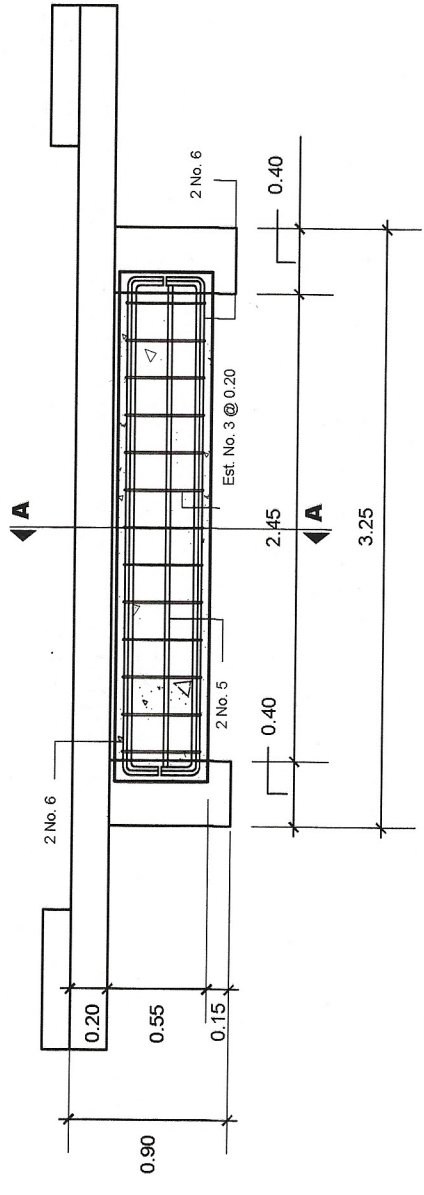
**SECCIÓN 3-3'**  
ESC: 1:25



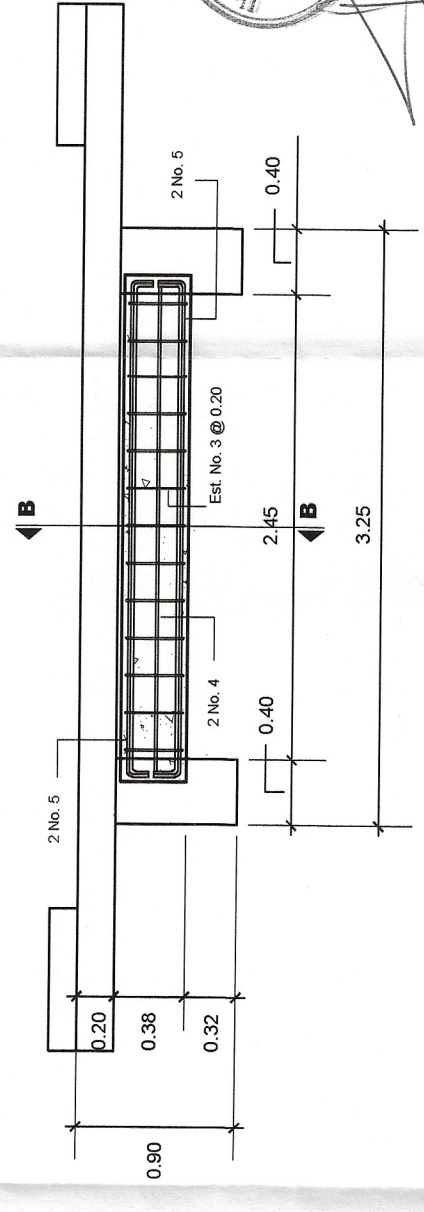
**SECCIÓN 2-2'**  
ESC: 1:25



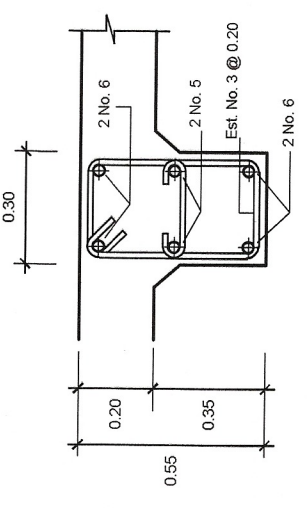
**SECCIÓN 1-1'**  
ESC: 1:25



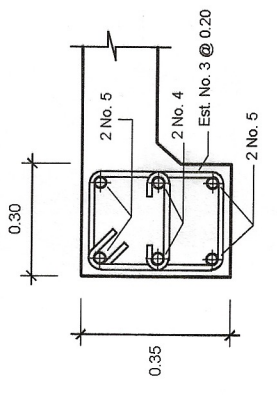
**DIAFRAGMA INTERNO**  
DETALLE  
ESC: 1:40



**DIAFRAGMA EXTERNO**  
DETALLE  
ESC: 1:40



**SECCIÓN A-A'**  
ESC: 1:20



**SECCIÓN B-B'**  
ESC: 1:20



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

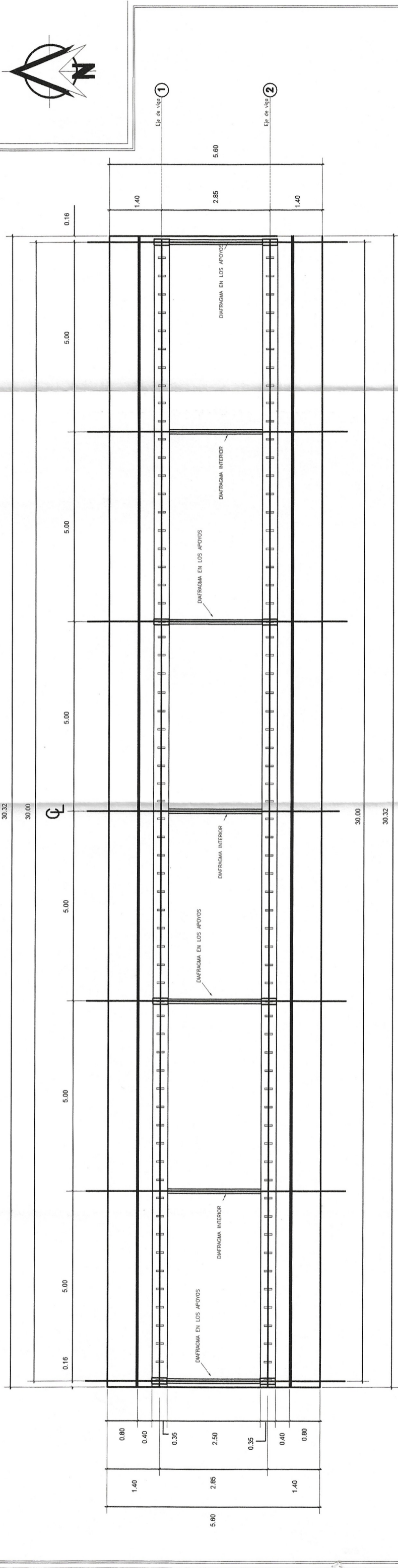
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR  
UBICACION: ALDEA PUEBLO VIEJO SAN SEBASTIÁN HUEHUETENANGO

ESTUDIANTE: FERLANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
CARNET: 201113973

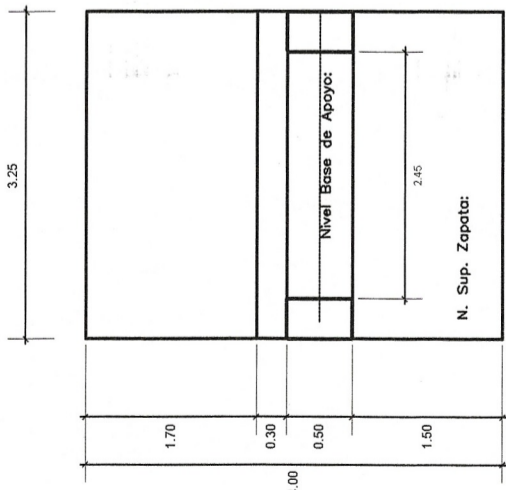
CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS Y DIAFRAGMAS

DISEÑO, CÁLCULO Y DIBUJO: FERLANDY GÓMEZ  
ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

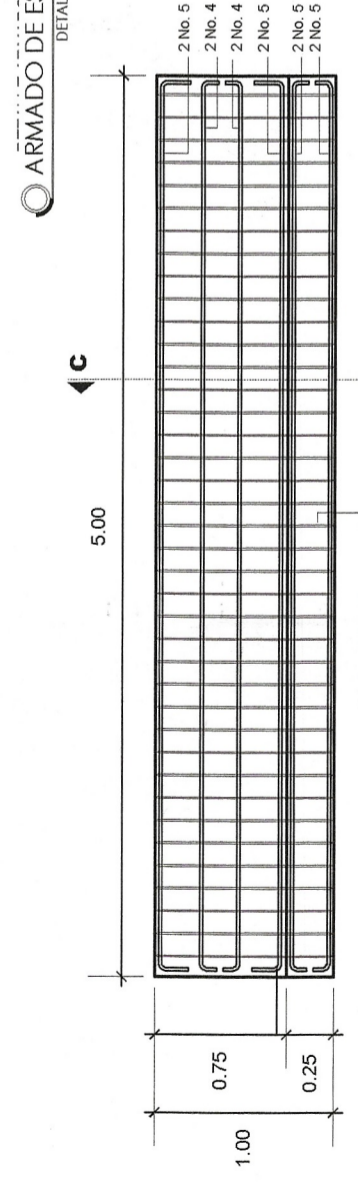
INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018  
FECHA: 3/5  
HOJA



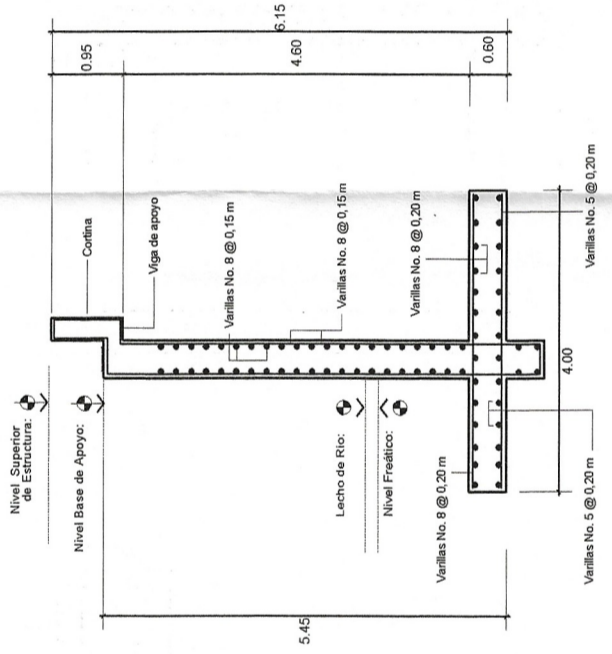
**PLANTA ACOTADA**  
ESC: 1:100



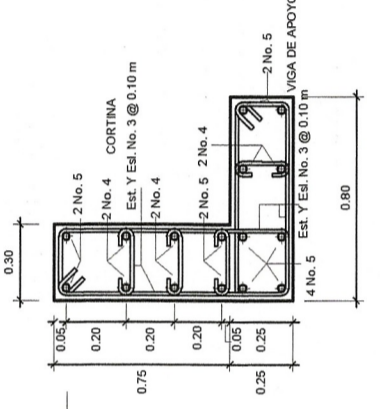
**PLANTA DE ESTRIBO**  
ESC: 1:75



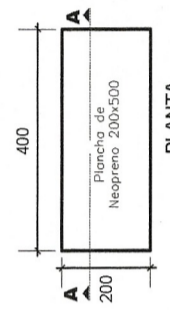
**VIGA DE APOYO Y CORTINA**  
ESC: 1:40



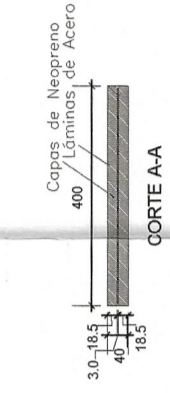
**ARMADO DE ESTRIBO**  
DETALLE  
ESC: 1:40



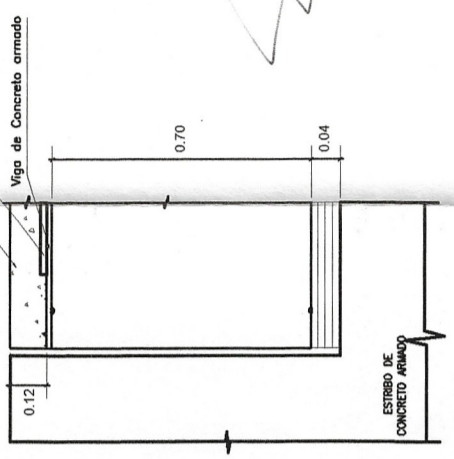
**SECCIÓN C-C'**  
ESC: 1:30



**NEOPRENO**  
DETALLE EN mm  
ESC: 1:5



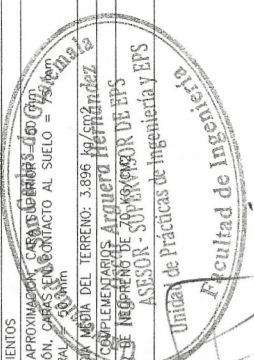
**CORTE A-A**  
ESC: 1:5



**VIGA Y ESTRIBO**  
DETALLE  
ESC: 1:5

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: SUPER-ESTRUCTURA**

- PUENTE SECCIÓN COMPLETA
- LOSA DE CONCRETO ARMADO
- 3 TRAMOS CON UNA LONGITUD DE 10M
- ESVALE DEL TABLERO : 0'
- NORMAS APLICADAS
- STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES ASHTO 2012
- REGLAMENTO DE PUENTES
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
- SOBRECARGA DE DISEÑO
- CAMION H20-44, CARGA DISTRIBUIDA EQUIVALENTE Y EJE TRANSVERSAL DE CARGA CONCENTRADA
- MATERIALES
- CONCRETO ARMADO
- LOSA Y VEREDAS:  $f_c = 28$  MPa,  $280$  kg/cm<sup>2</sup>
- PILAS:  $f_c = 28$  MPa,  $280$  kg/cm<sup>2</sup>
- ESTRIBOS:  $f_c = 28$  MPa,  $280$  kg/cm<sup>2</sup>
- DIAFRAGMAS:  $f_c = 28$  MPa,  $280$  kg/cm<sup>2</sup>
- ACERO GRADO 60  $f_y = 420$  MPa,  $4200$  kg/cm<sup>2</sup>
- RECUBRIMIENTOS
- LOSA DE APROXIMACION: CARGA DE CONTACTO AL SUELO =  $75$  kg/cm<sup>2</sup>
- CIMENTACION: CARGA DE CONTACTO AL SUELO =  $75$  kg/cm<sup>2</sup>
- EN GENERAL:  $20$  mm
- RESISTENCIA MEDIA DEL TERRENO:  $3.896$  kg/cm<sup>2</sup>
- DETALLES COMPLEMENTARIOS: ARQUITECTURA HERRAJES
- ESFUERZO DE TRACCION DE LOS REFORZADORES DE EPS
- ASESOR: SUPERVISOR DE INGENIERIA Y EPS



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

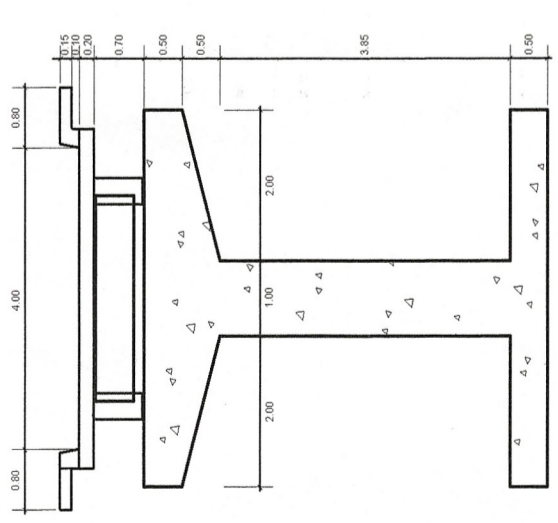
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR  
UBICACION: ALDEA PUEBLO VIEJO SAN SEBASTIAN HUETENANGO

ESTUDIANTE: FERLANDY EMANUEL GOMEZ MARTINEZ  
CONTENIDO: PLANTA ACOTADA Y DETALLE DE ESTRIBO

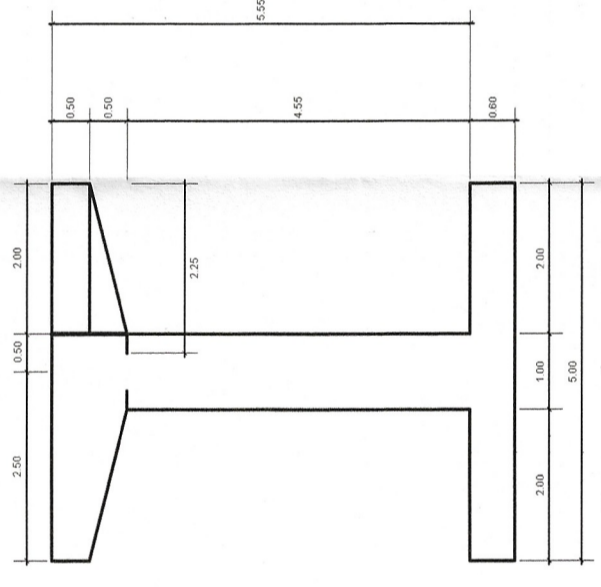
CARNET: 201113973  
No. 86:

DISEÑO, CALCULO Y DIBUJO: FERLANDY GOMEZ  
ING.: OSCAR ARZUETA HERNANDEZ

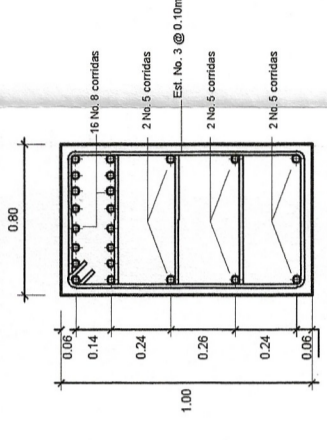
INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018  
FECHA: 4/5  
HOJA



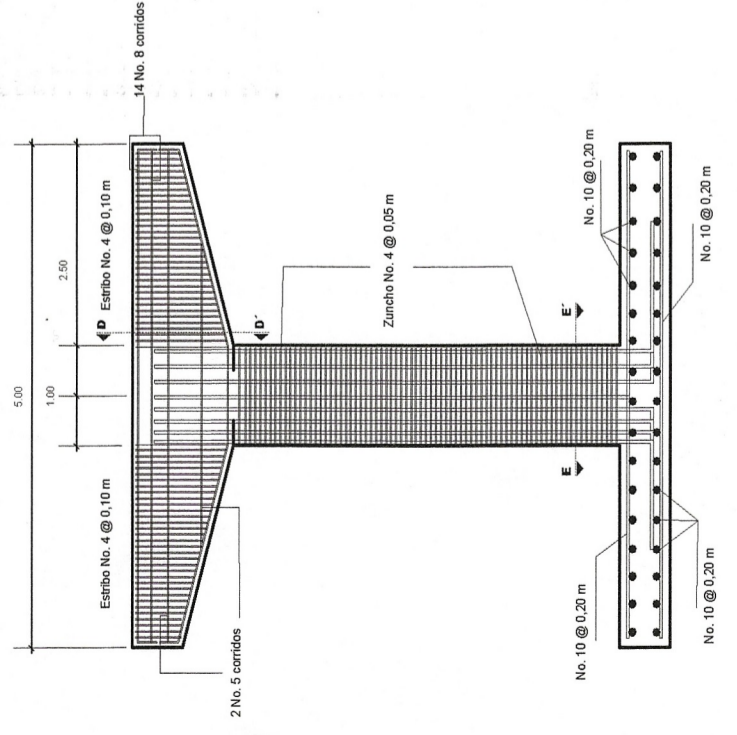
**ELEVACIÓN TRASVERSAL**  
PILA Y SUPERESTRUCTURA  
ESCT:150



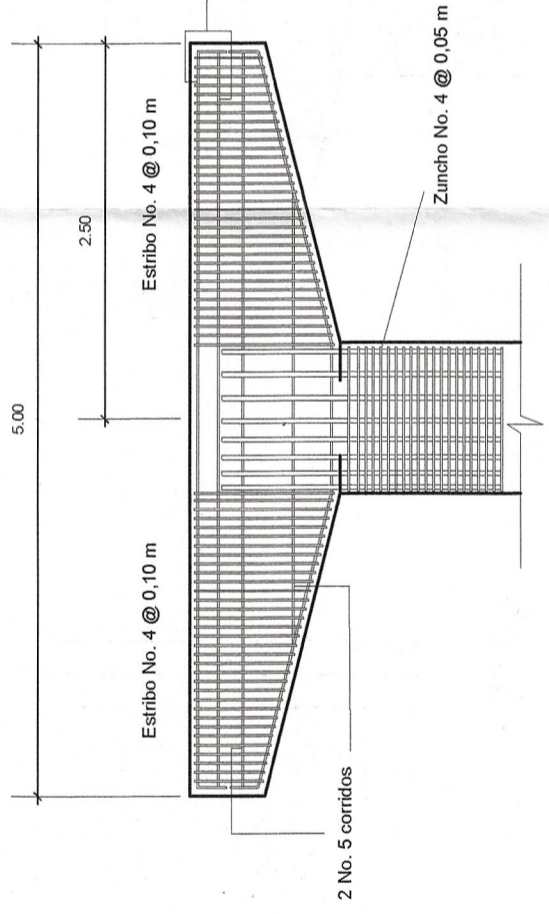
**ELEVACIÓN TRASVERSAL**  
PILA Y VIGA DE APOYO  
ESCT:150



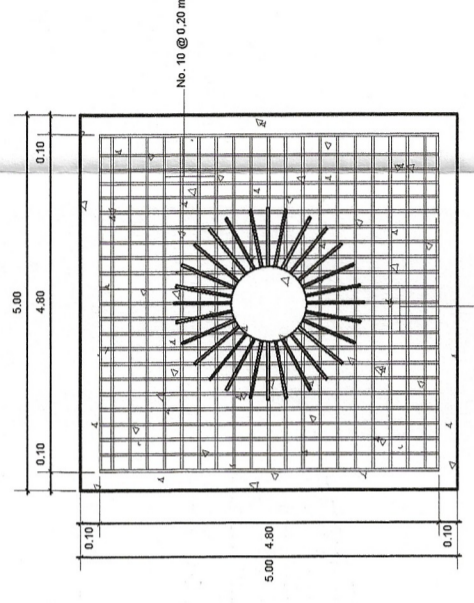
**SECCIÓN A-A'**  
ESCT:130



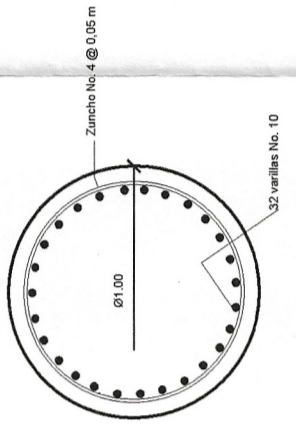
**PILA CENTRAL**  
DETALLE DE ARMADO  
ESCT:150



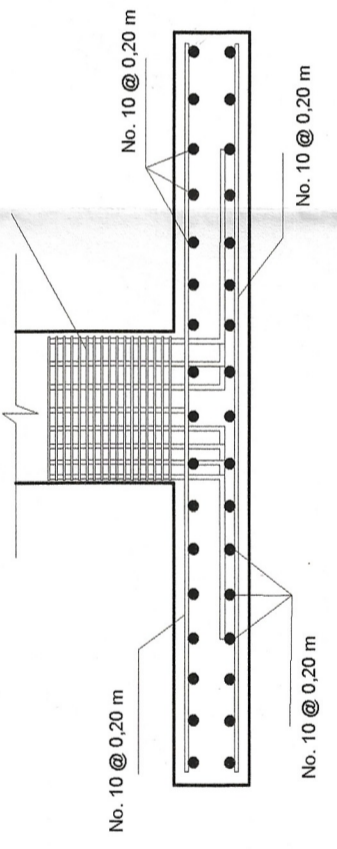
**VIGA DE APOYO**  
DETALLE DE ARMADO  
ESCT:124



**SECCIÓN E-E'**  
ESCT:150



**PILA CENTRAL**  
DETALLE DE ARMADO  
ESCT:130



**ZAPATA**  
DETALLE DE ARMADO  
ESCT:124

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS: SUPER-ESTRUCTURA**

- PUNTE SECCIÓN COMPUESTA
- LOSA DE CONCRETO ARMADO
- 5 TRAMOS CON UNA LONGITUD DE 10M
- ESVAJE DEL TABLERO 1:0
- NORMAS APLICADAS
- STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES AASHTO 2012
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES
- SOBRECARGA DE DISEÑO
- CAMIÓN H20-44. CARGA DISTRIBUIDA EQUIVALENTE Y EJE TRANSVERSAL DE CARGA CONCENTRADA
- MATERIALES
- CONCRETO ARMADO
- LOSA Y VEREDAS:  $f_c = 28 \text{ MPa}$ ,  $280 \text{ kg/cm}^2$
- PILAS:  $f_c = 28 \text{ MPa}$ ,  $280 \text{ kg/cm}^2$
- ESTRIBOS:  $f_c = 28 \text{ MPa}$ ,  $280 \text{ kg/cm}^2$
- DIAPHRAGMAS:  $f_c = 28 \text{ MPa}$ ,  $280 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO GRADO 60  $f_y = 420 \text{ MPa}$ ,  $4200 \text{ kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTOS
- LOSA DE APROXIMACIÓN, CARA SUPERIOR = 50 mm
- CIMENTACIÓN, CARAS EN CONTACTO AL SUELO = 75 mm
- EN GENERAL = 50 mm
- RESISTENCIA MEDIA DEL TERRENO: 3,896  $\text{kg/cm}^2$
- DETALLES COMPLEMENTARIOS
- ESFUERZO DE NEOPRÉN: 70  $\text{kg/cm}^2$



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR  
UBICACION: ALCA, RIESO, VED SAN SEBASTIAN HUEHUETENANGO

ESTUDIANTE: FERLANDY EMANUEL GÓMEZ MARTÍNEZ  
CONTENIDO: ARMADO DE PILA CENTRAL

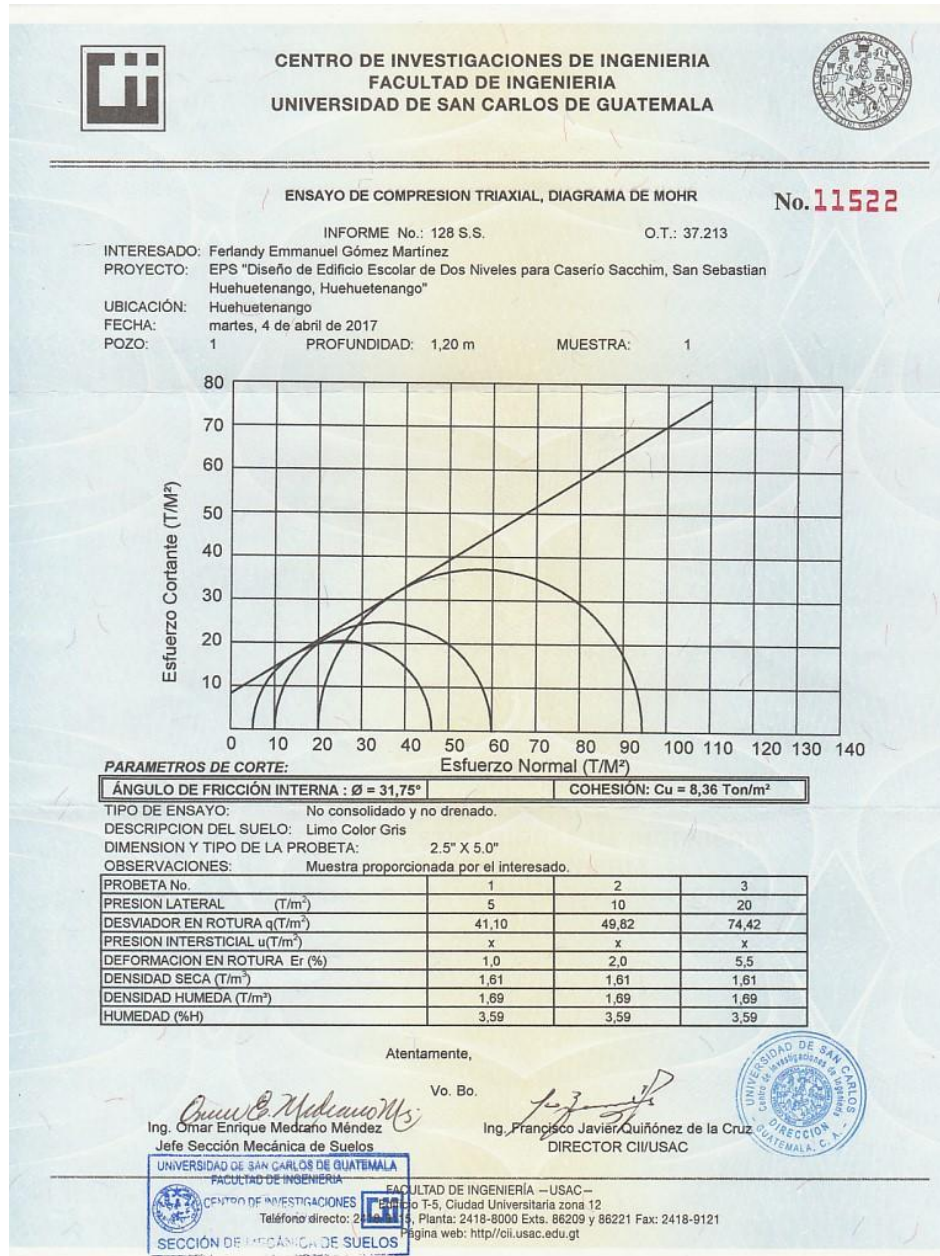
CARNET: 201113973  
VABs:

DISEÑO, CÁLCULO Y DIBUJO: FERLANDY GÓMEZ  
ING.: OSCAR ARGUERA HERNÁNDEZ

INDICADA ESCALA: ENERO DE 2018  
FECHA: 5/5  
HOJA

# ANEXOS

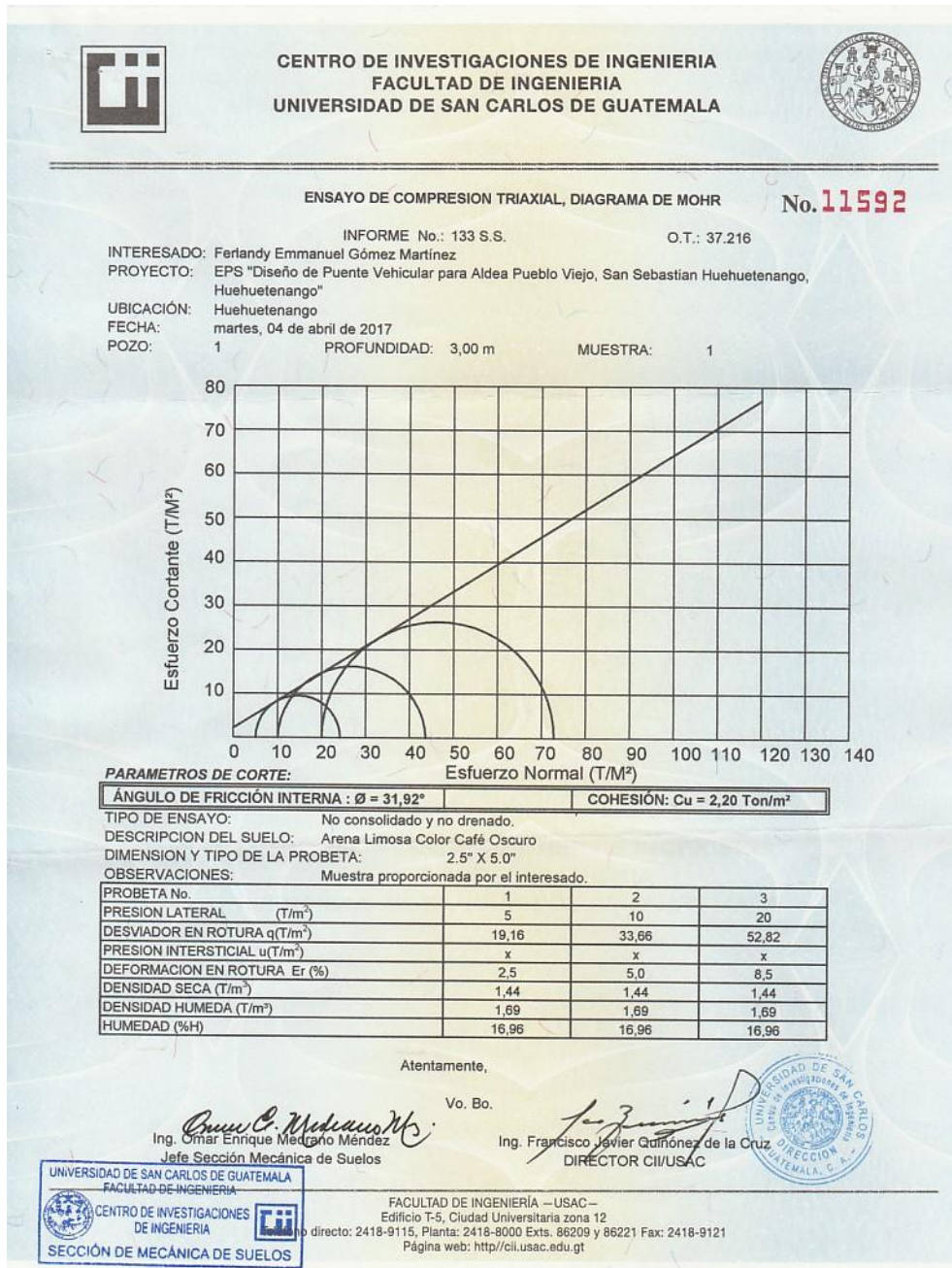
## Anexo 1. Estudio de suelos edificio escolar



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Facultad de Ingeniería USAC.



Continuación del anexo 2.



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Facultad de Ingeniería USAC.

### Anexo 3. Estudio de suelos puente vehicular (pilas centrales)



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



---

INFORME No. 129 S.S.

O.T.: 37.215

No. 11523

Interesado: Ferlandy Emmanuel Gómez Martínez

Proyecto: EPS "Diseño de Puente Vehicular para Aldea Pueblo Viejo, San Sebastian Huehuetenango, Huehuetenango (Pilas Centrales)"

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Huehuetenango

FECHA: martes, 4 de abril de 2017

**RESULTADOS:**

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	24,2	5,8	CL	Arena Arcillosa Color Gris

(\*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.

Atentamente,



Ing. Omar Enrique Meléndez Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo.Bo.



Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz  
DIRECTOR CII/USAC

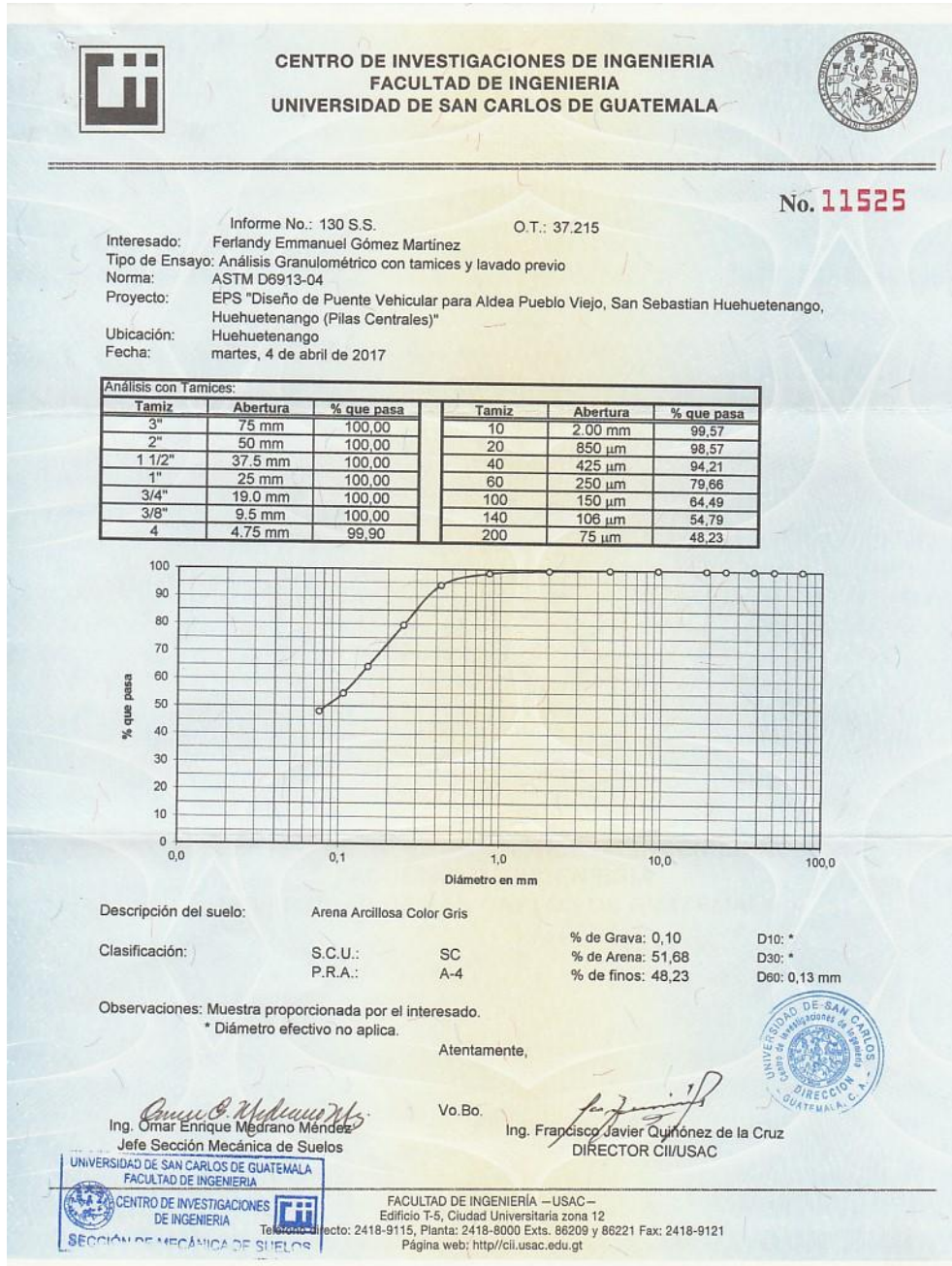



---

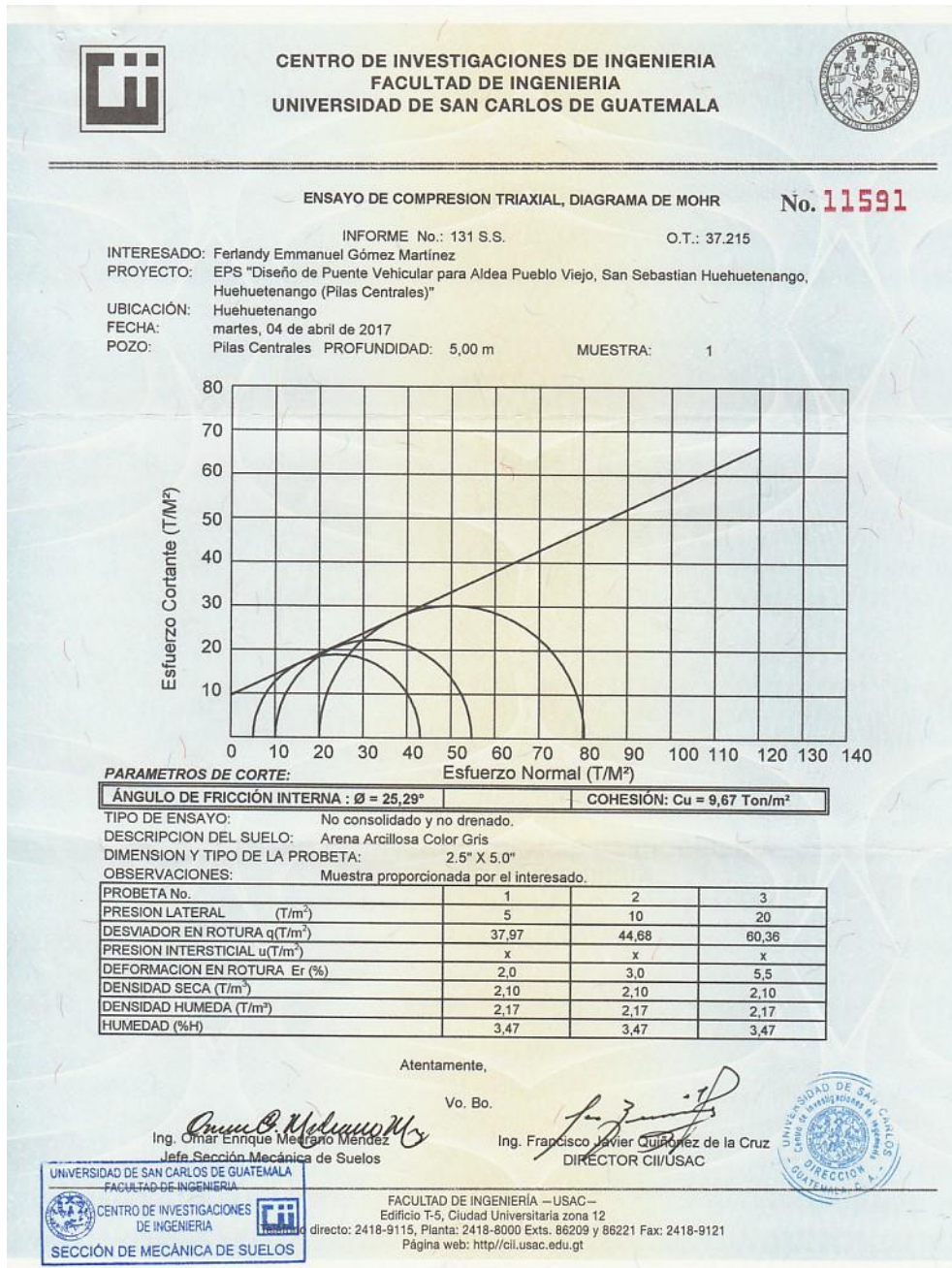
FACULTAD DE INGENIERÍA – USAC –  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



Continuación del anexo 3.



Continuación del anexo 3.



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería. Facultad de Ingeniería USAC.