



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

**DISEÑO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA
ALDEA POTRERILLOS DEL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA**

Pablo Javier Charchalac Castillo

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, marzo de 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA
ALDEA PORTERILLOS DEL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

PABLO JAVIER CHARCHALAC CASTILLO
ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2021

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Luis Diego Aguilar Ralón
VOCAL V	Br. Christian Daniel Estrada Santizo
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADORA	Inga. Mayra Rebeca García Soria
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Pedro Aguilar Polanco
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEROS Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA
ALDEA POTRERILLOS DEL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 6 de marzo del 2018.


Pablo Javier Charchalac Castillo

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por proveerme de paciencia y darme la oportunidad de culminar mi carrera profesional.
- Mis padres** Juan Manuel Charchalac y Gilma Esperanza Castillo, a quienes les agradezco su ayuda incondicional, ser mis pilares principales y su infinito amor.
- Mis hijos** Pablo Daniel y Juan Esteban Charchalac, ya que ellos fueron mi inspiración para finiquitar este logro.
- Mis hermanos** Porque ellos siempre me han apoyado en todo momento.
- Mi abuelita** Porque a pesar de sus 94 años, siempre ha estado ahí, a la espera de mi culminación, apoyándome y guiándome.

AGRADECIMIENTOS A:

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Por ser parte de mi carrera profesional.

Facultad de Ingeniería

Por los conocimientos adquiridos.

**Mis amigos de la
Facultad**

Gabriel Estrada, Iván López y Elder Amílcar, por haber sido mis compañeros de clases, aventuras, caídas y levantadas.

Carmen Lucia Oliva

Por siempre apoyarme y darme la actitud para culminar esta etapa.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Aspectos monográficos de Quezaltepeque	1
1.1.1. Reseña histórica	1
1.1.2. Localización y ubicación geográfica	2
1.1.3. Extensión territorial	3
1.1.4. Límites y colindancias.....	3
1.1.5. Suelo y topografía.....	4
1.1.6. Clima	4
1.1.7. Población e idioma	5
1.1.8. Servicios públicos	5
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura.....	5
2. DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEROS VOLUNTARIOS	7
2.1. Descripción del proyecto	7
2.2. Localización.....	7
2.3. Estudio preliminar	8
2.3.1. Topografía del terreno	8

2.3.2.	Estudio de suelo.....	8
2.3.3.	Ensayo triaxial.....	8
2.4.	Diseño arquitectónico.....	10
2.4.1.	Ubicación del edificio en el terreno.....	10
2.4.2.	Distribución de ambientes.....	11
2.4.3.	Altura del edificio.....	11
2.4.4.	Selección del sistema a utilizar.....	11
2.5.	Análisis estructural.....	12
2.5.1.	Predimensionamiento estructural.....	12
2.5.1.1.	Predimensionamiento de columnas.....	12
2.5.1.2.	Predimensionamiento de vigas.....	17
2.5.1.3.	Predimensionamiento de losas.....	19
2.5.2.	Cargas aplicadas a los marcos (AGIES 2018).....	21
2.5.2.1.	Cargas verticales.....	21
2.5.3.	Cargas horizontales.....	24
2.5.4.	Método numérico (KANI).....	31
2.5.5.	Análisis de marcos por software.....	47
2.5.6.	Momento ultimo por envolvente de momentos.....	50
2.5.7.	Diagramas de momentos y cortes.....	52
2.6.	Diseño estructural.....	55
2.6.1.	Losas.....	55
2.6.2.	Vigas.....	61
2.6.3.	Columnas.....	75
2.6.4.	Cimientos.....	81
2.6.5.	Gradas.....	85
2.7.	Instalaciones eléctricas.....	89
2.8.	Instalaciones hidráulicas.....	92
2.8.1.	Agua potable.....	92
2.8.2.	Drenajes.....	96

2.9.	Presupuesto	99
2.10.	Cronograma de ejecución.....	101
2.11.	Planos y especificaciones.....	102
3.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR.....	103
3.1.	Descripción del proyecto	103
3.2.	Levantamiento topográfico	104
3.3.	Estudio hidrológico e hidráulico	105
3.3.1.	Método racional modificado	106
3.4.	Estudio de suelos	113
3.5.	Especificaciones de diseño	115
3.6.	Predimensionamiento de los elementos estructurales	116
3.6.1.	Vigas.....	116
3.6.2.	Losa.....	117
3.6.3.	Viga de apoyo.....	117
3.6.4.	Diafragmas	118
3.6.5.	Cortina	119
3.7.	Diseño de la superestructura.....	119
3.7.1.	Diseño de losa.....	120
3.7.1.1.	Cálculo de momentos	120
3.7.2.	Cálculo del refuerzo.....	125
3.7.3.	Diseño de vigas	128
3.7.4.	Diseño de diafragmas.....	145
3.7.4.1.	Diseño de diafragma interior.....	146
3.7.4.2.	Diseño de diafragma exterior.....	148
3.8.	Diseño de la subestructura.....	150
3.8.1.	Diseño de cortina.....	150
3.8.2.	Diseño de apoyo elastomérico.....	160

3.8.2.1.	Diseño de los estribos sin superestructura	165
3.9.	Presupuesto	175
3.10.	Estudio de impacto ambiental inicial	176
3.10.1.	Medidas de mitigación.....	176
3.10.2.	Equipo de protección personal	178
CONCLUSIONES.....		181
RECOMENDACIONES		183
BIBLIOGRAFÍA.....		185
APÉNDICES.....		187
ANEXOS.....		191

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación de Quezaltepeque, Chiquimula	3
2.	Envolvente de momentos por Kani en eje 2.....	48
3.	Envolvente de momentos por Etabs.....	49
4.	Cantidad de varillas por losa primer nivel estación de bomberos	60
5.	Cantidad de varillas por losa segundo nivel estación de bomberos	61
6.	Acero longitudinal vigas primer nivel estación de bombero.....	71
7.	Acero longitudinal vigas del segundo nivel estación de bomberos	72
8.	Refuerzo a corte vigas primer nivel estación de bombero.....	73
9.	Refuerzo a corte vigas segundo nivel estación de bomberos	74
10.	Acero longitudinal columnas estación de bomberos	75
11.	Refuerzo a corte mayor en columnas estación de bomberos	76
12.	Chequeo de punzonamiento de zapatas.....	82
13.	Chequeo de presiones sobre el suelo	82
14.	Momentos zapatas eje X.....	83
15.	Momentos zapatas eje Y	83
16.	Cantidad de acero en zapata eje X	84
17.	Cantidad de acero requerido en zapata eje Y	84
18.	Detalle de gradas	88
19.	Cronograma	101
20.	Área tributaria de la Cuenca.....	108
21.	Comportamiento del caudal de diseño en tramo analizado.....	112
22.	Estimación de crecida máxima.....	112
23.	Muestra de roca del área	114

24.	Carga viva.....	115
25.	Perfil de superestructura.....	120
26.	Cálculo de momentos en puente.....	121
27.	Carga viva de puente.....	131
28.	Diagrama de cuerpo libre por momento máximo en la viga.....	133
29.	Posición de tren de carga de camión HL-93 a lo largo del puente.....	134
30.	Diagramas de corte y momento.....	135
31.	Diagrama de factor de distribución de carga viva en puente.....	136
32.	Ubicación de camión HL-93 en puente sobre reacción A.....	141
33.	Relación de corte para viga.....	143
34.	Diagrama del dimensionamiento del estribo y viga de apoyo.....	151
35.	Esquema de viga de apoyo.....	159
36.	Geometría y diagrama de presiones en estribos.....	164
37.	Diagrama de excentricidad del estribo.....	166

TABLAS

I.	Alturas mínimas de vigas.....	18
II.	Espesor mínimo en losas.....	20
III.	Peso total del segundo nivel (WN2).....	21
IV.	Peso total del primer nivel (WN1).....	22
V.	Carga viva del segundo nivel.....	23
VI.	Carga viva del primer nivel.....	24
VII.	Condiciones generales, análisis del corte basal.....	25
VIII.	Coeficientes de sitio F_a , F_v	26
IX.	Tipo de fuente sísmica.....	27
X.	Factores N_a , N_v (periodos cortos y largos de vibración).....	28
XI.	Distribución de fuerzas sísmicas sentido X.....	30
XII.	Distribución de fuerzas sísmicas sentido Y.....	31

XIII.	Carga muerta	35
XIV.	Carga viva	36
XV.	Centro de masa en 1er y 2do nivel	36
XVI.	Centro de rigidez en 1er y 2do nivel.....	38
XVII.	Torsión 1er nivel.....	41
XVIII.	Torsión 2do nivel.....	42
XIX.	Distribución de carga sísmica torsión, Sentido X, eje 2.....	42
XX.	Distribución de carga sísmica torsión, Sentido Y, eje B	43
XXI.	Comparativa de momentos con Kani-Etabs	49
XXII.	Unidades de gasto Hunter.....	93
XXIII.	Gastos probables para la aplicación del método de Hunter	94
XXIV.	Cálculo de diámetro de tubería a utilizar en ramales	95
XXV.	Caudal probable en circuito principal	96
XXVI.	Unidades de descarga y diámetro en derivaciones.....	98
XXVII.	Cálculo del diámetro de las derivaciones simples para drenaje.....	99
XXVIII.	Presupuesto	100
XXIX.	Parámetros de diseño de puente vehicular	116
XXX.	Momento volteo en estribos	164
XXXI.	Momento estabilizante en estribos.....	165
XXXII.	Resultado del momento de volteo en los estribos.....	171
XXXIII.	Presupuesto	175
XXXIV.	Requisitos instrumentos ambientales. Categoría C	179

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A cada
H	Altura
A_{Stemp}	Área de acero de refuerzo por temperatura
A_{smáx}	Área de acero máxima
A_{smín}	Área de acero mínima
A_s	Área o cuantía de acero
B	Base de un elemento
q	Carga admisible del suelo
EQ	Carga sísmica
P_u	Carga última
Q	Caudal
C_m	Centímetros
L, S	Claro o luz considerada a rostro de los elementos
C	Coeficiente de escorrentía superficial
ρ	Cuantía de
Ø	Diámetro
E	Empuje
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
f'c	Esfuerzo de fluencia del concreto
S	Espaciamiento
t	Espesor
e	Excentricidad
F	Fuerza

Ha	Hectáreas
I	Intensidad de lluvia
kg	Kilogramos
kg/m²	Kilogramos sobre metro cuadrado
lb/pie²	Libras sobre pie cuadrado
psi	Libras sobre pulgada cuadrada
Lt	Litros
Max	Máximo Min Mínimo
m	Metros
m³/s	Metros cúbicos por segundo
msnm	Metros sobre el nivel del mar
mm/h	Milímetros por hora
M	Momento
MCM	Momento de carga muerta
MU	Momento de carga última
MCV	Momento de carga viva
d	Peralte efectivo de un elemento
γs	Peso específico del suelo
∴	Por lo tanto
PU	Precio unitario
plg	Pulgadas
R	Reacción

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
ACI	American Concrete Institute.
Carga muerta	Es el peso de la estructura y otros elementos que no cambia de posición.
Carga viva	Es el peso de las cargas no permanentes, que cambian de posición.
Caudal	Volumen de agua que pasa por una unidad de tiempo.
Concreto ciclópeo	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, cal, piedra y agua.
Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua; y como refuerzo se colocan varillas de acero corrugado.

Cortina	Elemento que constituye la viga de apoyo y resiste las presiones horizontales del relleno estructural o de los aproches.
Dotación	Cantidad de agua que se asigna a una persona para su subsistencia diaria, expresada en litros por habitantes por día o como sea el caso.
Estribo	Elemento estructural, en los extremos del puente que sirve de apoyo a la superestructura y transmite las cargas al suelo.
IGN	Instituto Geográfico Nacional.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Impacto ambiental	Conjunto de posibles efectos negativos sobre el medio ambiente debido a una modificación del entorno, consecuencia de una obra de construcción u otra actividad.
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.
Losa	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas producidas por el tráfico y las transmite a los apoyos.

Luz	Longitud libre entre apoyos.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de la superestructura y transmitir las directamente al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de diseño y transmitir las a la subestructura.

RESUMEN

El siguiente trabajo trata sobre dos proyectos que se quieren realizar en el municipio de Quezaltepeque, departamento de Chiquimula.

Un proyecto es sobre la creación de un espacio para los bomberos municipales, ya que actualmente Quezaltepeque no tiene un cuerpo de socorro de acción inmediata, menos un edificio en la cual pueda albergar a los bomberos de la localidad y así poder dar una inmediata atención en alguna situación de riesgo. Se hará una investigación sobre la localidad, su monografía.

Otro de los proyectos a realizar es el diseño de un puente vehicular en la aldea Potrerillos del municipio.

Antes de llegar a la aldea, se tiene que cruzar el río Acualtún, el cual aún no posee un puente vehicular y se tiene que cruzar su cauce, aunque normalmente no es peligroso, en época de lluvia puede llegar a elevarse más de un metro su caudal y no permitir el paso vehicular.

Actualmente se han hecho trabajos para que, en época de verano, su transitar sea bueno, vertiendo concreto, pero eso no deja que en invierno sea imposible transitar por ahí y el paso vehicular sea tapado total, entonces la gente tiene que pasar por un puente peatonal, pero aún queda lejos del casco urbano y se tiene que caminar un gran tramo o usar moto taxi.

OBJETIVOS

General

Implementar proyectos de infraestructura que ayuden al desarrollo integral del municipio de Quezaltepeque, departamento de Chiquimula.

Específicos

1. Implementar una estación del cuerpo de bomberos en el municipio de Quezaltepeque. Con finalidad de apoyar en el rescate y prevención de accidentes y desastres dentro del municipio y tendencias que pertenecen al mismo.
2. Realizar el diseño de un puente vehicular para la aldea Potrerillos, del municipio de Quezaltepeque.

INTRODUCCIÓN

Una de las principales razones por el tema y proyecto próximo a presentar es la carencia de las instalaciones de un de Cuerpo de Bomberos en la cabecera municipal de Quezaltepeque. Teniendo como finalidad el prevenir y combatir siniestros y accidentes de riesgo en las zonas densamente pobladas.

En el municipio de Quezaltepeque al igual que en la mayoría de las grandes ciudades en desarrollo económico, no es ajena a tales circunstancias, dado el rápido crecimiento de su área urbana con aparición de ciertas zonas de vivienda e industria autorizadas y no autorizadas.

De la misma manera en Quezaltepeque y otros municipios del departamento de Chiquimula presentan un serio problema, debido al desequilibrio entre su crecimiento y la implementación de servicios y equipamiento básico entre los cuales se encuentran los de seguridad pública y particularmente los cuerpos de bomberos. Sin embargo, este proyecto beneficiaría a un sin número de personas y que cada vez se están multiplicando más, esto merece una atención directa y una acción complementaria por parte de la municipalidad y la comunidad en general.

La falta de vías de comunicación afecta el desarrollo social y cultural de una población, por lo que la Aldea Potrerillos como principal beneficiario y comunidades adyacentes están siendo afectada al no poder movilizarse libremente debido a la falta de un puente vehicular que pueda intercomunicarlos, debido a que nunca ha habido puente alguno y las medidas que se han usado para mitigar el problema, no son suficientes para tener un flujo continuo en

cualquier temporada del año, por lo que es necesario construir un puente vehicular para poder brindar solución a la problemática de movilización actual en la comunidad.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Aspectos monográficos de Quezaltepeque

Se describen los aspectos monográficos del área en estudio.

1.1.1. Reseña histórica

Antiguamente San Francisco Quezaltepeque, durante el período hispánico estuvo adscrito a la parroquia de Esquipulas, dentro del Partido de Chiquimula. Por la corte de España del 29 de junio de 1821, que se recibió hasta después de la proclamación de la independencia, donde le daban a la villa de Quezaltepeque, así como a su ayuntamiento, la titulación de “Muy Noble”. Esta comunicación aparece registrada a folio 445 vuelto, legajo 654 Audiencia de Guatemala, en el Archivo General de Indias en Sevilla. Fue por el acuerdo gubernativo del 24 de diciembre de 1913 que se le otorgó.

Se desconoce la fecha en que se erigió en municipio. En la Constitución Política del Estado de Guatemala, decreta que su constituyente el 11 de octubre de 1825, aparece Quezaltepeque perteneciente al circuito de Chiquimula.

Quezaltepeque es una población antigua, en la Recordación Florida del capitán Francisco Antonio de Fuentes y Guzmán, escrita por la última década del siglo XVII, menciona que el curato de Quezaltepeque pertenecía al Corregimiento de Chiquimula de la Sierra.

Quezaltepeque es uno de los pueblos del oriente que conservan rasgos más tradicionales, a pesar de que el terremoto del 4 de febrero de 1976 cambió completamente la fisonomía de varios de sus poblados.

1.1.2. Localización y ubicación geográfica

Quezaltepeque se sitúa al centro del departamento de Chiquimula, su excelente ubicación le permite estar comunicado con los demás municipios. Se encuentra a una distancia de 198 kilómetros de la Ciudad Capital, sobre la ruta nacional 18 e internacional CA-10, de la cabecera departamental a 18 y con la frontera de la República de Honduras a 37.

Tiene una extensión territorial de 236 km², que representa el 9,93 % del total del departamento de Chiquimula; se encuentra ubicado a 649 metros sobre el nivel del mar, con las coordenadas siguientes: 14 grados 38 minutos 4 segundos latitud norte y 89 grados 26 minutos 36 segundos, longitud oeste.

Figura 1. **Ubicación de Quezaltepeque, Chiquimula**



Fuente: Google map. *Quezaltepeque*. <https://www.google.com/maps/@14.6351607,-89.4488383,15z>. Consulta: 15 de enero de 2020.

1.1.3. Extensión territorial

Cuenta con una extensión territorial de 236 kilómetros cuadrados, y se encuentra a una altura de 649,68 metros sobre el nivel del mar, por lo que generalmente su clima es cálido y Templado. La distancia de esta cabecera municipal a la cabecera departamental es de 29 kilómetros.

1.1.4. Límites y colindancias

El municipio de Quezaltepeque pertenece al departamento de Chiquimula, está conformado por una villa, 23 Aldeas y 86 Caseríos; limita al norte con los municipios de San Jacinto y San Juan Ermita, al este con los municipios de Olopa

y Esquipulas, al sur con el municipio de Concepción Las Minas, al oeste con el municipio de Ipala; el casco urbano, ascendido a Villa el 12 de diciembre de 1821, está situado en una depresión o valle que circunscriben cerros, colinas y montañas

1.1.5. Suelo y topografía

Se encuentran especialmente conformados por el bosque húmedo subtropical templado. La mayor parte del suelo es ocupado por arbustos y matorrales, se puede observar en todo el Municipio por el cultivo de granos básicos, consistente en maíz y frijol; las partes más altas colindantes con Olopa y Esquipulas, son características del cultivo de café. El cultivo de hortalizas se realiza en las comunidades de Pozas y Estanzuela y lo que respecta a la siembra de caña de azúcar, se realiza específicamente en la Villa de Quezaltepeque; existen muchas parcelas dedicadas a producir pasto para ganado.

El cambio de uso que han recibido especialmente los suelos de zonas escarpadas, de lo forestal al cultivo de maíz y frijol, ha repercutido en la pérdida de la capa fértil del suelo.

1.1.6. Clima

El clima es tropical en Quezaltepeque. En comparación con el invierno, los veranos tienen mucha más lluvia. La temperatura promedio en Quezaltepeque es 24,1 °C. La época seca se marca entre los meses de noviembre a abril, porque la lluvia es escasa y la precipitación anual es de 1 000 milímetros, que comprende 105 días de lluvia entre los meses de mayo a octubre. La humedad relativa anual es de 70 % y la velocidad del viento es de 7,3 kilómetros por hora, en promedio.

1.1.7. Población e idioma

En Quezaltepeque se ha llegado a un mestizaje dominante, quedando reducidos los vestigios de la etnia indígena Ch'orti', especialmente en algunas áreas rurales. Toda la población ha adoptado como lengua propia el castellano; un porcentaje reducido de sus habitantes todavía conservan un traje típico que consiste en camiseta, calzón de manta blanca y caites de tres puntadas para los hombres y blusa blanca de manta con una gola adornada de encaje color blanco y enaguas color azul a cuadros confeccionadas con enaguïllas largas y vueludas para las mujeres.

1.1.8. Servicios públicos

Los servicios públicos en la cabecera municipal más importantes son: agua potable, drenajes sanitarios, mercado, energía eléctrica, correo, telefonía pública y celular, centro de salud tipo "B", escuelas, institutos, colegios privados con niveles de primaria, básico y diversificado, también se cuenta con una extensión de la Universidad Rural de Guatemala, academias de mecanografía y computación.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura

Construcción de mercado municipal, que es la adecuación de un terreno de 2650 m² y servirá para que toda la gente pueda ir a vender sus productos que llevan de las aldeas, este está siendo construido en la actualidad y estará a la par de la construcción de parada de buses extraurbanos, con esto se pretende que su venta sea más ágil y a la vista de posibles compradores.

Construcción de una planta de tratamiento de agua potable, para la cabecera municipal que garantice una buena calidad del vital líquido hacia la población, y mejores condiciones de salud porque en la actualidad se posee un sistema que no trata el agua de la mejor manera, y llega con mucho sedimento a toda la población lo cual genera malestar.

2. DISEÑO DE ESTACIÓN DE BOMBEROS VOLUNTARIOS

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de una edificación para una estación de bomberos municipales ubicado en el municipio de Quezaltepeque. Constará de dos niveles con nueve ambientes, para administración, clínicas, bodega, dormitorios, cocina, sala de estar, sala de capacitaciones y que cuente con sus servicios sanitarios indispensables.

El tipo de estructura consiste en marcos estructurales compuestos por vigas, columnas, que en AGIES NSE 3 2018 es sistema estructural E1; y losas planas de concreto armado, muros de block para la separación de ambientes, como también muros de tabla yeso donde sea necesario. También se estará usando el código ACI 318S-14 para todos los parámetros de cálculo.

2.2. Localización

La nueva instalación será ubicada en las afueras de la población, sobre la carretera hacia Esquipulas CA-10, terreno otorgado por la municipalidad de Quezaltepeque, para mejor accesibilidad en el momento de cualquier siniestro.

2.3. Estudio preliminar

Consiste en realizar una serie de estudios al terreno, suelo, reconocimiento del lugar entre otros.

2.3.1. Topografía del terreno

La topografía del terreno es bastante plana, por las dimensiones del terreno la edificación ocupará la parte más plana, porque en la parte trasera del terreno hay una hondonada, pero ese espacio en el futuro se puede usar para mejorar la estación con áreas de entreno para las tropas.

2.3.2. Estudio de suelo

El conocimiento de las principales características físicas de los suelos es de fundamental importancia en el estudio de los suelos, pues mediante su atinada interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de un terreno, bajo cargas cuando dicho terreno presente diferentes contenidos de humedad.

2.3.3. Ensayo triaxial

Se obtuvo una muestra inalterada de 1 pie³ a una profundidad de 2 m, en el lugar donde se construirá la estación de bomberos.

Datos:

$$D_f = 1,95 \text{ m}$$

$$\text{Ángulo de fricción interna} = \theta = 14,60^\circ$$

$$\text{Cohesión} = C_u = 2,20 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1,71 \text{ T/m}^3$$

- Angulo en radianes

$$\text{ángulo radianes} = 14,6^\circ * \frac{\pi}{180} = 0,25 \text{ radianes}$$

- Factor flujo de carga

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2\pi} - \theta_{\text{rad}}\right) \tan \theta_{\text{fi}}}}{2 \cos^2\left(45^\circ + \frac{\theta}{2}\right)}$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2\pi} - 0,25\right) \tan 14,6}}{2 \cos^2\left(45^\circ + \frac{14,6}{2}\right)} = 4,2751 \text{ T/m}^2$$

- Factor flujo de carga

$$N_q = \cot \theta (N_q - 1)$$

$$N_q = \cot(14,6) (4,28 - 1) = 12,59 \text{ T/m}^2$$

- Factor de flujo de γ

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \theta$$

$$N_\gamma = 2(4,28 + 1) \tan(14,6) = 2,75 \text{ T/m}^2$$

- Valor soporte ultimo

$$q_0 = 0,4\gamma B N_\gamma + 1,3C N_c + \gamma D_f N_q$$

$$q_0 = 0,4(1,71)(1)(2,75) + 1,3(2,20)(12,59) + (1,71)(1,95)(4,28) = 52,16 \text{ T/m}^2$$

- Valor soporte neto ultimo

$$q_u = q_0 - (\gamma D_f)$$
$$q_u = 52,16 - (1,71 * 1,95) = 48,83 \text{ T/m}^2$$

- Valor soporte de diseño

$$q_d = q_u / f_s$$

f_s = factor seguridad = 3

$$q_d = \frac{48,83}{3} = 16,27 \text{ T/m}^2$$

Queda un valor soporte del suelo de 16,7 T/m²

2.4. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a darle la forma adecuada por medio de la correcta distribución en conjunto de los diferentes ambientes que componen el edificio. Estos se deben diseñar de acuerdo con las necesidades que se tengan; además, estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan.

2.4.1. Ubicación del edificio en el terreno

La correcta orientación y ubicación del edificio proporciona una óptima iluminación, ventilación y asolamiento de todos los ambientes de este. La posición seleccionada para la construcción de este edificio está dada por oeste-

este, brindando la mayor iluminación natural garantizando ambientes agradables de estancia, para todos los usuarios.

2.4.2. Distribución de ambientes

La estación bomberil será de dos niveles, con los siguientes ambientes:

Primer nivel: el primer nivel contará con la administración amplia, bodega para el equipo de las tropas, bodega de insumos, limpieza, equipo a utilizar en las motobombas o ambulancias, módulo de gradas, clínicas, baño debajo del módulo de gradas y lo demás, será parqueo para motobombas y ambulancias.

Segundo nivel: tendrá módulo de gradas, cocina, comedor, sala de capacitaciones, sala de estar para las tropas, dormitorios para cada género al igual que sus respectivos baños y duchas.

2.4.3. Altura del edificio

La altura del edificio de piso a cielo en el primer nivel será de 3,88 metros, y 2,88 metros para el segundo nivel; esto debido a que Quezaltepeque, a pesar de no ser tan caluroso, en la época de verano puede alcanzar temperaturas altas y un nivel con poca altura, se convierte en un lugar incómodo para estar.

2.4.4. Selección del sistema a utilizar

La elección del sistema estructural debe considerar factores de resistencia, economía, estética, materiales disponibles en el lugar y la técnica para realizar la obra. El resultado debe comprender el tipo estructural, formas y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución. Se ha elegido un sistema estructural por

medio de marcos estructurales de concreto reforzado, con losas planas y tabiques de mampostería de block pómez.

Para el presente proyecto se utilizará el sistema E1 según AGIES NSE 3 2018, los cuales son estructuras de marcos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y además todas las solicitaciones horizontales.

2.5. Análisis estructural

Este paso es de vital importancia, no se puede pasar por alto u obviarlo, debido a que en este procedimiento se estiman las secciones, medidas y cálculos necesarios para el diseño.

2.5.1. Predimensionamiento estructural

Los elementos estructurales fueron predimensionados en base a los parámetros establecidos por el código ACI 318S-14

2.5.1.1. Predimensionamiento de columnas

Es necesario tomar en cuenta parámetros de diseño y recomendaciones como:

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm, ACI 318S-14, capítulo 18, sección 18.7.2.1 (a).
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,40, ACI 318S14, capítulo 18, sección 18.7.2.1 (b).

- El área de refuerzo longitudinal en zonas sísmicas, A_{st} , no debe ser menor que $0,01 A_g$ ni mayor que $0,06A_g$, ACI 318S-14, capítulo 18, sección 18.7.4.1.
- El área de refuerzo longitudinal en zonas no sísmicas, A_{st} , no debe ser menor que $0,01 A_g$ ni mayor que $0,08A_g$, ACI 318S-14, capítulo 10, sección 10.6.1.1.

Con el peso que la columna soportara se determina su sección, de acuerdo con el código ACI 318S-14, Capítulo 22, sección 22.4.2.2, mediante la fórmula siguiente:

$$P = 0,8(0,85f'_c(A_g * A_{st}) + f_y A_{st})$$

- Dormitorio

CV = 200 Kg/m² (AGIES NSE 2-18, tabla 3.7.1-1, p. 27)

CM = W + sobrecarga

CM = (0,12*2 400 kg/m³) Losa + (60 Kg/m²) Piso + (26 Kg/m²) Acabados + (5 Kg/m²) Lámparas + (6.50 Kg/m²) CieloFalso

CM = 385,50 kg/m²

- Pasillo

CV = 300 Kg/m² (AGIES NSE 2-18, tabla 3.7.1-1, p. 27)

CM = Losa + sobrecarga

CM = (0,12*2 400 kg/m³) Losa + (60 Kg/m²) Piso + (26 Kg/m²) Acabados + (5 Kg/m²) Lámparas + (6,50 Kg/m²) Cielo falso

CM = 385,50 kg/m²

- Salón capacitaciones

$$CV = 200 \text{ Kg/m}^2 \text{ (AGIES NSE 2-18, tabla 3.7.1-1, p. 28)}$$

$$CM = W_{\text{Losas}} + \text{sobrecarga}$$

$$CM = (0,12 \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3)_{\text{Losas}} + (60 \text{ Kg/m}^2)_{\text{Piso}} + (26 \text{ Kg/m}^2)_{\text{Acabados}} + (5 \text{ Kg/m}^2)_{\text{Lámparas}} + (6,50 \text{ Kg/m}^2)_{\text{Cielo Falso}}$$

$$CM = 385,50 \text{ kg/m}^2$$

- Sala

$$CV = 200 \text{ Kg/m}^2 \text{ (AGIES NSE 2-18, tabla 3.7.1-1, p. 27)}$$

$$CM = W_{\text{Losas}} + \text{sobrecarga}$$

$$CM = (0,12 \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3)_{\text{Losas}} + (60 \text{ Kg/m}^2)_{\text{Piso}} + (26 \text{ Kg/m}^2)_{\text{Acabados}} + (5 \text{ Kg/m}^2)_{\text{Lámparas}} + (6,50 \text{ Kg/m}^2)_{\text{Cielo Falso}}$$

$$CM = 385,50 \text{ kg/m}^2$$

- Vigas

$$CM = W_{\text{Viga}}$$

$$CM = (0,50 \cdot 2 \cdot 400 \text{ kg/m}^3)_{\text{Viga}}$$

$$CM = 1 \ 200 \text{ Kg/m}^2$$

- Tabiques y acabados

$$CM = W_{\text{Tabique}} + W_{\text{Repello}} + W_{\text{Puertas}}$$

$$CM = (270 \text{ kg/m}^2)_{\text{Tabique}} + (26 \text{ Kg/m}^2)_{\text{Repello}} + (25 \text{ Kg/m}^2)_{\text{Puertas}}$$

$$CM = 321 \text{ Kg/m}^2$$

Cargas totales mayoradas AGIES NSE-2 cap. 8, sección 8.3.2

$$P_u = 1,2CM + 1,6CV \text{ o } 1,4CM$$

- Dormitorio

$$P_u = 1,2(385,50 \text{ Kg/m}^2 * 6,25 \text{ m}^2) + 1,6(200 \text{ Kg/m}^2 * 6,25 \text{ m}^2)$$

$$P_u = 4\ 868,75 \text{ Kg}$$

- Pasillo

$$P_u = 1,3(385,50 \text{ Kg/m}^2 * 5 \text{ m}^2) + 1,6(300 \text{ Kg/m}^2 * 5 \text{ m}^2)$$

$$P_u = 4\ 905,75 \text{ Kg}$$

- Salón capacitaciones

$$P_u = 1,2(385,50 \text{ Kg/m}^2 * 6,25 \text{ m}^2) + 1,6(200 \text{ Kg/m}^2 * 6,25 \text{ m}^2)$$

$$P_u = 4\ 868,75 \text{ Kg}$$

- Sala

$$P_u = 1,2(385,50 \text{ Kg/m}^2 * 6,25 \text{ m}^2) + 1,6(200 \text{ Kg/m}^2 * 6,25 \text{ m}^2)$$

$$P_u = 4\ 868,75 \text{ Kg}$$

- Columna

$$P_u = 1,4(0,40 * 0,40 * 3 * 2\ 400 \text{ Kg/m}^3) \text{ columna } 40 \times 40 = 1\ 612 \text{ Kg}$$

$$P_u = 1\ 612 \text{ kg}$$

- Losa techo

$$P_u = 1,4(5*5*0,12*2\ 400\ \text{Kg/m}^3) = 7\ 200\ \text{Kg}$$

$$P_u = 7\ 200\ \text{kg}$$

- Vigas

$$P_u = 8*1,4(0,30*0,50*2,5*2\ 400\ \text{Kg/m}^3) \text{ Viga}_{30x50} = 10\ 080\ \text{Kg}$$

$$P_u = 5\ 040\ \text{kg}$$

- Tabiques y acabados

$$P_u = 1,4(3,20*(2,50+2,50+2,50) *270\ \text{Kg/m}^2) \text{ Tabique} = 9\ 072\ \text{Kg}$$

$$P_u = 1,4(3,20*(2,50+2,50+2,50) *26\ \text{Kg/m}^2) \text{ Acabados} = 873,6\ \text{Kg}$$

$$P_u = 1,4(1,20*2,10*25\ \text{Kg/m}^2) \text{ Puertas} = 88,20\ \text{Kg}$$

$$P_u = 10\ 033,2\ \text{Kg}$$

- Peso total que soporta la columna

$$P_{uT} = 4\ 868,75\ \text{Kg} + 4\ 905,75\ \text{Kg} + 4\ 868,75\ \text{Kg} + 4\ 868,75\ \text{Kg} + 1\ 612\ \text{kg} + 7\ 200\ \text{kg} + 5\ 040\ \text{kg} + 10\ 033,2\ \text{Kg} = 48\ 437,2\ \text{kg}$$

- Utilizando los siguientes valores:

$$f'_c = 280\ \text{Kg/cm}^2 \approx 4\ 000\ \text{Psi}$$

$$f_y = 4\ 200\ \text{Kg/cm}^2 \approx 6\ 000\ \text{Psi}$$

$$A_{st} = 0,025\ A_g$$

Sustituyendo:

$$P = 48\,437,2 \text{ kg}$$

$$48\,437,2 \text{ kg} = 0,80 \left(0,85 \left(\frac{280 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} * 0,975 A_g \right) + (0,025 (4\,200 \text{ kg/cm}^2) A_g) \right)$$

$$A_g = 143,71 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, para el predimensionamiento se propone una columna de $40 \text{ cm} * 40 \text{ cm} = 1\,600 \text{ cm}^2$

2.5.1.2. Predimensionamiento de vigas

Las vigas se dimensionan generalmente calculando el peralte o altura de la viga de acuerdo con la luz que esta cubrirá y de sus apoyos, cumpliendo con las siguientes condiciones:

- “La luz libre del elemento, L_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil. $L_n > 4h$.”¹
- “El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que el más pequeño de $0,3h$ y 250 mm .”²
- “La longitud máxima de una viga entre apoyos no debe ser mayor a 50 veces su base.”³
- De acuerdo con la tabla 9.3.1.1 del código ACI 318S-14, capítulo 9, sección 9.3.

¹ ACI 318S-14. *Capítulo 18. Sección: 18.6.2.1 (a)*. p. 291.

² *Ibid.* p. 292.

³ ACI 318S-14. *Capítulo 9. Sección: 9.2.3.1 (a)*. p. 137.

Tabla I. **Alturas mínimas de vigas**

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Fuente: ACI 318S-14. *Capítulo 9. Altura mínima de vigas no preesforzadas.* p.138.

Se tomará en cuenta para encontrar el valor de “d” $L/21$ para las vigas.

$$h = \frac{5m}{21} = 0,27m$$

$$h = 0,30m$$

$$b_1 = 0,30 * 0,30m$$

$$b_1 = 0,09m$$

$$b_2 = 10 \text{ pulg} \cong 0,25m$$

En los avances de la construcción en el diseño de vigas se ha llegado a demostrar que por cada metro de longitud de la viga el peralte aumenta 8 cm y su base es dividida a 1,5 del peralte, por lo que se tiene:

$$\text{peralte (d)} = 8 \% * L$$

Donde:

d = peralte efectivo

L = luz peralte entre columnas

$$L \text{ crítica} = 5 \text{ m}$$

$$d = 0,08 * 5,00 = 0,40 \text{ m}$$

Por lo tanto, se propone una viga de 30 cm * 50 cm

2.5.1.3. Predimensionamiento de losas

La losa es una estructura plana horizontal de concreto reforzado que separa un nivel de una edificación de otro o que puede servir de cubierta. Su función es la transmisión de las cargas gravitacionales a las vigas y columnas de la estructura.

Para el dimensionamiento de losas, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Si la relación de la losa L1 (lado corto) dividido L2 (lado largo) es
 - menor que 0,5, losa en un sentido
- Si la relación de la losa L1 (lado corto) dividido L2 (lado largo) es
 - mayor que 0,5, losa en dos sentidos
- El espesor de la losa (en dos sentidos) mínimo debe ser 90 mm (ACI 318S-14, capítulo 8, sección 8.3.1.1).
- El ACI para losas en dos sentidos recomienda para calcular el espesor mínimo de la losa: $P = \text{perímetro}/180$.

Losa crítica

a = sentido lado corto = 5m

b = sentido lado largo = 5m

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

$$m = \frac{5}{5} = 1$$

$1 \geq 0,5$, losas trabajan en doble sentido.

Tabla II. **Espesor mínimo en losas**

Tabla 8.3.1.1 — Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores (mm) ^[1]

f_y MPa ^[2]	Sin ábacos ^[3]			Con ábacos ^[3]		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde ^[4]	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

^[1] ℓ_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos (mm).

Fuente: ACI 318S-14. *Capítulo 8. Espesor mínimo de losas no preesforzadas en dos direcciones sin vigas interiores.* p.138.

Se determina el espesor de la losa por medio del criterio del perímetro dado de la siguiente manera:

$$\text{espesor}(t) = \frac{\text{perímetro}}{180}$$

La losa con mayores dimensiones del proyecto corresponde a 5.00 * 5.00m, por lo tanto:

$$t = \frac{20}{180} = 0,11\text{m, se usará a } 0,12\text{m}$$

2.5.2. Cargas aplicadas a los marcos (AGIES 2018)

Se refiere a todas las cargas que actuaran en el elemento.

2.5.2.1. Cargas verticales

Cálculo del peso del edificio utilizando las siguientes ecuaciones:

Tabla III. **Peso total del segundo nivel (WN2)**

Muro segundo nivel				
Sentido X				
mL	h muro (m)	ml*h (m2)	P muros (kg/m2)	Peso (kg)
15,00	2,15	32,25	140,00	4 515,00
0,00	2,15	0,00	140,00	0,00
0,00	2,15	0,00	140,00	0,00
15,00	2,15	32,25	140,00	4 515,00
		64,50		9 030,00

Sentido Y				
mL	h muro (m)	ml*h (m2)	P muros (kg/m2)	Peso (kg)
15,00	2,15	32,25	140,00	4 515,00
0,00	2,15	0,00	140,00	0,00
0,00	2,15	0,00	140,00	0,00
15,00	2,15	32,25	140,00	4 515,00
		64,50		9 030,00

Fuente: elaboración propia.

$$W_{\text{losa}} = 0,12 \text{ m} * 217,50 \text{ m}^2 * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 62\,640,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = 0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 2,15 * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 16 = 13\,209,60 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0,30 \text{ m} * 0,33 \text{ m} * 120 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 24\,192,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}_x} = 140 \text{ kg/m}^2 * (64,50 \text{ m}^2) = 9\,030,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}_y} = 140 \text{ kg/m}^2 * (64,50 \text{ m}^2) = 9\,030,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = 120 \text{ kg/m}^2 * 217,50 \text{ m}^2 = 26\,100,00 \text{ kg}$$

$$W_{N2} = 144\,201,60 \text{ kg}$$

Tabla IV. **Peso total del primer nivel (WN1)**

Muro primer nivel				
Sentido X				
mL	H muro (m)	ml*h (m2)	P muros (kg/m2)	Peso (kg)
10,00	5,50	55,00	140,00	7 700,00
10,00	5,50	55,00	140,00	7 700,00
5,00	5,50	27,50	140,00	3 850,00
5,00	5,50	27,50	140,00	3 850,00
			165,00	23 100,00

Sentido Y				
mL	h muro (m)	ml*h (m2)	P muros (kg/m2)	Peso (kg)
15,00	5,50	82,50	140,00	11 550,00
15,00	5,50	82,50	140,00	11 550,00
15,00	5,50	82,50	140,00	11 550,00
15,00	5,50	82,50	140,00	11 550,00
			330,00	46 200,00

Fuente: elaboración propia.

$$W_{\text{losa}} = 0,12 \text{ m} * 217,50 \text{ m}^2 * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 62\,640,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = 0,40 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 5,50 * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 16 = 33\,792,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 0,30 \text{ m} * 0,33 \text{ m} * 120 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 24\,192,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros x}} = 140 \text{ kg/m}^2 * 165,00 \text{ m}^2 = 23\,100,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros y}} = 140 \text{ kg/m}^2 * 330,00 \text{ m}^2 = 46\,200,00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = 120 \text{ kg/m}^2 * 217,50 \text{ m}^2 = 26\,100,00 \text{ kg}$$

$$W_{N1} = 216\,024,00 \text{ kg}$$

Tabla V. **Carga viva del segundo nivel**

Carga viva				
Ocupación	carga kg/m2	Área	Cantidad	Total (Kg)
S.S.	200,00	25,00	2,00	10 000,00
Dormitorio	200,00	25,00	2,00	10 000,00
cocina, comedor	200,00	25,00	2,00	10 000,00
Salón	200,00	25,00	1,00	5 000,00
Pasillo	200,00	17,50	1,00	3 500,00
Bodega	200,00	25,00	1,00	5 000,00
				43 500,00

Fuente: elaboración propia.

$$Cv = (\text{área} * Cv \text{ uso} * \text{cantidad})$$

$$Cv = (25 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2 * 2) + (25 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2 * 2) + (25 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2 * 2) + (25 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2 * 1) + (17,50 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2 * 1) + (25 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2 * 1) = 43\,500 \text{ kg}$$

$$W_{2do \text{ nivel}} = 144\,201,60 \text{ kg} + 0,25 * (43\,500 \text{ kg}) = 155\,076,60 \text{ kg}$$

Tabla VI. **Carga viva del primer nivel**

Carga viva				
Ocupación	carga kg/m²	Área	Cantidad	Total (kg)
S.S.	200,00	25,00	2,00	10 000,00
Dormitorio	200,00	25,00	2,00	10 000,00
cocina, comedor	500,00	25,00	2,00	25 000,00
Salón	200,00	25,00	1,00	5 000,00
Pasillo	300,00	17,50	1,00	5 250,00
Bodega	600,00	25,00	1,00	15 000,00
				70 250,00

Fuente: elaboración propia.

$$Cv = (\text{área} * Cv \text{ uso} * \text{cantidad})$$

$$Cv = (25 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2 * 2) + (25 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2 * 2) + (25 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 * 2) + (25 \text{ m}^2 * 200 \text{ kg/m}^2 * 1) + (17,50 \text{ m}^2 * 300 \text{ kg/m}^2 * 1) + (25 \text{ m}^2 * 600 \text{ kg/m}^2 * 1) = 70 250,00 \text{ kg}$$

$$W_{1er \text{ nivel}} = 216 024,00 \text{ kg} + 0,25 * (70 250,00 \text{ kg}) = 233 586,50 \text{ kg}$$

- **Peso sísmico total**

$$W_{total} = 155 076,60 \text{ kg} + 233 586,50 \text{ kg}$$

$$W_{total} = 388 663,10 \text{ kg}$$

2.5.3. Cargas horizontales

Las cargas horizontales, son producidas por los efectos del viento y sismos que afectan directamente la estructura; las fuerzas del viento son consideradas en edificios de gran altura y dependen directamente de las condiciones del lugar;

en este caso no se consideran fuerzas de viento, porque el edificio es de pequeña altura, por lo que estas no afectan la estructura.

Las fuerzas producidas por sismos producen efectos cortantes en la estructura de los marcos dúctiles debido al movimiento de la tierra. Guatemala está considerada como una zona altamente sísmica debido a su ubicación geográfica, por lo que se deben establecer las fuerzas sísmicas que se podrían producir. Para calcular dichas fuerzas sísmicas se utilizará el método de AGIES.

El método determina que se debe calcular el corte basal, que Se define como la fuerza lateral total aplicada en la base del edificio. Se expresa como un porcentaje del peso total del edificio.

Tabla VII. **Condiciones generales, análisis del corte basal**

Municipio	Quezaltepeque, Chiquimula
I_0	4,1 (tabla A-1 NSE-2-2018)
$Sc_r(g)$	1,30 (tabla A-1 NSE-2-2018)
$S1_r(g)$	0,50 (tabla A-1 NSE-2-2018)
Velocidad básica del viento (Km/h)	100 (tabla A-1 NSE-2-2018)
Nivel de protección	Importante (capítulo 3 NSE-1-2018)
Clase de sitio	D (tabla 4.2.2-1 NSE-2-2018)
Clasificación del sistema	E-1 (tabla 1.6.14-1 NSE-2-2018)
Tipo de fuente sísmica	B (tabla 4.6.2-1 NSE-2-2018)
Nivel de sismo	Severo (sección 4.4.2 NSE-2-2018)
Factor de reducción R	8 (tabla 1.6.14-1 NSE-2-2018)

Fuente: elaboración propia.

- Ajuste por clase de sitio e intensidades sísmicas especiales

$$Sc_s = Sc_r * Fa * Na$$

$$S1_s = S1_r * Fv * Nv$$

Donde

- S_{cs} = ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto, con un amortiguamiento del 5 % del crítico.
- S_{1s} = ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo, con un amortiguamiento del 5 % del crítico.
- F_a = Coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos = 1,0 de acuerdo con la tabla 4.5-1, AGIES NSE 2 2018.
- F_v = coeficiente de sitio para períodos de vibración largos = 1,0 de acuerdo a la tabla 4.5-2, AGIES NSE 2 2018.

Tabla VIII. **Coeficientes de sitio F_a , F_v**

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C ⁽¹⁾	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

Clase de sitio	Índice de sismicidad			
	2	3	4.1	4.2
AB	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
D ⁽¹⁾	1.0	1.0	1.0	1.0
E	1.0	1.0	1.0	1.0
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4			

Fuente: AGIES NSE 2. *Demandas estructurales y condiciones de sitio*. p. 36.

- Período fundamental de vibración, T_a

$$T_a = K_t * (h_n^x)$$

Donde

T_a = período de vibración

K_t = 0,047 para sistemas estructurales E-1

h_n = altura total del edificio

X = 0,90 para sistemas estructurales E-1

$$T_a = 0,047 * (7^{0,90}) = 0,27$$

- N_a y N_v = factores que apliquen por la proximidad de amenazas especiales = 1 Tipo de fuente B, de acuerdo con la sección 4.6.2-1, AGIES NSE 2 2018.

Tabla IX. **Tipo de fuente sísmica**

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad [1]	$M_o \geq 7.0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_o \geq 7.0$ $M_o < 7.0$ $M_o \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o < 6.5$	$TC \leq 2$

Fuente: AGIES NSE 2. *Demandas estructurales y condiciones de sitio*. p. 40.

Tabla X. Factores Na, Nv (periodos cortos y largos de vibración)

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^[1] ^[2]		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^[1] ^[2]			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.0	1.0	1.0	1.0
B	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Fuente: AGIES NSE 2. *Demandas estructurales y condiciones de sitio*. p. 41.

$$S_{cs} = 1,30 * 1,0 * 1 = 1,30$$

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

- Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño (S_{cd} , S_{1d})

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

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

Donde:

$k_d = 0,80$ por el factor de escala que determina el nivel de diseño por ser un sismo severo con 5 % de probabilidad de ser excedido en 50 años.

$$S_{cd} = 0,80 * 1,30 = 1,04$$

$$S_{1d} = 0,80 * 0,50 = 0,40$$

- Periodo de vibración de transición

$$T_s = S_{1s}/S_{cs}$$

$$T_s = 0,50/1,30 = 0,385 \text{ seg}$$

$$T_o = 0,2T_s = 0,2 * 0,385 = 0,077 \text{ seg}$$

- Espectro genérico probable

$$S_a(T) = S_{cd} \text{ cuando } T_o \leq T \leq T_s$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \text{ cuando } T > T_s$$

$$S_a(T) = S_{cd} \left[0,4 + 0,6 \frac{T}{T_o} \right] \text{ cuando } T < T_o$$

Donde

T = periodo de vibración

$$S_a(T) = S_{cd} = 1,04$$

- Coeficiente de sismo al límite de cedencia

$$C_s = S_a(T)/R$$

Donde

R = 8 (Por ser marcos estructurales)

$$C_s = 1,04/8 = 0,13$$

- Chequeos de Cs (coeficiente de sismo al límite de cedencia)

El coeficiente de sismo al límite de cedencia según cambios realizados por Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala (AGIES) en fe de erratas en edición beta del 11 de junio de 2013, deberá cumplir las siguientes condiciones:

$$C_s > 0,044 S_{cd}$$

$$C_s > 0,75 * \frac{k_d * S_{1r}}{R}, \text{ Donde } C_s=0,13$$

$$0,044 * 1,04 = 0,046; C_s > 0,044 S_{cd} \text{ Sí cumple}$$

$$0,75 * \frac{0,80 * 0,48}{8} = 0,036; C_s > 0,75 * \frac{k_d * S_{1r}}{R} \text{ Sí cumple}$$

- Corte basal

$$V_s = C_s * W$$

Donde

W = peso total de la estructura

$$V_s = 0,13 * 388\ 663,10 \text{ kg} = 50\ 526,20 \text{ kg}$$

Tabla XI. **Distribución de fuerzas sísmicas sentido X**

SISMO EN X					
No. nivel	Wi (Ton)	hi (m)	Wi*hi	Cx	Fi (Ton)
2	155,08	7	1 085,54	0,54	22,98
1	233,59	4	934,35	0,46	19,78

Fuente: elaboración propia.

Tabla XII. **Distribución de fuerzas sísmicas sentido Y**

SISMO EN X					
No. nivel	Wi (Ton)	hi (m)	Wi*hi	Cx	Fi (Ton)
2	155,08	7	1 085,54	0,54	22,98
1	233,59	4	934,35	0,46	19,78

Fuente: elaboración propia.

2.5.4. Método numérico (KANI)

El método de Kani, se basa en las características generales de la elástica; su objetivo es determinar los momentos flectores negativos y positivos en cada uno de los miembros de las estructuras.

El método de Kani, emplea un método exacto de aproximaciones sucesivas y la exactitud en el análisis, depende del número de iteraciones que se efectúen. La ventaja de este método es que, en forma directa, se toma el efecto del desplazamiento de los miembros, evitándose el planteamiento y solución de ecuaciones simultáneas.

Procedimiento para el análisis estructural por el método de Kani.

Momentos fijos o de empotramiento perfecto (MF_{ik}): se calculan cuando existen cargas verticales. Si actúan únicamente cargas horizontales $MF_{ik} = 0$

$$MF_{ik} = \pm \frac{WL^2}{12}$$

Rigideces de los elementos (K_{ik}):

$$K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}}$$

Donde: I = inercia del elemento

L_{ik} = Longitud del elemento

Factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{ik})

$$\mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \left(\frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}} \right)$$

Momentos de sujeción (M_s): se calculan cuando hay cargas verticales.

$$M_s = \sum M_{Fik}$$

Factores de corrimiento (V_{ik}): se dan debido al desplazamiento de los nudos de las columnas por efectos de la carga lateral o algún tipo de anti simetría estructural de cargas o de apoyos.

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} * \left(\frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}} \right)$$

Fuerzas de sujeción (H_n): Se dan cuando hay cargas laterales en los nudos.

$$H_n = F_n \text{ (fuerza por marco del nivel, tomada del análisis sísmico)}$$

Fuerza cortante en el piso (Q_n): Se calcula cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$Q_n = \Sigma F_n$$

Momentos de piso (M_n): Se calcula cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco rígido.

$$M_n = \left(\frac{Q_n \cdot H_n}{3} \right) \text{ donde } H_n = \text{altura de piso } n$$

Influencias de giro (M'_{ik})

$$M'_{ik} = \mu_{ik}(M_s + \Sigma M'_{ni}) \quad \rightarrow \quad \text{Sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik}[M_s + (M'_{ni} + M'_{in})] \quad \rightarrow \quad \text{Con ladeo}$$

Influencias de desplazamiento (M''_{ik})

$$M''_{ik} = V_{ik}[M_n + (M'_{ik} + M'_{ki})] \quad \rightarrow \quad \text{Ladeo por fuerza horizontal}$$

$$M''_{ik} = V_{ik}[\Sigma(M'_{ik} + M'_{ki})] \quad \rightarrow \quad \text{Ladeo por simetría}$$

Momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik})

$$M_{ik} = M_{Fik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \quad \rightarrow \quad \text{Sin ladeo}$$

$$M_{ik} = M_{Fik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \quad \rightarrow \quad \text{Con ladeo}$$

Cálculo de momentos positivos en vigas ($M_{ik(+)}$)

$$M_{ik(+)} = \frac{WL^2}{8} - \frac{|M_i(-)| + |M_k(-)|}{2}$$

Donde:

Mi (-) = momento negativo de la viga en el extremo del lado izquierdo

Mk (-) = momento negativo de la viga en el extremo del lado derecho

Con los momentos fijos establecidos, se calculan las iteraciones correspondientes como se muestra a continuación.

- Diseño por torsión

- Centro geométrico

$$\bar{x} = \frac{(5*5*3)*2,50+(5*5*2)*7,50+(12,50*6,25)+(5*8,75)+(5*5*3)*12,50}{217,50} = 7,46 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{(5*5*3)*12,50+(5*5*2)*7,50+(12,50*7,50)+(5*6)+(5*5*3)*2,50}{217,50} = 7,47 \text{ m}$$

- Centro de masa

$$CMx = \frac{W * L}{W_{total}}$$

Tabla XIII. Carga muerta

	Losa			Sobre carga y acabados			
	Área	t losa	P esp concreto		Área	Peso kg/m2	
Losa 1	25,00	0,12	2 400,00	7 200,00	25,00	120,00	3 000,00
Losa 2	25,00	0,12	2 400,00	7 200,00	25,00	120,00	3 000,00
Losa 3	25,00	0,12	2 400,00	7 200,00	25,00	120,00	3 000,00
Losa 4	25,00	0,12	2 400,00	7 200,00	25,00	120,00	3 000,00
Losa 5	17,50	0,12	2 400,00	5 040,00	17,50	120,00	2 100,00
Losa 6	25,00	0,12	2 400,00	7 200,00	25,00	120,00	3 000,00
Losa 7	25,00	0,12	2 400,00	7 200,00	25,00	120,00	3 000,00
Losa 8	25,00	0,12	2 400,00	7 200,00	25,00	120,00	3 000,00
Losa 9	25,00	0,12	2 400,00	7 200,00	25,00	120,00	3 000,00

Muro Primer Nivel					Muro Segundo Nivel				
Sentido x					Sentido x				
mL	h muro (m)	ml*h (m2)	P muros (kg/m2)	Peso (kg)	mL	h muro (m)	ml*h (m2)	P muros (kg/m2)	Peso (kg)
10,00	3,00	30,00	140,00	4 200,00	15,00	1,30	19,50	140,00	2 730,00
10,00	3,00	30,00	140,00	4 200,00	0,00	0,00	0,00	140,00	0,00
5,00	3,00	15,00	140,00	2 100,00	0,00	0,00	0,00	140,00	0,00
5,00	3,00	15,00	140,00	2 100,00	15,00	1,30	19,50	140,00	2 730,00
				12 600,00					5 460,00

Sentido y					Sentido y				
mL	h muro (m)	ml*h (m2)	P muros (kg/m2)	Peso (kg)	mL	h muro (m)	ml*h (m2)	P muros (kg/m2)	Peso (kg)
15,00	3,00	45,00	140,00	6 300,00	15,00	1,30	19,50	140,00	2 730,00
15,00	3,00	45,00	140,00	6 300,00	0,00	0,00	0,00	140,00	0,00
15,00	3,00	45,00	140,00	6 300,00	0,00	0,00	0,00	140,00	0,00
15,00	3,00	45,00	140,00	6 300,00	15,00	1,30	19,50	140,00	2 730,00
				25 200,00					5 460,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIV. Carga viva

Primer nivel (CARGA VIVA)					Segundo nivel (CARGA VIVA)				
	Ocupación	Peso	Área	Peo		Ocupación	Peso	Área	Peo
Losa 1	S.S.	200,00	25,00	5 000,00	Losa 1	S.S.	200,00	25,00	5 000,00
Losa 2	Dormitorio	200,00	25,00	5 000,00	Losa 2	Dormitorio	200,00	25,00	5 000,00
Losa 3	S.S.	200,00	25,00	5 000,00	Losa 3	S.S.	200,00	25,00	5 000,00
Losa 4	Dormitorio	200,00	25,00	5 000,00	Losa 4	Dormitorio	200,00	25,00	5 000,00
Losa 5	Pasillo	300,00	17,50	5 250,00	Losa 5	Pasillo	200,00	17,50	3 500,00
Losa 6	Cocina	500,00	25,00	12 500,00	Losa 6	Cocina	200,00	25,00	5 000,00
Losa 7	Bodega	600,00	25,00	15 000,00	Losa 7	Bodega	200,00	25,00	5 000,00
Losa 8	Salón	200,00	25,00	5 000,00	Losa 8	Salón	200,00	25,00	5 000,00
Losa 9	Comedor	500,00	25,00	12 500,00	Losa 9	Comedor	200,00	25,00	5 000,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XV. Centro de masa en 1er y 2do nivel

Centro de masa primer nivel x					
Losa	Wcm+sc	Wcv	Wtot	L(camina x)	Wtot*L
1,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	2,50	38 000,00
2,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	7,50	114 000,00
3,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	12,50	190 000,00
4,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	2,50	38 000,00
5,00	7 140,00	5 250,00	12 390,00	7,50	92 925,00
6,00	10 200,00	12 500,00	22 700,00	12,50	283 750,00
7,00	10 200,00	15 000,00	25 200,00	2,50	63 000,00
8,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	7,50	114 000,00
9,00	10 200,00	12 500,00	22 700,00	12,50	283 750,00
Muros			37 800,00	7,46	281 870,69
			196 790,00		1 499 295,69

Centro de masa primer nivel y					
Losa	Wcm+sc	Wcv	Wtot	L (camina y)	Wtot*L
1,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	12,50	190 000,00
2,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	12,50	190 000,00
3,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	12,50	190 000,00
4,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	7,50	114 000,00
5,00	7 140,00	5 250,00	12 390,00	7,50	92 925,00
6,00	10 200,00	12 500,00	22 700,00	7,50	170 250,00
7,00	10 200,00	15 000,00	25 200,00	2,50	63 000,00
8,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	2,50	38 000,00
9,00	10 200,00	12 500,00	22 700,00	2,50	56 750,00
Muros			37 800,00	7,47	282 196,55
			196 790,00		1 387 121,55
				CMx	7,62
				CMy	7,05

m
m

Continuación de la tabla XV.

Centro de masa Segundo nivel x					
Losa	Wcm+sc	Wcv	Wtot	L(camina x)	Wtot*L
1,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	2,50	38 000,00
2,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	7,50	114 000,00
3,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	12,50	190 000,00
4,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	2,50	38 000,00
5,00	7 140,00	3 500,00	10 640,00	7,50	79 800,00
6,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	12,50	190 000,00
7,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	2,50	38 000,00
8,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	7,50	114 000,00
9,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	12,50	190 000,00
Muros			10 920,00	7,46	
			143 160,00		991 800,00

Centro de masa Segundo nivel y					
Losa	Wcm+sc	Wcv	Wtot	L (camina y)	Wtot*L
1,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	12,50	190 000,00
2,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	12,50	190 000,00
3,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	12,50	190 000,00
4,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	7,50	114 000,00
5,00	7 140,00	3 500,00	10 640,00	7,50	79 800,00
6,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	7,50	114 000,00
7,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	2,50	38 000,00
8,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	2,50	38 000,00
9,00	10 200,00	5 000,00	15 200,00	2,50	38 000,00
Muros			10 920,00	7,47	
			143 160,00		991 800,00

CMx	6,93	m
CMy	6,93	m

Fuente: elaboración propia.

Centro de masa primer nivel en X: 7,62 m

Centro de masa primer nivel en Y: 7,05 m

Centro de masa segundo nivel en X: 6,93 m

Centro de masa segundo nivel en Y: 6,93 m

Centro de rigidez

$$CR = \frac{\sum(Kc * L)}{\sum Km}$$

Km para voladizo, es decir último nivel:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * h^3}{3 * E * I} + \frac{1.2 * F * h}{A * G}}$$

Km para niveles intermedios o primer nivel:

$$K_c = \frac{1}{\frac{F * h^3}{12 * E * I} + \frac{1.2 * F * h}{A * G}}$$

Donde

F = carga en kg del nivel

h = altura de columna analizada

E = módulo de elasticidad del concreto ($15\ 100 * \sqrt{f'c}$)

I = inercia del elemento

A = área de la sección transversal de columna analizada

G = módulo de rigidez ($0,40 * E$)

Tabla XVI. Centro de rigidez en 1er y 2do nivel

Primer nivel			
F	19 776,42	Parte 1	2,26
h	400,00	Parte 2	0,07
Ec	218 819,79		
I col	213 333,33		
A col	1 600,00		
G	87 527,92		
Kc	0,43		

Tercer nivel			
F	22 976,52	Parte 1	4,43
h	300,00	Parte 2	0,06
Ec	218 819,79		
I col	213 333,33		
A col	1 600,00		
G	87 527,92		
Kc	0,22		

Continuación de la tabla XVI.

CR primer nivel Sentido X					
Marco	No. Columna	Kc	Km	L	Km*L
1,00	4,00	0,43	1,72	0,00	0,00
2,00	4,00	0,43	1,72	5,00	8,59
3,00	4,00	0,43	1,72	10,00	17,19
4,00	4,00	0,43	1,72	15,00	25,78
				6,88	51,56

CR primer nivel Sentido Y					
Marco	No. Columna	Kc	Km	L	Km*L
A	4,00	0,43	1,72	0,00	0,00
B	4,00	0,43	1,72	5,00	8,59
C	4,00	0,43	1,72	10,00	17,19
D	4,00	0,43	1,72	15,00	25,78
				6,88	51,56

CRx	7,50	m
CRy	7,50	m

CR Tercer nivel Sentido X					
Marco	No. Columna	Kc	Km	L	Km*L
1,00	4,00	0,22	0,89	0,00	0,00
2,00	4,00	0,22	0,89	5,00	4,46
3,00	4,00	0,22	0,89	10,00	8,91
4,00	4,00	0,22	0,89	15,00	13,37
				3,56	26,73

CR Tercer nivel Sentido Y					
Marco	No. Columna	Kc	Km	L	Km*L
A	4,00	0,22	0,89	0,00	0,00
B	4,00	0,22	0,89	5,00	4,46
C	4,00	0,22	0,89	10,00	8,91
D	4,00	0,22	0,89	15,00	13,37
				3,56	26,73

CRx	7,50	m
CRy	7,50	m

Fuente: elaboración propia.

Centro de rigidez primer nivel en X: 7,50 m

Centro de rigidez primer nivel en Y: 7,50m

Centro de rigidez segundo nivel en X: 7,50m

Centro de rigidez segundo nivel en Y: 7,50m

Excentricidades accidentales por nivel y eje, AGIES NSE-3 2.3.2 2018

$$e_{1xy} = |CM_{xy} - CR_{xy}| + 0,05 * b$$

$$e_{1xy} = |CM_{xy} - CR_{xy}| - 0,05 * b$$

Donde

CM_{xy} = centro de masa por cada eje

CR_{xy} = centro de rigidez por cada eje

b = largo de cada eje

- Primer nivel

$$e_{1x} = |7,62 - 7,50| + 0,05 * 15 = 0,87$$

$$e_{1x} = |7,62 - 7,50| - 0,05 * 15 = -0,63$$

$$e_{1y} = |7,05 - 7,50| + 0,05 * 15 = 1,20$$

$$e_{1y} = |7,05 - 7,50| - 0,05 * 15 = -0,30$$

- Segundo nivel

$$e_{2x} = |6,93 - 7,50| + 0,05 * 15 = 1,32$$

$$e_{2x} = |6,93 - 7,50| - 0,05 * 15 = -0,18$$

$$e_{2y} = |6,93 - 7,50| + 0,05 * 15 = 1,32$$

$$e_{2y} = |6,93 - 7,50| - 0,05 * 15 = -0,18$$

- Corte por sismo

$$V_s = \frac{K_m * F_x}{\sum K_m}$$

- Corte por torsión

$$V_t = \frac{e_{xy} * F_x * (k_m * d_i)}{\sum (K_m * d_i^2)}$$

- Corte total

$$VT = Vs + Vt$$

- Torsión

Tabla XVII. Torsión 1er nivel

Torsión Sentido x												
Eje	e	Fx	Km/10	di (□)	Fx*km	km*di	km*di ²	Vs	Vt	VT=Vs+Vt	VT (ton)	
1	0,87	19 776,42	0,17	-7,46	3 399,14	-1,28	9,57	4 944,11	-1 025,31	3 918,80	3,92	
	-0,63	19 776,42				-1,28		4 944,11	744,99	5 689,09	5,69	
2	0,87	19 776,42	0,17	-2,46	3 399,14	-0,42	1,04	4 944,11	-338,10	4 606,00	4,61	
	-0,63	19 776,42				-0,42		4 944,11	245,67	5 189,77	5,19	
3	0,87	19 776,42	0,17	2,54	3 399,14	0,44	1,11	4 944,11	349,10	5 293,20	5,29	
	-0,63	19 776,42				0,44		4 944,11	-253,66	4 690,45	4,69	
4	0,87	19 776,42	0,17	7,54	3 399,14	1,30	9,77	4 944,11	1 036,30	5 980,41	5,98	
	-0,63	19 776,42				1,30		4 944,11	-752,98	4 191,13	4,19	
			Σ	0,69				Σ	21,49			

Torsión Sentido y												
Eje	e	Fx	Km/10	di (□)	Fx*km	km*di	km*di ²	Vs	Vt	VT=Vs+Vt	VT (ton)	
A	1,20	19 776,42	0,17	-7,47	3 399,14	-1,28	9,59	4 944,11	-1 419,65	3 524,45	3,52	
	-0,30	19 776,42				-1,28		4 944,11	353,05	5 297,16	5,30	
B	1,20	19 776,42	0,17	-2,47	3 399,14	-0,42	1,05	4 944,11	-469,42	4 474,69	4,47	
	-0,30	19 776,42				-0,42		4 944,11	116,74	5 060,84	5,06	
C	1,20	19 776,42	0,17	2,53	3 399,14	0,43	1,10	4 944,11	480,82	5 424,93	5,42	
	-0,30	19 776,42				0,43		4 944,11	-119,57	4 824,53	4,82	
D	1,20	19 776,42	0,17	7,53	3 399,14	1,29	9,75	4 944,11	1 431,06	6 375,16	6,38	
	-0,30	19 776,42				1,29		4 944,11	-355,89	4 588,22	4,59	
			Σ	0,69				Σ	21,49			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. Torsión 2do nivel

Torsión Sentido x												
Eje	e	Fx	Km/10	di (□)	Fx*km	km*di	km*di ²	Vs	Vt	VT=Vs+Vt	VT (ton)	
1	1,32	22 976,52	0,09	-7,46	2 047,44	-0,66	4,96	5 744,13	-1 812,80	3 931,33	3,93	
	-0,18	22 976,52				-0,66		5 744,13	243,95	5 988,08	5,99	
2	1,32	22 976,52	0,09	-2,46	2 047,44	-0,22	0,54	5 744,13	-597,79	5 146,34	5,15	
	-0,18	22 976,52				-0,22		5 744,13	80,44	5 824,57	5,82	
3	1,32	22 976,52	0,09	2,54	2 047,44	0,23	0,57	5 744,13	617,23	6 361,36	6,36	
	-0,18	22 976,52				0,23		5 744,13	-83,06	5 661,07	5,66	
4	1,32	22 976,52	0,09	7,54	2 047,44	0,67	5,07	5 744,13	1 832,24	7 576,37	7,58	
	-0,18	22 976,52				0,67		5 744,13	-246,56	5 497,57	5,50	
			Σ	0,36				Σ	11,14			

Torsión Sentido y												
Eje	e	Fx	Km/10	di (□)	Fx*km	km*di	km*di ²	Vs	Vt	VT=Vs+Vt	VT (ton)	
A	1,32	22 976,52	0,09	-7,47	2 047,44	-0,67	4,97	5 744,13	-1 815,28	3 928,86	3,93	
	-0,18	22 976,52				-0,67		5 744,13	244,28	5 988,41	5,99	
B	1,32	22 976,52	0,09	-2,47	2 047,44	-0,22	0,54	5 744,13	-600,23	5 143,90	5,14	
	-0,18	22 976,52				-0,22		5 744,13	80,77	5 824,90	5,82	
C	1,32	22 976,52	0,09	2,53	2 047,44	0,23	0,57	5 744,13	614,81	6 358,94	6,36	
	-0,18	22 976,52				0,23		5 744,13	-82,74	5 661,40	5,66	
D	1,32	22 976,52	0,09	7,53	2 047,44	0,67	5,05	5 744,13	1 829,86	7 573,99	7,57	
	-0,18	22 976,52				0,67		5 744,13	-246,24	5 497,89	5,50	
			Σ	0,36				Σ	11,14			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. Distribución de carga sísmica torsión, Sentido X, eje 2

Eje	Nivel	Fx (kg)	Fx (ton)
2	2	5 824,57	5,82
	1	5 189,77	5,19

Fuente: elaboración propia.

Tabla XX. **Distribución de carga sísmica torsión, Sentido Y, eje B**

Eje	Nivel	Fx (kg)	Fx (ton)
B	2	5 824,90	5,82
	1	5 060,84	5,06

Fuente: elaboración propia.

- **Envolvente de momentos**

$$M = 1,4 M_{CM} + 1,7 M_{CV}$$

$$M = 0,75 (1,4 M_{CM} + 1,7 M_{CV}) + 1,0 M_{CS}$$

$$M = 0,75 (1,4 M_{CM} + 1,7 M_{CV}) - 1,0 M_{CS}$$

$$M = 0,9 M_{CM} + 1,0 M_{CS}$$

$$M = 0,9 M_{CM} - 1,0 M_{CS}$$

Donde

M = momento último

M_{CM} = momento debido a carga muerta

M_{CV} = momento debido a carga viva

M_{CS} = momento debido a carga de sismo

De estas cinco combinaciones debe seleccionarse el resultado del valor mayor. Con ello se procede a diseñar los elementos estructurales. Se realiza el procedimiento para calcular la envolvente de momentos para el tramo 1-2 del marco 2 del primer nivel.

- Tramo 1-2 primer nivel

- Momento al lado izquierdo

$$M = 1,4(1\ 708,04) + 1,7(8\ 60,55) = 3\ 854,19\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(1\ 708,04) + 1,7(8\ 60,55)) + 1,0(-154,14) = 2\ 736,50\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(1\ 708,04) + 1,7(8\ 60,55)) - 1,0(-154,14) = 3\ 044,78\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(1\ 708,04) + 1,0(-154,14) = 1\ 383,09\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(1\ 708,04) - 1,0(-154,14) = 1\ 691,37\ \text{kg} - \text{m}$$

- Momento al centro

$$M = 1,4(1\ 210,85) + 1,7(571,87) = 2\ 667,38\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(1\ 210,85) + 1,7(571,87)) + 1,0(0) = 2\ 000,53\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(1\ 210,85) + 1,7(571,87)) - 1,0(0) = 2\ 000,53\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(1\ 210,85) + 1,0(0) = 1\ 089,77\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(1\ 210,85) - 1,0(0) = 1\ 089,77\ \text{kg} - \text{m}$$

- Momento al lado derecho

$$M = 1,4(-2\ 267,51) + 1,7(-1\ 126,35) = -5\ 089,32\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(-2\ 267,51) + 1,7(-1\ 126,35)) + 1,0(-207,69) = -4\ 024,68\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(-2\ 267,51) + 1,7(-1\ 126,35)) - 1,0(-207,69) = -3\ 609,30\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(-2\ 267,51) + 1,0(-207,69) = -2\ 248,45\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(-2\ 267,51) - 1,0(-207,69) = -1\ 833,07\ \text{kg} - \text{m}$$

- Diagrama de cortes últimos

Los esfuerzos cortantes en las vigas se obtienen aplicando los factores de resistencia de las cinco ecuaciones dispuestas por el código ACI318S-14 en el apéndice C.2. Las ecuaciones a utilizar se muestran a continuación y para el valor de corte último deberá seleccionarse el valor mayor de los cinco obtenidos:

$$V_v = 1,4 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{W_{CV} * L}{2} \right)$$

$$V_v = 0,75 \left[1,4 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{W_{CV} * L}{2} \right) \right] + 1,0 * \left(\frac{M_{C \text{ izq}} + M_{C \text{ der}}}{L} \right)$$

$$V_v = 0,75 \left[1,4 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{W_{CV} * L}{2} \right) \right] - 1,0 * \left(\frac{M_{C \text{ izq}} + M_{C \text{ der}}}{L} \right)$$

$$V_v = 0,90 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,0 * \left(\frac{M_{C \text{ izq}} + M_{C \text{ der}}}{L} \right)$$

$$V_v = 0,90 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) - 1,0 * \left(\frac{M_{C \text{ izq}} + M_{C \text{ der}}}{L} \right)$$

Donde

V_v = corte último en viga

W_{CM} = carga distribuida debido a carga muerta

W_{CV} = carga distribuida debido a carga viva

L = longitud a rostros interiores de la viga

$M_{CS \text{ izq}}$ = momento del lado izquierdo de la viga debido a carga de sismo

$M_{CS \text{ der}}$ = momento del lado derecho de la viga debido a carga de sismo

Los esfuerzos cortantes en las columnas se obtienen aplicando la siguiente ecuación:

$$V_c = \frac{M_{e \text{ sup}} + M_{e \text{ inf}}}{L}$$

Donde

V_C = corte último en columna

$M_{e\ sup}$ = momento superior de la columna obtenido de la envolvente de momentos

$M_{e\ inf}$ = momento inferior de la columna obtenido de la envolvente de momentos

L = longitud total de la columna

Se realiza el cálculo de corte último para la viga del tramo 1-2 del marco 2 y para la columna 2 del marco B del primer nivel. Cabe resaltar que el procedimiento para determinar el corte último en todos los marcos tanto en vigas como en columnas es el mismo, y se describe a continuación.

- Viga tramo 1-2 marco 2 primer nivel

Datos:

L = 5,00 m

W_{CM} = 1021,60 kg/m

W_{CV} = 500,00kg/m

$M_{CS\ izq}$ = -154,14 kg-m

$M_{CS\ der}$ = -207,69 kg-m

$$V_v = 1,4 \left(\frac{1021,60 * 5}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{500,00 * 5}{2} \right) = 5\ 700,60\ \text{kg}$$

$$V_v = 0,75(5\ 700,60) + 1,0 * \left(\frac{-154,14 - 207,69}{5} \right) = 4\ 203,08\ \text{kg}$$

$$V_v = 0,75(5\ 700,60) - 1,0 * \left(\frac{-154,14 - 207,69}{5} \right) = 4\ 347,82\ \text{kg}$$

$$V_v = 0,90 * \left(\frac{1021,60 * 5}{2} \right) + 1,0 * \left(\frac{-154,14 - 207,69}{5} \right) = 2\ 226,23\ \text{kg}$$

$$V_v = 0,90 * \left(\frac{1021,60 * 5}{2} \right) - 1,0 * \left(\frac{-154,14 - 207,69}{5} \right) = 2\ 370,97\ \text{kg}$$

- Columna 2 marco B primer nivel

Datos:

$L = 3, m$

$M_{e\ sup}$ y $M_{e\ inf}$ se obtienen de los cálculos de las 5 combinaciones de carga para la envolvente de momentos en la columna A marco b.

$$V_C = \frac{-3\ 834,75 - 4\ 510,42}{3} = -2\ 781,72\ kg$$

$$V_C = \frac{-2\ 712,47 - 5\ 201,51}{3} = -2\ 637,99\ kg$$

$$V_C = \frac{-3\ 039,66 - 1\ 564,12}{3} = -1\ 534,59\ kg$$

$$V_C = \frac{-1\ 370,41 - 3\ 498,96}{3} = -1\ 623,12\ kg$$

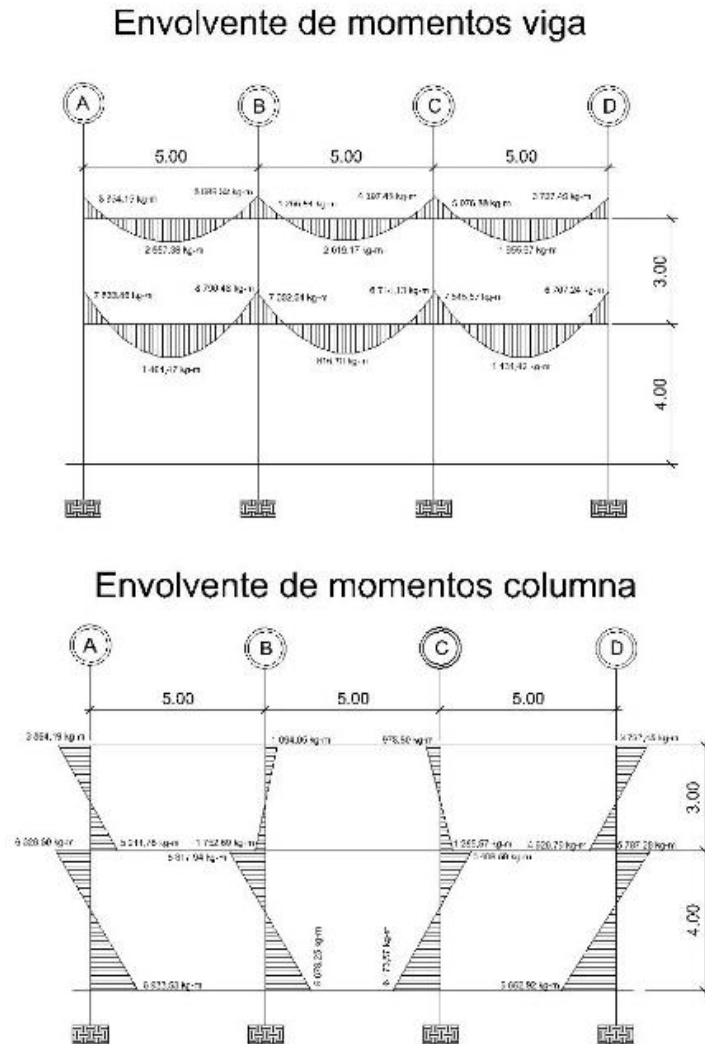
$$V_C = \frac{-1\ 697,60 + 138,43}{3} = -519,72\ kg$$

2.5.5. Análisis de marcos por software

El programa Etabs, es una de las herramientas de análisis estructural de último momento, con la cual se puede determinar los momentos actuantes en cualquier tipo de estructura; en este trabajo, se usará el programa para verificar la exactitud de los resultados obtenidos por medio del método de Kani.

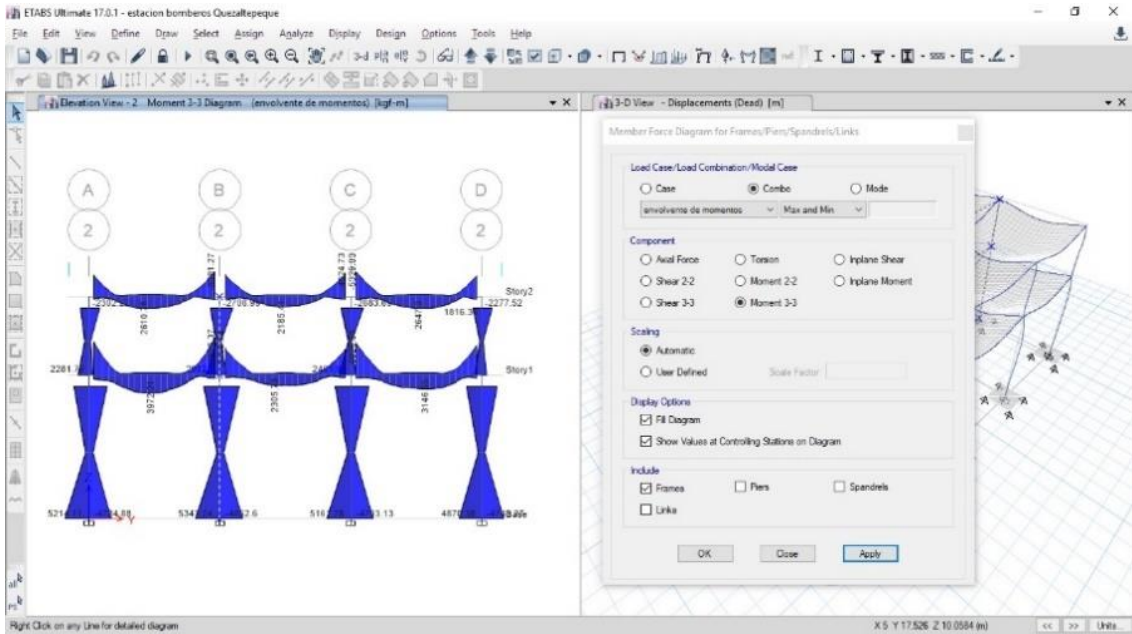
De igual manera que en el método anterior, se analizó el marco 2 y marco B por carga muerta, viva y sismo, obteniendo los siguientes resultados:

Figura 2. **Envolvente de momentos por Kani en eje 2**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Figura 3. Envoltorio de momentos por Etabs



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2016.

Tabla XXI. Comparativa de momentos con Kani-Etabs

MARCO 2 (SEGUNDO NIVEL)							
EJE	METODO DE KANI (KG-M)			ETABS (KG-M)			DIFERENCIA %
	CARGA VIVA	CARGA MUERTA	CARGA SISMO	CARGA VIVA	CARGA MUERTA	CARGA SISMO	
A	-860,55	-1 708,42	154,14	-945,25	-1 940,35	1 075,88	9,84
A-B	571,87	1 210,85		571,2	1 353,33		11,77
B	-1 126,35	-2 257,51	-261,24	-1 062,12	-2 345,97	-1 029,11	3,92
B-C	-887,59	-1 952,1	207,69	-971,92	-2 088,66	988,94	7,00
C	303,78	910,09		520,72	1 126,89		23,82
C-D	-970,89	-1 952,1	-207,69	-971,92	-2 088,66	-984,58	7,00
D	-1 119,04	-2 267,51	261,24	-1 024,62	-2 305,44	1 029,75	1,67
D-E	655,56	1 210,85		612,23	1 352,01		6,61
E	-791,88	-1 708,04	-154,14	-821,56	-1 940,35	-1 076,32	3,75

Continuación de la tabla XXI.

MARCO 2 (PRIMER NIVEL)							
EJE	METODO DE KANI (KG-M)			ETABS (KG-M)			DIFERENCIA
	CARGA VIVA	CARGA MUERTA	CARGA SISMO	CARGA VIVA	CARGA MUERTA	CARGA SISMO	
	-1 778,49	-2 860,79	2 562,04	-1 865,24	-2 963,22	2 393,98	3,58
A-B	1 194,5	1 899,23		1 299,63	1 577,33		8,80
	-2 086,3	-3 635,37	-2 064,52	-1 903,82	-2 644,23	-2 266,42	8,75
B-C	-1 302,72	-3 197,19	2 313,28	-1 045,15	-2 622,57	1 783,06	17,97
	505,06	1 534,37		458,55	1 251,67		9,21
C-D	-1 013,77	-3 197,19	-2 313,28	-978,23	-2 622,57	-1 743,42	3,51
	-1 109,92	-3 635,37	2 064,52	-950,93	-2 921,72	2 250,05	14,32
D-E	561,78	1 889,23		604,54	1 591,19		7,61
	-895,2	-2 860,79	-2 562,04	-925,67	-2 963,22	-2 396,08	3,40

Fuente: elaboración propia.

Después de realizar el análisis estructural del marco 2, con carga muerta, viva y de sismo, por los dos métodos, se observa que los métodos dan resultados muy similares, donde varia bastante es en sismo, pero esto se debe a que está en la asignación de las cargas horizontales de sismo, lo que sucede es que en método kani se ingresan las fuerzas sísmicas en los marcos, a diferencia del software ETABS que el programa las integra en automático; no obstante, puede deducirse que los resultados por el método de Kani y los resultados obtenidos por medio del software son muy cercanos, lo cual indica que el análisis estructural por el software da resultados bastantes satisfactorios.

Para calcular los momentos últimos, se hará por los resultados obtenidos por medio del método de Kani y por ETABS.

2.5.6. Momento ultimo por envolvente de momentos

Como lo indica la Norma AGIES hay que realizar un envolvente de momentos con diferentes combinaciones de cargas.

$$M = 1,4M_{CM} + 1,7M_{CV}$$

$$M = 0,75(1,4M_{CM} + 1,7M_{CV}) + 1,0M_{CS}$$

$$M = 0,75(1,4M_{CM} + 1,7M_{CV}) - 1,0M_{CS}$$

$$M = 0,9M_{CM} + 1,0M_{CS}$$

$$M = 0,9M_{CM} - 1,0M_{CS}$$

Donde

M = momento último

M_{CM} = momento debido a carga muerta

M_{CV} = momento debido a carga viva

M_{CS} = momento debido a carga de sismo

De estas cinco combinaciones debe seleccionarse el resultado del valor mayor. Con ello se procede a diseñar los elementos estructurales. Se realiza el procedimiento para calcular la envolvente de momentos para el tramo A-B del marco 2 del segundo nivel.

- Tramo A-B segundo nivel
 - Momento al lado izquierdo

$$M = 1,4(1\ 708,04) + 1,7(8\ 60,55) = 3\ 854,19\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(1\ 708,04) + 1,7(8\ 60,55)) + 1,0(-154,14) = 2\ 736,50\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(1\ 708,04) + 1,7(8\ 60,55)) - 1,0(-154,14) = 3\ 044,78\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(1\ 708,04) + 1,0(-154,14) = 1\ 383,09\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(1\ 708,04) - 1,0(-154,14) = 1\ 691,37\ \text{kg} - \text{m}$$

○ Momento al centro

$$M = 1,4(1\ 210,85) + 1,7(571,87) = 2\ 667,38\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(1\ 210,85) + 1,7(571,87)) + 1,0(0) = 2\ 000,53\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(1\ 210,85) + 1,7(571,87)) - 1,0(0) = 2\ 000,53\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(1\ 210,85) + 1,0(0) = 1\ 089,77\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(1\ 210,85) - 1,0(0) = 1\ 089,77\ \text{kg} - \text{m}$$

○ Momento al lado derecho

$$M = 1,4(-2\ 267,51) + 1,7(-1\ 126,35) = -5\ 089,32\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(-2\ 267,51) + 1,7(-1\ 126,35)) + 1,0(-207,69) = -4\ 024,68\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,75(1,4(-2\ 267,51) + 1,7(-1\ 126,35)) - 1,0(-207,69) \\ = -3\ 609,30\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(-2\ 267,51) + 1,0(-207,69) = -2\ 248,45\ \text{kg} - \text{m}$$

$$M = 0,9(-2\ 267,51) - 1,0(-207,69) = -1\ 833,07\ \text{kg} - \text{m}$$

2.5.7. Diagramas de momentos y cortes

Los esfuerzos cortantes en las vigas se obtienen aplicando los factores de resistencia de las cinco ecuaciones dispuestas por el código ACI-318 en el apéndice C.2. Las ecuaciones utilizadas se muestran a continuación y para el valor de corte último deberá seleccionarse el valor mayor de los cinco obtenidos:

$$V_v = 1,4 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{W_{CV} * L}{2} \right)$$

$$V_v = 0,75 \left[1,4 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{W_{CV} * L}{2} \right) \right] + 1,0 * \left(\frac{M_{C \text{ izq}} + M_{C \text{ der}}}{L} \right)$$

$$V_v = 0,75 \left[1,4 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{W_{CV} * L}{2} \right) \right] - 1,0 * \left(\frac{M_{C \text{ izq}} + M_{C \text{ der}}}{L} \right)$$

$$V_v = 0,90 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) + 1,0 * \left(\frac{M_{C \text{ izq}} + M_{C \text{ der}}}{L} \right)$$

$$V_v = 0,90 \left(\frac{W_{CM} * L}{2} \right) - 1,0 * \left(\frac{M_{C \text{ izq}} + M_{C \text{ der}}}{L} \right)$$

Donde

V_v = corte último en viga

W_{CM} = carga distribuida debido a carga muerta

W_{CV} = carga distribuida debido a carga viva

L = longitud a rostros interiores de la viga

$M_{CS \text{ izq}}$ = momento del lado izquierdo de la viga debido a carga de sismo

$M_{CS \text{ der}}$ = momento del lado derecho de la viga debido a carga de sismo

Los esfuerzos cortantes en las columnas se obtienen aplicando la siguiente ecuación:

$$V_c = \frac{M_{e \text{ sup}} + M_{e \text{ inf}}}{L}$$

Donde

V_c = corte último en columna

$M_{e \text{ sup}}$ = momento superior de la columna obtenido de la envolvente de momentos

$M_{e \text{ inf}}$ = momento inferior de la columna obtenido de la envolvente de momentos

L = longitud total de la columna

Se realiza el cálculo de corte último para la viga del tramo 1-2 del marco B y para la columna 1 del segundo nivel y se colocarán las gráficas con los resultados finales de los marcos B y 2. Cabe resaltar que el procedimiento para determinar el corte último en todos los marcos tanto en vigas como en columnas es el mismo, y se describe a continuación.

- Viga tramo 1-2 marco b segundo nivel

Datos:

$$L = 5,0 \text{ m}$$

$$W_{CM} = 1\,021,60 \text{ kg/m}$$

$$W_{CV} = 500,0 \text{ kg/m}$$

$$M_{CS \text{ izq}} = -154,14 \text{ kg/m}$$

$$M_{CS \text{ der}} = -207,69 \text{ kg/m}$$

$$V_v = 1,4 \left(\frac{1021,60 * 5}{2} \right) + 1,7 \left(\frac{500,00 * 5}{2} \right) = 5\,700,60 \text{ kg}$$

$$V_v = 0,75(5\,700,60) + 1,0 * \left(\frac{-154,14 - 207,69}{5} \right) = 4\,203,08 \text{ kg}$$

$$V_v = 0,75(5\,700,60) - 1,0 * \left(\frac{-154,14 - 207,69}{5} \right) = 4\,347,82 \text{ kg}$$

$$V_v = 0,90 * \left(\frac{1021,60 * 5}{2} \right) + 1,0 * \left(\frac{-154,14 - 207,69}{5} \right) = 2\,226,23 \text{ kg}$$

$$V_v = 0,90 * \left(\frac{1021,60 * 5}{2} \right) - 1,0 * \left(\frac{-154,14 - 207,69}{5} \right) = 2\,370,97 \text{ kg}$$

- Columna A marco b segundo nivel

Datos:

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

$M_{e\ sup}$ y $M_{e\ inf}$ se obtienen de los cálculos de las 5 combinaciones de carga para la envolvente de momentos en la columna 1 marco b.

$$V_C = \frac{-3\ 834,75 - 4\ 510,42}{3} = -2\ 781,72\ \text{kg}$$

$$V_C = \frac{-2\ 712,47 - 5\ 201,51}{3} = -2\ 637,99\ \text{kg}$$

$$V_C = \frac{-3\ 039,66 - 1\ 564,12}{3} = -1\ 534,59\ \text{kg}$$

$$V_C = \frac{-1\ 370,41 - 3\ 498,96}{3} = -1\ 623,12\ \text{kg}$$

$$V_C = \frac{-1\ 697,60 + 138,43}{3} = -519,72\ \text{kg}$$

2.6. Diseño estructural

En el diseño estructural de los elementos se persigue determinar la cantidad necesaria de acero de refuerzo para que estos puedan soportar las condiciones críticas de combinación de momentos con el fin de proporcionar estructuras funcionales y seguras, el diseño de los elementos de la estación se define a continuación:

2.6.1. Losas

Las losas son elementos estructurales que funcionan como cubierta o techo. Para este proyecto se utilizó un sistema de losas planas puesto que el espesor t de las losas se encuentran en el rango ($0,09 \leq t \leq 0,15$).

Para el diseño se utilizará el método 3 del ACI-318-08 sección 9.5.3

Parámetros utilizados en el diseño:

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

$$fy = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Espesor de losa (t)} = 0,12 \text{ m}$$

$$\text{Resistencia a compresión del concreto (f'c)} = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Resistencia a la fluencia del refuerzo en acero (fy)} = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Ancho unitario (b)} = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento (rec)} = 2,54 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte efectivo (d)} = 9,68 \text{ cm (d = b - rec)}$$

$$\text{Momento máximo actuante} = 3\,972,49 \text{ kg - m}$$

- Cálculo de área de acero mínimo

El cálculo del área de acero mínimo de una losa se calcula según sección 8.7.5.6.3.1 del ACI 318SUS-14.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,2 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

$$A_{s \text{ min-min}} = \frac{1,2 * b * d}{fy}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,2 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100 \text{ cm} * 9,68 \text{ cm}}{4\,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s \text{ min}} = 4,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,2 * 100 \text{ cm} * 9,68 \text{ cm}}{4\,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s \text{ min}} = 4,84 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo a utilizar es el mayor de estos dos, en el caso de este sería el área de acero mínimo-mínimo.

- Cálculo de acero requerido

El área de acero para el momento máximo probable (M_{pr}) se calcula con la misma ecuación de área de acero requerido, con la variante que el f_y se aumenta en un 25 %. Como se determina en el capítulo 2 – notación y terminología del ACI 318SUS-14.

$$A_{s\ MPR} = \frac{0,85 * f'c}{1,25 * f_y} * \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0,003825 * f'c}} \right]$$

$$A_{s\ MPR} = \frac{0,85 * 280}{1,25 * 4\ 200} * \left[(100 * 9,68) - \sqrt{(100 * 9,68)^2 - \frac{3\ 972,49 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s\ MPR} = 9,02\text{cm}^2$$

- Cálculo de área de acero máximo

El cálculo de área de acero máximo de una losa se calcula según de la siguiente forma:

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

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta_1 * f'c}{f_y} * \frac{6\ 120}{6\ 120 + f_y}$$

Donde:

$A_{s\ max}$ = área de acero máximo

ρ_b = rho balanceada

B = ancho unitario (cm)

d = peralte efectivo (cm)

β_1 = distribución rectangular equivalente (tabla 22.2.2.4.3)

f'_c = resistencia a compresión del concreto

f_y = resistencia a la fluencia del refuerzo en acero

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280}{4 200} * \frac{6 120}{6 120 + 4 200}$$
$$\rho_b = 0,03$$

$$A_{s \max} = 0,03 * 0,5 * 100 * 9,68$$

$$A_{s \max} = 13,82 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de espaciamiento mínimo (S_{\min})

Según el ACI 318SUS-14 sección 25,2 el espaciamiento mínimo entre barras paralelas de una capa debe ser al menos 1 pulg.

- Cálculo de espaciamiento mínimo-mínimo, requerido y máximo

Con el área de acero mínimo-mínimo, requerido y máximo se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas No. 4 ($A = 1,29 \text{ cm}^2$). Usando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\text{área varilla} * 100}{\text{área calculada}}$$

$$S_{A \text{ min-min}} = \frac{1,29 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{4,63 \text{ cm}^2} = 27,86 \text{ cm}$$

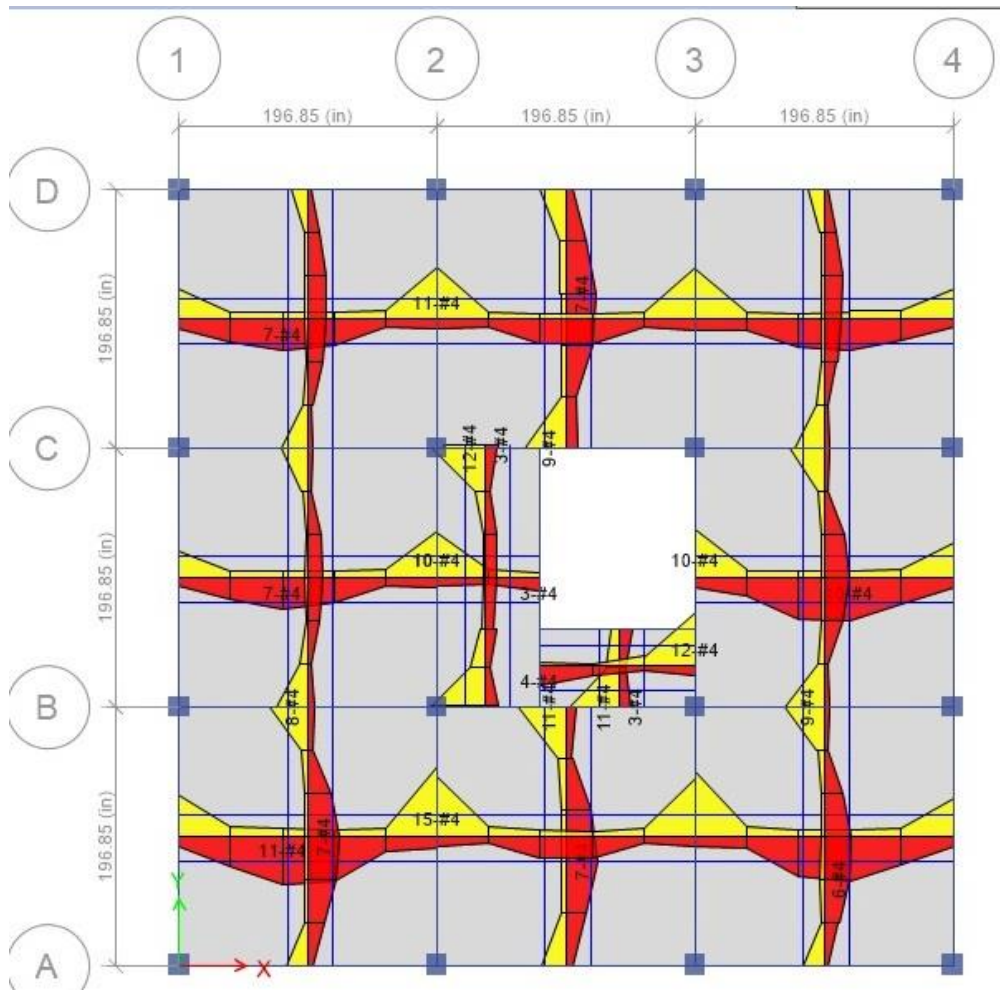
$$S_{A \text{ req}} = \frac{1,29 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{9,02 \text{ cm}^2} = 14,30 \text{ cm}$$

$$S_{A \text{ max}} = \frac{1,29 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{13,82 \text{ cm}^2} = 9,33 \text{ cm}$$

- Selección de espaciamiento del armado de losa

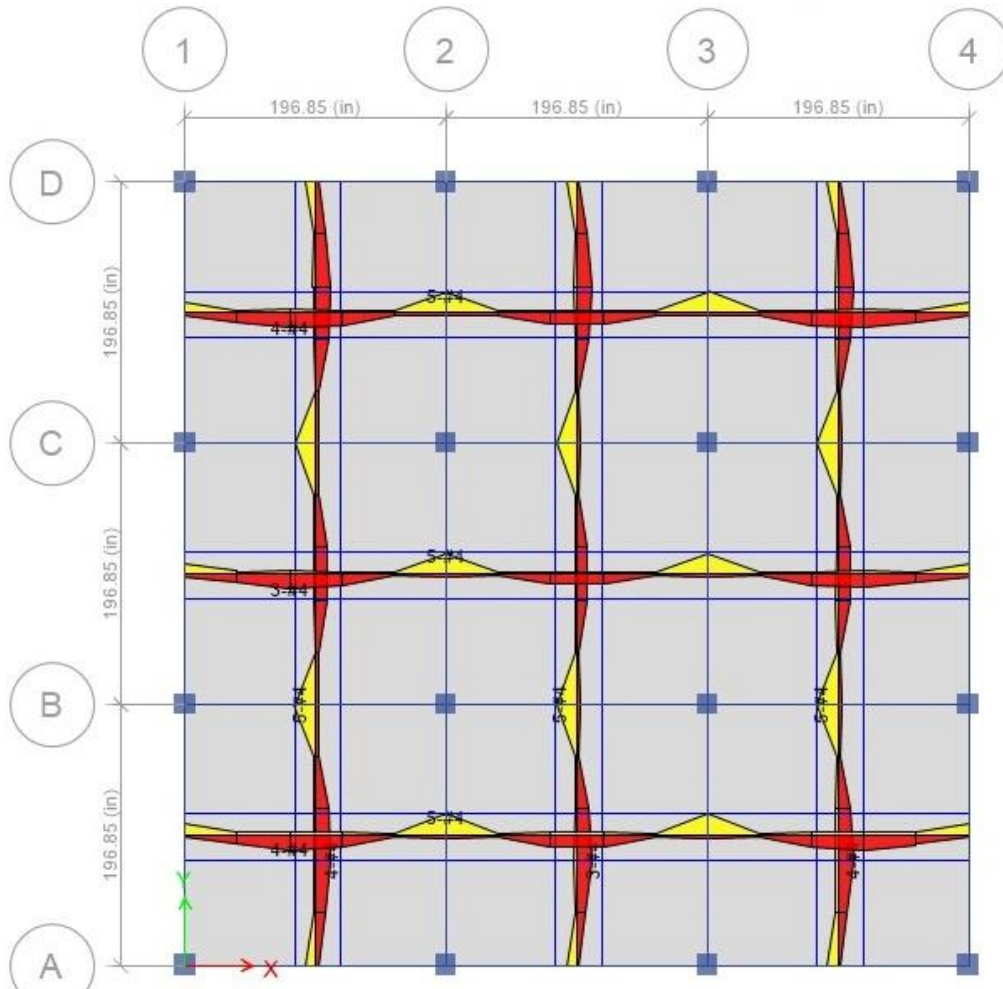
Al haber realizado los cálculos de área de acero se determinó que el área a usar será de $9,22 \text{ cm}^2$, por lo que la separación entre barras será de 15 cm.

Figura 4. Cantidad de varillas por losa primer nivel estación de bomberos



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2016.

Figura 5. **Cantidad de varillas por losa segundo nivel estación de bomberos**



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2016.

2.6.2. Vigas

Son elementos estructurales que trabajan bajo esfuerzos de flexo compresión, en el diseño se debe determinar la cantidad y tipo de refuerzo para soportar estos esfuerzos.

La longitud de las vigas en todo el edificio será de 5 metros y la secundaria del área de gradas será de 3 metros, se calcula para cada uno de los elementos y así determinar el armado que necesita cada uno.

- Diseño de viga de área de gradas

Datos de la viga:

Área tributaria a la viga (A_t) = 2,25 m²

Carga viva (pasillos) (CV) = 500 Kg/m²

Carga muerta (CM) = 243,49 Kg/m²

Recubrimiento (rec) = 2,54 cm

Resistencia a la fluencia del refuerzo en acero (f_y) = 4 200 Kg/cm²

Peso específico del concreto (γ_c) = 2 400 Kg/m³

Ancho (b) = 30 cm

Alto (h) = 50 cm

Longitud (L) = 3 m

Distribución rectangular equivalente (tabla 22.2.2.4.3) (β_1) = 0,85

Ecuaciones para utilizar:

$$W = \frac{C_u * A_t}{L} + P_u$$

$$P_u = b * h * \gamma_c$$

$$C_u = (1,2 * CM) + (1,6 * CV)$$

$$C_u = (1,2 * 243,49) + (1,6 * 500)$$

$$C_u = 1 092,19 \text{ kg/m}^2$$

$$P_u = 0,30 * 0,50 * 2 400$$

$$P_u = 360 \text{ kg/m}$$

$$W = \frac{1 092,19 * 3,25}{3} + 360 = 1 543,22 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para determinar los momentos que actuaran en las vigas se utilizaron los especificados en la tabla 6.5.2 del ACI 318S-14.

$$M^- = \frac{W * L^2}{16}$$

$$M^+ = \frac{W * L^2}{14}$$

$$M^- = \frac{1\,543,22 * 3^2}{16} = 868,06 \text{ kg - m}$$

$$M^+ = \frac{1\,543,22 * 3^2}{14} = 992,07 \text{ kg - m}$$

- Cálculo del área de acero mínimo

El cálculo de área de acero mínimo de una viga se calcula según sección 9.6.1.2 del ACI 318S-14

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min-min}} = \frac{14 * b * d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{2\,400} * 30 * 47,46}{4\,200} = 13,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min-min}} = \frac{14 * 30 * 50}{4\,200} = 5 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo a utilizar es el mayor de los dos, en el caso de este sería: el área de acero mínimo-mínimo.

- Cálculo de área de acero requerido

El cálculo de área de acero requerido de una viga se calcula según la deducción que se obtiene de las hipótesis de diseño que se establecen en el ACI 318SUS-14.

$$A_{s_{req}} = \left[(b * d) - \sqrt{\left((bd)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 fc} \right)} \right] * \frac{0,85fc}{fy}$$

$$A_{s_{req} M^-} = \left[(30 * 47,46) - \sqrt{\left((30 * 47,46)^2 - \frac{868,06 * 30}{0,003825 (280)} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280}{4 200}$$

$$A_{s_{req} M^-} = 0,4863 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req} M^+} = \left[(30 * 47,46) - \sqrt{\left((30 * 47,46)^2 - \frac{992,07 * 30}{0,003825 (280)} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280}{4 200}$$

$$A_{s_{req} M^+} = 0,5558 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de área de acero máximo

El cálculo de área de acero máximo de una viga se calcula de la siguiente manera.

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

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta_1 * f'c}{fy} * \frac{6 120}{6 120 + fy}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280}{4 200} * \frac{6 120}{6 120 + 4 200}$$

$$\rho_b = 0,03$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,03 * 0,5 * 30 * 47,46$$

$$A_{s \text{ max}} = 21,357 \text{ cm}^2$$

El acero requerido calculado es menor al acero mínimo. Por criterio de diseño se utiliza el acero mínimo, para estar dentro de los parámetros de diseño según ACI 318SUS-14. ($A_{smin} < A_{sreq} < A_{smax}$).

- Cálculo de espaciamiento

Para determinar el espaciamiento que deben de tener los estribos se escoge el menor valor que se obtenga de las siguientes cuatro condiciones.

$$S = d/4$$

$$S = 8 * \phi_{VL}$$

$$S = 24 * \phi_E$$

$$S = 12 \text{ plg.}$$

Donde

S = espaciamiento

d = peralte de viga

ϕ_{VL} = diámetro de varilla longitudinal

ϕ_E = diámetro de varilla estribo

$$S = \frac{47,46 \text{ cm}}{4} = 11,86 \text{ cm}$$

$$S = 8 * 1,27 \text{ cm} = 10,16 \text{ cm}$$

$$S = 24 * 0,95 \text{ cm} = 22,86 \text{ cm}$$

$$S = 12 \text{ plg} = 30,48 \text{ cm}$$

El valor mínimo es 10,16 cm, por lo que se usará un esparcimiento de 10 cm.

- Requerimientos mínimos que debe de cumplir el armado final
 - ACI 318SUS-14 sección 9.6.1.1: se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión $A_{s\ min}$ en toda la sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.
 - ACI 318SUS-14 sección 18.4.2.1: las vigas deben de tener al menor dos barras continuas en las caras superior e inferior.
 - ACI 318SUS-14 sección 18.4.2.2: la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo.
 - ACI 318SUS-14 sección 18.4.2.4: en ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud de $2h$ medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 2 pulg. de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d): (a) $d/4$, (b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal, (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento y (d) 12 pulg.
 - ACI 318SUS-14 sección 18.6.3.1: la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0,025.
 - ACI 318SUS-14 sección 25.2.1: para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 1 pulg., d_b , y $(4/3)d_{agg}$.
 - ACI 318SUS-14 sección 25.2.2: cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las

de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 1 pulg.

- Diseño de vigas principales

Datos de la viga

Área tributaria a la viga (A_t) = 6,25 m²

Carga viva (pasillos) (CV) = 600 Kg/m²

Carga muerta (CM) = 480,62 Kg/m²

Recubrimiento (rec) = 2,54 cm

Resistencia a la fluencia del refuerzo en acero (f_y) = 4 200 Kg/cm²

Peso específico del concreto (γ_c) = 2 400 Kg/m³

Ancho (b) = 30 cm

Alto (h) = 50 cm

Longitud (L) = 5 m

Distribución rectangular equivalente (Tabla 22.2.2.4.3) (β_1) = 0,85

Ecuaciones para utilizar:

$$W = \frac{C_u * A_t}{L} + P_u$$

$$P_u = b * h * \gamma_c$$

$$C_u = (1,2 * CM) + (1,6 * CV)$$

$$C_u = (1,2 * 480,62) + (1,6 * 600)$$

$$C_u = 1 536,74 \text{ kg/m}^2$$

$$P_u = 0,30 * 0,50 * 2 400$$

$$P_u = 360 \text{ kg/m}$$

$$W = \frac{1 536,74 * 6,25}{5} + 360 = 2 280,93 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para determinar los momentos que actuaran en las vigas se utilizaron los especificados en la tabla 6.5.2 del ACI 318S-14.

$$M^- = \frac{W * L^2}{16}$$

$$M^+ = \frac{W * L^2}{14}$$

$$M^- = \frac{2\,280,93 * 5^2}{16} = 3\,563,92 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M^+ = \frac{2\,280,93 * 5^2}{14} = 4\,073,08 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo del área de acero mínimo

El cálculo de área de acero mínimo de una viga se calcula según sección 9.6.1.2 del ACI 318S-14.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min-min}} = \frac{14 * b * d}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,80 * \sqrt{2\,400} * 30 * 47,46}{4\,200} = 13,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min-min}} = \frac{14 * 30 * 50}{4\,200} = 5 \text{ cm}^2$$

El área de acero mínimo a utilizar es el mayor de los dos, en el caso de este sería: el área de acero mínimo-mínimo.

- Cálculo de área de acero requerido

El cálculo de área de acero requerido de una viga se calcula según la deducción que se obtiene de las hipótesis de diseño que se establecen en el ACI 318SUS-14.

$$A_{s_{req}} = \left[(b * d) - \sqrt{\left((bd)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 fc} \right)} \right] * \frac{0,85fc}{fy}$$

$$A_{s_{req} M^-} = \left[(30 * 47,46) - \sqrt{\left((30 * 47,46)^2 - \frac{3 563,92 * 30}{0,003825 (280)} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280}{4 200}$$

$$A_{s_{req} M^-} = 1,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req} M^+} = \left[(30 * 47,46) - \sqrt{\left((30 * 47,46)^2 - \frac{4 073,08 * 30}{0,003825 (280)} \right)} \right] * \frac{0,85 * 280}{4 200}$$

$$A_{s_{req} M^+} = 2,28 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de área de acero máximo

El cálculo de área de acero máximo de una viga se calcula de la siguiente manera.

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

$$\rho_b = \frac{0,85 * \beta_1 * f'c}{fy} * \frac{6 120}{6 120 + fy}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 0,85 * 280}{4 200} * \frac{6 120}{6 120 + 4 200}$$

$$\rho_b = 0,03$$

$$A_{s_{max}} = 0,03 * 0,5 * 30 * 47,46$$

$$A_{s_{max}} = 21,357 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de espaciamiento

Para determinar el espaciamiento que deben de tener los estribos se escoge el menor valor que se obtenga de las siguientes cuatro condiciones.

$$S = d/4$$

$$S = 8 * \phi_{VL}$$

$$S = 24 * \phi_E$$

$$S = 12 \text{ plg.}$$

Donde

S = espaciamiento

d = peralte de viga

ϕ_{VL} = diámetro de varilla longitudinal

ϕ_E = diámetro de varilla estribo

$$S = \frac{47,46 \text{ cm}}{4} = 11,86 \text{ cm}$$

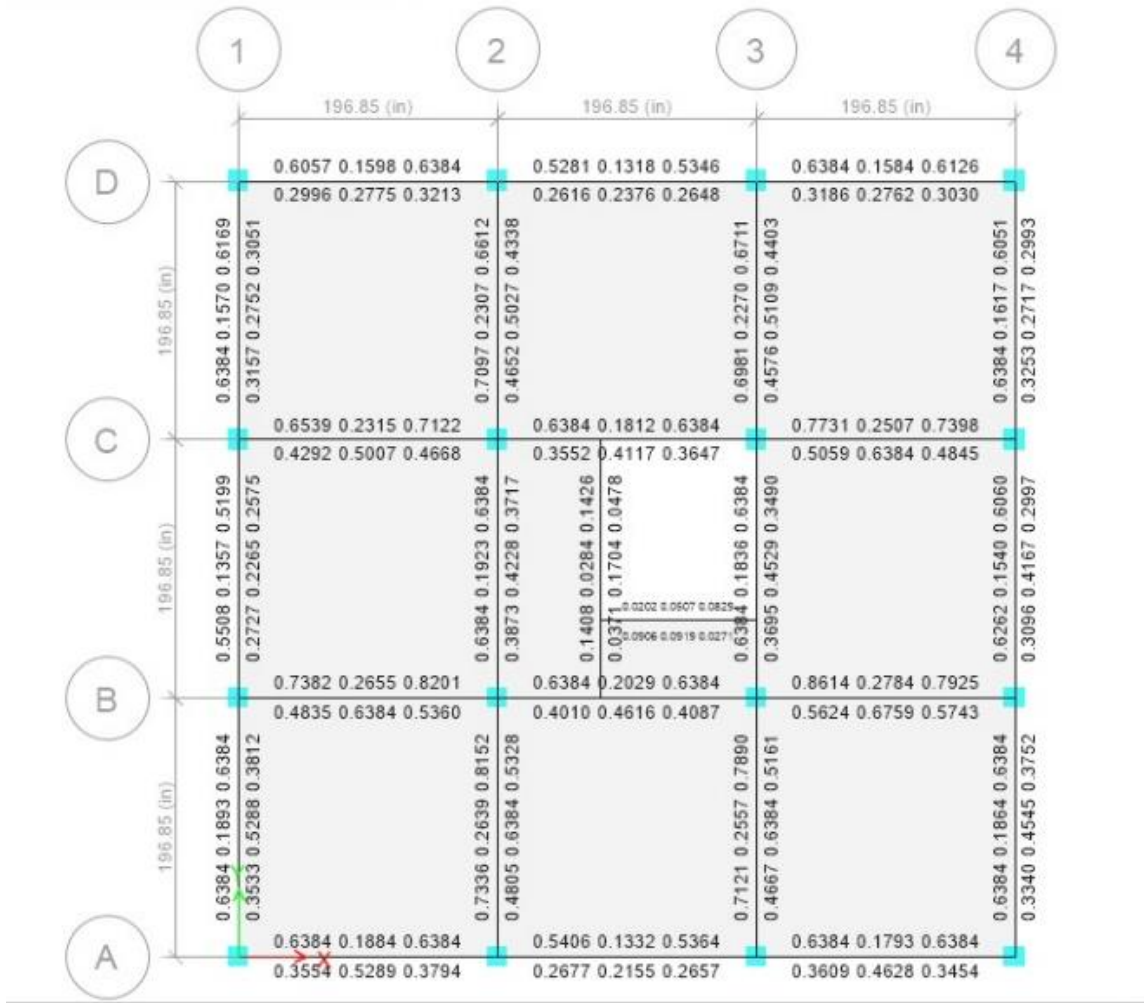
$$S = 8 * 1,27 \text{ cm} = 10,16 \text{ cm}$$

$$S = 24 * 0,95 \text{ cm} = 22,86 \text{ cm}$$

$$S = 12 \text{ plg} = 30,48 \text{ cm}$$

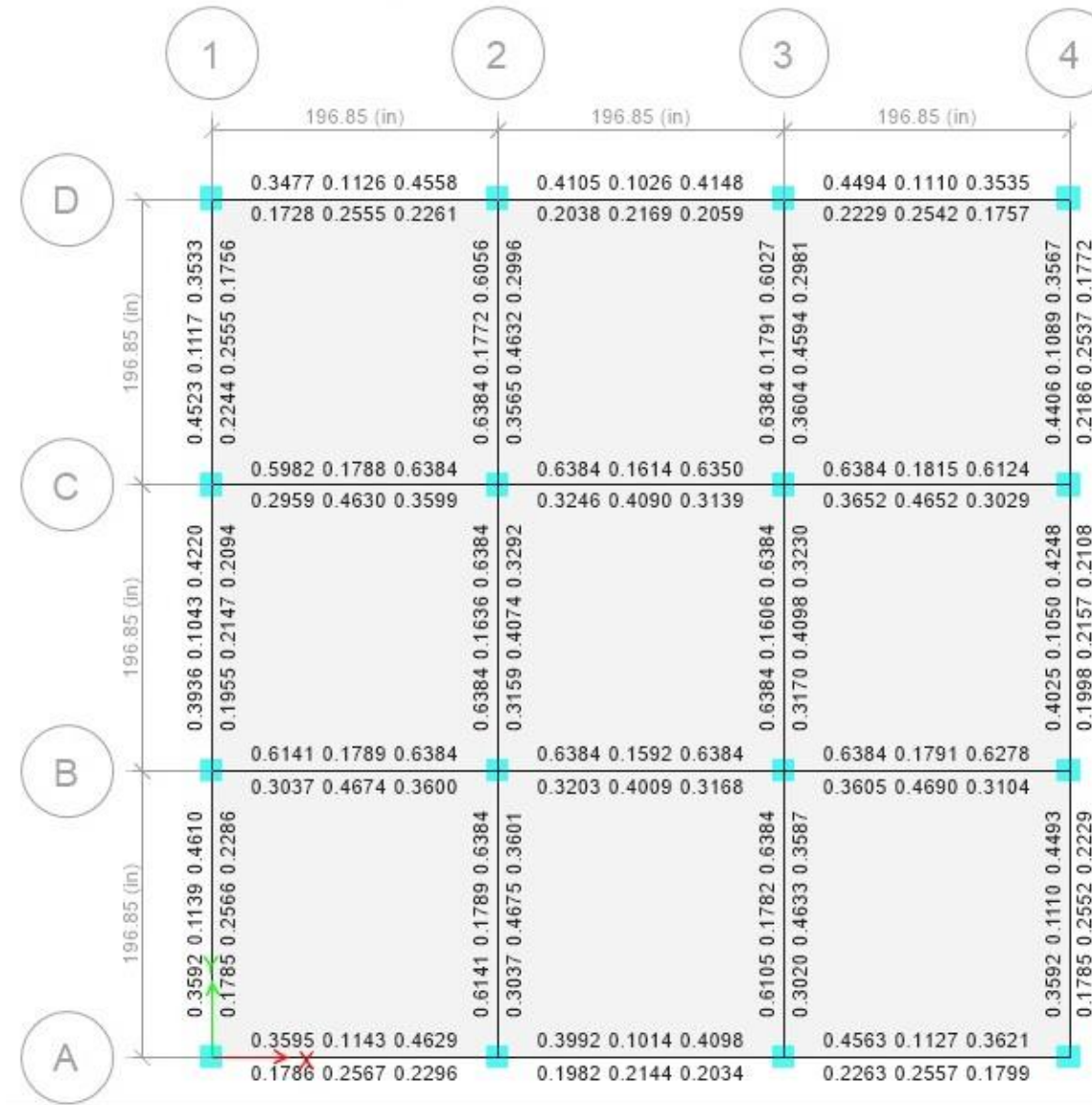
Se usará un espaciamiento de 10 cm.

Figura 6. Acero longitudinal vigas primer nivel estación de bombero



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2016.

Figura 7. Acero longitudinal vigas del segundo nivel estación de bomberos



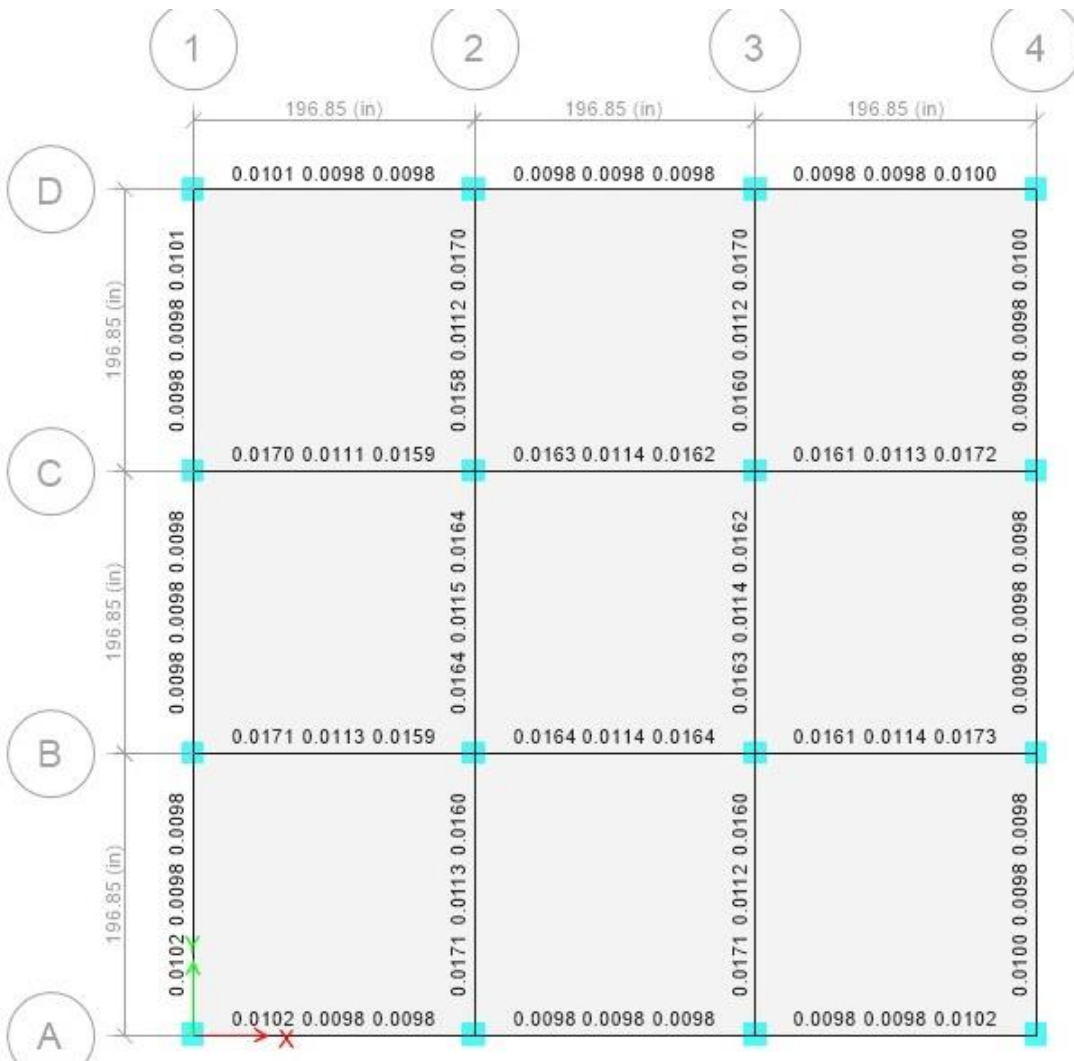
Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2016.

Figura 8. Refuerzo a corte vigas primer nivel estación de bombero



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2016.

Figura 9. Refuerzo a corte vigas segundo nivel estación de bomberos



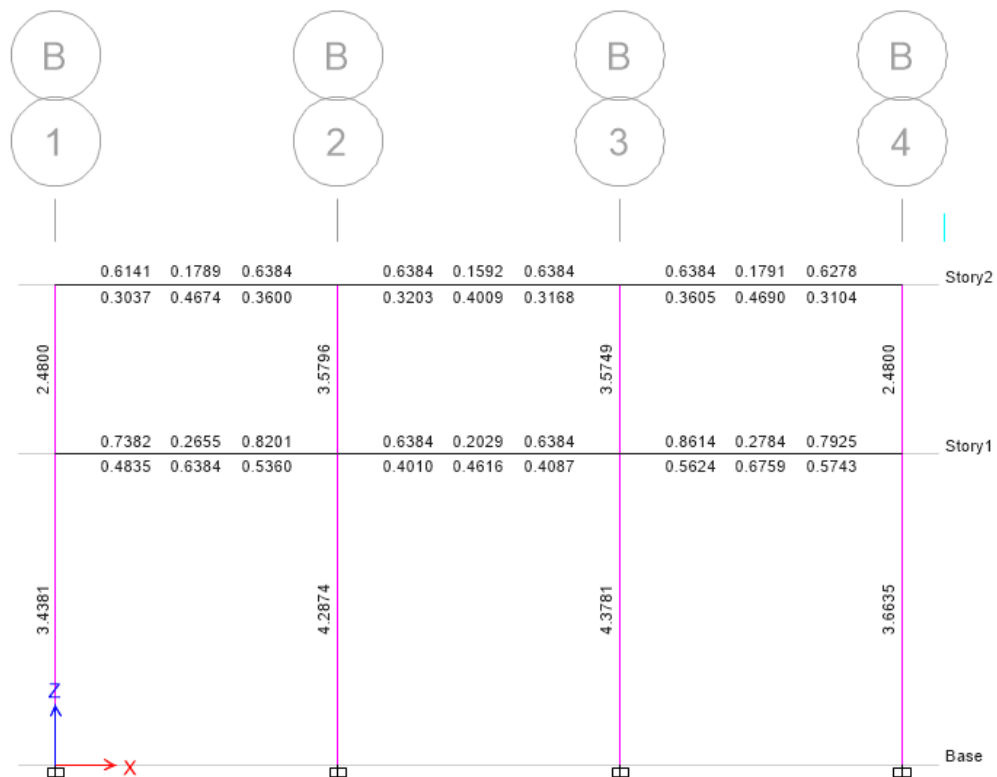
Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2016.

2.6.3. Columnas

Son elementos estructurales que trabajan principalmente a compresión, se encargan de recibir toda la carga actuante de losas, vigas y acabados, su refuerzo principal son barras longitudinales, colocadas en sentido paralelo a la aplicación de la carga.

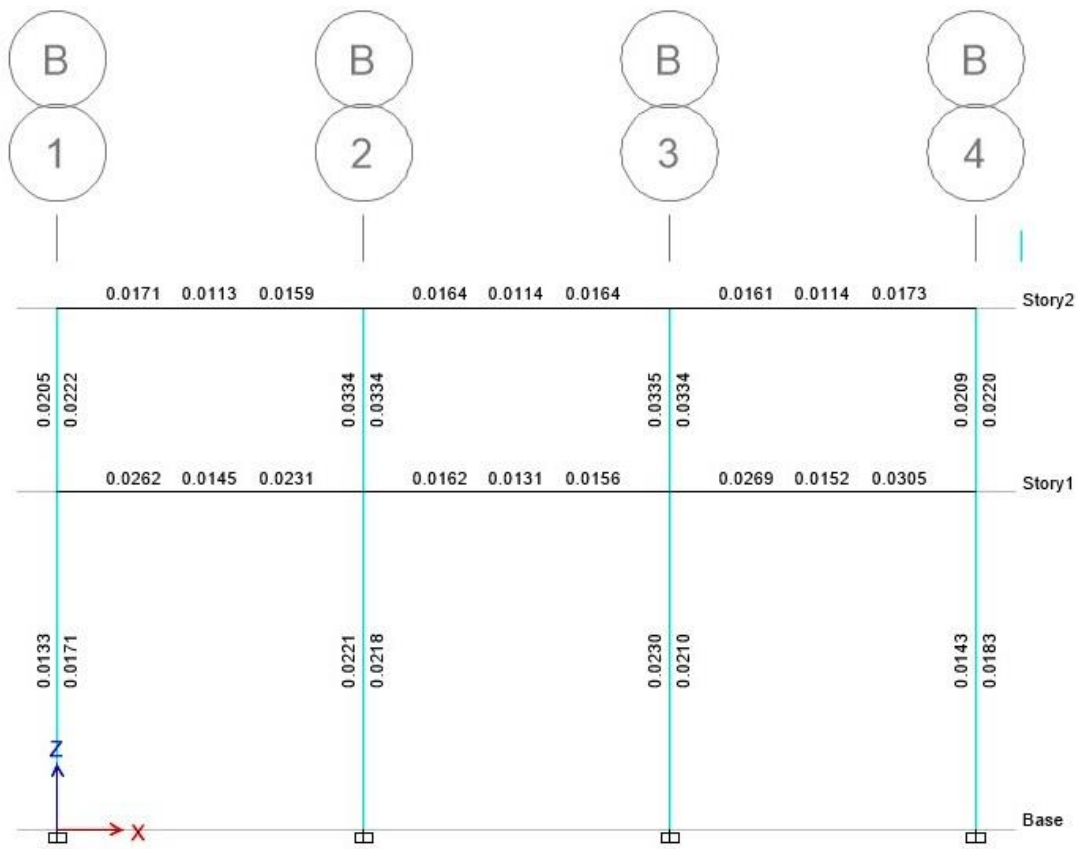
El software Etabs diseña el acero a utilizar, los cuales se muestran en las siguientes figuras.

Figura 10. Acero longitudinal columnas estación de bomberos



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2016.

Figura 11. **Refuerzo a corte mayor en columnas estación de bomberos**



Fuente: elaboración propia, empleando Etabs 2016.

- Cálculo de límites de acero

Según ACI 318S-14, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites $1 \% A_g < A_s < 6 \% A_g$.

Para verificar el área de acero que proporcionó Etabs, se realizará el chequeo respectivo.

$$A_{s \min} = 0,01(40 \text{ cm})^2 = 16 \text{ cm}^2 \quad A_{s \max} = 0,06(40 \text{ cm})^2 = 96 \text{ cm}^2$$

El acero que se usará por lo calculado con Etabs en el área crítica es de 4,3781 plg = 28,25 cm², que está dentro de parámetros.

El armado propuesto es de 4 varillas no. 8 y 4 varillas no. 5 = 4(5,1) + 4(1,99) = 28,2 cm², si P'u > Pu, entonces el armado propuesto es correcto; de lo contrario, se debe aumentar el área de acero. Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas (ver anexos). Los valores a utilizar en los diagramas son:

$$Y = \frac{H_{\text{nucleo}}}{H_{\text{columna}}} = \frac{(0,40 - (2 * 0,03))}{0,40} = 0,80$$

Valor de la curva:

$$P_{tu} = \frac{A_s * F_y}{0,85 * f'_c * A_g} = \frac{28,2(4 200)}{0,85 * 280 * 1 600} = 0,31$$

Excentricidades:

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u} = \frac{3 011,50}{13 576,13} = 0,22$$

$$e_y = \frac{M_{dy}}{P_u} = \frac{7 685,01}{13 576,13} = 0,55$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0,22}{0,40} = 0,55 \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{0,55}{0,40} = 1,375$$

Con los valores obtenidos, se buscan los valores de K_x y K_y , siendo estos $k_x = 0,39$ y $k_y = 0,15$

- Cálculo de cargas

Cálculo de resistencia de la columna a una excentricidad e_x :

$$P'_{ux} = k_x * f'c * b * h = 0,39 * 280 * 40 * 40 = 174\,720 \text{ kg}$$

Cálculo de resistencia de la columna a una excentricidad e_y :

$$P'_{uy} = k_y * f'c * b * h = 0,15 * 280 * 40 * 40 = 67\,200 \text{ kg}$$

Carga axial de resistencia de la columna:

$$P'o = \phi(0,85 * f'c(Ag - A_s) + A_s * f_y)$$

$$P'o = 0,85(0,85 * 280(1\,600 - 28,2) + 28,2 * 4\,200) = 418\,649,14 \text{ kg}$$

Carga de la resistencia de la columna:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'o}} = \frac{1}{\frac{1}{174\,720} + \frac{1}{67\,200} - \frac{1}{418\,649,14}} = 32\,897,52$$

Como $P'u > P_u/0,7$ el armado propuesto sí resiste las fuerzas aplicadas, si esto no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

- Acero transversal (estribos)

El objetivo del refuerzo transversal es para resistir los esfuerzos de corte, y en algunos casos solo por armado. Por requisitos sísmicos las columnas deben confinarse para aumentar la capacidad de carga axial, de corte y ductilidad; debe ser en forma de anillo (estribos) o refuerzo espiral continuo (zunchos).

El procedimiento para proveer refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación.

Refuerzo por corte: se calcula el corte resistente

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{280} * 40 * 37 = 11\ 156,69 \text{ kg}$$

Comparar V_r con V_u con los siguientes criterios:

- Si $V_r > V_u$ se colocan estribos a $S = d/2$
- Si $V_r \leq V_u$ se diseñan los estribos por corte Para ambas opciones debe considerarse que la varilla mínima permitida es la Núm. 3, en este caso $V_r > V_u = (11\ 156,69 > 7\ 287,98)$, entonces se colocan estribos con un espaciamiento $S = d/2 = 37/2 = 18,5 \text{ cm}$; por métodos constructivos se usará $S = 15 \text{ cm}$. en zona no confinada.

- Refuerzo por confinamiento

Para la longitud de confinamiento (L_{conf}), debe tomarse el mayor de estos criterios:

L_{conf} :

$$L_{col}/6 = 4,00/6 = 0,66 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Lado mayor de la columna} &= 0,40 \text{ m} \\ &0,45 \text{ m} \end{aligned}$$

En este caso se usará la longitud de confinamiento de 0,60 m en ambos extremos.

El espaciamiento de los estribos (S1) en zonas confinadas de las columnas debe encontrarse entre $3 \text{ cm} < S1 > 10 \text{ cm}$,

Relación volumétrica

$$\rho_s = 0,45 \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] * \left[\frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right]; \rho_s \geq 0,12 * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{ch} = (b - 2 * rec)^2$$

$$A_{ch} = (40 - 2 * 3)^2 = 1\,156 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0,45 \left[\left(\frac{1\,600}{1\,156} \right) - 1 \right] * \left[\frac{0,85 * 280}{4\,200} \right] = 0,00979; \rho_s \geq 0,12 * \frac{280}{4\,200} = 0,008$$

$$0,00979 > 0,008 ; \text{ sí cumple}$$

Y, por último, el espaciamiento entre estribos en la zona confinada es:

$$S1 = \frac{4 * Av}{\rho_s * L_n}$$

$$L_n = b - 2 * rec = 34 \text{ cm}$$

$$Av \text{ no. 3} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S1 = \frac{4 * 0,71}{0,00979 * 34} = 8,53 \text{ cm}$$

Se utilizará varillas no. 3 a cada 8 centímetros en área confinada.

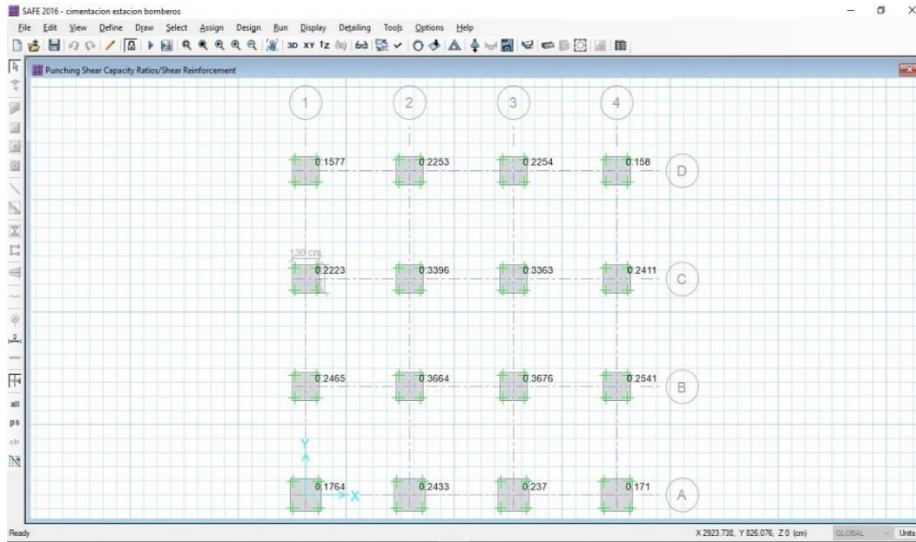
2.6.4. Cimientos

Se consideró una sección cuadrada para simplificar el armado y construcción, los datos para diseño son: valor soporte del suelo y los momentos según el análisis estructural. Al igual que en el diseño estructural se aprovechó la tecnología en computación, se utilizó el programa SAFE 2016 para tener el área y espesor de zapatas más idóneo. El cálculo de valor soporte de suelo se realizó en 2.3.3.

Al igual que en el diseño estructural se usó ETABS, utilizando otro software que toma los datos obtenidos de ETABS, SAFE obtiene el diseño generado en computadora e ingresando los datos de valor soporte de diseño, se proponen áreas de zapata y espesor de la misma, donde se chequea punzonamiento, presión de suelo, asentamiento y corte, hasta optimizar el área y espesor; obteniendo así la cantidad de acero necesario en las zapatas.

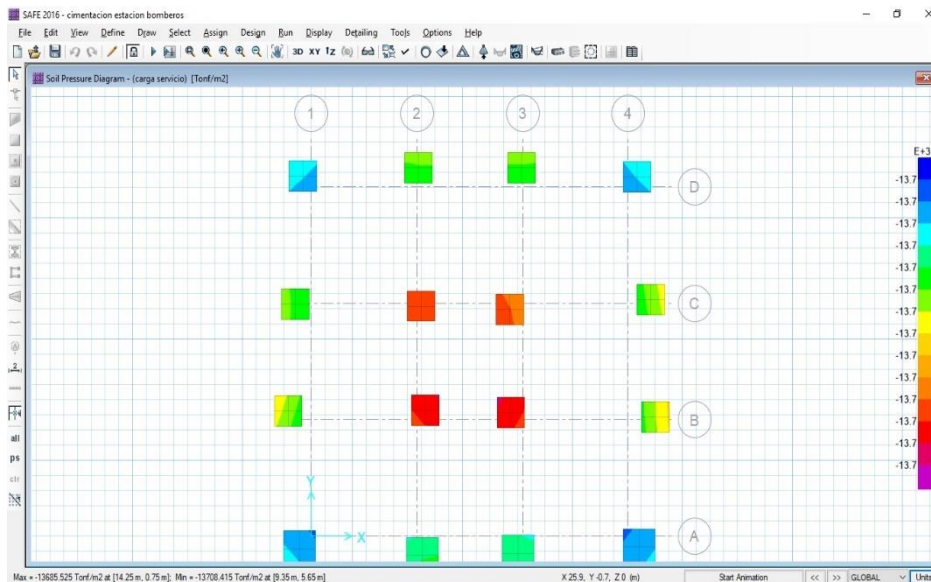
Tratando de encontrar el área idónea para la zapata, se llegó a la conclusión que, con un espesor de 30 cm y un tamaño de 1,20 m cuadrada, es capaz de soportar la edificación.

Figura 12. Chequeo de punzonamiento de zapatas



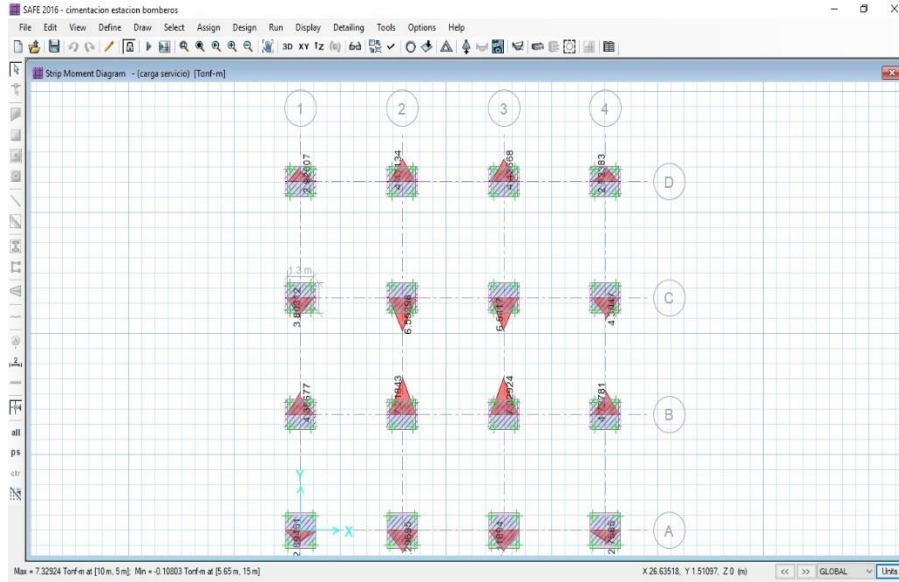
Fuente: elaboración propia, empleando SAFE 2016.

Figura 13. Chequeo de presiones sobre el suelo



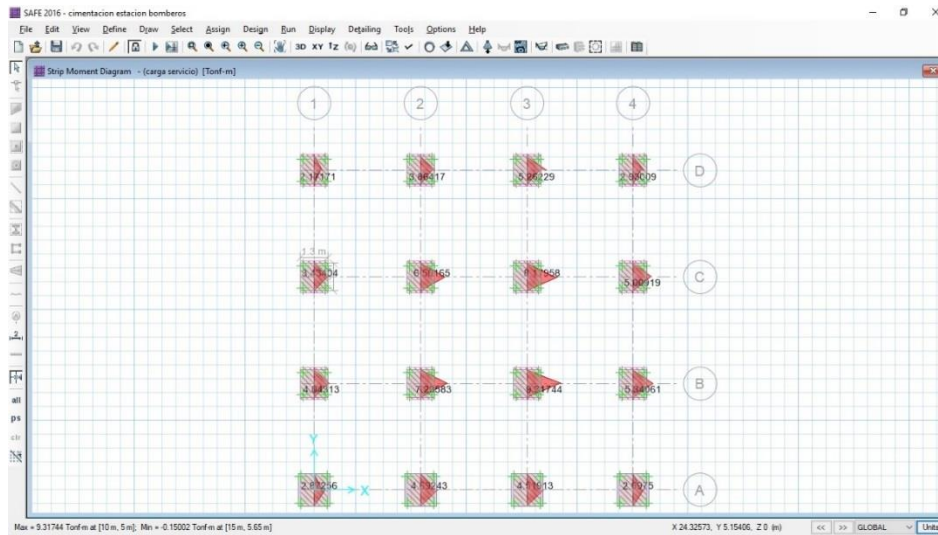
Fuente: elaboración propia, empleando SAFE 2016.

Figura 14. Momentos zapatas eje X



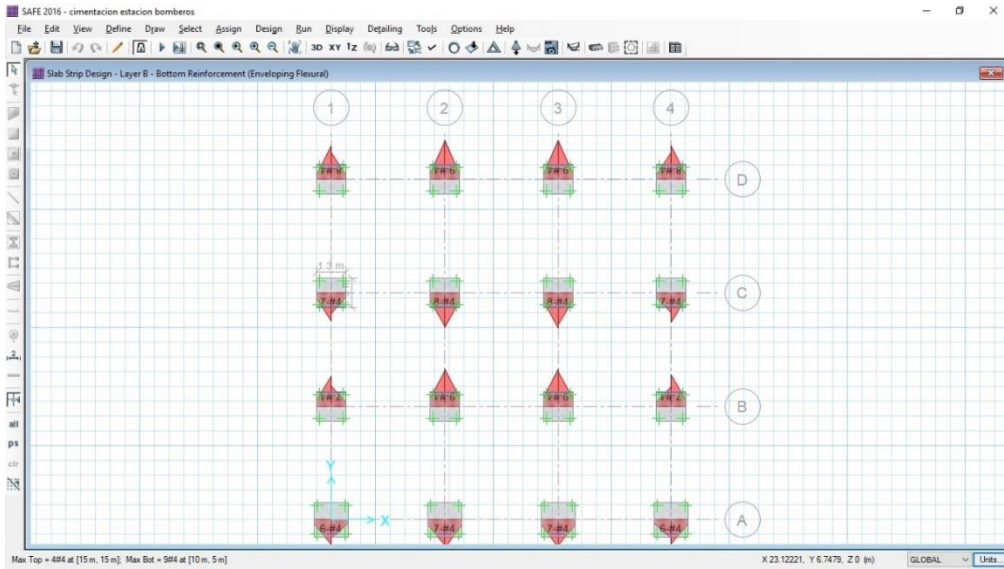
Fuente: elaboración propia, empleando SAFE 2016.

Figura 15. Momentos zapatas eje Y



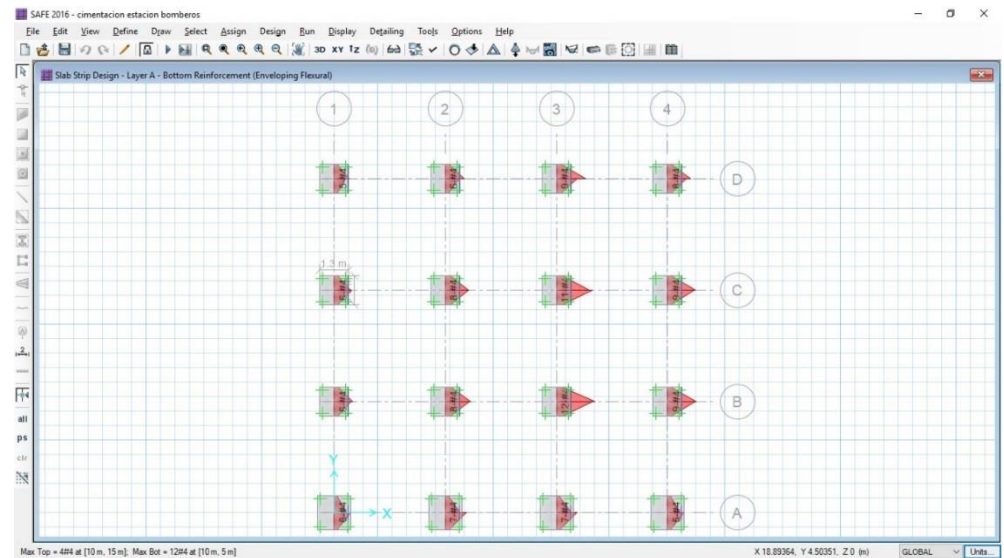
Fuente: elaboración propia, empleando SAFE 2016.

Figura 16. Cantidad de acero en zapata eje X



Fuente: elaboración propia, empleando SAFE 2016.

Figura 17. Cantidad de acero requerido en zapata eje Y



Fuente: elaboración propia, empleando SAFE 2016.

2.6.5. Gradass

Para el diseo de m3dulo de gradass se tom3 en cuenta lo recomendado en la CONRED NRD2, donde por la carga ocupacional recomienda el ancho m3nimo de las gradass. Una escalera debe ser c3moda y segura dependiendo la relaci3n de sus peldaos, por lo que debe cumplir los siguientes criterios.

$$C \leq 20 \text{ cm}$$

$$H > 2C + H < 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm; } C * H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

C = contrahuella, H = huella

- Cargas de diseo para una escalera

$$C_M = PP(\text{escalera}) + PP(\text{acabados})$$

$$PP(\text{escalera}) = W_C = (t + \frac{C}{2})$$

- N3mero de escalones m3nimo

$$\frac{H}{C_{\max}} = \frac{3,85}{0,18} = 21 \text{ escalones}$$

Se tomar3n 9 contrahuellas antes del descanso

$$\text{N3mero de huellas} = 9 - 1 = 8 \text{ huellas}$$

$$C = 18 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm; } H = 25 \text{ cm}$$

$$2C + H = (2 * 18) + 25 = 61 \leq 64 \text{ cm; } C + H = 18 + 25 = 43 \text{ cm}$$

$$C * H = 18 * 25 = 450$$

Por lo tanto, se tienen 21 contrahuellas de 18 cm y 20 huellas de 25 cm

- Espesor de la losa

$$t = \frac{L}{24} = \frac{2,69}{24} = 0,1120 \text{ m}$$
$$t = 12 \text{ cm}$$

- Integración de cargas

$$\text{Peso propio escaleras} = \gamma_c(t + C/2)$$

$$\text{Peso propio escaleras} = 2400 \left(0,12 + \frac{0,18}{2} \right) = 504 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 534 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$C_U = 1,40 C_M + 1,70 C_V = 1,40(534) + 1,70(500) = 1597,60 \text{ kg/m}^2$$

Debido a que la losa esta inclinada se calcula la longitud total de la misma:

$$\text{longitud de losa} = \sqrt{1,62^2 + 2,00^2} = 2,69 \text{ m}$$

- Cálculo de los momentos actuantes en la losa:

Se considera el diseño de una losa unidireccional apoyada en los muros, por lo tanto:

$$M_+ = \frac{Wl^2}{9} = \frac{1\,597,60 * 2,69^2}{9} = 1\,284,48 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_- = \frac{Wl^2}{14} = \frac{1\,597,60 * 2,69^2}{14} = 825,74 \text{ kg} - \text{m}$$

- Acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b * d$$

$$\rho_{\text{min}} = 14,1/f_y$$

b = franja unitaria

t = espesor de losa

d = peralte efectivo

$$d = t - \text{rec min} - \phi/2 = 8,056 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{2\,810} * 100 * 8,056$$

$$A_s(-) = \left[(100 \times 9,41) - \sqrt{\left((100 \times 9,41)^2 - \frac{825,74 * 100}{0,003825 (281)} \right)} \right] * \frac{0,85(281)}{2810} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Se usa el $A_{s \text{ min}} = 4,04 \text{ cm}^2$

Separación para $A_{s \text{ min}}$ con varillas No. 3

$$4,04 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

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

Aplicando una regla de tres:

$$S = 0,71 * \frac{100}{4,04} = 17 \text{ cm}$$

$$A_s(+) = \left[(100 \times 9,41) - \sqrt{\left((100 \times 9,41)^2 - \frac{1284,48 * 100}{0,003825 (281)} \right)} \right] * \frac{0,85(281)}{2810} = 5,59 \text{ cm}^2$$

Separación para As (+) con varillas No. 4

5,59 cm² → 100 cm

1,27 cm² → S

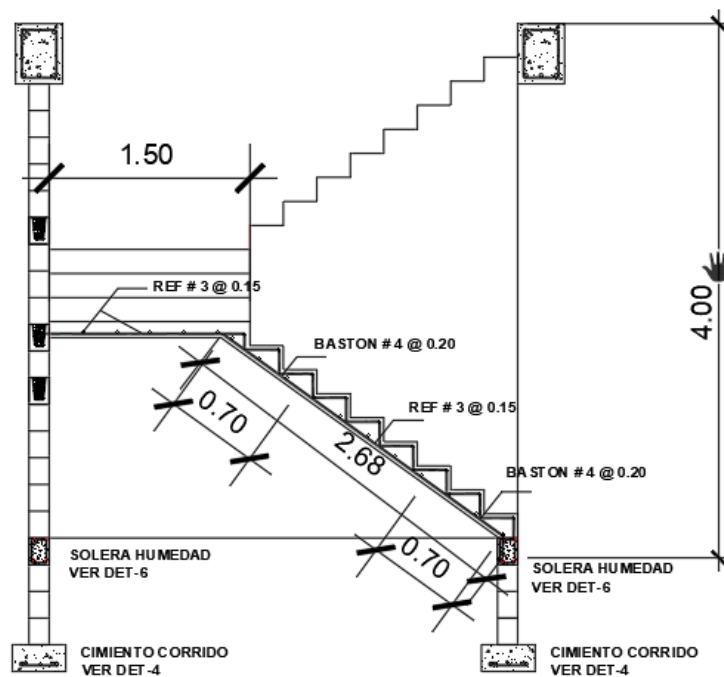
Aplicando una regla de tres:

$$S = 1,27 * \frac{100}{5,59} = 20 \text{ cm}$$

Acero por temperatura = As = 0,002 * b * t = 0,002 (100) * (12) = 2,40 cm²

S_{máx} = 2 * t = 2 * 12 = 24 cm; Varilla No. 3 @ 0,25 m

Figura 18. **Detalle de gradas**



GRADAS PRINCIPALES

DETALLE

ESC 1:20

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

2.7. Instalaciones eléctricas

Las instalaciones se basarán en el manual de Normas para acometidas de servicio eléctrico de la empresa eléctrica de Guatemala (EEGSA), en la sección V: apartamentos, edificios, centros comerciales y construcciones similares.

Normas y códigos para instalación comercial: Acometida: Conjunto de conductores, componentes y materiales utilizados para transmitir la electricidad desde las líneas de distribución de la empresa eléctrica. La instalación de la acometida consta de los siguientes elementos básicos:

- Poste de distribución
- Poste de acometida
- Cables acometida
- Contador o medidor
- Caja socket para contador
- Medios de protección
- Tablero de distribución

De acuerdo con lo anterior, se colocará un contador, un tablero principal con tierra física neutro, dos tableros de distribución con tierra física aislada. Para conexión de electrodos a tierra se debe colocar una varilla de cobre de una longitud mínima de 2,5 metros y 1/2" de diámetro.

Circuitos: Según la norma los circuitos de iluminación y tomacorrientes se protegerán con un flipón de 15 a 20 amperios por cada 12 unidades como máximo, basándose principalmente en lo que determinen los cálculos.

Se consideró el método del total de potencia que son los Watts o Kilowatts que suman todas las lámparas, tomacorrientes y el resto de las conexiones eléctricas y, así lograr la iluminación adecuada en cada área específica. 18 lámparas de 80 Watts por 2 tubos cada lámpara = 1 440 Watts 24 tomacorrientes de 200 Watts cada uno = 4 800 Watts

$$\text{Sumatoria} = 7\,680 \text{ Watts}$$

En base a lo especificado por la norma, y teniendo una potencia de 7 680 Watts, se colocarán 4 circuitos, 3 para iluminación y 2 circuito para fuerza en cada nivel del edificio.

- Conductores

El calibre de los conductores será de acuerdo estrictamente al cálculo respectivo, pero en ningún momento podrá ser menor de 12 AWG, TW.

Para el cálculo del calibre de la iluminación, se debe determinar la corriente de los 3 circuitos para cada nivel:

$$(3 \text{ circuitos}) 80 \text{ Watts} * 18 \text{ lámparas} = 1\,440 \text{ Watts}$$

$$I_{\text{alumbrado}} = \frac{P}{V} = \frac{1\,440 \text{ Watts}}{120} = 12 \text{ A}$$

Tomando en cuenta que la longitud promedio entre cada lámpara de 4,5 metros, se determina que el calibre del conductor requerido para cargas nominales de 120 voltios con un 2 por ciento de caída de voltaje es 12 AWG, TW.

Para el cálculo del calibre de fuerza, se debe determinar la corriente del circuito para cada nivel, tomando en cuenta el uso simultaneo de los tomacorrientes, y la conexión de computadoras:

$$(2 \text{ circuito}) 200 \text{ Watts} * 24 \text{ tomacorrientes} = 4800 \text{ Watts}$$

$$I_{\text{fuerza}} = \frac{P}{V} = \frac{4800 \text{ Watts}}{120} = 40 \text{ A}$$

Tomando en cuenta que la longitud promedio entre cada tomacorriente de 5 metros, se determina que el calibre del conductor requerido para cargas nominales de 120 voltios con un 2 por ciento de caída de voltaje es 12 AWG, TW.

Debido a que la corriente es de 12 A para iluminación y de 40 A para fuerza, se colocara un flipón de 20 A por cada circuito de iluminación y de 50 A para usar en fuerza, dando como resultado es uso de 4 flipón por nivel.

- Tubería y ductos

Se utilizará tubería poliducto, en caso de quedar enterrada o bajo tierra, se deberá proteger con concreto pobre, las uniones deberán ser completamente impermeables.

Dependiendo del calibre y el número de conductores que pasan por el tubo, así será el diámetro requerido.

En cada uno de los ambientes, se colocarán 4 lámparas, lo cual genera que se necesite introducir de 4 a 5 conductores dentro del ducto, por tanto, para un calibre 12 AWG, TW con 5 conductores se necesita un diámetro de 1", teniendo

la experiencia previa de que los cables tienden a quedarse trabados por la cantidad de cables.

2.8. Instalaciones hidráulicas

Para este proyecto se utilizará un sistema de drenaje separativo, uno para aguas negras con tubería PVC de 3" y otro para agua pluvial con tubería PVC de 3" y 4", con sus respectivas cajas de registro. Para el agua potable se usará tubería PVC 1" de ramal principal y $\frac{3}{4}$ " en línea de distribución que alimenta los diferentes niveles.

2.8.1. Agua potable

Las instalaciones hidráulicas del edificio se diseñaron tomando en cuenta mantener la presión de agua dentro del circuito interno. El tipo de material a utilizar en el circuito será el policloruro de vinilo (PVC).

Para el diseño de las instalaciones hidráulicas se utilizó el método de hunter, asigna a cada aparato sanitario un número de unidades de gasto determinado experimentalmente.

Para estimar la máxima demanda de agua en un edificio, debe tenerse en cuenta el tipo de servicio que presentaran los aparatos, si es público o privado.

Tabla XXII. Unidades de gasto Hunter

PIEZA	TIPO	UNIDAD DE GASTO		
		TOTAL	AGUA FRIA	AGUA CALIENTE
Tina		4	3	3
Lavadero de ropa		8	4,5	4,5
Ducha		4	3	3
Inodoro	con tanque	5	5	
Inodoro	con válvula semiautomática	8	8	
Lavadero	cocina hotel, restaurante	4	3	3
Lavadero	repostería	3	2	2
Bebedero	simple	1	1	
Bebedero	múltiple	1	1	
Lavatorio	corriente	2	1,5	1,5
Lavatorio	múltiple	2	1,5	1,5
Botadero		3	2	2
Urinario	con tanque	3	3	
Urinario	con válvula semiautomática	5	5	

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. p. 48.

Con la tabla anterior se obtiene la demanda para los diferentes aparatos sanitarios dentro de la estación de bomberos.

- 7 inodoros 5 U.H = 30 U.H
- 1 urinario 3 U.H. = 3 U.H
- 6 lavamanos 2 U.H. = 12 U.H
- 4 duchas 4 U.H. = 16 U.H
- 1 lavatrastos 2 U.H. = 2 U.H
- 1 lavadero de ropa 8 U.H. = 8 U.H
- 1 lavarropa 3 U.H. = 4 U.H

Con estos datos se calcula el diámetro de la tubería por cada tramo, siendo el mismo acumulativo al continuar la tubería, iniciando desde el punto más lejano desde la acometida.

Tabla XXIII. **Gastos probables para la aplicación del método de Hunter**

GASTO PROBABLE (L/s)		
NO. UNIDADES	TANQUE	VÁLVULA
3	0,12	
4	0,16	
5	0,23	0,91
6	0,25	0,94
7	0,28	0,97
8	0,29	1,00
9	0,32	1,03
	0,34	1,06

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

Se hará cálculo para lavamanos en los servicios sanitarios:

lavamanos = 2 U.H.

Corresponde según tabla a un caudal de 0,12 Litros por segundo, como $Q = A * V$, entonces $A = \frac{Q}{V}$, velocidad máxima es de 2,6 m/s

$$A = \frac{0,00012 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{2,6 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 0,0000461538 \text{ m}^2 = 0,07150 \text{ plg}^2$$

$$\text{diámetro} = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

$$\text{diámetro} = \sqrt{\frac{4(0,07150)}{\pi}} = 0,30''$$

El resultado es de 0,30" de diámetro por lo que se usara una tubería de media pulgada por ser este el diámetro comercial.

De manera similar se hizo el cálculo para cada uno de los subramales y después se hizo el cálculo en el circuito principal. La tabla siguiente muestra el resumen de las tuberías a utilizar.

Tabla XXIV. **Cálculo de diámetro de tubería a utilizar en ramales**

Artefacto	UH individual	Caudal (L/S)	Área M2	Diámetro pulgadas	Tubería
inodoros	5	0,23	8,84615E-05	0,41772155	1/2"
urinario	3	0,12	4,61538E-05	0,30172659	1/2"
lavamanos	2	0,12	4,61538E-05	0,30172659	1/2"
duchas	4	0,16	6,15385E-05	0,34840386	1/2"
lavatrastos	2	0,12	4,61538E-05	0,30172659	1/2"
lavadero de ropa	8	0,29	0,000111538	0,46905305	1/2"
lavarropa	3	0,12	4,61538E-05	0,30172659	1/2"

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Caudal probable en circuito principal**

Artefacto	Cantidad artefactos	UH individual	UH total
inodoros	7	5	35
urinario	1	3	3
lavamanos	6	2	12
duchas	4	4	16
lavatrastos	1	2	2
lavadero de ropa	1	8	8
lavarropa	1	3	3
		TOTAL	79

Fuente: elaboración propia.

De la misma manera que el ejemplo anterior se calculó el diámetro a utilizar para el caudal probable en el circuito principal, dando como resultado un diámetro de 1,04 pulgadas. Se usará tubería de 1 pulgada.

2.8.2. Drenajes

- Drenaje pluvial

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

Por ser una superficie impermeable de techo se estimará una C de 1, debido a que se desea cero infiltraciones.

Estimando una frecuencia de ocurrencia de 20 años, un tiempo de concentración de $t = 10$ minutos se utiliza la ecuación de Intensidad siguiente:

$$I = \frac{A}{(B + t)^n}$$

$$A = 1\ 230$$

$$B = 6$$

$$N = 0,7$$

$$I = \frac{1\ 230}{(6 + 10)^{0,7}} = 176,61 \text{ mm/h}$$

El área a drenar por cada bajada será de 322,58 m² o 0,032258 hectáreas.
Encontrando caudal de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

$$Q = \frac{1 * 176,61 * 0,032258}{360} = 0,01582 \text{ m}^3/\text{s} = 15,82 \text{ lt/s}$$

Luego, se calcula el diámetro de la tubería por medio de la fórmula de Manning, de la siguiente manera:

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

Como se utilizará tubería de PVC, se utiliza un coeficiente de rugosidad n = 0,009. Se estimará una pendiente de 1 % quedando:

$$D = \left(\frac{691\ 000 * 0,01582 * 0,009}{0,01^{\frac{1}{2}}} \right)^{3/8} = 13,25 \text{ cm} = 5,21''$$

Se propone poner 2 tuberías de 3" por cada lado de losa que daría como resultado 4 tubos de 3" de diámetro.

- Drenaje sanitario

Se utilizará tubería para drenajes de PVC, derivado de su manejo fácil, resistencia y durabilidad.

Según el uso de instalaciones sanitarias se pueden clasificar en:

Primera clase: de uso privado utilizado en viviendas, cuartos de baño privado, hoteles, de uso para una familia o una persona.

Segunda clase: de uso semipúblico utilizado en oficinas, fabricas, entre otros, donde el uso es solamente por las personas del edificio ocupado.

Tercera clase: de uso público, donde no existe limitante de número de personas a utilizarlo.

Tabla XXVI. **Unidades de descarga y diámetro en derivaciones**

Tipo de mueble o aparato	Unidades de descarga			Diámetro mínimo		
	Clase			Clase		
	1ra	2da	3ra	1ra	2da	3ra
Lavabo	1	2	2	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
Inodoro	4	5	6	3"	3"	3"
Regadera	2	3	3	1 1/4"	2"	2"
Urinario suspendido	2	2	2	1 1/4"	1 1/4"	1 1/4"
Fregadero	3	3		1 1/4"	1 1/4"	
Lavadero	3	3		1 1/4"	1 1/4"	
lavaplatos comercial		4			2	

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

p. 71.

Para este proyecto se usará la segunda clasificación debido a que la mayoría de servicios sanitarios serán utilizados por el personal del edificio.

Utilizando la tabla anterior, se le asigna un número de unidades mueble (UM), y un diámetro de tubería a cada aparato sanitario, quedando de la siguiente manera:

Tabla XXVII. **Cálculo del diámetro de las derivaciones simples para drenaje**

Tipo de mueble o aparato	Número de unidades mueble (UM)	Diámetro (plg.)
Lavabo	2	1 1/4
Inodoro	5	3
Regadera	3	2
Urinario suspendido	2	1 1/4
Fregadero	3	1 1/4
Lavadero	3	1 1/4
lavaplatos comercial	4	2

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias p. 105.

Utilizando la tabla anterior se propone utilizar material PVC de 2", 3" y 4" con una pendiente de 2 %.

2.9. Presupuesto

A continuación, se presenta en la tabla XXVIII el resumen del presupuesto necesario para la edificación.

Tabla XXVIII. Presupuesto

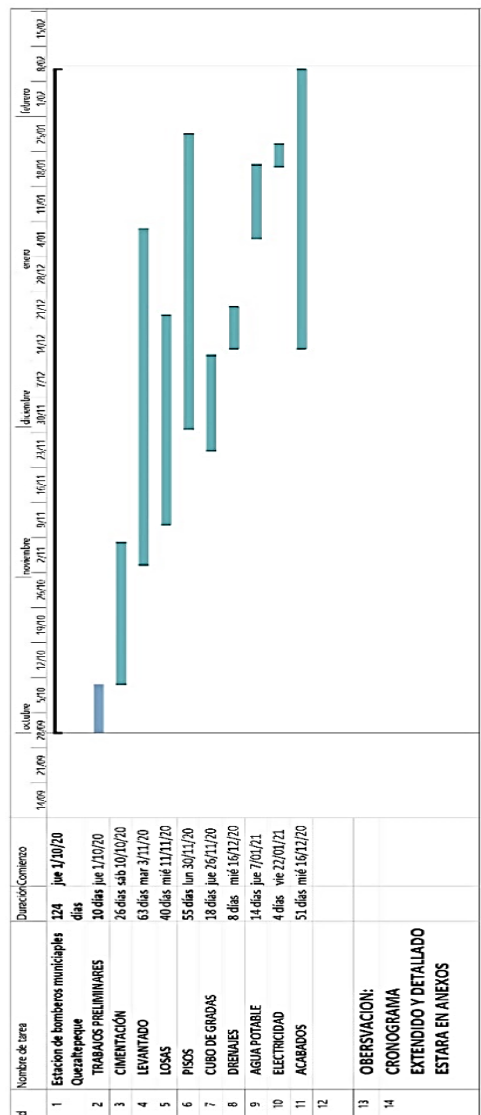
PRESUPUESTO GENERAL, ESTACIÓN DE BOMBEROS DE QUEZALTEPEQUE				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITARIO	SUBTOTAL
TRABAJOS PRELIMINARES				
LIMPIEZA Y DEMOLICION	284,6	M ²	Q28,00	Q7 968,80
NIVELACIÓN	284,6	M ²	Q11,50	Q3 272,90
TRAZO Y ESTAQUEADO	284,6	M ²	Q9,50	Q2 703,70
CIMENTACIÓN				
ZAPATA 1	16	UNIDAD	Q1 279,76	Q20 476,16
CIMIENTO CORRIDO	114,35	ML	Q278,00	Q31 789,30
LEVANTADO DE CIMIENTO	69	M ²	Q186,56	Q12 872,64
SOLERA HIDROFUGA	107	ML	Q143,92	Q15 399,44
LEVANTADO				
COLUMNA C-1	112	ML	Q687,31	Q76 978,72
COLUMNA C-2	256	ML	Q142,58	Q36 500,48
COLUMNA C-3	196,4	ML	Q112,17	Q22 030,19
MUROS DE BLOCK	328,7	M ²	Q162,46	Q53 400,60
SOLERA INTERMEDIA	164,8	ML	Q117,71	Q19 398,61
SOLERA CORONA	116,25	ML	Q118,41	Q13 765,16
MURO DUROCK	61,6	M ²	Q235,00	Q14 476,00
MURO TABLAYESO	80	M ²	Q155,00	Q12 400,00
VIGA V-1	24	UNIDAD	Q1 892,30	Q45 415,20
VIGA V-2	4	UNIDAD	Q1 750,00	Q7 000,00
VIGA V-3	2	UNIDAD	Q14 038,55	Q28 077,10
LOSAS				
LOSA PLANTA ALTA	237,16	M ²	Q549,60	Q130 343,14
LOSA PLANTA BAJA	237,16	M ²	Q615,20	Q145 900,83
PISOS				
BASE DE PISO	7,35375	M ³	Q865,45	Q6 364,30
PISO CONCRETO	16,224	M ³	Q1 478,95	Q23 994,48
PISO CERAMICO	312,55	M ²	Q124,50	Q38 912,48
CUBO DE GRADAS	1	GLOBAL	Q15 487,50	Q15 487,50
DRENAJES	1	GLOBAL	Q6 432,15	Q6 432,15
AGUA POTABLE	1	GLOBAL	Q4 658,75	Q4 658,75
ELECTRICIDAD				
ELECTRICIDAD (Fuerza)	1	UNIDAD	Q5 750,00	Q5 750,00
ELECTRICIDAD (Iluminación)	1	UNIDAD	Q8 900,00	Q8 900,00
ACABADOS				
ACABADOS EN PARED BLOCK	631,8	M ²	Q49,60	Q31 337,28
ACABADOS MURO DUROCK	60,6	M ²	Q15,50	Q939,30
PINTURA TABLAYESO	80	M ²	Q35,98	Q2 878,40
ACABADOS EN LOSA	192	M ²	Q40,71	Q7 816,32
INODOROS + DUCHAS+ LAVAMANOS	1	GLOBAL	Q10 350,00	Q10 350,00
PISO ANTIDESLIZANTE	14,5	M ²	Q100,82	Q1 461,89
VENTANAS	16	UNIDAD	Q745,00	Q11 920,00
PUERTAS	11	UNIDAD	Q950,00	Q10 450,00
PUERTAS BAÑOS	8	UNIDAD	Q750,00	Q6 000,00
PILA PLASTICA	1	UNIDAD	Q1 250,00	Q1 250,00
TOTAL				Q895 071,82

Fuente: elaboración propia.

2.10. Cronograma de ejecución

En la figura 19 se muestra el tiempo en el cual se desarrollará todo el proyecto.

Figura 19. Cronograma



Fuente: elaboración propia, empleando Project 2016.

El cronograma detallado y que contiene todas las etapas del proyecto se encontrará en los anexos.

2.11. Planos y especificaciones

La descripción de los planos se desarrolla en los anexos.

3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto, reforzado de un carril, para soportar una carga viva AASHTO HL-93, con una longitud de 18 m, con un ancho de rodadura de 4,75m.

Se puede definir un puente como una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías. Según su función puede ser puente para carretera, puente para ferrocarril, puente móvil. Según sus materiales de construcción, los puentes podrán ser de: Madera, Mampostería, Acero Estructural, Concreto Armado, Concreto Presforzado. Y dependiendo del tipo de estructura, los puentes podrán ser: libremente apoyados, tramos continuos, colgantes, doble voladizos.

La infraestructura de un puente se divide en tres partes que son:

- La subestructura: que se define como un conjunto de elementos estructurales, que transmiten las cargas al suelo, y que brinda estabilidad a toda la estructura. Está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos.
- La superestructura: consistente en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los

estribos. Además, la superestructura de un puente es la unidad que cubre la luz, sobre la que se transportan vehículos, camiones, personas y otros.

- Aproches y Obras de Protección: Los aproches también llamados terraplenes son unidades que sirven por lo general como relleno para alcanzar el nivel de rasante; así las obras de protección tales como gaviones se utilizan para proteger los bases del puente y evitar la socavación, por lo tanto, el colapso de la estructura. Algunas de las obras de protección consisten, básicamente, en muros que protegen los taludes, de la erosión y deslizamientos del terreno.

3.2. Levantamiento topográfico

El éxito en el diseño de cualquier estructura depende en buena medida de la realización de un levantamiento topográfico exacto, ya que esto permite representar gráficamente los posibles puntos de localización de la obra, por lo que es necesario tener un perfil y una topografía especial de la zona.

Para poder realizar el levantamiento topográfico del presente trabajo, se utilizó el siguiente equipo:

- Estación total marca Topcon modelo GTS-105N (1 Unidad)
- Cinta métrica de 75,00 m (1 Unidad)
- Prisma de 6,00m de longitud (1 Unidad)
- Estacas (1 juego)

El levantamiento fue de primer orden y consistió en lo siguiente:

- Planimetría: se localizó el puente dentro de la sección del río, con el propósito de ubicarlo.

- Altimetría: se trazó un eje central, tomando como referencia 150 m río arriba y 100 m río abajo, luego se trazaron secciones transversales a cada 20 m. Con los datos obtenidos de la topografía, se dibujó el eje central, curvas de nivel y perfil.
- Los resultados obtenidos se plasman en la decisión de la geometría tomada y en los planos de diseño que se presentan en los apéndices.

3.3. Estudio hidrológico e hidráulico

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas, extraordinarias y los factores hidráulicos 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.

Para el diseño de un puente vehicular la información de mayor trascendencia que se debe conocer es el perfil transversal del cauce, con sus correspondientes tirantes, normal, de creciente máxima, y de creciente máxima extraordinaria, los cuales son necesarios para calcular la luz y altura del puente.

El tirante normal de un río es aquel que lleva cuando se realiza el levantamiento topográfico, y que varía dentro de cierto rango durante la época de estiaje; la creciente máxima es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia, y además se determinan vestigios o señales que deja, o por la información de vecinos del lugar; este tipo de crecidas ocurren aproximadamente cada año.

- Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán los siguientes:
 - Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente.
 - Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona del cruce como en la cuenca global.
 - Recolección de análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información puede ser proporcionada por entidades locales, nacionales o entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar.
 - Determinación del período de retorno y la descarga máxima de diseño.
 - Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo de caudal máximo a partir de datos de lluvias se tienen: el método racional, métodos empíricos, entre otros, cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca.

- Recomendaciones de protección

Se presenta a continuación el procedimiento para el cálculo de volumen de agua por el método racional modificado, el cual es recomendable para cuencas menores a 25 kilómetros cuadrados.

3.3.1. Método racional modificado

El método racional modificado o también llamado método racional de Témez, modifica la obtención de la precipitación máxima diaria, aplicándole un factor Reductor de Lluvia, debido a la variabilidad espacial de las precipitaciones en cuencas de tamaño mayores a 1 km², e introduce un Coeficiente de

Uniformidad. El límite de aplicación de este método está impuesto por el Tiempo de concentración y la superficie de la cuenca a estudio.

La fórmula básica del método racional modificado es:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} k$$

En donde:

Q = caudal máximo (m³/s)

A = área de la cuenca (km²)

I = intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un período de retorno dado (mm/h)

C = coeficiente de escorrentía que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo (adimensional)

K = coeficiente de uniformidad (adimensional)

- Área tributaria

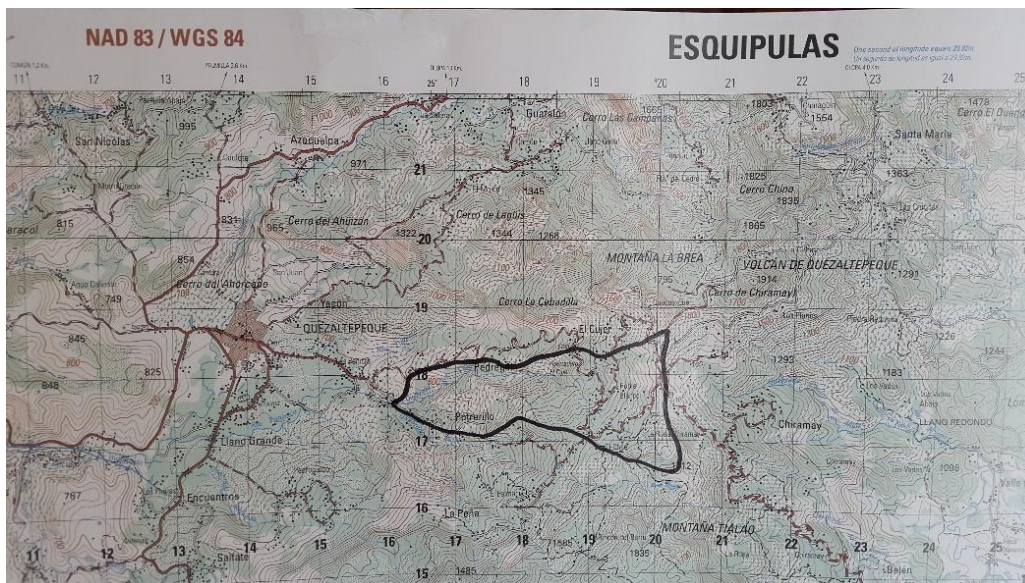
Es el área total que contribuye a la escorrentía superficial de una cuenca y que se ve determinada por los puntos más altos que se encuentra rodeando a la misma.

La cuenca que se analizará para el diseño del puente se tomó solo desde el punto más alto hasta el punto donde se ubicará el puente, es así como se determina el área tributaria para el caudal de diseño.

Para determinar el área tributaria se empleó un mapa a escala 1:50000 del Instituto Geográfico Nacional (IGN), cuya hoja es número 2359 IV y serie E754,

correspondiente al municipio de Esquipulas, el cual posee también el municipio de Quezaltepeque y la cuenca en estudio. (Ver figura).

Figura 20. Área tributaria de la Cuenca



Fuente: Instituto Geográfico Nacional. *Geografía de Esquipulas, serie E754*. p. 2359IV.

A partir de la delimitación de la cuenca por medio del software AutoCAD Civil 3D Land Desktop 2017, se obtuvo un área tributaria de 4,697 579,45 kilómetros cuadrados o 469 Hectáreas. Este dato también se corroboró en el INSIVUMEH, usando los instrumentos de medición que posee dicha institución, lo único que solo provee hasta 2 decimales.

- Intensidad de lluvia

Es la altura de precipitación por unidad de tiempo, generalmente se expresa en milímetros por hora (milímetros por hora). Normalmente para este tipo de aplicaciones se hace uso de las curvas de Duración-Intensidad-Frecuencia (DIF).

La información básica utilizada para los análisis respectivos fue obtenida de las cartas pluviográficas respectivas proporcionadas por el INSIVUMEH.

Para encontrar las curvas DIF, se utiliza el siguiente modelo matemático:

$$I_{Tr} = \frac{A}{(B + tc)^n}$$

Donde:

iTr = Intensidad de lluvia (mm/h), asociada a una frecuencia de ocurrencia representada por el período de retorno (Tr)

tc = Tiempo de concentración (min)

A , B y n , son parámetros de ajuste y determinadas por una estación meteorológica.

Los parámetros de ajuste que son utilizados en este estudio son proporcionados de las gráficas de familia de curvas duración-intensidad-frecuencia de la estación Esquipulas que es la más próxima a la cuenca en estudio, las cuales son las siguientes:

$$A = 1\ 205$$

$$B = 6$$

$$n = 0,686$$

El tiempo de concentración del área se puede calcular mediante fórmulas basadas en parámetros morfométricos de las cuencas, la fórmula utilizada es la de Kirpich que utiliza el desnivel y la longitud del cauce.

Determinar tc :

$$t_c = \frac{3(L)^{1,15}}{154(H)^{0,38}}$$

Donde:

T_c = tiempo de concentración (min)

L = longitud del cauce del río desde la cabecera de la cuenca tributaria (m)

H = Desnivel del cauce (m)

Datos:

$L = 4\,875,7945\text{ m}$

$H = 1\,560 - 725 = 835\text{ m}$

$$t_c = \frac{3(4\,875\,794,5)^{1,15}}{154(835)^{0,38}}$$

$$t_c = 26,33\text{ min}$$

Determinando i_{Tr} :

$$i_{Tr} = \frac{A}{(B + t)^n}$$

$$i_{Tr} = \frac{1205}{(6 + 26,33)^{0,686}}$$

$$i_{Tr} = 111,0190\text{ mm/h}$$

El coeficiente C de la escorrentía tendrá un valor de 0,30 por ser un área con bosques y por tener una pendiente de entre 10 – 30 por ciento.

El factor k, que es el factor de uniformidad.

$$k = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14}$$

Donde t_c es el tiempo de concentración calculado

$$k = 1 + \frac{26,33^{1,25}}{26,33^{1,25} + 14}$$

$$K = 1,0249$$

Cálculo del caudal máximo:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} k$$

Datos:

$$C = 0,3$$

$$I = 111,0190 \text{ mm/h}$$

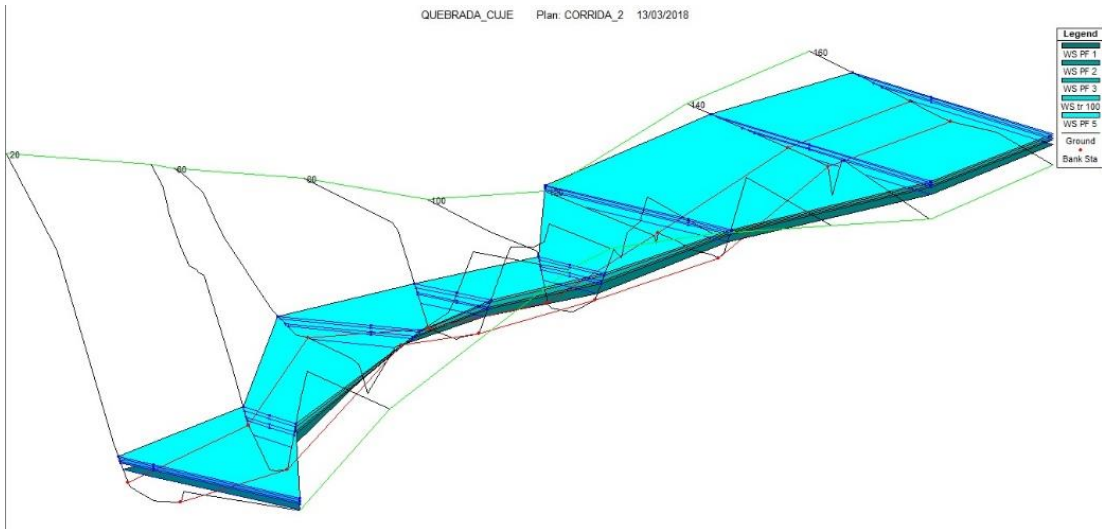
$$A = 4,69 \text{ km}^2$$

$$Q = \frac{0,3(111,0190 * 4,69)}{3,6} (1,0249)$$

$$Q = 44,47 \text{ m}^3/\text{s}$$

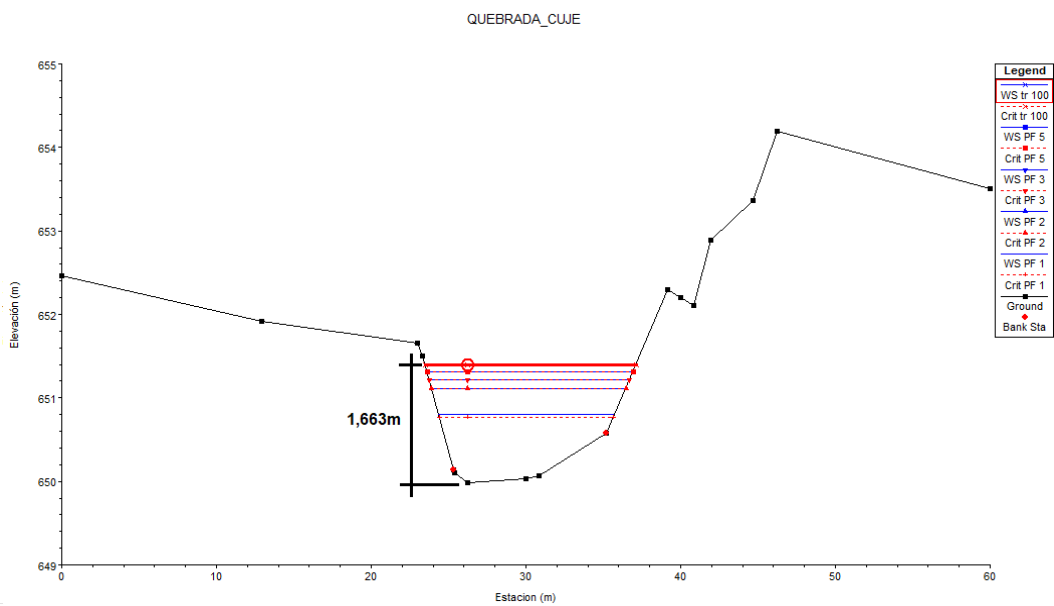
Después de obtenido los datos de caudal, se procede a obtener la altura máxima que alcanzará el agua de crecida máxima para un período de retorno de 100 años (la sección 2.6.3 de la AASHTO, recomienda hacer el análisis de los caudales de inundación para un período de retorno de 100 años). La altura se analiza en la sección en donde se ubicará el puente y utilizando el programa HEC-RAS.

Figura 21. Comportamiento del caudal de diseño en tramo analizado



Fuente: elaboración propia, empleando HEC-RAS.

Figura 22. Estimación de crecida máxima



Fuente: elaboración propia, empleando HEC-RAS.

Con los datos obtenidos se determinó la crecida máxima y la altura máxima alcanzada por el agua que es de 1,663 metros, medidos desde la parte más baja de lecho del río. Con esta altura se determina la longitud del puente, ya que a partir de esto se mide dos metros libres desde la altura de crecida máxima hasta la base de la viga. Por motivos de criterio y rasante del terreno, la altura desde el espejo de agua hasta la base de la viga es de 2,00 metros.

3.4. Estudio de suelos

El estudio de suelos para una estructura de puente vehicular es de vital importancia porque a partir de ello se podrá determinar la profundidad de cimentación del puente.

Es necesario conocer las características propias del suelo en donde se ubicará la subestructura de un puente para poder determinar las dimensiones geométricas que tendrá la cimentación que se utilizará para soportar la superestructura y para asegurar que la estructura no tenga asentamientos importantes y que la misma no sea inestable.

Se hizo una exploración en el terreno donde se hará el proyecto, aguas arriba, se encuentra cerca el volcán de Quezaltepeque, que probablemente en alguna erupción que tuvo, dejó material piro clástico en toda esta área. Hay bastantes rocas de gran tamaño donde será el proyecto por lo que se tomaron muestras de roca.

Figura 23. **Muestra de roca del área**



Fuente: elaboración propia.

Al analizar las muestras extraídas, se determinó, con referencia al libro Ingeniería Geológica en terrenos volcánicos, de Luis Enrique Hernández Gutiérrez y Juan Carlos Santamarta Cerezal, que las tobas, que son de la familia de las ignimbritas solidas tienen una resistencia a compresión mínima de 5,02 Mega pascales, que equivale a 502,2 tonelada metro cuadrado.

Usando un factor de seguridad de 3, la resistencia que se usará para los cálculos de subestructura del puente será de 167,4 tonelada metro cuadrado.

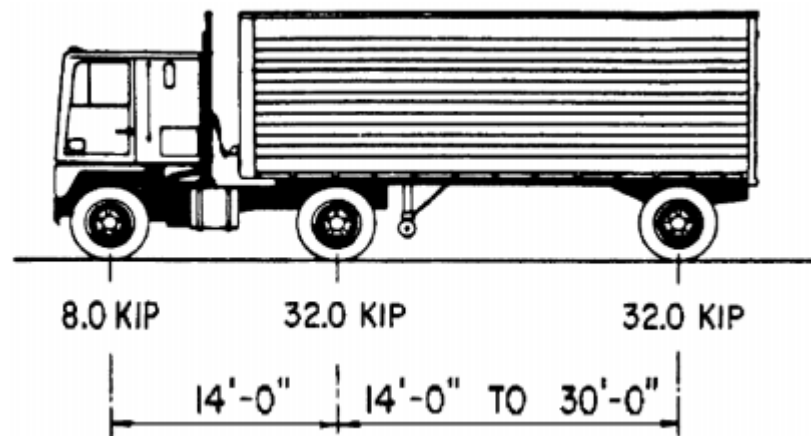
3.5. Especificaciones de diseño

El diseño del puente se realizará con base en las normas AASHTO LRFD 2017, ciertos criterios de la AASHTO STANDARD 2002 y a los requisitos para concreto estructural, recomendados por el ACI 318S-14.

El concreto a utilizar tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días de 281 kg/cm^2 (4 000 psi). El acero de refuerzo será de varillas de acero corrugadas con una resistencia a la fluencia de $4\,200 \text{ kg/cm}^2$ (grado 60).

Carga viva: se usa una carga viva de diseño de un HL-93 (ASSHTO LRFD, 2017, sección 3.6.1.2.2) como se ilustra en la imagen.

Figura 24. Carga viva



Fuente: ASSHTO LRFD 2017. *Especificaciones para el diseño de puentes*. p. 79.

Recubrimientos: se recomienda para cimientos y muros 8 cm, para losa 5 cm en cama superior y 2,5 cm en cama inferior, por último 7 cm en columnas y vigas.

Tabla XXIX. **Parámetros de diseño de puente vehicular**

Descripción	Valor
Ancho de rodadura	3,05 m
Ancho de acera	0,80 m
Luz libre	18 m
Carga viva	HL-93
Peso específico concreto ciclópeo	2 700 kg/m ³
Peso específico concreto armado	2 400 kg/m ³
Peso específico del suelo	1 710 kg/m ³
Peso específico asfalto	2 100 kg/m ³
f'c	281 kg/cm ²
fy	4 200 kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

3.6. Predimensionamiento de los elementos estructurales

Se describe el predimensionamiento de los elementos estructurales.

3.6.1. Vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos principalmente a esfuerzos de flexión. La tabla 2.5.2.6.3-1 de AASHTO LRFD 2017 brinda un parámetro para el peralte de vigas de sección rectangular, y es el siguiente:

$$H = 0,06L = 0,06(18) = 1,08 \text{ m}$$

$$B = \frac{H}{3,5} = \frac{1,08}{3,5} = 0,32 \text{ m}$$

Para redondear números y tener suficiente espacio a la hora de colocar el acero de refuerzo, se usará una altura de 1,20 m y una base de 0,40 m.

3.6.2. Losa

La tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO 2017 indica lo siguiente, para losas de tramos simples con armadura principal paralela al tráfico, el espesor de losa se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$t = \frac{1,2(S + 3,5)}{30} \geq 0,17 \text{ m}$$

Donde:

t = espesor de losa

L= luz libre entre vigas

$$t = \frac{1,2(1,65 + 3,05)}{30} = 0,19 \text{ m}$$

Da como resultado la distancia mínima requerida, por lo que se usará 0,20 m.

3.6.3. Viga de apoyo

Es un elemento de la subestructura donde estarán apoyadas las vigas principales. La viga de apoyo no se ve sometida a esfuerzos de flexión y únicamente se diseña a compresión, siendo en este caso el refuerzo por corte el refuerzo principal y el refuerzo longitudinal se calcula con el requerimiento de acero mínimo.

Utilizando 2 cm por cada metro de longitud del puente, se tiene:

$$b_{\text{viga de apoyo}} = L(2) + 30 = 18(2) + 30 = 0,66 \text{ m}$$

$$\text{Base} = 0,70 \text{ m}$$

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

La longitud de la viga de apoyo será de 4,75 m.

3.6.4. Diafragmas

Las vigas diafragmas son elementos estructurales transversales con respecto a las vigas principales, los cuales son empleados como riostras en los extremos de las vigas, en apoyos y en puntos intermedios para mantener la geometría de la sección, brindar rigidez y así resistir las fuerzas laterales que afecten a la superestructura. El artículo 6.7.4.3 AASHTO LRFD 2017 recomienda que la separación entre diafragmas no debe exceder los 40 pies (12,19 metros) de longitud, en el caso donde la luz de las vigas principales es mayor de 40 pies, se optará por colocar cada diafragma correspondiente a un tercio de la luz libre entre apoyos.

Los diafragmas externos transmiten su peso a los apoyos y los diafragmas internos a las vigas de carga como cargas puntuales.

Los diafragmas únicamente distribuyen la carga, por lo que se diseña con el refuerzo mínimo.

- Diafragma externo

$$H = 0,5H_{\text{viga principal}} = 0,5 * 1,20 = 0,6 \text{ m}$$

$$b = 0,5H = 0,5 * 0,6 = 0,3 \text{ m}$$

- Diafragma interno

$$H = \frac{3}{4}H_{\text{viga principal}} = \frac{3}{4}1,20 = 0,9 \text{ m}$$

$$b = 0,5H = 0,5 * 0,9 = 0,45 \text{ m, se usara } 0,30 \text{ m}$$

3.6.5. Cortina

Son elementos transversales extremos, los cuales en su cara externa posee uno o dos dientes a lo largo de toda su extensión. El diente superior es obligatorio para soportar la losa de transición y el diente inferior, de carácter opcional, contribuye a la contención de la losa de transición, relleno y aproches.

Su altura está dada por la altura de las vigas, y su base será de 30 centímetros.

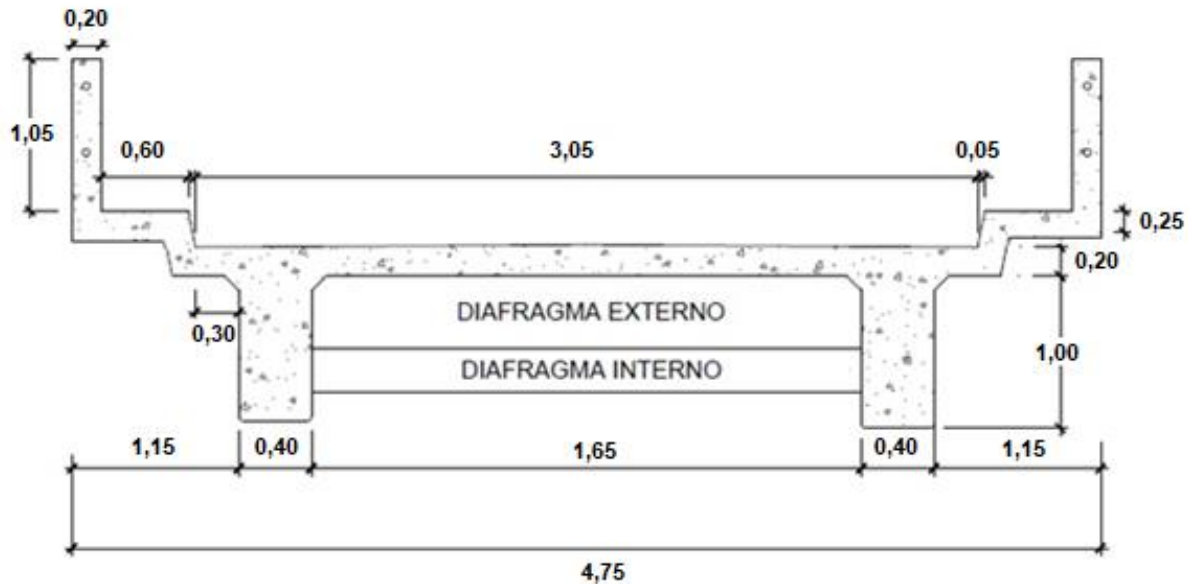
$$H = 1,20 \text{ m}$$

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

3.7. Diseño de la superestructura

Para el diseño del puente se busca utilizar la estructura que sea más económica en lo que sea posible y que pueda dar un servicio de forma eficiente.

Figura 25. Perfil de superestructura



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

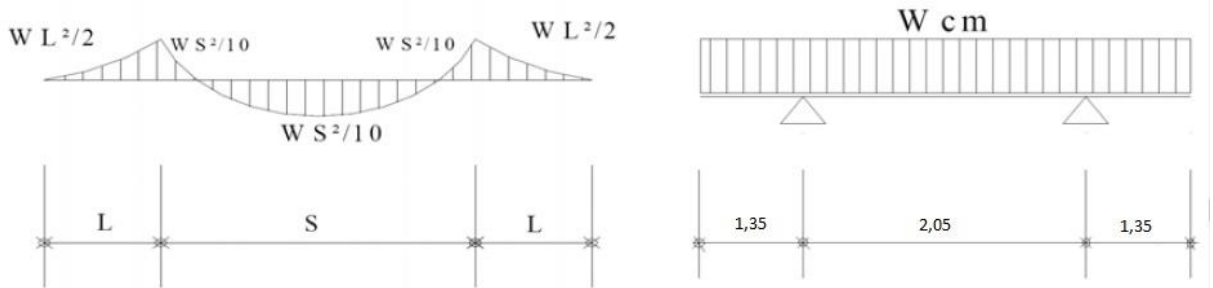
3.7.1. Diseño de losa

La losa es una membrana estructural cuya función es el transmitir las cargas perpendiculares que accionan en su plano a las vigas principales. En la mayoría de los puentes, las losas tienden a ser en un sentido debido a la relación entre lado largo y lado corto.

3.7.1.1. Cálculo de momentos

Para el diseño de la losa se toman los momentos producidos por el peso muerto, el peso por sobrecarga y el impacto producido por la carga, dichos momentos se calculan de la manera siguiente:

Figura 26. **Cálculo de momentos en puente**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- **Carga muerta**

Para el cálculo del momento debido a la carga muerta se debe calcular un momento máximo negativo y positivo perpendicular a las vigas principales.

$$M_{c. m.} = \frac{WS^2}{10} \quad \text{ó} \quad \frac{WL^2}{2}$$

$$W(\text{losa}) = W_c * t * b = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,20 \text{ m} * 1 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}$$

$$W(\text{asfalto}) = W_a * t * b = 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,05 \text{ m} * 1 \text{ m} = 105 \text{ kg/m}$$

$$W(\text{barandal}) = \text{tubo HG 2"} + \text{columnas de concreto} = 40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total carga muerta } (W_{CM}) = 625 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Calculando momentos

$$Mc. m. = \frac{WS^2}{10} = \frac{625 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (2,05 \text{ m})^2}{10} = 263 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mc. m. = \frac{WL^2}{2} = \frac{625 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (1,35 \text{ m})^2}{2} = 569 \text{ kg} - \text{m}$$

Se toma el momento mayor que es de 569 kg-m

Debido a carga viva o sobrecarga

Para el cálculo de esta fuerza combinada crítica, las normas AASHTO 2002 de la tabla 3.24.3.1 recomienda el uso de la fórmula siguiente:

$$Mc. v. = \frac{WS^2}{10} = \frac{625 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (2,05 \text{ m})^2}{10} = 263 \text{ kg} - \text{m}$$

- Carga viva

Para este diseño se utilizará el camión HL-93 con una separación simétrica entre ejes de 4,27 m, una carga puntual en la cabina de 1,8 toneladas y por cada eje 7,3 toneladas.

El valor del momento por carga viva se obtiene aplicando la fórmula dada por el artículo 3.24.3.1 AASHTO 2002:

$$Mc. v. = 0,8 \frac{(S + 2)}{32} P$$

S = distancia a rosto de la viga A 2,075 m = 6,81 pies

P = carga de rueda de diseño 7,3 T = 1 608,92 lb

$$M_{c.v.} = 0,8 \frac{(6,81 + 2)}{32} 1\,608,92 = 3\,544,61 \text{ lb} - p$$

Equivalente a 490,00 kg-m

- Momento debido al impacto AASHTO 3.8.2.1

El artículo 3.6.2 AASHTO 2017 indica que se debe aplicar un porcentaje de carga dinámica permisible debido al impacto igual o menor a 33 %. Estos efectos dinámicos pueden atribuirse a dos causas:

- Efecto de martilleo. Es la respuesta dinámica del conjunto entre las llantas y superficies discontinuas a lo largo del puente, como juntas, delaminaciones, rajaduras o baches.
- Vibraciones como respuesta dinámica del puente en su conjunto con los vehículos circulantes, generada por largas ondulaciones en el pavimento de la calzada, asentamiento del relleno o la resonancia como resultado de frecuencias similares entre el puente y vehículo.

Para encontrar valores menores al 33 % se puede emplear la ecuación indicada en el artículo 3.8.2.1 AASHTO 2002:

$$I = 15,24/L + 38$$

Donde:

I = porcentaje de impacto a aplicar

L = longitud del elemento a aplicar la carga de impacto en dirección del refuerzo principal

$$I = \frac{15,24}{(1,35 + 38)} = 0,387 \% > 33 \%$$

- Cálculo del momento último

Considerando la filosofía de la normativa AASHTO LRFD y la reciente actualización de la normativa AGIES NSE 5.2 2018, se utilizará la siguiente fórmula general con factores de carga.

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i$$

Donde

Q= modificador de cargas cuyo valor debe ser mayor o igual a 0,95

η_i = son las solicitaciones de cargas especificadas para cada caso

Q_i = factores de carga especificados en la tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD 2017

Si el puente posee un factor de ductilidad de 1,0, un factor modificador de redundancia de 1,0 y el factor de importancia es de 1,0 debido a que el puente es ordinario, entonces $\eta_i = 1,0$, se tiene la siguiente ecuación de combinación de momentos utilizando la resistencia I:

$$M_u = 1,25(M_{cm}) + 1,75(M_{cv} * I)$$

$$M_u = 1,25(569 \text{ kg} - \text{m}) + 1,75(651,70 \text{ kg} - \text{m})$$

$$M_u = 1\ 851,72 \text{ kg} - \text{m}$$

3.7.2. Cálculo del refuerzo

- Refuerzo transversal para cama inferior

Varilla No.4

Recubrimiento 2,5 cm

$$\text{Peralte } (d) = 20 - 2,5 - (1,27/2) = 17 \text{ cm}$$

$$M_u = 1\ 851,72 \text{ kg} - \text{m}$$

$$F_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4\ 200 \text{ kg}$$

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

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

$$A_s = \left[(100 \times 17) - \sqrt{\left((100 \times 17)^2 - \frac{2473,72 + 100}{0,003825 (281)} \right)} \right] * \frac{0,85(281)}{4200} =$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

- Área acero mínima

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{4\ 200} * 100 * 17 = 5,70 \text{ cm}^2$$

As es menor As min, se utiliza As 5,70 cm²

- Áreas de acero a utilizar

$$\text{No 4} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{No5} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No.5 se tiene

$$S = \frac{1,98}{5,70} * 100 = 34,73 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas No. 5 @ 30 cm

- Área de acero por temperatura para cama superior

Tomando como referencia el artículo 5.10.6 AASHTO 2017, el refuerzo para contracción y temperatura será colocado cercano a las superficies del concreto expuesta a los cambios diarios de temperatura y masa la estructura de concreto. Para el cálculo del refuerzo, el área de acero en pulgadas cuadradas por pie de longitud deberá ser ubicada en cada cara y en cada dirección de la losa, satisfaciendo la siguiente ecuación:

$$A_{s \text{ temp}} = 0,002 * b * t$$

Donde:

$$t \text{ (espesor de losa)} = 0,20 \text{ m}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0,002 * 100 * 20$$

$$A_{s \text{ temp}} = 4 \text{ cm}^2$$

Usando varillas No. 4

$$S = \frac{1,27}{4} * 100 = 31,75 = 30 \text{ cm}$$

Se usará No. 4 @ 30cm

- Refuerzo longitudinal para cama superior e inferior

Según las especificaciones en el artículo 9.7.3.2 AASHTO 2017, el refuerzo en las camas inferiores en dirección secundaria se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo, según las siguientes expresiones.

$$S = 1,65 \text{ m} = 5,412 \text{ ft}$$

$$A_{\text{long}} = FL_{As} = \frac{2,20}{\sqrt{S}} \leq 0,67$$

$$A_{\text{long}} = FL_{As} = \frac{2,20}{\sqrt{5,412}} \leq 0,67$$

Se utilizará 67 % de esfuerzo trasversal

$$FL_{As} = 5,70 * 67\% = 3,82 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No 4 se tiene

$$S = \frac{1,27}{3,94} * 100 = 32,23 \text{ cm}$$

Se usará varillas No 4 @ 30 cm

3.7.3. Diseño de vigas

La sección de las vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; para no tener que hacer un chequeo por deflexiones el código ACI recomienda un peralte no menor que $0,06L$ y la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3,5 para no chequear alabeo, en el entendido de que las secciones en forma de I y las secciones rectangulares son las más idóneas para trabajar a flexión ($H \leq 3,5B$).

Debido a las condiciones de este proyecto se diseñarán vigas de concreto reforzado, no solo por la mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio, por el control del agrietamiento con el adecuado confinamiento y la deflexión, sino porque permite la utilización de materiales eficientes de alta resistencia. Pueden usarse miembros de menores dimensiones y más ligeros. Se reduce la relación de la carga muerta a la carga viva, se aumentan los claros y se amplía considerablemente la gama de aplicaciones posibles del concreto estructural. La dimensión final del peralte se calcula a continuación.

- Peralte de viga principal

$$H = \text{longitud}/16 = 1,125 \text{ m, se usará } 1,20 \text{ m}$$

- Base de la viga

$B=H/3,5= 0,343$ m, se usará 0,40 m

Para el cálculo de momentos, se debe especificar, como primer paso, la integración de cargas muertas existentes en la viga, lo cual se hace a continuación:

Carga muerta (Wviga + Wlosa+ W asfalto+ W barandal)

$$W_{\text{viga}} = 1\,152 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{losa}} = 1\,020 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 160,13 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandal}} = 40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} = 2\,372,13 \text{ kg/m}$$

Luego de definir la carga muerta que producen los elementos, se calcula el momento que produce la carga muerta según la fórmula siguiente:

$$M_{\text{CM}} = ((W_{\text{CM}} * L^2) / 8) + P_{\text{Di}} * a$$

Donde:

W_{CM} = carga muerta total

L = luz del puente

P = carga producida por el diafragma interno en kg

a = longitud entre diafragmas a ejes

Para aplicar la fórmula anterior se debe calcular la carga producida por los diafragmas y se hace de la siguiente manera:

- Peso de diafragma

- Peso diafragma interno (Pdi)

$$P_{di} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,9 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 1,65 \text{ m} \right) = 1069,2 \text{ kg}$$

- Peso diafragma externo (Pde)

$$P_{de} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,6 \text{ m} * 0,3 \text{ m} * 1,65 \text{ m} \right) = 712,8 \text{ kg}$$

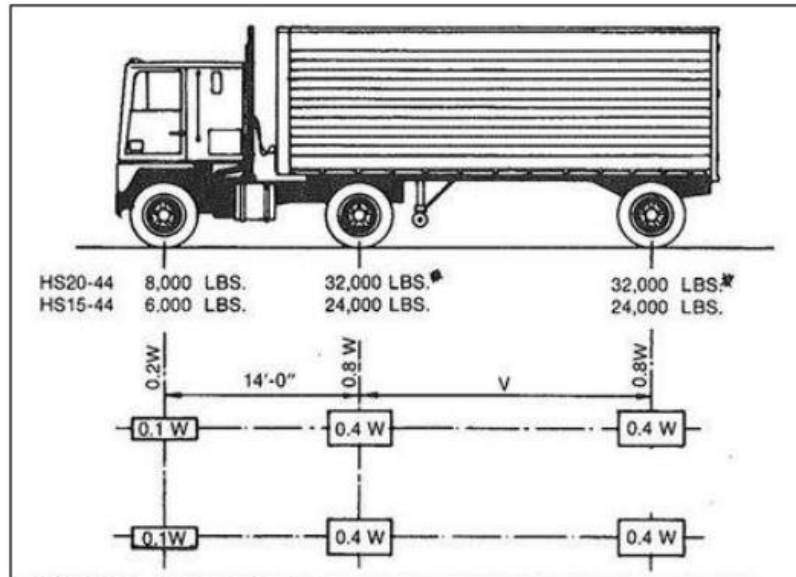
- Encontrando el momento final de la carga muerta

$$M_{cm} = \frac{(2\,372,13 \text{ kg} - \text{m} * 18^2)}{8} + (1\,069,2 * 9) = 110\,974,6 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{cm} = 110\,974,6 \text{ kg} - \text{m}$$

Ahora se define el momento que produce la carga viva, que son aquellas debido al uso o la ocupación de la construcción. Incluyen personas, objetos móviles o divisiones que puedan cambiar de sitio.

Figura 27. Carga viva de puente



Fuente: AASHTO LRFD. *Especificaciones para el diseño de puentes*. p. 80.

Como se mencionó anteriormente, el vehículo de diseño será el HL-93 con las características mostradas en la figura, donde la distancia entre los ejes traseros varía desde 14 pies hasta 30 pies. Para el diseño de este puente se utilizará 14 pies, o su equivalente a metros que son 4,27 metros, que es lo que recomiendan las normas.

- Fracción de carga (F_q)

Como la separación de vigas es de $S = 1,65 \text{ m} < 1,75 \text{ m}$ la carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda, según AASHTO 3.23.4.3

$$F_q = \frac{S}{1,75}$$

Donde:

F_q = fracción de carga

S = luz libre entre vigas (m)

$$F_q = \frac{1,65}{1,75} = 0,94$$

○ Carga por eje:

$$q_e = P * F_q$$

Donde:

q_e = carga por eje (kg)

P = carga por eje trasero o delantero (kg)

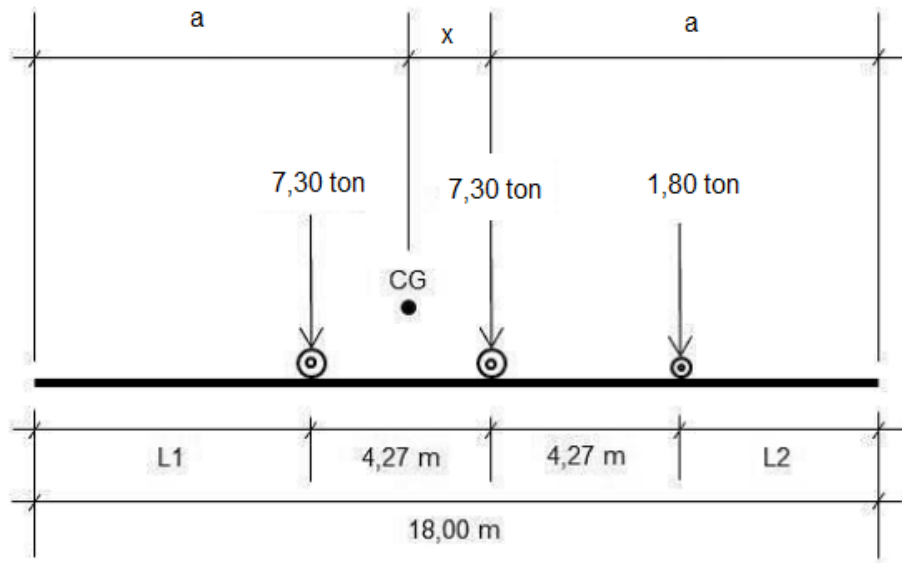
F_q = fracción de carga

$$q_{e \text{ trasera}} = 0,4 * W * F_q = 0,4 * 15000 * 0,94 = 5\ 640 \text{ kg}$$

$$q_{e \text{ delantera}} = 0,1 * W * F_q = 0,1 * 15000 * 0,94 = 1\ 410 \text{ kg}$$

El cálculo de los momentos máximos por carga móvil ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad respecto al otro, así que es necesario encontrar los valores de a y de x haciendo sumatoria de momentos en el centro de gravedad.

Figura 28. Diagrama de cuerpo libre por momento máximo en la viga



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Cálculo de x

$$\begin{aligned} \Sigma M_{CG} &= 0 \cup + \\ (4\,800)(x) + (1\,200)(x + 4,27) - (4\,800)(4,27 - x) &= 0 \\ 10\,800x &= 15\,372 \\ x &= 1,42 \text{ m} \end{aligned}$$

- Cálculo de a

$$\begin{aligned} L &= 2a + x \\ 18 &= 2a + 1,42 \text{ m} \\ a &= 8,29 \text{ m} \end{aligned}$$

- cálculo de L1 y L2

$$L_1 = a + x - 4,27 = 8,29 \text{ m} + 1,42 \text{ m} - 4,27 \text{ m}$$

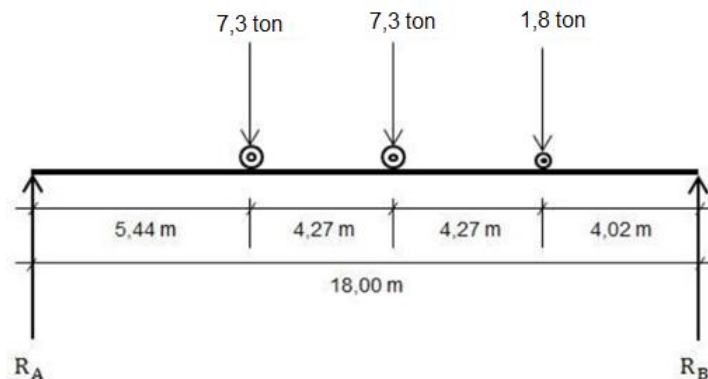
$$L_1 = 5,44 \text{ m}$$

$$L_2 = a - 4,27 = 8,29 \text{ m} - 4,27 \text{ m}$$

$$L_2 = 4,02 \text{ m}$$

Por lo que el eje trasero del camión semirremolque HL-93 se encuentra a 5,44 metros de distancia del apoyo izquierdo y el eje delantero se encuentra a 4,02 metros de distancia del apoyo derecho. Se calcula las reacciones en los apoyos para determinar el diagrama de corte y momento en la viga, como se ilustra en la figura.

Figura 29. **Posición de tren de carga de camión HL-93 a lo largo del puente**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Sumatoria de momentos en $R_B = 0$ y sumatoria de fuerzas verticales $F_y = 0$.

$$\Sigma F_Y = 0 \pm \uparrow$$

$$R_A + R_B = 4\,800 + 4\,800 + 1\,200$$

$$R_A + R_b = 10\,800$$

$$\Sigma M_B = 0 \cup +$$

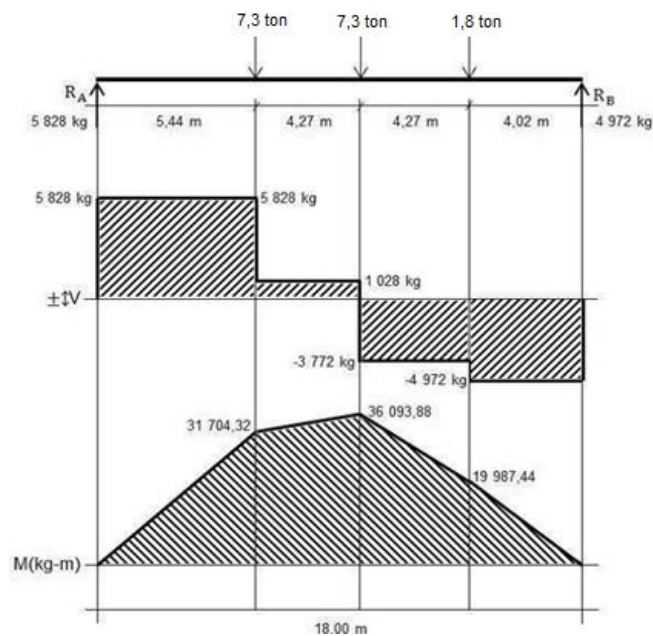
$$18R_A - (4\,800)(12,56) - (4\,800)(8,29) - (1\,200)(4,02) = 0$$

$$R_A = 5\,828 \text{ kg}$$

$$R_B = 4\,972 \text{ kg}$$

Obtenido estos datos, se encuentran los diagramas de corte y momento de carga viva, como se muestra en la imagen.

Figura 30. Diagramas de corte y momento



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

El momento máximo en la viga producido por la carga viva es de $36\,093,88 \text{ kg} - \text{m}$.

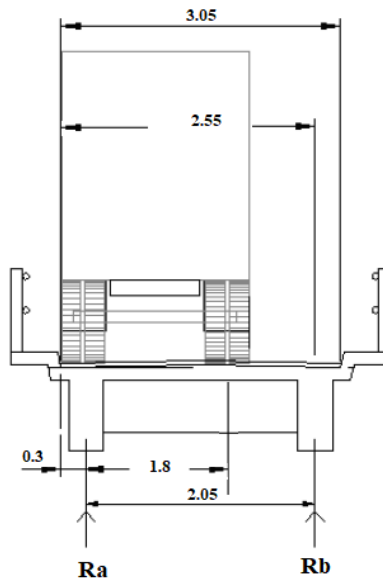
$$M_{CV} = M_{\max} = 36\,093,88 \text{ kg} - \text{m}$$

- Determinación del factor de distribución FD

Como el camión puede ocupar cualquier posición en la losa del puente, la carga en las vigas es diferente, por lo que momento por sobre carga debe amplificarse por un factor de distribución “FD”; con las vigas exteriores basta con determinar la reacción en función de P (carga de la rueda).

La fracción de carga de la rueda que absorbe cada viga se puede observar en la siguiente figura

Figura 31. Diagrama de factor de distribución de carga viva en puente



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Para encontrar la reacción de cada viga se hace sumatoria de momentos en R_B.

$$\Sigma M_{R_B} = 0 \cup +$$

$$2,05Ra - (2,55 - 0,3)P - (2,55 - 0,3 - 1,8)P = 0$$

$$Ra = 2,70P/2$$

$$Ra = 1,35P = FD$$

- Cálculo de momento por impacto

Este momento está especificado como un porcentaje de la carga viva, el cual debe ser menor o igual al 30 % de la carga viva de acuerdo con AASHTO LRFD 2017.

$$I = \frac{15}{L + 38} \leq 0,30$$

Donde:

I: porcentaje de carga debido al impacto

L: luz de vigas (m)

$$I = \frac{15}{L + 38} \leq 0,30$$

$$I = 0,27 \leq 0,30$$

- Cálculo del momento último

$$M_U = 1,3(M_{CM} + \frac{5}{3}M_{CV} * I * FD)$$

$$M_U = 1,3(110\,974,6 + \frac{5}{3}(36\,093,88) * 1,27 * 1,35)$$

$$M_U = 278\,346,72 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de refuerzo longitudinal y transversal en viga

Para el buen desempeño a sismo de una estructura es necesario utilizar una cantidad y una distribución apropiada del acero. Para el cálculo del área de refuerzo se ha utilizado la siguiente fórmula:

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

Datos de diseño de refuerzo:

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 120 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - (1,27 \text{ cm}^2/2) = 114,36 \text{ cm}$$

$$M_u = 278\,346,72 \text{ kg} - \text{m}$$

$$A_s = \left[(40 \times 114,36) - \sqrt{\left((40 \times 114,36)^2 - \frac{278\,346,72 * 40}{0,003825 (281)} \right)} \right] * \frac{0,85(281)}{4200}$$

$$= 75,25 \text{ cm}^2$$

Cálculo acero mínimo y máximo

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

$$A_{s \text{ max}} = 0,5 \left(\frac{0,85 * 0,85 * f'_c * 6\,115}{f_y(6\,115 + f_y)} \right) * b * d$$

Donde:

$A_{s \text{ min}}$ = área de acero mínimo

As max = área de acero máximo

f'c = resistencia del concreto

fy = resistencia del acero

b = base de viga

d = peralte

$$As_{\min} = \frac{14,1}{4 \cdot 200} (40 * 114,36) = 15,36 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max} = 0,5 \left(\frac{0,85 * 0,85 * 281 * 6 \cdot 115}{4 \cdot 200(6 \cdot 115 + 4 \cdot 200)} \right) * 40 * 114,36 = 79,48 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} < As < As_{\max}$$

$$15,36 \text{ cm}^2 < 75,25 \text{ cm}^2 < 79,48 \text{ cm}^2$$

Diseño de refuerzo para acero a tensión (cama inferior) $A_s = 75,25 \text{ cm}^2$

El armado será:

$$\text{Usando 4 varillas No. 11, } A_s = 40,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando 3 varillas No. 10, } A_s = 24,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando 3 varillas No. 07, } A_s = 11,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Total área de acero cubierto} = 76,45 \text{ cm}^2$$

- Diseño de refuerzo para acero a compresión (cama superior)

Para el diseño de acero a compresión se utilizará el 33 por ciento del área de acero a tensión, que se deberá chequear con el área de acero mínimo.

$$A_s = 0,33A_s$$

$$A_s \text{ compresión} = 0,33 (75,25 \text{ cm}^2)$$

$$A_s \text{ compresión} = 24,83 \text{ cm}^2$$

- Chequeo con acero mínimo:

$$A_s \text{ compresión} > A_s \text{ mínimo}$$

$$24,83 \text{ cm}^2 > 15,36 \text{ cm}^2$$

El armado se hará con 5 varillas No. 8

- Diseño de refuerzo adicional

Para el diseño de la viga del puente, es muy importante no dejar espacios sin refuerzo mayores a un pie entre camas superior e inferior por lo que debe de agregarse refuerzo adicional en la zona intermedia y se calcula de la siguiente manera:

5,29 centímetros cuadrados por cada metro de alto

$$A_s \text{ int} = \frac{1,2 \text{ m} * 5,29 \text{ cm}^2}{1 \text{ m}} = 6,35 \text{ cm}^2$$

El armado será: 4 varillas No. 5

- Cálculo del refuerzo transversal

Cálculo del cortante por carga muerta

El cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$V_{CM} = W_{CM} \frac{L}{2} + \frac{\Sigma P'}{N}$$

Donde:

V_{cm} = corte por carga muerta

W_{cm} = peso de carga muerta

L = luz entre apoyos

$\Sigma P'$ = sumatoria de carga muerta de diafragmas (801,9 + 356,4)

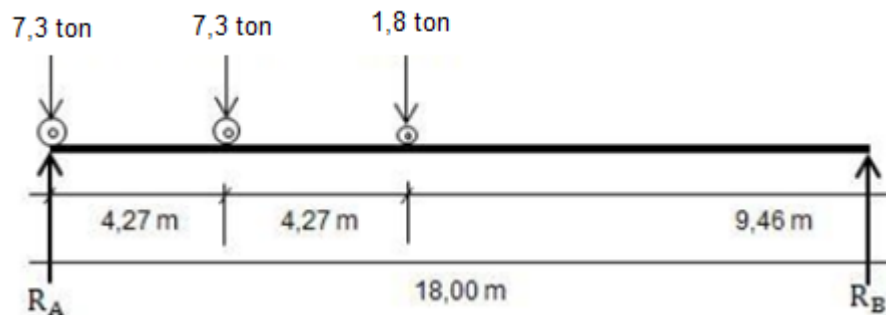
N = número de apoyos

$$V_{CM} = 2\,372,13 \frac{18}{2} + \frac{801,9 + 356,4}{2} = 21\,928,32 \text{ Kg}$$

- Cálculo de corte por sobrecarga

El corte máximo por sobrecarga ocurre cuando la carga mayor del camión se encuentra sobre el apoyo por lo que se hace sumatoria de momentos en la reacción B, como se muestra en la figura.

Figura 32. **Ubicación de camión HL-93 en puente sobre reacción A**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$\begin{aligned}\Sigma M_B &= 0 \cup + \\ 18R_A - (4\,800)(18) - (4\,800)(9,46 + 4,27) - (1\,200)(9,46) &= 0 \\ R_A &= 9\,092 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma F_Y &= 0 \pm \uparrow \\ R_A + R_B - 4\,800 - 4\,800 - 1\,200 &= 0 \\ R_B &= 1\,708 \text{ kg} \\ V_{CU\ CV} &= 9\,092 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Cálculo de corte por impacto

$$\begin{aligned}I &= \frac{15}{L + 38} \leq 0,30 \\ I &= \frac{15}{18 + 38} \leq 0,30 \\ I &= 0,27 \leq 0,30\end{aligned}$$

- Cálculo cortante último

$$\begin{aligned}V_U &= 1,3(V_{CM} + \frac{5}{3}V_{CVI}) \\ V_U &= 1,3(21\,928,32 + \frac{5}{3} * 9\,092 * 1,27) = 53\,524,97 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Cálculo de corte que resiste el concreto

$$V_{c\ max} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

$V_c\ max$ = cortante máximo del concreto

f'_c = resistencia del concreto a compresión

b = base

d = peralte

$$V_{c \max} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 40 * 114,36 = 34\ 544,75 \text{ Kg}$$

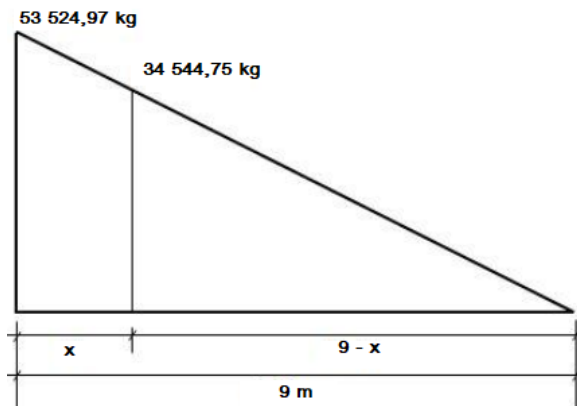
- Chequeo al refuerzo cortante

$$V_u < V_c \max$$

$$53\ 524,97 \text{ kg} < 34\ 544,75 \text{ kg}$$

El corte último es mayor al corte que resiste el concreto, por lo que se debe diseñar refuerzo a cortante.

Figura 33. Relación de corte para viga



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

La distancia X es lo que el concreto no resiste al corte último, (9-x) es la distancia que el concreto si resiste, en donde se diseña con el área de acero mínimo. Entonces, por relación de triángulos semejantes, se obtiene las distancias a diseñar el refuerzo a corte que se produce en la viga.

$$\frac{9}{53\ 524,97} = \frac{9 - x}{34\ 544,75}$$

$$x = 3,19\text{m}$$

Espaciamiento máximo con estribo No. 4

$$S_{\text{max}} = \frac{d}{2} = \frac{114,36}{2} = 57,18 \text{ cm ; se usará 55 cm}$$

Espaciamiento donde el concreto no resiste el cortante actuante

$$S = \frac{2A_v f_y d}{V_n - V_r}$$

Donde:

S = espaciamento de estribos

A_v = dos veces área de varilla para estribo

F_y = resistencia ultima requerida a tensión de acero

D = peralte

V_r = corte máximo resistente

V_n = esfuerzo de corte nominal

V_n es igual a:

$$V_n = \frac{V_a}{0,85}$$

Donde:

V_n = esfuerzo corte nominal

V_a = esfuerzo corte máximo actuante

$$V_n = \frac{53\,524,97}{0,85} = 62\,970,55 \text{ kg}$$

$$S = \frac{2A_v f_y d}{V_n - V_r}$$

$$S = \frac{2(1,27)(4\ 200)(114,36)}{62\ 970,55 - 34\ 544,75} = 42,92 \text{ cm}$$

Por recomendación del artículo 18.6.4 ACI 318 2014, se necesitan estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura de la viga y con un espaciamiento máximo entre estribos de 15 cm, por lo cual este espaciamiento entre estribos se conservará durante los primeros 3 metros de longitud de viga. En la siguiente longitud de 0,90 metros se colocarán estribos cerrados de refuerzo cortante a no más de 20 centímetros. El espaciamiento de estribos donde no requiera refuerzo cortante será de 30 centímetros, el máximo permitido por el artículo 5.7.2.6-2 AASHTO 2017.

El primer estribo de confinamiento se ubicará a 5 cm de la cara externa de la viga según las disposiciones del artículo 18.6.4.1 ACI 318 2014 y las barras longitudinales de acero tendrán un gancho con una longitud de desarrollo de por lo menos 30 cm según la recomendación de 18.8.5.1 ACI 318 2014.

Se colocarán estribos No. 4 @ 10 centímetros en un espacio de 3,5 metros en los extremos de las vigas; para el resto de la viga se colocarán estribos No.4 @ 30 centímetros y el primer estribo a 5 centímetros de la cara de la viga de cada viga.

3.7.4. Diseño de diafragmas

En la construcción y diseño de puentes, los diafragmas son de vital importancia, pues su función principal es evitar el alabeo de las vigas, a la vez proveen rigidez y solidez a la superestructura. Se deben analizar dos tipos de diafragmas: internos y externos. Los internos se encuentran en la parte

intermedia de la estructura y los externos se ubican en los extremos de la misma. Para el diseño se consideró las normas AASHTO 5.7.2.6-2.

- Si la luz entre los apoyos es mayor a 40 pies (12,19 m) se debe colocar diafragmas en el punto medio y en los tercios de la luz.
- Se colocará diafragmas en los extremos de las vigas T y de las vigas rectangulares para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.
- El ancho normal para los diafragmas interiores y exteriores será de 30 centímetros.
- El alto del diafragma interior deberá ser 3/4 de la altura de la viga principal y no menos que 50 centímetros.
- El alto del diafragma exterior deberá ser 1/2 de la altura de la viga principal y no menos que 50 centímetros.

3.7.4.1. Diseño de diafragma interior

- Dimensionamiento
 - El peralte del diafragma es dado por:

$$H_{d \text{ int}} = \frac{3}{4} H_V$$
$$H_{d \text{ int}} = \frac{3}{4} (1,20) = 0,90 \text{ m}$$

base de 0,30 m

- Cálculo de área de acero mínimo

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{4200} * 30 * 85 = 8,56 \text{ cm}^2$$

- Propuesta para armado longitudinal

2 varillas No. 8 en cama superior y en cama inferior

- Refuerzo adicional (intermedio)

En la zona intermedia debe dejarse refuerzo adicional porque entre camas de refuerzo superior e inferior no debe haber espaciamiento mayor a 30 centímetros.

5,29 centímetros cuadrados por cada metro de alto, entonces:

$$A_s \text{ int} = \frac{0,9 \text{ m} * 5,29 \text{ cm}^2}{1 \text{ m}} = 4,76 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 2 varillas No. 6

- Refuerzo a corte

Se debe de considerar que cuando no se requiere estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en todo el elemento ni mayor a 30 centímetros. El refuerzo de espaciamiento a corte será el máximo permitido:

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$$

Donde:

$S_{\text{máx}}$ = espaciamiento máximo permitido

D = peralte

$$S_{\text{máx}} = \frac{85}{2} = 42,5 \text{ cm}$$

Se adoptará el armado de estribos No 3 @ 30 cm

3.7.4.2. Diseño de diafragma exterior

Los diafragmas externos aportan rigidez torsional y mantienen la geometría de la estructura por lo que no se considera que soporten cargas verticales, entonces, se diseñan con acero mínimo.

$$H_{\text{d ext}} = \frac{1}{2} H_V$$

Donde:

$H_{\text{d ext}}$ = altura de diafragma externo

H_V = altura de viga

$$H_{\text{d ext}} = \frac{1}{2} (1,20) = 0,60 \text{ m}$$

Base de 0,30 m

- Cálculo de acero mínimo

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{4200} * 30 * 55 = 5,54 \text{ cm}^2$$

Se propone refuerzo longitudinal 2 varillas No. 6 en cama superior e inferior

- Refuerzo adicional (intermedio)

Al igual que en el diafragma interno, no debe quedar espacios mayores a 30 centímetros entre cama superior e inferior y el cálculo es de la siguiente manera:

5,29 centímetros cuadrados por cada metro, entonces:

$$A_s \text{ int} = \frac{0,6 \text{ m} * 5,29 \text{ cm}^2}{1 \text{ m}} = 3,17 \text{ cm}^2$$

Se usarán 2 varillas No. 5

- Refuerzo a corte

Se estará usando siempre el espaciamiento máximo permitido:

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

3.8. Diseño de la subestructura

La estructura de apoyo o subestructura de un puente es el conjunto de elementos estructurales que están diseñados para transmitir la carga proveniente de la superestructura al terreno donde se edifica el puente. La subestructura está constituida por: cortina, viga de apoyo y los estribos. Estos elementos se diseñan para soportar los empujes de la tierra, carga muerta, carga viva y carga de sismo; la integración de las cargas actuantes proporciona los datos para el correcto diseño de los elementos antes mencionados.

3.8.1. Diseño de cortina

La cortina funciona como muro de contención para el relleno del abanico del puente en sentido longitudinal y se asume que esta empotrada sobre la viga de apoyo.

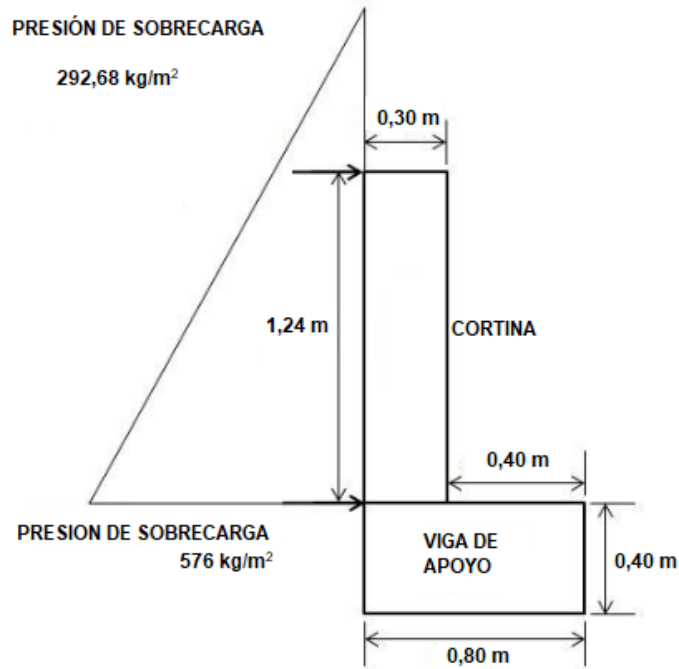
$$H_C = H_V + H_E$$
$$H_C = 1,20 \text{ m} + 0,04 \text{ m} = 1,24 \text{ m}$$

La altura de la viga de apoyo debe ser como mínimo de 40 centímetros.

Cálculo de empuje de tierra en la cortina

De acuerdo con el método tradicional del artículo 3.20 AASHTO 2002 y actualizado con 3.11.5.5 AASHTO 2017, se realiza este análisis con un suelo equivalente líquido de 480 Kg/m^3 , donde 3.11.6.4 AASHTO 2017 recomienda una sobrecarga uniforme de dicho suelo actuando a 0,61 m sobre la superficie de rodadura.

Figura 34. Diagrama del dimensionamiento del estribo y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

El empuje se calculará a como el empuje de la sobrecarga (P_{sob}) calculado a 0,61 m a lo largo de todo el alto de la misma más el empuje del suelo (P_s) en la base, aplicado al centro de la cortina.

$$F = E_{sob} + E_s$$

Donde:

F = empuje sobre la cortina

E_{sob} = empuje de sobrecarga

E_s = empuje del suelo

$$E_{sob} = P_{sob} * H$$

Donde:

E_{sob} = empuje de la sobrecarga

P_{sob} = presión de sobrecarga

H = altura cortina

$$E_s = P_s * \frac{H}{2}$$

Donde:

E_s = empuje por el suelo

P_s = presión de suelo

H = altura de cortina

- Cálculo de empujes

$$E_{sob} = P_{sob} * H = 292,68 \text{ kg/m}^2 * 1,24 \text{ m} = 362,92 \text{ kg/m}$$

$$E_s = P_s * \frac{H}{2} = 595,2 \text{ kg/m}^2 * \frac{1,24\text{m}}{2} = 369,02 \text{ kg/m}$$

$$F = E_{sob} + E_s = 362,92 \text{ kg/m} + 369,02 \text{ kg/m} = 731,94 \text{ kg/m}$$

- Cálculo de momentos del empuje

$$M_{E_{sob}} = 362,92 * \frac{1}{2} = 181,46 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{E_s} = 369,02 * \frac{1}{3} = 123 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo fuerza longitudinal

O fuerza de frenado, son las fuerzas producidas por las llantas del vehículo de diseño en los enfoques de acceso, las cuales son transmitidas a la cortina y se calculan según las disposiciones de 3.6.4 AASHTO 2017 tomando el mayor de los siguientes:

- 25 % de los pesos por eje de camión o tándem de diseño
- 5 % del camión o tándem de diseño más la carga de carril

$$FL_1 = \frac{0,05P}{2H}$$

Donde:

FL = fuerza longitudinal

P = HL-93 peso del camión, actúa a 1,83 metros sobre el piso de manera que el brazo es 1,83 + H

H = altura de cortina

$$FL = \frac{0,05 * 15\ 000}{2 * 1,24} = 302,42 \text{ kg/m} * 1 \text{ m} = 302,42 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 1,83 + 1,24 = 3,07 \text{ m}$$

Cálculo de momento longitudinal:

$$M_{FL} = 302,42 * 3,07 = 928,42 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de sismo

Para analizar el coeficiente sísmico se empleará la actualización reciente de la norma AGIES 2018, se usará lo calculado en el inciso 2.5.3 ya que el proyecto es en el mismo municipio, donde da un coeficiente sísmico de 13 %.

$$S = 0,13W_c$$

Donde:

S = carga por sismo

W_c = peso de la cortina para 1 metro lineal

$$S = 0,13 * 1,24 * 0,30 * 1 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 107,14 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = \frac{H}{2} = \frac{1,24 \text{ m}}{2} = 0,62 \text{ m}$$

- Cálculo de momento producido por sismo

$$M_S = S * \text{Brazo} = 107,14 * 0,62 = 66,42 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de momentos finales

Según las especificaciones indicadas en el artículo 3.4.1 AASHTO 2017, se debe de combinar las cargas para momentos de los grupos III y IV para aplicar la combinación más crítica.

$$\text{Grupo III} = 1,3(M_{E_{SOB}} + M_{E_S} + M_{FL})$$

$$\text{Grupo IV} = 1,3(M_{E_{SOB}} + M_{E_S} + M_S)$$

Donde:

M_{Esob} = momento producido por el empuje de la sobrecarga

M_{Es} = momento producido por el empuje del suelo

M_{FL} = momento producido por la fuerza longitudinal

M_s = momento producido por sismo

$$\text{Grupo III} = 1,3(181,46 + 123 + 928,68) = 1\ 603,08 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\text{Grupo IV} = 1,3(181,46 + 123 + 66,42) = 482,14 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento máximo crítico = momento de grupo III = 1 603,08 kg-m

- Datos de diseño para refuerzo

Se procede a calcular el momento de volteo que produce el empuje de la tierra sobre el estribo y el momento estabilizante que produce el peso de la estructura y el peso que otros elementos pueden producirle.

$$F'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$D = 25 \text{ cm}$$

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

$$M_u = 1\ 603,08 \text{ kg} - \text{m}$$

Para el cálculo del área de refuerzo se ha utilizado la siguiente fórmula

$$A_s = \left[(bd) - \sqrt{\left((bd)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 fc} \right)} \right] * \frac{0,85fc}{f_y}$$

Datos de diseño de refuerzo:

$f'c$ = resistencia del concreto

f_y = resistencia del acero

b = 1 metro lineal de cortina

d = peralte efectivo

M_u = momento ultimo requerido

A_s = área de acero requerido

$$A_s = 2,56 \text{ cm}^2$$

- Cálculo acero mínimo

$$A_{\min} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

Donde:

A_{\min} = área de acero mínimo

$F'c$ = resistencia del concreto

F_y = resistencia del acero

b = base

d = peralte

$$A_{\min} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 25 = 12,54 \text{ cm}^2$$

Como $A_{\min} > A_s$ se usa el acero mínimo.

Armado:

Utilizar 4 No. 5 y 4 No. 6

- Refuerzo a corte

Para determinar el refuerzo a corte, según las normas AASHTO 2017 3.4.1, se debe usar las siguientes ecuaciones para encontrar el esfuerzo por corte producido en la cortina.

$$\text{Grupo III} = 1,3(\text{FL} + \text{F})$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3(\text{F} + \text{S})$$

Donde:

F = empuje de tierras

FL = fuerza longitudinal

S = sismo

$$\text{Grupo III} = 1,3(731,94 + 302,5) = 1\ 344,77 \text{ kg}$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3(731,94 + 107,14) = 1\ 090,80 \text{ kg}$$

Utilizar el esfuerzo por corte producido por la ecuación del grupo III que es igual a $V_a = 1\ 344,77 \text{ kg}$.

Cálculo del corte que resiste el concreto

$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

$V_{C_{\text{máx}}}$ = cortante máximo del concreto

$f'c$ = resistencia del concreto a compresión

b = base

d = peralte

$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_{C_{\text{máx}}} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 100 * 25 = 18\,879,39 \text{ kg}$$

Esfuerzo de corte nominal (V_n) en donde V_n es igual a:

$$V_n = \frac{V_a}{0,85}$$

$$V_n = \frac{1\,344,77 \text{ kg}}{0,85} = 1\,582,08 \text{ kg}$$

$$V_{C_{\text{máx}}} > V_n$$

$$18\,879,39 \text{ kg} > 1\,582,08 \text{ kg}$$

Por lo que el concreto resiste todo el esfuerzo a corte, por lo que se puede diseñar los estribos con el espaciamiento máximo.

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

Armado:

Utilizar estribo No. 3 @ 12 centímetros.

- Diseño de la viga apoyo

Este elemento estructural se diseña únicamente por aplastamiento. La viga de apoyo no se ve sometida a esfuerzos de flexión, por lo que el refuerzo longitudinal se calcula con el esfuerzo mínimo. Es esfuerzo transversal lo constituyen los estribos y se calculan de la misma forma como se calculó para la cortina.

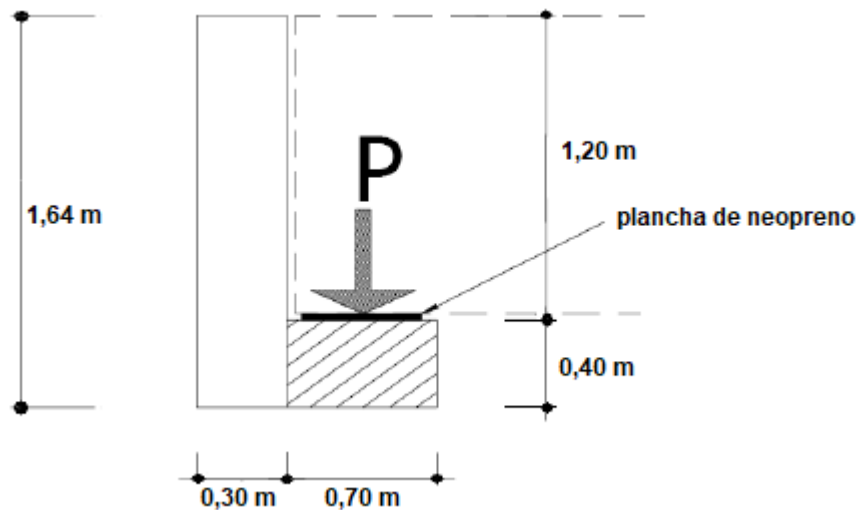
Datos:

$$\text{Base} = 0,70 \text{ m}$$

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

La longitud de la viga de apoyo será de 4,55 m.

Figura 35. Esquema de viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

- Cálculo de refuerzo longitudinal

Se debe calcular el acero de refuerzo longitudinal que estará colocado junto al acero de refuerzo en la cama inferior, dicha cantidad de acero se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$A_{\min} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{\min} = \frac{14,1}{2810} * 70 * 35 = 12,30 \text{ cm}^2$$

Armado:

Usar 6 No. 5

Cálculo refuerzo por corte

El refuerzo por corte lo constituyen los estribos, se deberá colocar refuerzo mínimo y espaciamiento máximo, pero no menos de H/2, esto solo por seguridad.

Armado:

Utilizar estribos No. 3 @ 0,20 m

3.8.2. Diseño de apoyo elastomérico

La función del apoyo elastomérico es amortiguar o disipar los esfuerzos de impacto y la suficiente libertad para el movimiento de las vigas. En este chequeo se calcula el área de aplastamiento especificado en el artículo 14.7.6.3.2 AASHTO 2017 y para este se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_p = \frac{P}{f'_c * \Phi_c}$$

Donde:

A_p = área de aplastamiento

P = carga que llega a la viga de apoyo

f'_c = resistencia máxima del concreto

Φ_c = constante de compresión

$$A_p = \frac{26\,740 \text{ kg}}{281 \text{ kg} * 0,7} = 135,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{ancho} = \sqrt{135,94 \text{ cm}^2} = 11,66 \text{ cm}$$

Por lo que se considerara un neopreno con dimensiones de 0,15 m x 0,15 m y con una dureza shore real de 60 según ASTM D2240. En cuanto al espesor será de 2 placas de neopreno con un espesor de 5 centímetros cada uno y 3 placas de acero con un espesor de 3 milímetros cada uno.

- Diseño de estribos

Los estribos son los apoyos externos del puente, que además de soportar las fuerzas ejercidas por la superestructura debe de contener el material de relleno de los terraplenes de acceso hacia el puente que, a su vez, provoca el empuje del suelo. Los estribos por gravedad cumplen la demanda en el diseño puesto que la altura total del puente no supera los 6 metros. Se diseñó para un metro lineal en el sentido perpendicular al tráfico para ser de concreto ciclópeo debido a los costos, el área posee bastante roca para este tipo de concreto y además que trabajaran como muros de gravedad.

Datos de diseño:

Presión de sobrecarga de relleno: 480 kg/m³

Peso volumétrico de concreto armado: 2 400 kg/m³

Peso volumétrico de concreto armado: 2 700 kg/m³

Peso volumétrico de suelo roca 1 632,48 kg/m³

Esfuerzo cortante del suelo rocoso: 167 400 kg/m²

Wt = 26 774,20 kg/m

Wcm = 22 196,20 kg/m

Wcv = 4 578 kg/m

- Geometría de estribos

Los estribos tendrán una altura de 4,75 metros y una base de 2,60 metros. Los cálculos para los estribos del puente se han hecho para un metro lineal perpendicular a la viga de apoyo.

En esta revisión solo será considerada la carga propia del elemento, el peso para concreto ciclópeo, concreto armado y el equivalente líquido de suelos para relleno de superficie horizontal con arena o grava densa ubicados en tabla 3.11.5.5-1 AASHTO 2017.

Para cualquiera de las combinaciones de cargas en el estribo, se utilizarán las siguientes fórmulas para verificar que los valores obtenidos estén dentro de los rangos presentados por cada combinación.

Estabilidad de la estructura al volcamiento

$$\frac{M_e}{M_v} > 1,50$$

Donde:

M_e = momento estabilizante

M_v = momento de volteo

Estabilidad de la estructura al deslizamiento

$$\frac{0,50W}{E} > 1,50$$

Donde:

W = peso de la subestructura

E = empuje

Presiones del terreno

$$P = \frac{W}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$P_{\min} > 0$$

$$P_{\min} < V_s$$

Donde:

W = peso de la subestructura

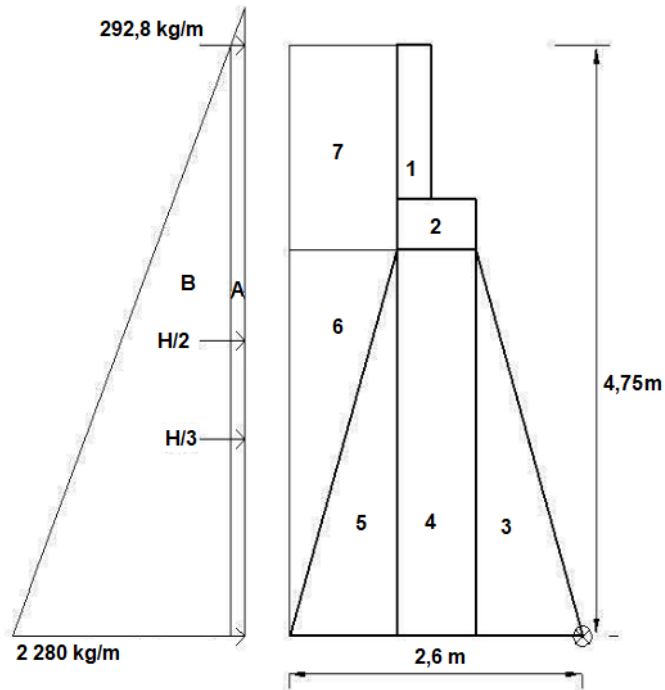
A = área

E = excentricidad

B = base

El momento de volteo es producido por el empuje de tierras sobre el estribo colocando un pivote en el extremo derecho sobre la cimentación para hacer los cálculos del momento estabilizante. Como se muestra en la figura.

Figura 36. **Geometría y diagrama de presiones en estribos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

Tabla XXX. **Momento volteo en estribos**

Sección	H(m)	Presión (kg/m)	Empuje (kg)	Brazo	Mv (kg-m)
A	4,75	292,80	1 390,80	2,38	3 303,15
B	2,38	2 280	5 415	1,58	8 573,75
		ΣE	6 805,80	ΣMv	11 876,90

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. **Momento estabilizante en estribos**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	P vol (kg/m ³)	Peso W (kg)	Brazo (m)	Me (kg-m)
1	0,30	1,24	0,37	2 400	892,80	1,5	1 339,20
2	0,70	0,40	0,28	2 400	672,00	1,3	873,60
3	0,95	3,11	2,95	2 700	7 977,15	0,63	5 025,60
4	0,70	3,11	2,18	2 700	5 877,90	1,3	7 641,27
5	0,95	3,11	2,95	2 700	7 977,15	1,97	15 714,99
6	0,95	3,11	2,95	1 632,48	4 823,16	2,28	10 996,81
7	0,95	1,64	1,56	1 632,48	2 543,40	2,13	5 417,45
				ΣW	30 763,57	ΣMe	47 008,92

Fuente: elaboración propia.

3.8.2.1. Diseño de los estribos sin superestructura

Calculados los momentos se procede a efectuar el diseño, se toma en cuenta los parámetros que se mencionan a continuación:

Verificación del diseño por deslizamiento

$$\frac{0,50W}{E} > 1,50$$

$$\frac{0,50(30\ 763,48)}{6\ 805,80} > 1,50$$

$$2,26 > 1,50$$

Verificación del diseño por volteo

$$\frac{M_e}{M_v} > 1,50$$

$$\frac{47\,008,92}{11\,876,90} > 1,50$$

$$3.95 > 1,50$$

Verificación del diseño por presión

Se analiza la excentricidad en la transmisión de las presiones hacia el suelo, por lo que existirá una diferencia de presiones en el mismo, como se puede observar en la figura.

$$a = \frac{M_e - M_v}{W}$$

Donde:

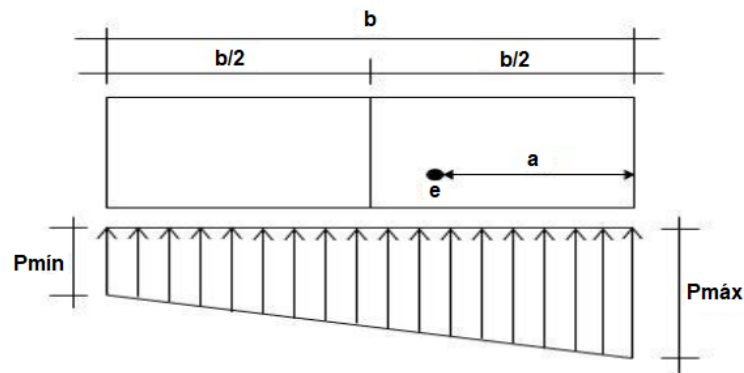
a = distancia de la excentricidad

M_e = momento estabilizante

M_v = momento de volteo

W = peso de la subestructura

Figura 37. Diagrama de excentricidad del estribo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2010.

$$a = \frac{47\,008,92 - 11\,876,90}{30\,763,48} = 1,14$$

Chequeo

$$3a > b$$

Donde:

a = distancia de excentricidad

b = base del estribo

$$3 * 1,14 > 2,6$$

$$3,42 > 2,6$$

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{b}{2} - a$$

Donde:

e = excentricidad

b = base de estribos

a = distancia de la excentricidad

$$e = \frac{2,6}{2} - 1,14$$

$$e = 0,16$$

$$P = \frac{W}{A} \left(1 \pm \frac{6 * e}{b} \right)$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{30\,763,48}{2,6 * 1,00} \left(1 - \frac{6 * 0,16}{2,6} \right) > 0$$

$$P_{\text{mín}} = 7\,463,34 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 0$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{W}{A} \left(1 + \frac{6 * e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{30\,763,48}{2,6 * 1,00} \left(1 + \frac{6 * 0,16}{2,6} \right) < 167\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{máx}} = 16\,200,89 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 167\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Diseño de los estribos con superestructura

Definida la geometría del estribo, se procede a diseñarlo tomando en cuenta la carga viva y carga muerta para verificar si el muro será capaz de soportar al agregarle el peso de las cargas que tendrá.

$$M_{W_t} = W_t * \text{brazo}$$

$$M_{W_t} = 26\,774,20 * \left(\frac{2,60}{2} \right) = 34\,806,46 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento estabilizante 2 (M_{E_2})

$$M_{E_2} = M_{W_t} + M_E$$

$$M_{E_2} = 34\,806,46 \text{ kg} - \text{m} + 47\,008,92 \text{ kg} - \text{m} = 81\,815,38 \text{ kg} - \text{m}$$

- Verificación del diseño por deslizamiento

$$\text{deslizamiento} = \frac{W_t + W}{E} > 1,50$$

$$\text{deslizamiento} = \frac{26\,774,20 + 30\,763,48}{6\,805,80} > 1,50$$

$$\text{deslizamiento} = 8,45 > 1,50$$

- Verificación del diseño por volteo

$$\text{volteo} = \frac{M_{E_2}}{M_V} > 1,50$$

$$\text{volteo} = \frac{81\,815,38}{11\,876,90} > 1,50$$

$$\text{volteo} = 6,89 > 1,50$$

Verificación del diseño por presión.

$$3a > b$$

$$a = \frac{M_{E_2} - M_V}{W_t + W}$$

$$a = \frac{81\,815,38 - 11\,876,90}{26\,774,20 + 30\,763,48} = 1,22$$

$$3 * 1,22 = 3,66 > 2,6$$

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{2,60}{2} - 1,22$$

$$e = 0,08$$

$$P = \frac{W + W_t}{A} \left(1 \pm \frac{6 * e}{b}\right)$$

$$P_{\min} = \frac{W + W_t}{A} \left(1 - \frac{6 * e}{b}\right)$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{30\,763,48 + 26\,774,20}{2,6 * 1,00} \left(1 - \frac{6 * 0,08}{2,6}\right) > 0$$

$$P_{\text{mín}} = 18\,044,26 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 0$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{W + W_t}{A} \left(1 + \frac{6 * e}{b}\right) < V_s$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{30\,763,48 + 26\,774,20}{2,6 * 1,00} \left(1 + \frac{6 * 0,08}{2,6}\right) < 167\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{máx}} = 26\,262,78 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 167\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Diseño de los estribos verificando por sismo

Estas verificaciones se efectúan para solamente el muro, el muro con superestructura más carga viva y la verificación por sismo en donde no se considera carga viva.

$$CM = 22\,196,20$$

$$W_{\text{SUB}} = 20\,067,93$$

$$W_3 = 42\,264,13$$

$$ME_3 = CM * \text{brazo}_{W_3}$$

$$ME_3 = 22\,196,20 * \frac{2,60}{2} = 28\,862,00 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MET = ME_3 + ME$$

$$MET = 28\,862,00 + 47\,008,92 = 75\,870,92 \text{ kg} - \text{m}$$

- Fuerza horizontal (FH)

Se calcula aplicando el coeficiente sísmico previamente calculado de 13 %. Se implementará una junta sísmica entre la transición de la subestructura y superestructura de 1 pulgada, esto con el fin de aplicar las disposiciones del

artículo 11.6.5.2.2 AASHTO 2017, en el cual indica que en los muros de contención que no tengan restricción de movimientos horizontales entre 1,0 a 2,0 pulgadas o más durante un evento sísmico, el coeficiente de aceleración horizontal puede ser reducido a 0,5Cs, adoptando el valor de 6,5 %.

$$FH = 1,08E + 0,065W_3$$

$$FH = 1,08 * 6\ 805,80 + 0,065 * 42\ 264,13 = 10\ 731,39\ \text{kg}$$

Tabla XXXII. **Resultado del momento de volteo en los estribos**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	P vol (kg/m ³)	Peso W (kg)	Brazo (m)	Mv ₂ (kg-m)
1	0,3	1,24	0,37	2 400	892,80	4,13	3 687,26
2	0,7	0,4	0,28	2 400	672,00	3,31	2 224,32
3	0,95	3,11	2,95	2 700	7 977,15	1,04	8 296,24
4	0,7	3,11	2,18	2 700	5 877,90	1,56	9 169,52
5	0,95	3,11	2,95	2 700	7 977,15	1,04	8 296,24
6	0,95	3,11	2,95	1 632,48	4 823,16	2,07	9 983,95
7	0,95	1,64	1,56	1 632,48	2 543,40	3,93	9 995,58
ΣW					30 763,57	ΣMv₂	51 653,10

Fuente: elaboración propia.

- Momento estabilizante por sismo (M_{Es})

$$M_{Es} = 0,08M_{V_2}$$

$$M_{Es} = 0,08 * 51\ 653,10 = 4\ 132,25\ \text{kg} - \text{m}$$

- Momento de volteo por sismo (M_{Vs})

$$M_{Vs} = 1,08M_V + 0,08W_{CM}H_{total} + M_{Es}$$

$$M_{V_s} = 1,08 * 11\ 876,90 + 0,08 * 20\ 067,93 * (4,75 - 1,24) + 4132,25$$

$$= 22\ 594,38\ kg - m$$

- Verificación del diseño por deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{W_3}{FH} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{42\ 264,13}{10\ 731,39} > 1,50$$

$$\text{Deslizamiento} = 3,94 > 1,50$$

- Verificación del diseño por volteo

$$\text{Volteo} = \frac{MET}{M_{V_s}} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = \frac{75\ 870,92}{22\ 594,38} > 1,50$$

$$\text{Volteo} = 3,36 > 1,50$$

- Verificación del diseño por presión

$$3a > b$$

$$a = \frac{MET - M_{V_s}}{W_3}$$

$$a = \frac{75\ 870,92 - 22\ 594,38}{42\ 264,13}$$

$$a = 1,26$$

$$3 * 1,26 > 2,60$$

$$3,78 > 2,60$$

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{2,60}{2} - 1,26$$

$$e = 0,04$$

$$P = \frac{W_3}{A} \left(1 \pm \frac{6 * e}{b} \right)$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{42\,264,13}{2,60 * 1,00} \left(1 - \frac{6 * 0,04}{2,60} \right)$$

$$P_{\text{mín}} = 14\,754,93 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 0$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{W_3}{A} \left(1 + \frac{6 * e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{42\,264,13}{2,60 * 1,00} \left(1 + \frac{6 * 0,04}{2,60} \right) < 167\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{máx}} = 17\,755,94 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 167\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Aproxes y obras de protección

Estos son elementos que están destinados a proteger y mantener la integridad del puente ante cualquier eventualidad, puede ser para proteger los estribos ante la saturación del relleno, proteger la superestructura ante cualquier colisión vehicular.

- Losa de entrada o aproche

La losa de entrada hace referencia a la estructura o relleno que conecta la carretera con el puente, se diseña con concreto 4 000 libra por pulgada cuadrada y el espesor será de 20 centímetros.

- Relleno

Es el relleno que se construirá en los accesos del puente. El material utilizado para el relleno estructural debe ser granular de libre drenaje, libre de exceso de humedad, turba, terrones de arcilla, raíces, césped u otros materiales contaminantes y debe cumplir las siguientes condiciones:

Dimensión máxima: 50 mm

Material que pasa el tamiz de 75 μ m, AASHTO T27 y T11 15 % máximo

Límite líquido, AASHTO T89 30 % máximo

Los rellenos en los accesos de puentes deben ser construidos hasta la altura de subrasante, y en una longitud de 10 metros medidos en la parte superior del relleno y a partir de cada estribo.

Cada capa debe ser compactada como mínimo al 90 % de la densidad máxima, determinada según el método AASHTO T180; y los últimos 300 mm superiores deben ser compactados como mínimo al 95 % de la densidad máxima por el método citado; estas capas deben ser sucesivas horizontales con un espesor que permita la compactación especificada. La compactación se comprobará por medio del método ASTM D 1556 en campo. Se deberá controlar el contenido de humedad adecuado, calentando el material y determinando la humedad a peso constante o por el método de carburo de calcio, AASHTO T217, a efecto de obtener la compactación especificada. Se recomienda hacer la compactación del relleno hasta la altura de subrasante en capas de 0,20 m.

- Alas o aletones

Se diseña y se construye como muro de contención de los rellenos y encauzamiento del agua pluvial, se consideran muros laterales a los estribos.

Para el proyecto las alas se pondrán en un ángulo de 30 grados sobre el eje perpendicular al tránsito vehicular, serán al igual que los estribos de concreto ciclópeo.

3.9. Presupuesto

Se hace una descripción del presupuesto a utilizar.

Tabla XXXIII. **Presupuesto**

PRESUPUESTO GENERAL, PUENTE VEHICULAR PARA ALDEA EL CARRIZAL				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	SUB TOTAL
TRABAJOS PRELIMINARES				
LIMPIEZA, RETIRO ESTRUCTURAS ACTUALES	DIAS	6	Q782,67	Q4 696,00
TRAZO Y NIVELACION TERRENO	ML	22	Q429,98	Q9 459,50
EXCAVACION RETIRO PASO EXISTENTE	M ³	22	Q1 591,43	Q35 011,56
EXCAVACION SUBESTRUCTURAL	DIAS	13	Q3 239,88	Q42 118,38
SUBESTRUCTURA				
ESTRIBOS Y ALETONES	UNIDAD	3	Q110 313,00	Q330 939,00
VIGAS DE APOYO Y CORTINAS	UNIDAD	4	Q16 827,15	Q67 308,60
SUPERESTRUCTURA				
VIGA PRINCIPAL	ML	38	Q6 063,33	Q230 406,50
DIAFRAGMAS	UNIDAD	3	Q13 498,50	Q40 495,50
LOSA Y BANQUETAS	ML	19	Q8 956,81	Q170 179,42
RELLENO SUBESTRUCTURA/ LOSA APROCHE	M ³	98	Q314,32	Q30 803,00
LOSA DE APROCHE	M ²	81	Q2 115,09	Q171 322,00
ACABADOS	M ²	93,5	Q157,09	Q14 687,50
COSTOS INDIRECTOS	GLOBAL	1	Q573 713,48	Q573 713,48
TOTAL				Q1 721 140,44

Fuente: elaboración propia.

3.10. Estudio de impacto ambiental inicial

Cualquier tipo de construcciones, al igual que cualquier actividad realizada por el ser humano, genera cierto impacto en los componentes ambientales, ya sea por factores físicos, biológicos o sociales; dicho impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones, o neutro.

El objetivo principal es tener en cuenta las normativas que existen en la actualidad respecto a la ley ambiental, y así, lograr que cada proyecto que se ejecute y cause el menor daño posible a la comunidad.

De acuerdo con las normativas ambientales de la actualidad, pueden realizarse dos tipos de estudios de impacto ambiental, el primero es el impacto no significativo o evaluación rápida, y el segundo es el impacto significativo o evaluación general.

- Impacto ambiental no significativo: consiste básicamente en un breve estudio realizado mediante una visita de observación al sitio del proyecto, por parte de técnicos en ambiente, aprobados por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) acompañado por parte del interesado.

3.10.1. Medidas de mitigación

Residuos y contaminantes que serán generados: todo desecho orgánico generado debe ser depositado en fosas en capas de 0,2 metros; a cada una se le cubrirá con una capa de 0,05 metros de tierra; debe compactarse, y así sucesivamente, hasta llenar la fosa.

- Emisiones a la atmósfera: la maquinaria a utilizar deberá estar en óptimas condiciones de funcionamiento, debiéndose dar mantenimiento preventivo y correctivo. Los vehículos que transporten material deben taparse con una lona, aplicar riego al área por donde transita y desplazarse a velocidades mínimas y mantener el control de polvo mediante riego.
- Erosión del suelo: reforestar con especies nativas del lugar las áreas que se encuentran erosionadas y aquellas susceptibles a erosión y en las áreas de botaderos.
- Ruidos o vibraciones: la maquinaria que se utilizará debe estar en óptimas condiciones de funcionamiento, debiéndosele dar mantenimiento preventivo y correctivo. Se debe realizar chequeo físico en la maquinaria llevando un control sobre la emisión de ruido el cual no debe permitirse mayor de 80 decibeles a 3,5 metros del emisor.
- Contaminación visual: las áreas utilizadas en las diferentes actividades del proyecto donde se altera el paisaje original deben ser conformadas y dotadas de suelo orgánico para su reforestación con especies nativas del lugar.
- Campamento: la instalación de campamentos debe estar alejada de centros poblados, ubicación que deberá ser aprobada por el supervisor del proyecto. Dichas instalaciones deberán cumplir con las condiciones mínimas de higiene y salud establecidas para estos casos.

Durante la construcción, tiene que evitarse en lo posible, los cortes y/o rellenos, así como la destrucción de áreas con vegetación.

En las instalaciones deberán existir letrinas y si hubiese infraestructura cercana conectarlas al sistema municipal, prever las instalaciones de agua potable, áreas adecuadas para la preparación de alimentos, sistema de recolección y disposición de desechos sólidos y líquidos; como rellenos sanitarios o similares, pero evitar su disposición sobre la superficie y menos en laderas o cerca de fuentes de agua.

3.10.2. Equipo de protección personal

El personal del proyecto debe trabajar en forma segura, sin riesgos durante el proceso de trabajo, para prevenir enfermedades provocadas por los alimentos, agua o químicos a los que deberán estar expuestos.

Para la prevención de accidentes, inicialmente, el personal que opere maquinaria y equipo pesado deberá ser calificado y tener suficiente experiencia; se deberá exigir el uso del equipo apropiado de protección personal de manera permanente durante las horas laborales, principiando por la protección de los pies con calzado, protección para la cabeza, como lo indica la norma general, utilizando cascos de colores llamativos (amarillo rojo, naranja, entre otros).

Para evitar daño al sistema auditivo durante la operación de la maquinaria y equipo, el trabajador deberá estar dotado de dispositivos contra el ruido para protección de los oídos.

- Derrame de hidrocarburos

Se debe tomar en cuenta el efectivo control sobre los escapes de combustibles y lubricantes que pudieran afectar los suelos y los cuerpos de agua; en el área de trabajo, el piso deberá tener una capa impermeable para impedir la

infiltración de cualquier sustancia que contenga derivados de petróleo; el mantenimiento de la maquinaria y demás equipo se hará cuidadosamente, para evitar la contaminación del suelo y los cuerpos de agua.

En el ministerio de Ambiente y recursos naturales, solicitan un requisito de instrumentos ambientales, el cual se presenta a continuación:

Tabla XXXIV. **Requisitos instrumentos ambientales. Categoría C**

(ACUERDO GUBERNATIVO 137-2016, REGLAMENTO DE EVALUACIÓN,
CONTROL Y SEGUIMIENTO AMBIENTAL Y SU REFORMA)

No.	Requisitos	Si	No	Observaciones MARN
21	Formato de "INSTRUMENTOS AMBIENTALES CATEGORÍA C" completo.			
22	Planos legibles (únicamente tamaño carta, oficio o doble carta)			
	2.1. Plano de localización a escala visible.			
	2.2. Plano de ubicación (indicar colindancias inmediatas).			
	2.3. Plano de distribución arquitectónica.			
	2.4. Plano de curvas de nivel naturales y modificadas.			
	2.5. Plano de instalaciones hidráulicas (agua potable).			
	2.6. Plano de instalaciones hidráulicas (agua pluvial).			
	2.7. Plano de instalaciones sanitarias (agua residual).			
2.8. Plano de detalles del sistema de tratamiento de las aguas residuales.				
33	Si el proyecto se encuentra dentro de un complejo regulado ambientalmente, adjuntar fotocopia simple de la resolución ambiental aprobatoria y/o licencia ambiental vigente.			
44	Fotocopia autenticada y completa del DPI o pasaporte del proponente o su Representante Legal. (Legible, no fotografía) .			
55	Acta notarial de declaración jurada del proponente según formato vigente publicada en la página del MARN (original) .			
66	Personería (fotocopias autenticadas) :			
	6.1. Fotocopia del nombramiento del Representante Legal con su registro respectivo.			
	6.2. Acta de toma de posesión (si aplica).			
	6.3. Acuerdo emitido por el Tribunal Supremo Electoral (si aplica).			
	6.4. Fotocopia del mandato con su inscripción del registro respectivo.			

Continuación de la tabla XXXIV.

77	<p>Documento de derecho sobre el predio: se aceptará únicamente (según sea el caso):</p> <p>a) Fotocopia autenticada u original completa del documento que acredita el derecho sobre el predio a favor del proponente:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Certificación del Registro General de la Propiedad (no mayor a 6 meses). <p>b) Fotocopia autenticada u original del documento legal que aplique a su proyecto completo y vigente, con dirección exacta registrada en el instrumento ambiental presentado.</p> <p>Si la Empresa o el interesado no es propietario del terreno donde se desarrollará el proyecto:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Contrato de Arrendamiento o Subarrendamiento. ✓ Contrato de Compra Venta o Promesa de Compra Venta. <p>Para los inmuebles del Estado debe incluirse el documento legal que aplique:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Certificación del Registro General de la Propiedad. ✓ Testimonio de la Escritura Pública de la Donación del bien inmueble. ✓ Certificación del punto de acta donde conste la donación del bien inmueble. <p>Si carece de cualquiera de los anteriores documentos, deberán de presentar el testimonio de escritura pública donde se les otorgan los derechos posesorios del o los inmuebles(s) a nombre del proponente.</p> <p>En caso no cuente con la documentación anterior, solicitar por escrito a la Dirección de Gestión Ambiental y Recurso Naturales la documentación que sustituya los anteriores.</p>			
----	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--	--	--

Fuente: Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales. *Requisitos instrumentos ambientales. Categoría C.* <https://www.marn.gob.gt/Multimedios/16461.docx>. Consulta: 10 de septiembre de 2020.

CONCLUSIONES

1. La construcción del edificio que albergará al cuerpo de bomberos será de gran beneficio para los habitantes del municipio de Quezaltepeque y sus aldeas. En situaciones de emergencia se puede esperar la ayuda de esta entidad sin necesidad de esperar que vengan ya sea de Chiquimula o de Esquipulas, como es actualmente en estos casos.
2. Los dos proyectos de infraestructura fueron diseñados para prestar servicio público, para apoyar el proceso de desarrollo del municipio. Los habitantes del municipio son cada vez más y la necesidad del servicio de un cuerpo de bomberos para la cabecera municipal se hace latente, al igual como la construcción de un puente vehicular para la aldea Potrerillos, así tener un paso fluido en cualquier época del año y sin peligrar por aumentos de caudal del río.
3. Los puentes son una parte importante para la infraestructura del país, son puntos importantes para la red vial del país y para mantener un flujo constante vehicular, por lo que tener un estricto control de todo el proceso de construcción es vital para que el puente tenga una vida útil longeva.
4. El puente vehicular en la aldea Potrerillos tendrá un costo total de Q 1 721 140,92, con un costo unitario de Q 7 723,66/m². Para la estación de bomberos se tiene un costo total de Q 895 071,82, con un costo unitario de Q 2 520,40/m². Ambos se encuentran dentro del rango de costos para proyectos de infraestructura del municipio de Quezaltepeque.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Quezaltepeque municipio del departamento de Chiquimula:

1. Dar prioridad a la ejecución de los proyectos propuestos debido a que son de necesidad primaria para la salud y bienestar de la población del municipio.
2. Fortalecer al departamento municipal de planificación, para tener un mejor manejo de los proyectos que se llevan a cabo y que se planeen ejecutar.
3. Realizar una evaluación en la calidad de los materiales con los cuales ejecutaran las obras para tener la certeza en la calidad de la obra.
4. Retirar la plancha de concreto en el paso del río, ya que esta provoca acumulación de sedimentos y cambia la geometría original del canal natural. Es necesario volver a tener la geometría original para evitar más sedimentación en el área en donde se construirá el puente.
5. En todo proyecto de ingeniería civil, se debe garantizar la supervisión técnica a lo largo de todo el proceso constructivo, ya que se deben cumplir las especificaciones técnicas y controlar la calidad de los materiales; para garantizar la seguridad de la obra

6. Para cumplir las especificaciones técnicas que se determinan en la elaboración de estos proyectos, es necesario tener la asesoría y supervisión de un profesional de la Ingeniería Civil.

BIBLIOGRAFÍA

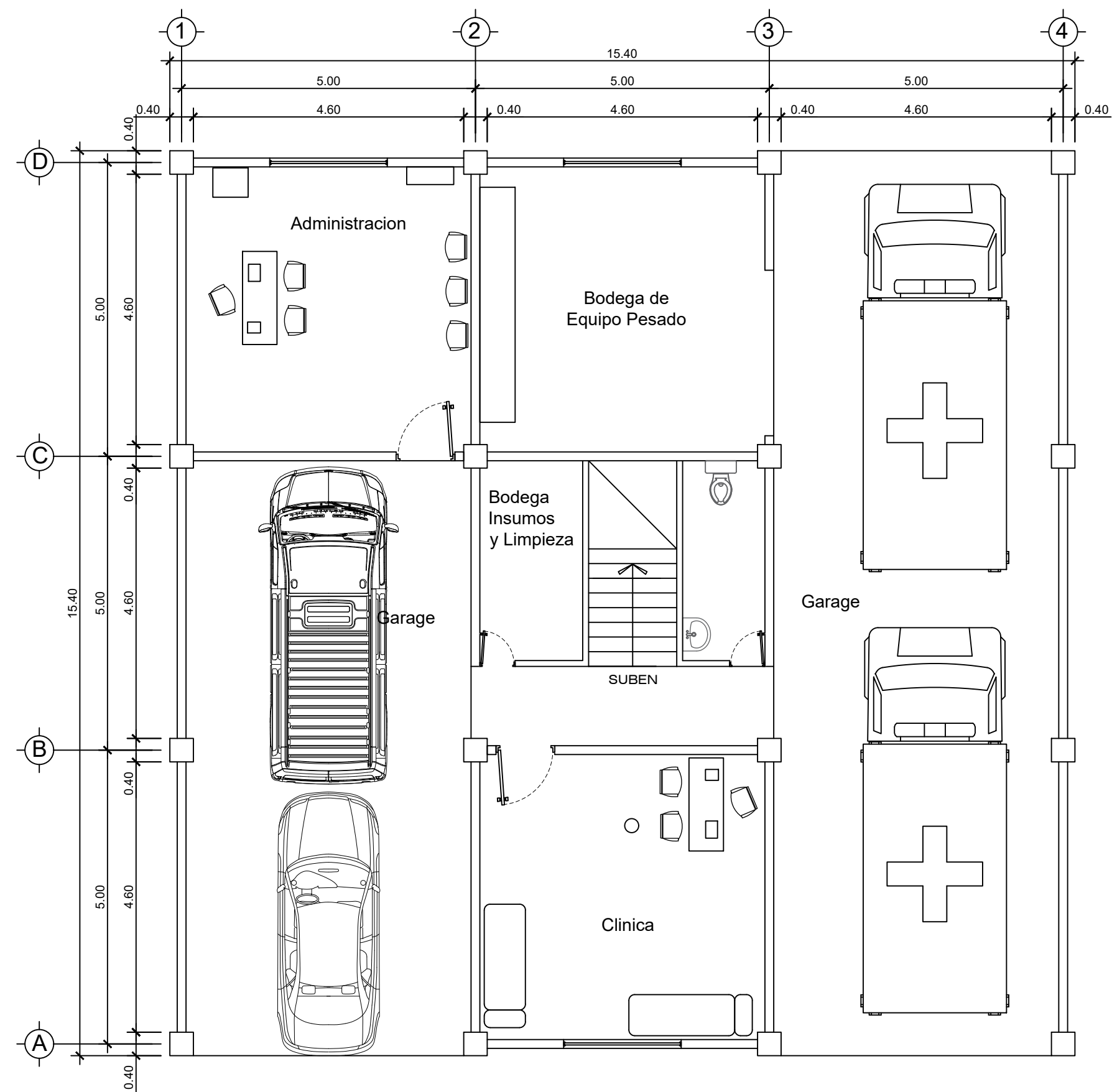
1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES. *Demandas estructurales, condiciones de sitios y niveles de protección*. Guatemala: AGIES NSE-2, 2018. 117 p.
2. Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres. *Manual de uso para norma de reducción de desastres número dos*. Guatemala: CONRED NRD-2, 2015. 48 p.
3. HERNÁNDEZ GUTIÉRREZ, Luis Enrique; SANTAMARTA CEREZAL, Juan Carlos. *Ingeniería geológica en terrenos volcánicos, métodos, técnicas y experiencias en las Islas Canarias*. 1a ed. Madrid, España: Ilustre Colegio Oficial de Geólogos, 2015. 431 p.
4. HERRERA MANTILLA, Jerónimo. *Puentes*. 2a ed. Colombia: Universidad Católica de Colombia, 1996. 77 p.
5. Instituto Americano del Concreto. *Requisitos del reglamento para concreto estructural y comentario (ACI 318-08)*. USA: ACI. 520 p.
6. LÓPEZ BARRIOS, Edgar Rogelio. *Diseño de puente vehicular, aldea San Andrés La Lima y red de alcantarillado sanitario aldea El Chagüite, municipio de Malacatán, San Marcos*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2007. 141 p.

7. Normas of the Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO. *Especificaciones utilizando la metodología del diseño por factores de carga y resistencia*. USA: LRFD, 2004. 156 p.
8. RODRÍGUEZ BARRIOS, Ricardo David. *Diseño, cálculo y planificación para la construcción del puente que comunica la avenida La Recolección, Antigua Guatemala, sobre la Finca Retana, hacia ruta nacional número (RN14)*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2007. 209 p.
9. RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. *Guía para las instalaciones sanitarias en edificios*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 129 p.

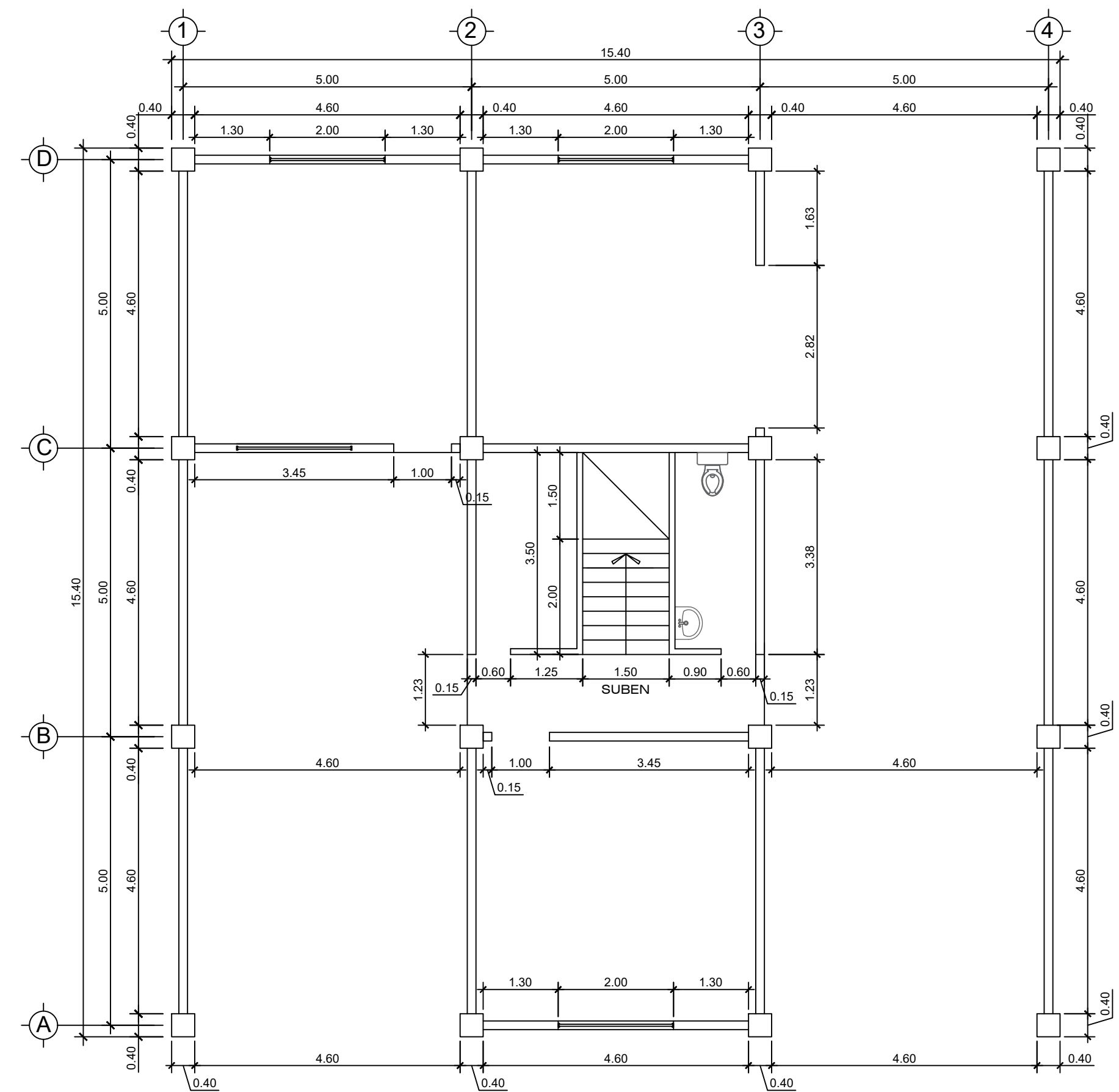
APÉNDICES

Apéndice 1. **Estación de bomberos, Juego de planos**

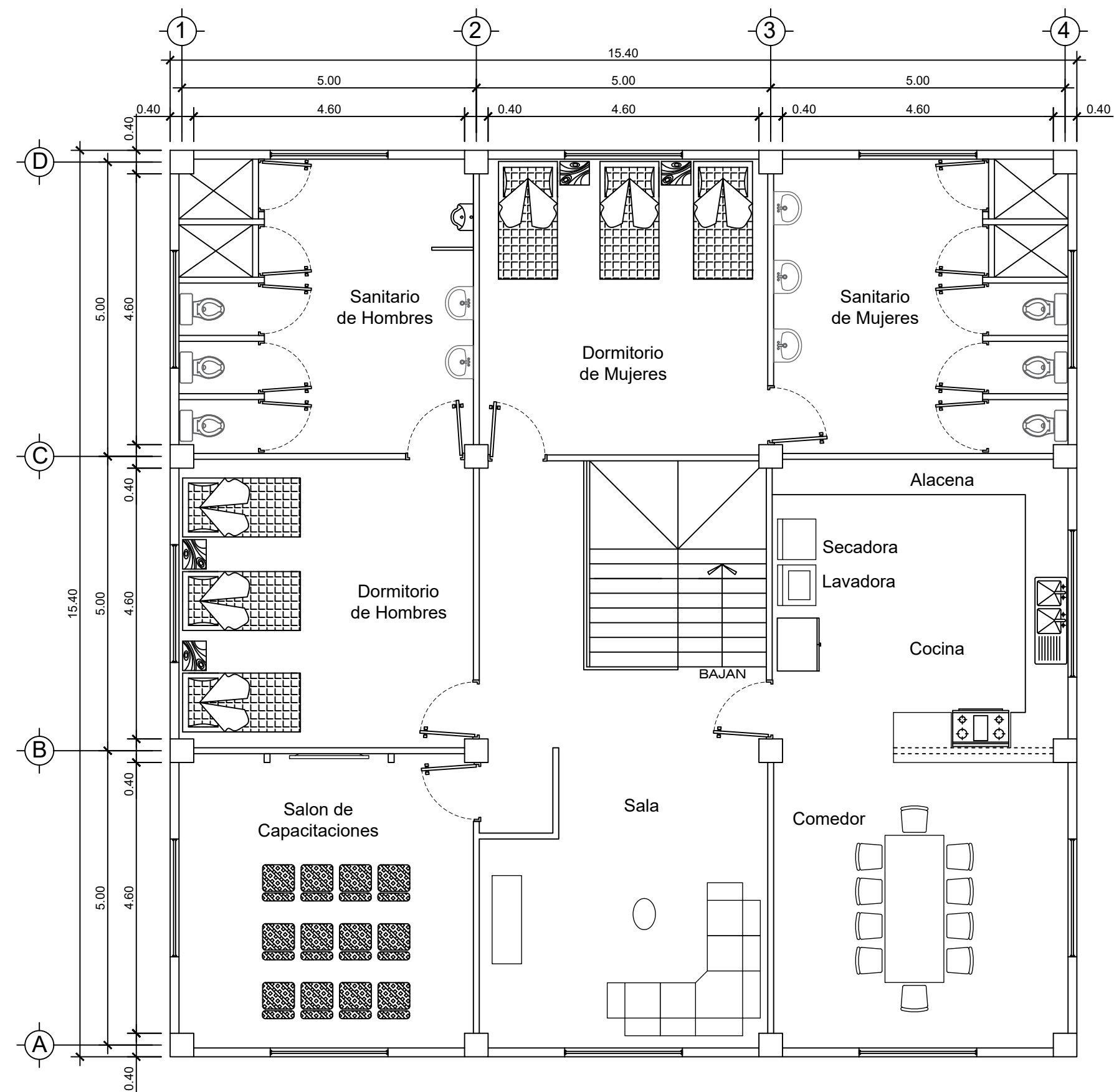
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.



PRIMER NIVEL



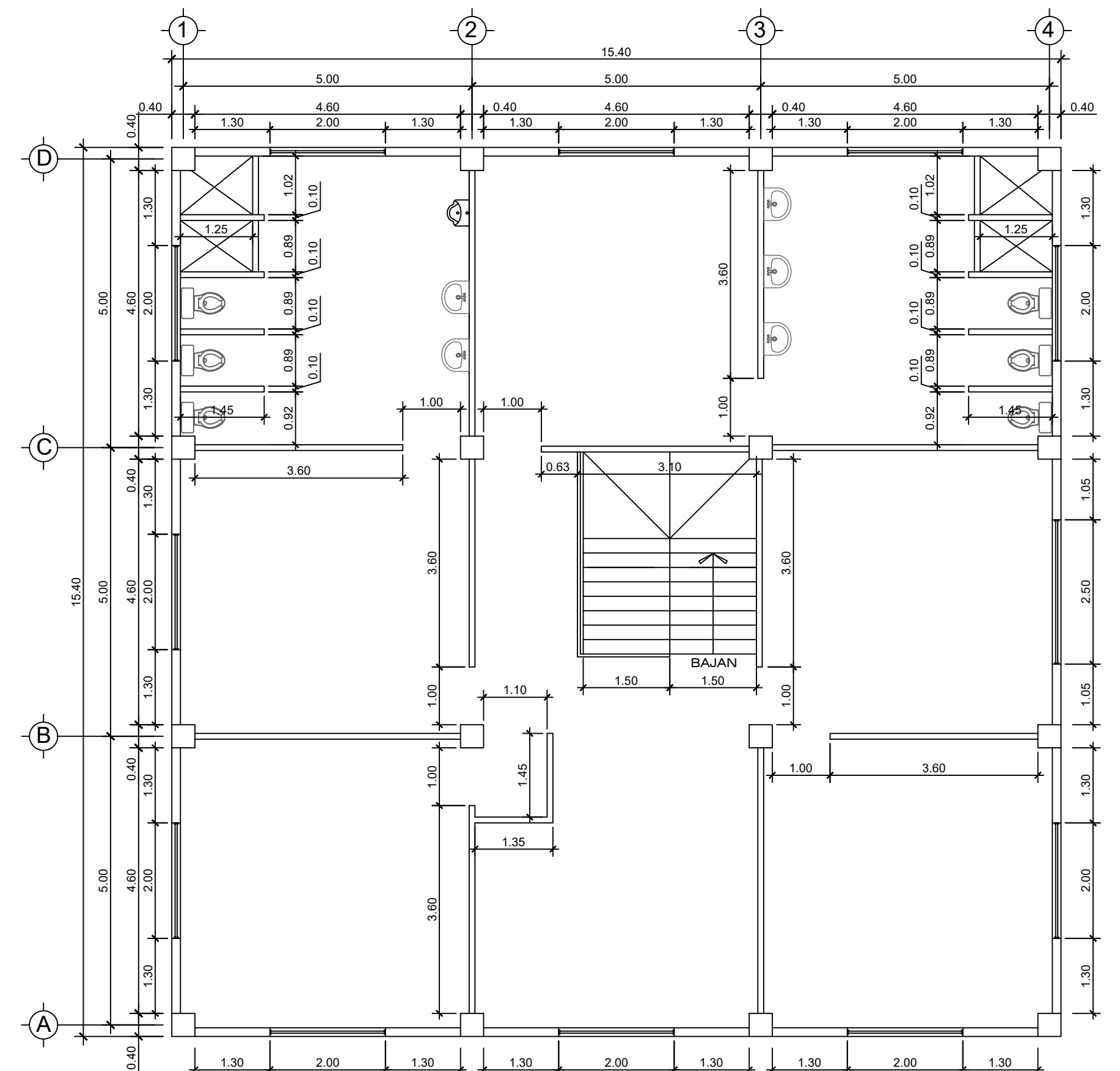
PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL

PLANTA ARQUITECTONICA


Escala: 1/80

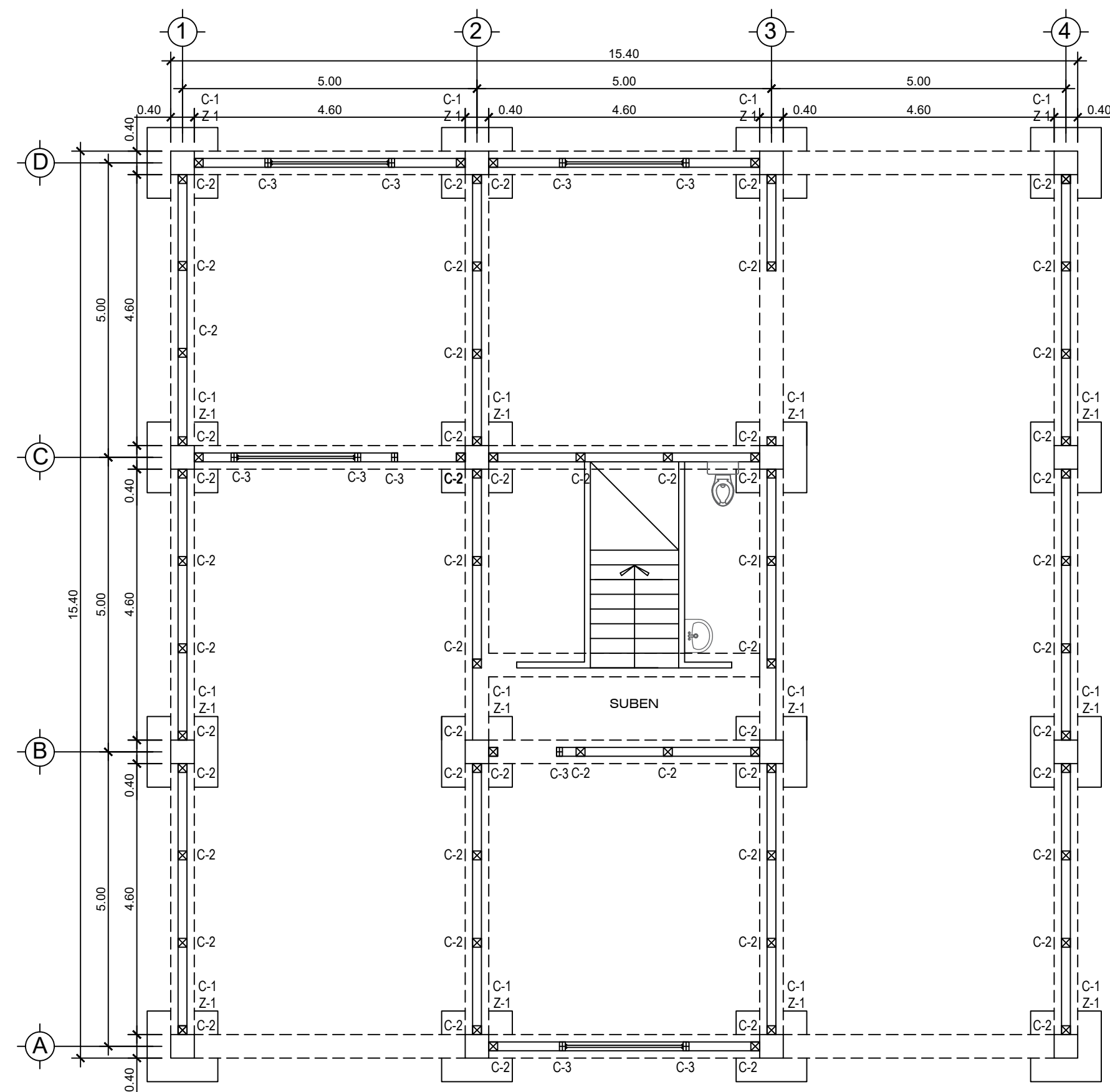


SEGUNDO NIVEL

PLANTA ACOTADA

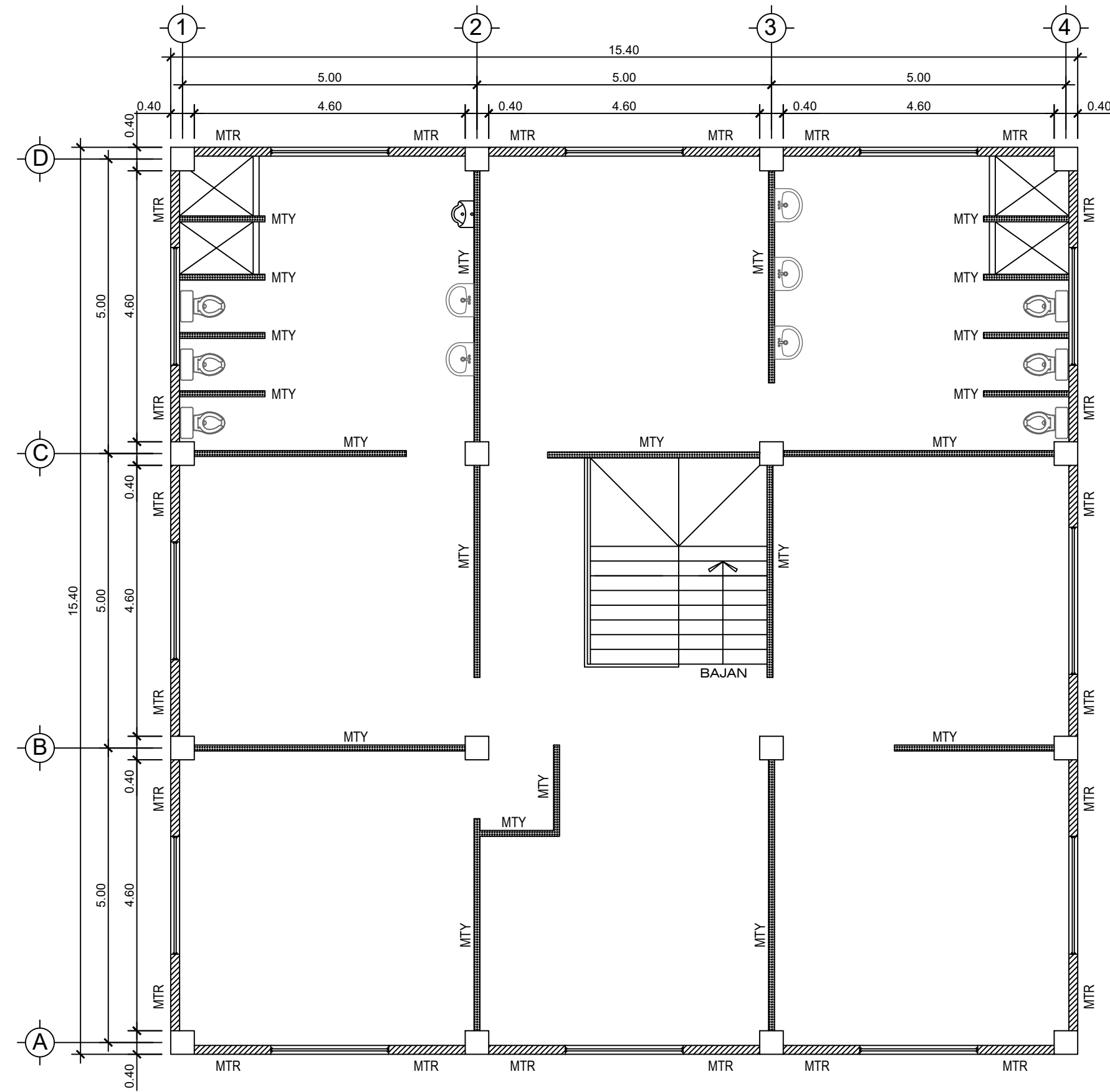
Escala: 1/80

	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: PLANTA ARQUITECTONICA PLANTA ACOTADA		
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARCALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARCALAC CASTILLO	CARNE: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARCALAC	Vo.Bo.:	HOJA
DIBUJO: PABLO JAVIER CHARCALAC		01
ESCALA: INDICADA	ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA	06
FECHA: 2020		



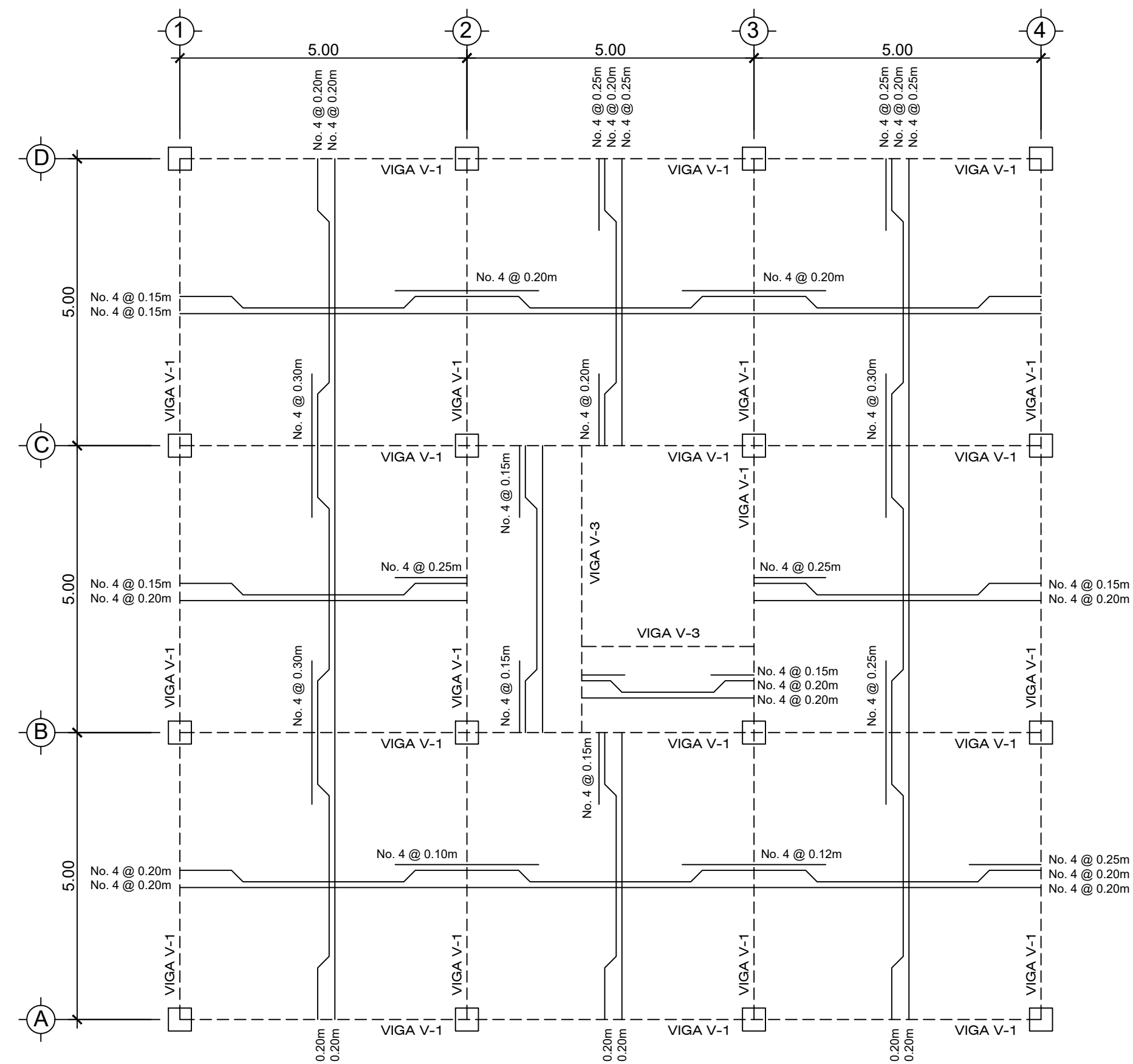
PRIMER NIVEL

SIMBOLOGIA	
	MTR MURO DE TABLA-ROCA
	MTY MURO DE TABLA-YESO
	COLUMNA C-1 0.40X0.40M
	COLUMNA C-2 0.15X0.15M
	COLUMNA C-3 0.10X0.15M
	CIMIENTO CORRIDO

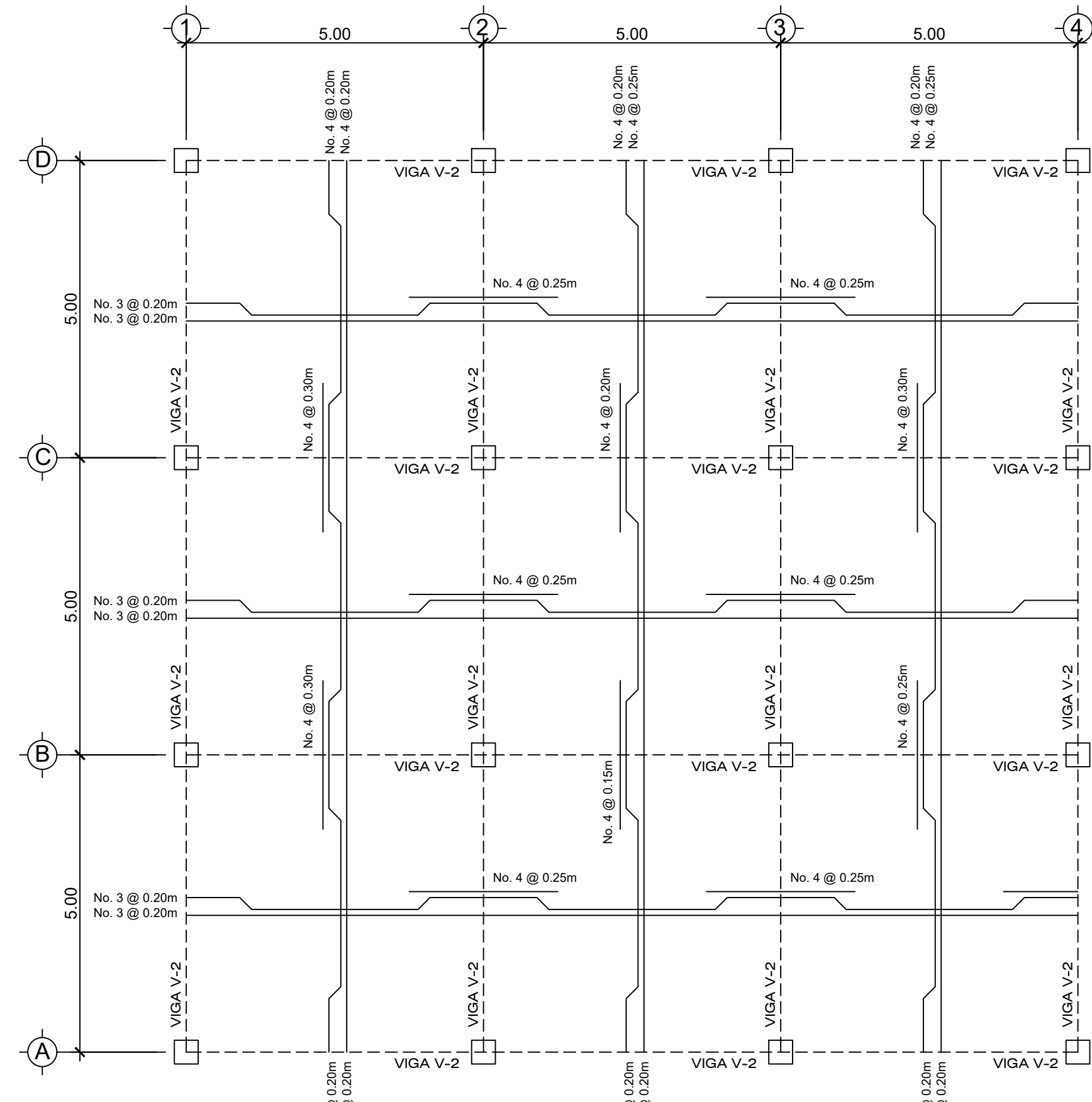


SEGUNDO NIVEL

CIMENTACION Y COLUMNAS
Escala: 1/80



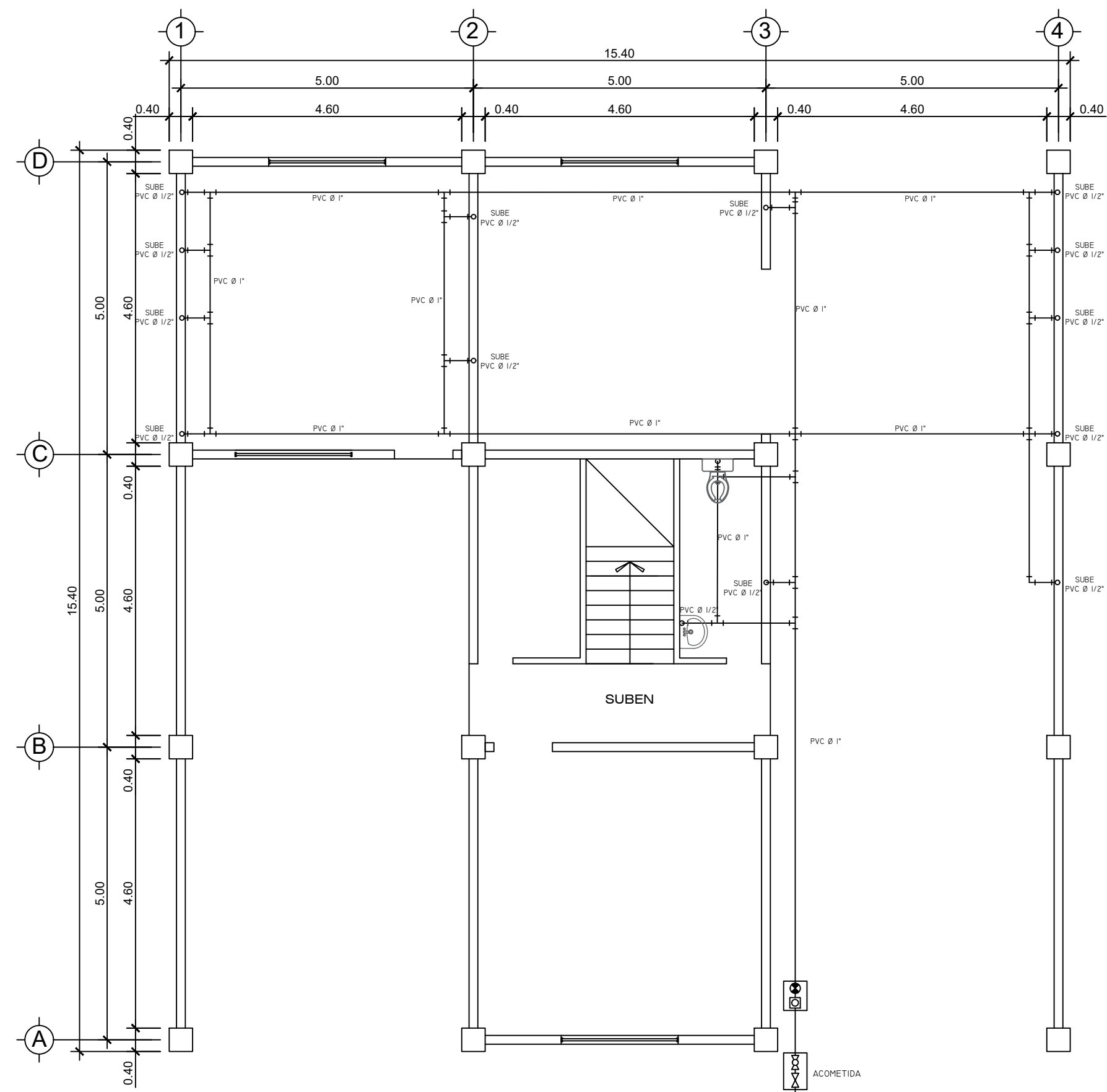
PRIMER NIVEL



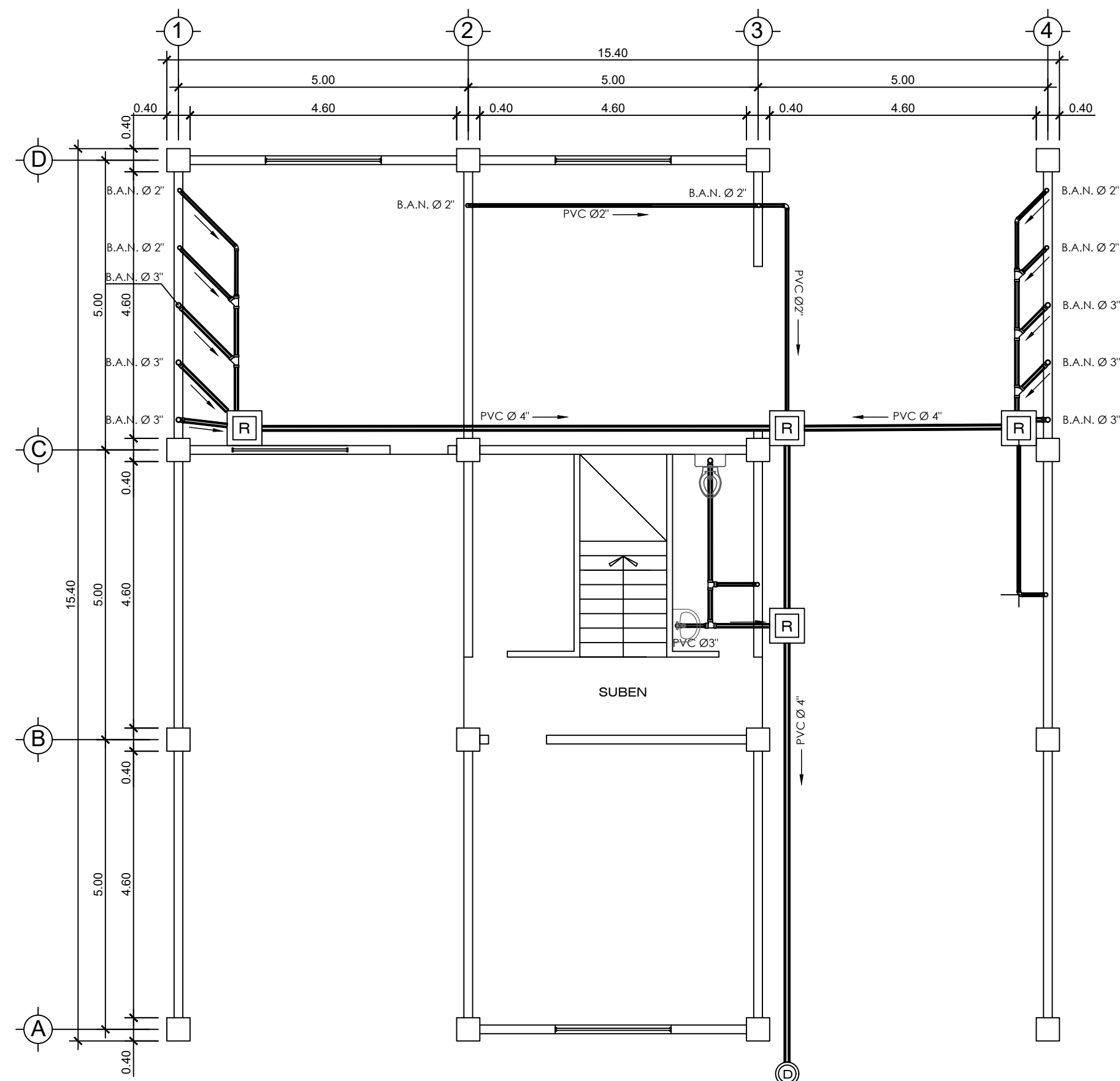
SEGUNDO NIVEL

PLANO DE LOSAS Y VIGAS
Escala: 1/100

	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: CIMENTACIONES Y COLUMNAS LOSAS Y VIGAS		
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARCALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARCALAC CASTILLO	CARNÉ: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARCALAC	V.B.:	HOJA: 02
DIBUJO: PABLO JAVIER CHARCALAC	INGENIERO:	06
ESCALA: INDICADA	ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA	
FECHA: 2020		



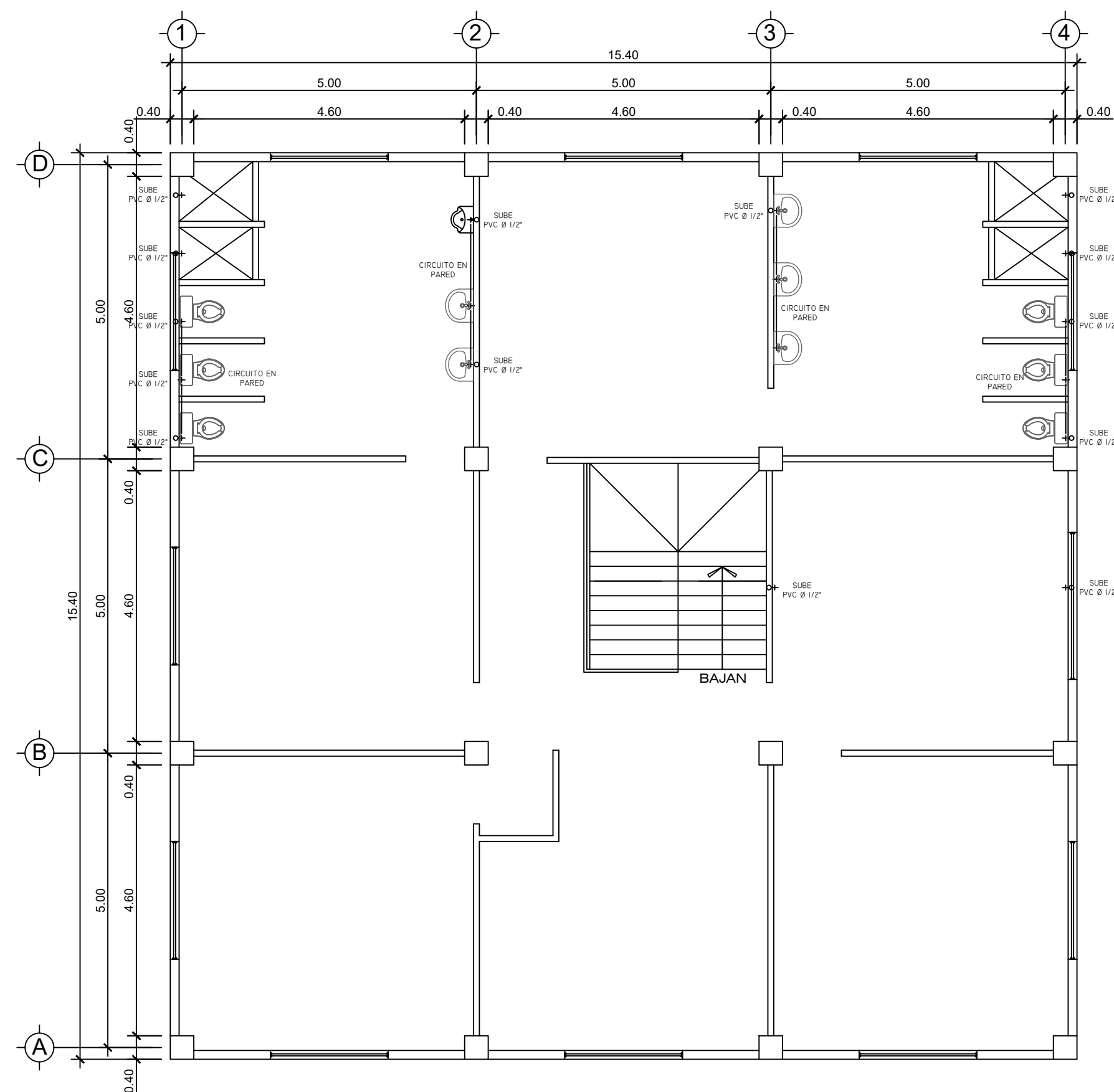
PRIMER NIVEL



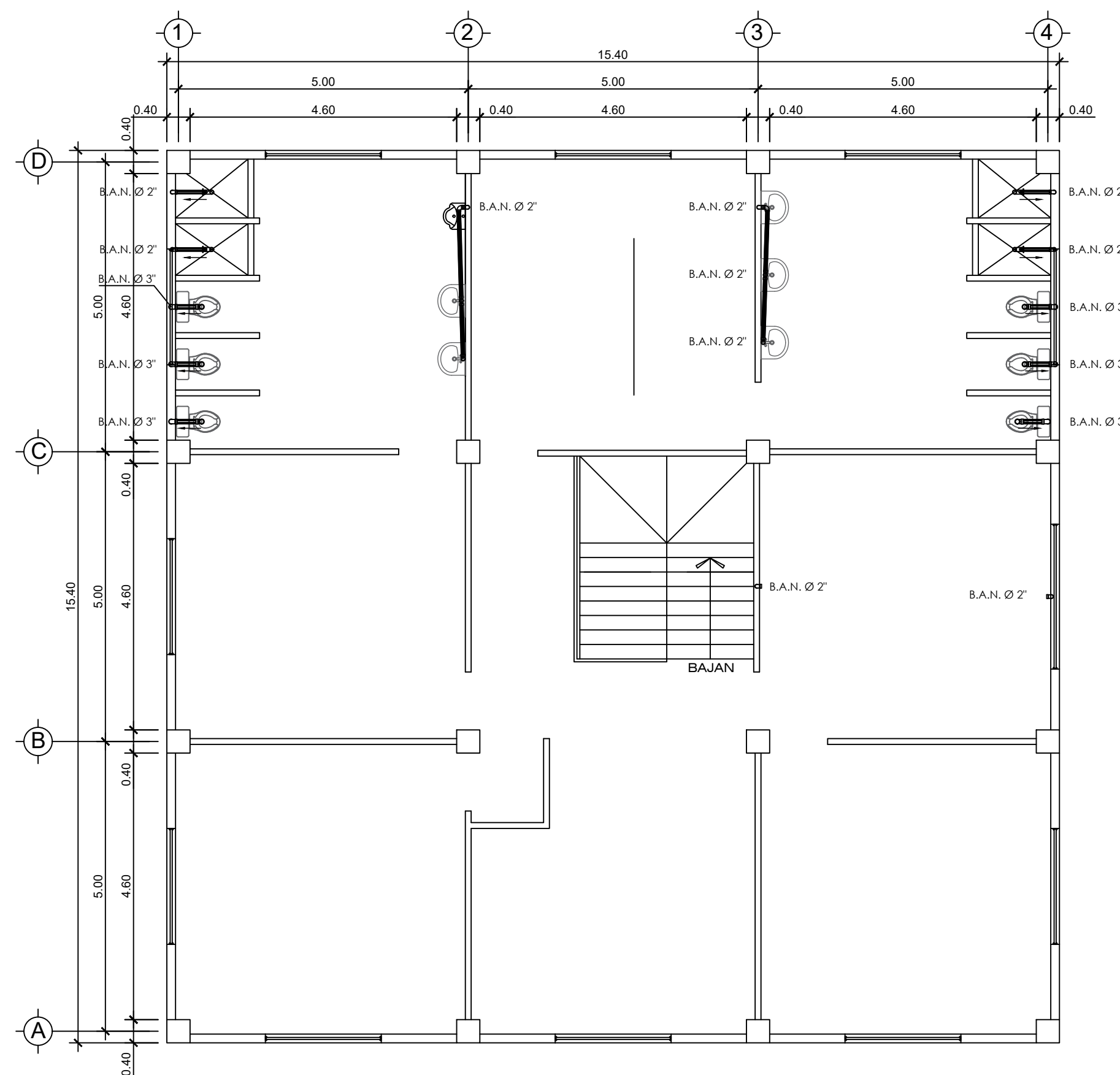
PRIMER NIVEL

SIMBOLOGIA DE DRENAJES			
	SENTIDO DE LA PENDIENTE		CAJA SANITARIA
	TUBERIA DRENAJE SANITARIO		CAJA TIPO REPOSADERA
	CODO 90° BOCA ABAJO		CANDELA DOMICILIAR
	CODO 90° BOCA ARRIBA		CAJA DE REGISTRO
	CODO 90° EN PLANTA		CAJA UNION
	CODO 45° EN PLANTA		CAJA TRAMPA GRASA
	TE EN PLANTA		CAJA DOMICILIAR
	TE BOCA ARRIBA		BAJADA DE AGUAS NEGRAS
	YE EN PLANTA		BAJADA DE AGUA PLUVIAL

SIMBOLOGIA DE AGUA POTABLE			
	TUBERIA PVC RAMAL		GRIFO
	CODO 90° VERTICAL		CHEQUE
	CODO 90° HORIZONTAL		LLAVE DE COMPUERTA
	TEE VERTICAL		CONTADOR
	TEE HORIZONTAL		LLAVE DE PASO



SEGUNDO NIVEL



SEGUNDO NIVEL

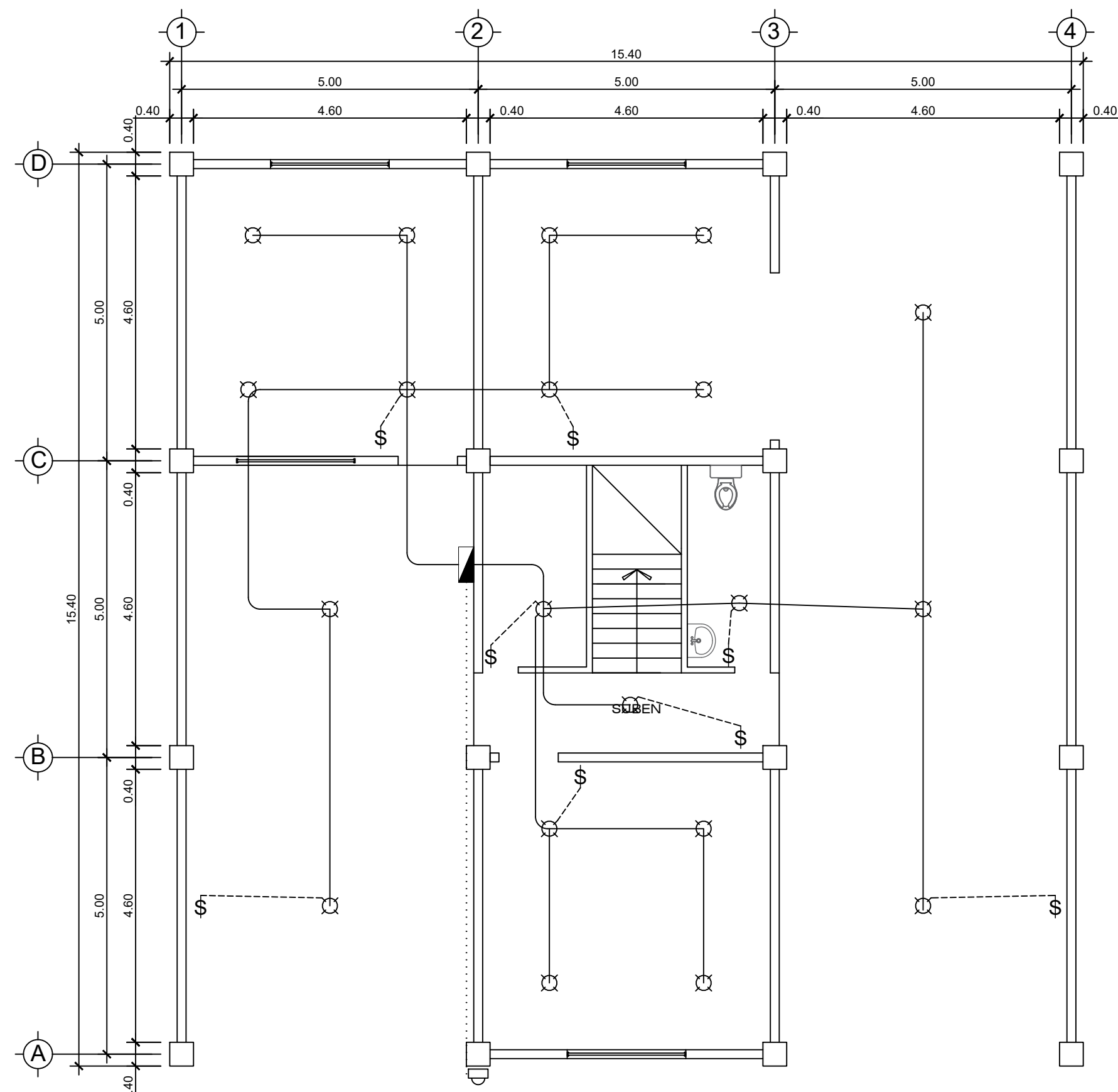
PLANTA DE AGUA POTABLE

Escala: 1/80

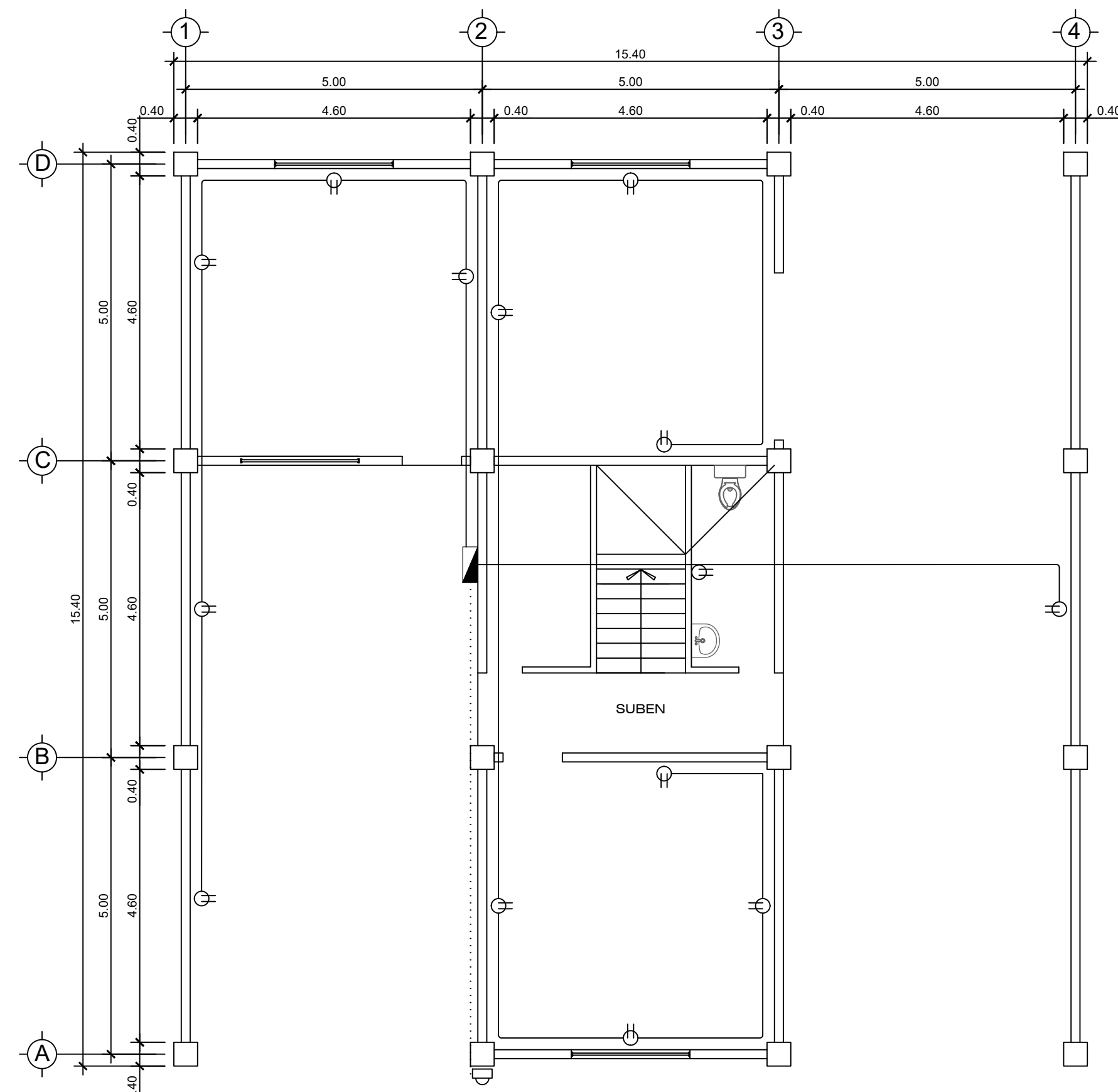
PLANTA DE DRENAJES

Escala: 1/80

	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
	PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
	CONTENIDO: INSTALACIONES DE DRENAJES INSTALACIONES DE AGUA POTABLE	
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARCHALAC CASTILLO	CARNE: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	Vo.Bo.:	HOJA: 03
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARCHALAC		ESCALA: INDICADA
FECHA: 2020		ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA 06



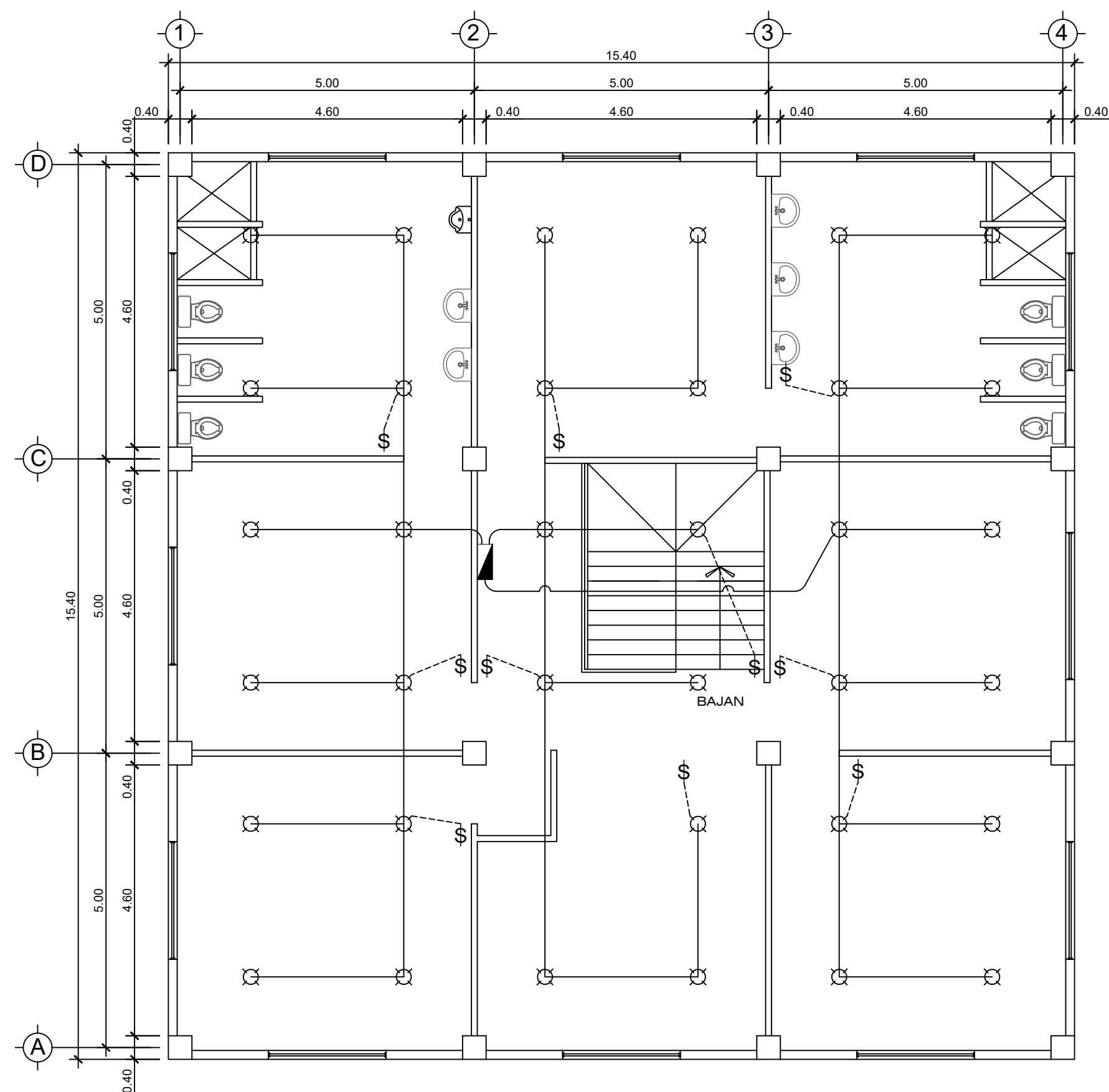
PRIMER NIVEL



PRIMER NIVEL

SIMBOLOGIA DE ILUMINACION	
	TABLERO DE CIRCUITOS EN ALTURA h=1.50m
	CONTADOR DE CONSUMO ELECTRICO
	INTERRUPTOR 120V CABLE CALIBRE 12 AWG
	TUBERIA ELECTRICA EMPOTRADA EN CIELO
	TUBERIA ELECTRICA EMPOTRADA EN MUROS Y PISO
	TUBERIA ELECTRICA DESDE INTERRUPTORES EMPOTRADA EN MUROS Y CIELO
	CAJA OCTAGONAL PARA LAMPARA COLOCADA EN CIELO
	CAJA OCTAGONAL PARA LAMPARA COLOCADA EN PARED

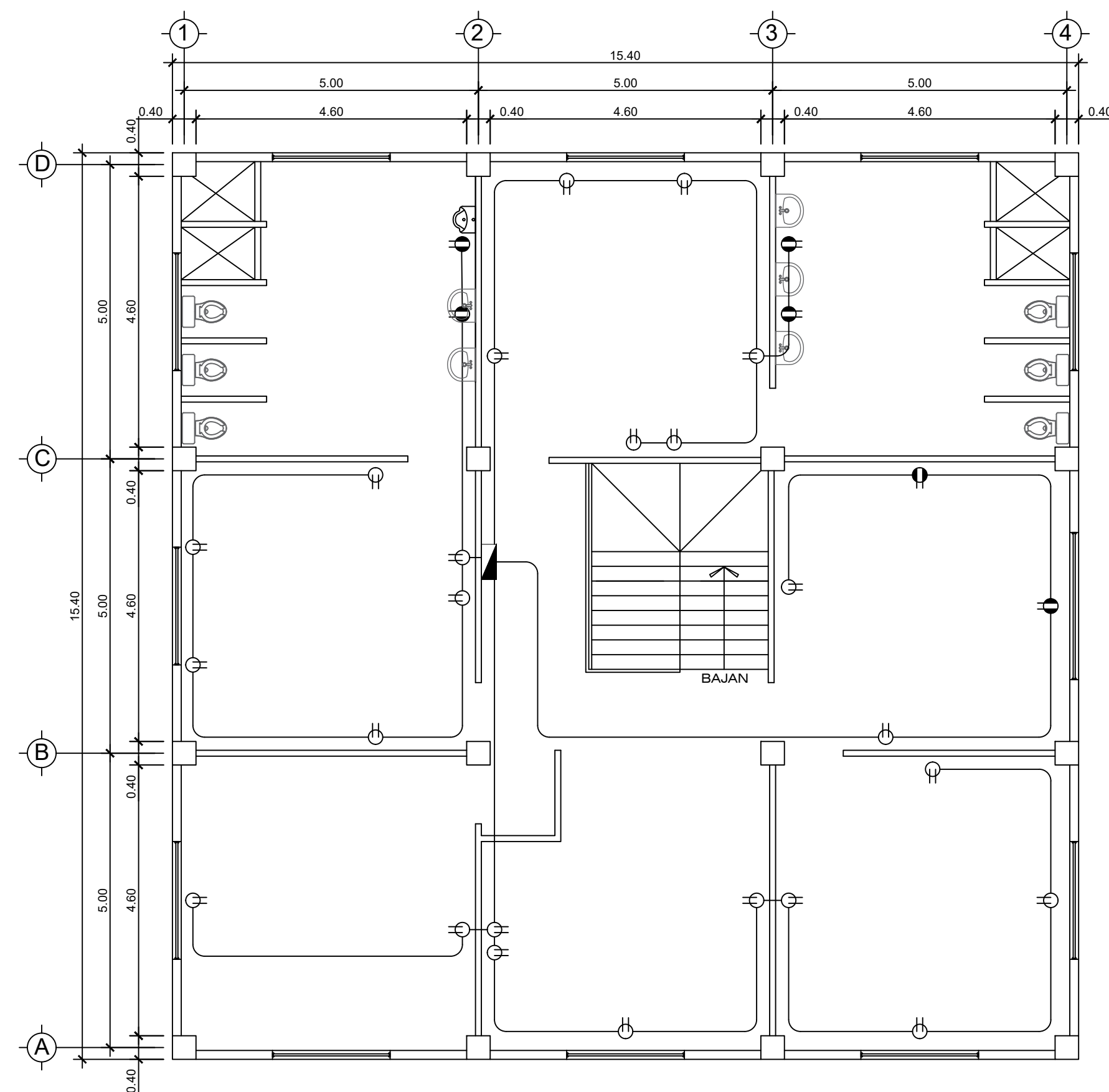
SIMBOLOGIA DE FUERZA	
	TABLERO DE CIRCUITOS EN ALTURA h=1.50m
	CONTADOR DE CONSUMO ELECTRICO
	TUBERIA ELECTRICA EMPOTRADA EN CIELO, MUROS Y PISO
	TUBERIA ELECTRICA DESDE INTERRUPTORES EMPOTRADA EN MUROS Y CIELO
	TOMACORRIENTES DOBLE 120V CABLE CALIBRE 10 AWG
	TOMACORRIENTES DOBLE 120V EN ALTURA h=1.20m CABLE CALIBRE 10 AWG
	TOMACORRIENTES DOBLE 240V CABLE CALIBRE 10 AWG



SEGUNDO NIVEL

PLANTA DE ILUMINACION

Escala: 1/80

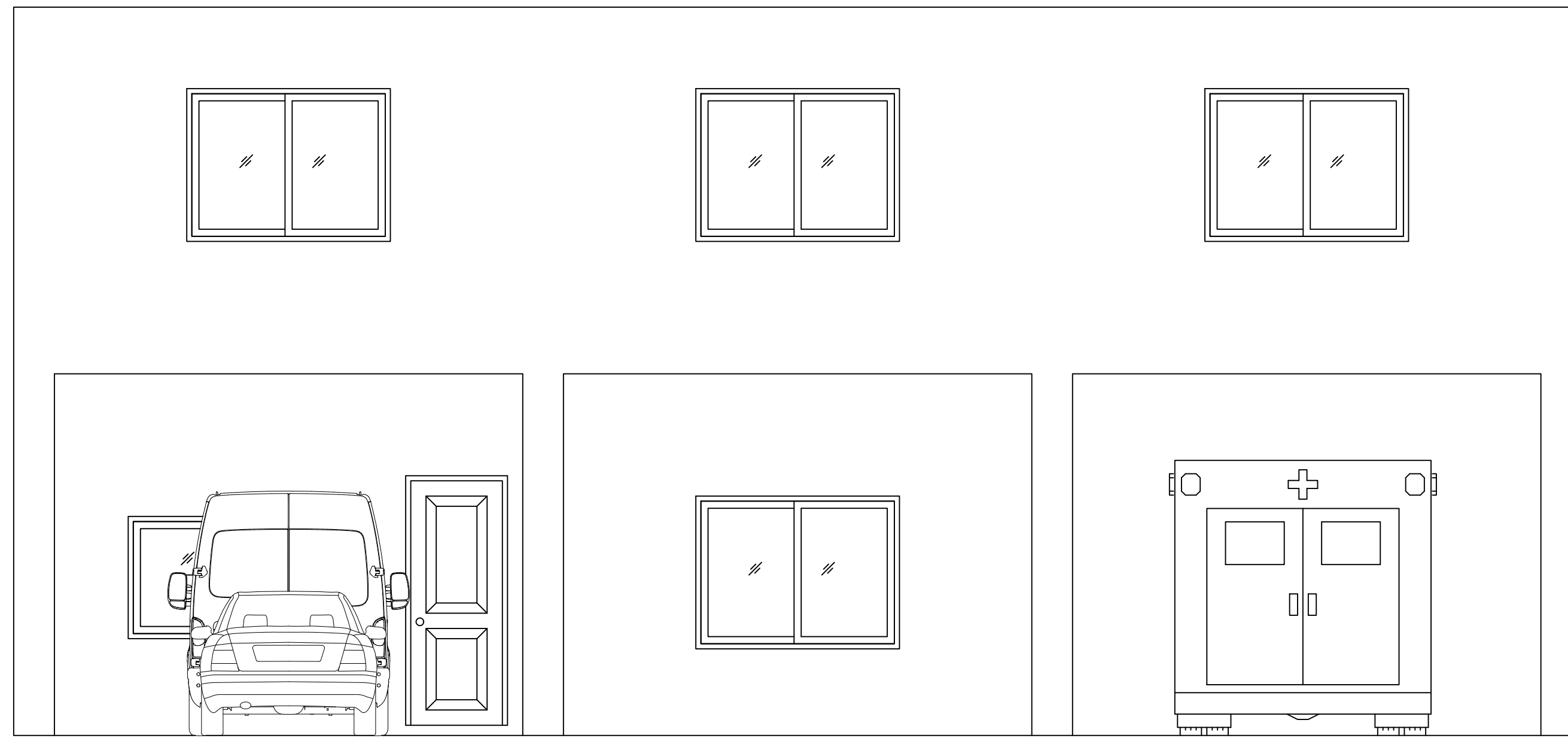


SEGUNDO NIVEL

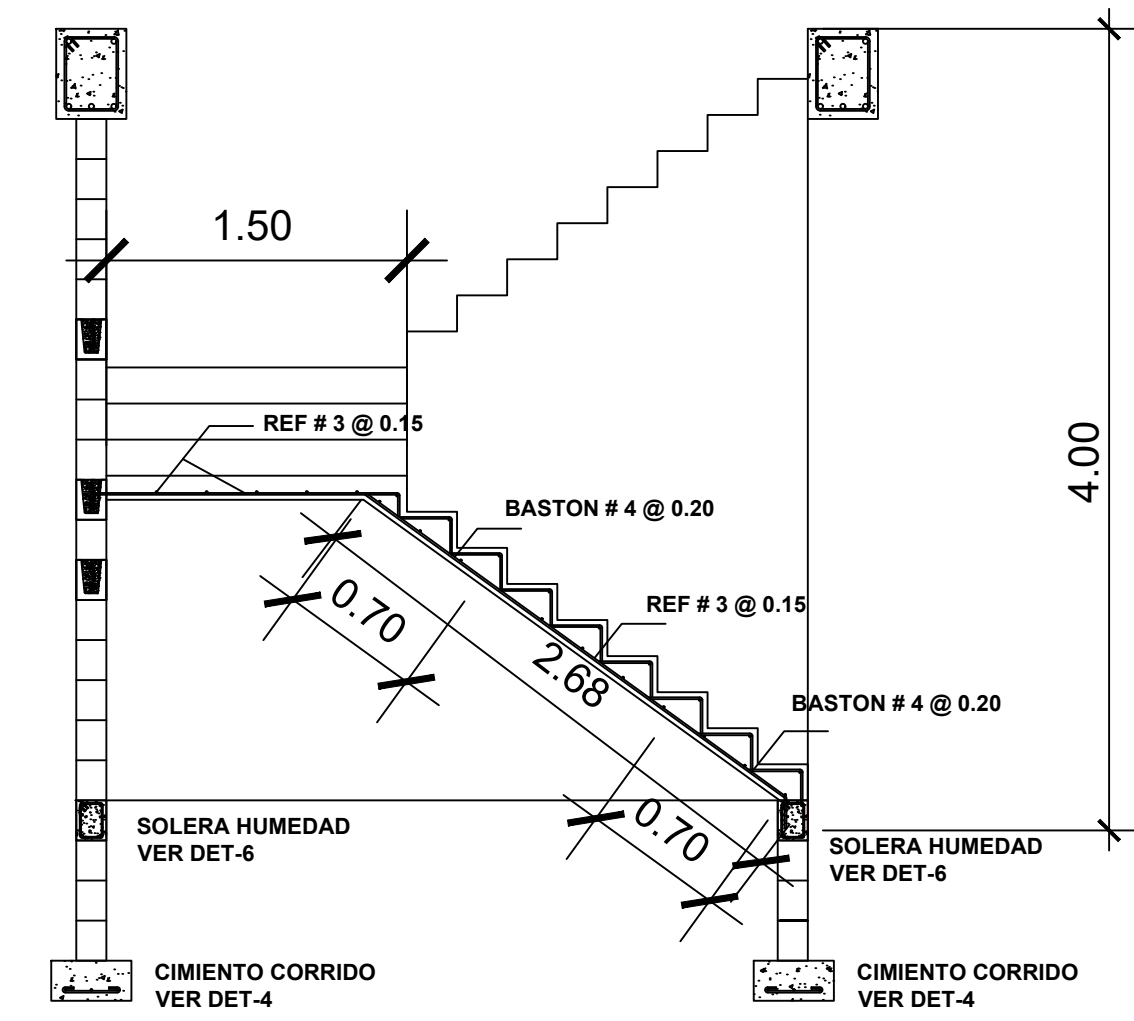
PLANTA DE FUERZA

Escala: 1/80

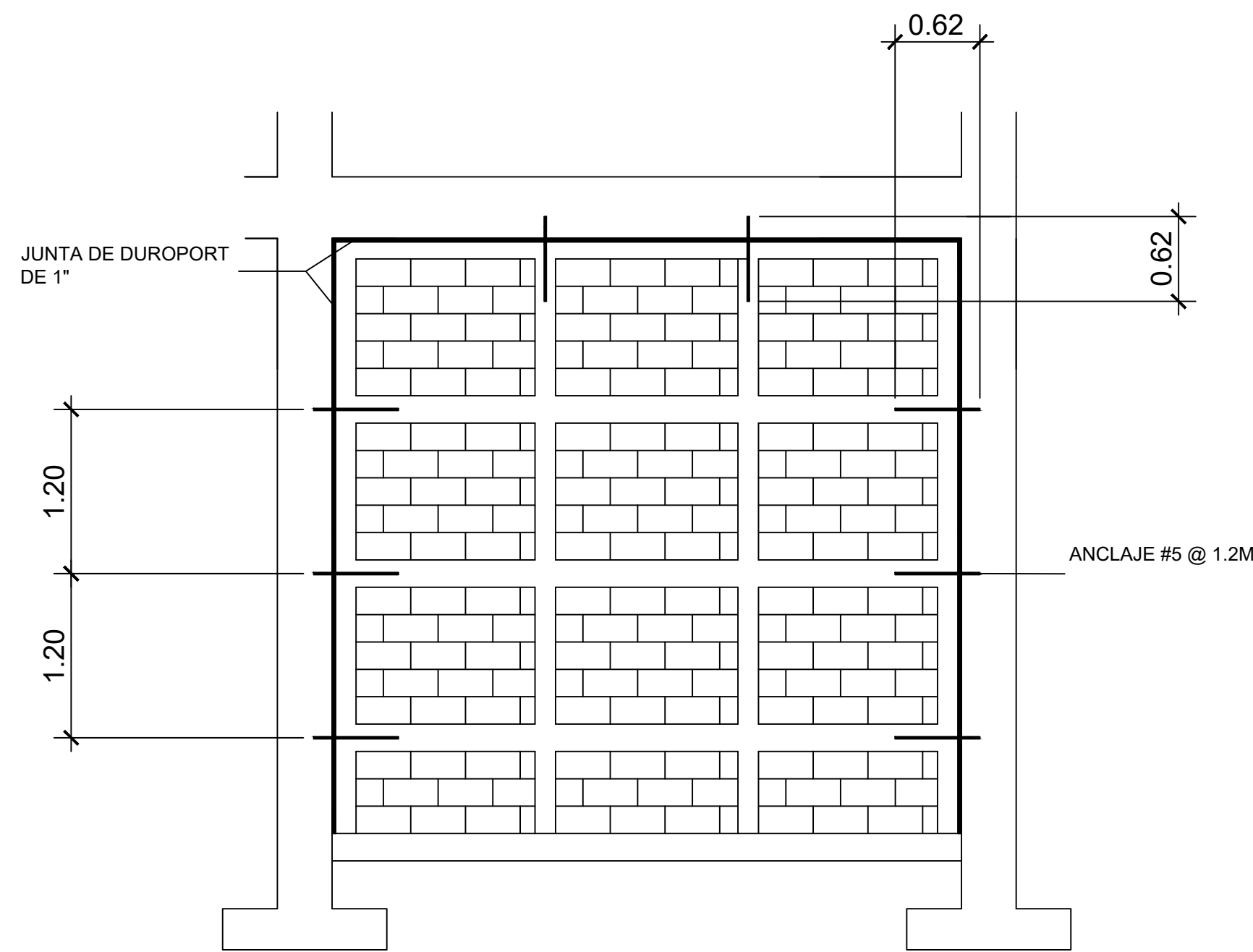
	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
	PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
	CONTENIDO: ELECTRICIDAD DE ILUMINACION ELECTRICIDAD DE FUERZA	
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARCHALAC CASTILLO	CARRER: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	Va. B.:	HOJA: 04
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARCHALAC		ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA 06
ESCALA: INDICADA		
FECHA: 2020		



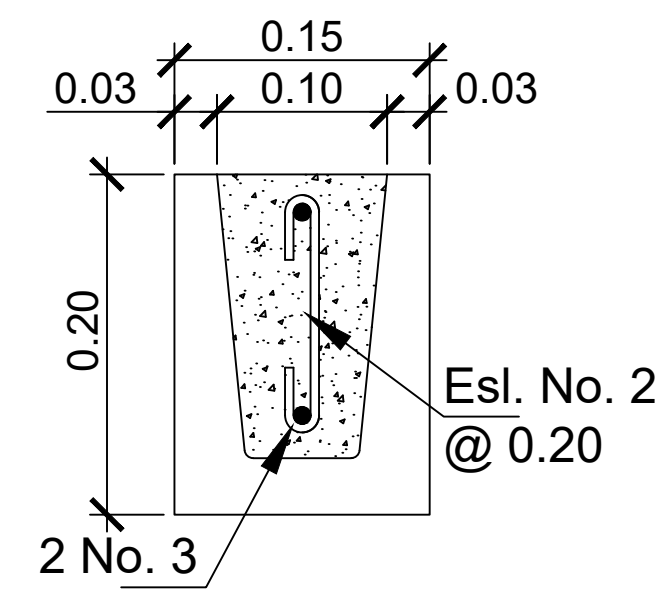
FACHADA FRONTAL
DETALLE ESC 1:30



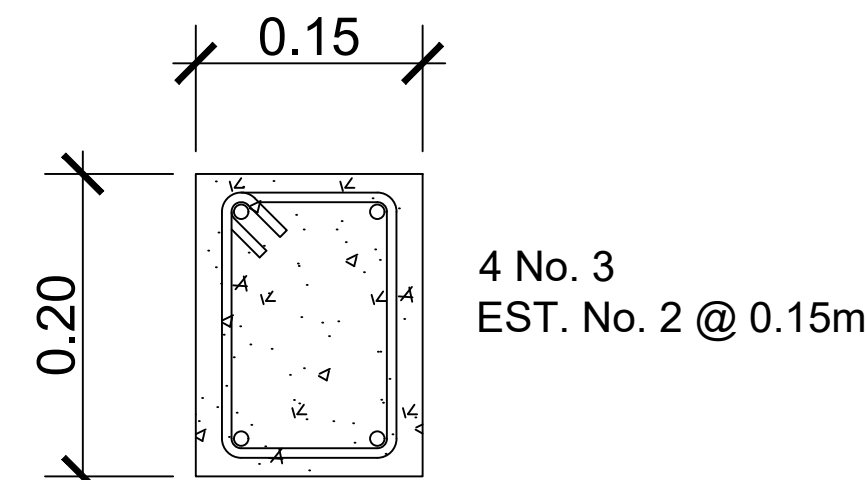
GRADAS PRINCIPALES
DETALLE ESC 1:20



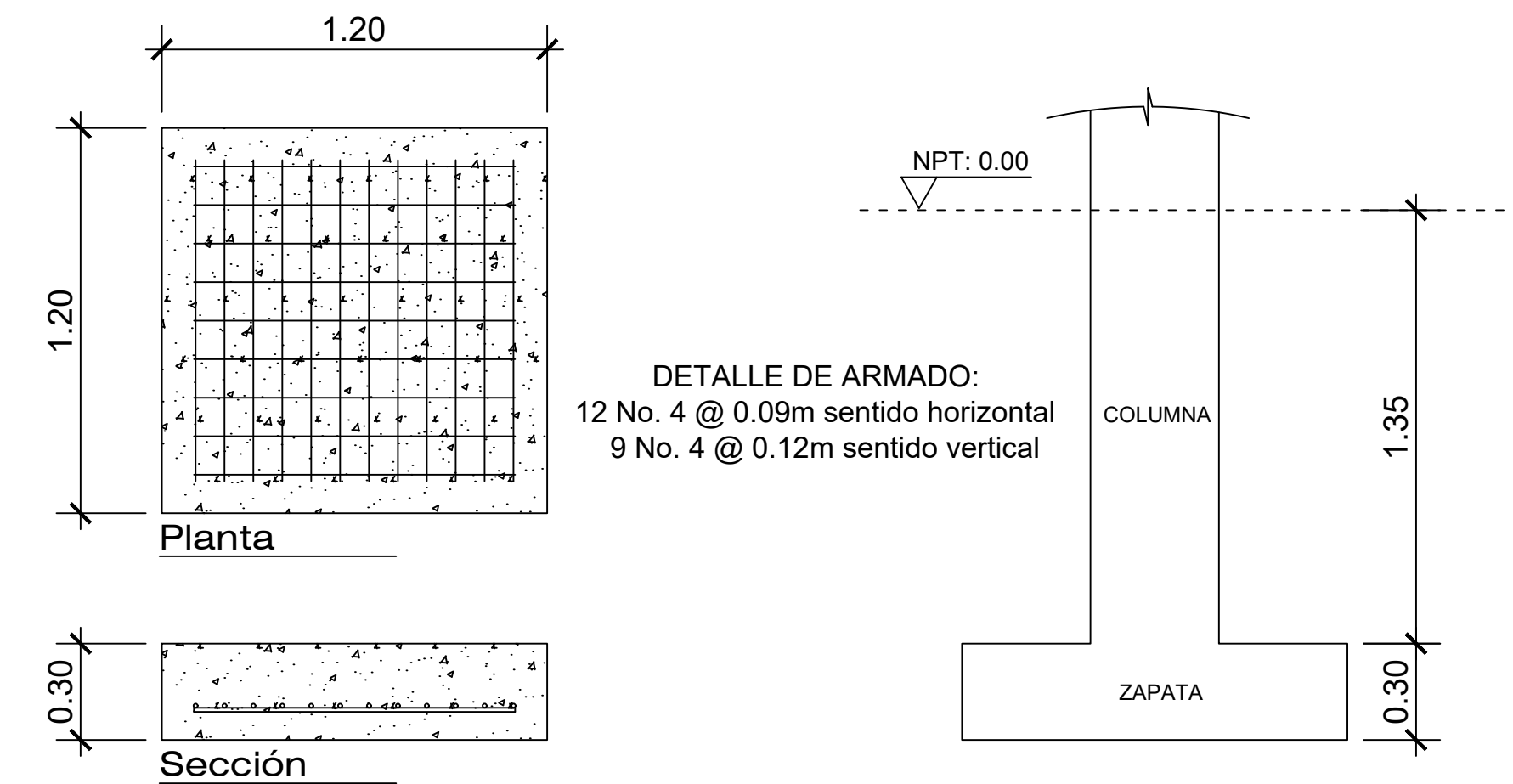
DETALLE DE ANCLAJE DE MURO A MARCO DUCTIL
ESC 1:20



DETALLE SOLERAS DET-9
ESC 1:20

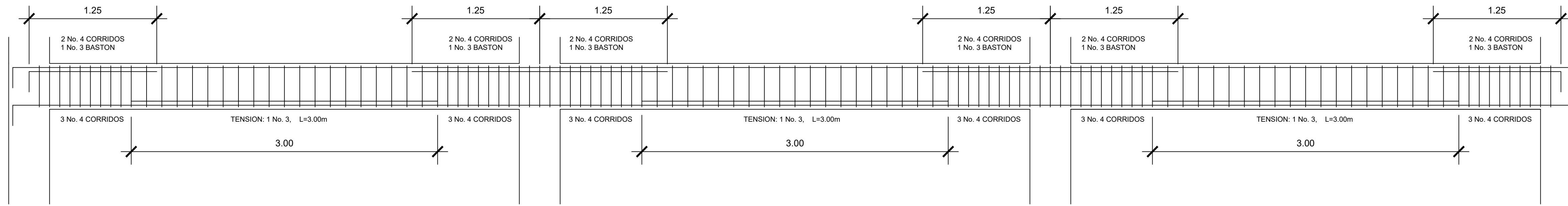


SOLERA HUMEDAD DET-6
ESC 1:10

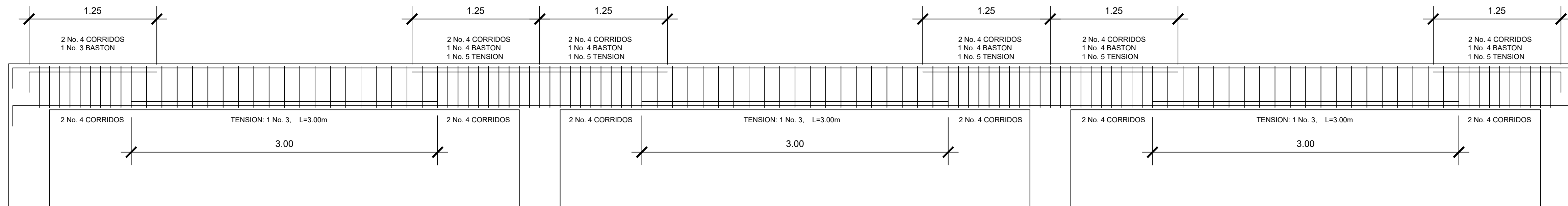


ZAPATA TIPO Z-1 DET-1
ESC 1:20

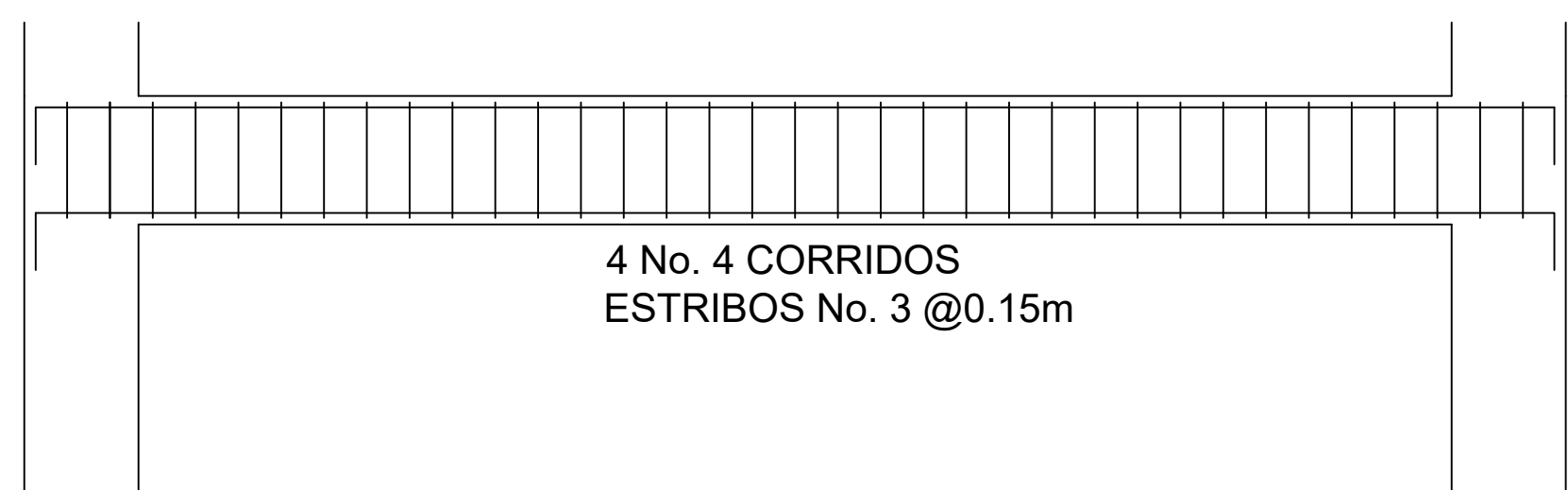
	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: FACHADA PRINCIPAL DETALLES		
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARCHALAC CASTILLO	CARNE: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	Vo. Bn.:	HOJA
DIBUJO: PABLO JAVIER CHARCHALAC		05
ESCALA: INDICADA	ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA	06
FECHA: 2020		



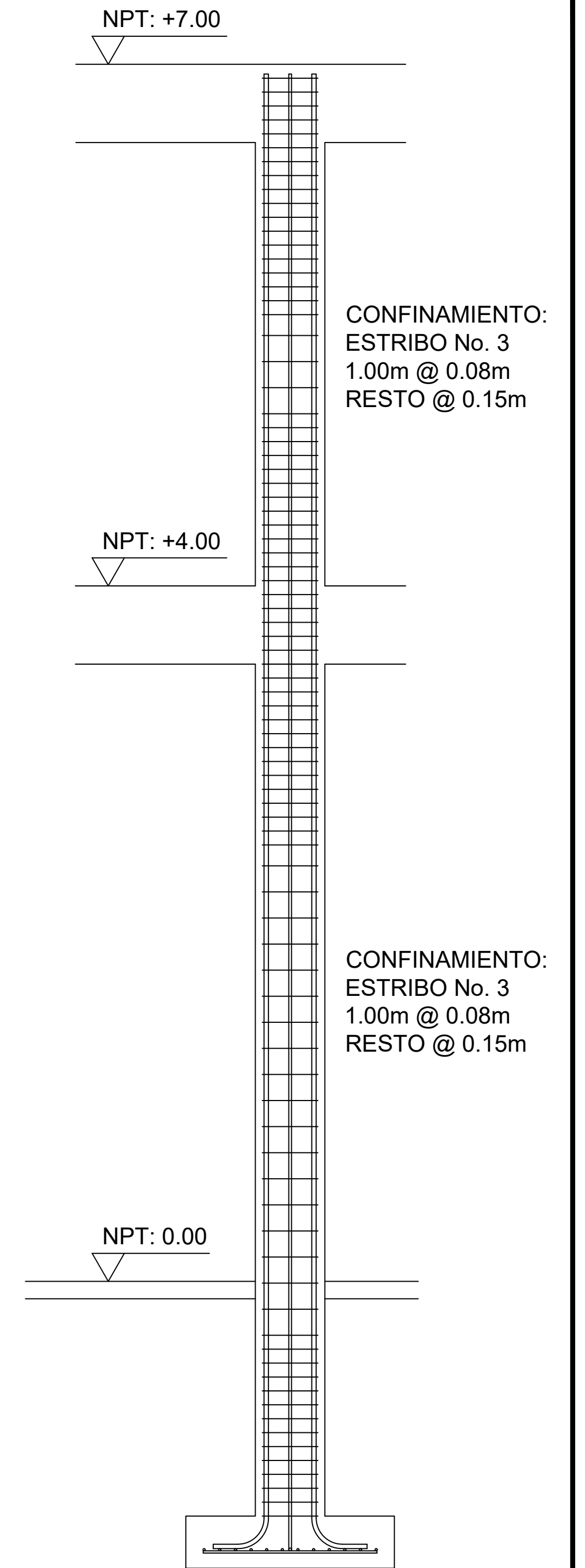
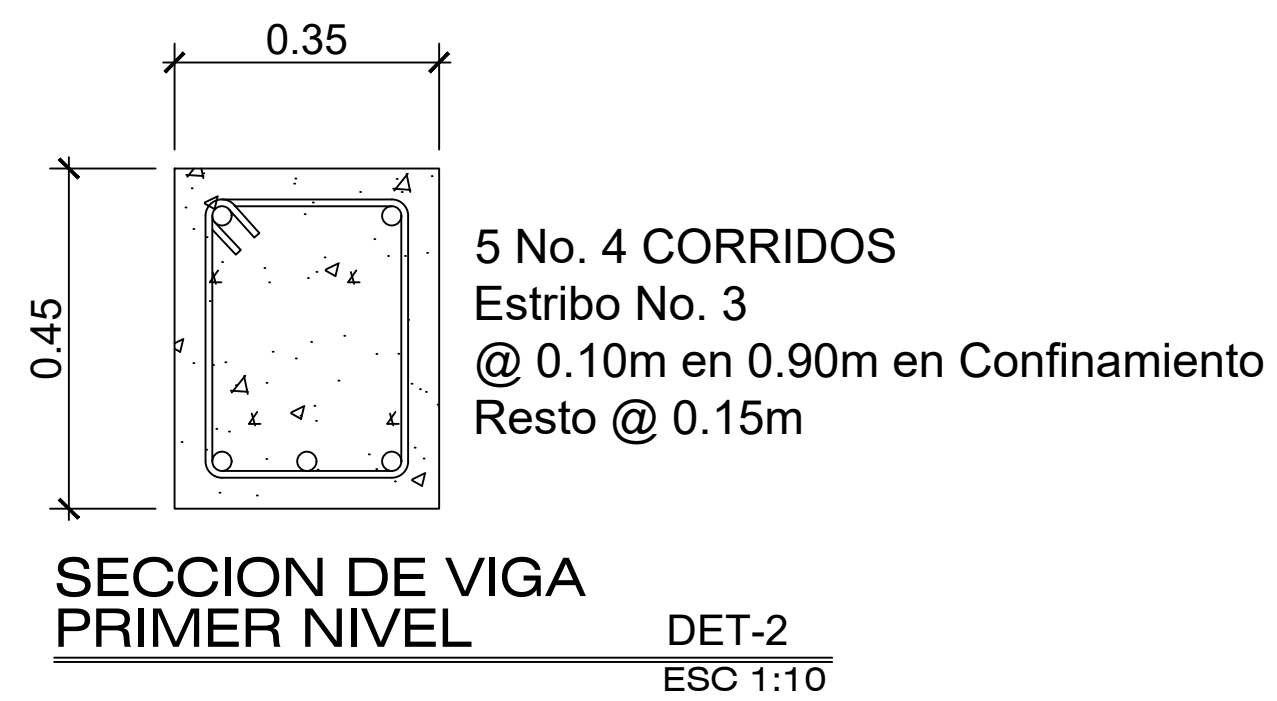
VIGA PRIMER NIVEL V-1
ESC 1:20



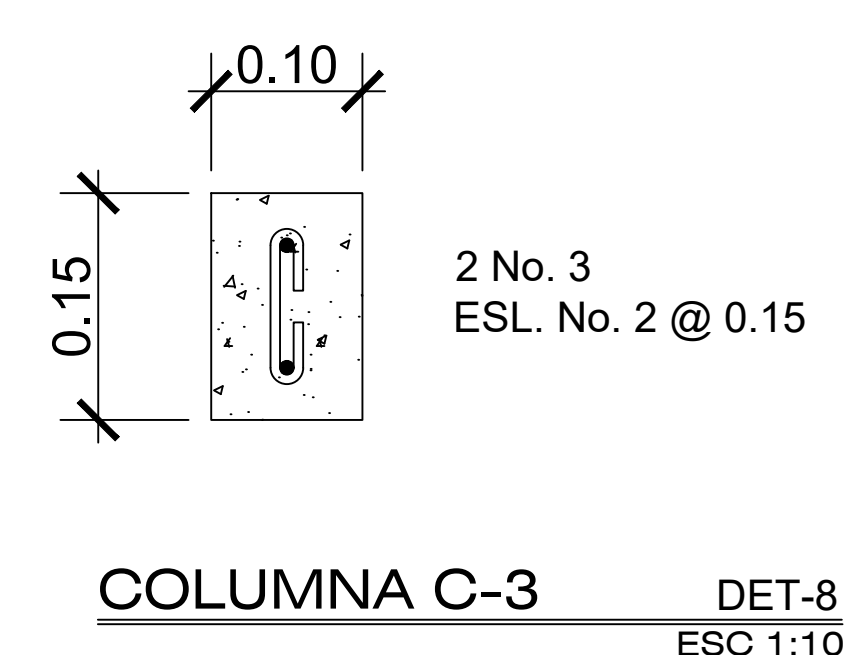
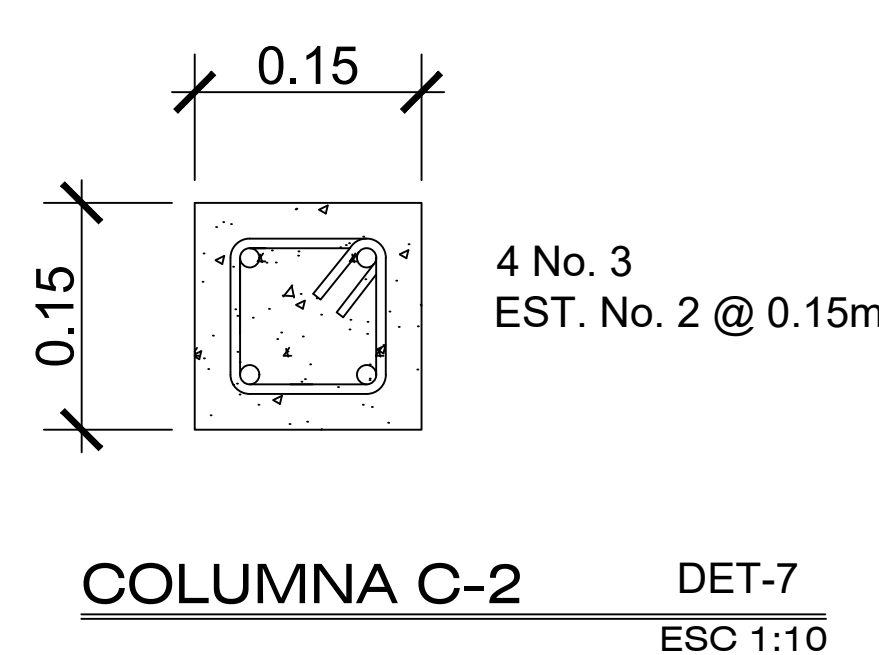
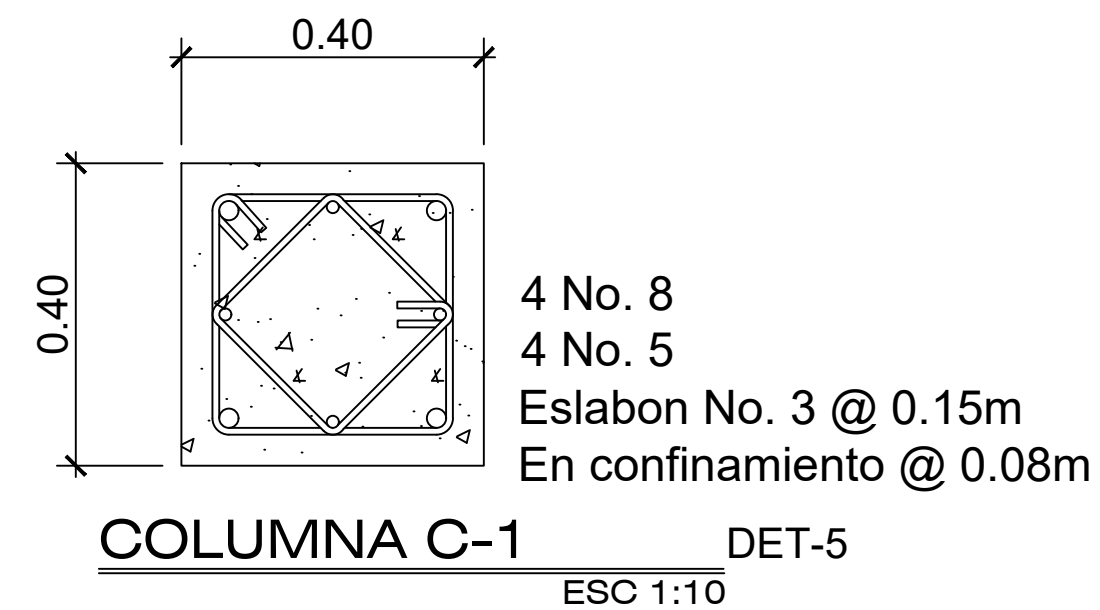
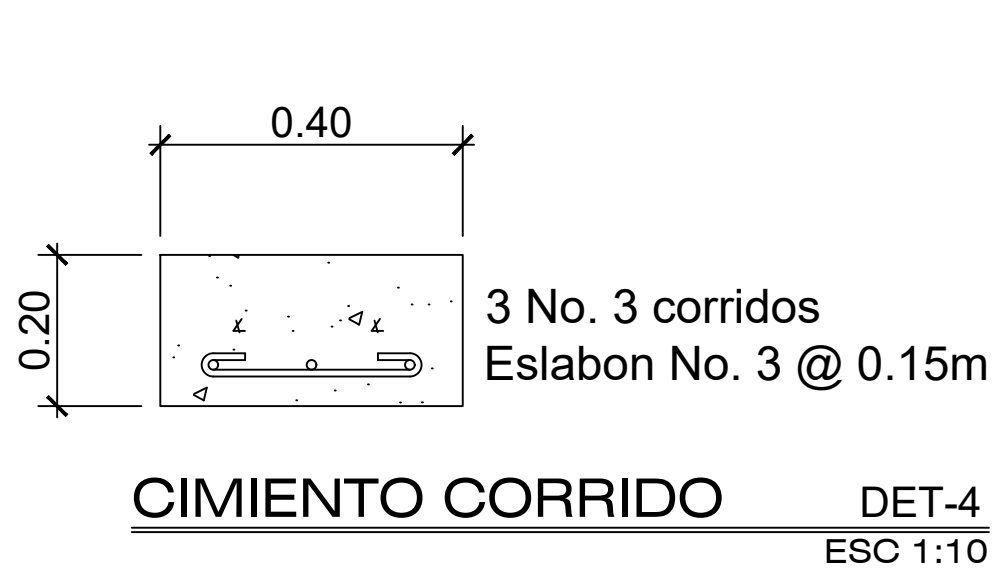
VIGA SEGUNDO NIVEL V-2
ESC 1:20



VIGA CUBO DE GRADAS V-3
ESC 1:20



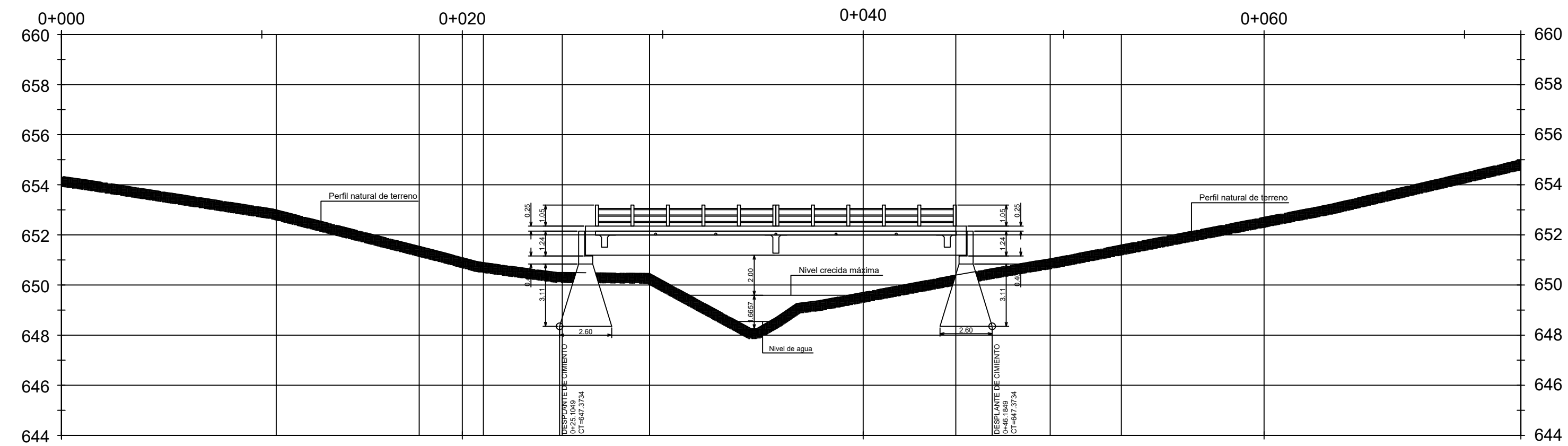
DETALLE DE COLUMNA C-1
ESC 1:25



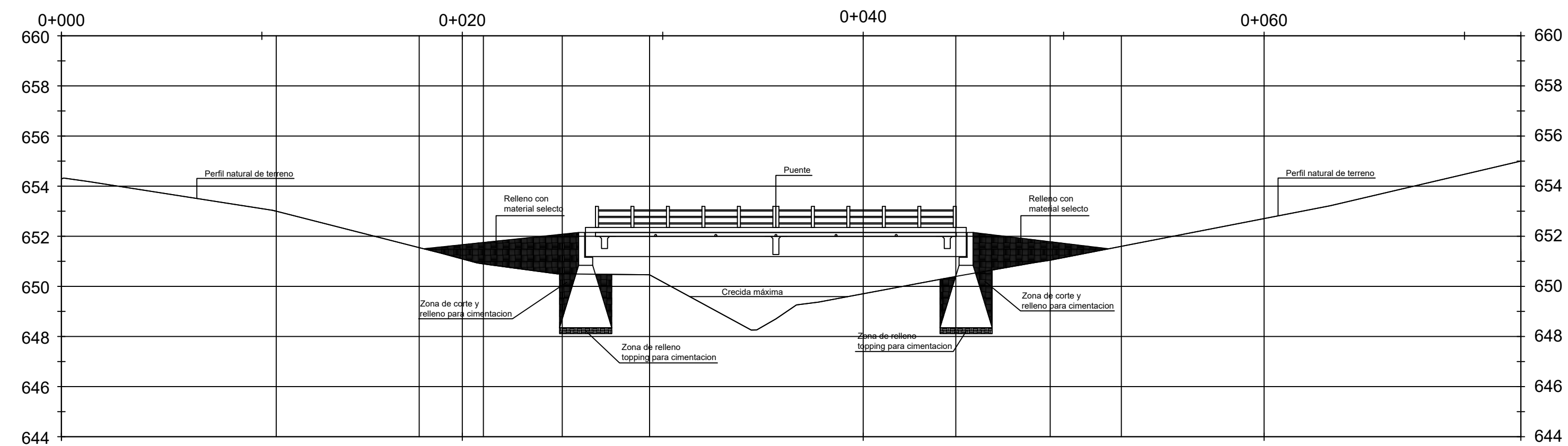
	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
PROYECTO: ESTACION DE BOMBEROS MUNICIPALES PARA EL MUNICIPIO DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: DETALLES ESTRUCTURALES		
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARHALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARHALAC CASTILLO	CARNE: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARHALAC	Vo.Bo.:	HOJA: 06
DIBUJO: PABLO JAVIER CHARHALAC	ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA 06	
ESCALA: INDICADA		
FECHA: 2020		

Apéndice 2. **Puente vehicular, juego de planos**

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.



PERFIL VERTICAL PUENTE
ESCALA 1:200



PERFIL DE CORTE Y RELLENO
ESCALA 1:200

ESPECIFICACIONES GENERALES:

NORMAS DE DISEÑO:

- STANDARD SPECIFICATIONS HIGHWAYS BRIDGES DE LA AASHTO 2004
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 318-08
- ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCION DE CARRETERAS Y PUENTES.

PARÁMETROS DE DISEÑO:

- ANCHO DE VÍA: 1 CARRIL DE 3.05 METROS DE ANCHO.
- LUZ LIBRE ENTRE ESTRIBOS: 18 METROS.
- CARGA VIVA: HS15-44


ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

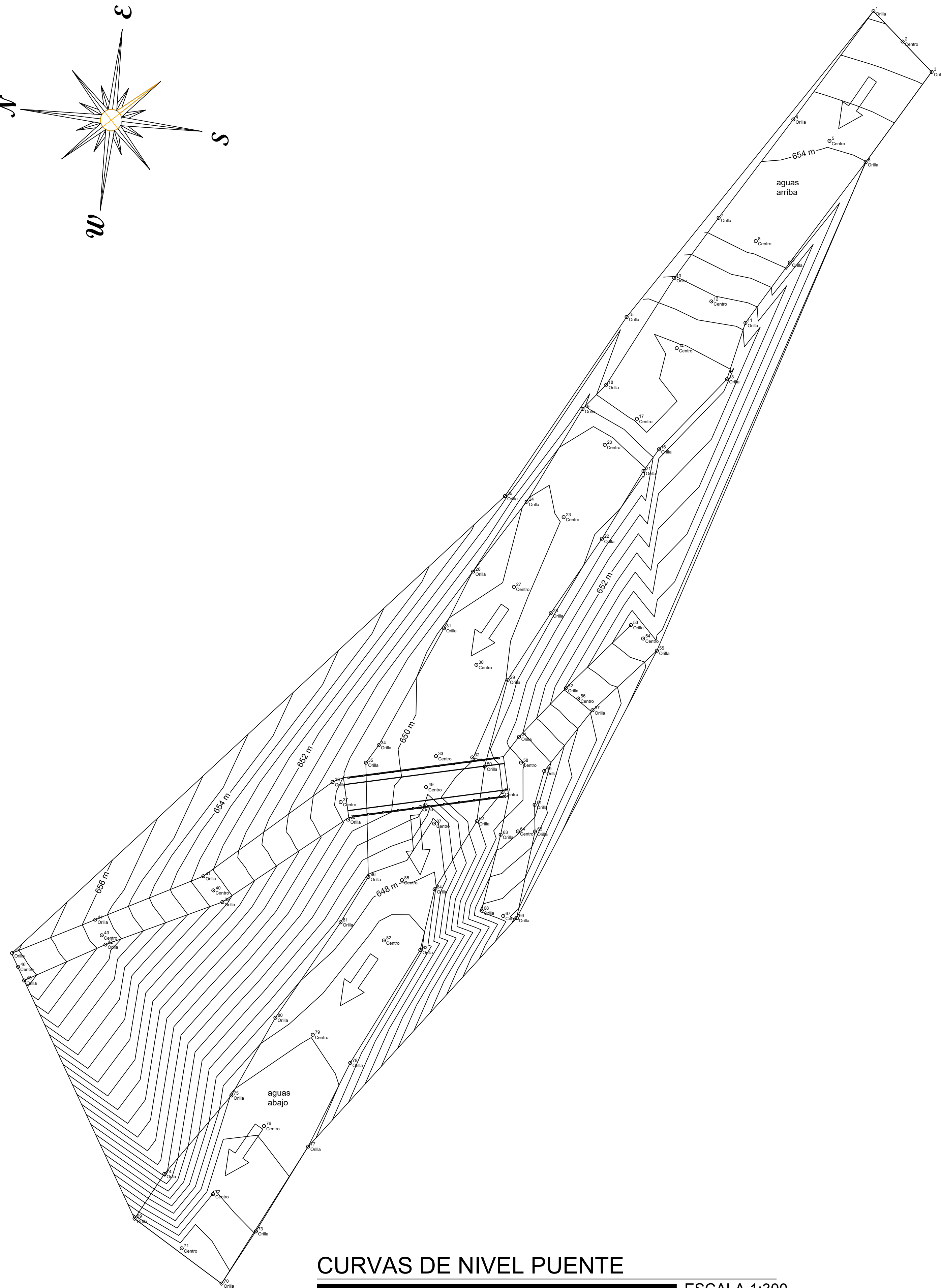
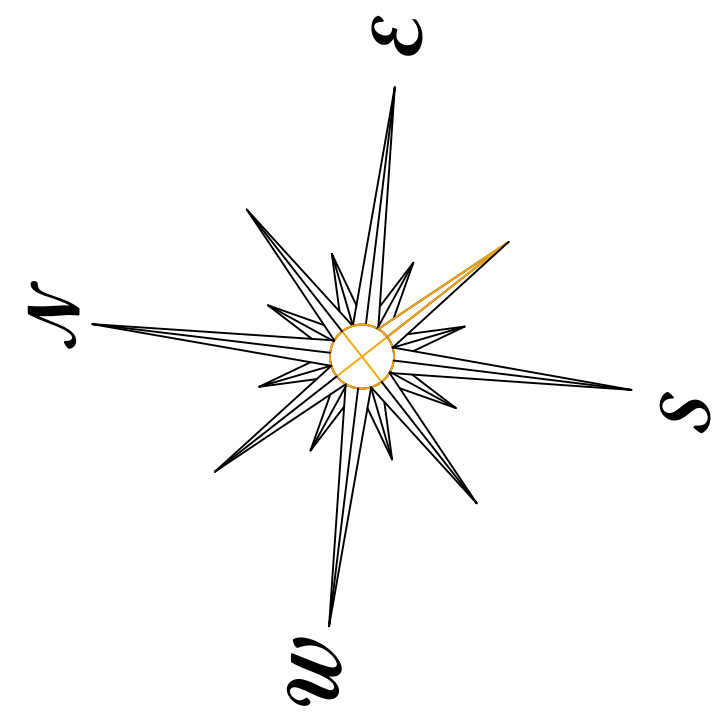
MATERIALES:

- SE UTILIZARÁ CEMENTO PORTLAND DE USO GENERAL PARA LA CONSTRUCCIÓN CON UN ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 4 000 PSI PARA TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES
- ACERO DE REFUERZO SE USARÁ DEL TIPO LEGÍTIMO GRADO 60 EN FORMAS DE BARRAS CORRUGADAS.
- APOYO SÍSMICO: NEOPRENO CON DUREZA SHORE 60 MÓDULO DE CORTE $G=9.17 \text{ KG/CM}^2$. EL ESFUERZO ADMISIBLE DEL ACERO SERA DE $FY=4200 \text{ KG/CM}^2$.
- PIEDRA: TAMAÑO NO MENOR A 30 CM, PIEDRA PARTIDA O DE CANTO RODADO, EN SU ESTADO NATURAL (CARA SI TRATAR).LIMPIA, LIBRE DE FRACTURAS Y OTROS DEFECTOS ESTRUCTURALES QUE TIENDAN A REDUCIR SU RESISTENCIA A LA INTEMPERIE.

ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS:

- PARA TODO TERRENO SE DEBE UTILIZAR MATERIAL SELECTO, CON LA FINALIDAD DE GARANTIZAR LOS INDICES DE COMPACTACION EQUIVALENTES A UN ENSAYO PROCTOR ESTANDAR DE 95%
- CONSIDERAR NO EXCEDER LAS CAPAS DE COMPACTACION DE 0.20 METROS DE ESPESOR
- PARA EL DRENAJE PLUVIAL UTILIZAR TUBERIA METALICA CORRUGADA DE DIAMETRO 4"
- EL ACABADO DEL CONCRETO EN VIGAS Y BANQUETAS DEBE SER UN CERNIDO REMOLINEADO FINO Y EN LA CARPETA DE RODADURA UTILIZAR CERNIDO HORIZONTAL PERPENDICULAR AL TRAFICO.
- UTILIZAR PIEDRIN DE DIAMETRO 1/2" QUE CUMPLA CON LAS ESPECIFICACIONES ASTM C-33
- LOS TRASLAPES DEBEN SER POR LO MENOS 20 DIAMETROS DE LA VARILLA CORRUGADA.
- JUNTAS DE CONSTRUCCION SOLO DONDE ESTEN INDICADAS EN PLANOS.
- LAS DIMENSIONES ESTAN EN METROS, SALVO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
- LAS BANQUETAS Y LAS BARANDAS DEBEN FUNDIRSE DESPUES DE PERMITIR LA LIBRE DEFLEXION DE LAS VIGAS PRINCIPALES.
- VALOR SOPORTE DEL SUELO ES DE 45 TON/M^2 .

	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA POTRERILLOS, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: PERFIL VERTICAL DE PUENTE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARHALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARHALAC CASTILLO	CARNE: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARHALAC	Vo Bo:	HOJA: 01
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARHALAC		06
ESCALA: INDICADA	ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA	
FECHA: 2020		



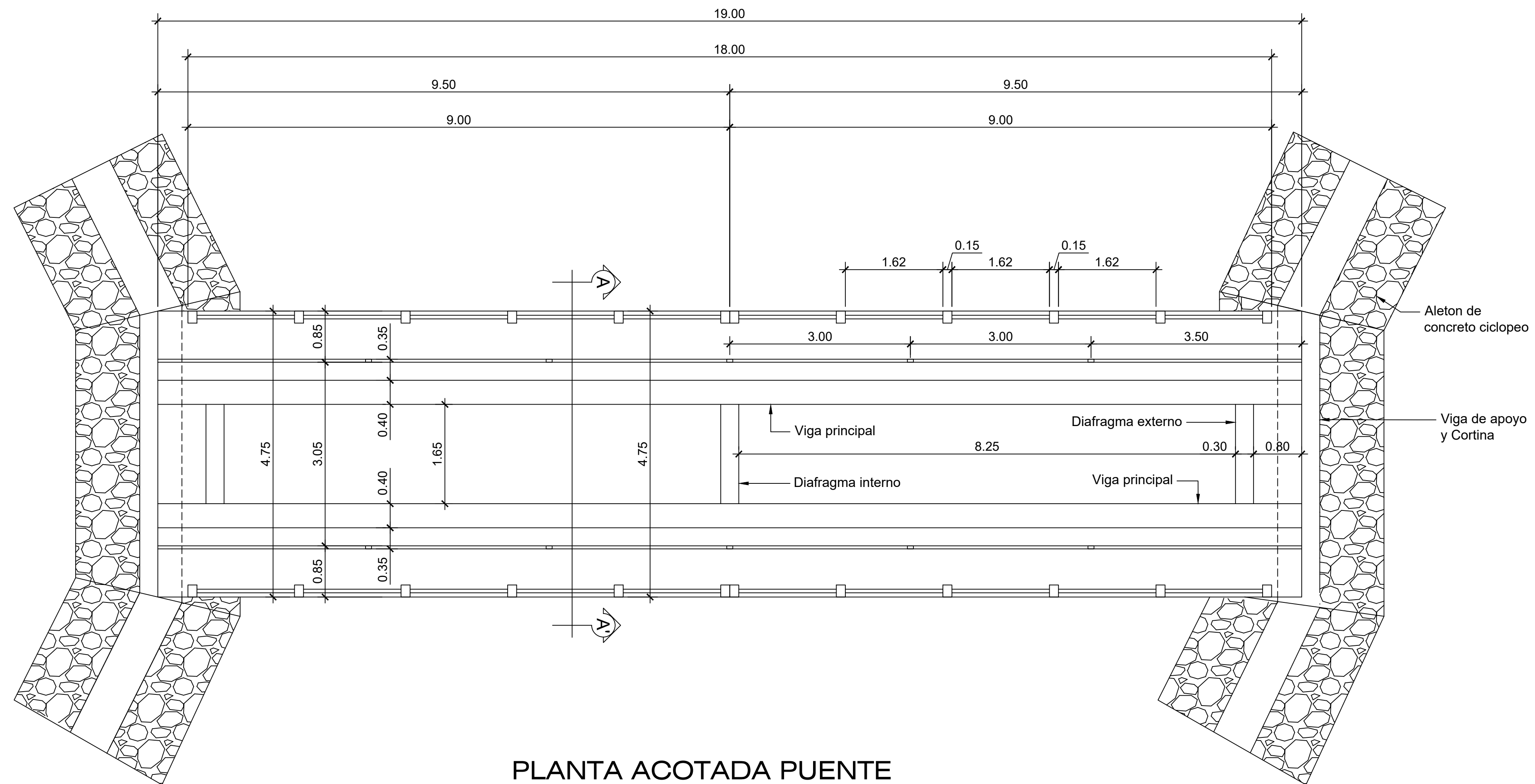
CURVAS DE NIVEL PUENTE

ESCALA 1:300

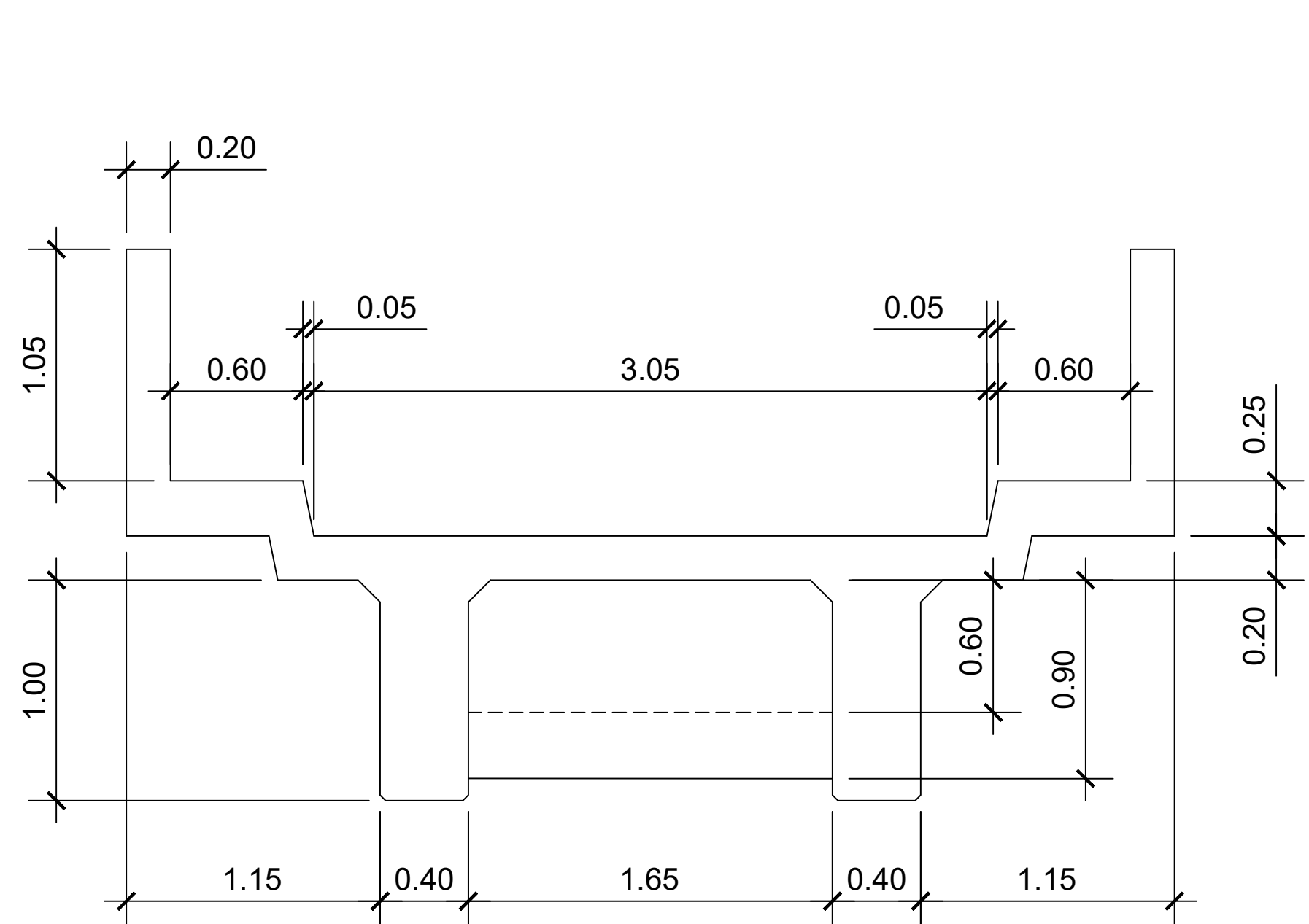
No.	X	Y	Z	Observacion
1	1056.4855	1087.378	655.600	Orilla de Rio
2	1059.9112	1083.805	655.360	Centro de Rio
3	1063.3369	1080.232	655.160	Orilla de Rio
4	1047.0511	1074.631	654.120	Orilla de Rio
5	1051.3079	1072.104	654.020	Centro de Rio
6	1055.5647	1069.578	653.990	Orilla de Rio
7	1038.2560	1063.043	653.840	Orilla de Rio
8	1042.6256	1060.296	653.760	Centro de Rio
9	1046.6367	1057.773	653.640	Orilla de Rio
10	1033.0314	1055.938	652.460	Orilla de Rio
11	1041.4122	1050.668	652.090	Orilla de Rio
12	1037.4010	1053.190	652.378	Centro de Rio
13	1039.2281	1044.017	651.370	Orilla de Rio
14	1033.3257	1047.688	651.420	Centro de Rio
15	1027.4232	1051.359	651.600	Orilla de Rio
16	1031.2280	1035.774	651.370	Orilla de Rio
17	1028.6370	1039.367	651.605	Centro de Rio
18	1025.0250	1043.377	651.932	Orilla de Rio
19	1022.2350	1040.524	650.881	Orilla de Rio
20	1024.8490	1036.301	650.103	Centro de Rio
21	1029.4080	1033.218	650.365	Orilla de Rio
22	1024.5130	1025.240	650.613	Orilla de Rio
23	1020.0070	1027.784	650.013	Centro de Rio
24	1015.6500	1029.601	649.958	Orilla de Rio
25	1013.1060	1030.276	651.662	Orilla de Rio
26	1009.3540	1021.371	650.486	Orilla de Rio
27	1014.1480	1019.566	649.816	Centro de Rio
28	1018.4890	1016.469	650.298	Orilla de Rio
29	1013.4200	1008.624	650.014	Orilla de Rio
30	1009.7300	1010.386	649.746	Centro de Rio
31	1005.9190	1014.685	649.888	Orilla de Rio
32	1009.2510	999.486	649.957	Orilla de Rio y Orilla de Carretera
33	1004.9740	999.627	649.694	Centro de Rio y Orilla de Carretera
34	998.2340	1000.918	650.157	Orilla de Rio
35	996.7230	998.858	650.289	Orilla de Rio y Orilla de Carretera
36	992.8030	996.589	650.613	Orilla de Carretera
37	993.7560	994.218	650.372	Centro de Carretera
38	994.6360	992.154	650.397	Orilla de Carretera
39	979.8280	982.443	653.219	Orilla de Carretera
40	978.7620	983.816	653.227	Centro de Carretera
41	977.5820	985.485	653.212	Orilla de Carretera
42	966.0670	977.436	655.860	Orilla de Carretera
43	965.6220	978.527	655.802	Centro de Carretera

No.	X	Y	Z	Observacion
44	964.8697	980.371	655.790	Orilla de Carretera
45	956.4920	973.202	657.207	Orilla de Carretera
46	955.7791	974.815	657.150	Centro de Carretera
47	955.0661	976.428	657.110	Orilla de Carretera
48	1003.1430	993.629	649.736	Orilla de Carretera y Centro de Rio
49	1003.8190	995.985	649.803	Centro de Carretera y Centro de Rio
50	1010.7070	998.406	650.187	Orilla de Carretera y Orilla de Rio
51	1014.7580	1001.914	651.363	Orilla de Carretera
52	1020.2550	1007.630	653.058	Orilla de Carretera
53	1027.9310	1015.072	654.383	Orilla de Carretera
54	1029.3640	1013.485	654.338	Centro de Carretera
55	1030.9880	1012.050	654.225	Orilla de Carretera
56	1021.7350	1006.424	653.036	Centro de Carretera
57	1023.4060	1005.041	653.040	Orilla de Carretera
58	1014.9860	998.867	650.951	Centro de Carretera
59	1017.7250	997.877	651.245	Orilla de Carretera
60	1012.8130	995.415	650.502	Centro de Carretera
61	1016.5920	993.896	651.282	Orilla de Carretera
62	1009.7900	991.968	650.462	Orilla de Carretera
63	1012.5910	990.377	651.222	Orilla de Carretera
64	1014.6130	990.763	651.445	Centro de Carretera
65	1016.6370	990.750	651.746	Orilla de Carretera
66	1014.4800	980.576	653.147	Orilla de Carretera
67	1012.8940	980.809	652.852	Centro de Carretera
68	1010.3500	981.431	652.627	Orilla de Carretera
69	969.4910	945.153	645.274	Orilla de Rio
70	979.7271	937.500	645.330	Orilla de Rio
71	975.0353	941.658	645.130	Centro de Rio
72	978.7408	948.036	645.970	Centro de Rio
73	983.7635	943.653	646.030	Orilla de Rio
74	972.9960	950.412	650.157	Orilla de Rio
75	980.8920	959.662	646.923	Orilla de Rio
76	984.7290	956.062	646.583	Centro de Rio
77	989.9275	953.639	646.760	Orilla de Rio
78	994.8810	963.504	647.087	Orilla de Rio
79	990.4690	966.810	647.013	Centro de Rio
80	986.0690	968.817	647.787	Orilla de Rio
81	993.7450	980.056	648.334	Orilla de Rio
82	998.8460	977.922	647.096	Centro de Rio
83	1003.1260	976.800	647.330	Orilla de Rio
84	1004.8140	983.948	647.901	Orilla de Rio
85	1000.9640	985.021	648.042	Centro de Rio
86	997.0120	985.406	648.425	Orilla de Rio
87	1004.7630	991.690	648.277	Centro de Rio
E0	1000.0000	1000.000	650.000	Estacion
E1	1011.7290	990.367	651.341	Estacion

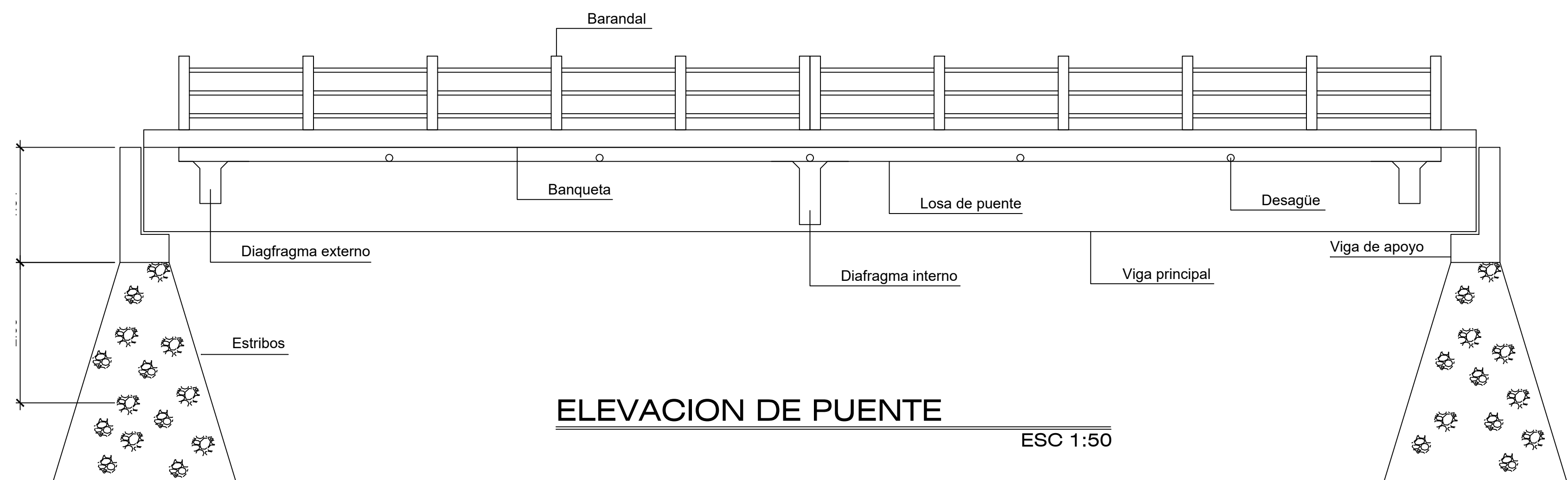
	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA POTRERILLOS, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: CURVAS DE NIVEL, LIBRETA TOPOGRAFICA		
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARCHALAC CASTILLO	CARNÉ: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	VO. B.:	HOJA: 02
DIBUJO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	ESCALA: INDICADA	ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA 06
FECHA: 2020		




PLANTA ACOTADA PUENTE
ESC 1:50

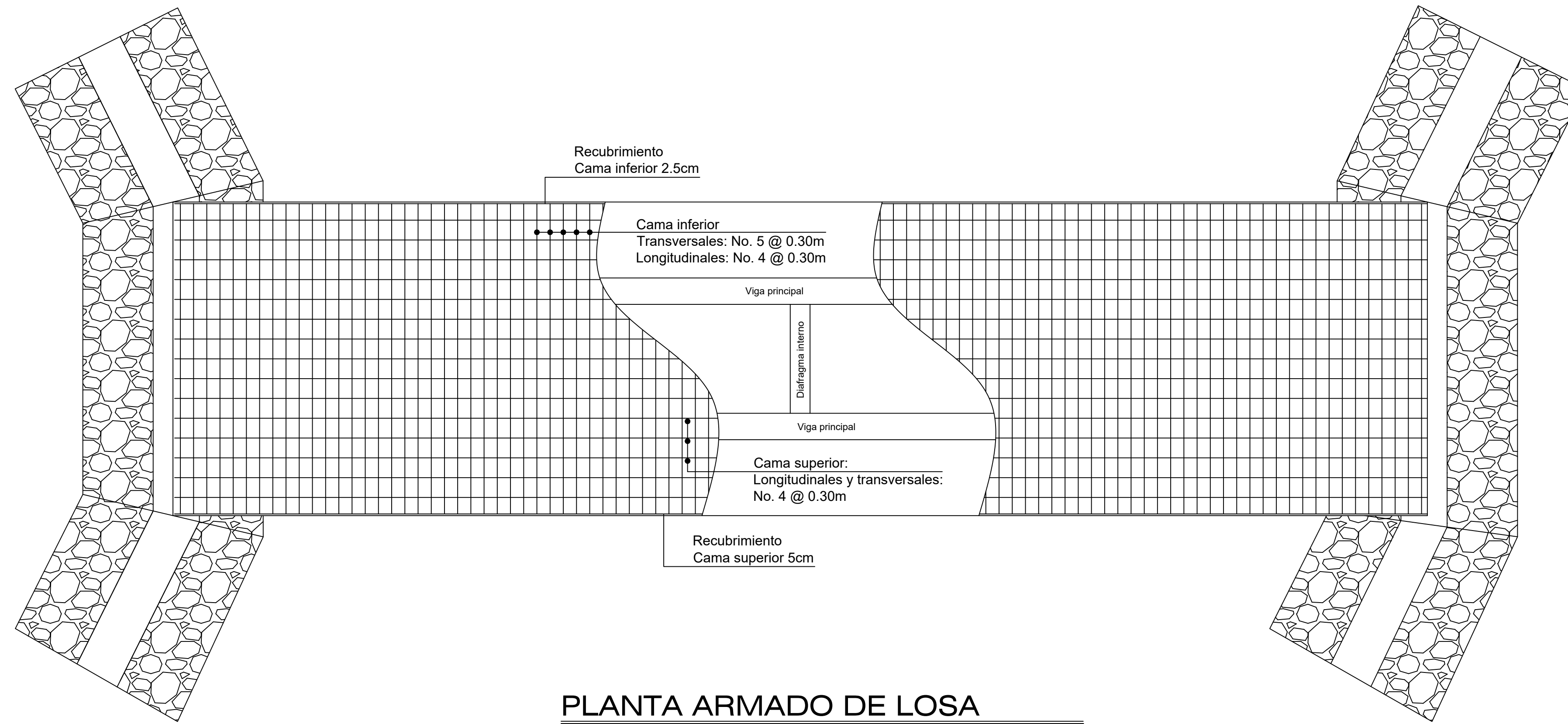


SECCION TRANSVERSAL A-A'
ESC 1:25



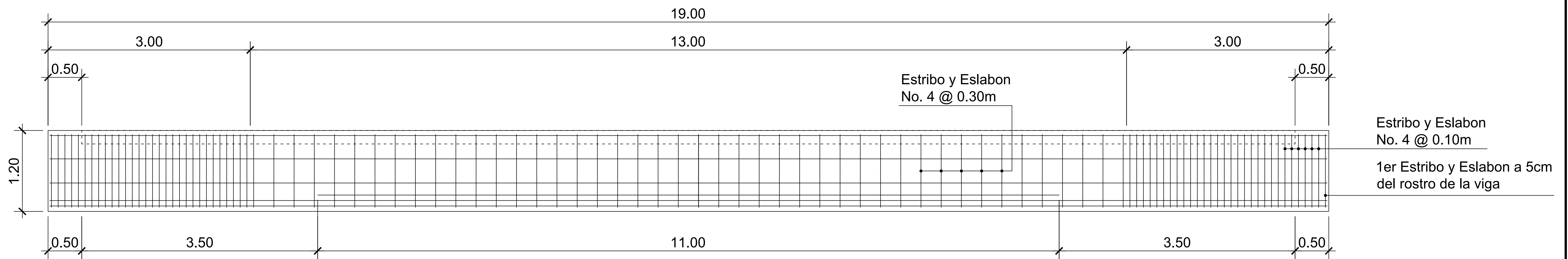
ELEVACION DE PUENTE
ESC 1:50

	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA POTRERILLOS, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: ACOTADO DE DETALLES DE PUENTE VEHICULAR		
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARCHALAC CASTILLO	CARNE: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARCHALAC	Vo.Bo.:	HOJA: 03
DIBUJO: PABLO JAVIER CHARCHALAC		06
ESCALA: INDICADA	ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA	
FECHA: 2020		




PLANTA ARMADO DE LOSA

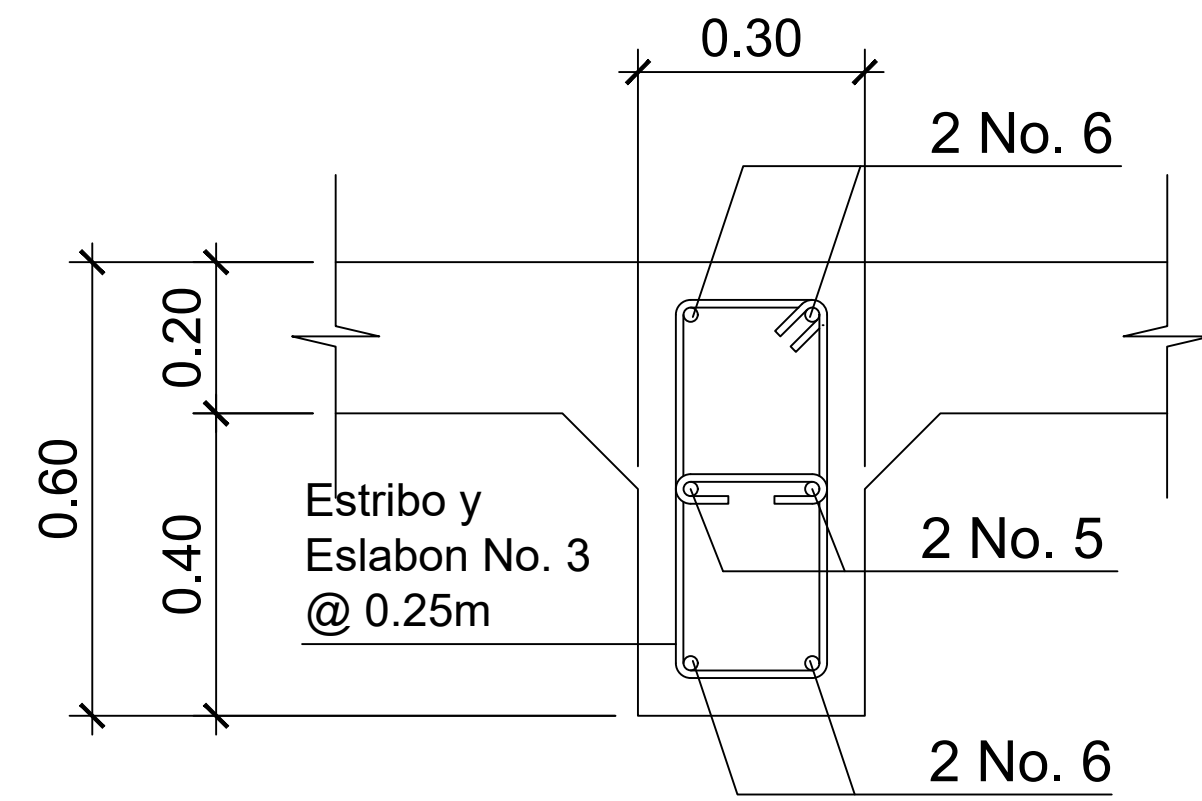
ESC 1:50



ARMADO LONGITUDINAL VIGA PRINCIPAL

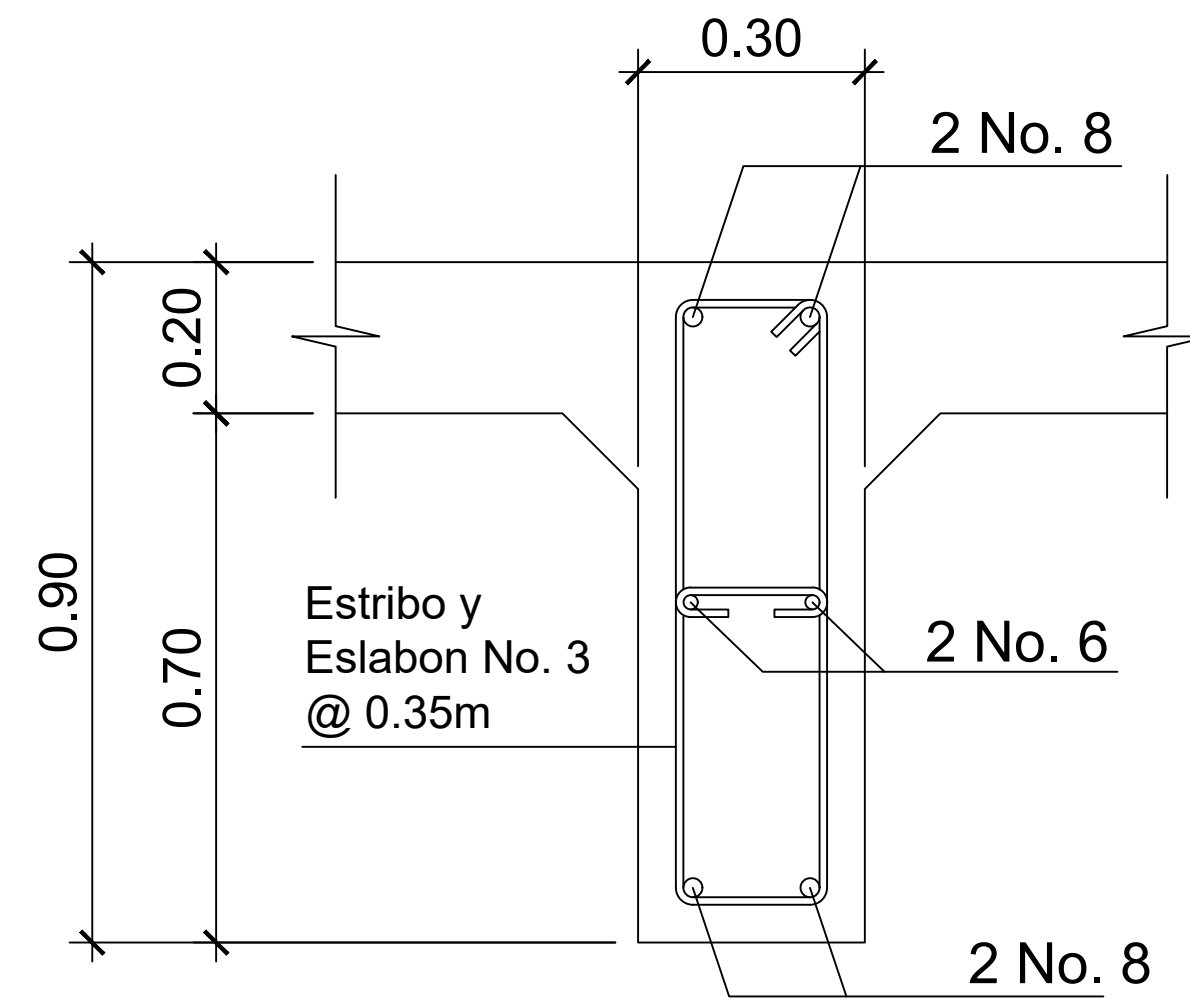
ESC 1:30

	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA POTRERILLOS, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: DETALLES DE ARMADO DE LOSA DETALLES DE VIGA PRINCIPAL		
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARHALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARHALAC CASTILLO	CARNE: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARHALAC	VO BO:	HOJA: 04
DIBUJO: PABLO JAVIER CHARHALAC		06
ESCALA: INDICADA	ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA	
FECHA: 2020		



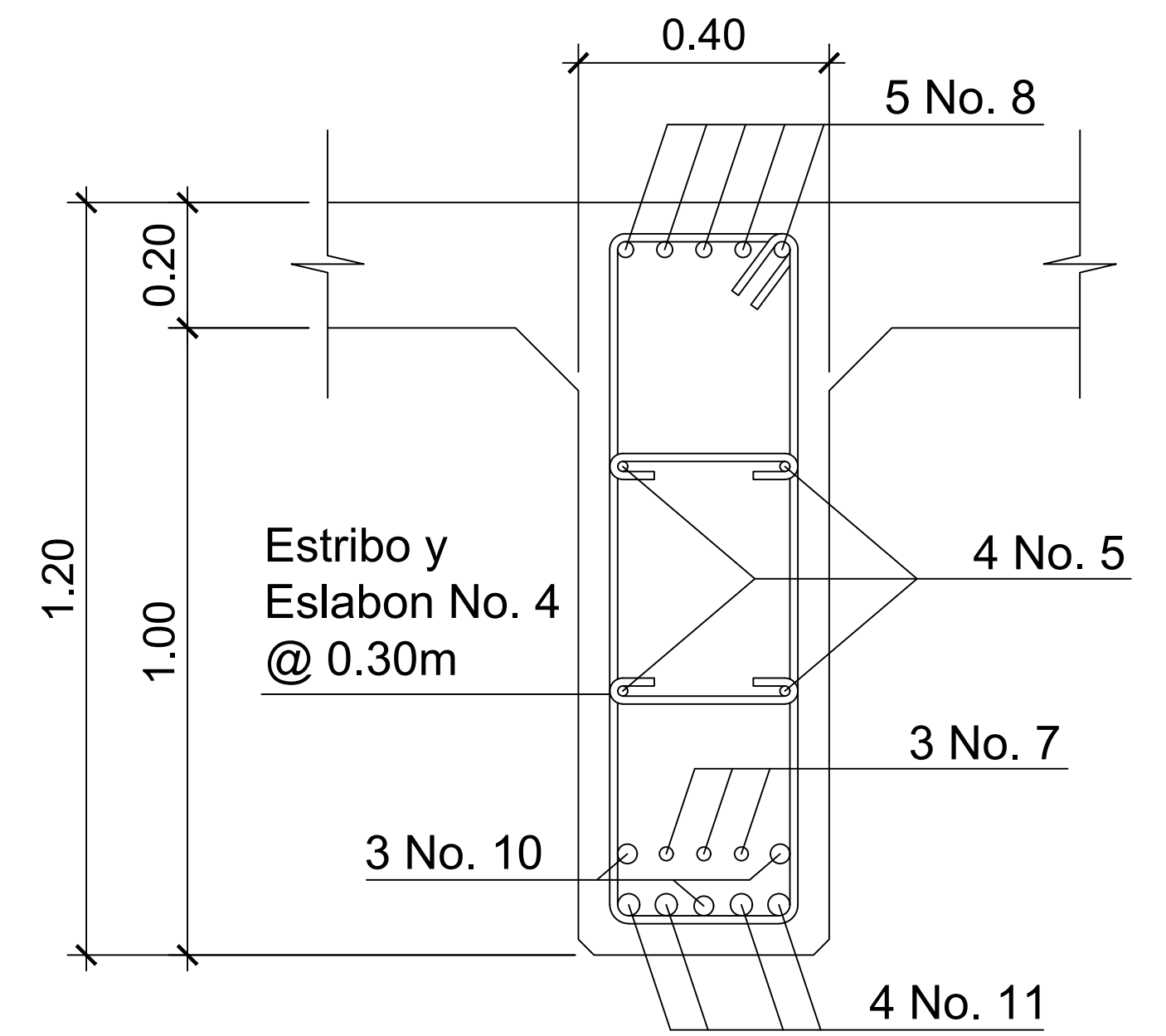
DIAFRAGMA EXTERNO

ESC 1:10



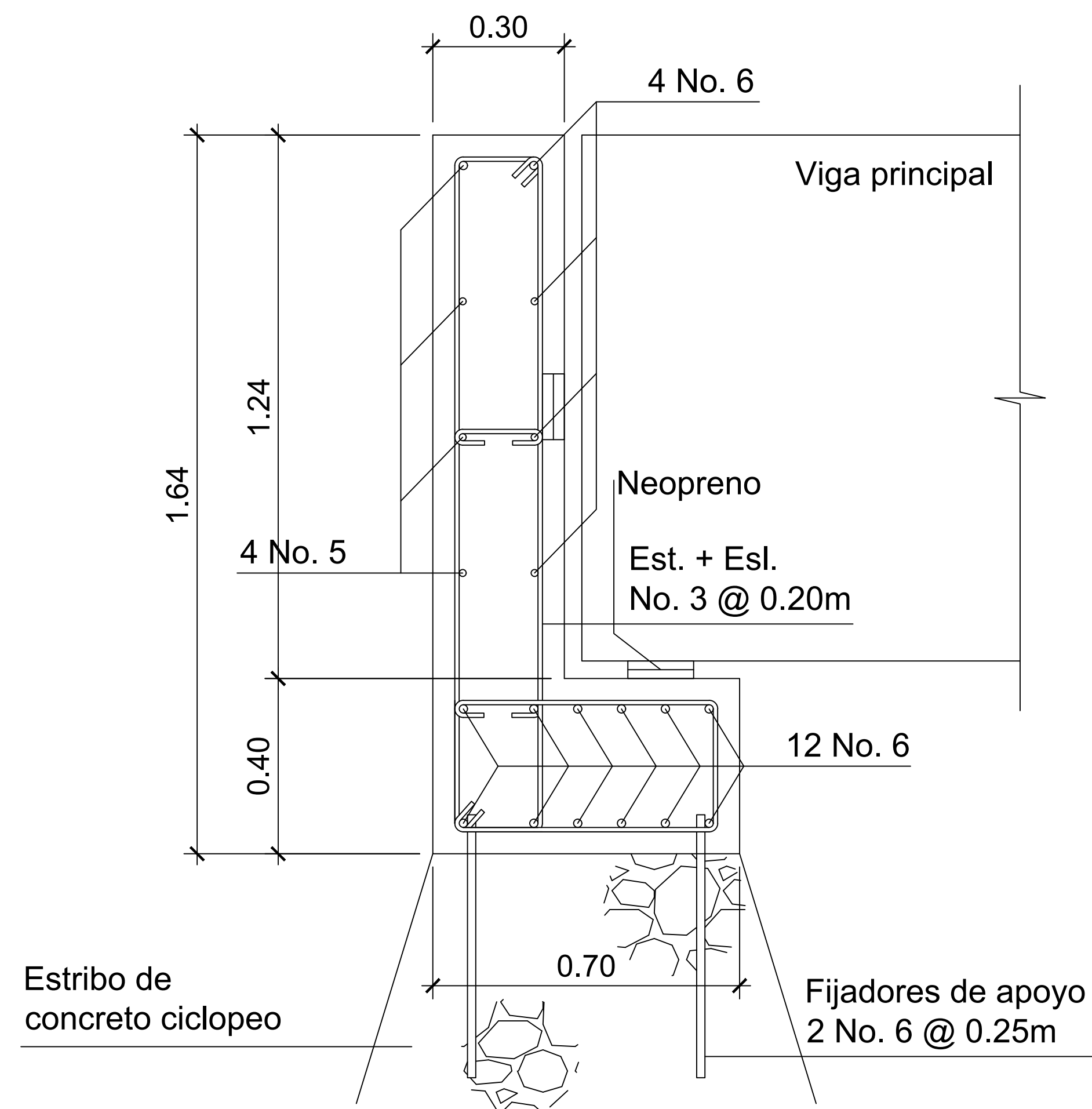
DIAFRAGMA INTERNO

ESC 1:10



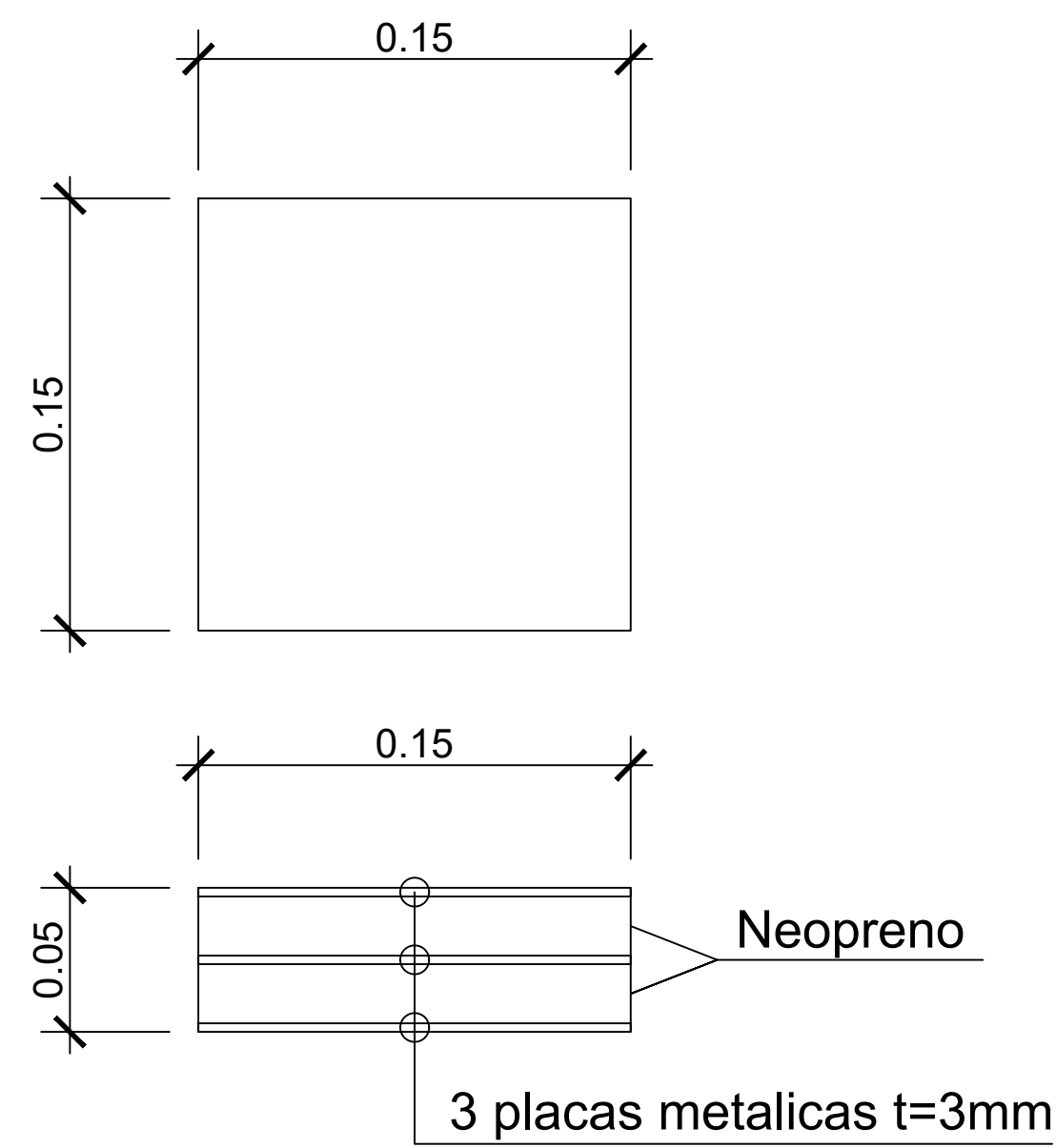
VIGA PRINCIPAL

ESC 1:10




VIGA DE APOYO Y CORTINA

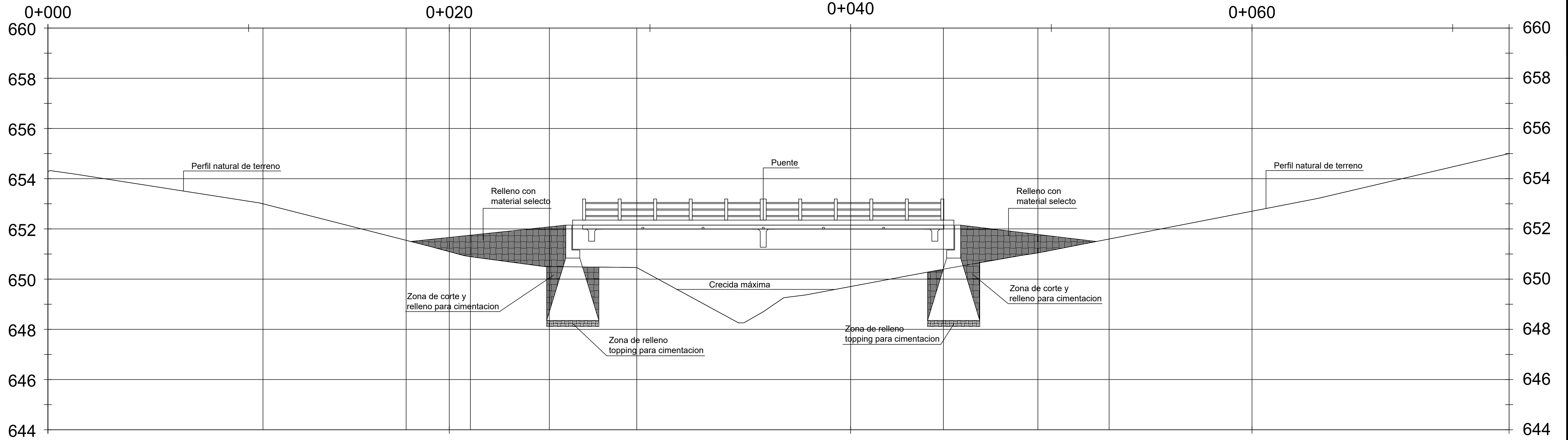
ESC 1:20



ALMOHADILLA DE NEOPRENO

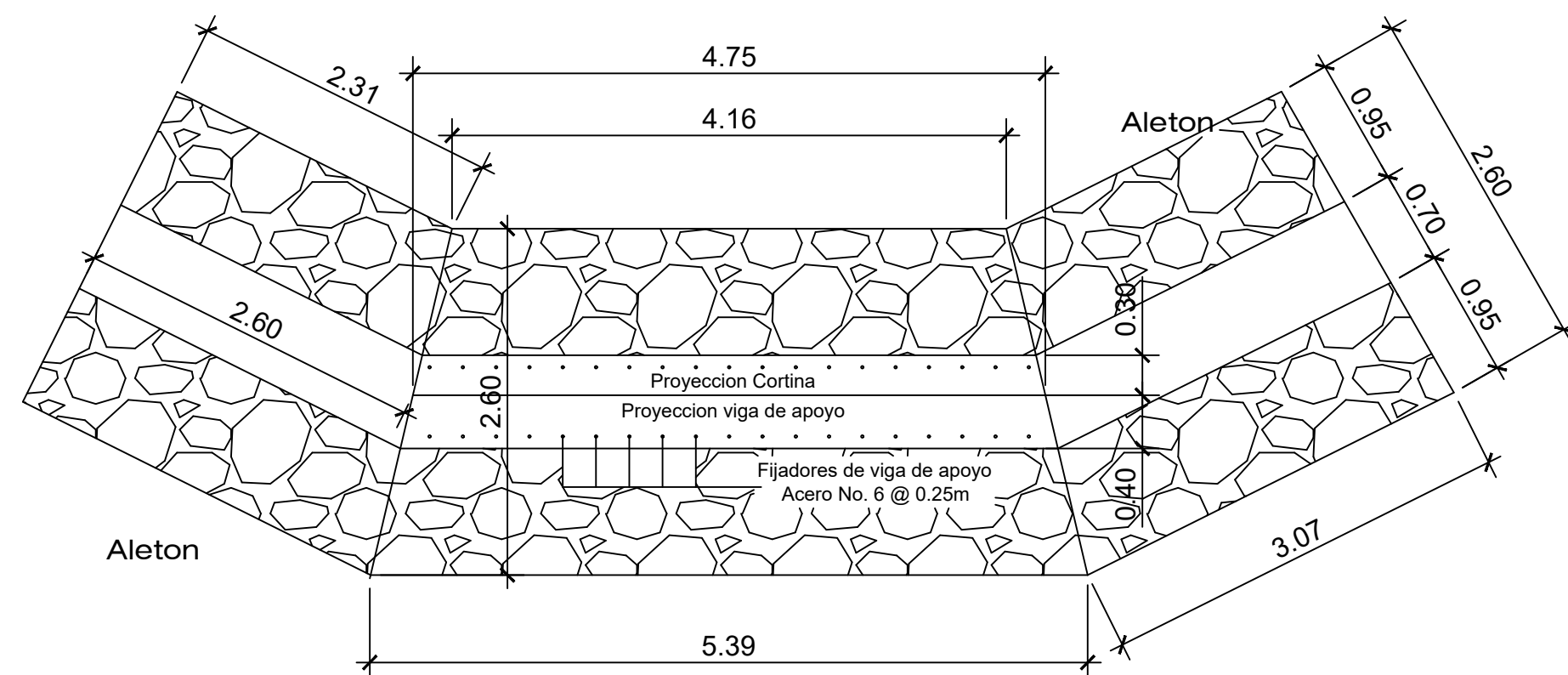
ESC 1:2.5

	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA POTRERILLOS, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA		
CONTENIDO: DETALLES ESTRUCTURALES DE PUENTE VEHICULAR		
DISEÑO: PABLO JAVIER CHARHALAC	ESTUDIANTE: PABLO JAVIER CHARHALAC CASTILLO	CARNE: 200313117
CALCULO: PABLO JAVIER CHARHALAC	Vo Bo:	HOJA: 05
DIBUJO: PABLO JAVIER CHARHALAC		06
ESCALA: INDICADA	ING. MANUEL ALFREDO ARRIVALLAGA	
FECHA: 2020		

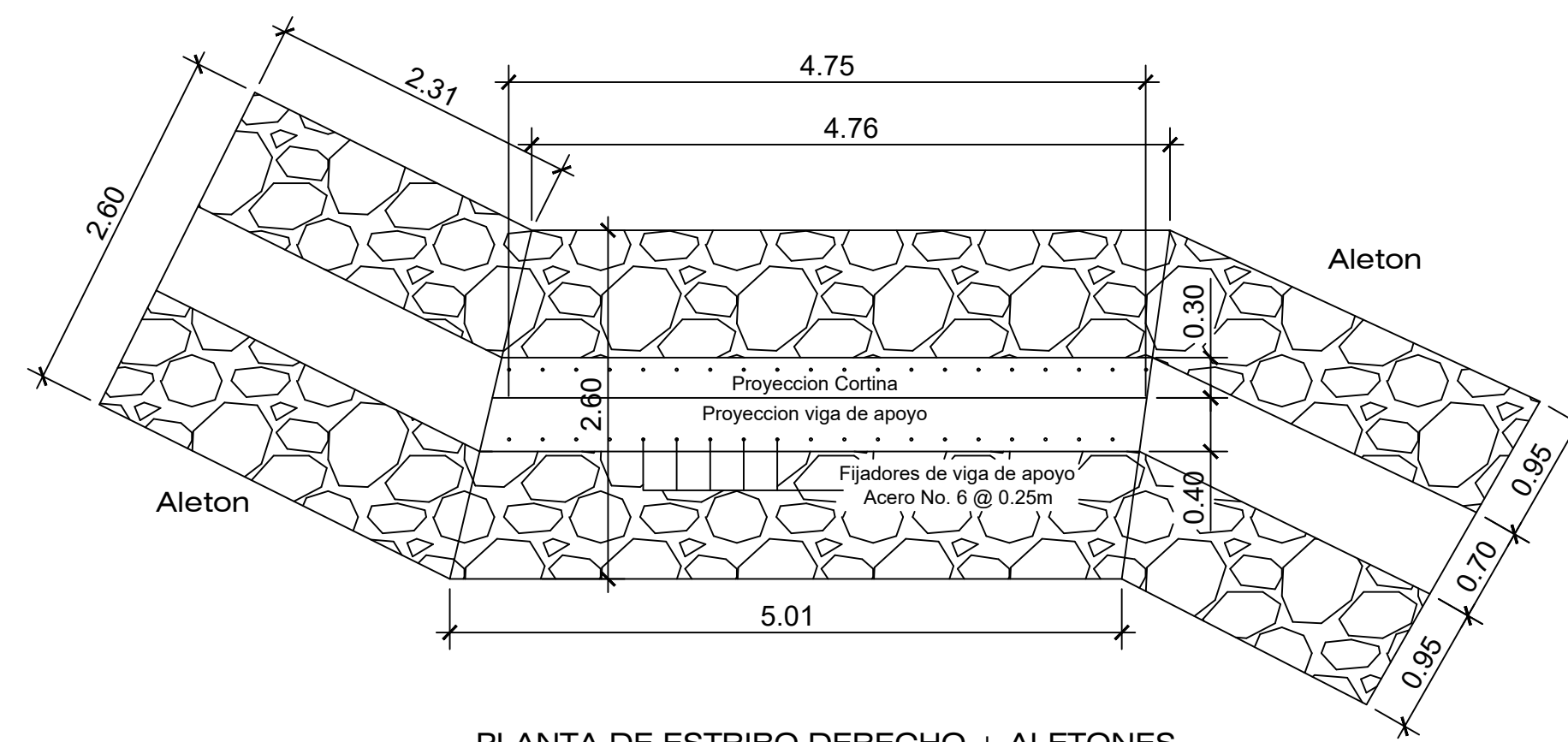


PERFIL DE CORTE Y RELLENO


ESCALA 1:100



PLANTA DE ESTRIBO IZQUIERDO + ALETONES
ESC 1:30





PLANTA DE ESTRIBO DERECHO + ALETONES
ESC 1:30

	UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	MUNICIPALIDAD DE QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR ALDEA POTRERILLOS, QUEZALTEPEQUE, CHIQUIMULA	
CONTENIDO:	PERFIL DE CORTE Y RELLENO DETALLES DE ESTRIBOS	
DISEÑO:	PABLO JAVIER CHARCHALAC	200313117
CALCULO:	PABLO JAVIER CHARCHALAC	HOJA
DIBUJO:	PABLO JAVIER CHARCHALAC	06
ESCALA:	INDICADA	
FECHA:	2020	ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA
		06

ANEXOS

Anexo 1. Resultado de los límites de Atterberg

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

INFORME No. 082 S.S. O.T.: 38,353 No. **13199**

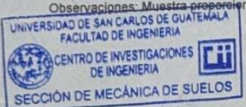
Interesado: Pablo Javier Charchalac Castillo
Proyecto: EPS "Diseño de la Estación de Bomberos de Quetzaltepeque, Chiquimula"
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90
Ubicación: Quetzaltepeque, Chiquimula
FECHA: miércoles, 11 de abril de 2018

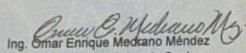
RESULTADOS:

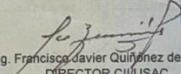

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	54.4	24.9	CH	Arcilla de Alta Plasticidad Color Café

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

 Atentamente,

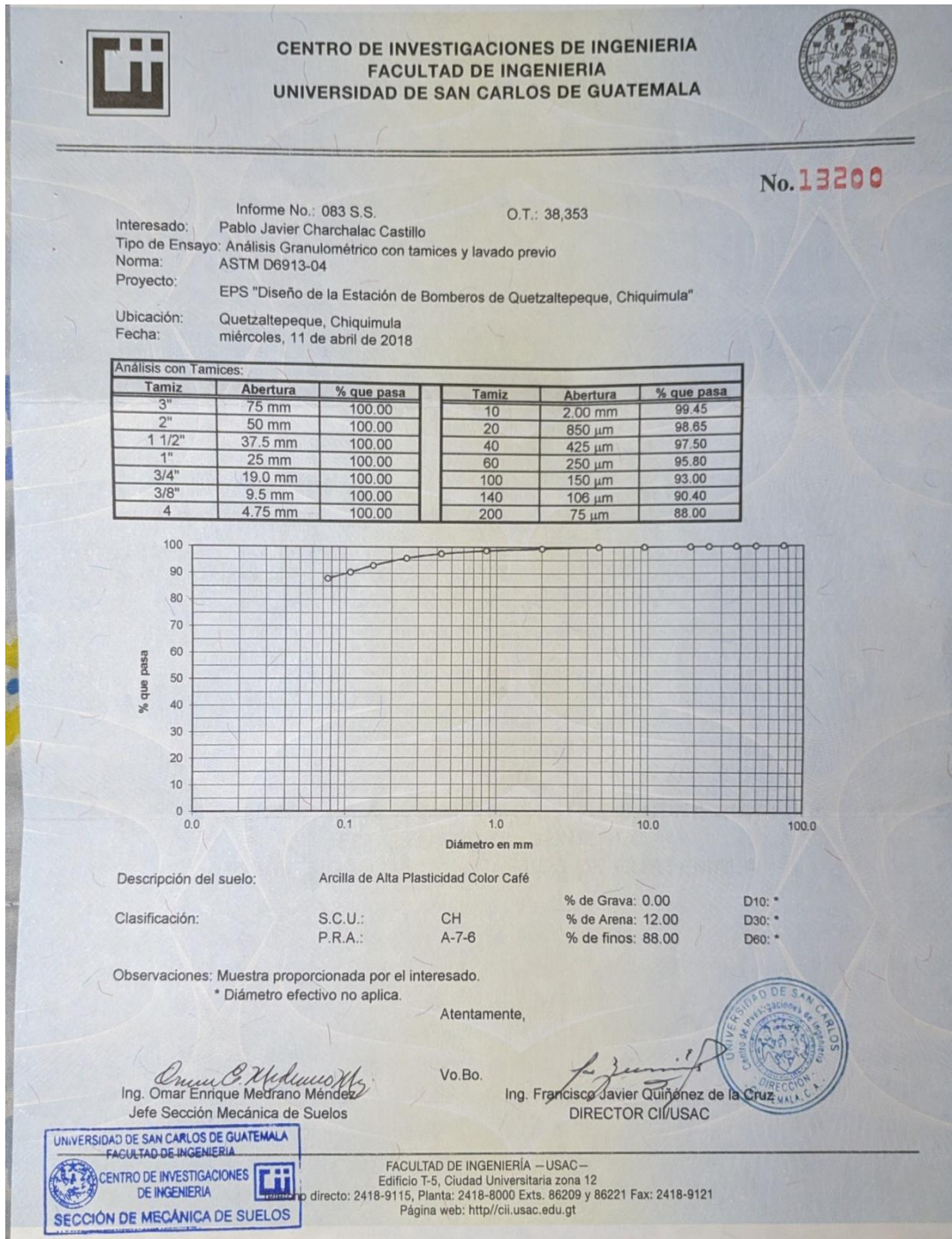

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo.Bo. 
Ing. Francisco Javier Quiñonez 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>

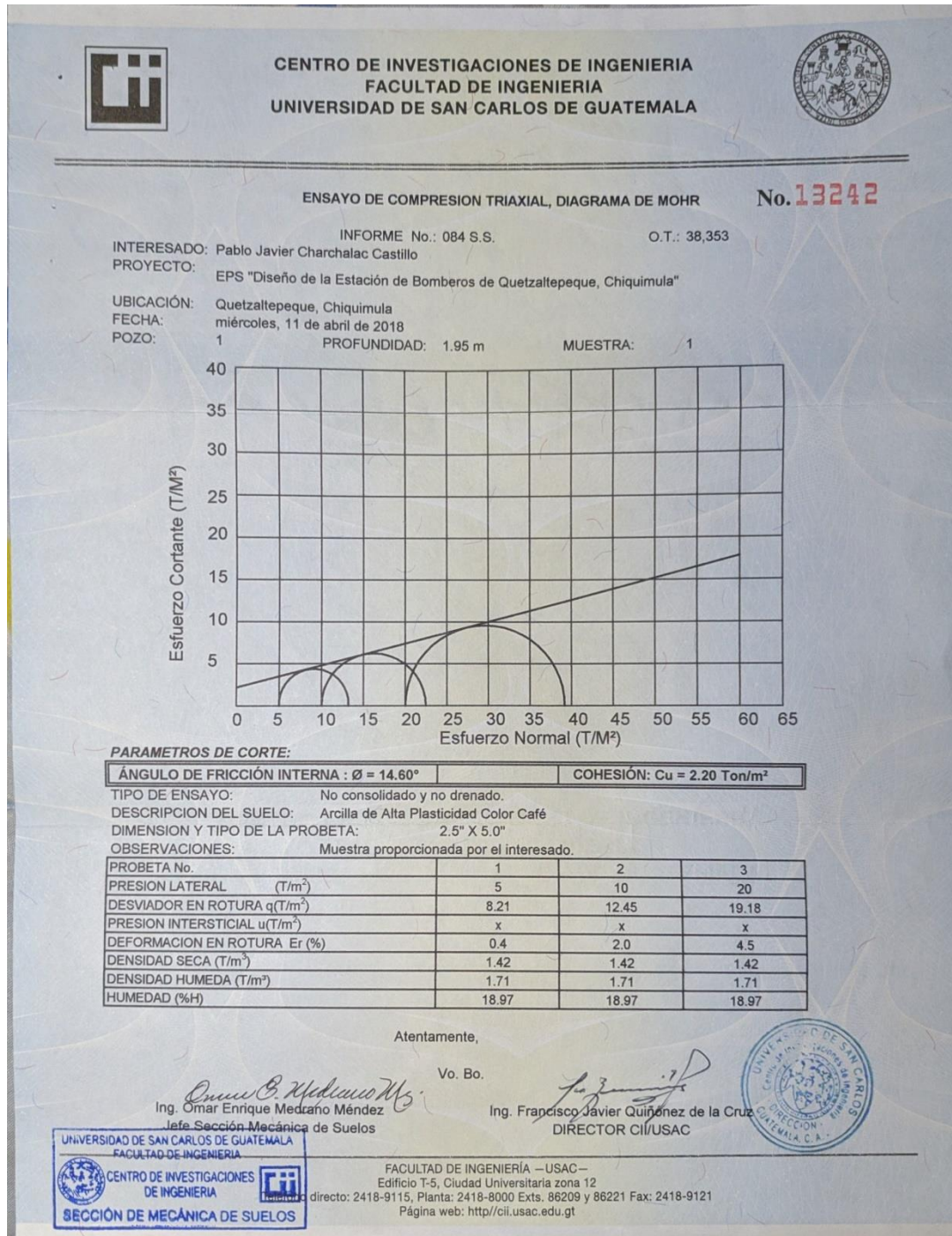
Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 2. Resultado de granulometría



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 3. Resultado del ensayo triaxial



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

