

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

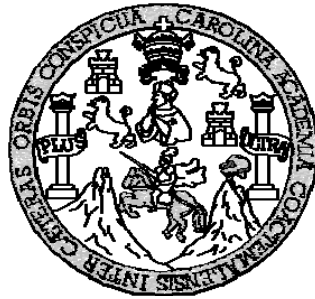
**DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES EN LOS CASERÍOS LOS  
MANGALES Y EL HORNITO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA  
POTABLE EN LA ALDEA SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO,  
DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ**

**Martho Rutilio Luna Velásquez**  
**Asesorado por Ing. Juan Merck Cos**

**Guatemala, enero de 2011**



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES EN LOS CASERÍOS LOS MANGALES Y EL HORNITO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA ALDEA SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**MARTHO RUTILIO LUNA VELÁSQUEZ.**  
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS  
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, ENERO DE 2011









## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

### **DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES EN LOS CASERÍOS LOS MANGALES Y EL HORNITO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA ALDEA SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ**

Tema asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, el 09 de noviembre de 2009.

Martho Rutilio Luna Velásquez.





Guatemala 19 de julio de 2010.  
Ref.EPS.DOC.746.07.10.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Martho Rutilio Luna Velásquez** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200512149**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES EN LOS CASERÍOS LOS MANGALES Y EL HORNITO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA ALDEA SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ"**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Juan Merck Cos  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo  
JMC/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA  
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 19 de julio de 2010.  
REF.EPS.D.521.07.2010

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


Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES EN LOS CASERÍOS LOS MANGALES Y EL HORNITO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA ALDEA SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Martho Rutilio Luna Velásquez**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

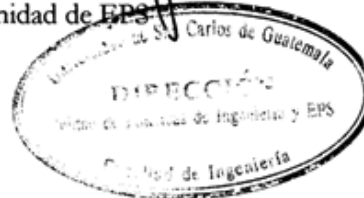
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

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

NISZ/ra









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



Guatemala,  
6 de octubre de 2010

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE DOS Puentes VEHICULARES EN LOS CASERÍOS LOS MANGALES Y EL HORNITO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA ALDEA SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Martho Rutilio Luna Velásquez, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA TODOS

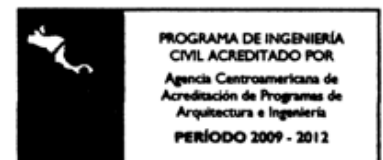
Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa  
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/bbdeb.

Más de 130<sup>Años</sup> de Trabajo Académico y Mejora Continua







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



Guatemala,  
25 de octubre 2010

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente


Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES EN LOS CASERÍOS LOS MANGALES Y EL HORNITO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA ALDEA SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Martho Rutilio Luna Velásquez, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

Más de **130** Años de Trabajo Académico y Mejora Continua







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



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Martho Rutilio Luna Velásquez, titulado DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES EN LOS CASERÍOS LOS MANGALES Y EL HORNITO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA ALDEA SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, enero de 2011

/bbdeb.





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES EN LOS CASERÍOS LOS MANGALES Y EL HORNITO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA ALDEA SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE SAN JERÓNIMO, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ**, presentado por el estudiante universitario **Martho Rutilio Luna Velásquez**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
Decano

Guatemala, 24 de enero de 2011

/gdech







## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Dios</b>	Por llenar mi vida de sabiduría y fuerzas para poder alcanzar las metas que me he propuesto.
<b>Mis padres</b>	Por sus grandes sacrificios y sabios consejos que me ayudaron a finalizar esta etapa de mi vida.
<b>Mis hermanas</b>	Por su ayuda y apoyo incondicional, dándome motivaciones para alcanzar este triunfo.
<b>Ing. Juan Merck Cos</b>	Por su asesoría en el presente trabajo de graduación.
<b>Cristóbal Hernández</b>	Por su ayuda en mi preparación profesional y valiosa amistad.
<b>Instituto Emiliani P.S.</b>	Por brindarme la educación inicial en esta etapa que logro cerrar con orgullo.
<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por brindarme los conocimientos necesarios para lograr iniciar mi formación profesional.



## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios** Por estar siempre conmigo y permitirme alcanzar esta meta.
- Mis padres** Argentina Velásquez de Luna y Rutilio Luna Jacinto.
- Mis abuelos** Lorenza Mijangos de Villatoro, Jacinto Villatoro Marroquín, Rosa Jacinto de Luna y Martho Luna González.
- Mis hermanas** Yuliana Luna y Yadira Luna.
- Mis amigos** Por brindarme su amistad y confianza.
- Mi familia** Por todo su apoyo y cariño.



# ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XI
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XV
<b>1. FASE DE INVESTIGACIÓN</b>	
1.1 Monografía de la aldea San Isidro	1
1.1.1 Ubicación y localización	1
1.1.2 Colindancias	2
1.1.3 Topografía	2
1.1.4 Población e idioma	2
1.1.5 Vías de acceso	3
1.1.6 Actividades económicas y productivas	4
1.1.7 Aspectos climáticos	4
1.1.8 Educación	4
1.1.9 Servicios públicos	5
1.1.9.1 Agua potable	5
1.1.9.2 Drenaje	5
1.1.9.3 Electricidad	5
1.1.9.4 Transporte	5
1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades, servicios básicos e infraestructura	6
1.2.1 Descripción de necesidades	6
1.2.2 Evaluación y priorización de las necesidades	7

## 2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1	Diseño de dos puentes vehiculares en los caseríos Los Mangales y El Hornito, municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz	9
2.1.1	Descripción del proyecto puente Los Mangales	9
2.1.2	Estudios preliminares	10
2.1.3	Levantamiento topográfico	11
2.1.4	Evaluación de la calidad del suelo por medio del ensayo de compresión triaxial	11
2.1.4.1	Determinación del valor soporte del suelo	11
2.1.5	Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa	13
2.1.6	Cálculo de caudales máximos	14
2.1.6.1	Método sección-pendiente	14
2.1.6.1.1	Cálculo de la pendiente	15
2.1.6.1.2	Cálculo de área de la sección de la corriente	16
2.1.6.1.3	Cálculo del caudal máximo	16
2.1.7	Diseño de la superestructura	17
2.1.7.1	Diseño del tramo de 15.00 m de luz	17
2.1.7.1.1	Dimensionamiento y descripción de la superestructura	17
2.1.7.2	Diseño de losa	17
2.1.7.2.1	Cálculo del peralte	17
2.1.7.2.2	Integración de cargas	18
2.1.7.2.3	Cálculo de momentos	19
2.1.7.2.4	Cálculo del peralte efectivo	21
2.1.7.2.5	Cálculo del refuerzo transversal cama inferior	21

	2.1.7.2.6	Cálculo del refuerzo transversal cama superior	23
	2.1.7.2.7	Cálculo del refuerzo longitudinal cama superior e inferior	23
2.1.7.3		Diseño de barandales	25
	2.1.7.3.1	Diseño de pasamanos	26
	2.1.7.3.2	Diseño de postes	27
2.1.7.4		Diseño de diafragmas	30
	2.1.7.4.1	Diafragma externo	30
	2.1.7.4.2	Diafragma interno	32
2.1.7.5		Diseño de vigas principales	34
	2.1.7.5.1	Cálculo del momento por carga muerta	36
	2.1.7.5.2	Cálculo del momento por sobrecarga	36
	2.1.7.5.3	Cálculo de factor de impacto	38
	2.1.7.5.4	Factor de distribución	39
	2.1.7.5.5	Cálculo del momento último para viga principal	40
	2.1.7.5.6	Cálculo del refuerzo a flexión	41
	2.1.7.5.7	Cálculo del cortante	43
	2.1.7.5.8	Cálculo del cortante para viga principal	45
	2.1.7.5.9	Cálculo del refuerzo a corte	46
2.1.8		Diseño de subestructura	48
	2.1.8.1	Cortina	48
	2.1.8.1.1	Predimensionamiento de cortina	48
	2.1.8.1.2	Cálculo de la fuerza de sismo	48
	2.1.8.1.3	Cálculo de la fuerza longitudinal	48

2.1.8.1.4	Cálculo fuerza debido al empuje de tierra	49
2.1.8.1.5	Cálculo de momentos	50
2.1.8.1.6	Convinación de cargas para momentos	50
2.1.8.1.7	Cálculo del refuerzo por flexión en Cortina	51
2.1.8.1.8	Combinación de cargas para corte	53
2.1.8.2	Viga de apoyo	54
2.1.8.1.2	Predimensionamiento de la viga de apoyo	54
2.1.8.3	Diseño de neopreno	56
2.1.8.4	Diseño de estribo	64
2.1.8.4.1	Revisión del estribo sin superestructura	66
2.1.8.4.2	Revisión del estribo con superestructura y carga viva	68
2.1.8.4.3	Revisión del estribo con sismo y sin carga viva	71
2.1.8.5	Diseño de la pila central	74
2.1.8.5.1	Diseño de la zapata	78
2.1.8.5.2	Diseño de la columna como un muro portante	83
2.1.9	Obras de protección	89
2.1.10	Descripción del proyecto puente El Hornito	89
2.1.11	Planos del proyecto puente Los Mangales	91
2.1.12	Planos del proyecto puente El Hornito	92
2.1.13	Presupuesto del proyecto Los Mangales	92



2.1.14	Presupuesto del proyecto El Hornito	93
2.2	Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en la aldea San Isidro, municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz	95
2.2.1	Descripción del proyecto	95
2.2.2	Levantamiento topográfico	95
2.2.3	Fuentes de abastecimiento de agua potable	96
2.2.4	Caudal de aforo	96
2.2.5	Análisis de la calidad del agua	96
2.2.5.1	Examen bacteriológico	96
2.2.5.2	Análisis físico-químico sanitario	97
2.2.6	Criterios de diseño hidráulico	97
2.2.6.1	Período de diseño	97
2.2.6.2	Población de diseño	98
2.2.6.3	Dotación	98
2.2.6.4	Factores de consumo	99
	2.2.6.4.1 Factor de día máximo (Fdm)	99
	2.2.6.4.2 Factor de hora máxima (Fhm)	99
2.2.7	Determinación de caudales	99
2.2.7.1	Caudal medio diario (Qmd)	99
2.2.7.2	Caudal día máximo (Qdm)	100
2.2.7.3	Caudal hora máxima (Qhm)	100
2.2.8	Diseño de los componentes del sistema	101
2.2.8.1	Captación	101
2.2.8.2	Datos de diseño línea de conducción	101
2.2.8.3	Línea de conducción	102
2.2.8.4	Tanque de distribución	104
	2.2.8.4.1 Volumen del tanque	105

2.2.8.4.2	Diseño estructural del tanque	106
2.2.8.5	Línea de distribución	116
2.2.8.6	Red de distribución	116
2.2.9	Sistema de desinfección	119
2.2.10	Obras de arte	120
2.2.10.1	Caja reunidora de caudal	120
2.2.10.2	Caja rompe presión (C.R.P.)	120
2.2.10.3	Caja distribuidora de caudal (C.D.C)	120
2.2.10.4	Válvula de limpieza	121
2.2.10.5	Válvula de aire	121
2.2.10.6	Válvula de compuerta (V.C.)	121
2.2.10.7	Pasos aéreos o de zanjón	121
2.2.11	Planos del proyecto	122
2.2.12	Presupuesto del proyecto	122
CONCLUSIONES		125
RECOMENDACIONES		127
BIBLIOGRAFÍA		129
ANEXOS		131
APÉNDICE		139

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Ubicación de la aldea San Isidro	1
2.	Vía de acceso a la aldea San Isidro	3
3.	Geometría de superestructura	18
4.	Esquema final armado de losa	24
5.	Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal	25
6.	Diagrama de cargas para diseño de postes	27
7.	Detalle armado de diafragma externo	31
8.	Detalle armado de diafragma interno	33
9.	Sección transversal de superestructura	34
10.	Diagrama de carga viva sobre viga	37
11.	Diagrama de factor de distribución de carga viva en puente	39
12.	Diagrama de posición de camión que produce el cortante máximo	44
13.	Diagrama para relación de corte en viga	46
14.	Detalle armado de viga principal	47
15.	Detalle armado de cortina y viga de apoyo	55
16.	Geometría y diagrama de presiones en estribo	65
17.	Geometría de la pila central	74
18.	Esquema de áreas para cálculo de corte simple y corte punzonante en zapata	78
19.	Armado zapata de pila central	82
20.	Armado columna de pila central	89
21.	Dimensiones de la losa del tanque de distribución	106
22.	Esquema final armado de losa de tanque de distribución	109
23.	Esquemas de áreas tributarias	109
24.	Geometría y diagrama de presiones del muro	113
25.	Perfil tanque de distribución (25 m <sup>3</sup> )	116

## TABLAS

I.	Nivel de escolaridad, aldea San Isidro del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz	4
II.	Necesidades del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz	6
III.	Momentos de volteo sin superestructura	66
IV.	Momento estabilizante sin superestructura	67
V.	Momentos de volteo con sismo y sin carga viva	72
VI.	Momento estabilizante en pila central	75
VII.	Presupuesto para la construcción del puente Los Mangales	93
VIII.	Presupuesto para la construcción del puente El Hornito	94
IX.	Resumen diseño línea de conducción	104
X.	Resumen integración de cargas	110
XI.	Momento estabilizante del tanque	113
XII.	Resumen diseño red de distribución barrio arriba	118
XIII.	Resumen diseño red de distribución barrio abajo	119
XIV.	Presupuesto para la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable	124

## GLOSARIO

<b>AASHTO</b>	Siglas de la American Association of State Highway and Transportation Officials.
<b>Acera</b>	Espacio más elevado que la capa de rodadura, donde circulan los peatones.
<b>ACI</b>	Instituto Americano del Concreto.
<b>Aforo</b>	Es el promedio de llenado de un recipiente con volumen constante, sus dimensiones están dadas por litros sobre segundo.
<b>Aproche</b>	Viene del inglés approach (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan la carretera con el puente.
<b>Barandal</b>	Unidades a lo largo del puente, son utilizadas para la seguridad del peatón y vehículos, están conformados por postes y pasamanos.
<b>Caudal</b>	Es la cantidad de agua que circula por un conducto en la unidad de tiempo.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Material que se obtiene de la mezcla proporcional de cemento, arena, piedra bola y agua.

<b>Diafragma</b>	Elemento estructural perpendicular a la viga principal de un puente, sirven para estabilizar y evitar esfuerzos por torsión en las mismas y alabeo.
<b>Excentricidad</b>	Distancia del punto de aplicación de una fuerza al baricentro de la sección sobre la cual actúa.
<b>Fuente</b>	Es el manantial o agua que brota de la tierra.
<b>Losa</b>	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite hacia los apoyos.
<b>Presión</b>	Fuerza ejercida sobre la superficie de algún elemento estructural.
<b>Tirante</b>	Altura del agua sobre una sección determinada de un río.
<b>Valor soporte</b>	Capacidad de carga del suelo. En unidades de fuerza por unidad de área.

## **RESUMEN**

En el Ejercicio Profesional Supervisado realizado en la municipalidad de San Jerónimo de Baja Verapaz, se desarrollaron los diseños de dos puentes vehiculares para los caseríos Los Mangales y El Hornito y el sistema de abastecimiento de agua potable en la aldea San Isidro, que serán de suma importancia para el desarrollo de estas comunidades.

El primero de los proyectos trata sobre el diseño del puente vehicular sobre el río San Jerónimo en los caseríos Los Mangales y El Hornito. El puente vehicular se diseñó con las siguientes características: luz de 30.00 m, ancho de rodadura de 3.66 m, carga viva AASHTO HS15-44 de 12,000 lb en el eje más pesado. Considerando que dicho proyecto beneficia y solventa el problema de los accesos hacia los Caseríos y poblaciones vecinas, facilitando así su movilización y transporte.

El segundo es el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en la aldea San Isidro, el cual será abastecido por un manantial natural denominado La Canoa. Los componentes del proyecto son: captación, línea de conducción, tanque de distribución, red de distribución y obras hidráulicas, los cuales funcionarán por medio de gravedad.

Cada estudio contiene sus respectivos planos, especificaciones técnicas y presupuestos.





## OBJETIVOS

- **General**

Diseñar dos puentes vehiculares en los caseríos Los Mangales y El Hornito y el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea San Isidro, municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz.

- **Específicos**

1. Desarrollar una investigación tipo monográfica y un diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea San Isidro, municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz.
2. Capacitar a los miembros del COCODE de la aldea San Isidro, sobre aspectos de operación y mantenimiento del sistema de agua potable.



## INTRODUCCIÓN

El trabajo de graduación que se presenta a continuación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado, realizado en el municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz. Este contiene el desarrollo de los proyectos diseño de dos puentes vehiculares en los caseríos Los Mangales y El Hornito y sistema de abastecimiento de agua potable en la aldea San Isidro, los cuales fueron definidos previo a un diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio, elaborado por la municipalidad, el cual sirvió para priorizar dichos proyectos.

En el capítulo uno se describe la monografía y el diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea San Isidro, con el fin de conocer el estado actual de la población.

En el capítulo dos se presenta el desarrollo del diseño del puente vehicular para los caseríos Los Mangales y El Hornito, el cual está constituido por losa de rodadura, vigas principales, diafragmas internos y externos, banquetas, barandales, viga y cortina de apoyo, estribos, pila central y zapata de pila central.

En el capítulo tres se desarrolla el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en la aldea San Isidro, solventando los problemas que son creados por la mala distribución del sistema actual, a tal grado que en algunos sectores no llega el agua, haciendo uso de fuentes inadecuadas. Los componentes del proyecto son: captación, línea de conducción, tanque de distribución, red de distribución y obras hidráulicas.



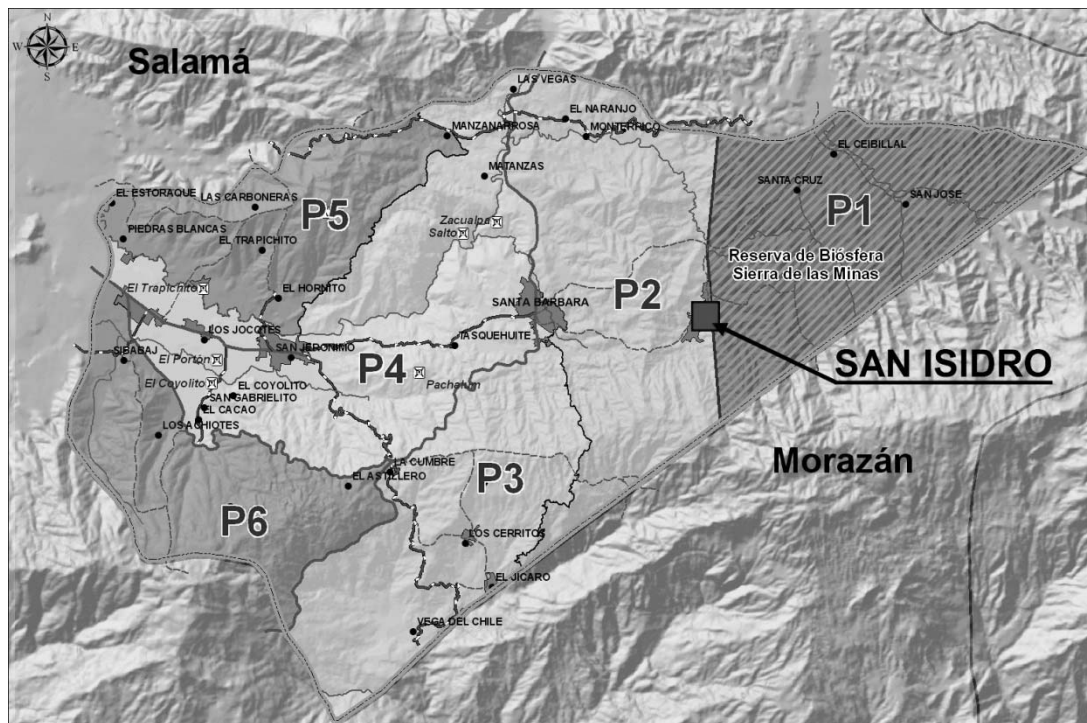
# 1. FASE DE INVESTIGACIÓN

## 1.1 Monografía de la aldea San Isidro

### 1.1.1 Ubicación y localización

La aldea San Isidro se localiza a 29 kilómetros del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz y una distancia de 184 kilómetros de la Ciudad Capital. La aldea cuenta con una extensión territorial de 43.71 kilómetros cuadrados. Se encuentra ubicada entre las coordenadas geográficas: latitud norte de 15°03'46" y longitud oeste de 90°14'21" y a una altura aproximada de 1,860.20 metros sobre el nivel del mar.

**Figura 1. Ubicación de la aldea San Isidro**



Fuente: O.M.P. municipalidad de San Jerónimo, Baja Verapaz

### **1.1.2 Colindancias**

La aldea San Isidro del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz, está colindado de la siguiente forma:

NORTE:	Aldea Santa Cruz, San Jerónimo, Baja Verapaz.
SUR:	Municipio de Morazán, El Progreso.
ESTE:	Aldea Santa Catarina, San Jerónimo, Baja Verapaz.
OESTE:	Aldea Santa Bárbara, San Jerónimo, Baja Verapaz.

### **1.1.3 Topografía**

En la topografía de la aldea se distinguen dos sectores, de los cuales el sector predominante es el montañoso, presentando diferencia de niveles muy pronunciados y el otro sector, el centro de la aldea, en donde no se presentan diferencia de niveles menores. El suelo es considerablemente húmedo debido a las características climáticas del territorio.

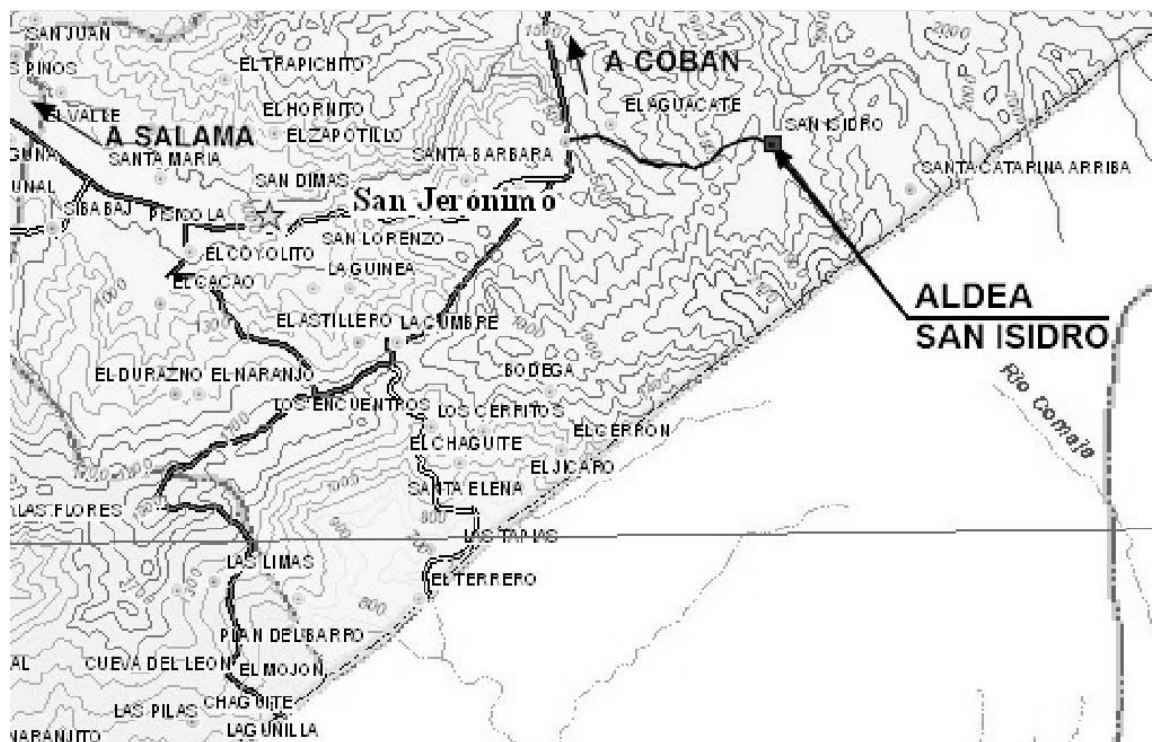
### **1.1.4 Población e idioma**

Según el diagnóstico realizado por la municipalidad de San Jerónimo, la población por grupo étnico se estima que el 99% de la población pertenece al grupo no indígena y el restante 1% al indígena, de las etnias Achi'.

### 1.1.5 Vías de acceso

La vía principal de acceso es por medio de la carretera que viene desde la Ciudad Capital por la ruta CA-9 norte y CA-14 a las Verapaces que se encuentra asfaltada y en buenas condiciones hasta llegar a la aldea Santa Bárbara, desviándose luego 12 kilómetros por un camino de terracería para llegar a la aldea San Isidro. También existe otra vía de acceso la cual viene desde la cabecera municipal, la cual en su mayoría es de terracería y transitable casi sólo por pick-up.

**Figura 2. Vía de acceso a la aldea San Isidro**



Fuente: O.M.P. municipalidad de San Jerónimo, Baja Verapaz

### 1.1.6 Actividades económicas y productivas

Las principales actividades económicas son de agricultura y artesanías, aunque la tierra en su mayoría es de vocación forestal, los habitantes se dedican a la producción agrícola en un 70% y a la elaboración de canastos con materiales extraídos del bosque (bejucos) en un 30%.

### 1.1.7 Aspectos climáticos

El clima predominante es frío, debido a las altas montañas que rodean a la aldea y a la altura sobre el nivel del mar en que se ubica ésta, el cual se vuelve más intenso durante los meses de noviembre a febrero.

La temperatura media anual es de 12 °C; el ambiente mantiene una humedad relativamente alta.

### 1.1.8 Educación

Cuenta únicamente con una escuela de nivel primaria en la aldea, la cual se encuentra en el centro de la comunidad.

**Tabla I. Nivel de escolaridad, aldea San Isidro del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz**

<b>NIVEL DE ESCOLARIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>%</b>
NINGUNO	581	46
PRE-PRIMARIA	25	2
PRIMARIA	638	51
MEDIA	8	1
SUPERIOR (UNIVERSITARIA)	0	0
<b>TOTAL</b>	<b>1252</b>	<b>100</b>



## **1.1.9 Servicios públicos**

### **1.1.9.1 Agua potable**

Cuenta con un sistema de agua potable obsoleto, prestando un servicio irregular, a tal grado que en algunos sectores no llega el agua, haciendo que hagan uso de fuentes inadecuadas.

### **1.1.9.2 Drenaje**

La mayoría de la población cuenta con sistemas de letrinas o pozos ciegos y una pequeña parte utiliza pozos de absorción, por no disponer de un sistema de alcantarillado sanitario.

### **1.1.9.3 Electricidad**

El total de las viviendas cuenta con este servicio.

### **1.1.9.4 Transporte**

La aldea San Isidro utiliza transporte por carretera, la cual consiste en microbuses, los cuales cubren dos veces al día la ruta San Isidro – San Jerónimo.

## 1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades, servicios básicos e infraestructura

### 1.2.1 Descripción de necesidades

Las necesidades que se presentan son distintas dependiendo de cada comunidad o población, siendo las más comunes en el municipio las vías de acceso hacia los caseríos o aldeas, debido al paso sobre el río San Jerónimo o río La Estancia. Otras necesidades principales que surgen en el área rural es el la falta o mal funcionamiento de los sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario. Así como la falta de edificios escolares en las aldeas y caseríos del municipio.

La priorización de los proyectos, se realizó según criterios que la municipalidad de San Jerónimo determinó, realizando para ello un estudio, definiendolo de la siguiente forma:

**Tabla II. Necesidades del municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz**

NÚMERO	NOMBRE DEL PROYECTO	UBICACIÓN	CLASIFICACIÓN
1	Sistema de abastecimiento de agua potable	Aldea San Isidro	Servicio básico
2	Pavimentación	Aldea El Cacao	Infraestructura vial
3	Puente vehicular	Caserío Los Mangales / El Hornito	Infraestructura vial
4	Puesto de Salud	Aldea Matanzas	Salud
5	Escuela	Caserío Los Encuentros	Educación

### **1.2.2 Evaluación y priorización de las necesidades**

De acuerdo con la evaluación anterior y pláticas con las comunidades, se llegó a la conclusión de priorizar la planificación de los puentes vehiculares y el sistema de abastecimiento de agua potable.



## **2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL**

### **2.1 Diseño de dos puentes vehiculares en los caseríos Los Mangales y El Hornito, municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verapaz**

#### **2.1.1 Descripción del proyecto puente Los Mangales**

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de 30 metros de luz, este dividido en dos tramos iguales de 15 metros. Compuesto por una pila central, estribos, vigas y losas de concreto reforzado de un carril con un ancho total de 4.96 metros y una altura de 5.10 metros, desde el lecho del río a las vigas principales, para soportar una carga viva AASHTO HS15-44, el cual agilizará la movilidad en el caserío Los Mangales para transportar los productos agrícolas y pecuarios que en esta comunidad comercializan. El puente consta de tres partes, las cuales son:

#### **Superestructura:**

Son los elementos estructurales que soportan directamente las cargas que se aplican. La superestructura de un puente es la unidad que cubre la luz sobre la que se transportan vehículos, camiones, personas y otros. Se compone de los siguientes elementos:

- Losa
- Banqueta
- Diafragmas
- Barandales
- Vigas principales

**Subestructura:**

Es el conjunto de elementos estructurales que transmiten las cargas al suelo y le dan estabilidad a toda la estructura. Sus componentes son:

- Estribo
- Pila central
- Viga de apoyo
- Cortina

**Aproches y obras de protección:**

Son unidades que sirven para conectar la carretera al puente, generalmente son rellenos para alcanzar la rasante.

Es necesaria la construcción de las obras de protección, con el fin de proteger las bases del puente y evitar la socavación, así como, el colapso de la estructura. Consiste básicamente en muros que protegen los taludes de la erosión y deslizamientos del terreno.

**2.1.2 Estudios preliminares**

Estos se hacen con el fin de verificar y conocer el estado del sitio en estudio, consiste básicamente en realizar visitas técnicas. En este caso en particular necesitamos verificar la calidad del terreno, esto se hizo extrayendo una muestra del suelo, seguidamente se realizó el ensayo de laboratorio de compresión triaxial para lograr encontrar el valor soporte del mismo. También necesitamos obtener información sobre el comportamiento del río en tormentas tropicales o huracanes y en época de invierno.

### **2.1.3 Levantamiento topográfico**

La realización del levantamiento topográfico es de vital importancia para efectuar el diseño del puente vehicular, este constituye un elemento básico para su elaboración y permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría del lugar en estudio, en este proyecto se utilizó el método taquimétrico.

Con los datos obtenidos en campo se procedió a dibujar el polígono y curvas de nivel del terreno, se hizo el trazo del eje central del puente.

El equipo utilizado para el procedimiento es el siguiente:

- Teodolito marca WILD T-1
- Estadia
- Cinta métrica de 25m
- Plomada
- Estacas de Madera, pintura, clavos, martillo, etc.

### **2.1.4 Evaluación de la calidad del suelo por medio del ensayo de compresión triaxial**

#### **2.1.4.1 Determinación del valor soporte del suelo**

Para el estudio de suelos se extrajo una muestra inalterada de 1.00 pie<sup>3</sup> del lugar, a una profundidad de 2.70 metros que se sometió al ensayo de compresión triaxial y tipo de ensayo no consolidado y no drenado para obtener los parámetros de corte, en el análisis de laboratorio realizado por el centro de investigaciones de Ingeniería (CII) de la facultad de ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, se obtuvo los siguiente datos:

Tipo de ensayo = No consolidado y no drenado

Descripción del suelo = Arcilla arenosa color gris

Ángulo de fricción interna  $\phi = 10.91^\circ$

Cohesión  $C_u = 7.20 \text{ T/m}^2$

Densidad seca =  $1.47 \text{ T/m}^3$

Para el cálculo del valor soporte se utilizó la ecuación general del Dr. Karl Terzaghi:

$$q_u = C \cdot N_c + Z \cdot \gamma \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\phi$$

Donde:

$q_u$  = Capacidad de carga límite en  $\text{T/m}^2$

$c$  = Cohesión del suelo en  $\text{kg/cm}^2$

$\gamma$  = Peso volumétrico del suelo en  $\text{T/m}^3$

$Z$  = Profundidad donde se realizó la prueba

$B$  = Ancho de zapata

$N_c$  = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión

$N_q$  = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

$N_\phi$  = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

Cálculo de los factores de capacidad de carga

$$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_q = \tan^2(45 + 10.91/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan(10.91)} = 2.69$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_c = (2.69 - 1) \cdot \cot(10.91) = 8.77$$



$$N\theta = 2*(Nq-1)*\tan \emptyset$$

$$N\theta = 2*(2.69-1)*\tan (10.91) = 0.65$$

$$q_u = C*N_c + Z*\theta*N_q + 0.5*\theta*B*N\theta$$

$$q_u = 7.20*8.77 + 2.70*1.47*2.69 + 0.5*1.47*2*0.65$$

$$q_u = 74.78 \text{ Ton/m}^2$$

El valor encontrado de “qu” es el esfuerzo límite, Terzaghi recomienda un factor de seguridad no menor de tres para qadm, que es el esfuerzo admisible o de diseño de cimentación.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S.}; \text{con F.S.}=3$$

$$q_{adm} = \frac{74.78}{3} = 24.93 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo tanto, se adopta un valor soporte de suelo  $V_s = 24.90 \text{ Ton/m}^2$

### **2.1.5 Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa**

Son recomendaciones necesarias para obtener un adecuado análisis y diseño, basado en códigos de construcción (AASHTO, ACI 318-05), siendo estos los siguientes:

#### **Carga viva**

Se utilizó una carga viva de diseño HS15-44 (AASHTO) equivalente a 12,000 libras en el eje más pesado.

## **Recubrimientos**

AASHTO 8.22 recomienda para cimientos y muros 8.00 cm, losa 5.00 cm cama superior, 2.50 cm para cama inferior, 5.00 cm para columnas y vigas.

## **Traslapes**

Según AASHTO 8.25 (DGC 509.080), se calculará con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal forma que desarrollen un 125% del  $f_y$  nominal de la barra, siguiendo la especificación de la AASHTO 8.33.2, y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60cm.

## **Ganchos**

Según AASHTO 8.23.2.2. los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados o 12 diámetros, cuando se trate de 90 grados.

### **2.1.6 Cálculo de caudales máximos**

Para el cálculo de la creciente máxima extraordinaria que ocurre en época de invierno u otros fenómenos naturales, podemos determinar el caudal de diseño mediante el método sección-pendiente.

#### **2.1.6.1 Método sección-pendiente**

Este método es usado para la determinación de los caudales de crecidas máximas en ríos, donde prácticamente no se tienen datos suficientemente confiables para efectuar el cálculo necesario. Para estimar las crecidas por

este método se necesita definir la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, como buscar señales que han dejado grandes crecidas en sus alrededores, buscar en archivos contiguos o consultar con los pobladores que habitan en las cercanías del lugar. Con la topografía se determinó una altura máxima alcanzada de 3.30 metros.

Se obtiene el valor del área de la sección de la corriente a partir de la altura máxima. Para obtener el caudal máximo se utiliza la ecuación  $Q = V * A$ . El valor de la velocidad "V" de la corriente se obtiene por medio de la ecuación de Manning.

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

Donde:

V = Velocidad (m/s)

R = Radio hidráulico

n = Coeficiente de rugosidad

S = Pendiente (m/m)

#### **2.1.6.1.1 Cálculo de la pendiente**

Para la determinación de la pendiente del terreno se utilizó la información del levantamiento topográfico.

Cota 1 = 97.15 m

Cota 2 = 96.84 m

Distancia horizontal = 54.00 m

$$S = \frac{97.15 - 96.84}{54.00} * 100 = 0.60\%$$

### 2.1.6.1.2 Cálculo de área de la sección de la corriente

El valor del área de la sección de la corriente se calcula a partir del dibujo de sección transversal, obtenida del levantamiento topográfico y la determinación de la altura máxima que alcanza la corriente del río.

De estos datos se obtuvo el área de 50.06 m<sup>2</sup>

### 2.1.6.1.3 Cálculo del caudal máximo

Datos:

Área: 50.06 m<sup>2</sup>

Perímetro mojado: 28.11 m

Pendiente: 0.60 %

Coefficiente de rugosidad: 0.028

Tipo de superficie: Rocas medianas, arena y poca maleza.

$$R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$R = \frac{50.06}{28.11} = 1.78\text{m}$$

$$V = \frac{1}{0.028} * 1.78^{2/3} * 0.006^{1/2} = 4.06\text{m/sg}$$

$$Q = 4.06 * 50.06 = 203.24\text{m}^3/\text{sg}$$

Por lo tanto la altura mínima del puente será de 5.10 metros sobre el lecho del río.

## **2.1.7 Diseño de la superestructura**

### **2.1.7.1 Diseño del tramo de 15.00 m de luz**

Sobre carga	HS 15-44
Ancho útil	3.66 mts
Luz efectiva	15.00 mts
Peso específico del concreto	2400 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del asfalto	2100 kg/m <sup>3</sup>
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup> (3000 PSI)
Fy	2810 kg/cm <sup>2</sup> (40000 PSI)

#### **2.1.7.1.1 Dimensionamiento y descripción de la superestructura**

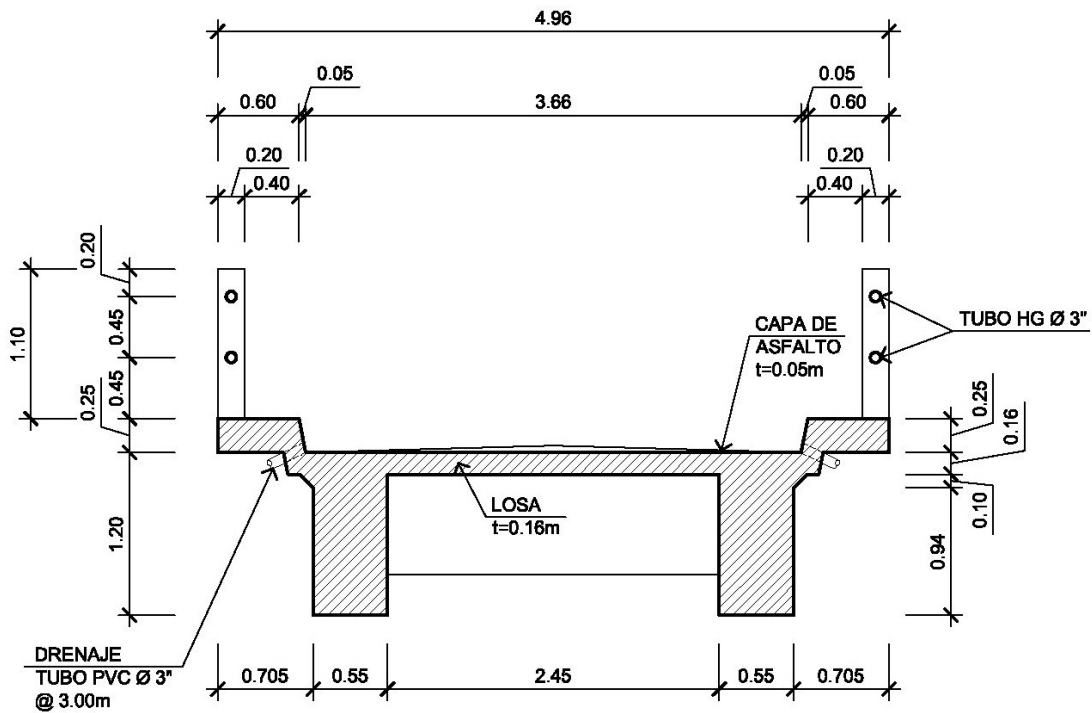
En el dimensionamiento debemos determinar el ancho de rodadura y de la sección de vigas. En puentes, el ancho usual de vía utilizado es de 12 pies (3.66 metros). En el caso de las vigas principales, se sugiere un peralte de L/16, esto es para no chequear deflexión; la base está dada por 2/5 del peralte como mínimo.

### **2.1.7.2 Diseño de losa**

#### **2.1.7.2.1 Cálculo del peralte**

Según las especificaciones de la AASHTO recomienda que el espesor de losas para puentes de concreto reforzado como mínimo deberá ser de 15 cm hasta y un máximo de 25 cm; en este proyecto se seleccionó un espesor (t) de 16 cm (6plg).

**Figura 3. Geometría de superestructura**



**2.1.7.2.2 Integración de cargas**

**Carga muerta**

$$W \text{ losa} = W \text{ concreto} * t * b = 2400 * 0.16 * 1.00 = 384 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ asfalto} = W \text{ asfalto} * t * b = 2100 * 0.05 * 1.00 = 105 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ barandal} = (0.20 * 0.20 * 2400 * 1.10) / 2.50 = 42.24 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 531.24 \text{ kg/m}$$

**Sobrecarga**

$$P = 12,000 \text{ lb o } 5,500 \text{ kg (carga en el eje más pesado)}$$

Según la AASHTO la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto, por lo que el refuerzo principal es perpendicular al tránsito vehicular.

### 2.1.7.2.3 Cálculo de momentos

Los momentos que se analizarán son: momento por carga muerta, momento por carga viva e impacto, obteniendo con ello el momento total, con el cual se procederá al cálculo del refuerzo.

#### Momento debido a carga muerta

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} * S^2}{10} \quad \text{o}; \quad M_{cm} = \frac{W_{cm} * L^2}{2}$$

Donde:

W cm = Carga muerta = 531.24kg/m

S = Distancia entre vigas a ejes (m) = 3.00m

L = Longitud del voladizo (m) = 0.98m

$$M_{cm} = \frac{531.24 * 3.00^2}{10} = 478.12 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm} = \frac{531.24 * 0.98^2}{2} = 255.10 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor, M<sub>cm</sub> = 478.12 kg-m

#### Momento debido a sobrecarga

Según especificación AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el momento por carga viva está dado por:

$$M_{cv} = 0.8 \left( \frac{S+2}{32} \right) P_{15}$$

Donde:

M<sub>cv</sub> = Momento por carga viva

S = Luz libre entre vigas = 8.036pies

P = Carga del eje más pesado = 12000lb

$$M_{cv} = 0.8 \left( \frac{8.036+2}{32} \right) 12000 = 3,010.80 \text{ lb-pie} \cong 417.24 \text{ kg-m}$$

### **Momento debido al impacto**

Está especificado como un porcentaje de la carga viva y éste debe ser menor o igual al 30%, según la AASHTO 3.8.2.1

$$I = \left( \frac{15.24}{S+38} \right)$$

Donde:

S = Luz entre vigas a ejes = 3.00m

$$I = \left( \frac{15.24}{3.00+38} \right) = 0.37 \cong 37\% \text{ esto es } > 30\%$$

Entonces se utiliza:

$$I = 30\%$$

### **Momento último**

Según la AASHTO 1.2.22, la ecuación que integra los momentos para dar el momento último es:



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

Donde:

M<sub>cm</sub>= Momento por carga muerta =478.12kg-m

M<sub>cv</sub>= Momento por carga viva =417.24kg-m

I = Impacto =30%

$$M_u = 1.3 \left( 478.12 + \frac{5}{3} (417.24 * 1.30) \right) = 1,796.78 \text{ kg-m}$$

#### 2.1.7.2.4 Cálculo del peralte efectivo

Se determina por medio de:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2} \text{ (varilla No.4)}$$

$$d = 0.16 - 0.0250 - \frac{0.0127}{2}$$

$$d = 0.129\text{m}$$

#### 2.1.7.2.5 Cálculo del refuerzo transversal cama inferior

Para calcular el área de acero (A<sub>s</sub>) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[ b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * f_c}} \right] * \frac{0.85 * f_c}{F_y}$$

$$A_s = \left[ 100 * 12.90 - \sqrt{(100 * 12.90)^2 - \frac{1796.78 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * \frac{0.85 * 210}{2810}$$

$$A_s = 5.71 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{smin}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{F_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 12.90$$

$$A_{smin} = 6.47 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ( $A_{smax}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{smax} = 0.5 * \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0.85 * \epsilon_c * f_c * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0.85 * 0.85 * 0.003 * 210 * 2.03 \times 10^6}{(0.003 * 2.03 \times 10^6 + 2810) * 2810} = 0.037$$

$$A_{smax} = 0.5 * 0.037 * 100 * 12.90$$

$$A_{smax} = 23.87 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s < A_{smin}$ ; entonces se utiliza  $A_{smin} = 6.47 \text{ cm}^2$

#### **Espaciamiento entre varillas (S) No.4**

Donde:

$A_s$  = Área de acero requerido

$A_{varilla}$  = Área de la varilla a utilizar

$S$  = Espaciamiento

$$S = \frac{A_{var} * 100}{A_s} = \frac{1.27 * 100}{6.47} = 19.63 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 G40 @ 0.15m, refuerzo transversal cama inferior.

### 2.1.7.2.6 Cálculo del refuerzo transversal cama superior

Para encontrar el área de acero ( $A_s$ ) se calcula el refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0.002 * b * t$$

Donde:

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

$$t = \text{Espesor} = 16\text{cm}$$

$$A_s = 0.002 * 100 * 16 = 3.20\text{cm}^2$$

### Espaciamiento entre varillas (S) No.3

Donde:

$A_s$  = Área de acero requerido

A varilla = Área de la varilla a utilizar

S = Espaciamiento

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_s} = \frac{0.71 * 100}{3.20} = 22.19\text{cm}$$

Utilizar varillas No. 3 G40 @ 0.20m, refuerzo transversal cama superior.

### 2.1.7.2.7 Cálculo del refuerzo longitudinal cama superior e inferior

Para encontrar el área de acero ( $A_s$ ) según la AASHTO recomienda que se calcule mediante la siguiente ecuación:

$$FL = \frac{220}{\sqrt{S}} < 67\%$$

Donde:

$$S = \text{Luz libre entre vigas} = 8.036\text{pies}(2.45\text{m})$$

$$FL = \frac{220}{\sqrt{8.036}} = 77.61\% > 67\%$$

Entonces se utiliza 67%.

$$A_S = 0.67 * A_{S_{trans. inf.}}$$

$$A_S = 0.67 * 6.47 = 4.35 \text{ cm}^2$$

### Espaciamiento entre varillas (S) No.4

Donde:

$A_S$  = Área de acero requerido

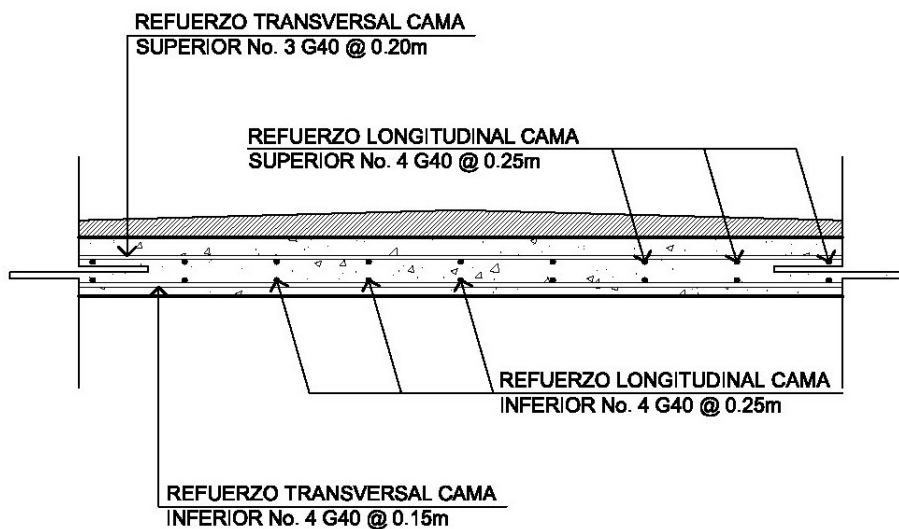
$A_{varilla}$  = Área de la varilla a utilizar

S = Espaciamiento

$$S = \frac{A_{varilla} * 100}{A_S} = \frac{1.27 * 100}{4.35} = 29.19 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 G40 @ 0.25m, refuerzo longitudinal cama superior e inferior.

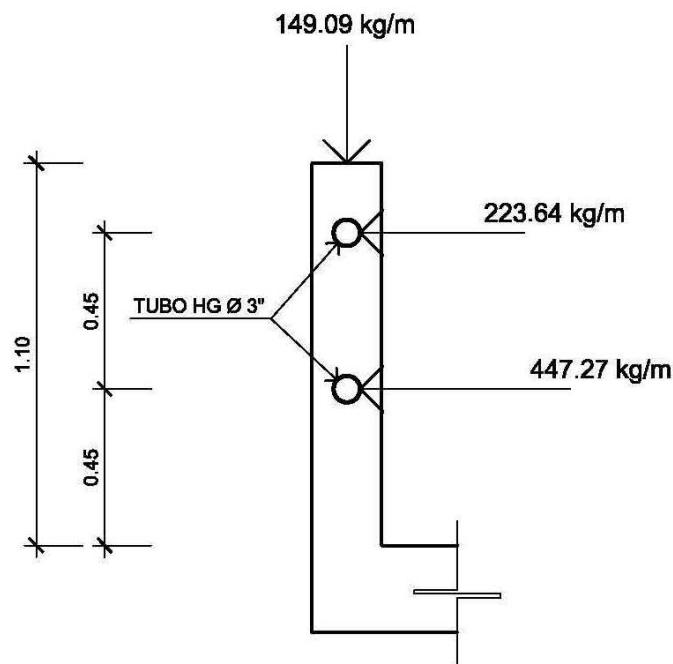
**Figura 4. Esquema final armado de losa**



### 2.1.7.3 Diseño de barandales

Según la AASHTO 2.7.1 los postes y pasamanos se diseñan con las cargas descritas en la figura que se muestra a continuación. Su función primordial es la protección de los peatones, soportados por postes de concreto reforzado. La altura mínima recomendada para los postes de los pasamanos es de 42 pulgadas. AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb/pie (149 kg/m), y una carga horizontal de 300 lb/pie (448 kg/m), que son producto de los peatones que circulan por la acera.

**Figura 5. Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal**



### 2.1.7.3.1 Diseño de pasamanos

Este se diseñará como una viga continua y se tomará la carga no mayor de 447.21 kg/m = 300 lb/pie, y en el cual se adaptarán tubos estandar de Ø 3" HG, según AISC se tiene:

$$\varnothing_{\text{ext.}}=3.50 ; \varnothing_{\text{int.}}=3.068 ; I_{\text{inersia}}=3.017\text{plg}^4$$

$$C=\frac{\varnothing_{\text{ext.}}}{2}=1.75''$$

Módulo de Sección:

$$S=\frac{I_{\text{inersia}}}{C}=\frac{3.017}{1.75}=1.724\text{plg}^3$$

Análisis de resistencia de tubo

$$M_u=S*f$$

$$f=20,000 \text{ lb/plg}^2$$

$$M_u=1.724*20000=34480 \text{ lb-plg} \cong 2,873.33 \text{ lb-pie}$$

Ya que son tramos continuos se utiliza:

$$M_u=\frac{W*L^2}{10}$$

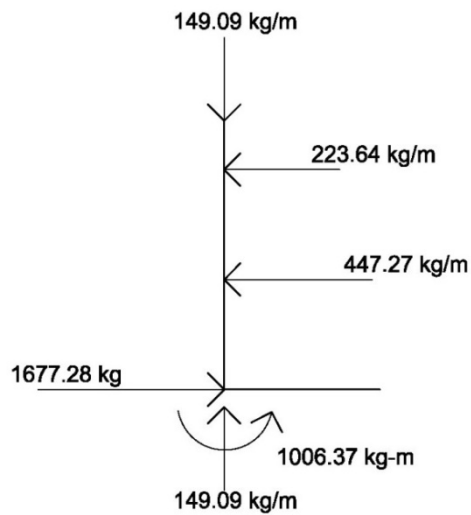
$$L=\sqrt{\frac{10*M_u}{W}}=\sqrt{\frac{10*2873.33 \text{ lb-pie}}{300 \text{ lb/pie}}}=9.79\text{pie} \cong 2.98\text{m}$$

Se distribuirán tubos de Ø 3" HG, entre postes con separación máxima de 2.50m.

### 2.1.7.3.2 Diseño de postes

Se colocarán postes de concreto reforzado a cada 2.20 metros, cada uno se diseñará como una columna a flexocompresión, es decir que actúa sobre ella una carga axial más un momento flexionante, de acuerdo con el diagrama de cuerpo libre de cargas actuantes que se muestra en la siguiente figura.

**Figura 6. Diagrama de cargas para diseño de postes**



Se seguirá el procedimiento del ACI-318'05 para el diseño de columna a flexocompresión, calculando primero su esbeltez, para clasificar la columna.

#### **Cálculo de esbeltez**

$$E = \frac{K \cdot L_u}{r}$$

Donde:

E = Esbeltez de la columna

K = Factor de longitud efectiva de la columna

Lu = Luz de la columna

r = Radio de giro (0.30 h)

$$K = \frac{20 \cdot (1.10 + 0)^{1/2}}{20} = 1.05$$

$$r = 0.30 \cdot 0.20 = 0.06$$

$$E = \frac{1.05 \cdot 1.10}{0.06} = 19.25 < 21$$

Como su relación de esbeltez es menor que 21, se clasifica como una columna corta.

Proponiendo,  $\rho = 0.01$

$$A_s = \rho \cdot A_g$$

$$A_s = 0.01 \cdot 20 \cdot 20 = 4.00 \text{ cm}^2$$

Utilizando 4 No. 4 (1.27 cm<sup>2</sup>)

$$A_{st} = 4 \cdot 1.27 = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{5.08}{20 \cdot 20} = 0.0127$$

### Cálculo de resistencia a la compresión Pu

$$\phi P_n = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot F_y] ; \phi = 0.70$$

$$\phi P_n = 0.80 \cdot 0.70 \cdot [0.85 \cdot 210 \cdot (20 \cdot 20 - 5.08) + 5.08 \cdot 2810]$$

$$\phi P_n = 47,470.10 \text{ kg} > 372.73 \text{ kg}$$

### Cálculo de resistencia al cortante del concreto Vc

$$V_c = 0.53 \cdot \left( 1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.53 \cdot \left( 1 + \frac{1.7 \cdot 47,470.10}{140 \cdot 20 \cdot 20} \right) \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 17.5$$

$$V_c = 6,561.93 \text{ kg} > 1,677.28 \text{ kg}$$



Espaciamiento entre estribos:

$$\begin{aligned} &= 48 \text{ } \emptyset \text{ varilla estribo} = 48 * 0.95 = 45.60 \text{ cm} \\ S &= 16 \text{ } \emptyset \text{ varilla long.} = 16 * 1.27 = 20.32 \text{ cm} \\ &= \text{lado menor} = 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0.20m

### **Cálculo de resistencia al momento Mu**

$$M_n = \phi * \left[ A_s * F_y * d - \left( \frac{A_s^2 * F_y^2}{1.7 * f'_c * b} \right) \right] ; \phi = 0.70$$

$$M_n = 0.70 * \left[ 5.08 * 2810 * 17.5 - \left( \frac{5.08^2 * 2810^2}{1.7 * 210 * 20} \right) \right]$$

$$M_n = 154,889.00 \text{ kg-cm} \cong 1,548.89 \text{ kg-m}$$

$$M_n = 1,548.89 \text{ kg-m} > 1,006.37 \text{ kg-m}$$

Se utilizará para el armado de la columna del barandal varillas No.4 G40 +  
Estribos No. 3 G40 @ 0.20m

### 2.1.7.4 Diseño de diafragmas

Los diafragmas se utilizan al centro y/o en los tercios de la luz dependiendo del criterio del diseñador. Los diafragmas transmiten su peso a los apoyos interiores de las vigas como cargas puntuales.

#### 2.1.7.4.1 Diafragma externo

La altura del diafragma externo se aconseja que sea de  $\frac{1}{2}$  de la altura de las vigas y un ancho usual de 30cm.

$$h_{\text{diaf. ext.}} = 0.5 \cdot h_{\text{viga princ.}}$$

$$b_{\text{diaf. ext.}} = 0.30\text{m}$$

Donde:

$$h_{\text{viga princ.}} = \text{Altura de viga principal} = 1.20\text{m}$$

$$h_{\text{diaf. ext.}} = 0.5 \cdot 1.20 = 0.60\text{m}$$

$$b_{\text{diaf. ext.}} = 0.30\text{m}$$

De acuerdo con especificaciones AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo ( $A_{\text{min}}$ ) requerido por la sección.

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{\text{min}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{\text{min}} = \frac{14.1}{F_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{\text{min}} = \frac{14.1}{2810} \cdot 30 \cdot 55$$

$$A_{\text{min}} = 8.28\text{cm}^2$$

Utilizar 3 No. 6 G40 corridos en cama superior e inferior.

Para calcular el área de acero del refuerzo adicional, se recomienda adicionar  $0.25\text{plg}^2$  por cada pie de alto.

$$A_{s_{\text{ref.adicional}}} = 5.29 \times 0.60 = 3.17\text{cm}^2$$

Utilizar 2 No. 5 G40 corridos refuerzo adicional.

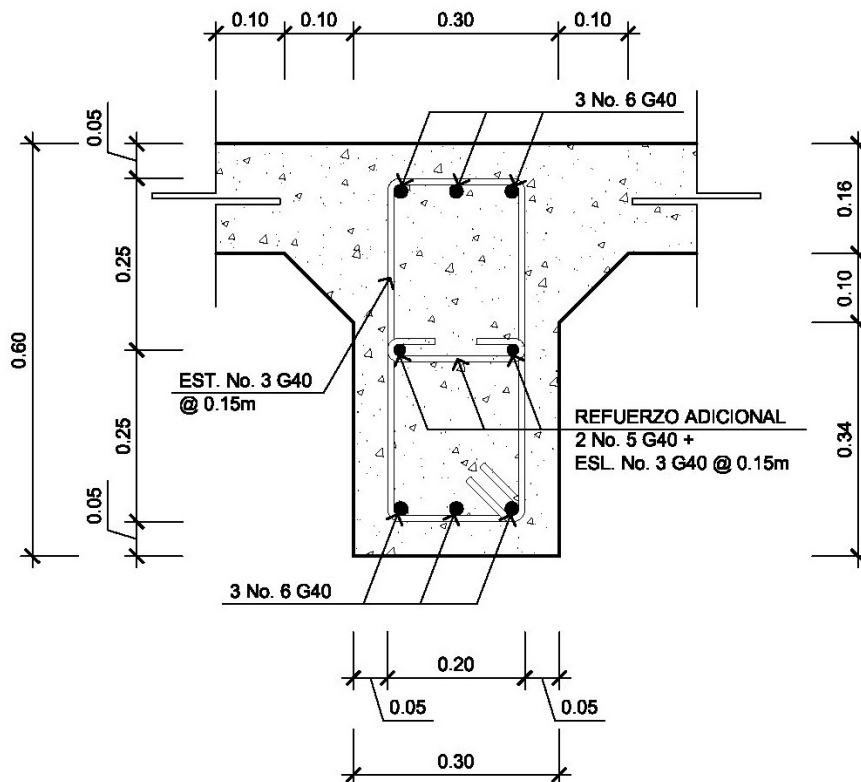
Para calcular el área de acero del refuerzo transversal, se recomienda calcularlo de la siguiente manera:

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{d}{4} \leq 30\text{cm máximo}$$

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{55}{4} = 14.00\text{cm}$$

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0.15m

**Figura 7. Detalle armado de diafragma externo**



### 2.1.7.4.2 Diafragma interno

La altura del diafragma interno se aconseja que sea de 3/4 de la altura de las vigas y un ancho usual de 30cm.

$$h_{\text{diaf. int.}} = 3/4 * h_{\text{viga princ.}}$$

$$b_{\text{diaf. int.}} = 0.30\text{m}$$

Donde:

$$h_{\text{viga princ.}} = \text{Altura de viga principal} = 1.20\text{m}$$

$$h_{\text{diaf. int.}} = 3/4 * 1.20 = 0.90\text{m}$$

$$b_{\text{diaf. int.}} = 0.30\text{m}$$

De acuerdo con especificaciones AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo ( $A_{s_{\text{min}}}$ ) requerido por la sección.

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{s_{\text{min}}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{14.1}{F_y} * b * d$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 85$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 12.80\text{cm}^2$$

Utilizar 3 No. 8 G40 corridos en cama superior e inferior.

Para calcular el área de acero del refuerzo adicional, se recomienda adicionar  $0.25\text{plg}^2$  por cada pie de alto.

$$A_{s_{\text{ref.adicional}}} = 5.29 * 0.90 = 4.76\text{cm}^2$$

Utilizar 4 No. 5 G40 corridos refuerzo adicional.

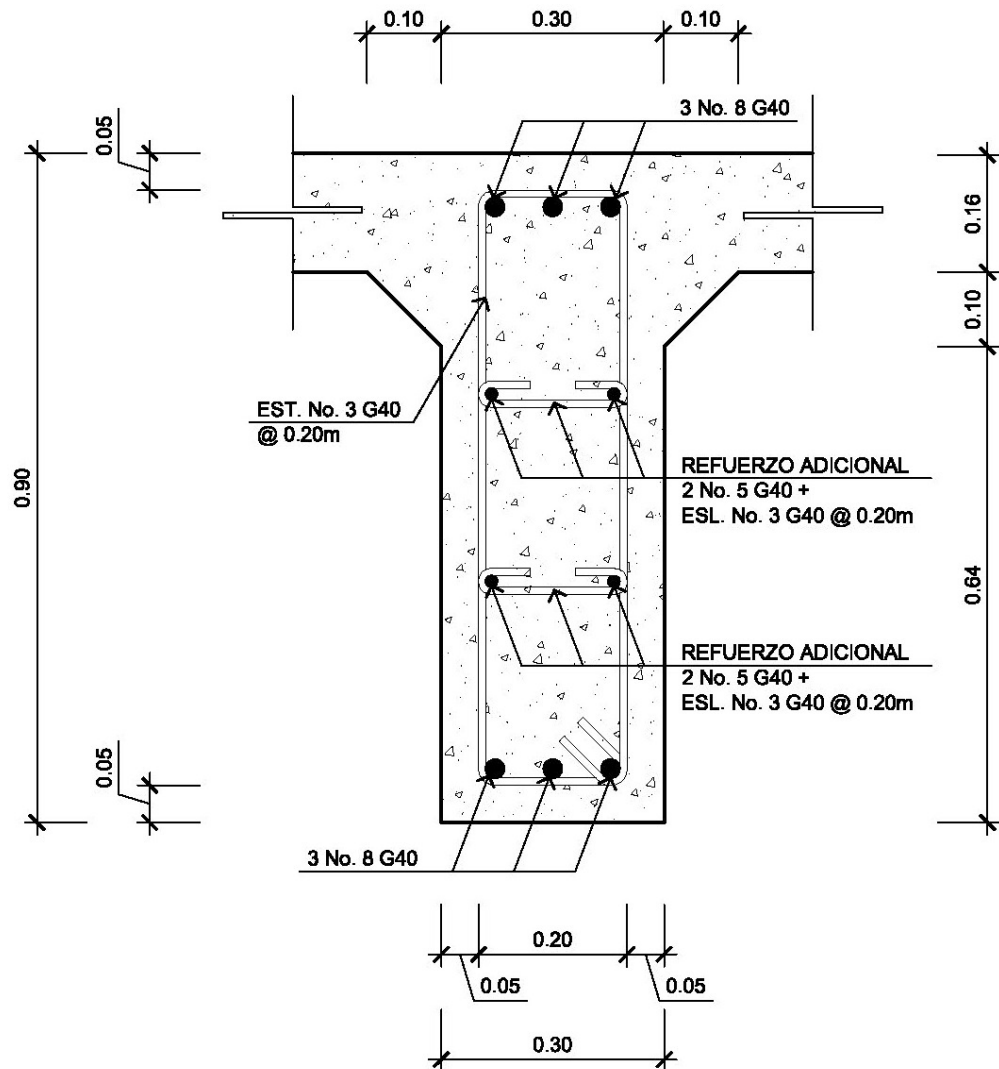
Para calcular el área de acero del refuerzo transversal, se recomienda calcularlo de la siguiente manera:

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{d}{4} \leq 30\text{cm máximo}$$

$$S_{\text{ref.transversal}} = \frac{85}{4} = 21.25\text{cm}$$

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0.20m

**Figura 8. Detalle armado de diafragma interno**





## Predimensionamiento de vigas

Para no chequear deflexiones y alabeo se calcula de la siguiente manera:

$$H = \frac{L}{16} = \frac{15.00}{16} = 0.93\text{m} \cong \text{Asumiendo } 1.20\text{m}$$

$$b = \frac{2}{5} * H = \frac{2}{5} * 1.20 = 0.48\text{m} \cong \text{Asumiendo } 0.55\text{m}$$

## Integración de cargas

### Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.16 \text{ m} * 4.96 \text{ m} = \frac{1904.64}{2} = 952.32 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asf}} = 2100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.05 \text{ m} * 3.66 \text{ m} = \frac{384.3}{2} = 192.15 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandal}} = \left( 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.20 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 1.10 \text{ m} \right) / 2.50 = 42.25 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 1.20 \text{ m} * 0.55 \text{ m} = 1,584.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{CM total}} = 2,770.72 \text{ kg/m}$$

El peso de los diafragmas se toma como carga puntual.

$$W_{\text{diaf int.}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.30 \text{ m} * 0.90 \text{ m} * (2.45 + 0.55 * 2) / 2 = 1,150.2 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf ext.}} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.30 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * (2.45 + 0.55 * 2) / 2 = 766.8 \text{ kg}$$

### Sobrecarga

P = 12,000 lb ó 5,500 kg (eje más pesado)

### 2.1.7.5.1 Cálculo del momento por carga muerta

$$M_{cm} = \left( \frac{W_{CM \text{ total}} * L^2}{8} \right) + P * a$$

Donde:

W cm total = Carga muerta total = 2,770.72 kg/m

L = Longitud de la viga principal = 15.00 m

P = Carga del diafragma = 2,683.8 kg

a = Distancia al apoyo = 4.90 m

$$M_{cm} = \left( \frac{2770.72 * 15.00^2}{8} \right) + 2683.8 * 4.90$$

$$M_{cm} = 91,077.12 \text{ kg-m}$$

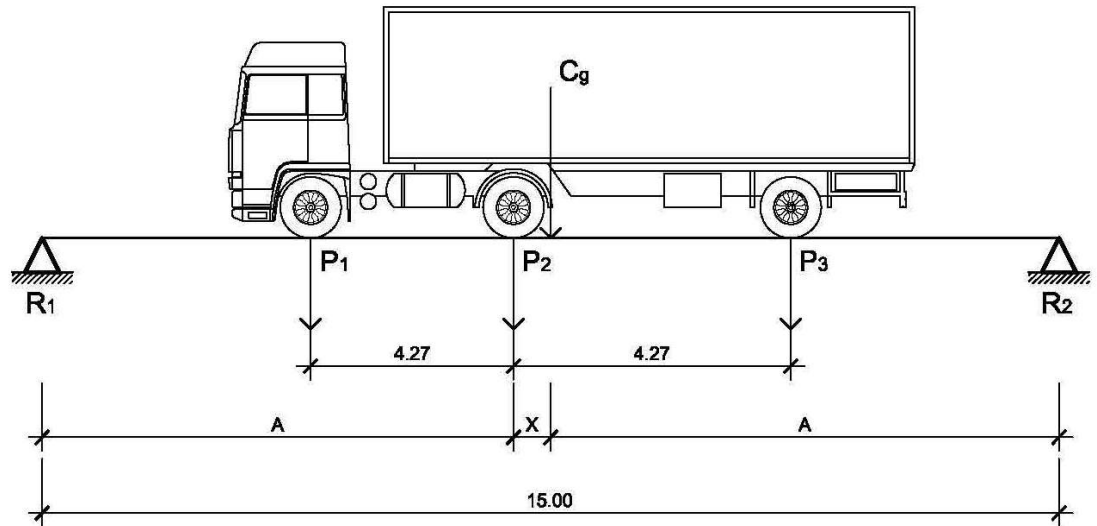
### 2.1.7.5.2 Cálculo del momento por sobrecarga

Según especificación AASHTO, el momento máximo por sobrecarga se presenta cuando el camión se encuentra ubicado a lo largo del puente en el lugar crítico.

El punto crítico ocurre cuando la carga más cercana al centro de gravedad del camión, se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como su centro de gravedad del otro apoyo.



Figura 10. Diagrama de carga viva sobre viga



$$P_1 = 3,000 \text{ lb} = 1,400 \text{ kg}$$

$$P_2 = 12,000 \text{ lb} = 5,500 \text{ kg}$$

$$P_3 = 12,000 \text{ lb} = 5,500 \text{ kg}$$

Encontrando los valores de "A" y "X", se hace sumatoria de momentos con respecto al "Cg".

$$\sum M_{cg} = 0 \rightarrow$$

$$-P_1 \cdot (4.27 + X) - P_2 \cdot X + P_3 \cdot (4.27 - X) = 0$$

$$-1400 \cdot (4.27 + X) - 5500 \cdot X + 5500 \cdot (4.27 - X) = 0$$

$$X = 1.41 \text{ m}$$

$$2 \cdot A + X = 15.00 \text{ m}$$

$$A = \frac{15.00 - X}{2} = \frac{15.00 - 1.41}{2} = 6.795 \text{ m}$$

Para encontrar la reacción R2 se debe hacer sumatoria de momentos con respecto a la reacción R1.

$$\sum M_{R1} = 0 \rightarrow$$

$$P_1*(6.795-4.27)+P_2*6.795+P_3*(4.27+6.795)-R_2*15=0$$

$$1400*(6.795-4.27)+5500*6.795+5500*(4.27+6.795)-R_2*15=0$$

$$R_2=6,784.33 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \uparrow$$

$$R_1-P_1-P_2-P_3+R_2=0$$

$$R_1-1400-5500-5500+6784.33=0$$

$$R_1=5,615.67 \text{ kg}$$

El momento máximo por sobrecarga se calcula haciendo sumatoria de momentos en el eje más cercano al centro de gravedad.

$$M_{\max cv} = P_1*(A-4.27)+(P_2-P_1)*A$$

$$M_{\max cv} = 1400*(6.795-4.27)+(5500-1400)*6.795$$

$$M_{\max cv} = 31,394.50 \text{ kg-m}$$

### 2.1.7.5.3 Cálculo de factor de impacto

La aplicación de las cargas dinámicas producidas por camiones a los puentes, no se efectúa de manera suave, sino violenta, lo cual produce incrementos en las fuerzas internas de la estructura. Esta especificado como un porcentaje de la carga viva y este debe ser menor o igual al 30%, según AASHTO 3.8.2.1

$$I = \left( \frac{15.24}{L+38} \right)$$

Donde:

L = Luz del puente = 15.00m

$$I = \left( \frac{15.24}{15.00 + 38} \right) = 0.29 \cong 29\% \text{ esto es } < 30\%$$

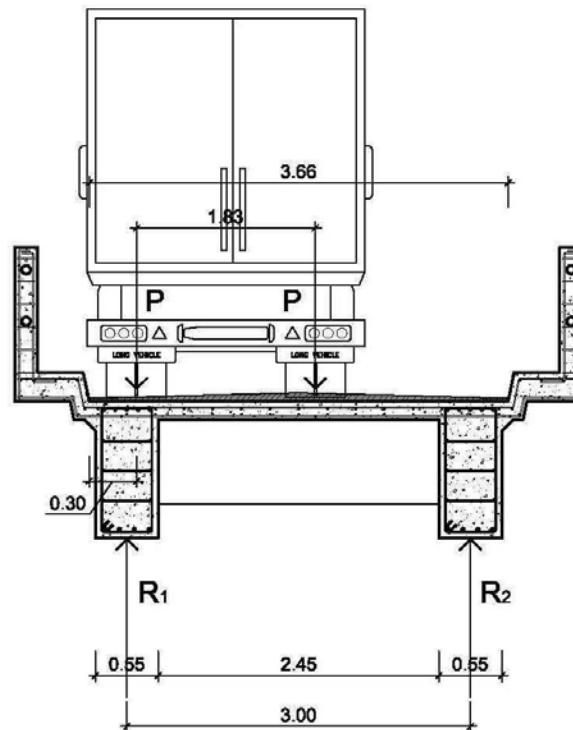
Entonces se utiliza:

I=29%

#### 2.1.7.5.4 Factor de distribución

El factor de distribución se interpreta como la proporción de la carga viva que es absorbida por cada viga principal del puente. Esto debido a que la carga que soportan las vigas es diferente, ya que el camión puede ocupar cualquier posición en la losa.

**Figura 11. Diagrama de factor de distribución de carga viva en puente**



Para encontrar la reacción R1 se debe hacer sumatoria de momentos con respecto a la reacción R2.

$$\sum M_{R2} = 0 \rightarrow$$

$$3.00 \cdot R_1 - P \cdot (3.33 - 0.30) - P \cdot (3.33 - 0.30 - 1.83) = 0$$

$$3.00 \cdot R_1 - 4.23 \cdot P = 0$$

$$R_1 = 1.41P$$

$$FD = R_1 = 1.41$$

#### 2.1.7.5.5 Cálculo del momento último para viga principal

El momento máximo o último en las vigas se calcula por medio de la siguiente ecuación:

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

Donde:

Mu = Momento último (kg-m)

Mcm = Momento por carga muerta (kg-m)

Mcv = Momento por carga viva (kg-m)

I = Impacto ( $\leq 30\%$ )

FD = Factor de distribución

$$M_u = 1.3 \left( 91077.12 + \frac{5}{3} (31394.50 \cdot 1.29 \cdot 1.41) \right)$$

$$M_u = 242,124.00 \text{ kg-m}$$

### 2.1.7.5.6 Cálculo del refuerzo a flexión

Para el refuerzo en el centro de la viga se tiene:

$$M_u = 242,124.00 \text{ kg-m}$$

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$d = 115 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular el área de acero ( $A_s$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[ b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u*b}{0.003825*f_c}} \right] * \frac{0.85*f_c}{F_y}$$
$$A_s = \left[ 55*115 - \sqrt{(55*115)^2 - \frac{242,124.00*55}{0.003825*210}} \right] * \frac{0.85*210}{4200}$$
$$A_s = 63.11 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{smin}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{F_y} * b*d$$
$$A_{smin} = \frac{14.1}{4200} * 55*115$$
$$A_{smin} = 21.23 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ( $A_{s_{max}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s_{max}} = 0.5 \cdot \rho_{bal} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 \cdot 0.85 \cdot \epsilon_c \cdot f'_c \cdot E_s}{(\epsilon_c \cdot E_s + F_y) \cdot F_y} = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 0.003 \cdot 210 \cdot 2.03 \times 10^6}{(0.003 \cdot 2.03 \times 10^6 + 4200) \cdot 4200} = 0.0214$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 \cdot 0.0214 \cdot 55 \cdot 115$$

$$A_{s_{max}} = 67.68 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s_{min}} < A_s < A_{s_{max}}$ ; entonces se utiliza  $A_s = 63.11 \text{ cm}^2$

### **Armado de viga principal**

Refuerzo cama superior (refuerzo por sismo)

$$A_{s_{min}} = 21.23 \text{ cm}^2$$

$$33\% A_s = 33\% \cdot 63.11 = 20.83 \text{ cm}^2$$

Utilizar 5 No. 8 G60 corridos cama superior

Refuerzo cama inferior (refuerzo calculado en apoyos)

$$A_{s_{min}} = 21.23 \text{ cm}^2$$

$$50\% A_s = 50\% \cdot 63.11 = 31.56 \text{ cm}^2$$

Utilizar 4 No. 11 G60 corridos cama inferior

Refuerzo adicional, se recomienda adicionar  $0.25 \text{ plg}^2$  por cada pie de alto.

$$A_{s_{ref.adicional}} = 5.29 \cdot 1.20 = 6.35 \text{ cm}^2$$

Utilizar 6 No. 5 G60 corridos refuerzo adicional

Refuerzo cama inferior (en L/2 medidos del centro hacia los apoyos)

$$A_{s_{\text{faltante por cubrir}}} = 63.11 - 38.32 = 24.79 \text{ cm}^2$$

Utilizar 3 No. 11 G60 en L/2 como bastones

### 2.1.7.5.7 Cálculo del cortante

#### Debido a la carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$V_{\text{cm}} = \frac{W_{\text{CM total}} * L}{2} + \frac{P}{2}$$

Donde:

$$W_{\text{cm total}} = \text{Carga muerta total} = 2,770.72 \text{ kg/m}$$

$$L = \text{Longitud de la viga principal} = 15.00 \text{ m}$$

P = Carga del diafragma

$$V_{\text{cm}} = \left( \frac{2770.72 * 15.00}{2} \right) + \left( \frac{2300.4 + 1533.60 + 1533.60}{2} \right)$$

$$V_{\text{cm}} = 20780.40 + 2683.80$$

$$V_{\text{cm}} = 23,464.20 \text{ kg}$$

#### Debido al impacto

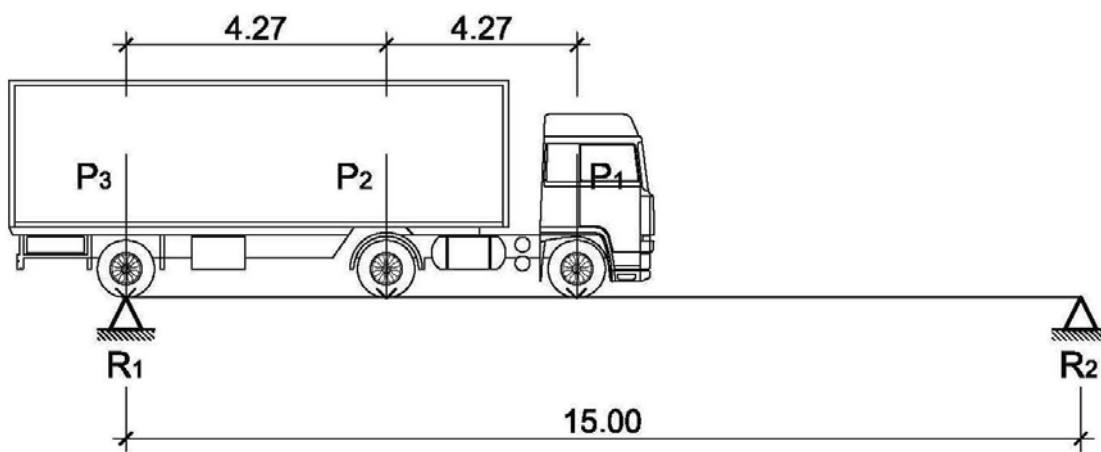
$$I = \left( \frac{15.24}{L + 38} \right)$$

$$I = 29\%$$

## Debido a la sobrecarga

El corte máximo por sobrecarga ocurre cuando la carga mayor del camión se encuentra sobre el apoyo.

**Figura 12. Diagrama de posición de camión que produce el cortante máximo**



Para encontrar el cortante máximo ( $V_{\max}$ ) se hace sumatoria de momentos en R2.

$$\sum M_{R2} = 0 \rightarrow$$

$$R_1 \cdot 15.00 - P_3 \cdot 15.00 - P_2 \cdot 10.73 - P_1 \cdot 6.46 = 0$$

$$R_1 \cdot 15.00 - 5500 \cdot 15.00 - 5500 \cdot 10.73 - 1400 \cdot 6.46 = 0$$

$$R_1 = V_{cv} = 10,037.30 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \uparrow$$

$$R_1 - P_1 - P_2 - P_3 + R_2 = 0$$

$$10037.30 - 1400 - 5500 - 5500 + R_2 = 0$$

$$R_2 = 2,362.70 \text{ kg}$$



### 2.1.7.5.8 Cálculo del cortante para viga principal

$$V_u = 1.3 \left( V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * I) \right)$$

Donde:

$V_u$  = Cortante último (kg)

$V_{cm}$  = Cortante por carga muerta (kg)

$V_{cv}$  = Cortante por carga viva (kg)

$I$  = Impacto

$$V_u = 1.3 \left( 23464.20 + \frac{5}{3} (10037.30 * 1.29) \right)$$

$$V_u = 58,557.71 \text{ kg}$$

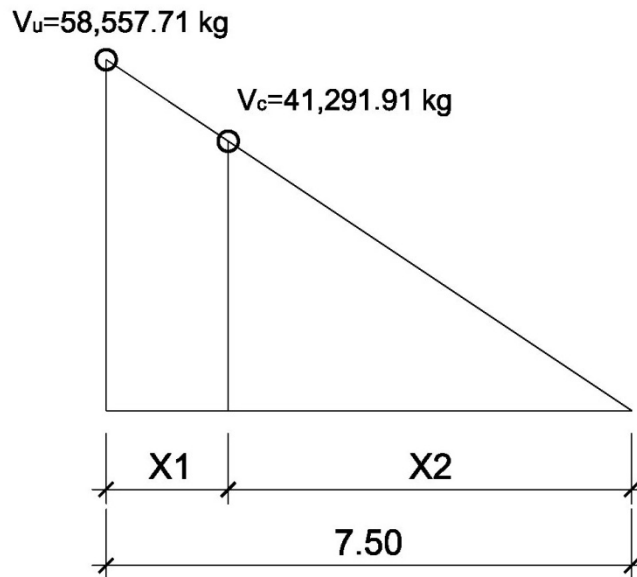
**Corte que resiste el concreto**

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

$$V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 55 * 115$$

$$V_c = 41,291.91 \text{ kg}$$

**Figura 13. Diagrama para relación de corte en viga**



Donde:

$X_1$  = Distancia donde se debe reforzar por corte

$X_2$  = Distancia donde se debe colocar refuerzo mínimo

Relación de triángulos

$$\frac{7.50}{58557.71} = \frac{X_2}{41291.91}$$

$$X_2 = 5.29 \text{ m} \cong 5.25 \text{ m}$$

$$X_1 = 7.50 \text{ m} - 5.25 \text{ m} \cong 2.25 \text{ m}$$

#### **2.1.7.5.9 Cálculo del refuerzo a corte**

**Espaciamiento de refuerzo en apoyos (varillas No. 4)**

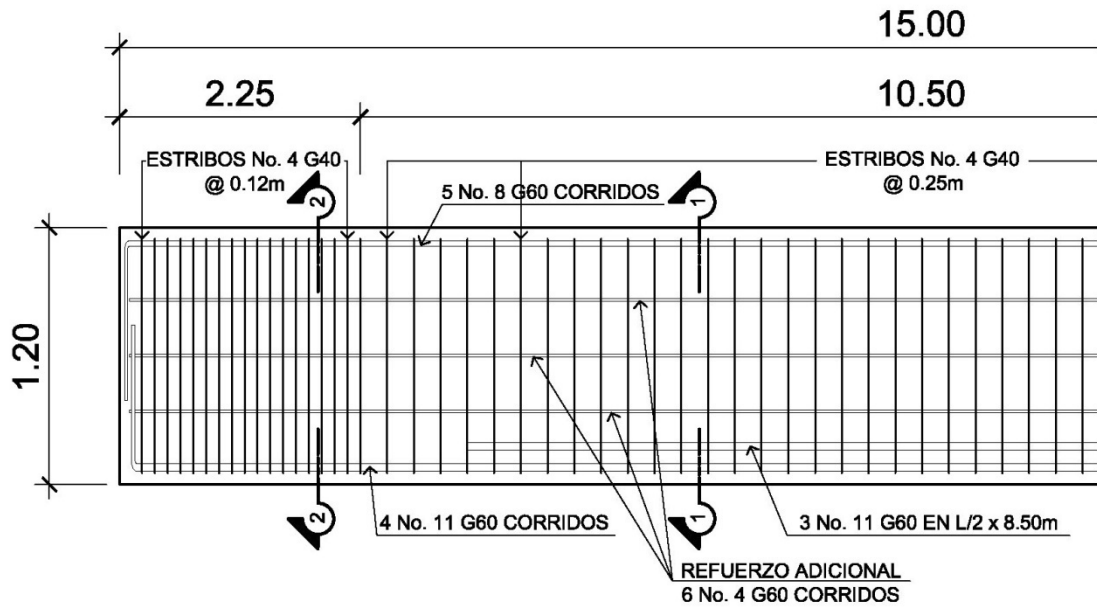
$$S = \frac{2 \cdot A_v \cdot F_y \cdot d}{V_u}$$

$$S = \frac{2 \cdot 1.27 \cdot 2810 \cdot 115}{58557.71} = 14.02 \text{ cm} \cong 0.12 \text{ m}$$

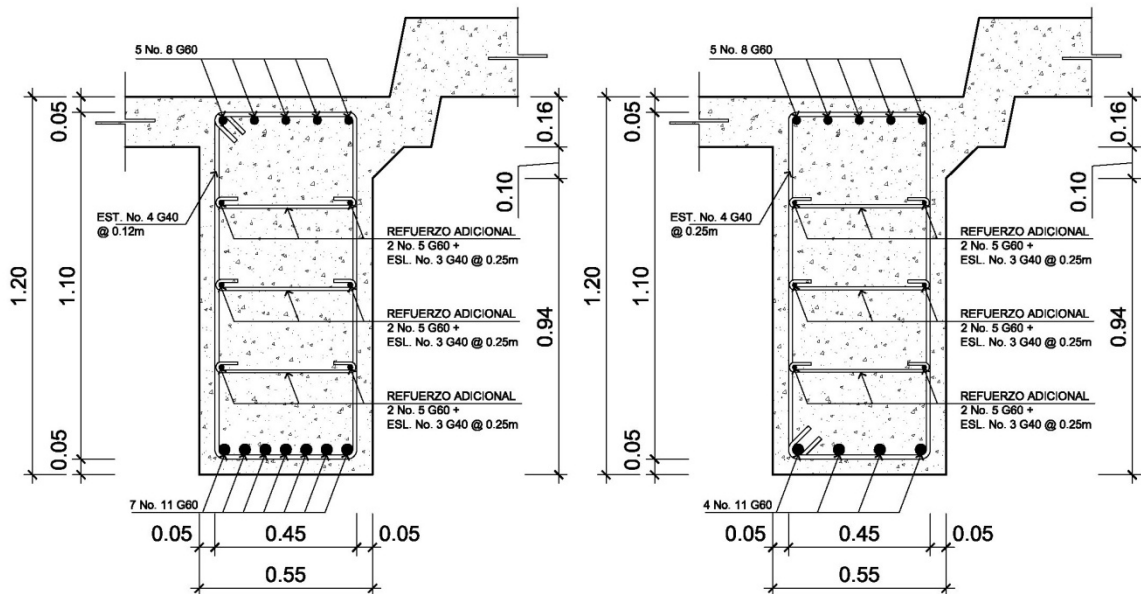
$$S_{\text{resto}} = \frac{d}{2} \leq 30\text{cm máximo}$$

Utilizar estribos No. 4 G40 @ 0.25m

**Figura 14. Detalle armado de viga principal**



**DETALLE DE VIGA PRINCIPAL**



**SECCIÓN 2 - 2**

**SECCIÓN 1 - 1**

## **2.1.8 Diseño de subestructura**

### **2.1.8.1 Cortina**

#### **2.1.8.1.1 Predimensionamiento de cortina**

La cortina se diseñará a flexión y corte. Sobre ésta actúan fuerzas de empuje de tierra (E), fuerza de sismo (S), fuerza longitudinal (FL), la cortina debe diseñarse para tener un equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de  $480 \text{ kg/m}^3$ , según especificación AASHTO 1.1.19.

$$b_{\text{cortina}} = 0.30\text{m} \text{ mínimo}$$

$$H_{\text{cortina}} = H_{\text{viga principal}} = 1.20\text{m}$$

#### **2.1.8.1.2 Cálculo de la fuerza de sismo**

$$S_{\text{sismo}} = 0.12 * W$$

Donde :

$$W = \text{Peso de la viga de apoyo + cortina}$$

$$W = [(2400 * 0.30 * 1.20) + (2400 * 0.40 * 0.70)] = 1,536.00 \text{ kg}$$

$$S_{\text{sismo}} = 0.12 * 1536.00 = 184.32 \text{ kg}$$

#### **2.1.8.1.3 Cálculo de la fuerza longitudinal**

Esta será producida por las llantas del camión en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la cortina de la siguiente manera:

$$FL=0.05*\frac{P}{2*H}$$

Donde :

$$P = \text{Peso de camión} = 5,500 \text{ kg (12,000 lb)}$$

$$H = \text{Altura de cortina} = 1.20 \text{ m}$$

$$FL=0.05*\frac{5500}{2*1.20}=114.58 \text{ kg}$$

#### 2.1.8.1.4 Cálculo fuerza debido al empuje de tierra

$$E=E_s+E_{sob.}$$

Donde:

$E_s$  = Empuje de la tierra sobre la cortina

$E_{sob.}$  = Sobrecarga del suelo equivalente líquido de 2' de alto con una presión de  $480 \text{ kg/m}^3$ .

$$E_s = \left( \frac{P_{\text{suelo}}}{2} \right)$$

$$E_s = \frac{480*(1.20+0.6)}{2} = 434.40$$

$$E_{sob.} = P_{\text{suelo}} * H_{\text{cortina}}$$

$$E_{sob.} = 480*0.61*1.20 = 351.36$$

$$E = 434.40 + 351.36 = 785.76$$

### 2.1.8.1.5 Cálculo de momentos

$$M_{E\ sob} = E_{sob} * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E\ sob} = 351.36 * \frac{1.20}{2} = 210.82 \text{ kg-m}$$

$$M_{E\ s} = E_s * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E\ s} = 434.40 * \frac{1.20}{3} = 173.76 \text{ kg-m}$$

$$M_s = S_{sismo} * \text{centroide de figura}$$

$$M_s = 184.32 * \frac{1.20}{2} = 110.59 \text{ kg-m}$$

$$M_{FL} = FL * \text{centroide de figura}$$

$$M_{FL} = 114.58 * \frac{1.20}{2} = 68.75 \text{ kg-m}$$

### 2.1.8.1.6 Combinación de cargas para momentos

Según la AASHTO 3.22.1, cuando existe sismo se deberá comparar las ecuaciones del grupo III y grupo VII, para aplicar la más crítica.

$$\text{GRUPO III} = 1.3 * (M_{E\ sob} + M_{E\ s} + M_{FL})$$

$$\text{GRUPO VII} = 1.3 * (M_{E\ sob} + M_{E\ s} + M_s)$$

Donde:

M Esob = Momento debido a la sobrecarga de 2' aplicada al centro de la cortina

M Es = Momento debido a la carga de suelo aplicada a un tercio de la cortina

M FL = Momento debido a la fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina

M S = Momento debido a la fuerza de sismo aplicada al centro de la cortina

$$\text{GRUPO III} = 1.3 \cdot (210.82 + 173.76 + 68.75)$$

$$\text{GRUPO III} = 589.33 \text{ kg-m}$$

$$\text{GRUPO VII} = 1.3 \cdot (210.82 + 173.76 + 110.59)$$

$$\text{GRUPO VII} = 643.72 \text{ kg-m}$$

Se toma el mayor.

### 2.1.8.1.7 Cálculo del refuerzo por flexión en cortina

$$M_u = 643.72 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 24 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

Para calcular el área de acero ( $A_s$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[ b \cdot d - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0.003825 \cdot f_c}} \right] \cdot \frac{0.85 \cdot f_c}{F_y}$$

$$A_s = \left[ 100 \cdot 24 - \sqrt{(100 \cdot 24)^2 - \frac{643.72 \cdot 100}{0.003825 \cdot 210}} \right] \cdot \frac{0.85 \cdot 210}{2810}$$

$$A_s = 1.06 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{s\text{min}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{min}} = \frac{14.1}{F_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{14.1}{2810} \cdot 100 \cdot 24$$

$$A_{s\text{min}} = 12.04 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ( $A_{smax}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{smax} = 0.5 * \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0.85 * \epsilon_c * f_c * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0.85 * 0.85 * 0.003 * 210 * 2.03 \times 10^6}{(0.003 * 2.03 \times 10^6 + 2810) * 2810} = 0.0369$$

$$A_{smax} = 0.5 * 0.0369 * 100 * 24$$

$$A_{smax} = 44.28 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s < A_{smin} < A_{smax}$ ; entonces se utiliza  $A_{smin} = 12.04 \text{ cm}^2$

### **Espaciamiento entre varillas (S) No.6**

Donde:

$A_s$  = Área de acero requerido

$A_{varilla}$  = Área de la varilla a utilizar

$S$  = Espaciamiento

$$S = \frac{A_{varilla} * 100}{A_s} = \frac{2.85 * 100}{12.04} = 23.67 \text{ cm} \cong 0.20 \text{ m}$$

Utilizar varillas No. 6 G40 @ 0.20m, colocar en ambas camas de la cortina, refuerzo principal.



### 2.1.8.1.8 Combinación de cargas para corte

Según la AASHTO 3.22.1, cuando existe sismo se deberá comparar las ecuaciones del grupo III y grupo VII, para aplicar la más crítica.

$$\text{GRUPO III} = 1.3 * (E + FL)$$

$$\text{GRUPO VII} = 1.3 * (E + S)$$

Donde:

E = Empuje

FL = Fuerza longitudinal

S = Sismo

$$\text{GRUPO III} = 1.3 * (785.76 + 114.58)$$

$$\text{GRUPO III} = 1,170.44 \text{ kg}$$

$$\text{GRUPO VII} = 1.3 * (785.76 + 184.32)$$

$$\text{GRUPO VII} = 1,261.10 \text{ kg}$$

Se toma el mayor.

#### **Corte que resiste el concreto**

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

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 24$$

$$V_c = 15,668.08 \text{ kg}$$

Debido a que el  $V_c > V_{max}$ , el concreto resiste el cortante. Se colocará refuerzo mínimo al cortante.

## Espaciamiento entre varillas (S) No.4

Donde:

$A_s$  = Área de acero requerido

$A_{varilla}$  = Área de la varilla a utilizar

$S$  = Espaciamiento

$$S = \frac{A_{varilla} * 100}{A_s} = \frac{1.27 * 100}{6.02} = 21.00 \text{cm} \cong 0.20 \text{m}$$

Utilizar varillas No. 4 G40 @ 0.20m, colocar en ambas camas de la cortina, refuerzo por corte.

### 2.1.8.2 Viga de apoyo

#### 2.1.8.1.2 Predimensionamiento de la viga de apoyo

Esta irá apoyada a todo lo largo del estribo, se recomienda colocar para el armado acero mínimo. La viga de apoyo deberá tener una altura igual o mayor que 0.40m. Se chequeará por aplastamiento y se deberá colocar refuerzo por corte refuerzo mínimo y espaciamiento máximo.

$b_{mínima} = 2 \text{cm} * \text{cada metro de luz libre del puente o } 0.40 \text{m mínimo}$

$b_{mínima} = 0.02 * 15.00 = 0.30 \text{m} < 0.40 \text{m}$  ; entonces se utilizará 0.40m

$b_{total} = b_{mínima} + b_{cortina}$

$b_{total} = 0.40 + 0.30 = 0.70 \text{m}$

$H_{mínima} = 0.40 \text{m}$

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{smin}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{F_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2810} * 45 * 36$$

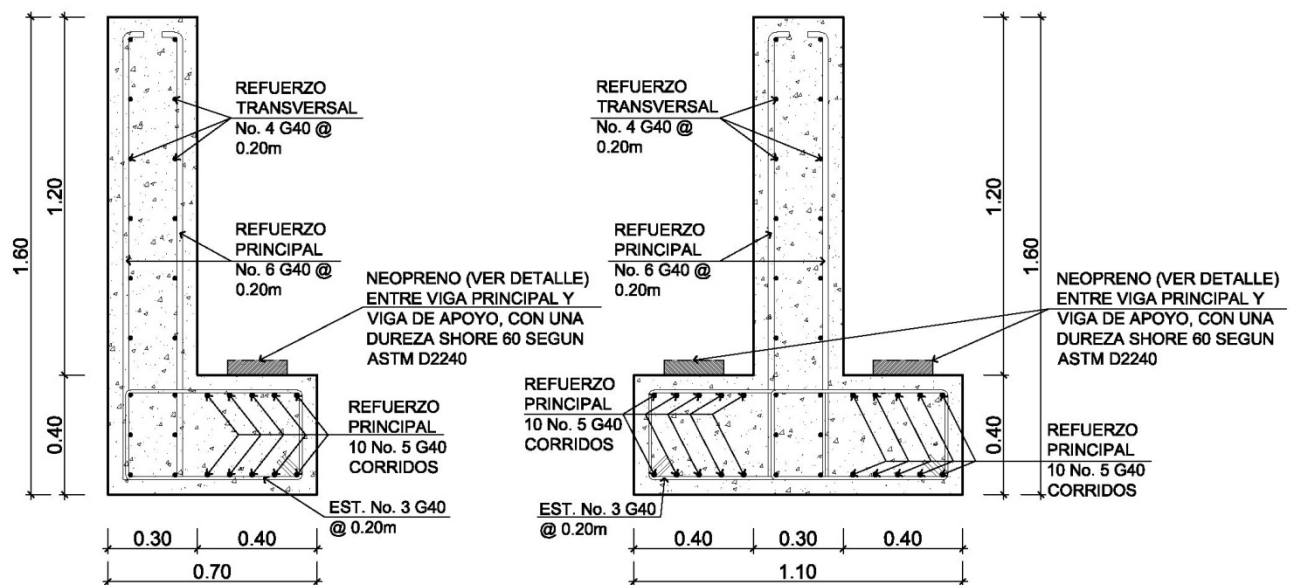
$$A_{smin} = 8.13 \text{ cm}^2$$

Utilizar 5 No. 5 G40 corridos en ambas camas de la viga de apoyo.

El refuerzo por corte se deberá colocar refuerzo mínimo y espaciamiento máximo pero a no menos de  $H/2$ , esto sólo por seguridad.

Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0.20m

**Figura 15. Detalle armado de cortina y viga de apoyo**



### **2.1.8.3 Diseño de neopreno**

Los apoyos elastoméricos tienen como función distribuir las cargas sobre el área de soporte de la superestructura del puente a la vez que nivelan las irregularidades de la superficie del acabado del concreto de la superestructura o de los apoyos.

#### **Características de los apoyos de neopreno**

- Los apoyos de neopreno pueden soportar esfuerzos de compresión hasta de  $70 \text{ kg/cm}^2$ .
- La durabilidad del neopreno es superior a la del hule natural. Su vida útil es de 40 años.
- Las deformaciones verticales de apoyos de neopreno no deben exceder el 15% del espesor inicial del mismo. Deformaciones mayores del 25% aceleran el proceso de deterioro del neopreno y afectan su vida útil.
- Los parámetros que definen el comportamiento de los apoyos de neopreno son la dureza y el módulo de elasticidad a corte G.
- Una norma práctica indica que el área del apoyo elastomérico debe tener unas dimensiones tales que el esfuerzo producido sobre el por la acción de la carga muerta más la carga viva sea como máximo del orden de  $60 \text{ kg/cm}^2$ .

Según la sección 14.7.6 de las normas AASHTO se tiene:

### **Cálculo del neopreno:**

Luz	= 15.00 m
Módulo de elasticidad del concreto de la viga	= $2 \times 10^6$ ton/m <sup>2</sup>
Ancho de la viga	= 0.55 m
Reacción en cada apoyo de la viga debida a las cargas de servicio:	
Por carga muerta	= 23.46 ton.
Por carga viva	= 10.04 ton.
Reacción de diseño = 23.46 + 10.04	= 33.05 ton.

Para el cálculo se empleara el método A de la sección 14.7.6 de las normas AASTHO.

### **Variación máxima de temperatura**

El puente se encuentra localizado en una región con una variación máxima de temperatura  $\Delta T = 21^\circ$  centígrados. El coeficiente de dilatación térmica del concreto es igual a  $11 \times 10^{-6}$  mmm/mmm/ $^\circ\text{C}$  para el concreto de densidad normal. Por consiguiente, la deformación unitaria del concreto debida a la diferencia de temperatura es:

$$\varepsilon_{temp} = (11 \times 10^{-6})(21) = 0.000231$$

### **Deformación debida a la retracción del fraguado**

En ausencia de datos experimentales, es posible suponer que la deformación unitaria del concreto, debida a la retracción del fraguado, equivale al 10% de la deformación máxima utilizable ( $\varepsilon_{concreto} = 0.003$ ) del material sometido a compresión. En estas condiciones entonces:

$$\varepsilon_{ret.fraguado} = (0.10)(0.003) = 3 \times 10^{-4}$$

Por consiguiente, el movimiento horizontal máximo del apoyo es igual a:

$$\Delta_s = L(\varepsilon_{temp} + \varepsilon_{ret.fraguado}) = 15(0.000231 + 0.0003) = 0.00796 \text{ m} = 7.97 \text{ mm}$$

Las normas AASTHO-tabla A.3.4.1-1 recomiendan aumentar este desplazamiento en un 20% con el fin de tener en cuenta otras causas de deformación de la viga tales como flujo plástico.

En consecuencia:

$$\Delta_{s,total} = (1.2)(7.97) = 9.56 \text{ mm}$$

### **Evaluación de la altura del apoyo elastomérico**

El apoyo debe diseñarse para  $h_{rt} > 2\Delta_{s,total}$  según AASTHO 14.7.6.3.4-1.

Donde:

$h_{rt}$  = Espesor total del elastómero del apoyo

Por consiguiente:  $h_{rt} > 2(9.56) = 19.12 \text{ mm}$

Se propone un apoyo elastomérico de 44 mm de espesor total, con cuatro capas de refuerzo de acero de 1 mm de espesor, cada una.

### **Evaluación del factor de forma S del apoyo elastoméricos**

El factor de forma viene dado por la siguiente ecuación, válida para apoyos rectangulares sin orificios, según AASTHO 14.7.5.1-1.

$$S = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)}$$

Donde:

W = Dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje transversal.

L = Dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje longitudinal.

$h_{ri}$  = Espesor de la capa i del elastómero.

Se supone un apoyo elastomérico compuesto por 3 capas interiores de 10 mm de espesor cada una, separadas entre sí por una lamina de acero de 1mm de espesor. Las capas exteriores tendrán una altura de 5 mm, cumpliendo con los requerimientos de AASTHO, la cual dice que el espesor de las capas exteriores del elastómero deben ser menores que el 70% de las capas interiores.

El apoyo de la viga tiene un espesor de 550 mm en consecuencia se supone que el ancho W del apoyo elastoméricos es igual a 450mm.

$$S = \frac{450L}{2*10(L+450)} = \frac{22.5L}{L+450} \quad (a)$$

### Evaluación del esfuerzo a compresión

El esfuerzo promedio a compresión en cualquier capa del elastómero debe cumplir la siguiente ecuación, según AASTHO 14.7.6.

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{\beta}$$

Donde:

$\sigma_{c,TL} \leq 70 \text{ kg/cm}^2$ . Para apoyos reforzados con acero.

$\sigma_{c,TL} \leq 56 \text{ kg/cm}^2$ . Para apoyos simples o apoyos reforzados con acero

$\beta$  = factor de modificación que tiene un valor para capas internas de apoyos reforzados, 1.4 para capas de cubierta y 1.8 para apoyos simples.

Se supone un apoyo elastomérico de dureza 60 en la escala de dureza Shore A. Según la tabla 14.7.5.2-1 de AASTHO, en la cual se indican los valores del módulo cortante para un elastómero de dureza 60. Estos valores varían entre 9.10 kg/cm<sup>2</sup> y 14.00 kg/cm<sup>2</sup>. En nuestro caso tomaremos G = 10.00 kg/cm<sup>2</sup>.

Se supone además que  $\beta = 1$

Por consiguiente el factor de forma S es:

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{\beta} \rightarrow S = \frac{(\sigma_{c,TL})(\beta)}{G} = \frac{(70)(1)}{10} = 7$$

Sustituyendo en la ecuación (a), se obtiene:

$$7 = \frac{22.5L}{L + 450} \rightarrow L = 203.23 \text{ mm}$$

Por criterio personal se toma una longitud L = 20 cm.

Las dimensiones propuestas del apoyo elastoméricos son:

W = 450 mm.

L = 200 mm.

h<sub>ri</sub> = 10 mm.

### **Diseño propuesto del apoyo elastomérico**

2 capas exteriores de 5 mm.

3 capas interiores de 3 mm.

4 láminas de refuerzo en acero: 4\*1 mm = 4 mm.

### **Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico**

$$\sigma = \frac{P_{servicio}}{\text{área}} = \frac{58,557.71}{45 * 20} = 65.06 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$



## Evaluación de la deflexión instantánea de compresión

La deformación instantánea debe calcularse como:

$$\Delta_c = \varepsilon_{ci} h_{ri}$$

Los valores de  $\varepsilon_{ci}$  pueden obtenerse de ayudas de diseño basadas en ensayos, tales como las que se presentan en las figuras 14.6.5.3.3-1 de las normas AASTHO.

De las gráficas antes mencionadas se obtiene una deformación unitaria instantánea igual al 3.8% es decir  $\varepsilon = 0.038$ , para un esfuerzo a compresión sobre el apoyo de  $65.06 \text{ kg/cm}^2$ , un factor de forma de 7 y una dureza de 60.

Por consiguiente:

$$\Delta_c = 3 * 0.03 * 10 + 2 * 0.03 * 5 = 1.2 \text{ mm}$$

## Evaluación de la rotación del apoyo elastomérico

Las deformaciones rotacionales alrededor de cada eje deben tomarse como la rotación máxima posible entre las caras superior e inferior del apoyo causado por la falta inicial de paralelismo y la rotación del apoyo de la viga. Estas deben limitarse a lo siguiente, según AASTHO 14.6.7.

$$T_{L,X} = \frac{2\Delta_c}{L}$$

$$T_{L,Z} = \frac{2\Delta_c}{W}$$

Donde:

$\Delta_c$  = Deformación instantánea por compresión del apoyo, mm.

De la geometría de rotación del apoyo elastoméricos se tiene:

$$\theta_{l,x} = \frac{2\Delta_c}{L} = \frac{2 * 1.44}{200} = 0.0144 \text{ rad}$$

### **Rotación del apoyo debida a la carga muerta más la carga viva**

Del análisis estructural se conoce que la rotación en el apoyo de una viga simplemente apoyada, de longitud L sometida a una carga repartida q, es igual a:

$$= \frac{qL^3}{24EI}$$

Es posible mostrar que las propiedades geométricas de la viga son las siguientes:

Momento centroidal de inercia de la sección homogénea = I =  $18.2 \times 10^{-2} \text{ m}^4$ .

Módulo de elasticidad supuesto para el concreto = E =  $2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ .

Se toma una inercia efectiva igual a la mitad de la inercia de la sección bruta para tener en cuenta la fisuración del concreto. Es decir  $I/2 = 18.2 \times 10^{-2} / 2 = 9.1 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

Carga muerta repartida =  $23.46 / 7.50 = 3.12 \text{ ton}$

Carga viva repartida =  $10.04 / 7.50 = 1.34 \text{ ton}$

Por consiguiente, la rotación de la viga para la acción simultánea de la carga muerta más la carga viva es:

$$= \frac{(3.12 + 1.34)(15^3)}{(24)(2 \times 10^6)(9.10 \times 10^{-2})} = 0.0034$$

0.0034 rad < 0.0144 rad. Si cumple.

### **Verificaciones**

Para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el menor valor de:

L/5, W/5 ó D/6 para apoyos simples

L/3, W/3, ó D/4 para apoyos reforzados

En consecuencia el espesor total del apoyo (4.4 cm) no debe exceder el menor valor entre:

L/3 = 20/3 = 6.66 cm  $\square$  4.4 cm. Cumple

W/3 = 45/3 = 15.00 cm  $\square$  4.4 cm. Cumple

El refuerzo debe ser de tela o acero y su resistencia en kilos por centímetro lineal bajo niveles de esfuerzo de trabajo en cada dirección no debe ser menor que:

250  $h_{ri}$  para tela.

300  $h_{ri}$  para acero

Para estos propósitos  $h_{ri}$  debe tomarse como el espesor promedio de las dos capas de elastómero pegadas al refuerzo.

Sustituyendo el valor numérico  $h_{ri} = 0.10$  cm, se concluye:

$$300 h_{ri} = 300 \cdot 0.10 = 30 \text{ kg/cm.}$$

La resistencia por centímetro lineal está dada por el producto del espesor del material del refuerzo y el esfuerzo admisible.

Se toma un esfuerzo admisible del acero igual a  $f's = 1,700$  kg/cm<sup>2</sup> .

Por consiguiente:

Resistencia por centímetro lineal:  $1700 \cdot 0.10 = 170$  kg/cm.  $\square$  30 kg/cm. Cumple.

Nota: el detalle del neopreno se encuentra en los planos adjuntos en el apéndice.

#### **2.1.8.4 Diseño de estribo**

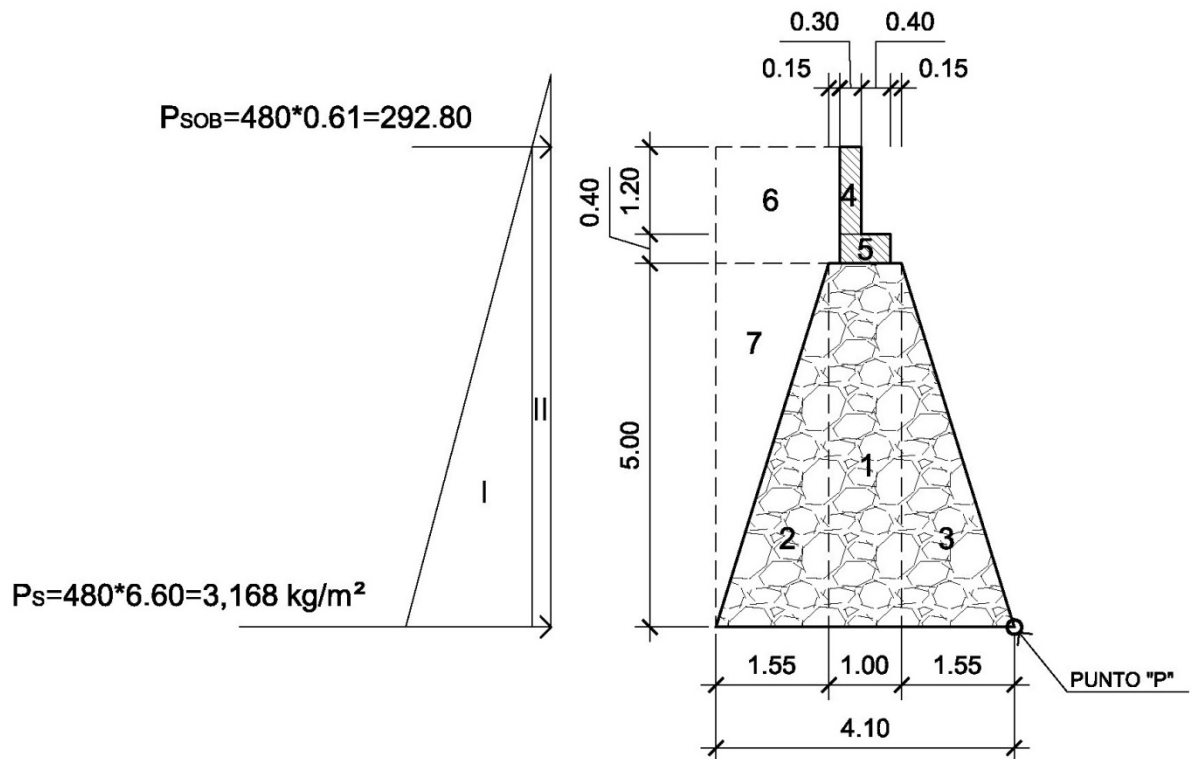
Elemento cuya función es transmitir las cargas de la superestructura hacia el suelo. También tiene por función contener la carga del relleno circundante.

El tipo de estribo por diseñar en este proyecto corresponde a un muro de gravedad de concreto ciclópeo.

Consiste en asumir una sección del muro, con ello verificamos volteo, deslizamiento y presiones.

Peso específico concreto = 2,400 Kg/m<sup>3</sup>  
 Peso específico del suelo = 1,700 Kg/m<sup>3</sup>  
 Peso específico concreto ciclópeo = 2,700 kg/m<sup>3</sup>  
 Valor soporte = 24,900 kg /m<sup>2</sup>  
 Base = 4.10 m  
 Altura total = 6.60 m  
 Eqv. Líquido = 480 kg/m<sup>3</sup>

**Figura 16. Geometría y diagrama de presiones en estribo**



### 2.1.8.4.1 Revisión del estribo sin superestructura

#### Momento de volteo (MV)

Es producido por el empuje del suelo sobre el estribo.

Donde:

P sob. = Presión de sobrecarga del suelo

P s = Presión del suelo

$$P_{sob.} = 480 * 0.61 = 292.80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_s = \text{Equiv liq.} * H_{total}$$

$$P_s = 480 * 6.60 = 3,168.00 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{sob.} = 292.80 * 6.60 = 1,932.48 \text{ kg}$$

$$E_s = 3168.00 * \frac{6.60}{2} = 10,454.40 \text{ kg}$$

$$M_{E_{sob.}} = E_{sob.} * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_{sob.}} = 1932.48 * \frac{6.60}{2} = 6,377.18 \text{ kg-m}$$

$$M_{E_s} = E_s * \text{centroide de figura}$$

$$M_{E_s} = 10454.40 * \frac{6.60}{3} = 22,999.68 \text{ kg-m}$$

**Tabla III. Momentos de volteo sin superestructura**

Sección	H(m)	Pres. (kg/m <sup>2</sup> )	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
I	3.30	3168.00	10454.40	2.20	22999.68
II	6.60	292.80	1932.48	3.30	6377.18
			Σ 12,386.88 (Ev)		Σ 29,376.86 (Mv)

### Momento estabilizante (ME)

Es producido por el peso propio de la estructura y el relleno.

**Tabla IV. Momento estabilizante sin superestructura**

Sección	A(m <sup>2</sup> )	P esp.(kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	5.000	2700	13500.00	2.05	27675.00
2	3.875	2700	10462.50	3.07	32119.88
3	3.875	2700	10462.50	1.03	10776.38
4	0.360	2400	864.00	2.25	1944.00
5	0.280	2400	672.00	2.05	1377.60
6	2.720	1700	4624.00	3.25	15028.00
7	3.875	1700	6587.50	3.58	23583.25
			Σ 47,172.50 (We)		Σ 112,504.11 (Me)

### Chequeo volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_E}{M_V} > 1.50$$

$$\text{Volteo} = \frac{112504.11}{29376.86} = 3.83 > 1.50$$

### Chequeo deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{W_E}{E_V} > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{47172.50}{12386.88} = 1.90 > 1.50$$

### Chequeo de presiones

Donde:

A= Área

e= Excentricidad =  $b/2 - a$

b= Base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E} = \frac{112504.11 - 29376.86}{47172.50} = 1.76$$

$$3 \cdot a > b \rightarrow 3 \cdot 1.76 > 4.10 \rightarrow 5.28 > 4.10$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4.10}{2}\right) - 1.76 = 0.29$$

$$\text{Presión} = \frac{W_E}{A} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{47172.50}{4.10 \cdot 1.00} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{0.29}{4.10}\right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 16,388.30 \text{ kg/m}^2 < 24,900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 6,622.70 \text{ kg/m}^2 > 0$$

#### 2.1.8.4.2 Revisión del estribo con superestructura y carga viva

##### Integración de carga muerta

$$W_{\text{losa}} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0.16 \text{ m} \cdot 4.96 \text{ m} \cdot 15.00 \text{ m}\right) = 28569.60 / (2 \cdot 4.96) = 2,880.0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga prin}} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 1.20 \text{ m} \cdot 0.55 \text{ m} \cdot 15.00 \text{ m}\right) = 23,760 \cdot 2 / (2 \cdot 4.96) = 4,790.32 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf int.}} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.90 \text{ m} \cdot 3.55 \text{ m}\right) = 2300.4 / 2 = 1150.2 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf ext.}} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.60 \text{ m} \cdot 3.55 \text{ m} \cdot 2\right) = 3067.20 / 2 = 1,533.60 \text{ kg}$$

$$W_{\text{barandal}} = 42.25 \text{ kg/m} \cdot 12 = 506.88 / (2 \cdot 4.96) = 51.10 \text{ kg}$$

$$W_{\text{CM}} = 10,405.22 \text{ kg}$$



### **Integración de carga viva**

$W_{CV}$ =reacción más crítica en el apoyo

$$W_{CV}=10,037.30 \text{ kg}$$

$$W_{total}=W_{cm} + W_{cv}$$

$$W_{total}=10405.22+10037.30 = 20,442.52 \text{ kg}$$

Brazo=2.05m (punto medio de la base del estribo)

### **Momento estabilizante (ME)**

$$M_E=M_{E1}+M_{E2}$$

Donde:

Me = Momento estabilizante total

M e1= Momento estabilizante de la superestructura (Cm+Cv)

M e2= Momento estabilizante de la subestructura

$$M_{E1}=20442.52*2.05=41,907.17 \text{ kg-m}$$

$$M_E=41907.17+112504.11 = 154,411.28 \text{ kg-m}$$

### **Chequeo volteo**

$$\text{Volteo}=\frac{M_E}{M_V} >1.50$$

$$\text{Volteo}=\frac{154411.28}{29376.86}=5.26>1.50$$

### Chequeo deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{W_E + W_{\text{total}}}{E_V} > 1.50$$

Donde:

We= Peso subestructura

Wtotal= Peso superestructura

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{47172.50 + 20442.52}{12386.88} = 2.73 > 1.50$$

### Chequeo de presiones

Donde:

A= Área

e= Excentricidad = b/2 – a

b= Base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E + W_{\text{total}}} = \frac{154411.28 - 29376.86}{47172.50 + 20442.52} = 1.85$$

$$3 * a > b \rightarrow 3 * 1.85 > 4.10 \rightarrow 5.55 > 4.10$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4.10}{2}\right) - 1.85 = 0.20$$

$$\text{Presión} = \frac{W_E + W_{\text{total}}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{47172.50 + 20442.52}{4.10 * 1.00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0.20}{4.10}\right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 21,318.20 \text{ kg/m}^2 < 24,900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 11,664.70 \text{ kg/m}^2 > 0$$

### 2.1.8.4.3 Revisión del estribo con sismo y sin carga viva

Se toman los momentos de volteo en sentido horizontal.

$$W_{\text{total } 2} = W_E + W_{\text{cm}}$$

$$W_{\text{total } 2} = 47172.50 + 10405.22 = 57,577.72 \text{ kg}$$

#### Momento estabilizante (ME)

$$M_E = M_{E1} + M_{E2}$$

Donde:

Me = Momento estabilizante total

M e1= Momento estabilizante de la carga muerta (Cm)

M e2= Momento estabilizante de la subestructura

$$M_{E1} = 10405.22 * 2.05 = 21,330.70 \text{ kg-m}$$

$$M_E = 21330.70 + 112504.11 = 133,834.81 \text{ kg-m}$$

#### Fuerza horizontal (FH)

$$FH = (1.08 * E_v) + (0.08 * W_{\text{total } 2})$$

$$FH = (1.08 * 12386.88) + (0.08 * 57577.72) = 17,984.05 \text{ kg}$$

#### Momento de volteo (Mv 2)

Es resultado por las fuerzas de sismo.

**Tabla V. Momentos de volteo con sismo y sin carga viva**

Sección	A(m <sup>2</sup> )	P esp.(kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	5.000	2700	13500.00	2.50	33750.00
2	3.875	2700	10462.50	1.67	17472.38
3	3.875	2700	10462.50	1.67	17472.38
4	0.360	2400	864.00	6.00	5184.00
5	0.280	2400	672.00	5.20	3494.40
6	2.720	1700	4624.00	5.80	26819.20
7	3.875	1700	6587.50	3.33	21936.38
			Σ 47,172.50 (We)		Σ 126,128.74 (Mv 2)

$$M_{EQ}=0.08*M_{v,2}$$

$$M_{EQ}=0.08*126128.74 = 10,090.30 \text{ kg-m}$$

$$M_{v,3}=M_v+W_{cm}*0.08* H'+M_{EQ}$$

$$M_{v,3}=29376.86+10405.22*0.08* 5.40+10090.30 = 43,962.22 \text{ kg-m}$$

### Chequeo volteo

$$\text{Volteo}=\frac{M_E}{M_{v,3}} >1.50$$

$$\text{Volteo}=\frac{133834.81}{43962.22}=3.04>1.50$$

### Chequeo deslizamiento

$$\text{Deslizamiento}=0.5*\frac{W_{total,2}}{FH} >1.50$$

Donde:

FH= Fuerza horizontal

Wtotal= Peso total

$$\text{Deslizamiento}=0.5*\frac{57577.72}{17984.05}=1.60>1.50$$

### Chequeo de presiones

Donde:

A= Área

e= Excentricidad =  $b/2 - a$

b= Base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_{V3}}{W_{total 2}} = \frac{133834.81 - 43962.22}{57577.72} = 1.56$$

$$3 \cdot a > b \rightarrow 3 \cdot 1.56 > 4.10 \rightarrow 4.68 > 4.10$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4.10}{2}\right) - 1.56 = 0.49$$

$$\text{Presión} = \frac{W_{total 2}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{57577.72}{4.10 * 1.00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0.49}{4.10}\right)$$

$$\text{Presión}_{m\acute{a}xima} = 24,113.50 \text{ kg/m}^2 < 24,900 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{m\acute{i}nima} = 3,973.24 \text{ kg/m}^2 > 0$$

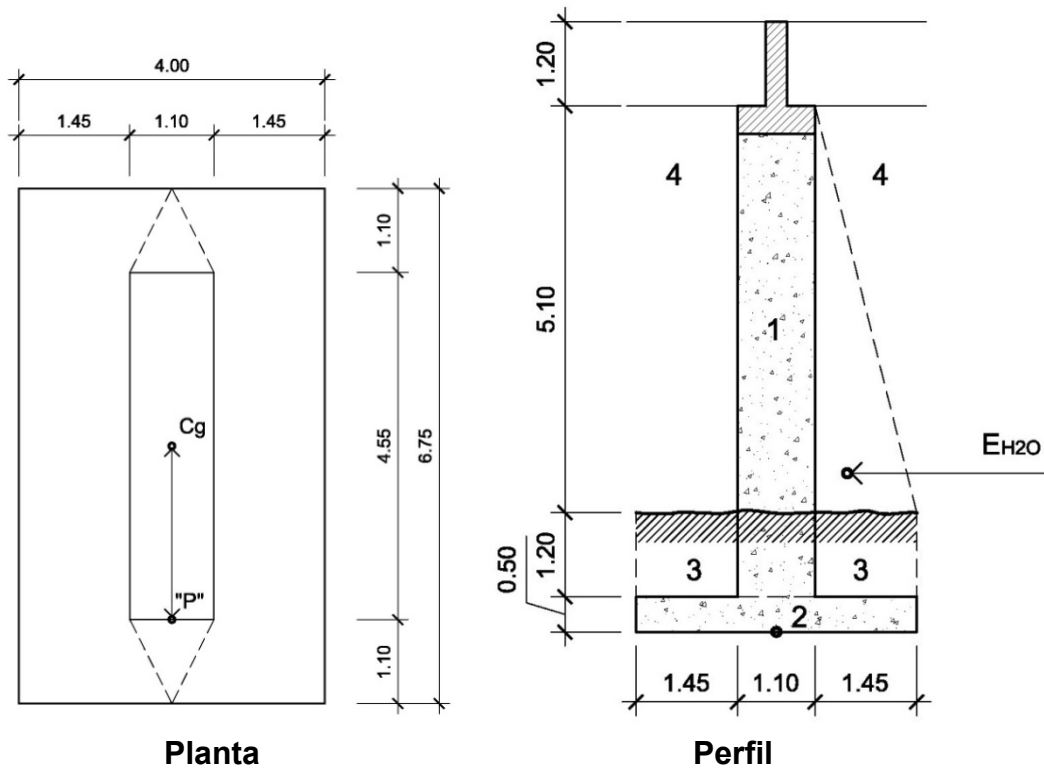
Debido a que la presión máxima y mínima se encuentran dentro de los parámetros de diseño, la sección del muro es apta para resistir las cargas.

### 2.1.8.5 Diseño de la pila central

La pila central es un apoyo intermedio, que divide en tramos la luz del puente y tiene la capacidad de distribuir las cargas, que la superestructura le transmite hacia el suelo.

La zapata se diseñará como una zapata rectangular y el muro de la pila se diseñará como un muro portante, según ACI 318-05 (Capítulo 14).

**Figura 17. Geometría de la pila central**



**Presión del agua**

$$P=K*V^2$$

Donde:

P= Presión del agua

V= Velocidad del agua = 4.06m/sg (13.32pie/sg)

K= Constante de forma de pila = 1 1/8

$$P=1\frac{1}{8}*(13.32)^2=199.60 \text{ lb/pie}^2$$

### Empuje del agua sobre la pila

$$E_{H_2O}=\frac{1}{2}*P*b_{unitaria}*H_{puente}$$

$$E_{H_2O}=\frac{1}{2}*199.60\frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}*1\text{pie}*16.73\text{pie}=1,669.65 \text{ lb} \cong 758.93 \text{ kg}$$

### Momento que produce el agua a la pila (MV)

$M_{H_2O}=E_{H_2O}*\text{centroide de figura}$

$$M_{H_2O}=758.93 \text{ kg}*\frac{1}{3}*5.10\text{m}=1,290.18 \text{ kg-m (MV)}$$

### Momento estabilizante (ME)

Es producido por el peso propio de la estructura.

**Tabla VI. Momento estabilizante en pila central**

Sección	V(m³)	P esp.(kg/m³)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	31.53	2400	75672.00	2.275	172153.80
2	13.50	2400	32400.00	2.275	73710.00
3	15.83	1700	26911.00	2.275	61222.52
4	67.29	1000	67290.00	2.275	153084.75
			∑ 202,273.0 (We)		∑ 460,171.07 (Me 2)

### **Momento debido a la carga muerta y carga viva**

$$W_{cm}=81,964.08 \text{ kg}$$

$$W_{cv}=10,037.30 \text{ kg}$$

$$W_{total}=92,001.38 \text{ kg}$$

Brazo=2.275 (punto medio de la base de la columna)

$$M_E=M_{E1}+M_{E2}$$

Donde:

Me = Momento estabilizante total

Me1= Momento estabilizante de la carga muerta (Cm+Cv)

Me2= Momento estabilizante de la pila

$$M_{E1}=92001.38*2.275=209,303.14 \text{ kg-m}$$

$$M_E=209303.14+460171.07 = 669,474.21 \text{ kg-m}$$

### **Momento debido al sismo**

Este momento se calcula como un porcentaje del peso de la pila y el peso proveniente de la superestructura, se tomará un 8%.

$$M_s=W_{pila+cm} * Brazo * 8\%$$

$$M_s=157636.08*2.275* 0.08 = 28,689.77 \text{ kg-m}$$

### **Chequeo volteo**

$$\text{Volteo}=\frac{M_E}{M_V} > 1.50$$



$$\text{Volteo} = \frac{669474.21}{1290.18} = 518.90 > 1.50$$

### Chequeo deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{W_{\text{pila}} + W_{\text{total}}}{E_{\text{H}_2\text{O}}} > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{75672.00 + 92001.38}{758.93} = 110.50 > 1.50$$

### Chequeo de presiones

Donde:

A= Área

e= Excentricidad = b/2 – a

b= Base de estribo

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_E + W_{\text{total}}} = \frac{669474.21 - 1290.18}{202273.00 + 92001.38} = 2.27$$

$$3 * a > b \rightarrow 3 * 2.27 > 4.55 \rightarrow 6.81 > 4.55$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{4.55}{2}\right) - 2.27 = 0.005$$

$$\text{Presión} = \frac{W_E + W_{\text{total}}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{202273.00 + 92001.38}{6.75 * 4.00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0.005}{4.55}\right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 10,970.90 \text{ kg/m}^2 < 24,900 \text{ kg/m}^2$$

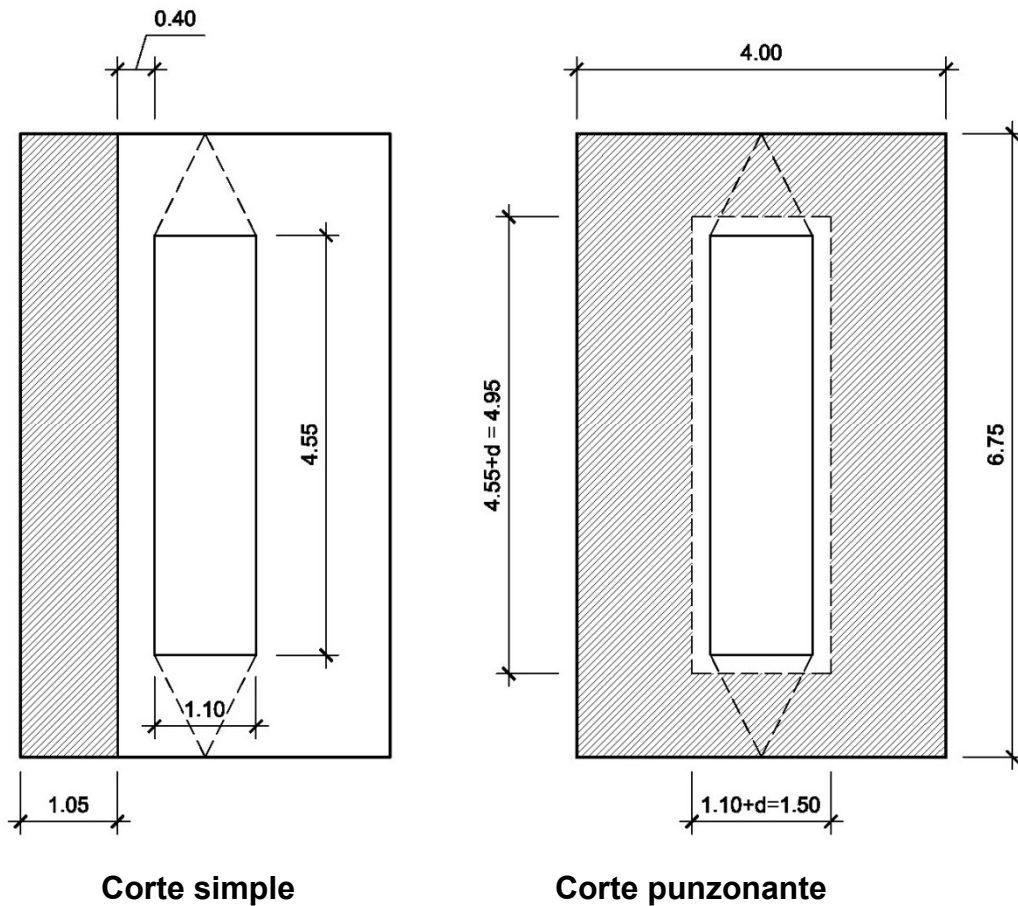
$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 10,827.20 \text{ kg/m}^2 > 0$$

La sección del muro es apta para resistir las cargas.

### 2.1.8.5.1 Diseño de la zapata

La falla más común de las zapatas se presenta por esfuerzos cortantes, esto ocurre a una distancia igual a "d" (peralte efectivo de la zapata), desde el borde de la columna o muro.

**Figura 18. Esquema de áreas para cálculo de corte simple y corte punzonante en zapata**



## Chequeo por corte

### Corte simple:

$$V_{\text{actuante}} = A_{\text{ASHURADA}} * P_{\text{máxima}}$$

$$V_{\text{actuante}} = 1.05 * 6.75 * 10970.90 = 77,756.25 \text{ kg}$$

### Corte que resiste el concreto

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

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 675 * 40$$

$$V_c = 176,265.86 \text{ kg}$$

$V_c > V_{\text{actuante}}$ , entonces el espesor de la zapata cumple por corte simple.

### Corte punzonante:

$$V_{\text{actuante}} = A_{\text{ASHURADA}} * P_{\text{máxima}}$$

$$V_{\text{actuante}} = [(6.75 * 4.00) - (4.95 * 1.50)] * 10970.90 = 214,755.37 \text{ kg}$$

### Corte que resiste el concreto

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde:

$b_o$  = Perímetro de sección crítica de punzonamiento

$$b_o = 2 * (4.55 + d) + 2 * (1.10 + d)$$

$$b_o = 2 * (4.55 + 0.40) + 2 * (1.10 + 0.40) = 12.90 \text{ m} \cong 1,290.00 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1290 * 40$$

$$V_c = 336,863.65 \text{ kg}$$

$V_c > V_{\text{actuante}}$ , entonces el espesor de la zapata cumple por corte punzonante.

## Chequeo por flexión

### Flexión en sentido corto (L=1.45m)

$$M_{\text{actuante}} = P_{\text{máxima}} * \frac{L^2}{2}$$

$$M_{\text{actuante}} = 10970.90 * \frac{1.45^2}{2} = 11,533.16 \text{ kg-m}$$

Para el cálculo del refuerzo se tiene:

$$M_u = 11,533.16 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 40 \text{ cm}$$

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

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

Para calcular el área de acero ( $A_s$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

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

$$A_s = \left[ 100*40 - \sqrt{(100*40)^2 - \frac{11533.16*100}{0.003825*210}} \right] * \frac{0.85*210}{2810}$$

$$A_s = 11.67 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{s\text{min}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{min}} = \frac{14.1}{F_y} * b*d$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{14.1}{2810} * 100*40$$

$$A_{s\text{min}} = 20.07 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ( $A_{smax}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s_{max}} = 0.5 * \rho_{bal} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{\beta_1 * 0.85 * \epsilon_c * f'_c * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0.85 * 0.85 * 0.003 * 210 * 2.03 * 10^6}{(0.003 * 2.03 * 10^6 + 2810) * 2810} = 0.0369$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 * 0.0369 * 100 * 40$$

$$A_{s_{max}} = 73.80 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s < A_{s \text{ min}}$ ; entonces se utiliza  $A_{s \text{ min}} = 20.07 \text{ cm}^2$

### Espaciamiento entre varillas (S) No.6

Donde:

$A_s$  = Área de acero requerido

$A_{\text{varilla}}$  = Área de la varilla a utilizar

$S$  = Espaciamiento

$$A_s = b(100\text{cm})$$

$$A_{\text{varilla}} = S$$

$$S = \frac{A_{\text{varilla}} * 100}{A_s} = \frac{2.85 * 100}{20.07} = 14.20 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 6 G40 @ 0.12m, corridos en lado largo, cama inferior y superior. Refuerzo transversal.

### Flexión en sentido largo (L=1.10m)

$$M_{\text{actuante}} = P_{\text{máxima}} * \frac{L^2}{2}$$

$$M_{\text{actuante}} = 10970.90 \cdot \frac{1.10^2}{2} = 6,637.40 \text{ kg-m}$$

Debido a que el momento actuante es demasiado pequeño, únicamente se colocará refuerzo por temperatura en este sentido.

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0.002 \cdot b \cdot t$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0.002 \cdot 100 \cdot 50 = 10.00 \text{ cm}^2$$

### Espaciamiento entre varillas (S) No.6

$$A_s - b(100\text{cm})$$

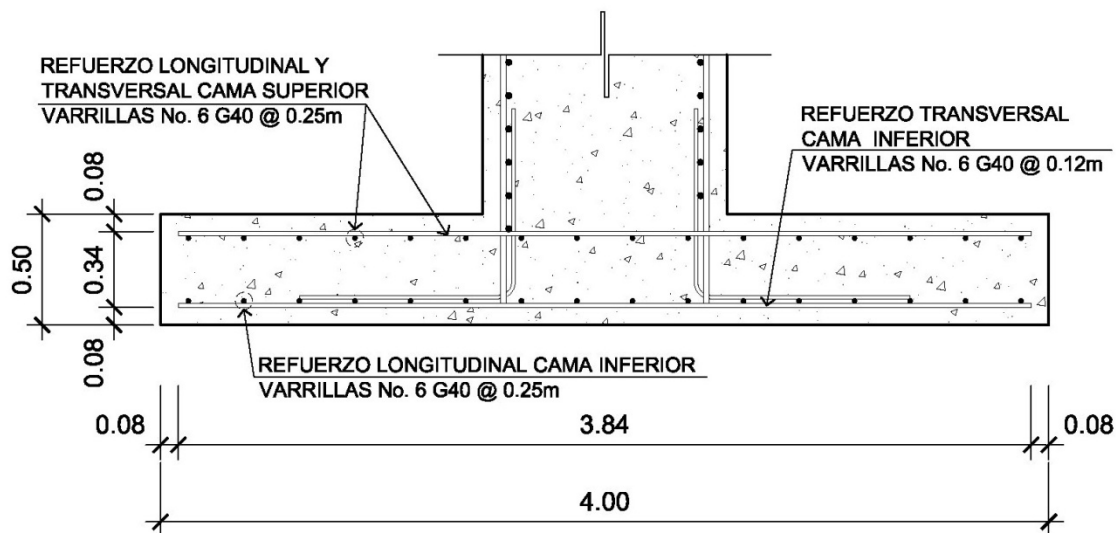
$$A_{\text{var}} - S$$

$$S = \frac{A_{\text{var}} \cdot 100}{A_s} = \frac{2.85 \cdot 100}{10.00} = 28.50 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 6 G40 @ 0.25m, corridos en lado corto, cama inferior.

Refuerzo longitudinal.

**Figura 19. Armado zapata de pila central**



### 2.1.8.5.2 Diseño de la columna como un muro portante

La superestructura no transmite momentos a la pila, pero se debe asumir una excentricidad, esto debido a la presión del agua, viento, sismo, etc., ejercida sobre ésta, en este caso se asumirá una excentricidad máxima de 0.45m. El procedimiento a utilizar será según ACI-318 05, capítulo 14.

Datos:

$$W_{cm} = 81,964.08 \text{ kg}$$

$$W_{cv} = 10,037.30 \text{ kg}$$

$$M_{H_2O} = 1,290.18 \text{ kg-m}$$

$$H_{muro} = 6.30 \text{ m}$$

$$\text{Ancho muro} = 1.10 \text{ m}$$

$$\text{Separación entre vigas} = 3.00 \text{ m}$$

- Proponiendo una cuantía mínima ( $\rho_{\min}$  refuerzo vertical = 0.0015)

$$\rho_{\min} = 0.0015$$

$$A_S = \rho_{\min} * A_g = 0.0015 * 100 * 110 = 16.50 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 8

$$A_S = 5.08 * 4 = 20.32 \text{ cm}^2 * 2 \text{ camas}$$

$$\rho = \frac{A_S}{A_g} = \frac{40.64}{100 * 110} = 0.004$$

0.004 > 0.0015; el acero propuesto es mayor que el acero mínimo, por consiguiente cumple.

$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_S} = \frac{5.08 * 100}{16.50} = 30.78 \text{ cm} \cong 0.25 \text{ m}$$

- **Carga por metro de ancho de muro**

Longitud efectiva del muro para la reacción de las cargas = 1.71

Carga muerta =  $81964.08/1.71 = 47,932.21$  kg/m

Carga viva =  $10037.30/1.71 = 5,869.77$  kg/m

Carga permanente L/2 del muro =  $0.8 * \left( \frac{6.30}{2} + 0.60 \right) * 2400 = 7,200$  kg/m

- **Combinación de cargas (según apéndice C ACI 318-05)**

**Grupo I:**

$$P_u = 1.4 * C_m + 1.7 * C_v$$

$$P_u = 1.4 * (47932.21 + 7200) + 1.7 * 5869.77 = 77185.09 + 9978.61 = 87,163.70 \text{ kg}$$

$$M_u = 1.4 * (C_m * e) + 1.7 * (C_v * e)$$

$$M_u = 1.4 * (47932.21 * 0.45) + 1.7 * (5869.77 * 0.45) = 34,687.67 \text{ kg-m}$$

$$\beta_d = \frac{77185.09}{87163.70} = 0.89$$

**Grupo II:**

$$P_u = 1.4 * C_m + 1.7 * C_v + 1.4 * F$$

$$P_u = 1.4 * 55132.21 + 1.7 * 5869.77 + 1.4 * 0 = 87,163.70 \text{ kg}$$

$$M_u = 1.4 * (C_m * e) + 1.7 * (C_v * e) + 1.4 * M_{H_2O}$$

$$M_u = 1.4 * (47932.21 * 0.45) + 1.7 * (5869.77 * 0.45) + 1.4 * 1290.18$$

$$M_u = 36,493.92 \text{ kg-m}$$

$$\beta_d = 0.89$$



**Grupo III:**

$$P_u = 0.9 \cdot C_m + 1.4 \cdot F$$

$$P_u = 0.9 \cdot 55132.21 + 1.4 \cdot 0 = 49,618.99 \text{ kg}$$

$$M_u = 0.9 \cdot (C_m \cdot e) + 1.4 \cdot M_{H_2O}$$

$$M_u = 0.9 \cdot (47932.21 \cdot 0.45) + 1.4 \cdot 1290.18$$

$$M_u = 21,218.79 \text{ kg-m}$$

$$\beta_d = 1.00$$

Se toma el resultado del grupo mayor para realizar el cálculo, en este caso es el Grupo II.

- **Chequeo de esbeltez**

Según ACI 318-05 (R.10.12.1)  $\rightarrow K = 2 + 3 \cdot \psi$ ; donde  $\psi = 0.1$

$$\frac{K \cdot L_u}{r} = \frac{2.3 \cdot 6.30}{0.3 \cdot 1.10} = 43.91$$

$22 < 43.91 < 100 \rightarrow$  magnificar

- **Módulo de elasticidad del concreto**

$$E_c = 15100 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15100 \cdot \sqrt{210} = 218,819.79$$

- **Inersia gruesa**

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot b \cdot H^3$$

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 110 \cdot 100^3 = 9,166,666.67 \text{ m}^4$$

- **Encontrando el valor EI**

$$EI = \frac{0.4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0.4 * 218819.79 * 9166666.67}{1 + 0.89} = 4.245 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2 \cong 42,450.00 \text{ ton-m}^2$$

- **Encontrando la carga crítica**

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L_u)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 42450}{(2.3 * 6.30)^2} = 1,995.45 \text{ ton} \cong 1,995,450 \text{ kg}$$

- **Cálculo del factor de amplificación**

$$\int ns = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_{cr}}}$$

$$\int ns = \frac{1.00}{1 - \frac{87163.70}{0.75 * 1995450}} = 1.06 > 1.00$$

$$M_d = 36,493.92 * 1.06 = 38,683.56 \text{ kg-m}$$

**Compresión pura:**

$$P = 0.85 * f'_c * A_g + A_{st} * F_y$$

$$P = 0.85 * 210 * (110 * 100) + (2 * 20.32) * 2810 = 2,077,698.40 \text{ kg}$$

**Falla balanceada:**

$$C = \frac{\epsilon_c}{\left(\frac{F_y}{E}\right) + \epsilon_c} * d$$

$$C = \frac{0.003}{\left(\frac{2810}{2.03 \times 10^6}\right) + 0.003} * 100 = 68.43$$

$$a = 0.85 * C = 0.85 * 68.43 = 58.17$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c * \left(\frac{C - d'}{C}\right)$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{68.43 - 10}{68.43}\right) = 0.0026 > 0.0014 \rightarrow \text{el acero en compresión esta fluyendo}$$

$$P_b = 0.85 * f_c * a * b + A'_s * f'_s - A_s * f_s$$

$$P_b = 0.85 * 210 * 58.17 * 100 = 1,038,334.50 \text{ kg}$$

$$M_b = 0.85 * f_c * a * b * \left(\frac{H}{2} - \frac{a}{2}\right) + A'_s * f'_s * \left(\frac{H}{2} - d'\right) - A_s * f_s * \left(d - \frac{H}{2}\right)$$

$$M_b = 0.85 * 210 * 58.17 * 100 * \left(\frac{110}{2} - \frac{58.17}{2}\right) + 20.32 * 2810 * \left(\frac{110}{2} - 10\right) - 20.32 * 2810 * \left(100 - \frac{110}{2}\right)$$

$$M_b = 3.2047 \times 10^7 \text{ kg-cm} \cong 320,474.00 \text{ kg-m}$$

### Flexión pura:

$$M = A_s * F_y * d - \left(\frac{A_s^2 * F_y^2}{1.7 * f_c * b}\right)$$

$$M = 20.32 * 2810 * 100 - \left(\frac{20.32^2 * 2810^2}{1.7 * 210 * 100}\right) = 5.6186 \times 10^6 \text{ kg-cm} \cong 56,185.90 \text{ kg-m}$$

Ya que el  $M_b > M$ , y  $P > P_b$ ; se tiene que la sección satisface las cargas con el refuerzo propuesto.

- **Chequeo a corte**

$$V_u = 1.7 * E_{H_2O}$$

$$V_u = 1.7 * 758.93 = 1,290.18 \text{ kg}$$

### Corte que resiste el concreto

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

$$V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 100 * 100$$

$$V_c = 65,283.65 \text{ kg}$$

Se tiene que  $V_c > V$  último, se colocará refuerzo mínimo.

- **La cuantía mínima para el refuerzo horizontal para muros es de  $\rho_{\min} = 0.0025$ , según ACI 318-05 (14.3.3)**

$$A_s = \rho_{\min} * A_g = 0.0025 * 100 * 110 = 27.50 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 8

$$A_s = 5.08 * 6 = 30.48 \text{ cm}^2 * 2 \text{ camas}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{60.96}{100 * 110} = 0.0055$$

$0.0055 > 0.0025$ ; el acero propuesto es mayor que el acero mínimo, por consiguiente cumple.

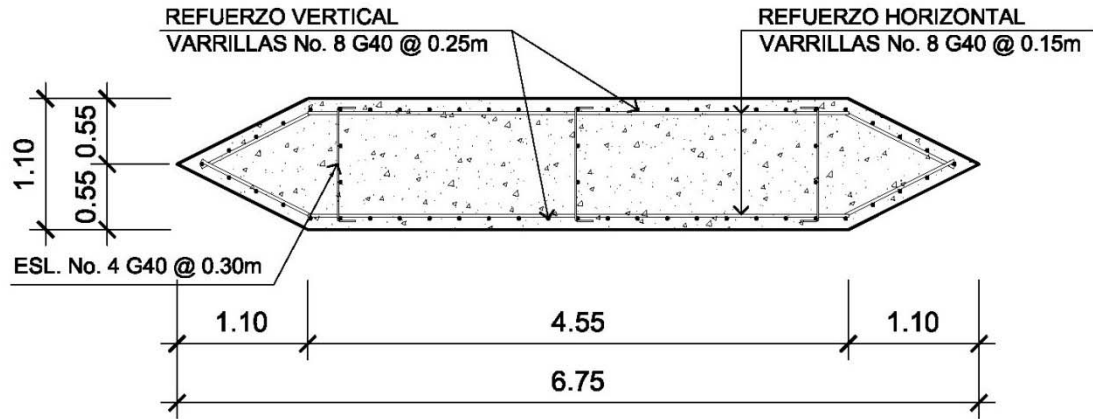
$$S = \frac{A_{\text{var}} * 100}{A_s} = \frac{5.08 * 100}{27.50} = 18.47 \text{ cm} \cong 0.15 \text{ m}$$

Armado final:

Utilizar varillas No. 8 G40 @ 0.25m en ambas camas, refuerzo vertical.

Utilizar varillas No. 8 G40 @ 0.15m en ambas camas, refuerzo horizontal.

**Figura 20. Armado columna de pila central**



### **2.1.9 Obras de protección**

Con el fin de proteger las bases del puente y evitar la socavación de las mismas, así como el colapso de la estructura, las obras de protección en este proyecto son los aletones de concreto ciclópeo.

Otra forma de brindarle protección a las bases del puente, consisten en el mantenimiento de la cuenca y dragado del río. Es recomendable que al cauce del río se le dé un mantenimiento previo a la entrada del invierno.

### **2.1.10 Descripción del proyecto puente El Hornito**

Consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto de sección de viga y losa de 30 metros de luz, este dividido en dos tramos iguales de 15 metros, basado en códigos de construcción (AASHTO, ACI 318-05). Compuesto por una pila central, estribos, vigas y losas de concreto reforzado para soportar una carga viva AASHTO HS 15-44 de un carril con un ancho total de 4.96

metros y una altura de 5.10 metros, desde el lecho del río a las vigas principales. Siendo los resultados los siguientes:

**Losa:**

Espesor  $t=0.16\text{m}$

Refuerzo transversal cama superior No.3 G40 @ 0.20m

Refuerzo transversal cama inferior No.4 G40 @ 0.15m

Refuerzo longitudinal cama superior e inferior No.4 G40 @ 0.25m

**Diafragma externo:**

$h_{\text{diaf. ext.}}=0.60\text{m}$  ;  $b_{\text{diaf. ext.}}=0.30\text{m}$

Refuerzo 3 No.6 G40 corridos en cama superior e inferior

Refuerzo adicional 2 No.5 G40 corridos

Estribos No.3 G40 @ 0.15m

**Diafragma interno:**

$h_{\text{diaf. int.}}=0.90\text{m}$  ;  $b_{\text{diaf. int.}}=0.30\text{m}$

Refuerzo 3 No.8 G40 corridos en cama superior e inferior

Refuerzo adicional 4 No.5 G40 corridos

Estribos No.3 G40 @ 0.20m

**Vigas principales:**

$h_{\text{viga principal.}}=1.20\text{m}$  ;  $b_{\text{viga principal}}=0.55\text{m}$

Refuerzo 5 No.8 G60 corridos cama superior (refuerzo por sismo)

Refuerzo 4 No.11 G60 corridos cama inferior (refuerzo calculado en apoyos)

Refuerzo 3 No.11 G60 en L/2 como bastones

Refuerzo adicional 6 No.5 G60 corridos

Estribos No.4 G40 confinados + eslabones No.3 G40 @ 0.25m

**Cortina y viga de apoyo:**

$h_{\text{cortina}}=1.20\text{m}$  ;  $b_{\text{cortina}}=0.30\text{m}$

Refuerzo principal No.6 G40 @ 0.20m (refuerzo por flexión)

Refuerzo transversal No.4 G40 @ 0.20m (refuerzo por corte)

**Estribo de concreto ciclópeo:**

$h_{\text{estribo}}=5.00\text{m}$  ;  $b_{\text{estribo}}=4.10\text{m}$

**Zapata de pila central:**

$L_{\text{zapata}}=6.75\text{m}$  ;  $b_{\text{zapata}}=4.00\text{m}$  ;  $t=0.50\text{m}$

Refuerzo transversal No.6 G40 @ 0.12m corridos cama inferior

Refuerzo longitudinal No.6 G40 @ 0.25m corridos cama inferior

Refuerzo No.6 G40 @ 0.25m corridos en ambos sentidos cama superior

**Pila central:**

$L=6.75\text{m}$  ;  $b=1.10\text{m}$  ;  $h=6.30\text{m}$

Refuerzo vertical No.8 G40 @ 0.25m

Refuerzo horizontal No.8 G40 @ 0.15m

**2.1.11 Planos del proyecto puente Los Mangales**

A continuación se especifican los planos correspondientes al proyecto diseño del puente vehicular en el caserío Los Mangales, municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz, siendo estos:

1. Plano de curvas de nivel
2. Plano de ubicación de puente sobre río
3. Plano de geometría de superestructura
4. Plano de armado de superestructura
5. Plano de armado de subestructura

### **2.1.12 Planos del proyecto puente El Hornito**

Así mismo se dan a conocer los planos correspondientes al proyecto diseño del puente vehicular en el caserío El Hornito, municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz, siendo estos:

1. Plano de curvas de nivel
2. Plano de ubicación de puente sobre río
3. Plano de geometría de superestructura
4. Plano de armado de superestructura
5. Plano de armado de subestructura

### **2.1.13 Presupuesto del proyecto puente Los Mangales**

Para elaborar el presupuesto se realizó una cuantificación y cotización de materiales según planos finales. Los precios de mano de obra y materiales fueron basados en precios o salarios de trabajo y cotizaciones respectivamente, esta última realizada en el municipio de San Jerónimo y la mano de obra según los salarios que la municipalidad asigna para estos casos.

Con base en expuesto se estima que el costo total del proyecto asciende a la cantidad de **UN MILLÓN QUINIENTOS SESENTA Y DOS MIL QUINIENTOS VEINTIOCHO CON SIETE CENTAVOS. (Q. 1,562,528.07)**



**Tabla VII. Presupuesto para la construcción del puente Los Mangales**

**Proyecto:** Puente vehicular

**Caserío:** Los Mangales

**Municipio:** San Jerónimo

**Departamento:** Baja Verapaz

**PRESUPUESTO**

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL DE RENGLÓN
1	PRELIMINARES	1.00	unidad	Q 45,600.00	Q 45,600.00	
2	TRAZO Y NIVELACIÓN	1.00	unidad	Q 26,437.50	Q 26,437.50	
3	EXCABACIÓN ESTRUCTURAL	1.00	unidad	Q 31,815.50	Q 31,815.50	
4	APROCHES	600.75	m3	Q 310.00	Q 186,232.50	
5	PILA CENTRAL	1.00	unidad	Q 96,698.00	Q 96,698.00	
6	ZAPATA DE PILA CENTRAL	1.00	unidad	Q 45,219.65	Q 45,219.65	
7	ESTRIBO DE CONCRETO CICLOPEO	2.00	unidad	Q 162,747.85	Q 325,495.70	
8	CORTINA Y VIGA DE APOYO (V-5)	1.00	unidad	Q 14,467.60	Q 14,467.60	
9	CORTINA Y VIGA DE APOYO (V-4)	2.00	unidad	Q 13,716.46	Q 27,432.93	
10	VIGA PRINCIPAL (V-1)	4.00	unidad	Q 59,603.39	Q 238,413.58	
11	DIAFRAGMA EXTERNO (V-3)	4.00	unidad	Q 3,586.15	Q 14,344.60	
12	DIAFRAGMA INTERNO (V-2)	2.00	unidad	Q 4,491.66	Q 8,983.33	
13	LOSA DE CONCRETO (t=0.16m)	2.00	unidad	Q 48,701.73	Q 97,403.45	
14	BANQUETA	4.00	unidad	Q 9,597.02	Q 38,388.09	
15	PASAMANOS + POSTE DE CONCRETO	1.00	global	Q 38,828.31	Q 38,828.31	
16	MAQUINARIA Y EQUIPO	1.00	global	Q 15,000.00	Q 15,000.00	
17	BASES DE NEOPRENO	1.00	global	Q 20,000.00	Q 20,000.00	
18	FLETES	1.00	global	Q 10,000.00	Q 10,000.00	
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						Q 1,280,760.71
<b>TOTAL COSTO INDIRECTO</b>						Q 281,767.36
<b>COSTO TOTAL</b>						<b>Q 1,562,528.07</b>
US \$ 1.00 = Q 8.10 Marzo 2,010						<b>\$192,904.70</b>

**TOTAL EN LETRAS:** UN MILLÓN QUINIENTOS SESENTA Y DOS MIL QUINIENTOS VEINTIOCHO CON SIETE CENTAVOS.

**2.1.14 Presupuesto del proyecto puente El Hornito**

El costo total del proyecto asciende a la cantidad de **UN MILLÓN QUINIENTOS SESENTA Y DOS MIL QUINIENTOS VEINTIOCHO CON SIETE CENTAVOS. (Q. 1,562,528.07)**

**Tabla VIII. Presupuesto para la construcción del puente El Hornito**

**Proyecto:** Puente vehicular  
**Caserío:** El Hornito  
**Municipio:** San Jerónimo  
**Departamento:** Baja Verapaz

**PRESUPUESTO**

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL DE RENGLÓN
1	PRELIMINARES	1.00	unidad	Q 45,600.00	Q 45,600.00	
2	TRAZO Y NIVELACIÓN	1.00	unidad	Q 26,437.50	Q 26,437.50	
3	EXCABACIÓN ESTRUCTURAL	1.00	unidad	Q 31,815.50	Q 31,815.50	
4	APROCHES	600.75	m3	Q 310.00	Q 186,232.50	
5	PILA CENTRAL	1.00	unidad	Q 96,698.00	Q 96,698.00	
6	ZAPATA DE PILA CENTRAL	1.00	unidad	Q 45,219.65	Q 45,219.65	
7	ESTRIBO DE CONCRETO CICLÓPEO	2.00	unidad	Q 162,747.85	Q 325,495.70	
8	CORTINA Y VIGA DE APOYO (V-5)	1.00	unidad	Q 14,467.60	Q 14,467.60	
9	CORTINA Y VIGA DE APOYO (V-4)	2.00	unidad	Q 13,716.46	Q 27,432.93	
10	VIGA PRINCIPAL (V-1)	4.00	unidad	Q 59,603.39	Q 238,413.58	
11	DIAFRAGMA EXTERNO (V-3)	4.00	unidad	Q 3,586.15	Q 14,344.60	
12	DIAFRAGMA INTERNO (V-2)	2.00	unidad	Q 4,491.66	Q 8,983.33	
13	LOSA DE CONCRETO (t=0.16m)	2.00	unidad	Q 48,701.73	Q 97,403.45	
14	BANQUETA	4.00	unidad	Q 9,597.02	Q 38,388.09	
15	PASAMANOS + POSTE DE CONCRETO	1.00	global	Q 38,828.31	Q 38,828.31	
16	MAQUINARIA Y EQUIPO	1.00	global	Q 15,000.00	Q 15,000.00	
17	BASES DE NEOPRENO	1.00	global	Q 20,000.00	Q 20,000.00	
18	FLETES	1.00	global	Q 10,000.00	Q 10,000.00	
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						Q 1,280,760.71
<b>TOTAL COSTO INDIRECTO</b>						Q 281,767.36
<b>COSTO TOTAL</b>						<b>Q 1,562,528.07</b>
US \$ 1.00 = Q 8.10 Marzo 2,010						<b>\$192,904.70</b>

**TOTAL EN LETRAS:** UN MILLÓN QUINIENTOS SESENTA Y DOS MIL QUINIENTOS VEINTIOCHO CON SIETE CENTAVOS.

## **2.2 Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable en la aldea San Isidro, municipio de San Jerónimo, departamento de Baja Verpaz**

### **2.2.1 Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad para la aldea San Isidro; actualmente cuenta con una población de 1,252 habitantes. La fuente es un manantial natural denominado La Canoa, concentrado en un punto definido. En cuanto a la población es una aldea con dispersión de las viviendas, por ello se diseñaran dos ramales para la red de distribución, para el barrio arriba y barrio abajo respectivamente, como ramales abiertos, el tipo de conexión a utilizar será predial. Los componentes del proyecto son: captación, línea de conducción, tanque de distribución, red de distribución y obras hidráulicas.

### **2.2.2 Levantamiento topográfico**

Este constituye un elemento básico para la elaboración del diseño, ya que nos permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra en estudio, en este proyecto se utilizó el método taquimétrico.

El equipo utilizado fue el siguiente:

Teodolito marca WILD T-1

Estadia

Cinta métrica de 25m

Plomada

Estacas de madera, pintura, clavos, martillo, etc.

### **2.2.3 Fuentes de abastecimiento de agua potable**

La fuente de abastecimiento es un nacimiento natural permanentemente definido denominado La canoa, ubicado aproximadamente a una distancia de 1.9 kilómetros del área a servir.

### **2.2.4 Caudal de aforo**

En este caso se aforó empleando el método volumétrico, dando un caudal de 6.49 lt/sg.

### **2.2.5 Análisis de la calidad del agua**

El agua es un elemento indispensable para la vida, por lo que la calidad de ésta debe ser sanitariamente segura para el consumo humano. Para determinar la calidad sanitaria del agua es necesario efectuar un examen físico-químico sanitario y bacteriológico, los cuales deben acatar las normas COGUANOR NGO 29001 (ver anexo).

#### **2.2.5.1 Examen bacteriológico**

El objetivo principal del análisis bacteriológico es proporcionar el grado de contaminación bacteriana y con materia fecal encontradas en la muestra, para lo cual se busca la presencia del grupo coliforme. Según los resultados del examen bacteriológico indican que el agua no es potable, según norma COGUANOR NGO 29001.

Por lo tanto, con base en los datos anteriores, se debe incorporar un sistema de desinfección utilizando hipoclorito de calcio, antes de ser consumida.

### **2.2.5.2 Análisis físico-químico sanitario**

El análisis físico determina el aspecto, color, turbiedad, olor, sabor, pH, temperatura y conductividad eléctrica, y el análisis químico mide las cantidades de minerales y materia orgánica existentes en el agua que afectan su calidad, como lo son: amoniaco, nitritos, nitratos, cloro residual, manganeso, cloruros, fluoruros, sulfatos, hierro total, dureza total, sólidos totales, sólidos volátiles, sólidos fijos, sólidos en suspensión, sólidos disueltos y también su alcalinidad (clasificación).

El resultado que se obtuvo del examen físico-químico sanitario indica que el agua es potable, según la Norma COGUANOR NGO 29001. Todas las determinaciones se encuentran dentro de los límites máximos aceptables.

## **2.2.6 Criterios de diseño hidráulico**

### **2.2.6.1 Período de diseño**

Este representa el tiempo en que la capacidad del sistema atiende la demanda o es eficiente en un 100%. Aunque el sistema varía de acuerdo a la capacidad de la administración en aspectos de operación y mantenimiento. Este comprende desde el momento de la construcción e inicio de funcionamiento del sistema, hasta el momento que sobrepasa las condiciones de diseño, que en este caso se adoptó un período de diseño de 20 años.

### 2.2.6.2 Población de diseño

Para la estimación de la población futura existen varios métodos, en este caso se consideró el método de incremento geométrico, que consiste en el cálculo de la población con base en la tasa de crecimiento poblacional que se tiene registrado de los censos de la población, para lo cual debe proyectarse en el tiempo según el período de diseño que se estime.

$$P_f = P_a * (1+r)^n$$

Donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual = 1,252 habitantes

r = Tasa de crecimiento = 3 %

n = Período de diseño en años = 20 años

$$P_f = 1252 * (0.03+1)^{20} = 2,261 \text{ Habitantes}$$

### 2.2.6.3 Dotación

Es la cantidad de agua asignada a una persona, en litros/habitante/día; para la adopción de una dotación adecuada se debe tomar en cuenta el clima y la ubicación de la población, es decir si es área urbana o rural y sus distintas actividades comerciales. Para proyectos de abastecimiento de agua potable a comunidades del área rural de clima frío se recomienda que la dotación este entre 60 lt/hab/día a 90 lt/hab/día. Para el presente proyecto se tomará una dotación de 90 lt/hab/día.

## **2.2.6.4 Factores de consumo**

### **2.2.6.4.1 Factor de día máximo (Fdm)**

Es el factor del día de mayor consumo, el cual se define como la relación entre el valor del consumo máximo diario registrado en un año y el consumo medio diario relativo a ese mismo año, este factor varía de 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes y 1.8 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes. En este caso se adopto 1.2 para el cálculo.

### **2.2.6.4.2 Factor de hora máxima (Fhm)**

Este factor sirve para compensar las variaciones en las horas de mayor consumo y satisfacer la demanda de la población, está relacionado con el número de habitantes y tipo de costumbres. Este factor varía de 2.0 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes y 3.0 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes. En este caso se adopto 2 para el cálculo.

## **2.2.7 Determinación de caudales**

Los caudales de diseño son los consumos mínimos de agua requeridos por la población que se va abastecer en un sistema de agua potable.

### **2.2.7.1 Caudal medio diario (Qmd)**

Es el promedio de los consumos medios diarios registrados durante el período de un año, se utiliza para el diseño del tanque de distribución y se expresa en lt/sg. Se determina con la siguiente ecuación:

$$Q_{md} = \frac{\text{dotación} * \# \text{ de habitantes}}{86,400 \text{ seg/día}}$$

$$Q_{md} = \frac{90 \text{ lt/hab/día} * 2,261 \text{ habitantes}}{86,400 \text{ seg/día}} = 2.355 \text{ lt/s}$$

### 2.2.7.2 Caudal día máximo (Qdm)

Es el caudal de máximo consumo del agua durante 24 horas en un período de un año. Es utilizado para el diseño de la línea de conducción por gravedad, está en función del factor de día máximo y el caudal medio diario. Se determina con la siguiente ecuación:

$$Q_{dm} = F_{dm} * Q_{md}$$

$$Q_{dm} = 1.2 * 2.355 \text{ lt/sg} = 2.826 \text{ lt/s}$$

### 2.2.7.3 Caudal hora máxima (Qhm)

Es el caudal de máximo consumo del agua durante una hora de un día en el período de un año. Es utilizado para el diseño de la línea y red de distribución, está en función del factor de hora máxima y el caudal medio diario. Se determina con la siguiente ecuación:

Para barrio arriba:

$$Q_{hm} = F_{hm} * Q_{md}$$

$$Q_{hm} = 2 * 1.076 \text{ lt/sg} = 2.152 \text{ lt/s}$$

Para barrio abajo:

$$Q_{hm} = F_{hm} * Q_{md}$$

$$Q_{hm} = 2 * 1.279 \text{ lt/sg} = 2.558 \text{ lt/s}$$



## **2.2.8 Diseño de los componentes del sistema**

### **2.2.8.1 Captación**

Es toda estructura que se construye con el fin de recolectar el agua de una fuente. El tipo de fuente que se tiene en este proyecto es de un nacimiento permanente, en el diseño se utilizará una captación típica con galería de infiltración, caja reunidora de caudal y caja válvula de compuerta (ver plano 11/14).

### **2.2.8.2 Datos de diseño para la línea de conducción**

Los datos y parametros de diseño para el proyecto de abastecimiento de agua potable para la aldea San Isidro, son lo siguientes:

- Nombre de la fuente La Canoa
- Sistema Gravedad
- Tipo de conexión Predial
- Período de diseño 20 años
- Aforo 6.49 lt/s
- Caudal medio diario 2.355 lt/s
- Caudal de día máximo 2.826 lt/s
- Caudal de hora máxima
  - Para barrio arriba 2.152 lt/s
  - Para barrio abajo 2.558 lt/s
- Número de habitantes actuales
  - Para barrio arriba 572 habitantes
  - Para barrio abajo 680 habitantes

- Número de habitantes futuros
  - Para barrio arriba 1,033 habitantes
  - Para barrio abajo 1,228 habitantes
- Número de viviendas actuales
  - Para barrio arriba 75 casas
  - Para barrio abajo 85 casas
- Número de viviendas futuras
  - Para barrio arriba 136 casas
  - Para barrio abajo 154 casas
- Habitantes por vivienda 8
- Tasa de crecimiento 3%
- Dotación 90 lt/habitante/día

### 2.2.8.3 Línea de conducción

Es el conjunto de tuberías trabajando a presión forzada, que viene desde la captación al tanque de distribución. Para el presente diseño se trabajará el sistema por gravedad.

En el diseño de la línea de conducción se deben de tener en cuenta los principios de hidráulica como la carga disponible, piezométrica, pérdidas y otras herramientas. A continuación se presenta la ecuación de HAZEN-WILLIAMS:

$$H_f = \frac{1743.811 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * \phi^{4.87}}$$

Donde:

H<sub>f</sub> = Pérdidas por fricción en la tubería (pérdidas de carga) en m.

L = Longitud del tramo en m.

Q = Caudal en lt/s.

Ø = Diámetro interno de la tubería en plg.

C = Coeficiente que depende del material de la tubería:

PVC; c = 150

HG; c = 100

### Ejemplo de diseño:

- **Tramo 1, (conducción)**

Datos:

Cota inicial del tramo E-117: 515.558m

Cota final del tramo E-92: 444.530m

Longitud: 656.950m

Caudal día máximo: 2.826 lt/s

Coeficiente "c" PVC: 150

### Cálculo diámetro teórico:

$$\phi = \left( \frac{1743.811 * 656.950 * 2.826^{1.85}}{150^{1.85} * 71.028^{4.87}} \right)^{\frac{1}{4.87}} = 1.62$$

Se tomó un diámetro comercial de 2", con diámetro interno de 2.193".

### Cálculo de pérdida:

$$Hf_{2"} = \frac{1743.811 * 656.950 * 2.826^{1.85}}{150^{1.85} * 2.193^{4.87}} = 16.11 \text{ m}$$

### Cálculo de velocidad:

$$V = \frac{1.9735 * Q_d}{\phi^2} = \frac{1.9735 * 2.826}{2.193^2} = 1.16 \text{ m/s}$$

0.50m/s < V=1.16m/s < 3.00m/s; por consiguiente el diámetro de tubería propuesto cumple con los parametros.

### Cota piezométrica:

CP=Cota inicial - Hf

$$CP=515.558 -16.11 = 499.45m$$

Se colocará caja rompe presión (C.R.P.) en las estaciones E-92, E-75 Y E-123, debido a que en estos puntos la presión de diseño es mayor que la presión de trabajo de la tubería.

**Tabla IX. Resumen diseño línea de conducción**

EST	PO	Long. (m)	Caudal (lt/s)	H (m)	∅ teor. (plg)	Hf (m)	∅ com. (plg)	∅ inter. (plg)	C.P.	Vel. (m/s)	Tubería	Obs.
E-117	E-92	656.95	2.826	71.028	1.62	16.11	2"	2.193	499.45	1.16	160 PSI	c.r.p.
E-92	E-82	280.07	2.826	28.346	1.55	6.87	2"	2.193	437.66	1.16	160 PSI	
E-82	E-75	256.11	2.826	43.118	1.55	18.64	1 1/2"	1.754	419.02	1.81	160 PSI	c.r.p.
E-75	E-71	237.55	2.826	43.667	1.48	17.29	1 1/2"	1.754	355.78	1.81	160 PSI	
E-71	E-66	237.48	2.826	35.922	1.48	33.40	1 1/4"	1.532	322.38	2.38	160 PSI	c.d.c.
E-66	E-64	221.89	1.535	25.289	1.27	10.09	1 1/4"	1.532	283.38	1.29	160 PSI	Tanque barrio abajo
E-66	E-123	595.36	1.291	87.564	1.128	19.66	1 1/4"	1.532	273.82	1.08	160 PSI	c.r.p.
E-123	E-173	830.98	1.291	32.906	1.47	27.44	1 1/4"	1.532	178.47	1.08	160 PSI	Tanque barrio arriba

#### 2.2.8.4 Tanque de distribución

El tanque de distribución tiene como fin principal cubrir las variaciones horarias de consumo, almacenando agua durante las horas de bajo consumo y proporcionando los gastos requeridos a lo largo del día.

Según las normas generales del INFOM para el diseño del tanque de distribución, dice lo siguiente:

Población menor de 1,000 habitantes	= 35 %
Población entre 1,000 hab. a 5,000 hab.	= 45 %
Población mayor de 5,000 habitantes	= 50 %

En este proyecto se adopta un 45%.

#### 2.2.8.4.1 Determinación del volumen del tanque

El volumen del tanque de distribución o almacenamiento (Vol. Tanque) en metros cúbicos (m<sup>3</sup>) es el siguiente:

$$\text{Vol. tanq.} = Q_{\text{md}} * 86,400 * 45\%$$

##### **Barrio arriba:**

$$\text{Vol. tanq.} = \frac{1.076 \text{ lt/s} * 86,400 * 0.45}{1,000} = 41.83 \text{ m}^3 \cong 45.00 \text{ m}^3$$

##### **Barrio abajo:**

$$\text{Vol. tanq.} = \frac{1.279 \text{ lt/s} * 86,400 * 0.45}{1,000} = 49.73 \text{ m}^3 \cong 50.00 \text{ m}^3$$

En el barrio abajo se ubican dos tanques existente de 25 m<sup>3</sup>, no hace falta implementar otro tanque de almacenamiento, ya que al ser fusionados estos dos tanques existentes cubren el volumen requerido. Por otro lado, en el barrio arriba existe un tanque de almacenamiento de 25 m<sup>3</sup>, aquí sí es necesario implementar un tanque de almacenamiento de 25 m<sup>3</sup>, luego deberán ser fusionados con el tanque existente para cubrir así el volumen requerido.

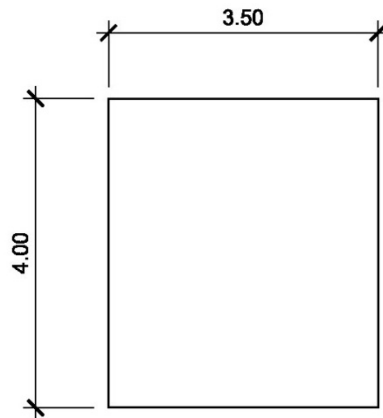
Por lo que se diseñará un tanque de almacenamiento en el barrio arriba para un volumen de 25 m<sup>3</sup> semi enterrado, con paredes de concreto ciclópeo y losa de concreto reforzado.

### 2.2.8.4.2 Diseño estructural del tanque

#### Diseño de losa

El cálculo del sentido en que trabaja la losa se determina por la relación entre el lado menor y el lado mayor.

**Figura 21. Dimensiones de la losa del tanque de distribución**



$$m = \frac{A}{B} = \frac{3.50}{4.00} = 0.875 > 0.50; \text{ entonces la losa trabaja en dos sentidos.}$$

#### Espesor de losa:

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{4.00 \cdot 2 + 3.50 \cdot 2}{180} = 0.08\text{m} \rightarrow \text{se toma } t = 0.10\text{m}$$

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2} = 0.10 - 0.025 - \frac{0.009525}{2} = 0.07\text{m}$$

#### Integración de cargas:

$$C_m = P_{\text{losa}} + \text{Sobre carga}$$

$$S_c = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{p.losa} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0.10\text{m} = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$C_m = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 320 \text{ kg/m}^2$$

$$C_v = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$C_u = 1.4 * C_m + 1.7 * C_v$$

$$C_u = 1.4 * 320 + 1.7 * 100 = 618 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.00\text{m} = 618 \text{ kg/m}$$

### **Cálculo de momentos (código ACI, método 3):**

#### **Caso 1**

$$M_a^{(-)} = C_a^{(-)} * C_u * L_a^2$$

$$M_a^{(-)} = 0 * 618 * 3.50^2 = 0$$

$$M_b^{(-)} = C_b^{(-)} * C_u * L_b^2$$

$$M_b^{(-)} = 0 * 618 * 4.00^2 = 0$$

$$M_a^{(+)} = C_a^{(+)} * C_m * L_a^2 + C_a^{(+)} * C_v * L_a^2$$

$$M_a^{(+)} = 0.050 * 1.4 * 320 * 3.50^2 + 0.050 * 1.7 * 100 * 3.50^2 = 378.53 \text{ kg-m}$$

$$M_b^{(+)} = C_b^{(+)} * C_m * L_b^2 + C_b^{(+)} * C_v * L_b^2$$

$$M_b^{(+)} = 0.026 * 1.4 * 320 * 4.00^2 + 0.026 * 1.7 * 100 * 4.00^2 = 257.09 \text{ kg-m}$$

Debido a que en los lados discontinuos el momento es igual a cero (0) por lo que se utiliza.

$$M_{a,b}^{(-)} = \frac{M_{a,b}^{(+)}}{3}$$

$$M_a^{(-)} = \frac{378.53}{3} = 126.18 \text{ kg-m}$$

$$M_b^{(-)} = \frac{257.09}{3} = 85.70 \text{ kg-m}$$

### Cálculo de acero mínimo $A_s$ min

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{smin}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \frac{14.1}{F_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 7 = 3.51 \text{ cm}^2$$

### Espaciamiento entre varillas (S) No. 3

Donde:

$A_s$  = Área de acero requerido

$A_{varilla}$  = Área de la varilla a utilizar

$S$  = Espaciamiento

$$S = \frac{A_{varilla} * 100}{A_s} = \frac{0.71 * 100}{3.51} = 20.23 \text{ cm} \cong 0.20 \text{ m}$$

### Chequeo de momento último $M_u$ con $A_s$ min

$$M_u = \phi * A_{smin} * F_y * d - \left( \frac{A_{smin}^2 * F_y^2}{1.7 * f_c * b} \right)$$

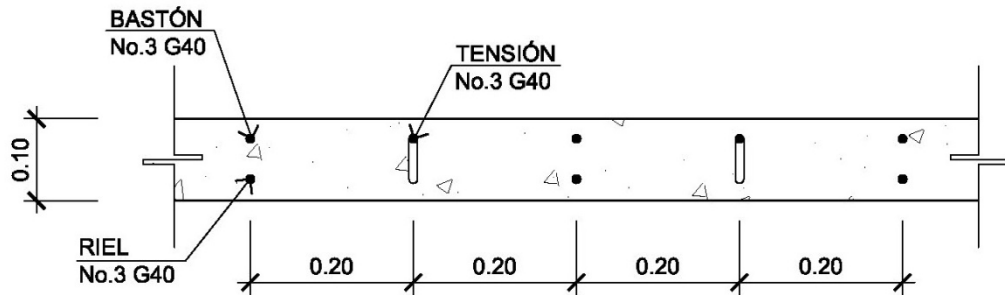
$$M_u = 0.90 * 3.51 * 2810 * 7 - \left( \frac{3.51^2 * 2810^2}{1.7 * 210 * 100} \right) = 59,412.58 \text{ kg-cm} \cong 594.13 \text{ kg-m}$$

Ya que el  $M_u > M_{a,b}^{(\pm)}$ ; debido a que todos los momentos son menores que  $M_u$ , el refuerzo propuesto es apto para resistir las cargas.

Utilizar varillas No. 3 G40 @ 0.20m, en ambos sentidos.



Figura 22. Esquema final armado de losa de tanque de distribución



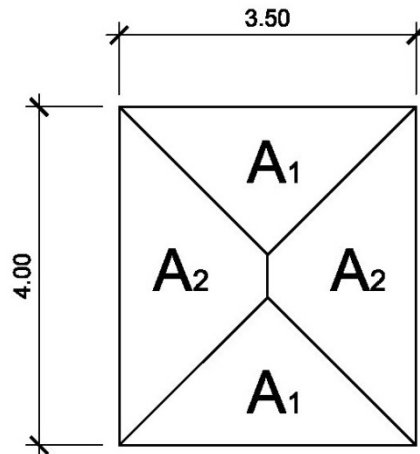
**Diseño vigas de carga**

**Áreas tributarias**

$$A_1 = \frac{a^2}{4} = \frac{3.50^2}{4} = 3.06\text{m}^2$$

$$A_2 = \frac{m \cdot b^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{m}{2}\right) = \frac{0.8754b^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{0.875}{2}\right) = 3.94\text{m}^2$$

Figura 23. Esquemas de áreas tributarias



### Integración de cargas:

$$C_m = 320 \text{ kg/m}^2$$

$$C_v = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 618 \text{ kg/m}^2$$

**Tabla X. Resumen integración de cargas**

Viga	L (m)	A (m <sup>2</sup> )	Cu (kg/m <sup>2</sup> )	W viga (kg/m)	W losa (kg/m)	W total (kg/m)
V-1	4.00	3.94	618.00	126.00	608.73	734.73
V-2	3.50	3.06	618.00	126.00	540.31	666.31

### Predimensionamiento de vigas

$$V-1 \rightarrow h = 4.00 * 6\% = 0.24 \cong 0.25 \text{ m}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{0.25}{2} = 0.12 \cong 0.15 \text{ m}$$

$$V-2 \rightarrow h = 3.50 * 6\% = 0.21 \cong 0.25 \text{ m}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{0.25}{2} = 0.12 \cong 0.15 \text{ m}$$

### Cálculo de momentos:

$$M_{V-1} = \frac{W_{\text{total}} * L^2}{8} = \frac{734.73 * 4.00^2}{8} = 1,469.46 \text{ kg-m}$$

$$M_{V-2} = \frac{W_{\text{total}} * L^2}{8} = \frac{666.31 * 3.50^2}{8} = 1,020.29 \text{ kg-m}$$

Utilizamos el mayor.

Para el refuerzo en vigas se tiene:

$$M_u = 1,469.46 \text{ kg-m}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

Para calcular el área de acero ( $A_s$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = \left[ b*d - \sqrt{(b*d)^2 - \frac{M_u*b}{0.003825*f_c}} \right] * \frac{0.85*f_c}{F_y}$$

$$A_s = \left[ 15*21 - \sqrt{(15*21)^2 - \frac{1469.46*15}{0.003825*210}} \right] * \frac{0.85*210}{2810} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero mínimo ( $A_{s\text{min}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{min}} = \frac{14.1}{F_y} * b*d$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{14.1}{2810} * 15*21 = 1.58 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo ( $A_{s\text{max}}$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{max}} = 0.5 * \rho_{\text{bal}} * b*d$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{\beta_1 * 0.85 * \epsilon_c * f_c * E_s}{(\epsilon_c * E_s + F_y) * F_y} = \frac{0.85 * 0.85 * 0.003 * 210 * 2.03 * 10^6}{(0.003 * 2.03 * 10^6 + 2810) * 2810} = 0.037$$

$$A_{s\text{max}} = 0.5 * 0.037 * 15 * 21 = 67.68 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s\text{min}} < A_s < A_{s\text{max}}$ ; entonces se utiliza  $A_s = 2.99 \text{ cm}^2$

### Armado de viga

$$A_{s\text{min}} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$33\% A_s = 33\% * 2.99 = 0.99 \text{ cm}^2$$

Utilizar 2 No. 4 G40 corridos cama superior

$$A_{s_{\min}} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$50\% A_s = 50\% * 2.99 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Utilizar 2 No. 4 G40 corridos cama inferior

### **Corte que resiste el concreto**

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

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 21 = 2,056.44 \text{ kg}$$

Tenemos que  $V_c > V_u$ ; el corte que resiste el concreto ( $V_c$ ) es mayor que el cortante último ( $V_u$ ), entonces se utiliza refuerzo al cortante mínimo.

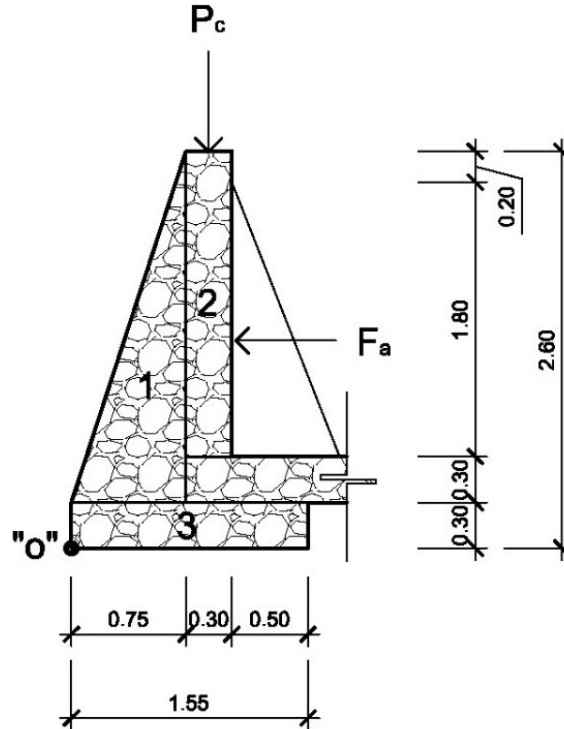
Utilizar estribos No. 3 G40 @ 0.30m, en vigas.

### **Diseño muro del tanque**

Para el cálculo se utilizan los siguientes datos:

Peso específico concreto ciclópeo	= 2,700 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del concreto	= 2,400 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del suelo	= 1,700 kg/m <sup>3</sup>
Valor soporte (asumido)	= 15,000 kg/m <sup>2</sup>

Figura 24. Geometría y diagrama de presiones del muro



**Altura del tanque:**

$$\text{Vol} = b \cdot h \cdot l$$

$$h = \frac{\text{Vol}}{b \cdot l} = \frac{25.00 \text{m}^3}{4.00 \text{m} \cdot 3.50 \text{m}} = 1.78 \text{m} \cong 1.80 \text{m}$$

**Momento estabilizante del tanque (ME)**

Es producido por el peso propio de la estructura y el relleno.

**Tabla XI. Momento estabilizante del tanque**

Sección	A(m <sup>2</sup> )	P esp.(kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	0.860	2700	2322.00	0.50	1161.00
2	0.690	2700	1863.00	0.90	1676.00
3	0.470	2700	1269.00	0.78	989.82
$\Sigma$ 5,454.00 (We)					$\Sigma$ 3,827.52 (Me)

### **Carga de losa y viga sobre el muro**

$$W_{\text{losa+viga}} = W_{\text{viga}} + W_{\text{losa}}$$

$$W_{\text{losa+viga}} = 126.00 + 608.73 = 734.73 \text{ kg/m}$$

Se toma al peso total ( $W_{\text{losa+viga}}$ ) como una carga puntual.

$$P_c = 734.73 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1.00 \text{m} = 734.73 \text{ kg}$$

Momento debido a la carga axial ( $P_c$ )

$$M_c = P_c * \text{centroide de figura}$$

$$M_c = 734.73 \text{ kg} * \left( 0.75 + \frac{0.30}{2} \right) = 661.26 \text{ kg-m}$$

Peso total del muro ( $W$  total)

$$W_{\text{total}} = W_{\text{muro}} + W_{\text{losa+viga}}$$

$$W_{\text{total}} = 5454.00 + 734.73 = 6,188.73 \text{ kg}$$

### **Momento de volteo del tanque**

Fuerza activa ( $F_a$ )

$$F_a = \gamma_{\text{agua}} * \frac{H^2}{2}$$

$$F_a = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \frac{1.80^2}{2} * 1.00 = 1,620 \text{ kg}$$

Momento ejercido por el agua.

$$M_{\text{H}_2\text{O}} = F_a * \frac{1}{3} * H$$

$$M_{\text{H}_2\text{O}} = 1620 * \frac{1}{3} * 1.80 = 972 \text{ kg-m}$$

### Chequeo volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_E + M_C}{M_{H_2O}} > 1.50$$

$$\text{Volteo} = \frac{3827.52 + 661.26}{972} = 4.62 > 1.50$$

### Chequeo deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{W_{TOTAL}}{F_a} > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{6188.73}{1620.00} = 1.91 > 1.50$$

### Chequeo de presiones

$$a = \frac{M_E + M_C - M_{H_2O}}{W_{TOTAL}} = \frac{3827.52 + 661.26 - 972.00}{6188.73} = 0.57$$

$$3 * a > b \rightarrow 3 * 0.57 > 1.55 \rightarrow 1.71 > 1.55$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - a = \left(\frac{1.55}{2}\right) - 0.57 = 0.205$$

$$\text{Presión} = \frac{W_{TOTAL}}{A} * \left(1 \pm 6 * \frac{e}{b}\right)$$

$$\text{Presión} = \frac{6188.73}{1.55 * 1.00} * \left(1 \pm 6 * \frac{0.205}{1.55}\right)$$

$$\text{Presión}_{\text{máxima}} = 7,161.15 \text{ kg/m}^2 < 15,000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión}_{\text{mínima}} = 824.30 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Debido a que las presiones se encuentran dentro de los parámetros de diseño, la sección del muro es apta para resistir las cargas.





segundo que abastecerá al barrio abajo. La línea y red distribución se diseña con el caudal de hora máxima, por medio de la ecuación de Hazen & Williams.

$$H_f = \frac{1743.811 * L * Q^{1.85}}{c^{1.85} * \phi^{4.87}}$$

Donde:

H<sub>f</sub> = Pérdidas por fricción en la tubería (pérdidas de carga) en m.

L = Longitud del tramo en m.

Q = Caudal en lt/s.

Ø = Diámetro interno de la tubería en plg.

C = Coeficiente que depende del material de la tubería:

PVC; c = 150

HG; c = 100

### Ejemplo de diseño:

- **Tramo 1 para barrio arriba (distribución)**

Datos:

Cota inicial del tramo E-132: 173.007m

Cota final del tramo E-38: 156.755m

Longitud: 54.277m

Caudal día máximo: 2.152 lt/s

Coeficiente "c" PVC: 150

### Cálculo diámetro teórico:

$$\phi = \left( \frac{1743.811 * 54.277 * 2.152^{1.85}}{150^{1.85} * 16.252^{4.87}} \right)^{\frac{1}{4.87}} = 1.183$$

Se tomó un diámetro comercial de 1 1/2", con diámetro interno de 1.754".

**Cálculo de pérdida:**

$$Hf_{2''} = \frac{1743.811 * 54.277 * 2.152^{1.85}}{150^{1.85} * 1.754^{4.87}} = 2.386 \text{ m}$$

**Cálculo de velocidad:**

$$V = \frac{1.9735 * Q_d}{\phi^2} = \frac{1.9735 * 2.152}{1.754^2} = 1.38 \text{ m/s}$$

0.50m/s < V=1.38m/s < 3.00m/s; por consiguiente el diámetro de tubería propuesto cumple con los parametros.

**Cota piezométrica:**

CP=Cota inicial – Hf

$$CP=173.007 - 2.386 = 170.621 \text{ m}$$

**Tabla XII. Resumen diseño red de distribución barrio arriba**

Diseño red de distribución												
EST	PO	Long. (m)	Caudal (lt/s)	H (m)	∅ teor. (plg)	Hf (m)	∅ com. (plg)	∅ inter. (plg)	C.P.	Vel. (m/s)	Tubería	Presión (m.c.a.)
E-132	E-38	54.28	2.152	16.25	1.183	2.39	1 1/2"	1.754	170.62	1.38	160 PSI	13.87
E-38	E-38.6	60.70	0.260	10.04	0.599	0.35	1"	1.195	170.27	0.40	160 PSI	9.69
E-38	E-26.12	416.28	1.642	50.49	1.285	11.10	1 1/2"	1.754	159.52	1.05	160 PSI	39.39
E-26.12	E-29	159.20	0.821	29.52	0.905	2.28	1 1/4"	1.532	157.25	0.69	160 PSI	27.24
E-29	E-31.4	242.67	0.470	43.30	0.738	14.35	3/4"	0.926	142.90	1.08	250 PSI	28.96
E-29	E-32	99.15	0.340	29.36	0.588	0.93	1"	1.195	156.32	0.50	160 PSI	28.43
E-32	E-33	58.97	0.367	22.52	0.575	2.21	3/4"	0.926	154.11	0.84	250 PSI	20.32
E-32	E-32.10	73.03	0.113	25.45	0.375	0.31	3/4"	0.926	156.01	0.40	250 PSI	25.14
E-32.10	E-32.11	42.52	0.212	22.44	0.435	0.58	3/4"	0.926	155.43	0.50	250 PSI	21.86
E-32.10	E-32.12	56.84	0.200	11.51	0.520	0.69	3/4"	0.926	155.32	0.50	250 PSI	10.81
E-26.12	E-24	104.11	0.566	44.12	0.663	2.51	1"	1.195	157.01	0.78	160 PSI	41.61
E-24	E-25.13	152.56	0.540	29.51	0.765	3.37	1"	1.195	153.64	0.75	160 PSI	26.14
E-24	E-22	260.85	0.330	47.08	0.644	8.02	3/4"	0.926	149.00	0.76	250 PSI	39.06

**Tabla XIII. Resumen diseño red de distribución barrio abajo**

Diseño red de distribución												
EST	PO	Long. (m)	Caudal (lt/s)	H (m)	∅ teor. (plg)	Hf (m)	∅ com. (plg)	∅ inter. (plg)	C.P.	Vel. (m/s)	Tubería	Presión (m.c.a.)
E-64	E-50	604.37	2.558	60.68	1.581	36.58	1 1/2"	1.754	231.61	1.64	160 PSI	24.10
E-50	E-44	194.07	2.558	40.56	1.360	11.75	1 1/2"	1.754	195.77	1.64	1.754	28.81
E-44	E-41	123.68	2.558	42.58	1.227	7.49	1 1/2"	1.754	159.47	1.64	1.754	35.09
E-41	E-42	97.86	0.212	18.97	0.536	0.38	1"	1.195	159.08	0.40	1.195	18.59
E-41	E-11.5	174.75	2.347	52.80	1.220	9.02	1 1/2"	1.754	150.45	1.51	1.754	43.78
E-11.5	E-17.18	477.65	0.580	50.44	0.890	12.03	1"	1.195	138.41	0.80	1.195	38.41
E-11.5	E-10	133.98	1.806	45.80	1.077	8.23	1 1/4"	1.532	142.22	1.52	1.532	37.57
E-10	E-10.6	9.73	0.516	37.65	0.405	0.67	3/4"	0.926	141.54	1.19	0.926	36.98
E-10.6	E-41.9	155.32	0.300	23.18	0.646	4.00	3/4"	0.926	137.54	0.69	0.926	19.18
E-10.6	E-39	79.11	0.497	26.62	0.662	5.19	3/4"	0.926	136.36	1.14	0.926	21.44
E-10	E-6	165.11	1.204	32.36	1.035	4.79	1 1/4"	1.532	137.43	1.01	1.532	27.57
E-6	E-0	570.58	0.580	37.43	0.982	14.38	1"	1.195	123.05	0.80	1.195	23.05
E-6	E-9.9	217.90	0.451	29.93	0.767	1.04	1 1/4"	1.532	136.40	0.40	1.532	28.90
E-9.9	E-18.2	110.13	0.200	25.36	0.506	1.34	3/4"	0.926	135.06	0.50	0.926	24.02
E-9.9	E-19.13	137.79	0.331	23.22	0.630	1.03	1"	1.195	135.37	0.50	1.195	22.19
E-19.13	E-19.15	118.86	0.300	12.13	0.698	0.88	3/4"	0.926	134.48	0.69	0.926	11.25
E-19.13	E-21.8	186.73	0.300	26.19	0.654	1.39	3/4"	0.926	133.98	0.69	0.926	24.80

### 2.2.9 Sistema de desinfección

La desinfección será a base de un dosificador de pastillas de hipoclorito de calcio, el cual es un proceso que tiene como objeto garantizar la potabilidad del agua asegurando la ausencia de microorganismos patógenos.

Con base a los resultados obtenidos por el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII), se determinó que el agua requiere de tratamiento para su consumo. Para la desinfección se deberá aplicar la sustancia química hipoclorito de calcio, utilizando un dosificador de pastillas, éste dispositivo disolverá las pastillas de hipoclorito de calcio por el flujo de agua entrante al hipoclorador y luego al tanque de distribución, siendo la cloración controlada del agua por este flujo.

## **2.2.10 Obras de arte**

### **2.2.10.1 Caja reunidora de caudal**

Se construirá una caja reunidora de caudal típica de 1m<sup>3</sup> de concreto reforzado, la cual tendrá como función principal recolectar el agua proveniente de la captación, la cual será ubicada en la estación E-117 (ver plano 11/14).

### **2.2.10.2 Caja rompe presión (C.R.P.)**

Será colocada en aquellos puntos donde es mayor la presión de trabajo de la tubería. En el presente diseño se colocaron un total de 3 C.R.P. sobre la línea de conducción y 2 C.R.P. + V.F., sobre la línea de distribución que va hacia barrio abajo, en estas últimas se deberá de colocar válvulas de flote para evitar el rebalse del agua (ver plano 13/14).

La ubicación en la estación (E- ) de las cajas rompe presión en el sistema será el siguiente:

- Línea de conducción:  
C.R.P. = E-92, E-75 Y E-123
- Línea de distribución (barrio abajo):  
C.R.P. + V.F. = E-50 Y E-44

### **2.2.10.3 Caja distribuidora de caudal (C.D.C)**

Esta caja será utilizada para distribuir el agua a cada barrio (barrio arriba y barrio abajo) de esta aldea en estudio, en proporción al número de viviendas. Esta se colocará en la estación E-66 (ver plano 12/14).

#### **2.2.10.4 Válvula de limpieza**

Las válvulas de limpieza se colocan para permitir la descarga de sedimentos acumulados. Se instalan en los puntos bajos de la línea de conducción, utilizando el siguiente criterio: con diámetros de tubería menores a 2" se colocará una válvula de igual diámetro al de la tubería y en líneas con diámetro mayor de 2" la válvula será de 2". Se colocaran en las estaciones: E-83 y E-128 (ver plano 14/14).

#### **2.2.10.5 Válvula de aire**

Esta válvula tiene la función de permitir el escape de aire que se acumula en las tuberías, se colocan en los puntos altos. En este proyecto no fue necesario su utilización.

#### **2.2.10.6 Válvula de compuerta (V.C.)**

Las válvulas de compuerta tienen la función de abrir o cerrar el paso del agua (ver plano 14/14).

#### **2.2.10.7 Pasos aéreos o de zanjón**

Estos se colocarán en lugares donde existan zanjones o riachuelos. Son estructuras con columnas cortas y tubería HG; se trabajarán en este proyecto paso de zanjón tipo "A" de 4 metros máximo, tipo "B" de 6 metros y tipo "C" de 12 metros de longitud (ver plano 11/14).

### **2.2.11 Planos del proyecto**

Los planos correspondientes al proyecto “Sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea San Isidro, municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz”, siendo estos los siguientes:

1. Planta densidad de vivienda + curvas de nivel
2. Planta – perfil línea de conducción 1/3
3. Planta – perfil línea de conducción 2/3
4. Planta – perfil línea de conducción 3/3
5. Red de distribución + curvas de presión barrio arriba
6. Perfiles 1/1 red de distribución barrio arriba
7. Red de distribución + curvas de presión barrio abajo
8. Perfiles 1/2 red de distribución barrio abajo
9. Perfiles 2/2 red de distribución barrio abajo
10. Tanque de distribución 25m<sup>3</sup>
11. Captación típica galería de infiltración & detalles de pasos aéreos tipo A, B y C
12. Detalle caja distribuidora de caudales (C.D.C.) + detalle instalación de tubería
13. Detalle de caja rompe presión (C.R.P.) & caja rompe presión + válvula de flote (C.R.P. + V.F.)
14. Detalle de válvula de compuerta (V.C.) & válvula de limpieza

### **2.2.12 Presupuesto del proyecto**

Para elaborar el presupuesto se realizó una cuantificación y cotización de materiales según planos finales. Los precios de mano de obra y materiales fueron basados en precios o salarios de trabajo y cotizaciones respectivamente,

esta última realizada en el municipio de San Jerónimo y la mano de obra según los salarios que la Municipalidad asigna para estos casos.

El costo total del proyecto asciende a la cantidad de **SETECIENTOS CINCUENTA Y SIETE MIL TRESCIENTOS SESENTA Y CUATRO CON CINCUENTA Y DOS CENTAVOS. (Q. 757,364.52)**

**Tabla XIV. Presupuesto para la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable**

**Proyecto:** Sistema de abastecimiento de agua potable  
**Aldea:** San Isidro  
**Municipio:** San Jerónimo  
**Departamento:** Baja Verapaz

**PRESUPUESTO**

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	SUB-TOTAL	TOTAL DE RENGLÓN
1	TRAZO Y NIVELACIÓN	1.00	global	Q 22,000.00	Q 22,000.00	
2	LÍNEA DE CONDUCCIÓN					
2.1	TUBO Ø 2" PVC 160PSI	157.00	unidad	Q 443.06	Q 69,559.91	
2.2	TUBO Ø 1 1/2" PVC 160PSI	83.00	unidad	Q 366.93	Q 30,455.55	
2.3	TUBO Ø 1 1/4" PVC 160PSI	316.00	unidad	Q 244.70	Q 77,324.98	
3	RED DE DISTRIBUCIÓN					
3.1	TUBO Ø 1 1/2" PVC 160PSI	263.00	unidad	Q 365.05	Q 96,007.05	
3.2	TUBO Ø 1 1/4" PVC 160PSI	115.00	unidad	Q 415.94	Q 47,832.58	
3.3	TUBO Ø 1" PVC 160PSI	286.00	unidad	Q 204.79	Q 58,570.17	
3.4	TUBO Ø 3/4" PVC 250PSI	237.00	unidad	Q 256.94	Q 60,895.48	
4	CAJA REUNIDORA DE CAUDAL	1.00	unidad	Q 3,372.09	Q 3,372.09	
5	CAJA ROMPE PRESIÓN	3.00	unidad	Q 3,365.09	Q 10,095.27	
6	CAJA ROMPE PRESIÓN + V.F.	2.00	unidad	Q 3,425.09	Q 6,850.18	
7	CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDALES	1.00	unidad	Q 4,041.30	Q 4,041.30	
8	CAJA VALVULA DE LIMPIEZA	2.00	unidad	Q 2,357.29	Q 4,714.59	
9	CAJA VALVULA DE COMPUERTA	5.00	unidad	Q 2,035.41	Q 10,177.06	
10	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN	1.00	unidad	Q 43,706.53	Q 43,706.53	
11	PASOS AÉREOS TIPO	8.00	unidad	Q 45,187.86	Q 45,187.86	
12	FLETES	1.00	global	Q 30,000.00	Q 30,000.00	
<b>TOTAL COSTO DIRECTO</b>						Q 620,790.59
<b>TOTAL COSTO INDIRECTO</b>						Q 136,573.93
<b>COSTO TOTAL</b>						<b>Q 757,364.52</b>
US \$ 1.00 = Q 8.10 Marzo 2,010						<b>\$93,501.79</b>

**TOTAL EN LETRAS:**

**SETECIENTOS CINCUENTA Y SIETE MIL TRESCIENTOS SESENTA Y CUATRO CON CINCUENTA Y DOS CENTAVOS.**



## CONCLUSIONES

1. La construcción del puente vehicular colabora con el desarrollo socio-económico de las comunidades y poblaciones cercanas a ésta, el costo al que asciende el proyecto es de Q. 1,562,528.07.
2. El puente vehicular dará beneficio a más de 1,500 habitantes que circulan por esta carretera y el paso de peatones que en época de invierno transportan sus productos agrícolas y pecuarios.
3. Para la construcción del puente vehicular se determinó la utilización de concreto reforzado para la superestructura y pila central. Y de concreto ciclópeo para los estribos en la subestructura, este último de concreto ciclópeo por su fácil obtención en el área.
4. La realización del proyecto de abastecimiento de agua potable en la aldea San Isidro, beneficiará a una población de 2,300 habitantes, al elevar la calidad de vida, con agua potable de manera regular y evitar con ello problemas por el uso de fuentes inadecuadas, el costo al que asciende el proyecto es de Q. 757,364.52.
5. El proyecto del sistema de abastecimiento de agua potable fue diseñado por gravedad debido a la topografía del lugar, siendo esto beneficioso para la comunidad, reduciendo el costo de mantenimiento del sistema.



## RECOMENDACIONES

### **A la municipalidad de San Jerónimo, Baja Verapaz**

1. Proporcionar el mantenimiento necesario a los proyectos, para que la estructura y el sistema funcione en óptimas condiciones durante todo su período de diseño.
2. Garantizar la supervisión técnica y el debido control de calidad de los materiales, para que las obras llenen su cometido.
3. Previo a la construcción del puente, deberá realizarse un estudio de suelos en el lugar donde se cimentará cada estribo y pila, preferiblemente a través del ensayo de penetración dinámica (SPT), para garantizar que el dimensionamiento de la subestructura sea la correcta.
4. En el sistema de agua potable, será indispensable asegurar que el agua sea apta para el consumo humano y que no sea dañina para la salud, es por ello que se deberá implementar la desinfección propuesta.
5. En el sistema de abastecimiento de agua potable, se deberán proteger, principalmente, la captación y el tanque de distribución, a través de muros perimetrales, para garantizar la seguridad de los mismos.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Nilson, Arthur H., *Diseño de estructuras de concreto*. 12a. ed. Colombia: McGraw Hill, Marzo 2004.
2. Crespo Villaláz, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 4a ed. México: Limusa, 1999, 639 pp.
3. Reglamento para la construcción de concreto estructural y comentarios con ejemplos de diseño. ACI 318-02 Instituto Americano del Concreto.
4. American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). Standard Specifications for Highway and Bridges; 16a. ed. Washington, 1996.
5. López Cuc, Luis Fernando. *Diseño de puente vehicular para la Comunidad Río Grande, Los Llanos, municipio de Joyabaj, Quiché*. Tesis de Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 2008.
6. Normas generales para el diseño de abastecimiento de agua potable, Instituto de Fomento Municipal (INFOM). Guatemala 2001.
7. Aguilar Ruiz, Pedro. *Apuntes sobre el curso de ingeniería sanitaria 1*. Tesis de Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de ingeniería, 2007.



## **ANEXOS**





# ANEXO 1

## Informe de ensayo de compresión triaxial



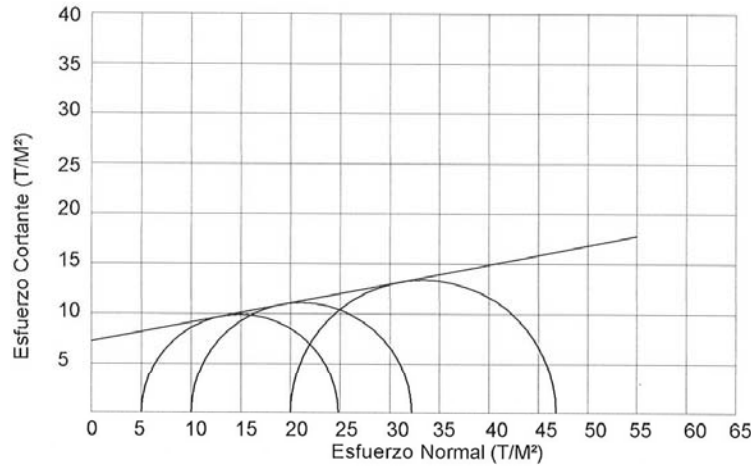
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 008934

### ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 242 S.S. O.T.: 26,254  
 INTERESADO: Martho Rutilio Luna Velasquez, carne 2005-12149.  
 PROYECTO: EPS, Diseño de 2 Puentes Vehicular, sobre el río San Jeronimo.  
 UBICACIÓN: San Jeronimo, Dep. Baja Verapaz. Fecha: 29 de Octubre de 2009.  
 pozo: 1 Profundidad: 2.70 m. Muestra: 1



#### PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA :  $\phi = 10.91^\circ$  COHESIÓN:  $C_u = 7.20 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla arenosa, color gris.  
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado. (dentro de cementerio)

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	19.81	22.19	26.78
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	1.5	3.0	4.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.47	1.47	1.47
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.91	1.91	1.91
HUMEDAD (%H)	29.95	29.95	29.95

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos





## ANEXO 2

### Exámen bacteriológico



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



Nº 004322

O.T. No. 26 434		EXAMEN BACTERIOLOGICO		INF. No.A-306 529
INTERESADO	<u>MARTHO RUTILIO LUNA VELÁSQUEZ</u> <small>(Carné 200512149)</small>	PROYECTO:	<u>EPS " Sistema de abastecimiento de agua potable Aldea San Isidro San Jerónimo, Baja Verapaz"</u>	
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA-USAC</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Aldea San Isidro</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2009-11-20; 11 h 00 min.</u>	
FUENTE:	<u>Chorro escuela</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2009-11-20; 16 h 20 Min</u>	
MUNICIPIO:	<u>San Jerónimo</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>	
DEPARTAMENTO:	<u>Baja Verapaz</u>	SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN <u>Lig. cantidad</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	OLOR:	<u>Inodora</u>	COLOR RESIDUAL <u>--- --</u>
<b>INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)</b>				
		PRUEBA CONFIRMATIVA		
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	FORMACION DE GAS		
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS – 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C	
10,00 cm <sup>3</sup>	+++++	+++++	+++++	
01,00 cm <sup>3</sup>	+ + - -	++	+ -	
00,10 cm <sup>3</sup>	+ - - -	+	-	
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm <sup>3</sup>		70	30	
TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21 <sup>TH</sup> NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.				
OBSERVACIONES: <u>Bacteriológicamente el agua NO ES POTABLE, según NORMA COGUANOR NGO 29 001.</u>				
Guatemala, 2009 -11-24				
Vo.Bo. <input checked="" type="checkbox"/>	Inga. Telma Maricela Cano Morales <b>DIRECTORA CII/USAC</b>		 Zengul Mucich Santos Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio	

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



### ANEXO 3

## Exámen físico-químico sanitario



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



Nº 004321

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO				INF. No. 23 911	
O.T. No. 26 434		INTERESADO: <u>MARTHO RUTILIO LUNA VELÁSQUEZ (CARNÉ No. 200512149)</u>		PROYECTO: <u>EPS "Sistema de abastecimiento de agua potable en la Aldea San Isidro San Jerónimo Baja Verapaz"</u>	
RECOLECTADA POR: <u>Interesado</u>		DEPENDENCIA: <u>USAC-FACULTAD DE INGENIERÍA</u>		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2009-11-20; 11 h 00 min.</u>	
LUGAR DE RECOLECCIÓN: <u>Aldea San Isidro</u>		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.: <u>2009-11-20; 16 h 20 min.</u>		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: <u>Sin refrigeración</u>	
FUENTE: <u>Chorro escuela</u>		MUNICIPIO: <u>San Jerónimo</u>		DEPARTAMENTO: <u>Baja Verapaz</u>	
RESULTADOS					
1. ASPECTO: <u>Claro</u>		4. OLOR: <u>Inodora</u>		7. TEMPERATURA: <u>- ° C</u> (En el momento de recolección)	
2. COLOR: <u>07,00 Unidades</u>		5. SABOR: <u>-----</u>		8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA <u>24,00 µmhos/cm</u>	
3. TURBIEDAD: <u>02,80 UNT</u>		6.potencial de Hidrógeno (pH): <u>07,90 unidades</u>			
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH <sub>3</sub> )	00,22	6. CLORUROS (Cl <sup>-</sup> )	03,00	11. SOLIDOS TOTALES	21,00
2. NITRITOS (NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> )	00,00	7. FLUORUROS ( F <sup>-</sup> )	00,13	12. SOLIDOS VOLÁTILES	05,00
3. NITRATOS (NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> )	02,86	8. SULFATOS (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	01,00	13. SOLIDOS FIJOS	16,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,04	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	04,00
5. MANGANESO (Mn)	00,001	10. DUREZA TOTAL	10,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	13,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	16,00	16,00		

OTRAS DETERMINACIONES \_\_\_\_\_

**OBSERVACIONES:** Desde el punto de vista físico químico sanitario: El agua es BLANDA. COLOR en Límites Máximo Permisibles. Las demás determinaciones se encuentran dentro de los Límites Máximos Aceptables de normalidad Según norma COGUANOR NGO 29 001.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. W.E.F. 21<sup>TH</sup> EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 ( SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 ( AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-11-24

X  
Vo.Bo.

Inga. Telma Marcela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC



*[Signature]*  
Zepherino Muñoz Santos  
Ing. Químico Col. No. 420  
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria  
Jefe Técnico Laboratorio



FACULTAD DE INGENIERIA -USAC  
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12  
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993  
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



## **APÉNDICE**

### **APÉNDICE 1**

#### **Planos del puente vehicular Los Mangales**

1. Plano de curvas de nivel
2. Plano de ubicación de puente sobre río
3. Plano de geometría de superestructura
4. Plano de armado de superestructura
5. Plano de armado de subestructura

### **APÉNDICE 2**

#### **Planos del puente vehicular El Hornito**

1. Plano de curvas de nivel
2. Plano de ubicación de puente sobre río
3. Plano de geometría de superestructura
4. Plano de armado de superestructura
5. Plano de armado de subestructura

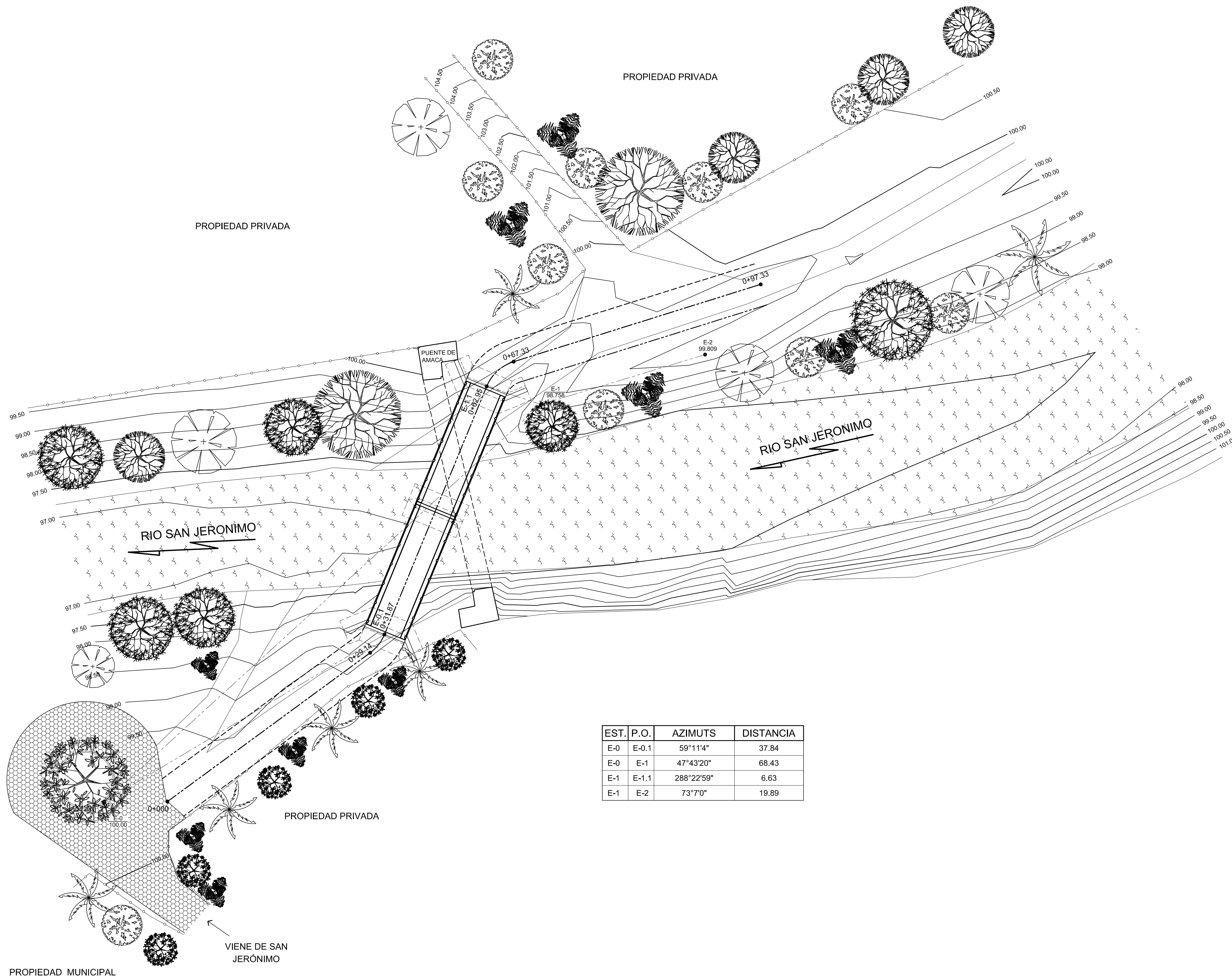
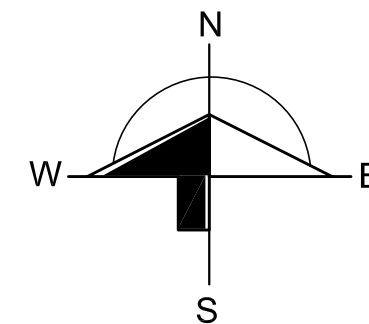
### **APÉNDICE 3**

#### **Planos del sistema de abastecimiento de agua potable**

1. Planta densidad de vivienda + curvas de nivel
2. Planta – perfil línea de conducción 1/3
3. Planta – perfil línea de conducción 2/3
4. Planta – perfil línea de conducción 3/3
5. Red de distribución + curvas de presión barrio arriba
6. Perfiles 1/1 red de distribución barrio arriba

7. Red de distribución + curvas de presión barrio abajo
8. Perfiles 1/2 red de distribución barrio abajo
9. Perfiles 2/2 red de distribución barrio abajo
10. Tanque de distribución 25 m<sup>3</sup>
11. Captación típica galería de infiltración & detalles de pasos aéreos tipo A, B y C.
12. Detalle caja distribuidora de caudales (C.D.C.) + detalle instalación de tubería.
13. Detalle de caja rompe presión (C.R.P.) & caja rompe presión + válvula de flote (C.R.P. + V.F.)
14. Detalle de válvula de compuerta (V.C.) & válvula de limpieza



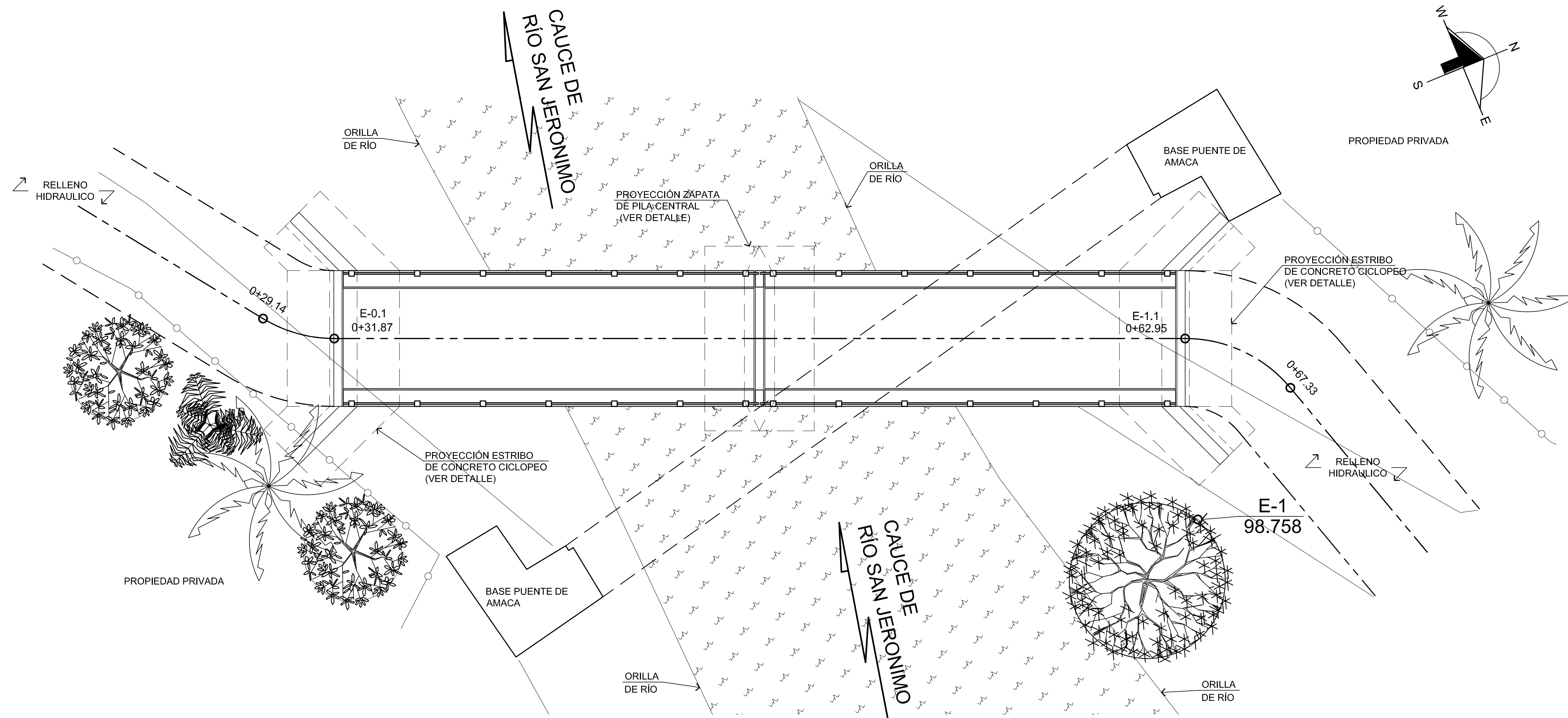


**PLANTA CURVAS DE NIVEL**

PLANTA DE CONJUNTO

ESCALA 1 : 250

	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	E.P.S.	
DISEÑO: MARTHO LUNA V.	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR LOS MANGALES	
DIBUJO: MARTHO LUNA V.	UBICACIÓN: CASERIO LOS MANGALES SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	
REVISÓ: ING. JUAN MERCK	FRANQUEO: CURVAS DE NIVEL	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR/SUPERVISOR E.P.S.	HOJA No.: 01 / 05	FECHA: FEBRERO 2.010 ESCALA: INDICADA No. PROYECTO:



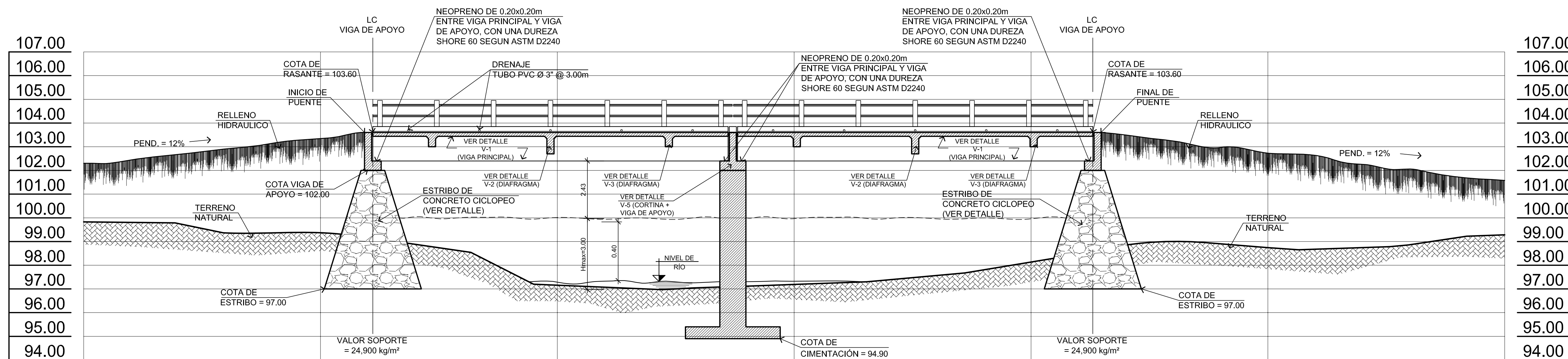
**PLANTA**

UBICACIÓN DE PUENTE SOBRE RÍO

ESCALA 1 : 100

**ESPECIFICACIONES:**

- 1.- DISEÑO: "STANDAR SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGES" DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (A.A.S.H.T.O.) SIXTEENTH EDITION 1996.-
- 2.- CARGA VIVA:  
HS 15-44 (A.A.S.H.T.O.) SIXTEENTH EDITION 1996.- (12,000 LIBRAS EJE MAS PESADO)
- MATERIALES:
- 3.- CONCRETOS: (SECCION 504 Y 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.)-  
3.1) CONCRETO CLASE 3,000.- SE USARA CONCRETO CLASE 3,000 CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm<sup>2</sup> (3000 lb/plg<sup>2</sup>) A LOS 28 DIAS.-
- 4.- ACERO DE REFUERZO: (SECCION 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.) SE USARA ACERO DE REFUERZO DE GRADO 40 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.T.O., SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA.
- 5.- EL CONCRETO CICLOPEO PARA LOS ESTRIBOS SERA 67% PIEDRA BOLA, 33% CONCRETO  $f_c = 210$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- VARIAS:
- 6.- SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA SE USARA EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO PARA LA LOSA 5cm EN LA SUPERFICIE DE RODADURA 2.5cm EN LOS DEMAS CASOS; PARA LAS VIGAS 5cm, Y PARA LAS ZAPATAS 8cm. EL RECUBRIMIENTO SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.-
- 7.- LAS FORMALETAS Y EL ACABADO DE CONCRETO SE HARAN SEGUN LA SECCION 505 DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA D.G.C.-
- 8.- LOS GANCHOS SE DOBLARAN SEGUN LAS ESPECIFICACION 509 DE LA D.G.C.
- 9.- LOS TRASLAPES (SECCION 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.) SERAN DE 24 DIAMETROS EN CASO DE VIGAS QUE TENGAN MAS DE 30cm DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS, EN CUYO CASO DEBERAN USARSE 35 DIAMETROS O LO QUE SE INDIQUE EN LOS PLANOS.-
- 10.- LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA.-
- 11.- VALOR DE SOPORTE 24,900 kg/m<sup>2</sup> OBTENIDO A TRAVES DE UN ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL.-
- 12.- SE USARAN JUNTAS DE CONSTRUCCION SOLO DONDE LO INDIQUEN LOS PLANOS.-
- 13.- NO SE PERMITIRA LA DESTRUCCION DE LOS BANCOS NATURALES.-
- 14.- TODAS LAS ARISTAS EN GAVIONES DEBERAN SER BISELADAS 2cm A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA.-
- 15.- MODIFICACIONES: PREVIO A LA CONSTRUCCION DEL PUENTE, VERIFICAR EL VALOR SOPORTE DE SUELO, PREFERIBLEMENTE A TRAVES DE UN ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA (SPT)-

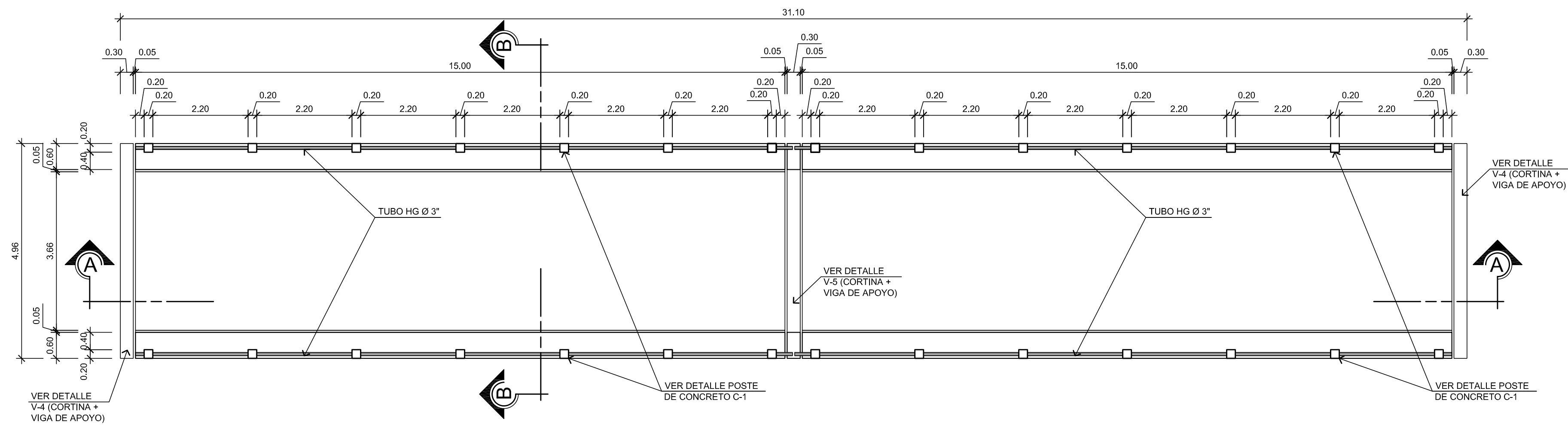


**PERFIL RESPECTO A LA LINEA CENTRAL**

UBICACIÓN DE PUENTE SOBRE RÍO

ESCALA 1 : 100

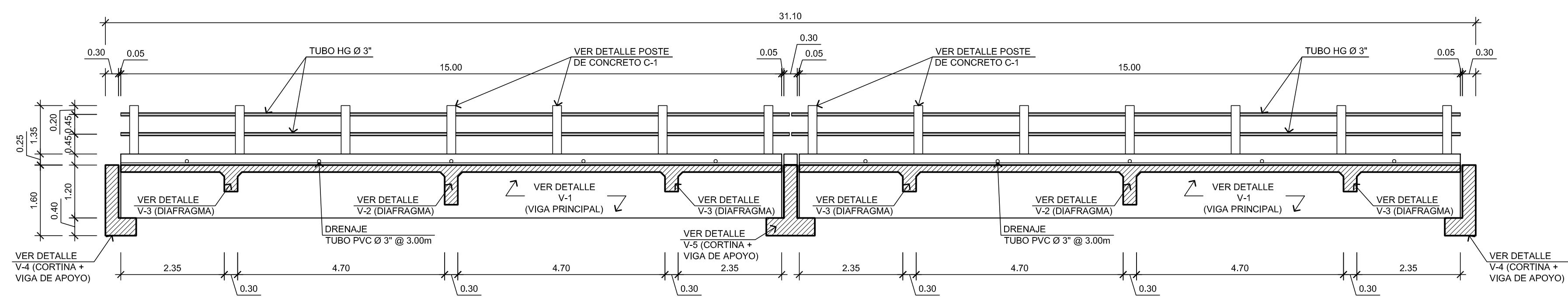
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
DISEÑO: MARTHO LUNA V.		PUENTE VEHICULAR LOS MANGALES	
DIBUJO: MARTHO LUNA V.		UBICACIÓN: CASERIO LOS MANGALES SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	
REVISÓ: ING. JUAN MERCK		UBICACIÓN DE PUENTE SOBRE RÍO	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.		FECHA: FEBRERO 2010	
ESCALA: INDICADA		HOJA No.: 02	
No. PROYECTO: 05		Vo.Bo.	



**PLANTA**

GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA

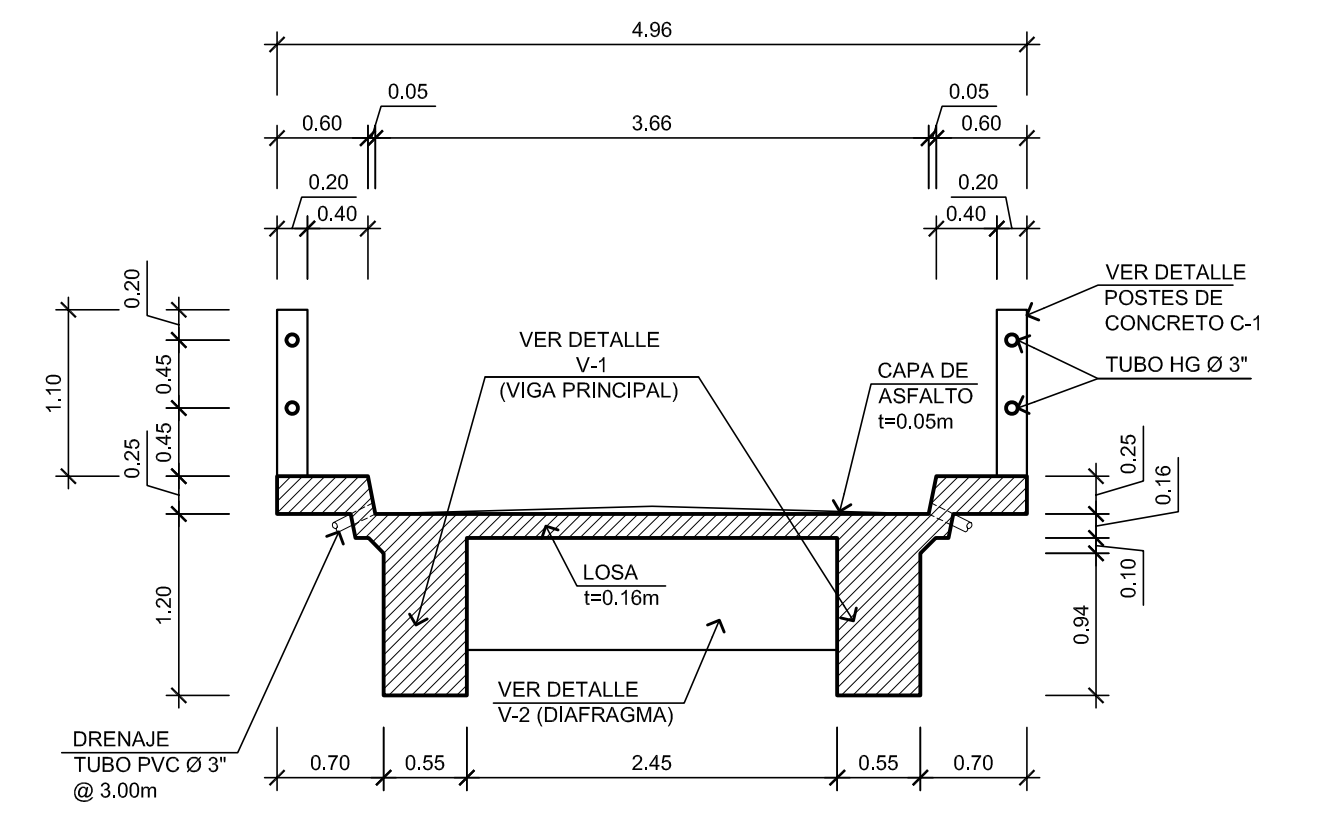
ESCALA 1 : 75



**SECCIÓN A - A**

GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA

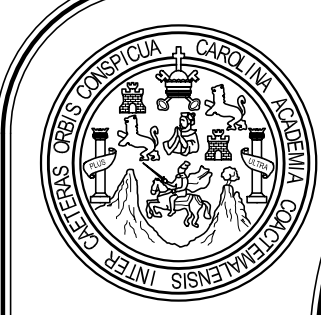
ESCALA 1 : 75



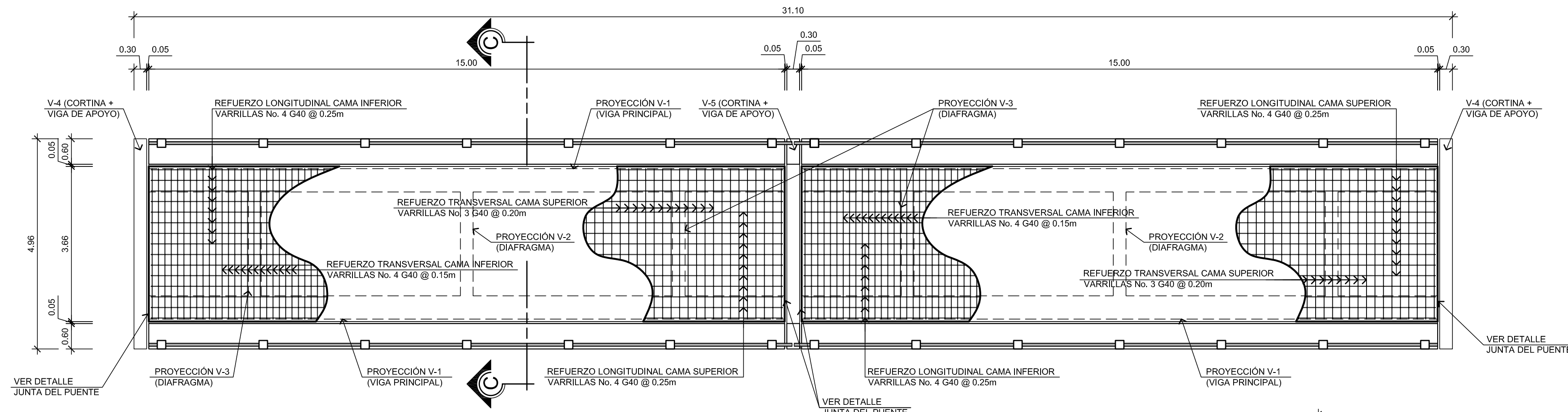
**SECCIÓN B - B**

GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 50

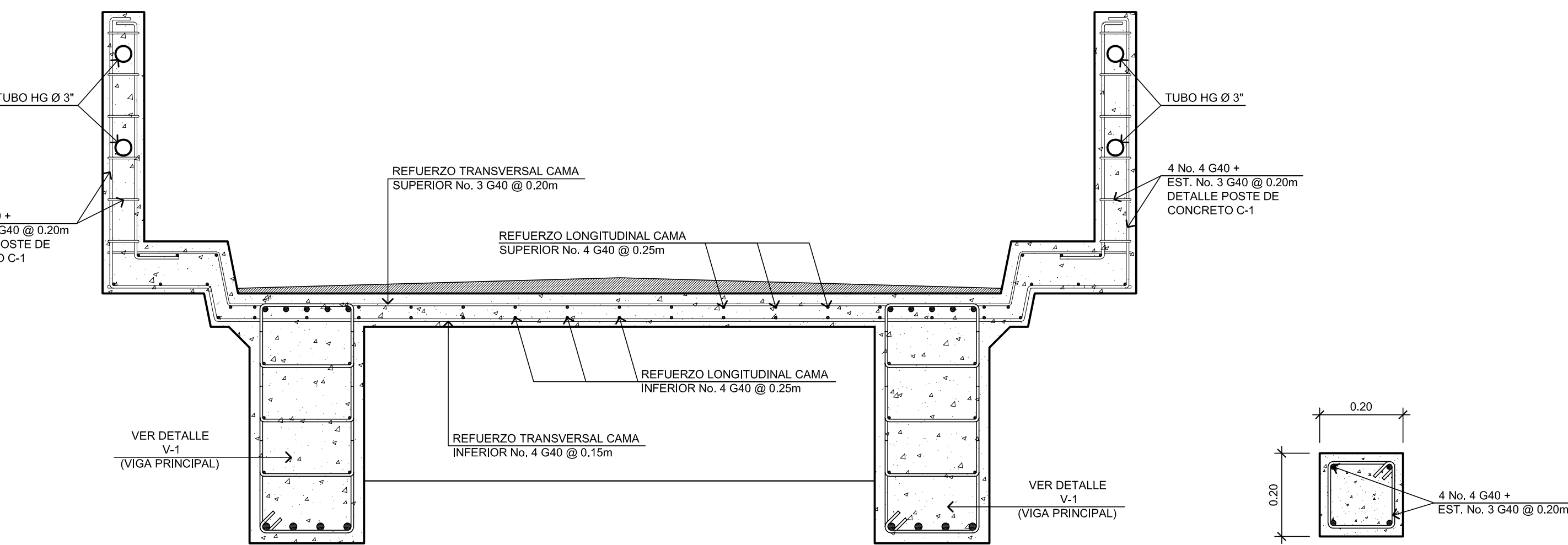
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <b>E.P.S.</b>	
DISEÑO: MARTHO LUNA V.		PUENTE VEHICULAR LOS MANGALES	
DIBUJO: MARTHO LUNA V.		UBICACIÓN: CASERIO LOS MANGALES SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	
REVISÓ: ING. JUAN MERCK		PROYECTO: GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.		FECHA: FEBRERO 2.015	
No. PROYECTO:		ESCALA: INDICADA	
No. HOJA:		No. PROYECTO:	





**PLANTA ARMADO DE LOSA**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 75



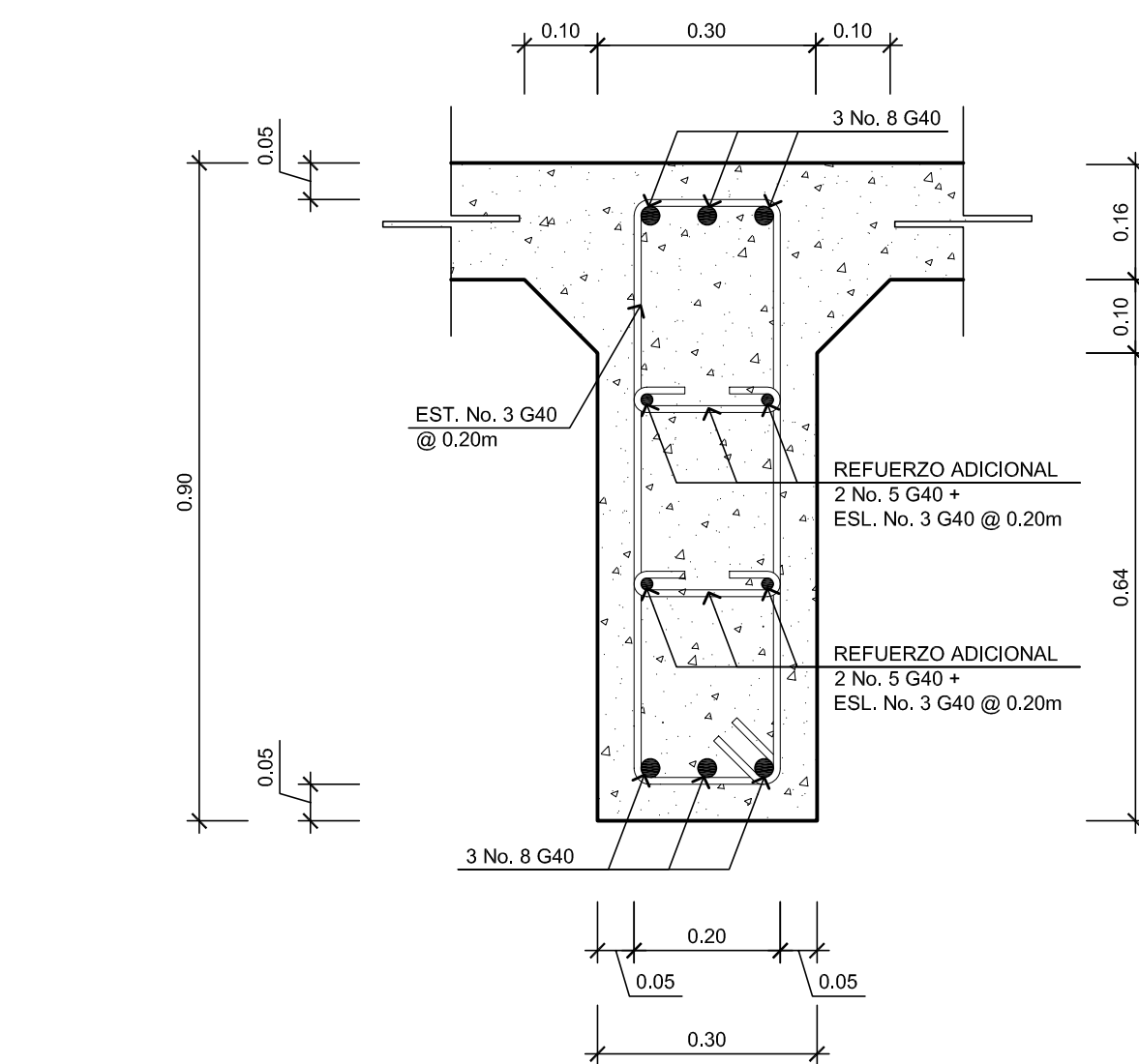
**SECCIÓN C - C**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 20



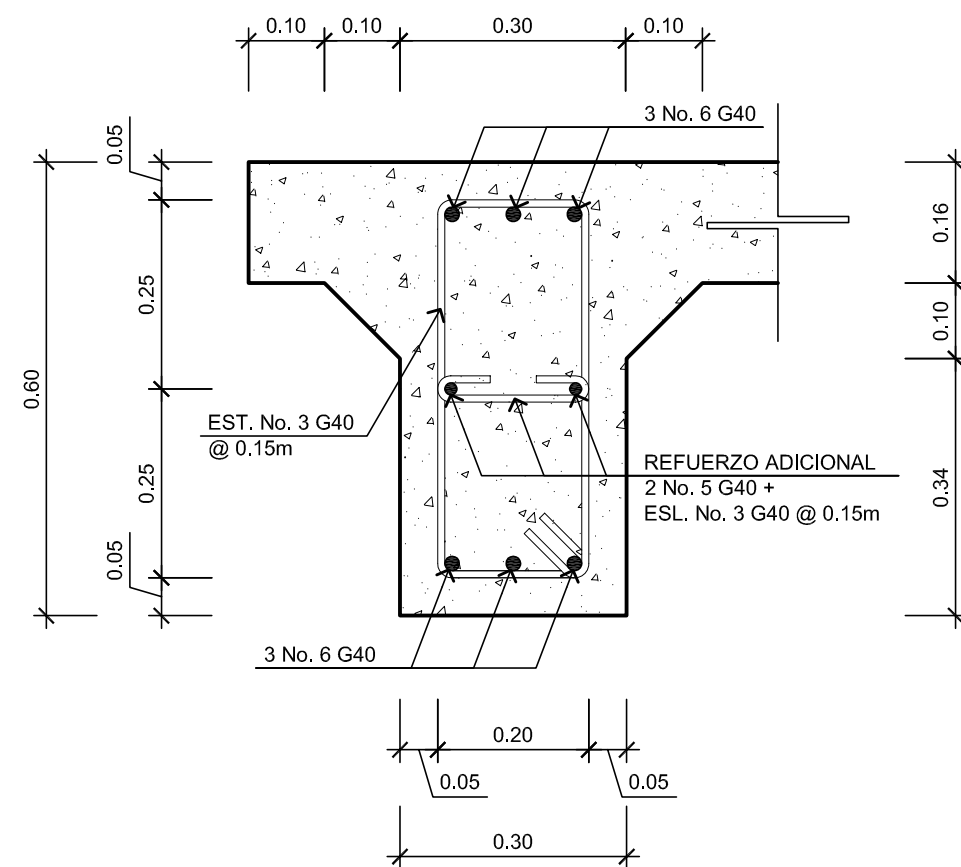
**DETALLE POSTE DE CONCRETO C-1**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10



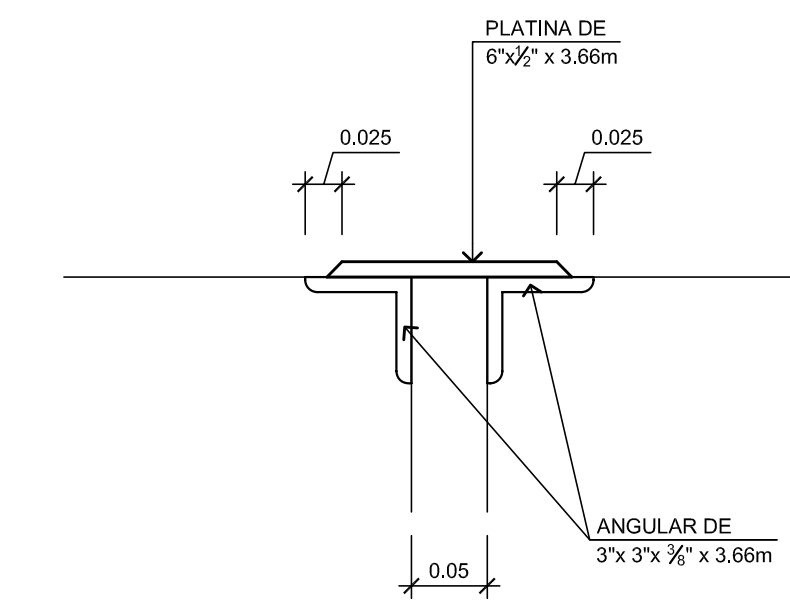
**DETALLE V-2 (DIAFRAGMA INTERNO)**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10



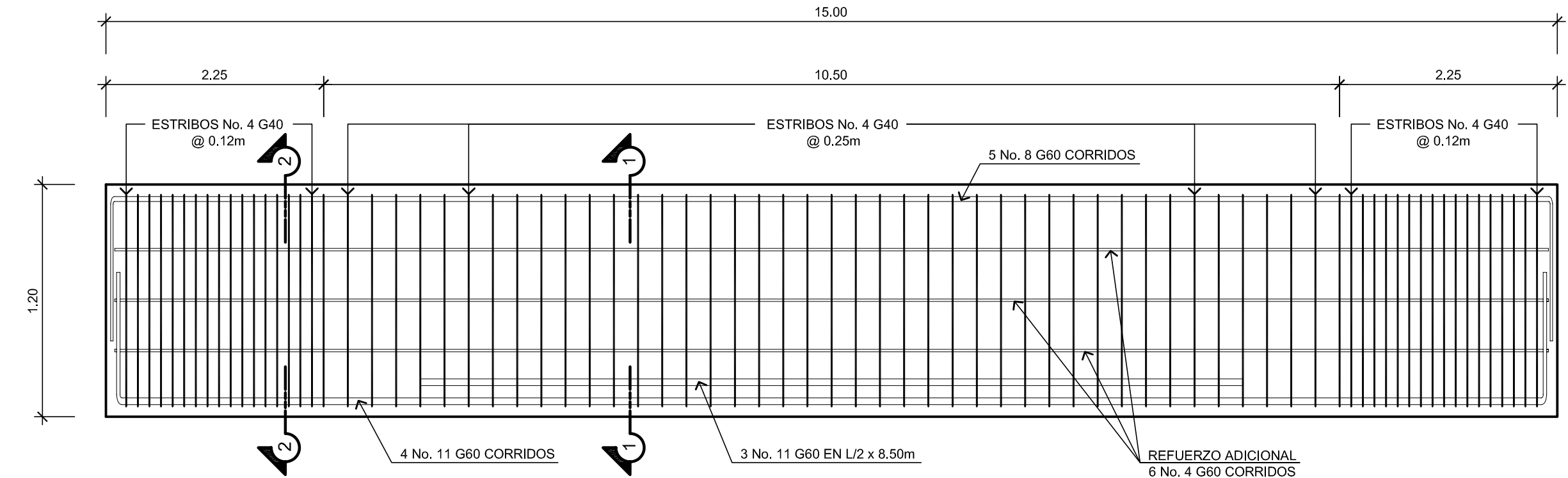
**DETALLE V-3 (DIAFRAGMA EXTERNO)**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10



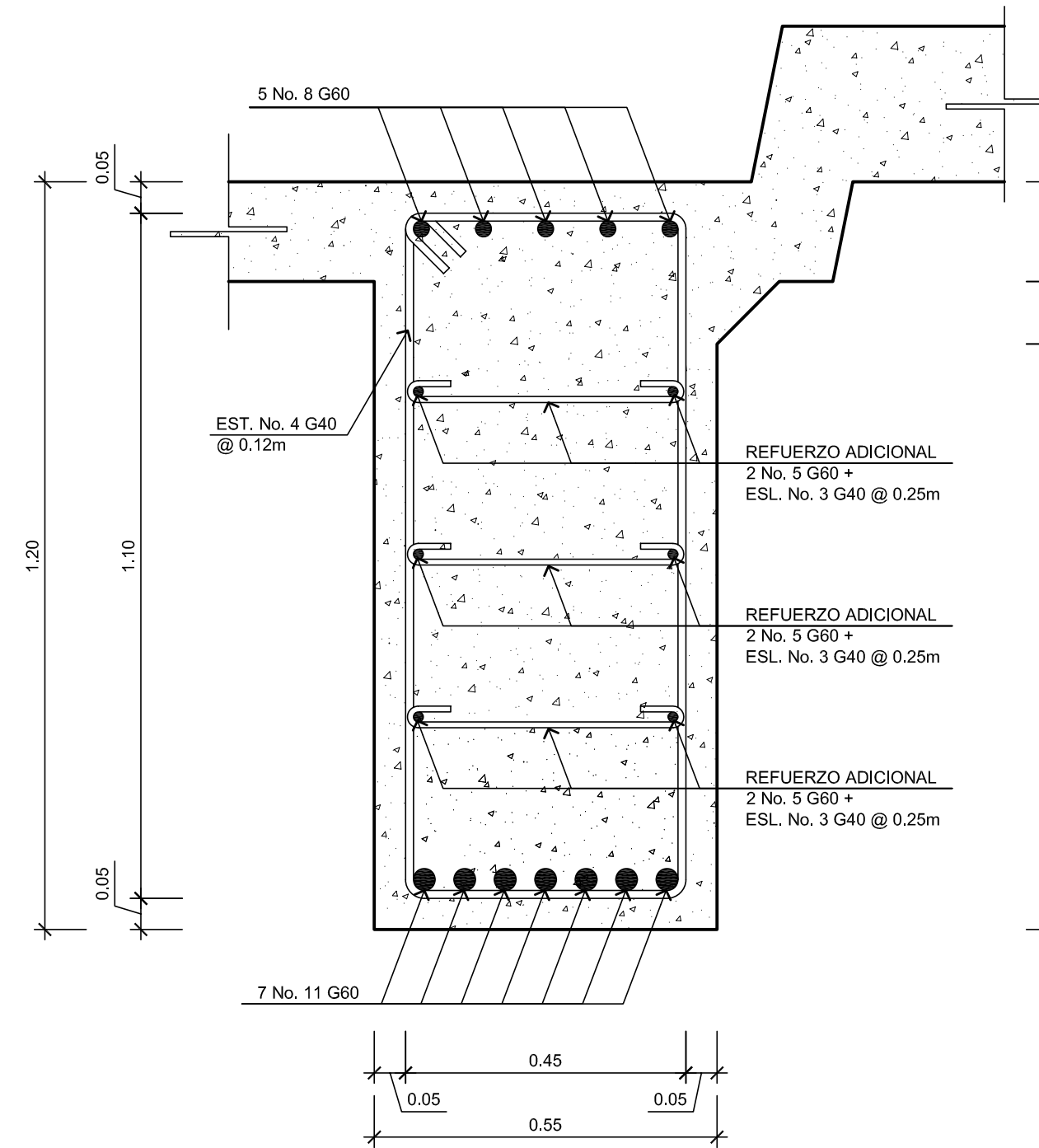
**DETALLE JUNTA DEL PUENTE**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 5



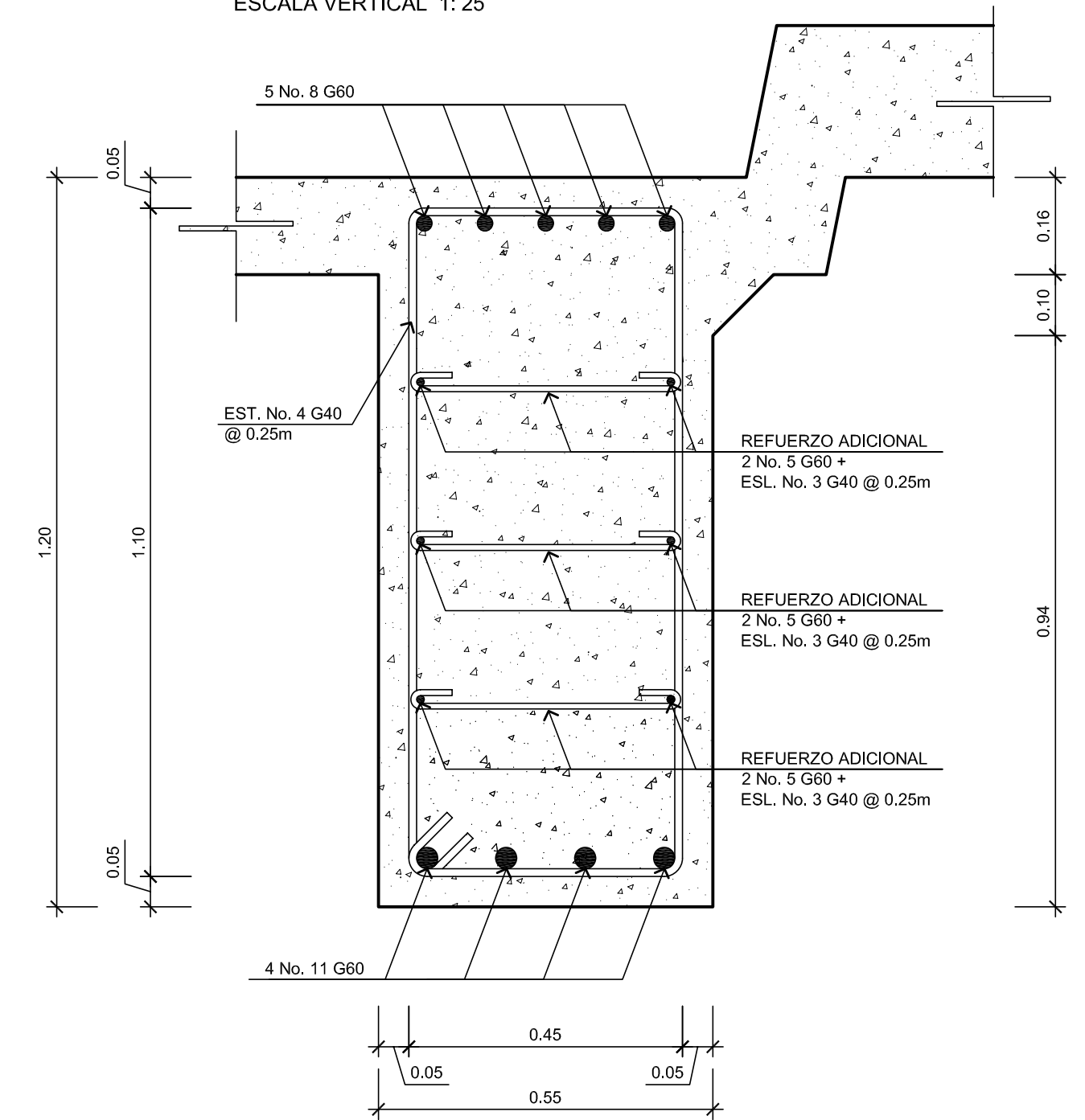
**DETALLE DE VIGA V-1 (VIGA PRINCIPAL)**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA HORIZONTAL 1 : 50  
ESCALA VERTICAL 1 : 25



**SECCIÓN 1 - 1**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10



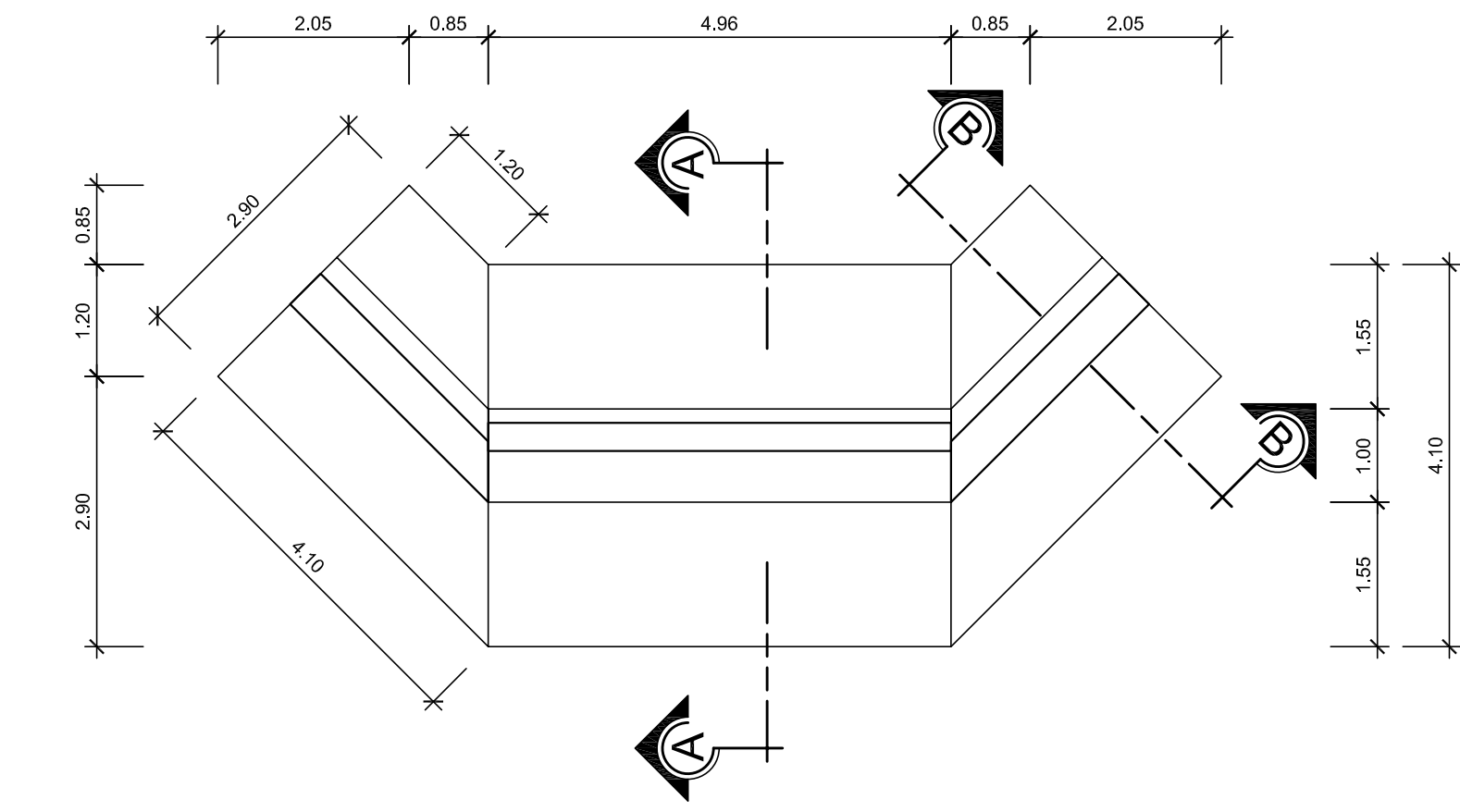
**SECCIÓN 2 - 2**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10

**PARAMETROS DE DISEÑO:**

- $f_c$  = 210 Kg/cm<sup>2</sup>
- $F_y$  = 2,810 Kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 40)
- $F_y$  = 4,200 Kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 60) VIGAS PRINCIPALES

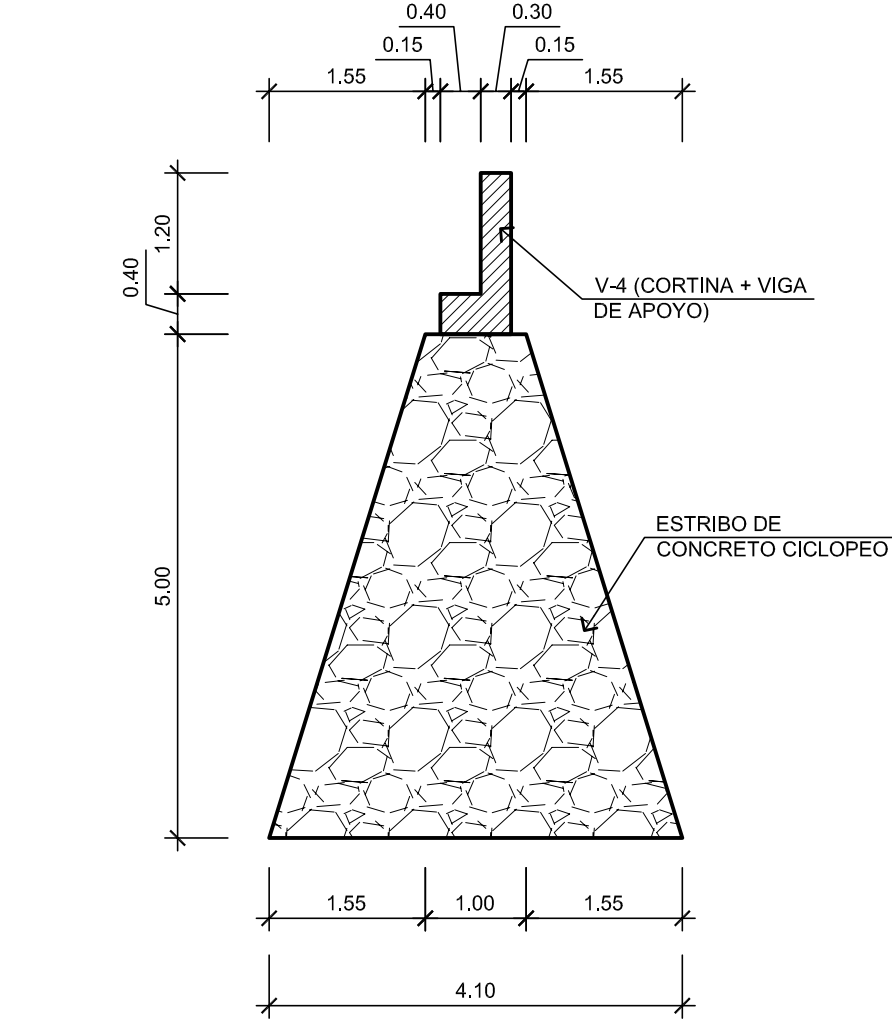
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
DISEÑO: MARTHO LUNA V.		PUENTE VEHICULAR LOS MANGALES	
DIBUJO: MARTHO LUNA V.		UBICACIÓN: CASERIO LOS MANGALES SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	
REVISÓ: ING. JUAN MERCK		INGENIERO EN CARGO: ARMADO DE SUPERESTRUCTURA	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.		No. PROYECTO:	
No. HOJA: 04		FECHA: FEBRERO 2010	
No. PROYECTO: 05		ESCALA: INDICADA	



**PLANTA ESTRIBO**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

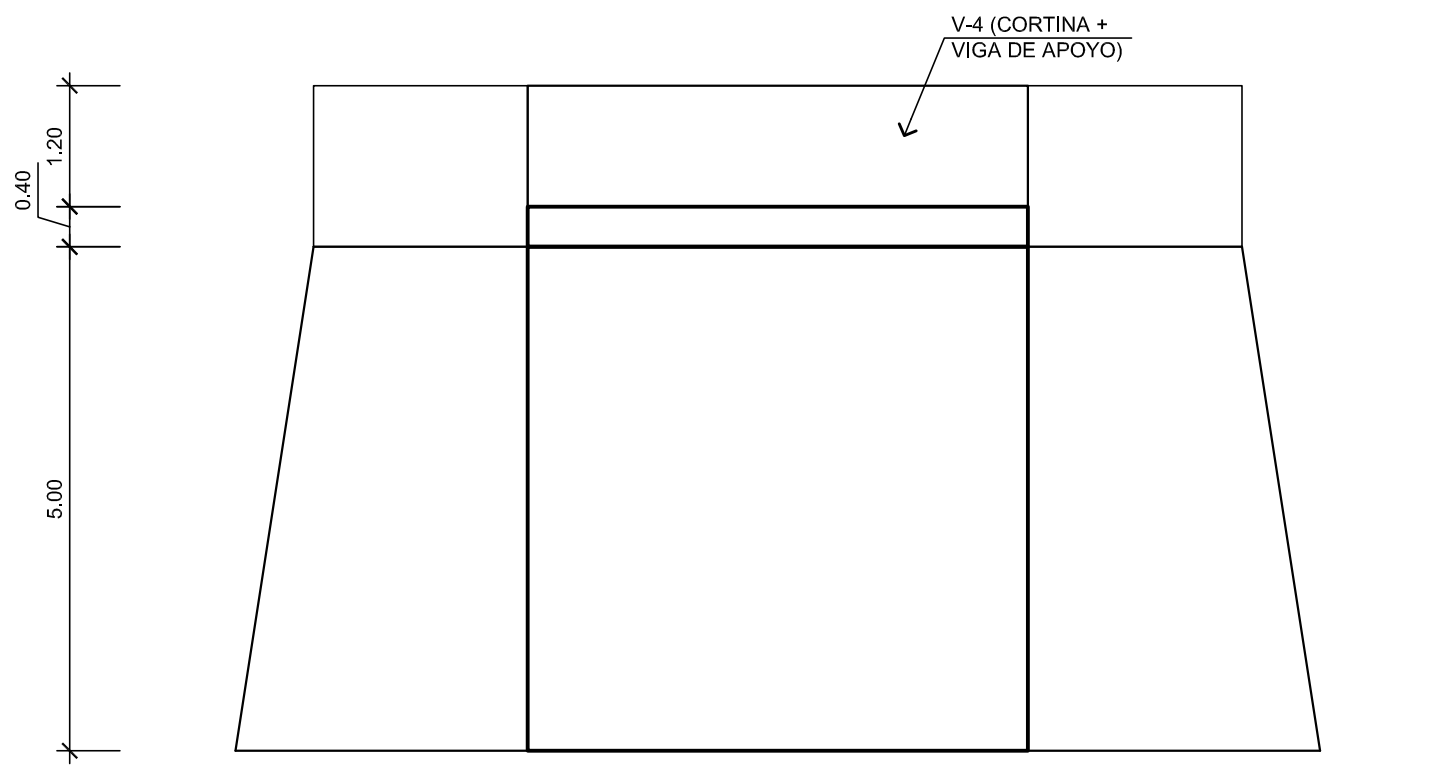
ESCALA 1 : 75



**SECCIÓN A - A**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

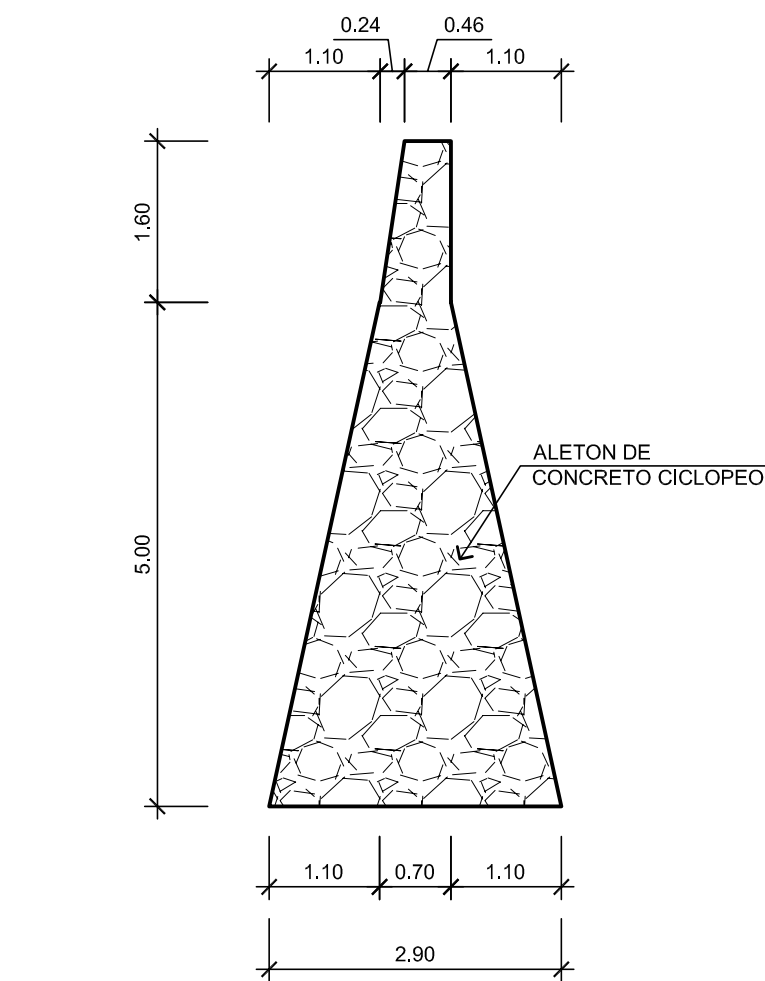
ESCALA 1 : 75



**ELEVACIÓN ESTRIBO**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

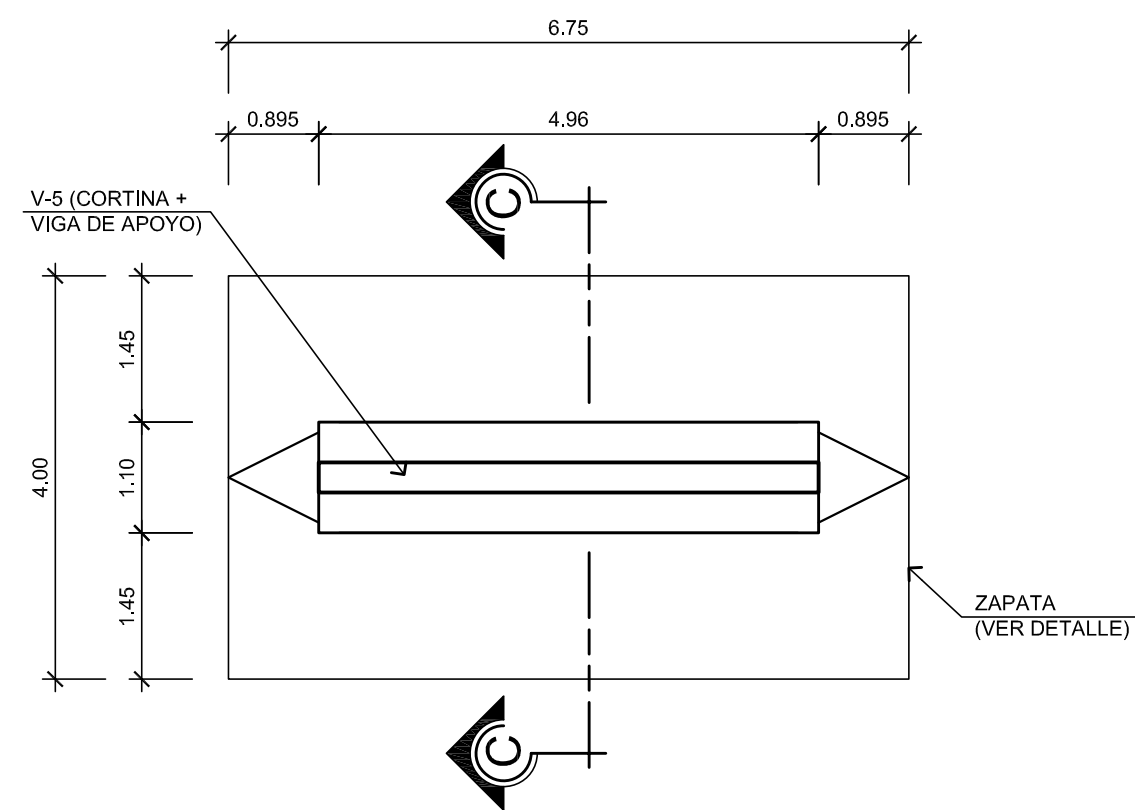
ESCALA 1 : 75



**SECCIÓN B - B**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

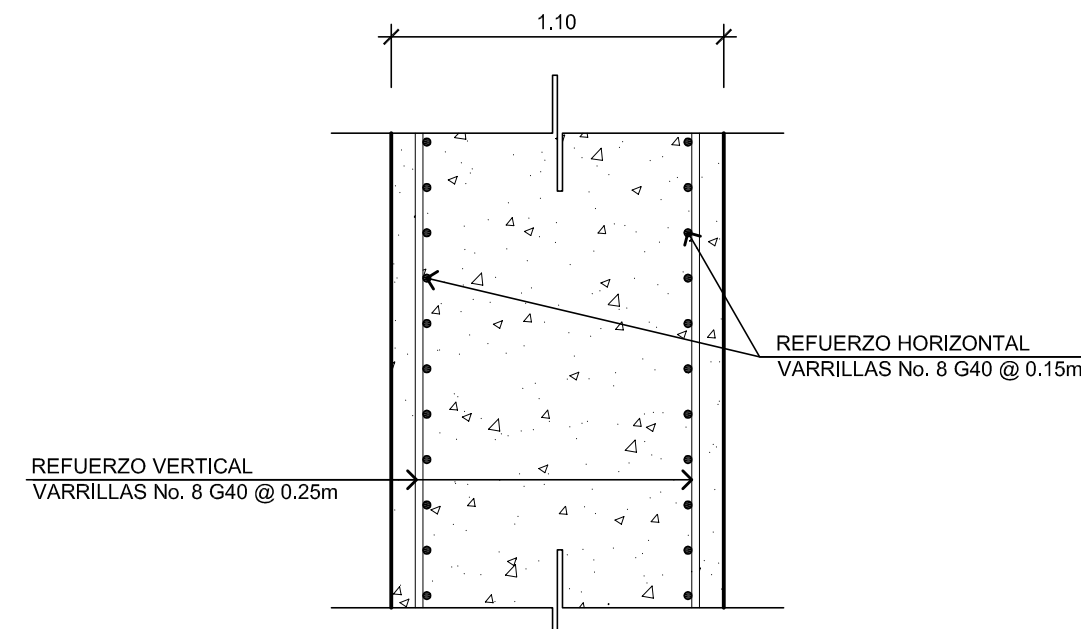
ESCALA 1 : 75



**PLANTA PILA CENTRAL**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

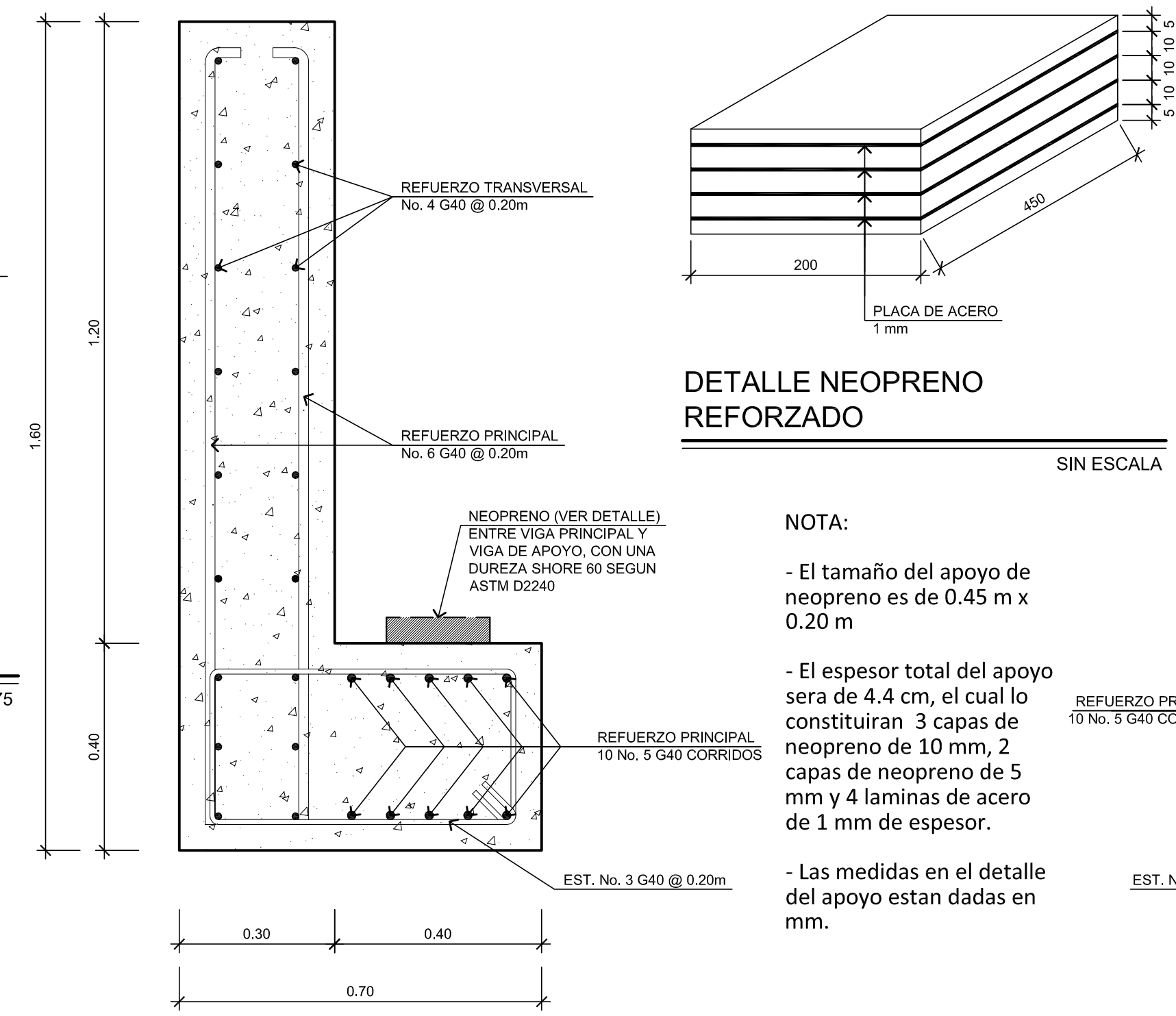
ESCALA 1 : 75



**DETALLE No. 1**

SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 25



**DETALLE NEOPRENO REFORZADO**

SIN ESCALA

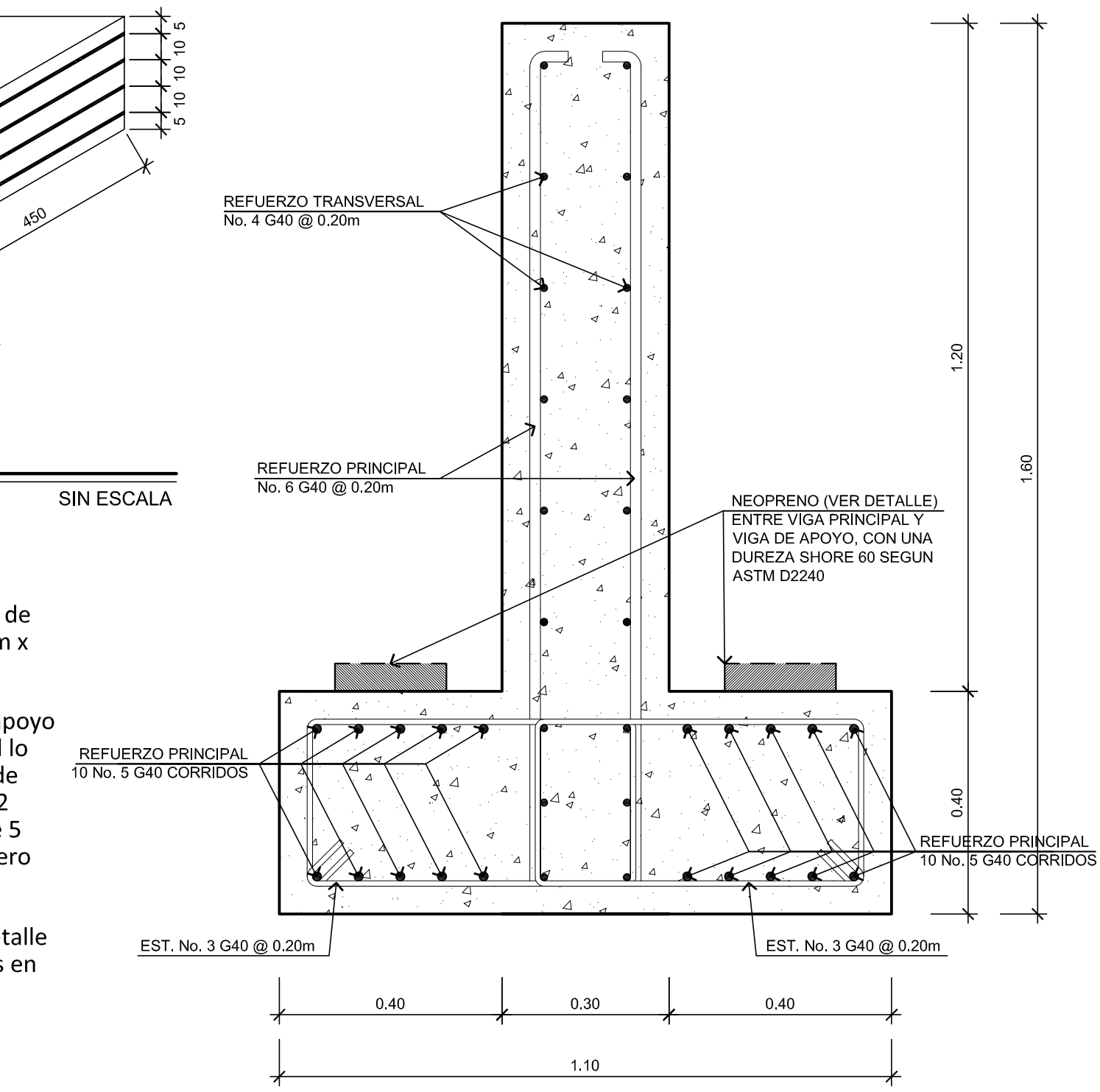
NOTA:

- El tamaño del apoyo de neopreno es de 0.45 m x 0.20 m
- El espesor total del apoyo sera de 4.4 cm, el cual lo constituiran 3 capas de neopreno de 10 mm, 2 capas de neopreno de 5 mm y 4 laminas de acero de 1 mm de espesor.
- Las medidas en el detalle del apoyo estan dadas en mm.

**DETALLE V-4 CORTINA + VIGA DE APOYO**

SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10



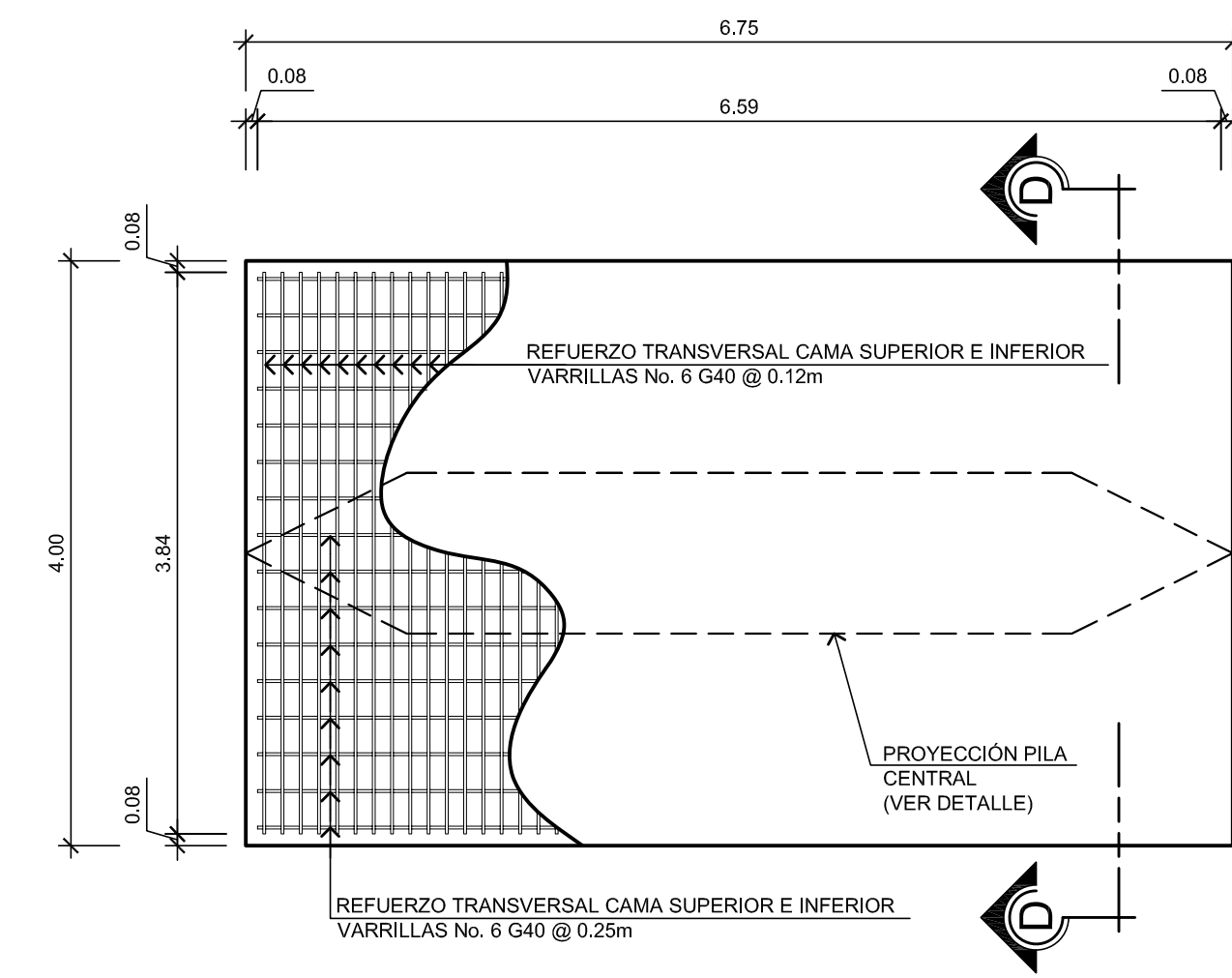
**DETALLE V-5 CORTINA + VIGA DE APOYO**

SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10

**PARAMETROS DE DISEÑO:**

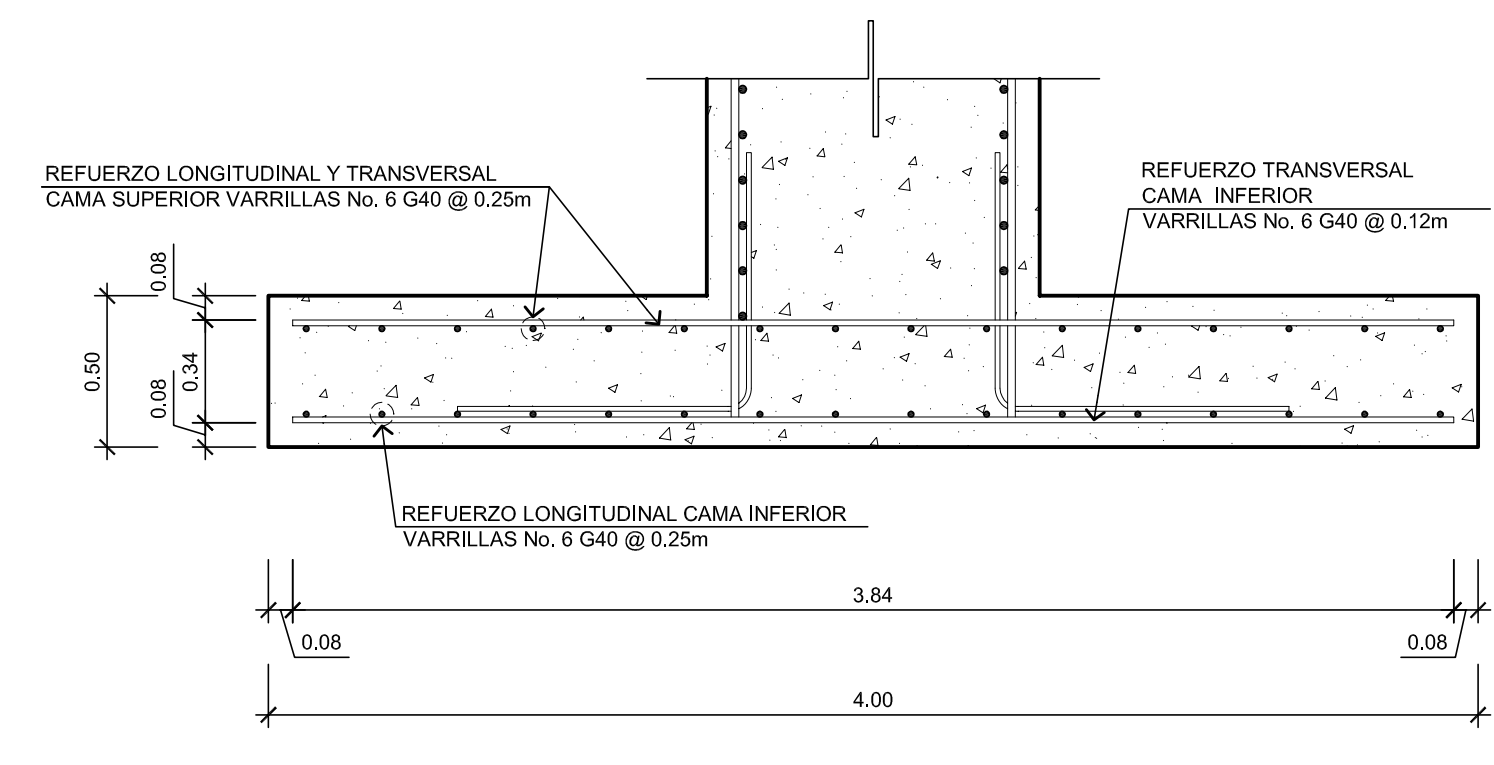
- $f_c$  = 210 Kg/cm<sup>2</sup>
- $F_y$  = 2,810 Kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 40)



**PLANTA SUBESTRUCTURA**

SUBESTRUCTURA

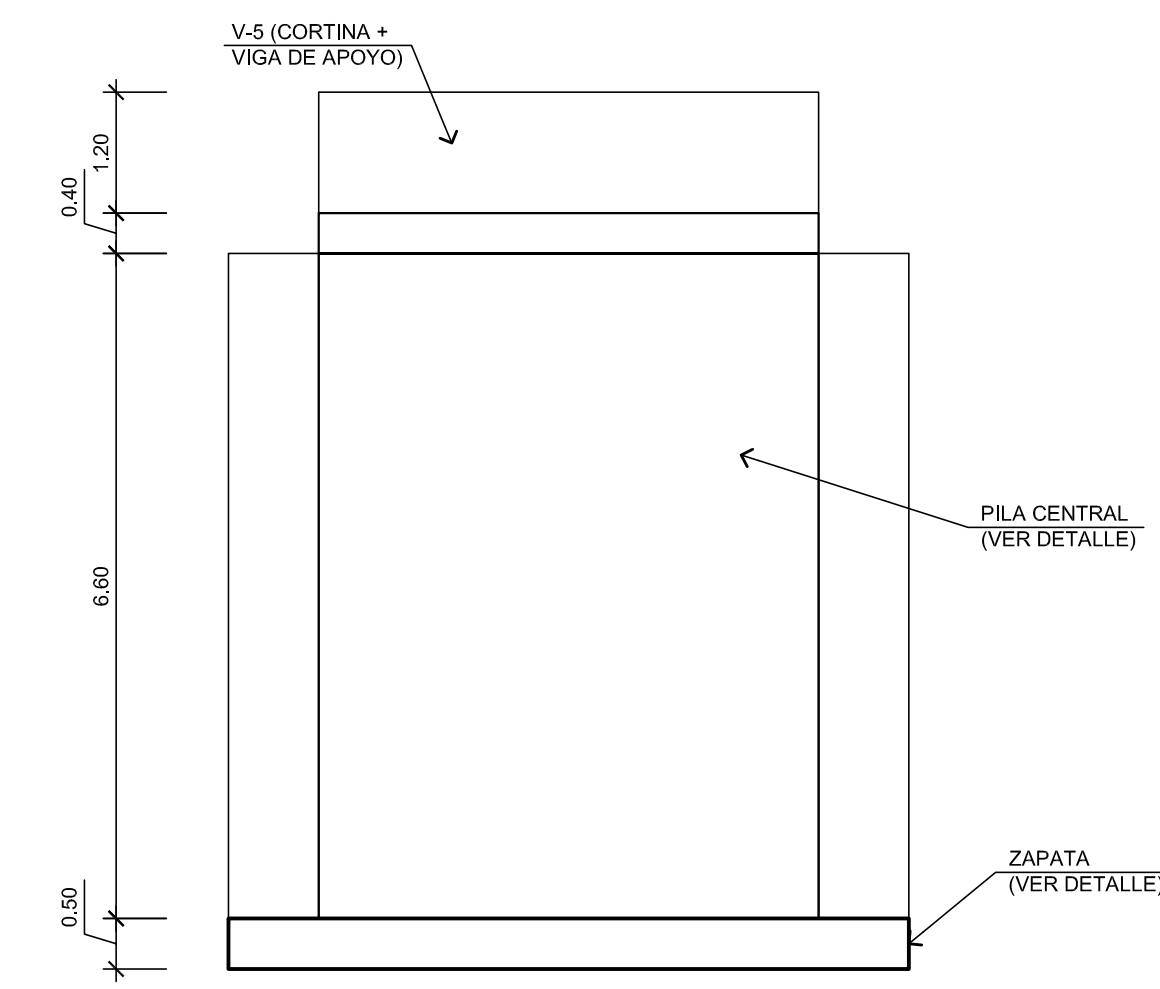
ESCALA 1 : 50



**SECCIÓN D - D**

SUBESTRUCTURA

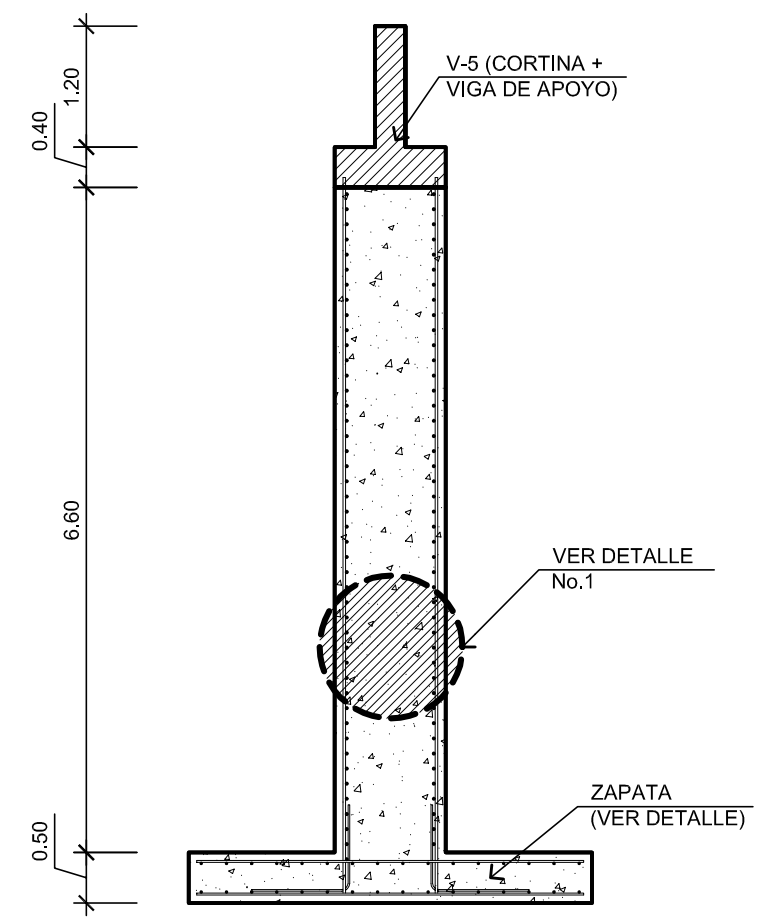
ESCALA 1 : 25



**ELEVACIÓN PILA CENTRAL**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

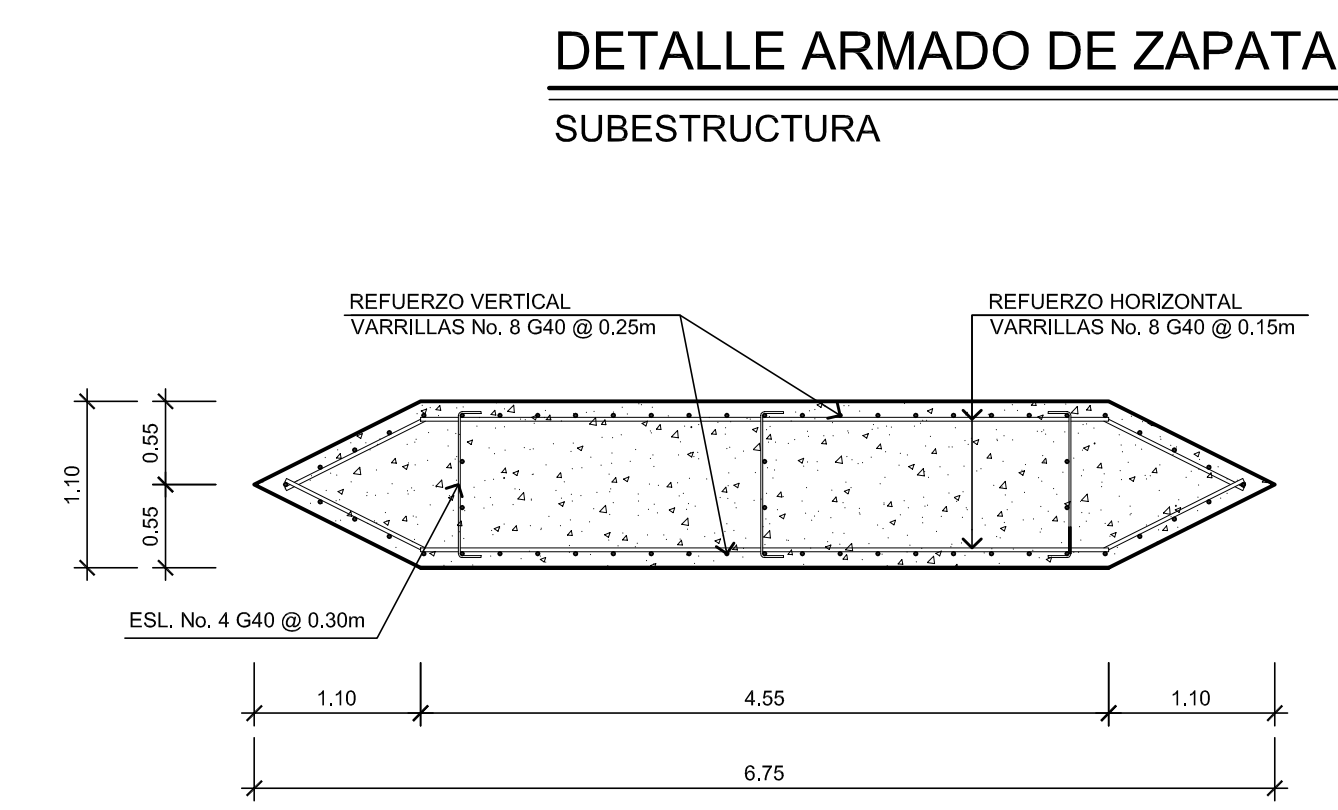
ESCALA 1 : 75



**SECCIÓN C - C**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 75



**DETALLE ARMADO DE PILA CENTRAL**

SUBESTRUCTURA

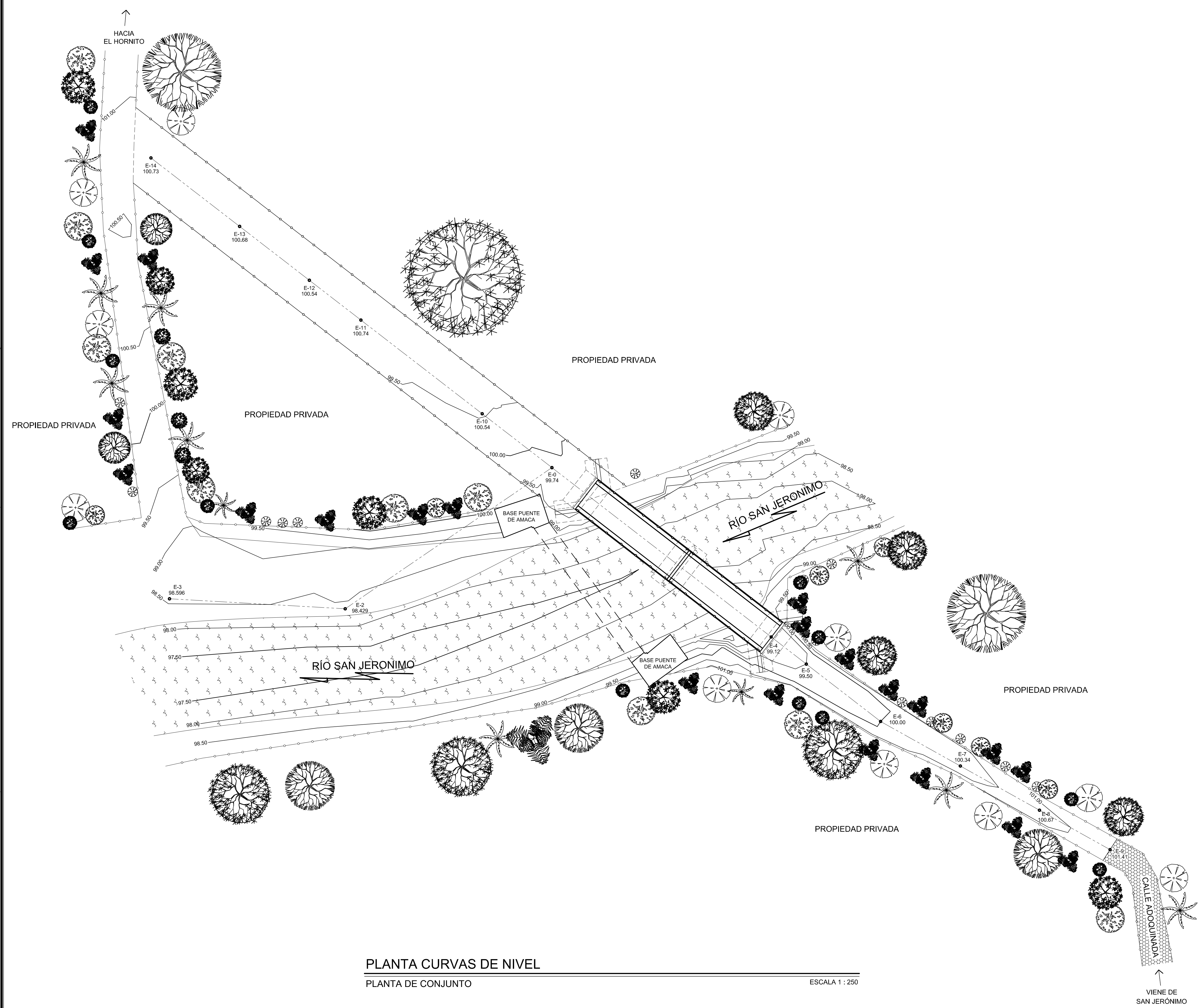
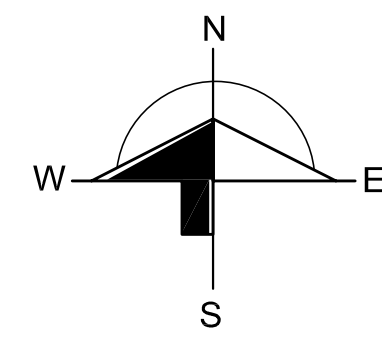
ESCALA 1 : 50

**DETALLE ARMADO DE ZAPATA DE PILA CENTRAL**

SUBESTRUCTURA

ESCALA INDICADA

		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <b>E.P.S.</b>	
DISEÑO: MARTHO LUNA V. DIBUJO: MARTHO LUNA V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK		UBICACIÓN: CASERIO LOS MANGALES SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ PROYECTO: ARMADO DE SUBESTRUCTURA	
UNIV. DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		FECHA: FEBRERO 2.010 ESCALA: INDICADA HOJA No. 05	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.		No. PROYECTO: 05	



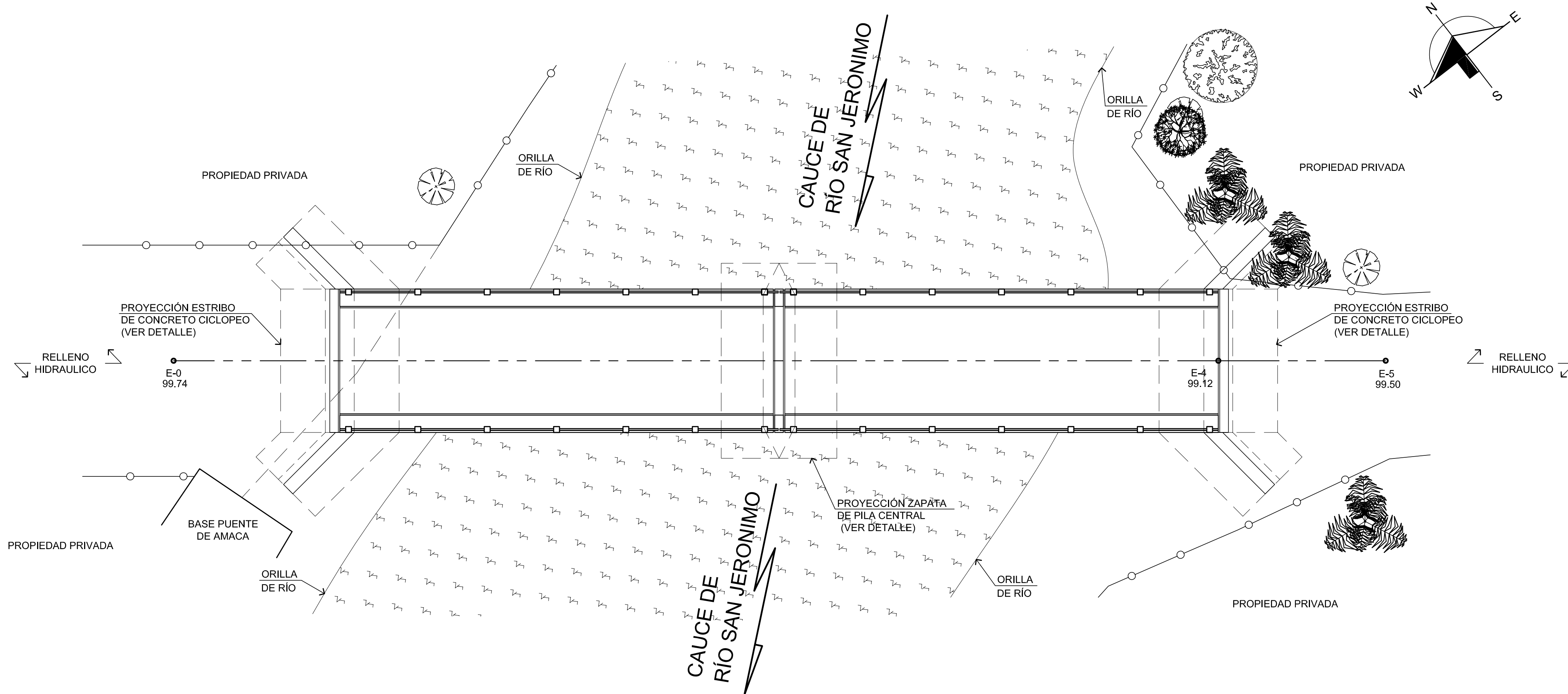
EST.	P.O.	AZIMUTS	DISTANCIA
E-0	E-1	235°40'49"	32.67
E-1	E-3	273°15'23"	22.97
E-0	E-4	127°40'24"	36.15
E-4	E-5	127°39'48"	5.79
E-5	E-6	127°40'28"	12.25
E-6	E-7	119°11'11"	11.92
E-7	E-8	119°11'12"	11.83
E-8	E-9	119°10'53"	10.55
E-0	E-10	307°40'23"	11.50
E-10	E-11	307°40'17"	20.00
E-11	E-12	307°40'24"	8.50
E-12	E-13	307°40'23"	11.50
E-13	E-14	307°40'21"	14.62

PLANTA CURVAS DE NIVEL  
PLANTA DE CONJUNTO

ESCALA 1 : 250

	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	E.P.S.	
DISEÑO: MARTHO LUNA V.	PUENTE VEHICULAR EL HORNITO	
DIBUJO: MARTHO LUNA V.	CASERIO EL HORNITO SAN JERÓNIMO, BAJA VERAPAZ	
REVISÓ: ING. JUAN MERCK	CURVAS DE NIVEL	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.	UNIVER FACULTAD DE INGENIERIA	HOJA No. 01 05
		FECHA: FEBRERO 2.010 ESCALA: INDICADA No. PROYECTO:





**PLANTA**

UBICACIÓN DE PUENTE SOBRE RÍO

ESCALA 1 : 100

**ESPECIFICACIONES:**

1.- DISEÑO: "STANDAR SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGES" DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (A.A.S.H.T.O.) SIXTEENTH EDITION 1996.-

2.- CARGA VIVA:  
HS 15-44 (A.A.S.H.T.O.) SIXTEENTH EDITION 1996.- (12,000 LIBRAS EJE MAS PESADO)

**MATERIALES:**

3.- CONCRETOS: (SECCION 504 Y 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.)-  
3.1) CONCRETO CLASE 3,000: SE USARA CONCRETO CLASE 3,000 CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESIÓN DE 210 Kg/cm<sup>2</sup> (3000 lb/plg<sup>2</sup>) A LOS 28 DIAS.-

4.- ACERO DE REFUERZO: (SECCION 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.) SE USARA ACERO DE REFUERZO DE GRADO 40 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.T.O., SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA.

5.- EL CONCRETO CICLOPEO PARA LOS ESTRIBOS SERA 67% PIEDRA BOLA, 33% CONCRETO f<sub>c</sub> = 210 Kg/cm<sup>2</sup>.

**VARIAS:**

6.- SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA SE USARA EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO PARA LA LOSA 5cm EN LA SUPERFICIE DE RODADURA 2.5cm EN LOS DEMAS CASOS; PARA LAS VIGAS 5cm, Y PARA LAS ZAPATAS 8cm. EL RECUBRIMIENTO SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.-

7.- LAS FORMALETAS Y EL ACABADO DE CONCRETO SE HARAN SEGUN LA SECCION 505 DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA D.G.C.-

8.- LOS GANCHOS SE DOBLARAN SEGUN LAS ESPECIFICACIÓN 509 DE LA D.G.C.

9.- LOS TRASLAPES (SECCION 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.) SERAN DE 24 DIAMETROS EN CASO DE VIGAS QUE TENGAN MAS DE 30cm DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS, EN CUYO CASO DEBERAN USARSE 35 DIAMETROS O LO QUE SE INDIQUE EN LOS PLANOS.-

10.- LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA.-

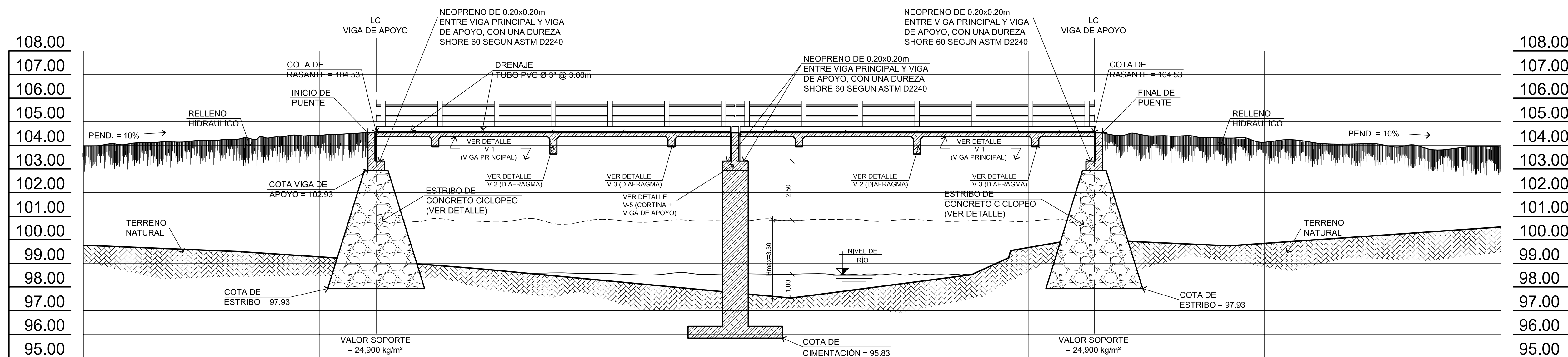
11.- VALOR DE SOPORTE 24,900 kg/m<sup>2</sup> OBTENIDO A TRAVÉS DE UN ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL.-

12.- SE USARAN JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN SOLO DONDE LO INDIQUEN LOS PLANOS.-

13.- NO SE PERMITIRA LA DESTRUCCIÓN DE LOS BANCOS NATURALES.-

14.- TODAS LAS ARISTAS EN GAVIONES DEBERAN SER BISELADAS 2cm A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA.-

15.- MODIFICACIONES: PREVIO A LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE, VERIFICAR EL VALOR SOPORTE DE SUELO, PREFERIBLEMENTE A TRAVÉS DE UN ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA (SPT).-

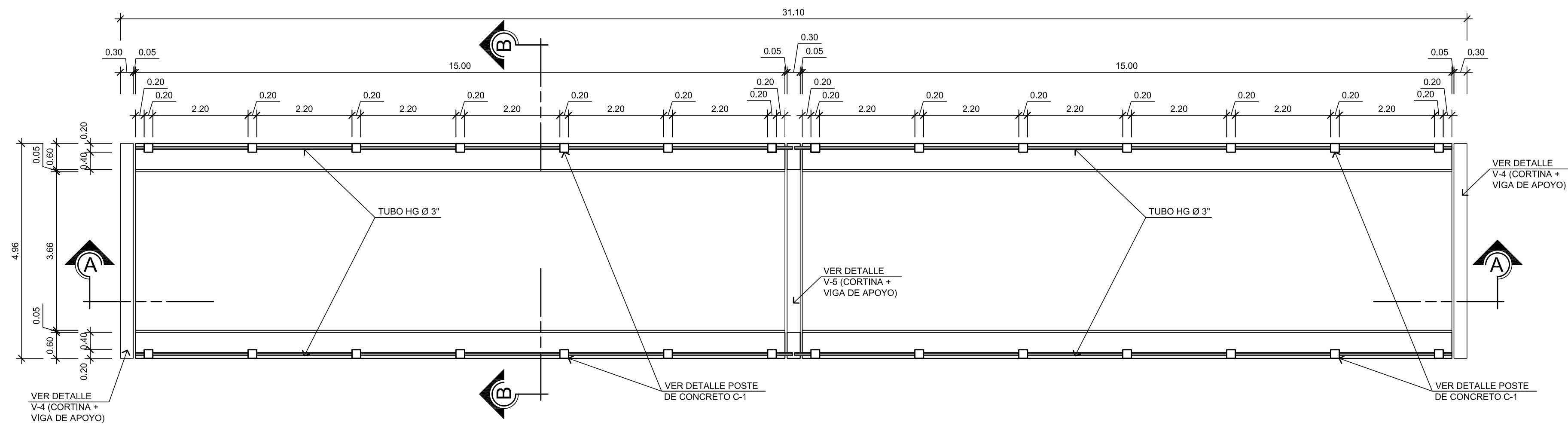


**PERFIL RESPECTO A LA LINEA CENTRAL**

UBICACIÓN DE PUENTE SOBRE RÍO

ESCALA 1 : 100

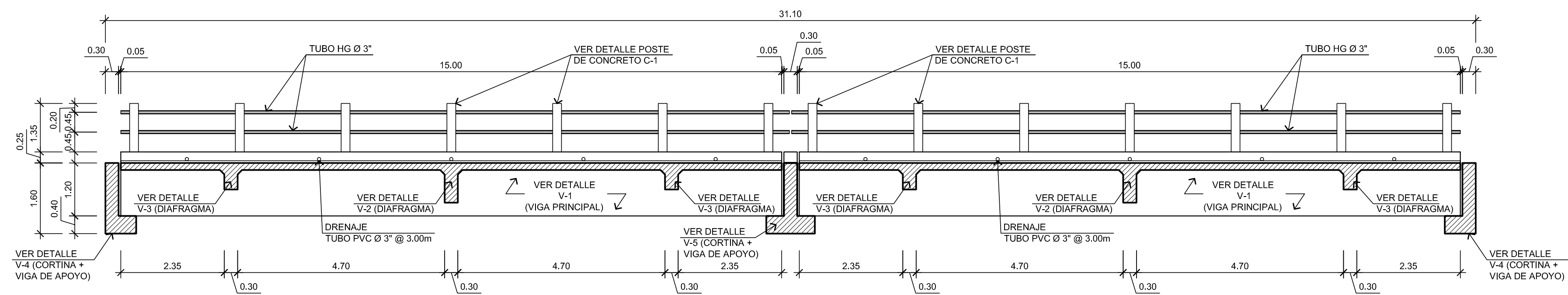
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
DISEÑO: MARTHO LUNA V.		PROYECTO: PUENTE VEHICULAR EL HORNITO	
DIBUJO: MARTHO LUNA V.		UBICACIÓN: CASERIO EL HORNITO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	
REVISÓ: ING. JUAN MERCK		UBICACIÓN DE PUENTE SOBRE RÍO	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.		FECHA: FEBRERO 2.010	
No. PROYECTO:		ESCALA: INDICADA	
No. HOJA: 02		No. HOJA: 05	



**PLANTA**

GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA

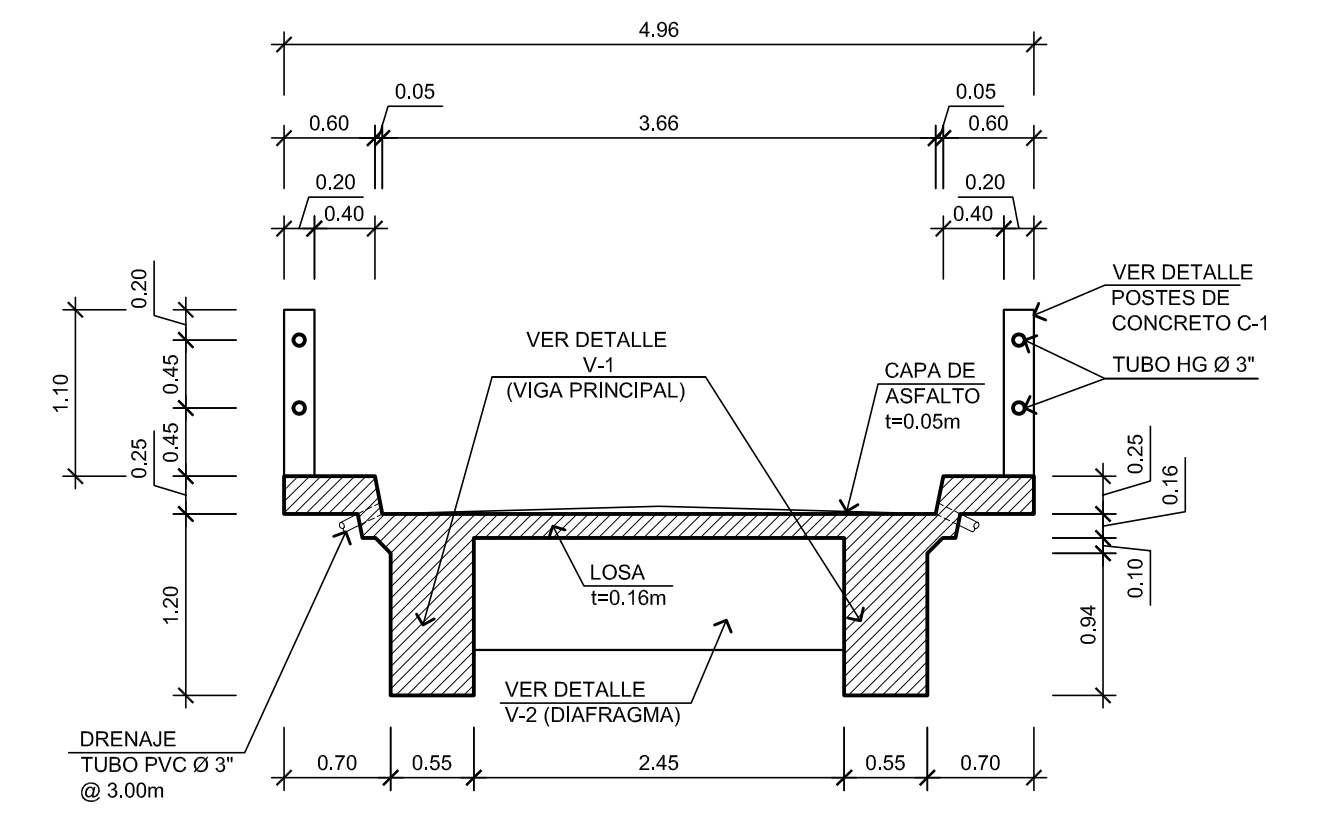
ESCALA 1 : 75



**SECCIÓN A - A**

GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 75



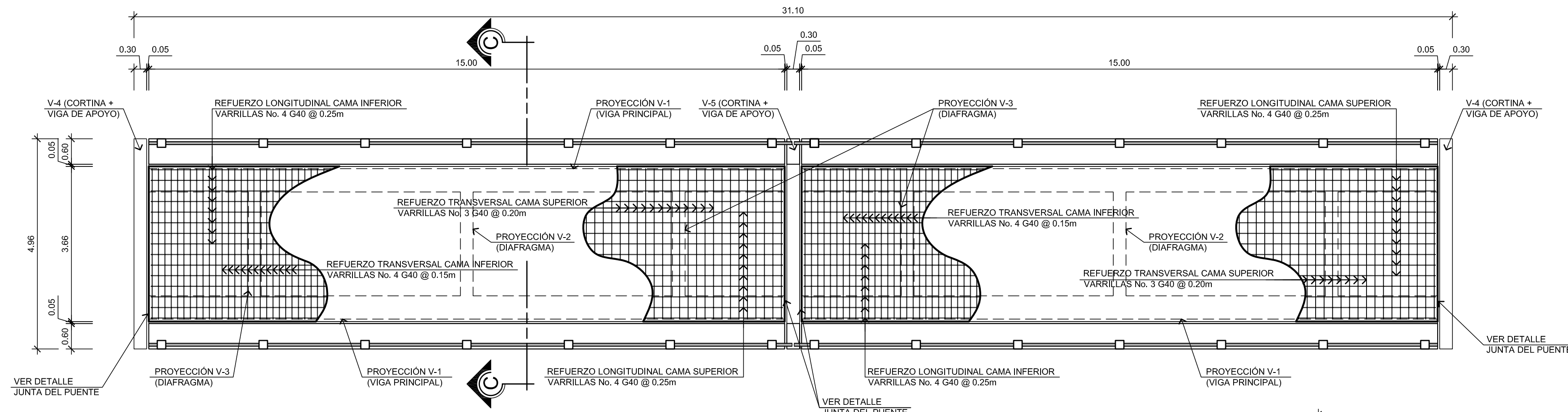
**SECCIÓN B - B**

GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 50

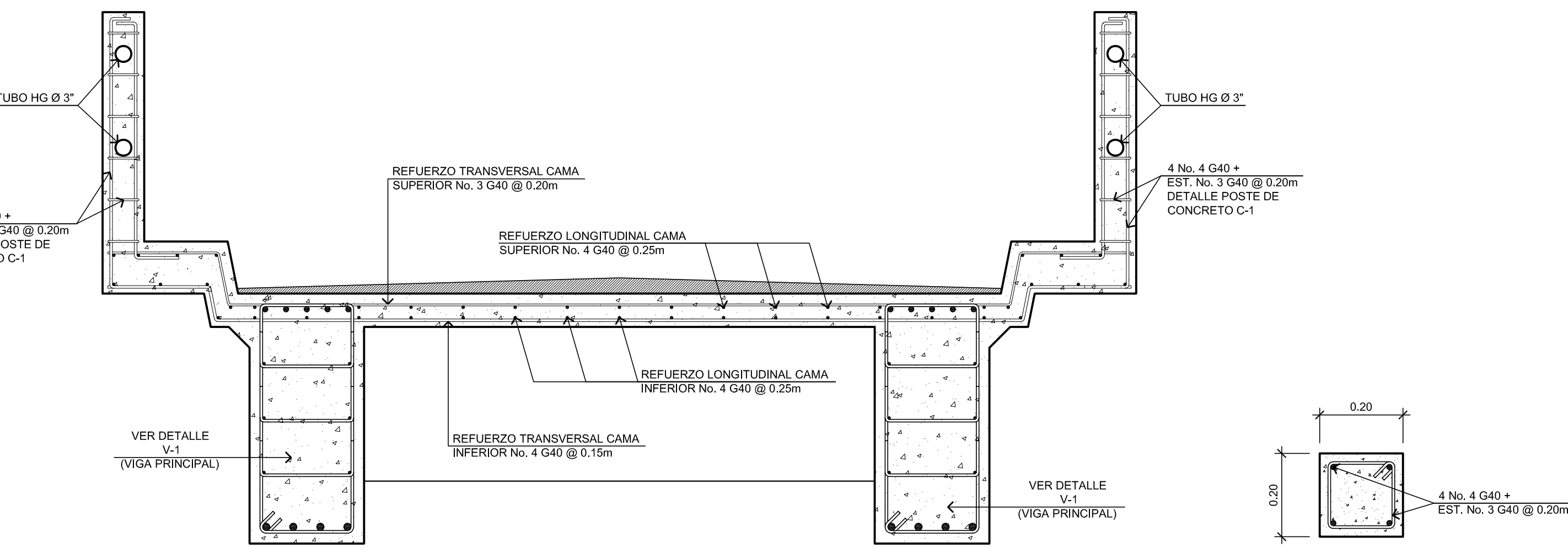
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
		E.P.S.	
DISEÑO: MARTHO LUNA V.		PUENTE VEHICULAR EL HORNITO	
DIBUJO: MARTHO LUNA V.		CASERÍO EL HORNITO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	
REVISÓ: ING. JUAN MERCK		GEOMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
No. PROYECTO:		HOJA No. 03	
FECHA: FEBRERO 2.015		ESCALA: INDICADA	
V.O. No. 05		No. PROYECTO:	





**PLANTA ARMADO DE LOSA**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 75



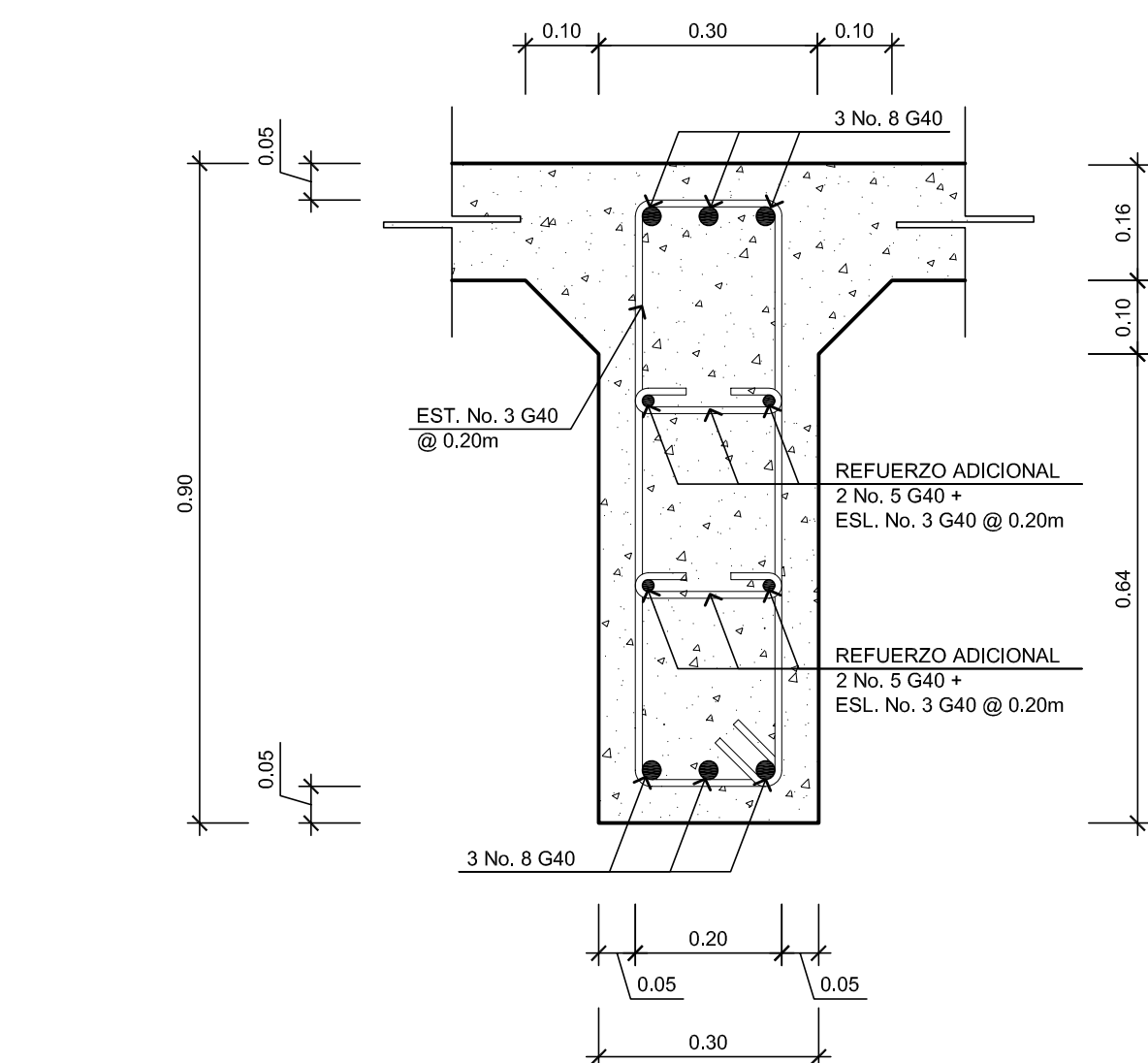
**SECCIÓN C - C**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 20



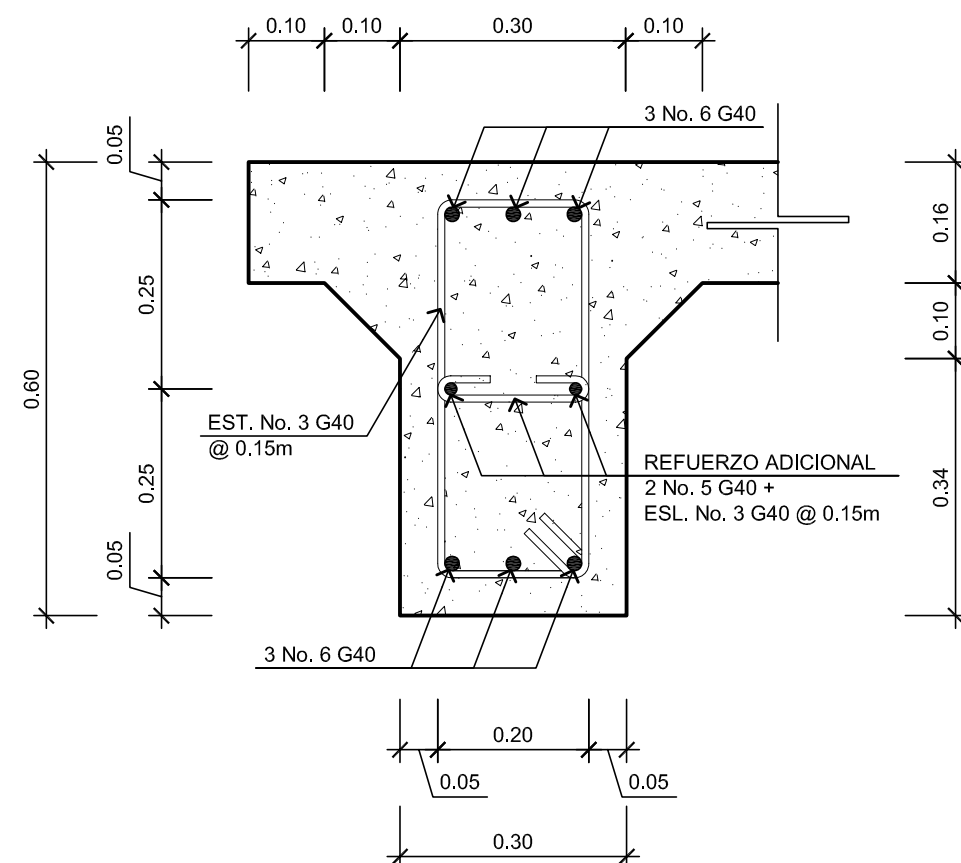
**DETALLE POSTE DE CONCRETO C-1**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10



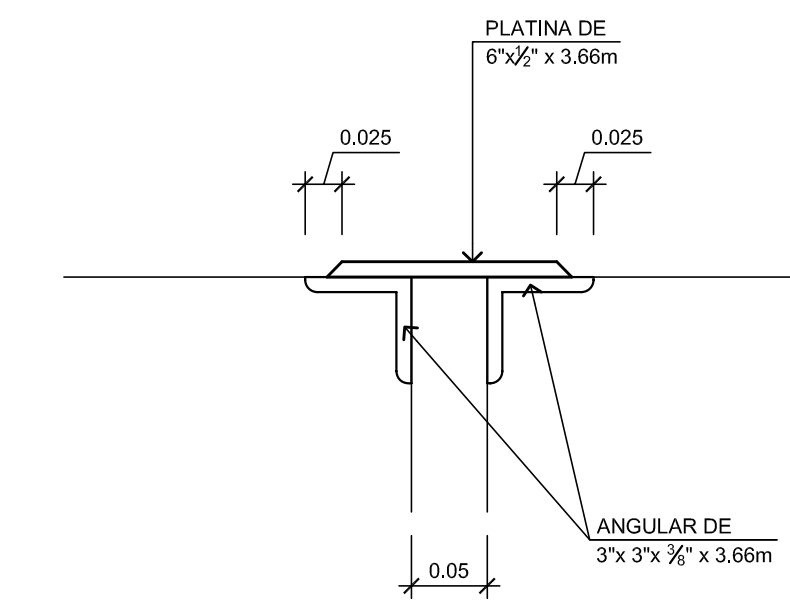
**DETALLE V-2 (DIAFRAGMA INTERNO)**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10



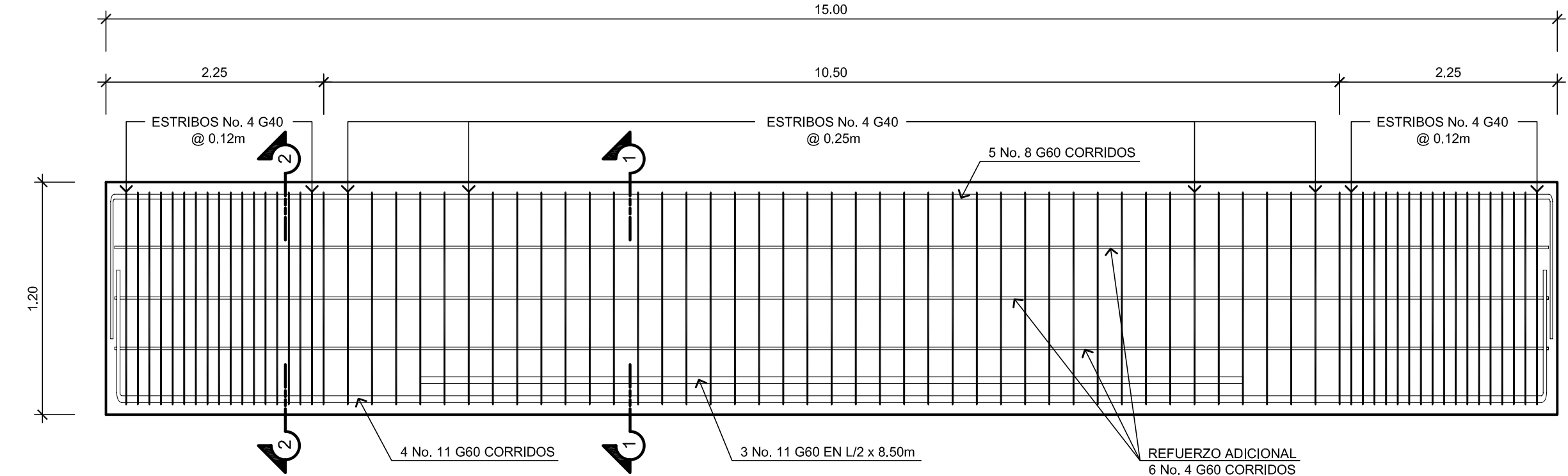
**DETALLE V-3 (DIAFRAGMA EXTERNO)**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10



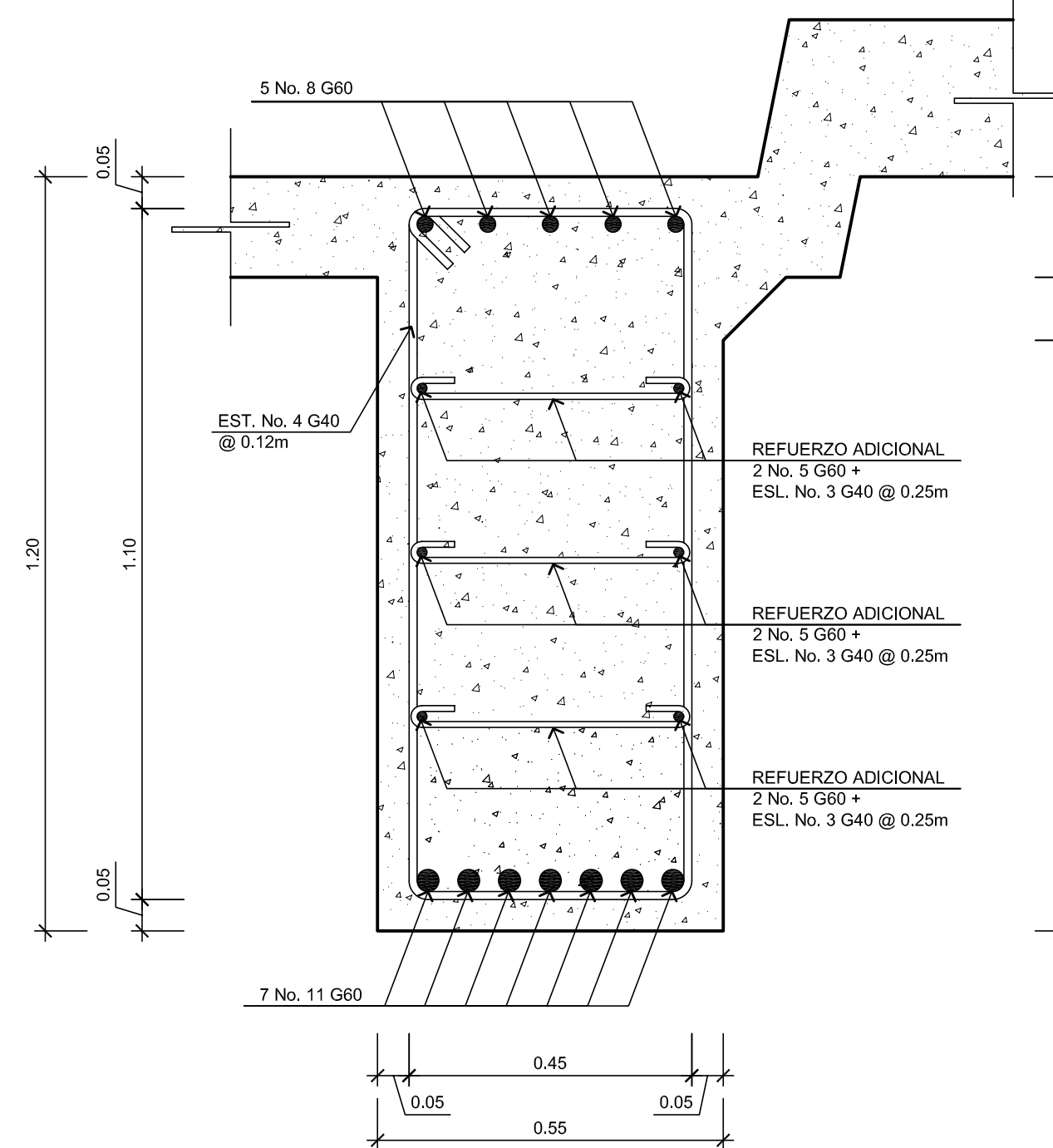
**DETALLE JUNTA DEL PUENTE**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 5



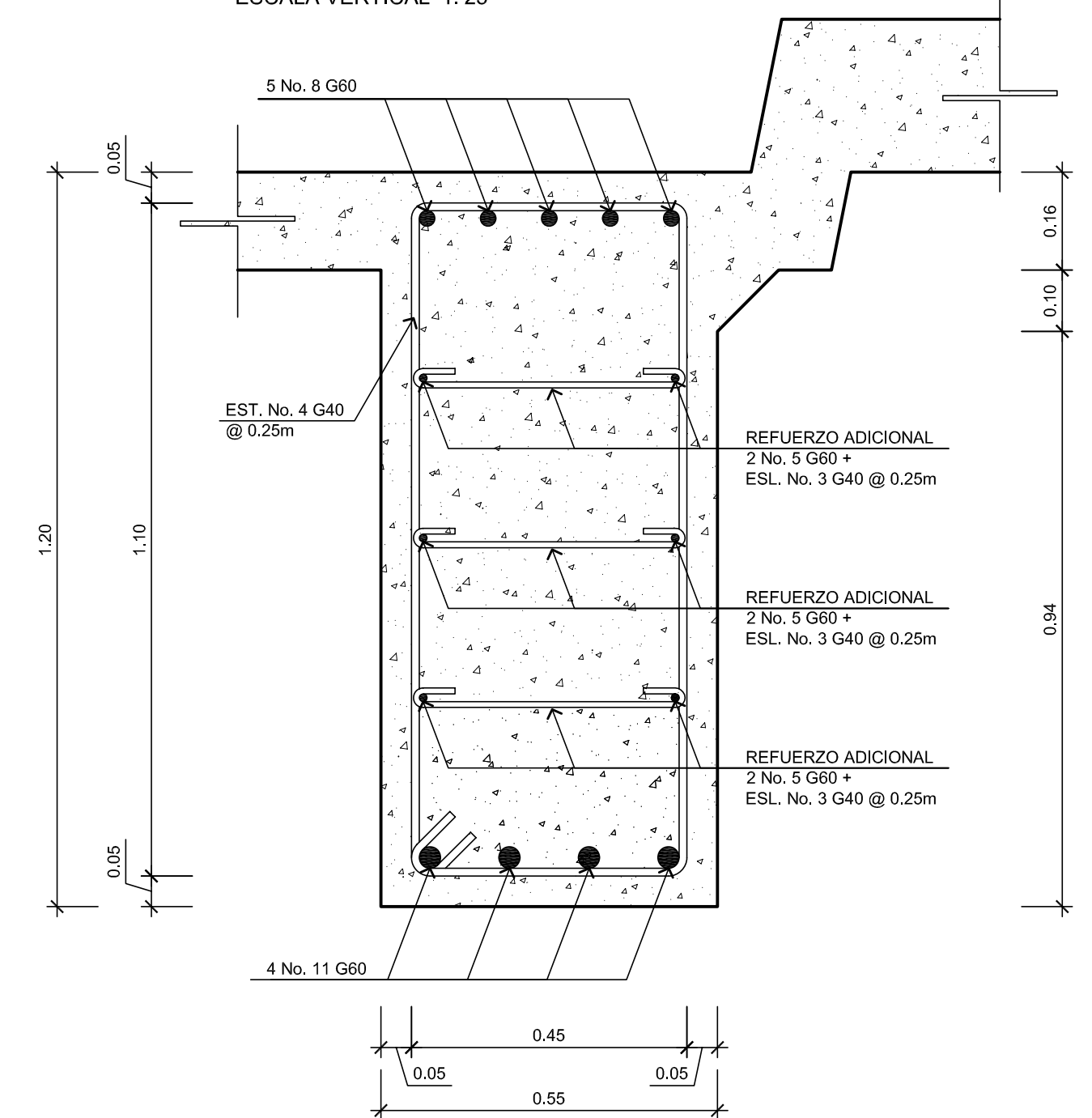
**DETALLE DE VIGA V-1 (VIGA PRINCIPAL)**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA HORIZONTAL 1 : 50  
ESCALA VERTICAL 1 : 25



**SECCIÓN 1 - 1**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10



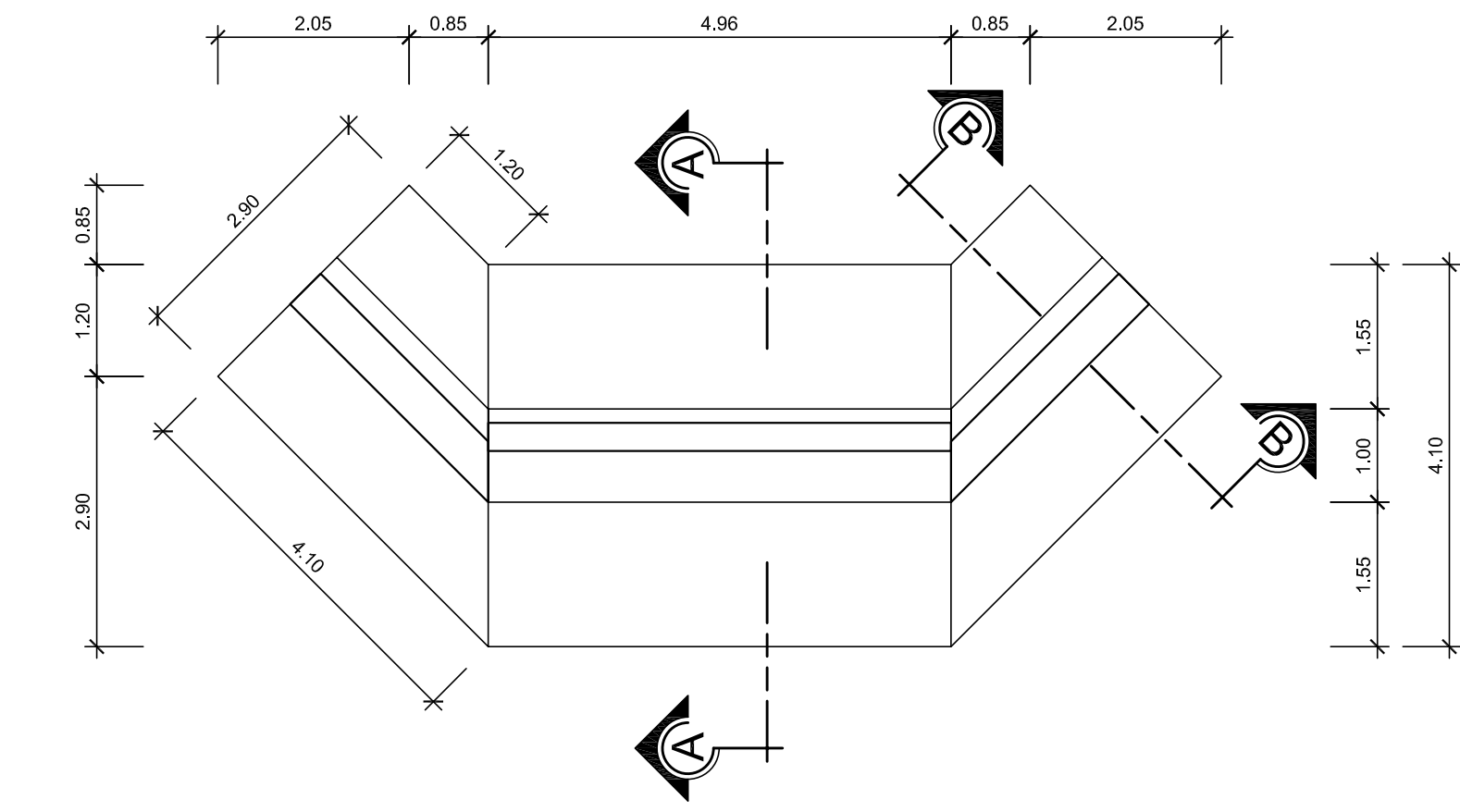
**SECCIÓN 2 - 2**  
SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1 : 10

**PARAMETROS DE DISEÑO:**

- $f_c$  = 210 Kg/cm<sup>2</sup>
- $F_y$  = 2,810 Kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 40)
- $F_y$  = 4,200 Kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 60) VIGAS PRINCIPALES

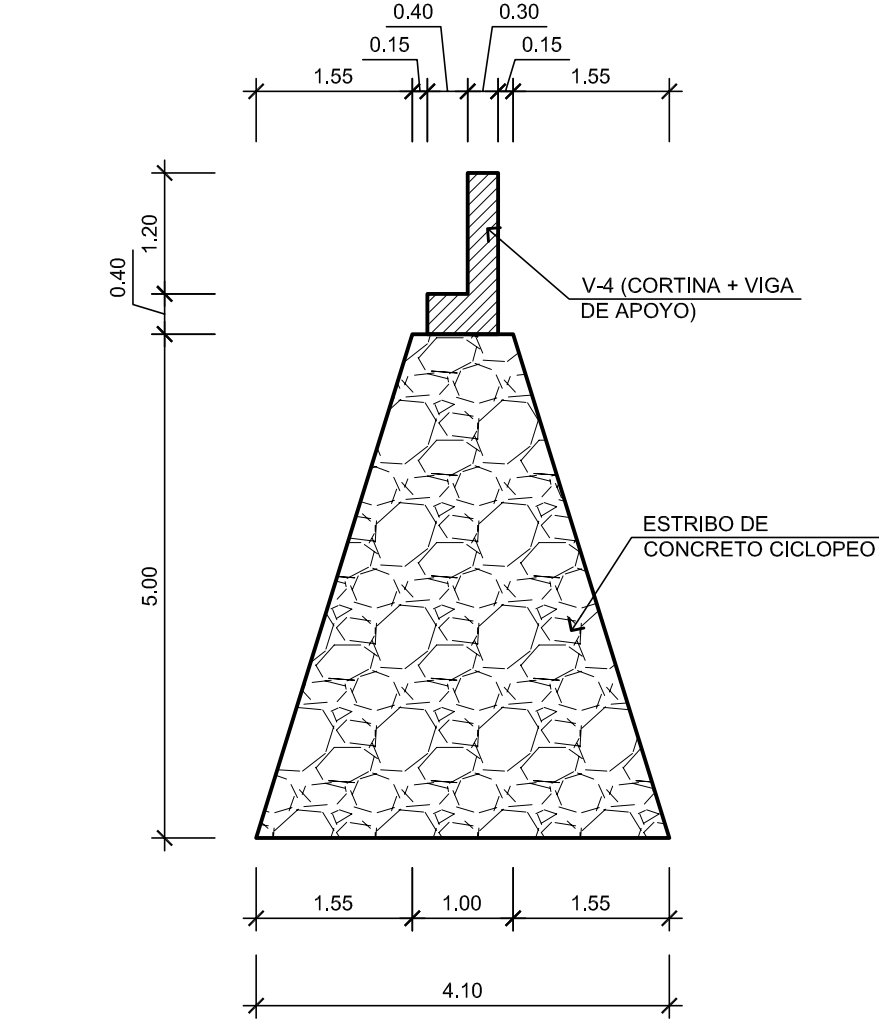
		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
DISEÑO: MARTHO LUNA V.		PUENTE VEHICULAR EL HORNITO	
DIBUJO: MARTHO LUNA V.		UBICACIÓN: CASERÍO EL HORNITO, BAJA VERAPAZ	
REVISÓ: ING. JUAN MERCK		PROYECTO: ARMADO DE SUPERESTRUCTURA	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR SUPERVISOR E.P.S.		FECHA: FEBRERO 2010	
No. PROYECTO:		ESCALA: INDICADA	
No. HOJA: 04		No. HOJA: 05	



**PLANTA ESTRIBO**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

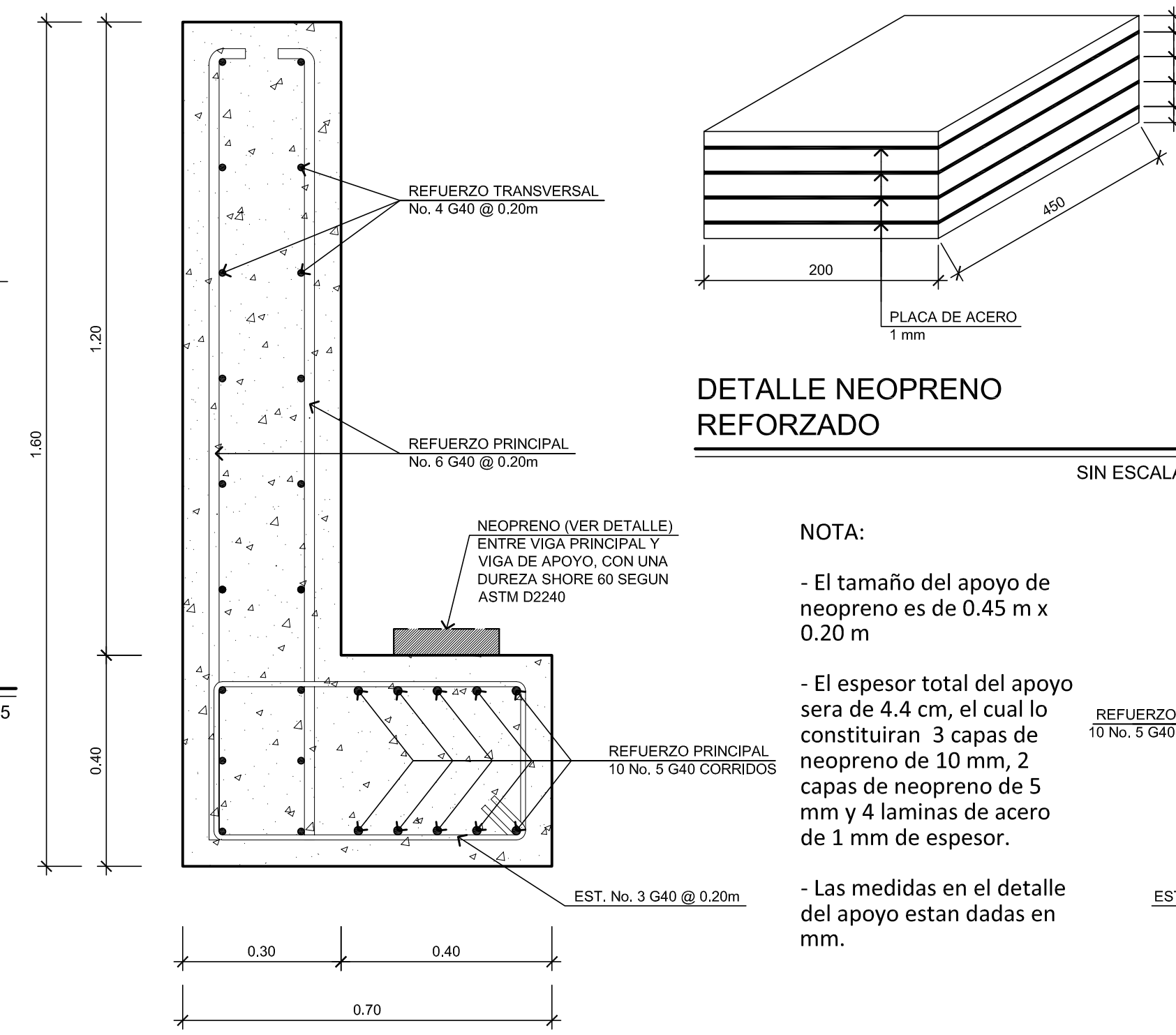
ESCALA 1 : 75



**SECCIÓN A - A**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

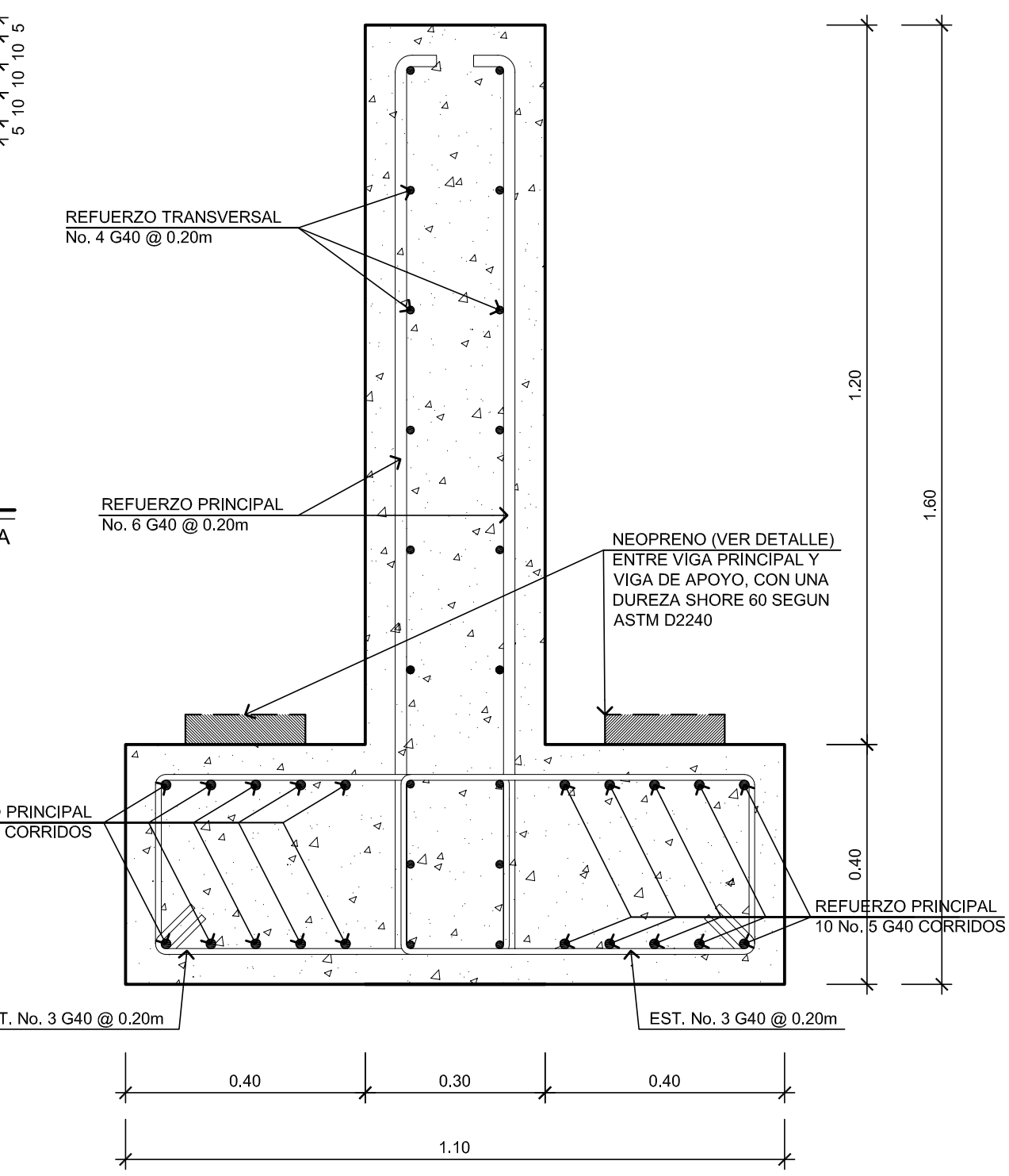
ESCALA 1 : 75



**DETALLE NEOPRENO REFORZADO**

NOTA:

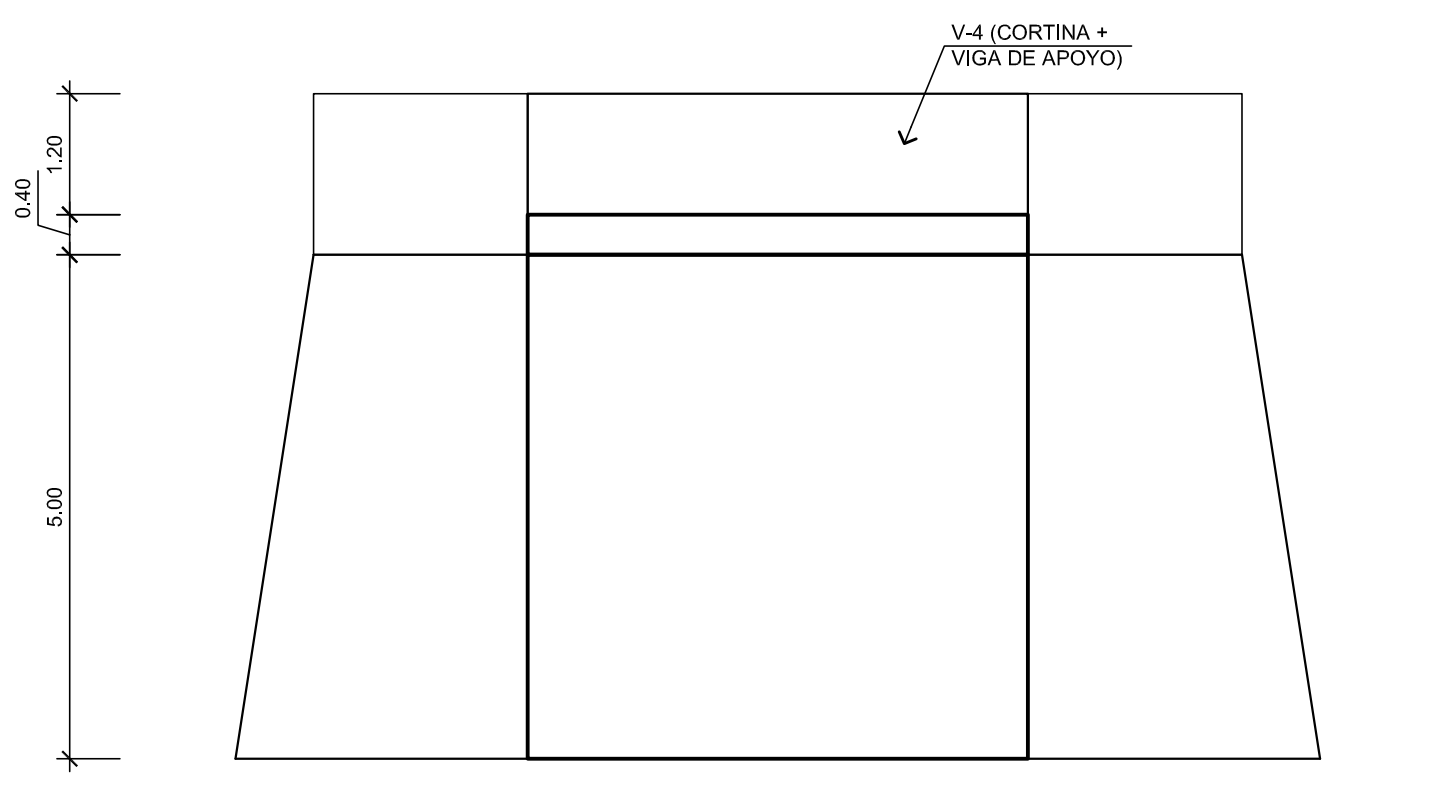
- El tamaño del apoyo de neopreno es de 0.45 m x 0.20 m
- El espesor total del apoyo sera de 4.4 cm, el cual lo constituirán 3 capas de neopreno de 10 mm, 2 capas de neopreno de 5 mm y 4 laminas de acero de 1 mm de espesor.
- Las medidas en el detalle del apoyo estan dadas en mm.



**DETALLE V-5 CORTINA + VIGA DE APOYO**

SUBESTRUCTURA

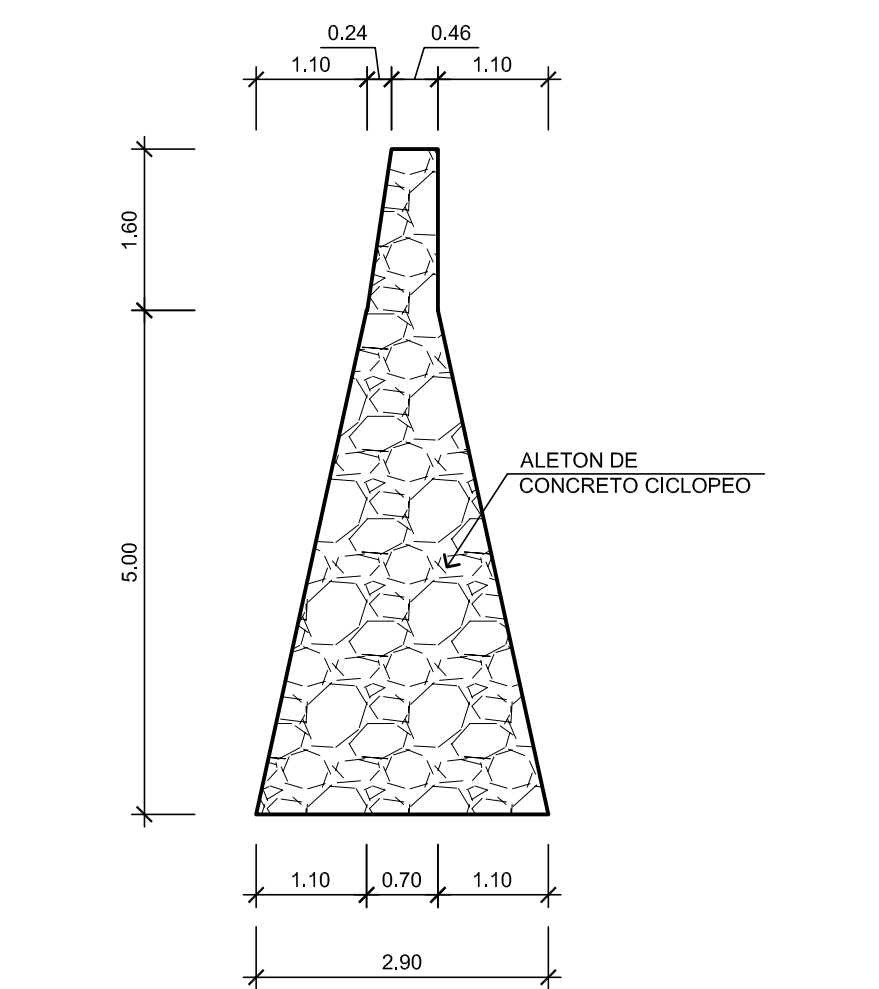
ESCALA 1 : 10



**ELEVACIÓN ESTRIBO**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 75



**SECCIÓN B - B**

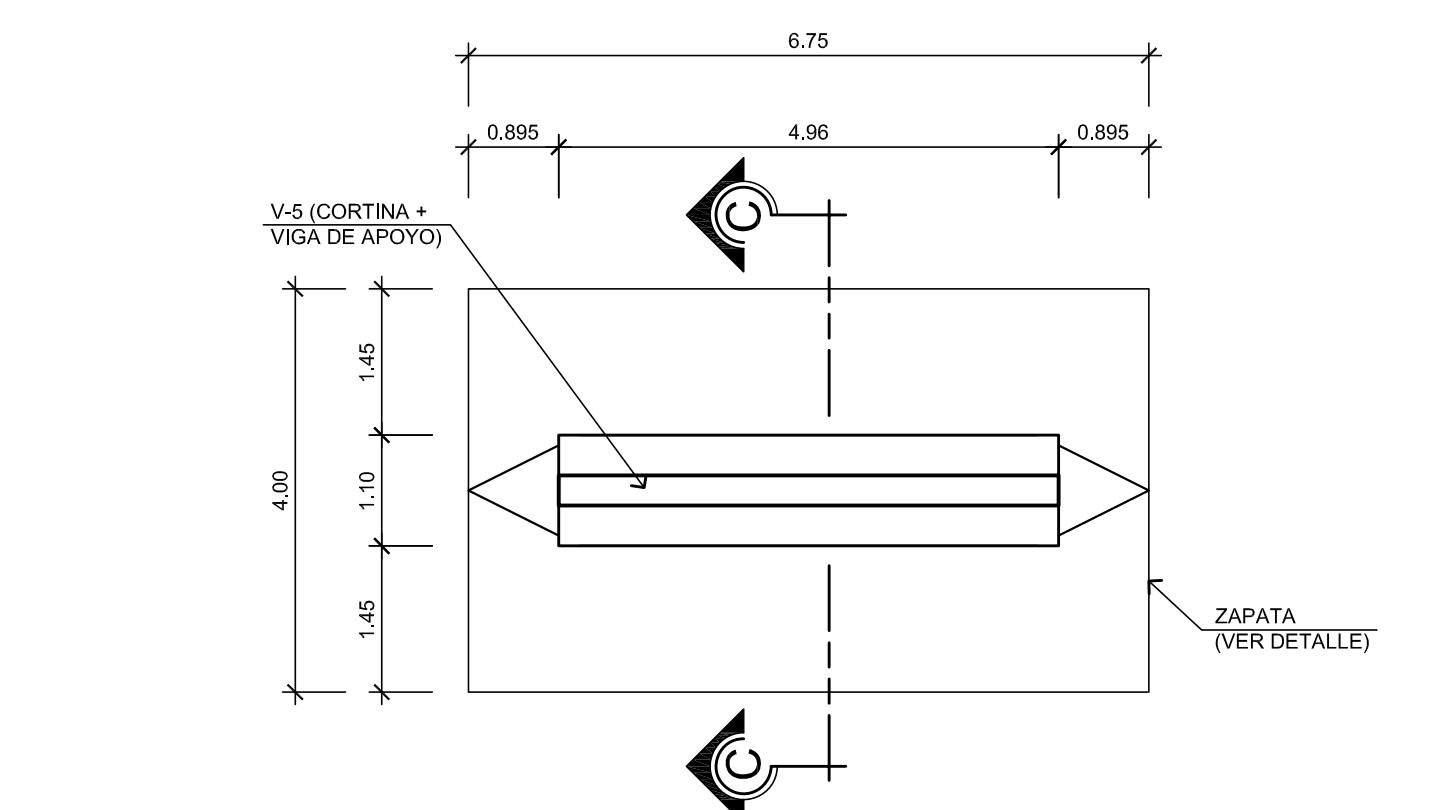
GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 75

**DETALLE V-4 CORTINA + VIGA DE APOYO**

SUBESTRUCTURA

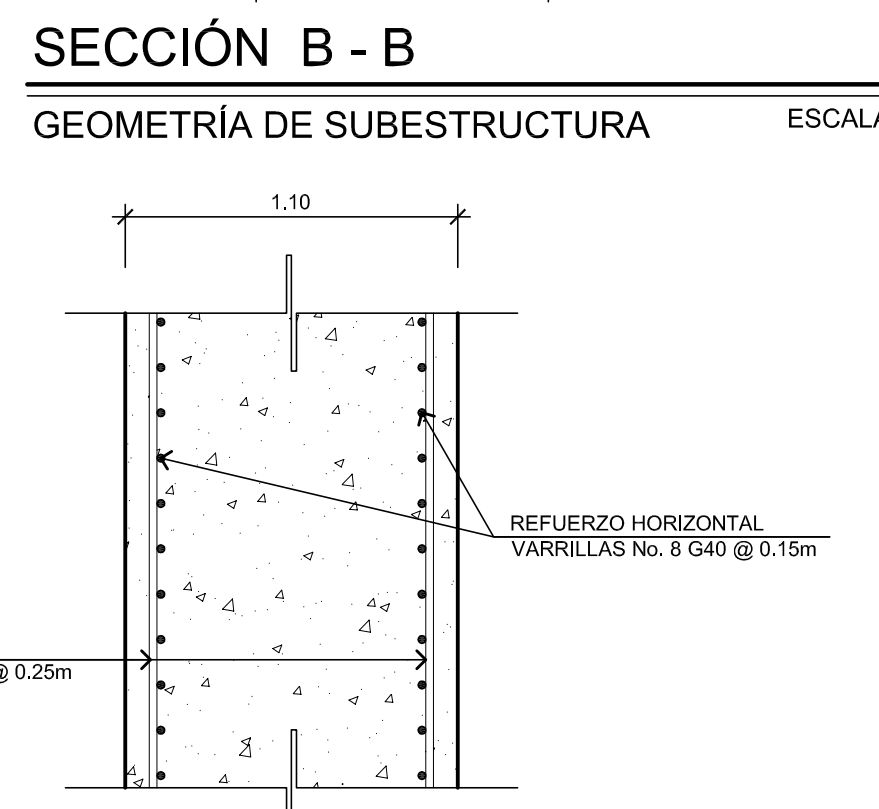
ESCALA 1 : 10



**PLANTA PILA CENTRAL**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

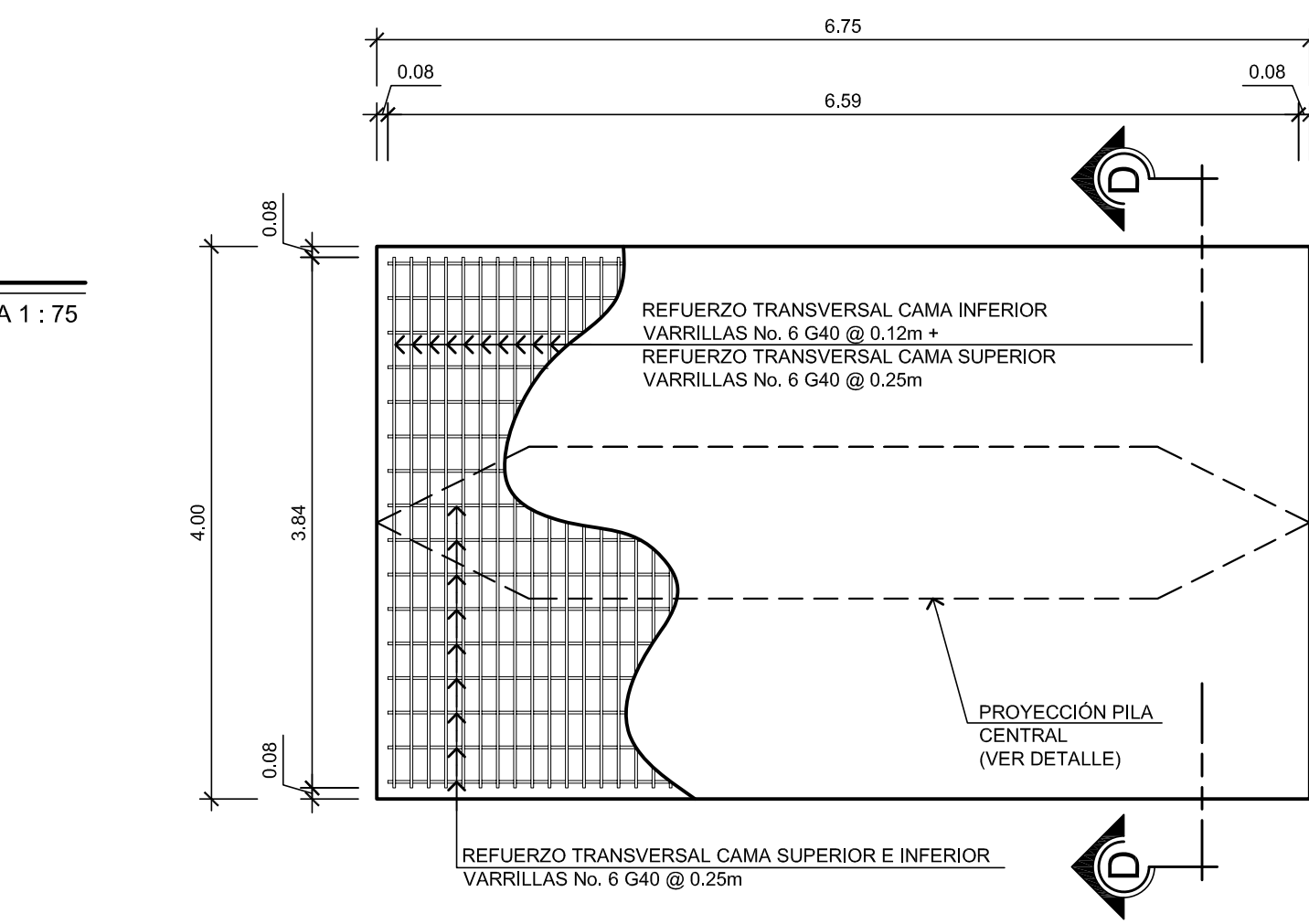
ESCALA 1 : 75



**DETALLE No. 1**

SUBESTRUCTURA

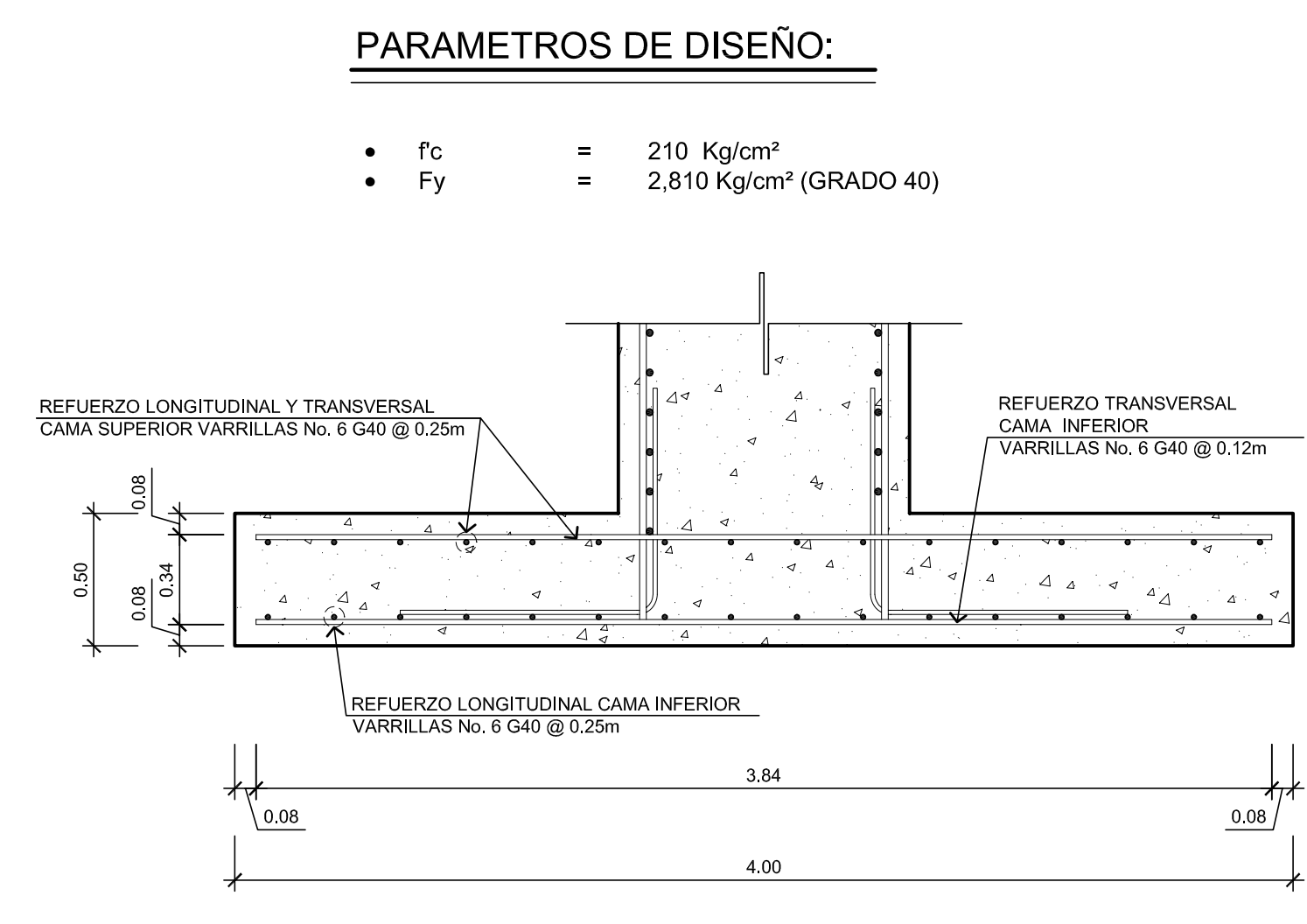
ESCALA 1 : 25



**PLANTA SUBESTRUCTURA**

SUBESTRUCTURA

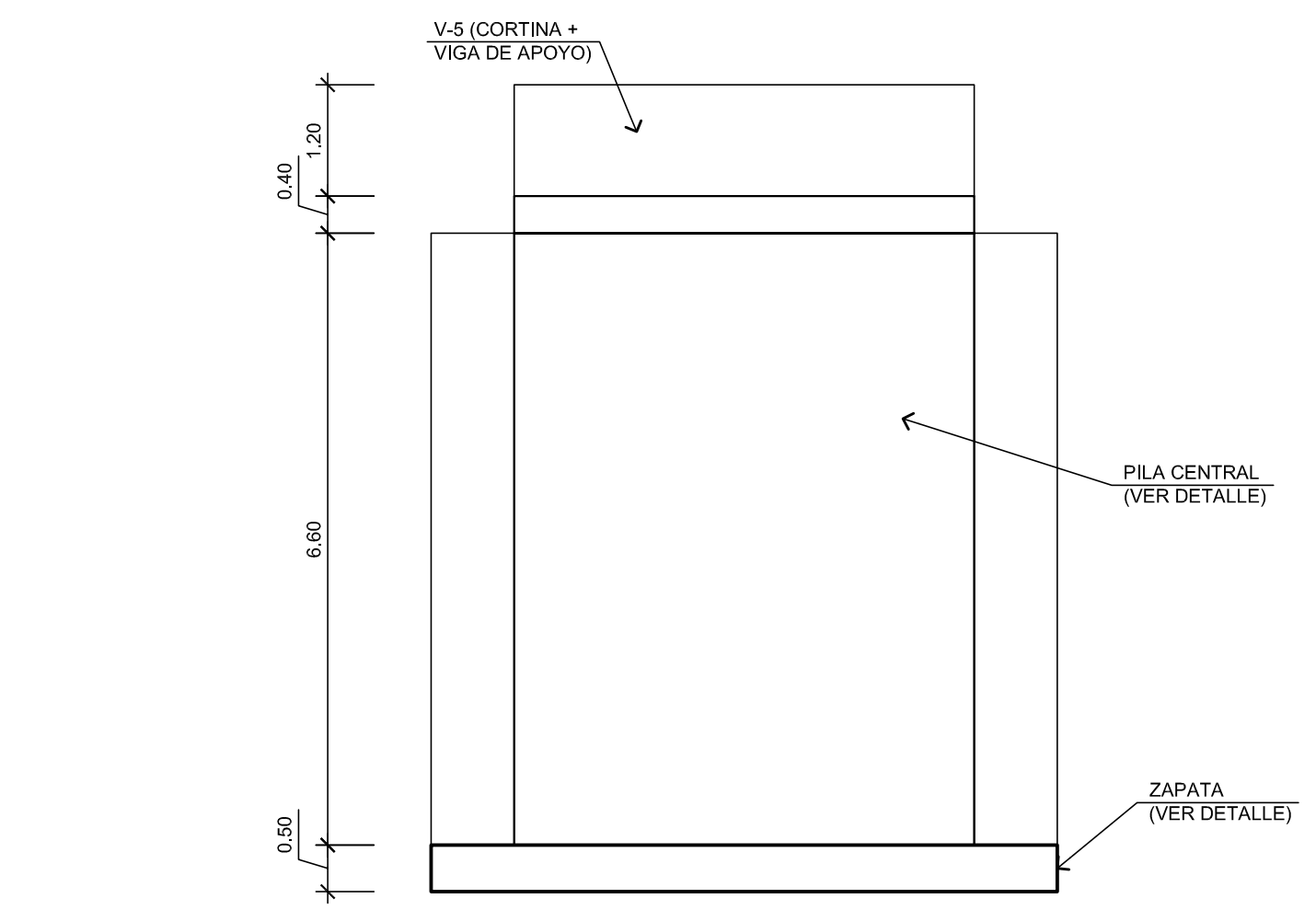
ESCALA 1 : 50



**SECCIÓN D - D**

SUBESTRUCTURA

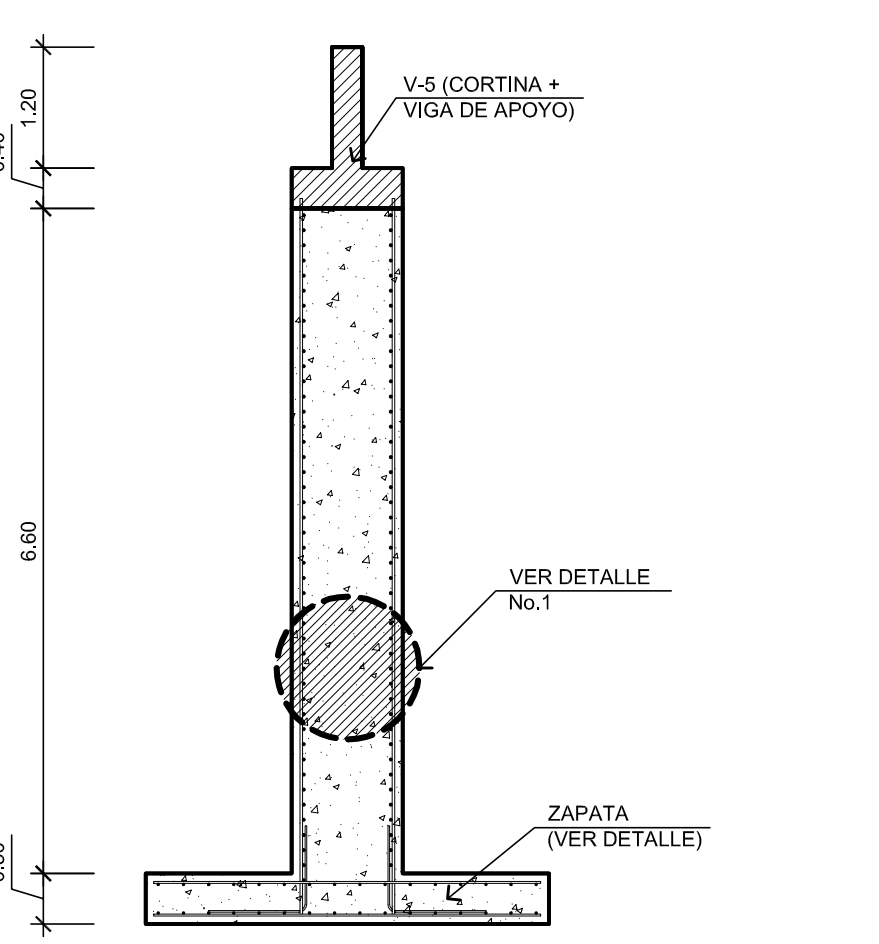
ESCALA 1 : 25



**ELEVACIÓN PILA CENTRAL**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

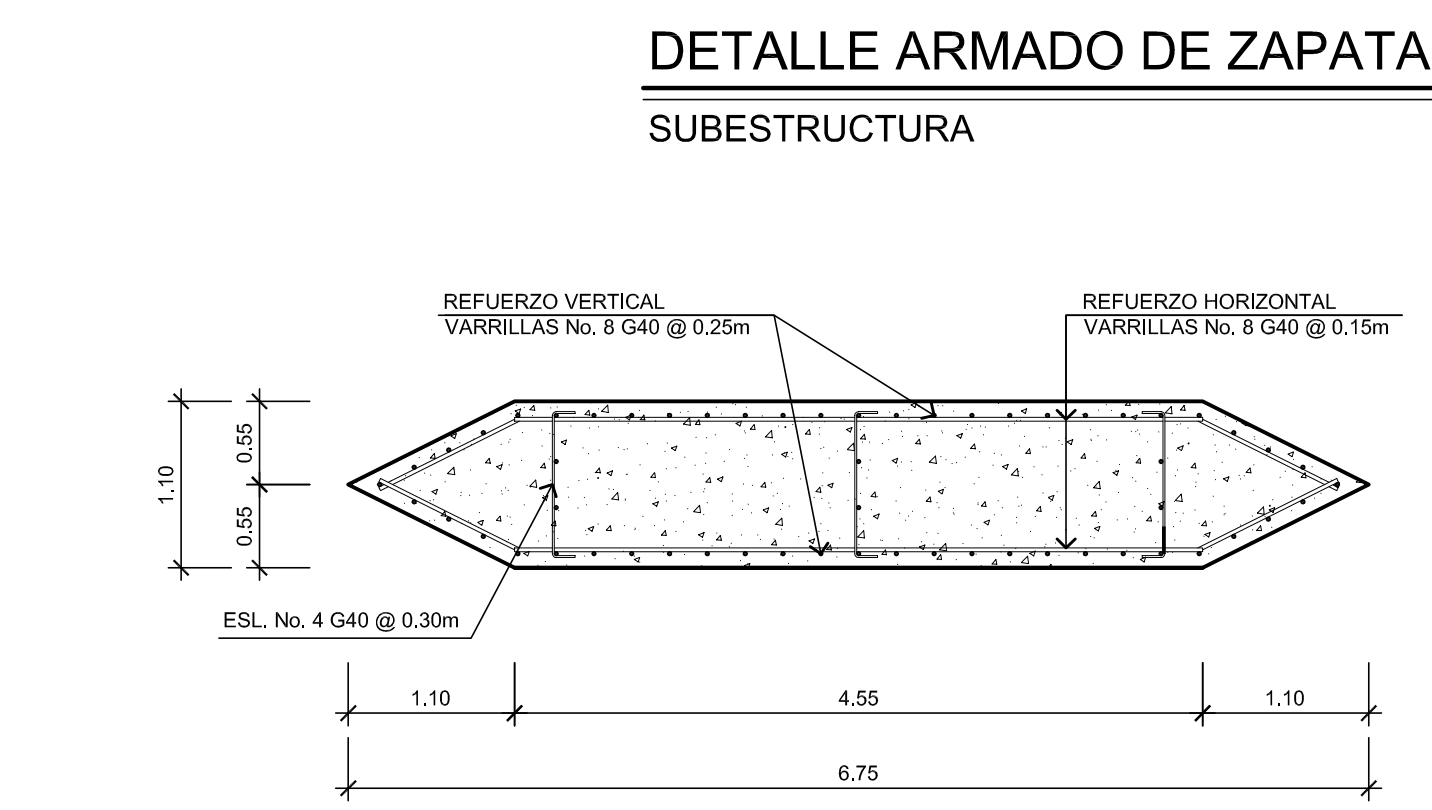
ESCALA 1 : 75



**SECCIÓN C - C**

GEOMETRÍA DE SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 75



**DETALLE ARMADO DE ZAPATA DE PILA CENTRAL**

SUBESTRUCTURA

ESCALA INDICADA



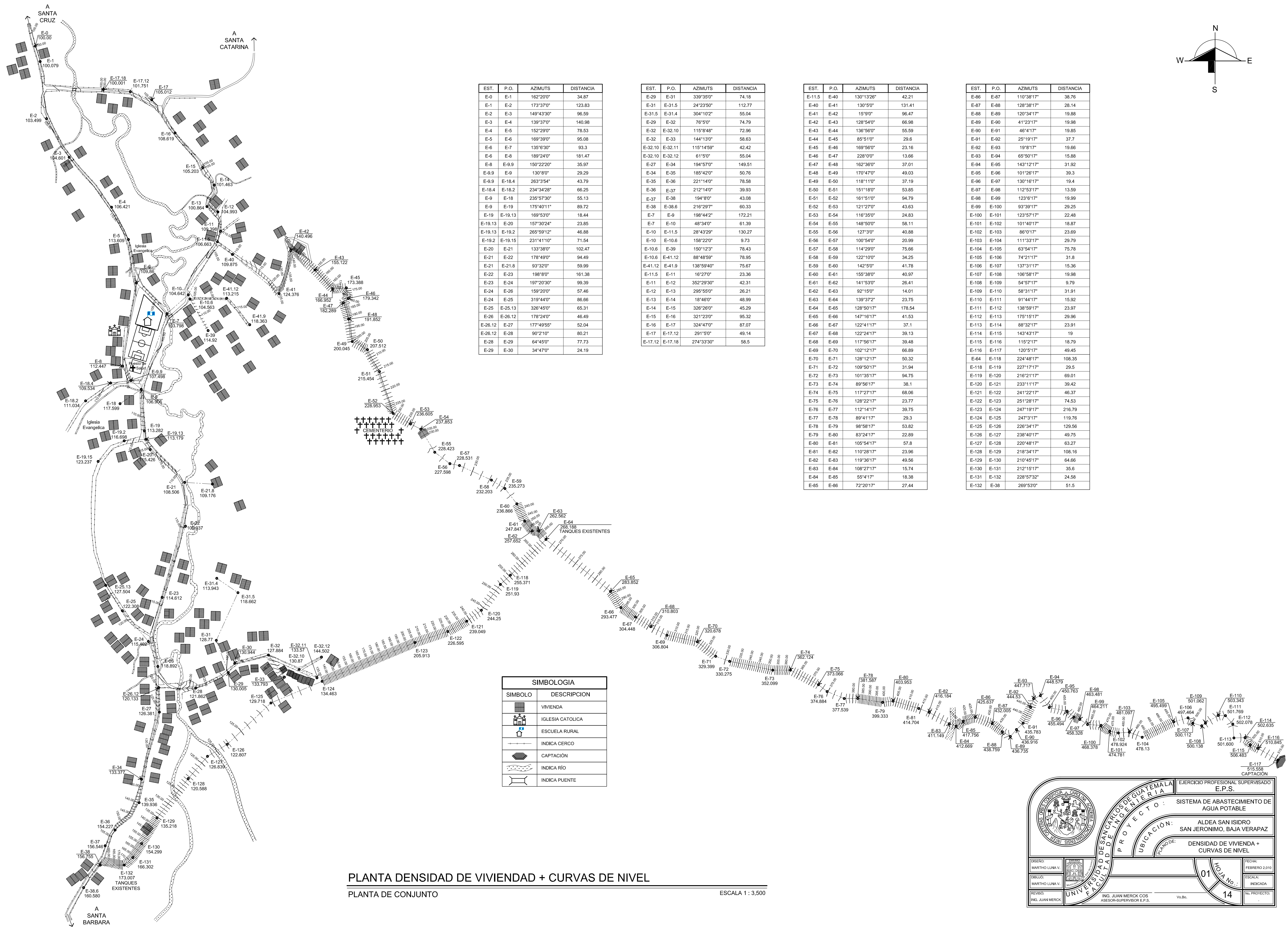
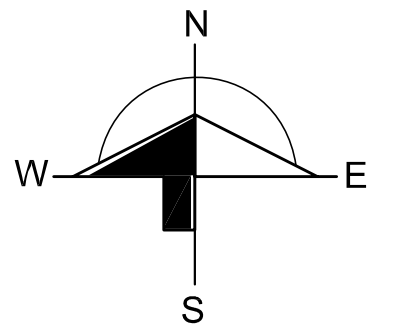
**DETALLE ARMADO DE PILA CENTRAL**

SUBESTRUCTURA

ESCALA 1 : 50

		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <b>E.P.S.</b>	
DISEÑO: MARTHO LUNA V.		PUENTE VEHICULAR EL HORNITO	
DIBUJO: MARTHO LUNA V.		CASERIO EL HORNITO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	
REVISÓ: ING. JUAN MERCK		ARMADO DE SUBESTRUCTURA	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.		HOJA No. 05	
No. PROYECTO:		FECHA: FEBRERO 2.010	
Vo.Bo.		ESCALA: INDICADA	





EST.	P.O.	AZIMUTS	DISTANCIA
E-0	E-1	162°20'0"	34.87
E-1	E-2	173°37'0"	123.83
E-2	E-3	149°43'30"	96.59
E-3	E-4	139°37'0"	140.98
E-4	E-5	152°29'0"	78.53
E-5	E-6	169°39'0"	95.08
E-6	E-7	135°6'30"	93.3
E-6	E-8	189°24'0"	181.47
E-8	E-9.9	150°22'20"	35.97
E-9.9	E-9	130°8'0"	29.29
E-9	E-18.4	263°3'54"	43.79
E-18.4	E-18.2	234°34'28"	66.25
E-9	E-18	235°57'30"	55.13
E-9	E-19	175°40'11"	89.72
E-19	E-19.13	169°53'0"	18.44
E-19.13	E-20	157°30'24"	23.85
E-19.13	E-19.2	265°59'12"	46.88
E-19.2	E-19.15	231°41'10"	71.54
E-20	E-21	133°38'0"	102.47
E-21	E-22	178°49'0"	94.49
E-21	E-21.8	93°32'0"	59.99
E-22	E-23	198°8'0"	161.38
E-23	E-24	197°20'30"	99.39
E-24	E-26	159°20'0"	57.46
E-24	E-25	319°44'0"	86.66
E-25	E-25.13	326°45'0"	65.31
E-26	E-26.12	178°24'0"	46.49
E-26.12	E-27	177°49'55"	52.04
E-26.12	E-28	90°2'10"	80.21
E-28	E-29	64°45'0"	77.73
E-29	E-30	34°47'0"	24.19

EST.	P.O.	AZIMUTS	DISTANCIA
E-29	E-31	339°35'0"	74.18
E-31	E-31.5	24°23'50"	112.77
E-31.5	E-31.4	304°1'02"	55.04
E-29	E-32	76°5'0"	74.79
E-32	E-32.10	115°8'48"	72.96
E-32	E-33	144°13'0"	58.63
E-32.10	E-32.11	115°14'59"	42.42
E-32.10	E-32.12	61°5'0"	55.04
E-27	E-34	194°57'0"	149.51
E-34	E-35	185°42'0"	50.76
E-35	E-36	221°14'0"	78.58
E-36	E-37	212°14'0"	39.93
E-37	E-38	194°8'0"	43.08
E-38	E-38.6	216°29'7"	60.33
E-38	E-38.6	216°29'7"	60.33
E-7	E-9	198°44'2"	172.21
E-19.13	E-10	48°34'0"	61.39
E-10	E-11.5	28°43'29"	130.27
E-10	E-10.6	158°22'0"	9.73
E-10.6	E-9	150°12'3"	78.43
E-10.6	E-41.12	88°48'59"	78.95
E-41.12	E-41.9	138°59'40"	75.67
E-11.5	E-11	16°27'0"	23.36
E-11	E-12	352°29'30"	42.31
E-12	E-13	295°55'0"	26.21
E-13	E-14	18°46'0"	46.99
E-14	E-15	326°26'0"	45.29
E-15	E-16	321°23'0"	95.32
E-16	E-17	324°47'0"	87.07
E-17	E-17.12	291°5'0"	49.14
E-17.12	E-17.18	274°33'30"	58.5

EST.	P.O.	AZIMUTS	DISTANCIA
E-11.5	E-40	130°13'26"	42.21
E-40	E-41	130°5'0"	131.41
E-41	E-42	15°9'0"	96.47
E-42	E-43	128°54'0"	66.98
E-43	E-44	136°56'0"	55.59
E-44	E-45	85°51'0"	29.6
E-45	E-46	169°56'0"	23.16
E-46	E-47	228°0'0"	13.66
E-47	E-48	162°36'0"	37.01
E-48	E-49	170°47'0"	49.03
E-49	E-50	118°11'0"	37.19
E-50	E-51	151°18'0"	53.85
E-51	E-52	161°51'0"	94.79
E-52	E-53	121°27'0"	43.63
E-53	E-54	116°35'0"	24.83
E-54	E-55	148°50'0"	58.11
E-55	E-56	127°3'0"	40.88
E-56	E-57	100°54'0"	20.99
E-57	E-58	114°29'0"	75.66
E-58	E-59	122°10'0"	34.25
E-59	E-60	142°5'0"	41.78
E-60	E-61	155°38'0"	40.97
E-61	E-62	141°53'0"	26.41
E-62	E-63	92°15'0"	14.01
E-63	E-64	139°37'2"	23.75
E-64	E-65	128°50'17"	178.54
E-65	E-66	147°16'17"	41.53
E-66	E-67	122°41'17"	37.1
E-67	E-68	122°24'17"	39.13
E-68	E-69	117°56'17"	39.48
E-69	E-70	102°12'17"	66.89
E-70	E-71	128°12'17"	50.32
E-71	E-72	109°50'17"	31.94
E-72	E-73	101°35'17"	94.75
E-73	E-74	89°56'17"	38.1
E-74	E-75	117°27'17"	68.06
E-75	E-76	128°22'17"	23.77
E-76	E-77	112°14'17"	39.75
E-77	E-78	89°41'17"	29.3
E-78	E-79	98°59'17"	53.82
E-79	E-80	83°24'17"	22.89
E-80	E-81	105°54'17"	57.8
E-81	E-82	110°28'17"	23.96
E-82	E-83	119°36'17"	49.56
E-83	E-84	108°27'17"	15.74
E-84	E-85	55°4'17"	18.38
E-85	E-86	72°20'17"	27.44

EST.	P.O.	AZIMUTS	DISTANCIA
E-86	E-87	110°38'17"	38.76
E-87	E-88	128°38'17"	28.14
E-88	E-89	120°34'17"	19.88
E-89	E-90	41°23'17"	19.98
E-90	E-91	46°41'17"	19.85
E-91	E-92	25°19'17"	37.7
E-92	E-93	19°8'17"	19.66
E-93	E-94	65°50'17"	15.88
E-94	E-95	143°12'17"	31.92
E-95	E-96	101°26'17"	39.3
E-96	E-97	130°16'17"	19.4
E-97	E-98	112°53'17"	13.59
E-98	E-99	123°6'17"	19.99
E-99	E-100	93°39'17"	29.25
E-100	E-101	123°57'17"	22.48
E-101	E-102	101°40'17"	18.87
E-102	E-103	86°0'17"	23.69
E-103	E-104	111°33'17"	29.79
E-104	E-105	63°54'17"	75.78
E-105	E-106	74°21'17"	31.8
E-106	E-107	137°31'17"	15.36
E-107	E-108	106°58'17"	19.98
E-108	E-109	54°57'17"	9.79
E-109	E-110	58°31'17"	31.91
E-110	E-111	91°44'17"	15.82
E-111	E-112	138°59'17"	23.97
E-112	E-113	175°15'17"	29.96
E-113	E-114	88°32'17"	23.91
E-114	E-115	143°43'17"	19
E-115	E-116	115°21'17"	18.79
E-116	E-117	120°51'17"	49.45
E-117	E-118	224°48'17"	108.35
E-118	E-119	227°17'17"	29.5
E-119	E-120	216°21'17"	69.01
E-120	E-121	233°11'17"	39.42
E-121	E-122	241°22'17"	48.37
E-122	E-123	251°28'17"	74.53
E-123	E-124	247°19'17"	216.79
E-124	E-125	247°31'17"	119.76
E-125	E-126	228°34'17"	129.56
E-126	E-127	238°40'17"	49.75
E-127	E-128	220°48'17"	63.27
E-128	E-129	218°34'17"	108.16
E-129	E-130	210°45'17"	64.66
E-130	E-131	212°15'17"	35.6
E-131	E-132	228°57'32"	24.58
E-132	E-38	269°53'0"	51.5

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	VIVIENDA
	IGLESIA CATOLICA
	ESCUELA RURAL
	INDICA CERCO
	CAPTACION
	INDICA RIO
	INDICA PUENTE

PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDAS + CURVAS DE NIVEL  
PLANTA DE CONJUNTO

ESCALA 1 : 3,500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO  
E.P.S.

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

UBICACION: ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ

FRANQUEO: DENSIDAD DE VIVIENDA + CURVAS DE NIVEL

DISENYO: MARTHO LUNA V.

REVISOR: INGL. JUAN MERCK

01 HOJA No.

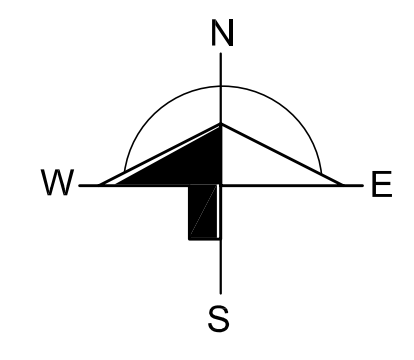
14

FECHA: FEBRERO 2.010

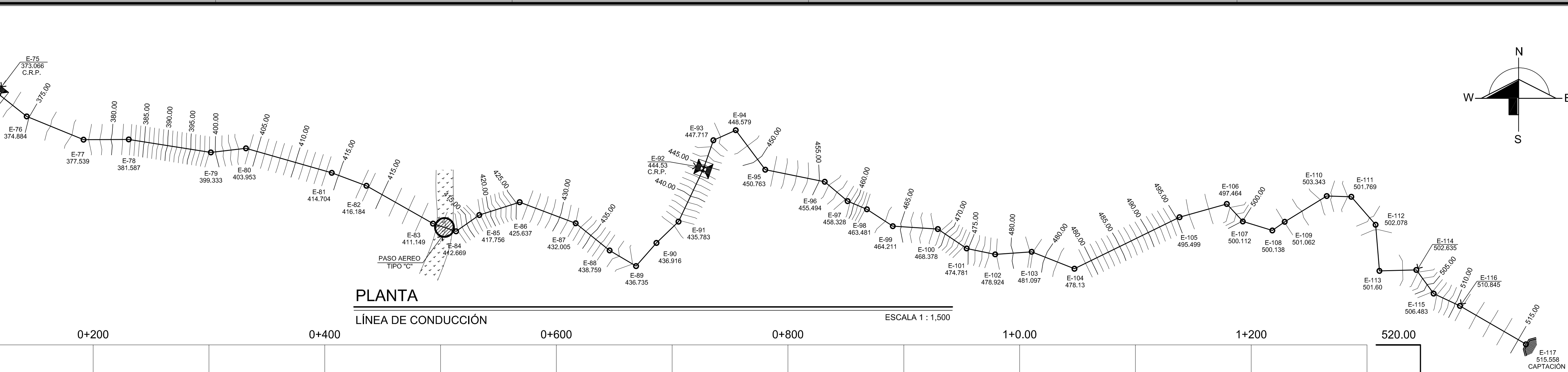
ESCALA: INDICADA

No. PROYECTO:

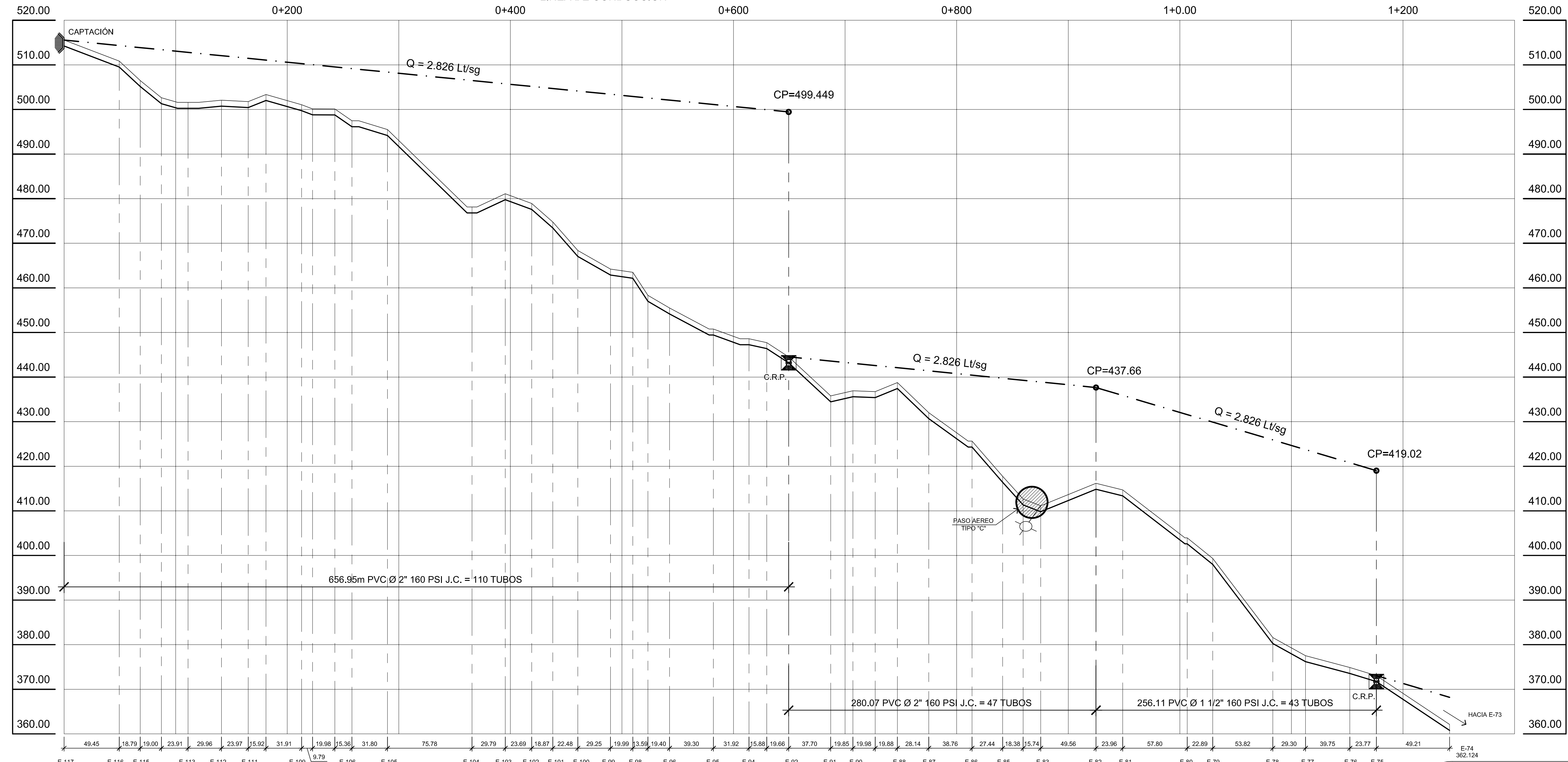




SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	CAJA ROMPE PRESIÓN
	CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDALES
	INDICA TUBERIA Ø INDICADO
	CAPTACIÓN
	INDICA RIO
	COTA PIEZOMETRICA
	UNION DE TUBERIA JUNTA CEMENTADA
	VALVULA DE LIMPIEZA



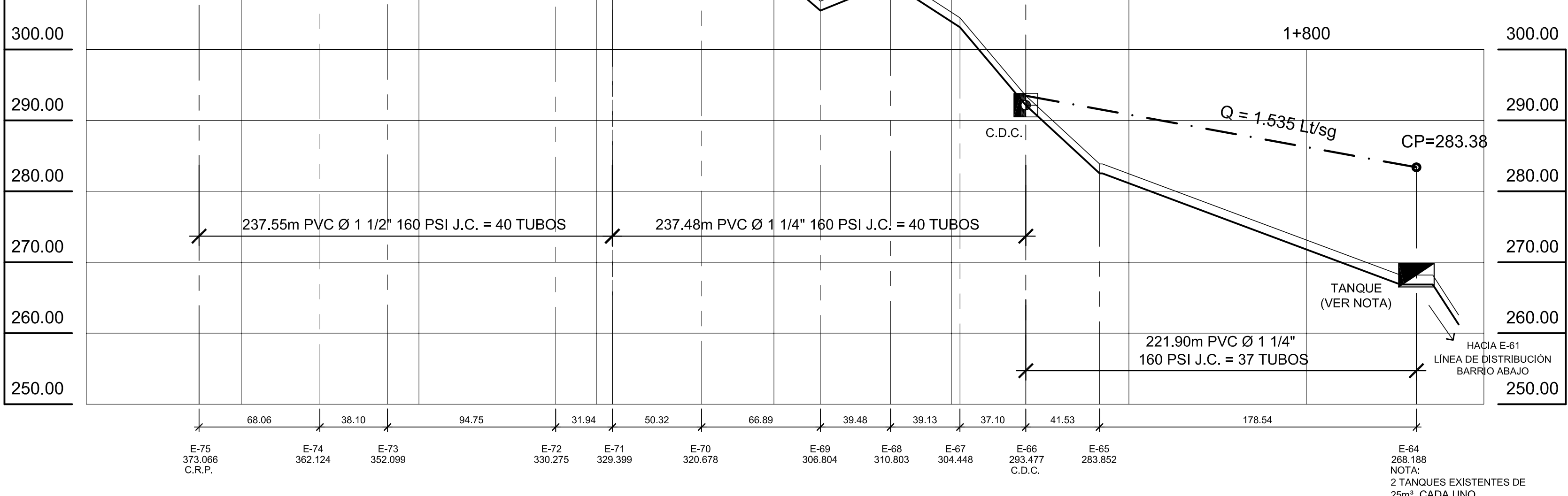
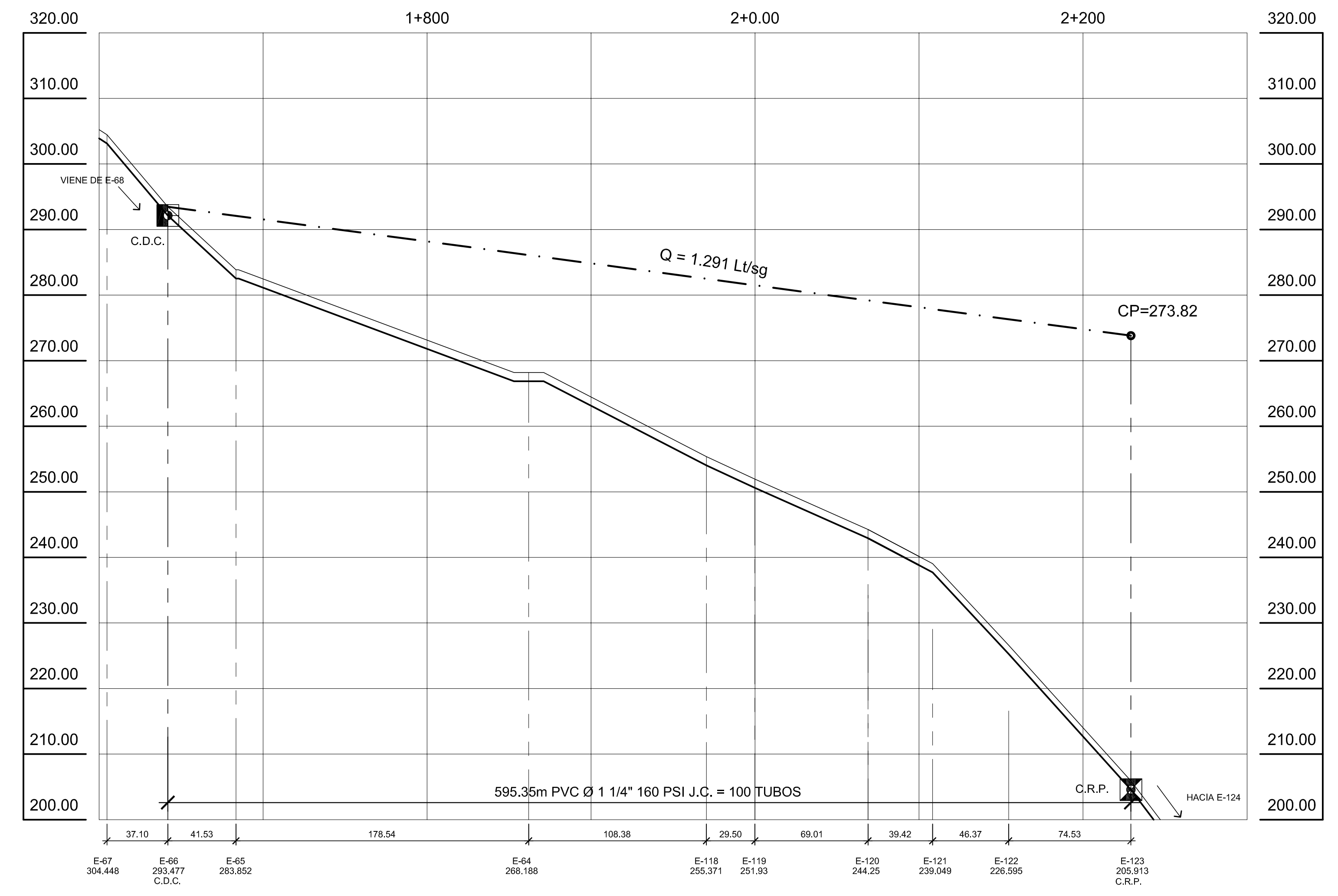
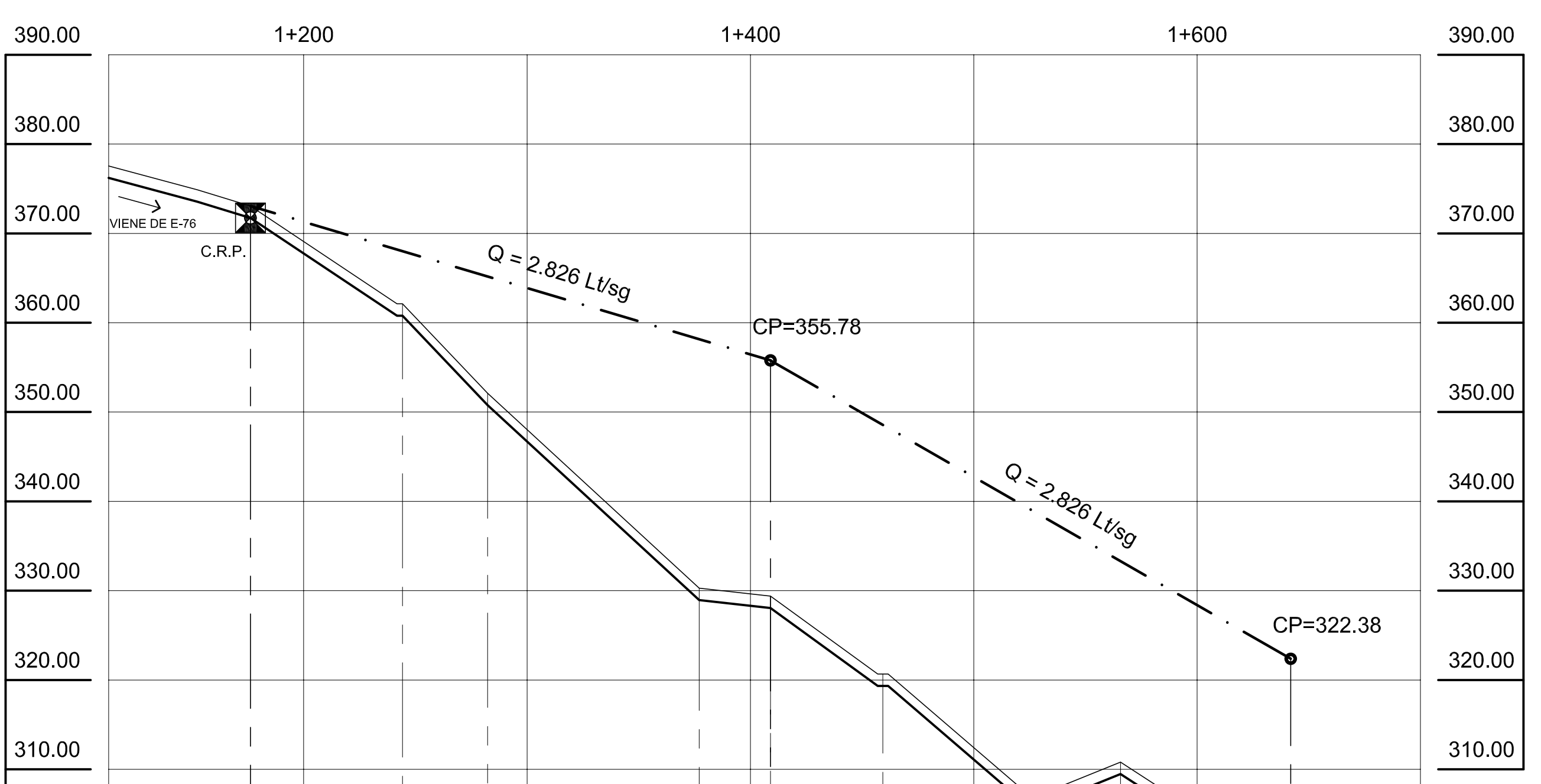
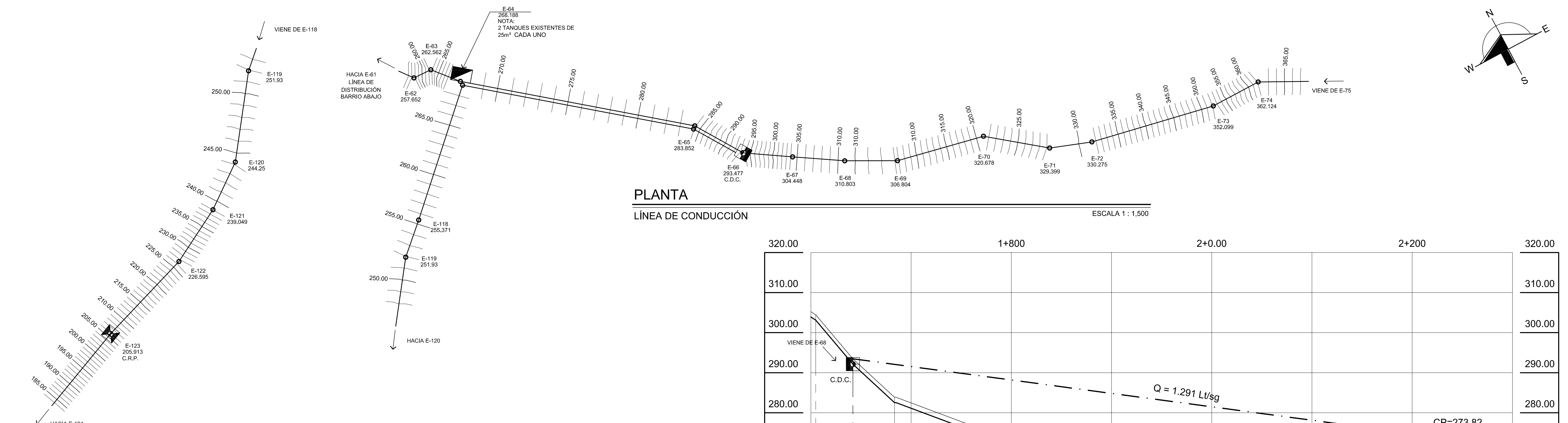
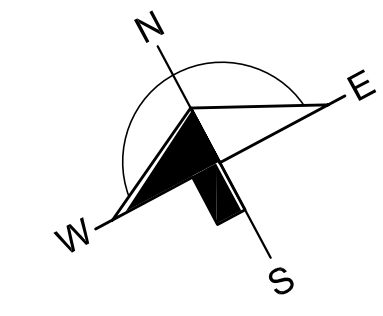
PLANTA  
LÍNEA DE CONDUCCIÓN  
ESCALA 1 : 1,500



PERFIL DE E-117 A E-75  
LÍNEA DE CONDUCCIÓN  
ESCALA HORIZONTAL 1 : 2,000  
ESCALA VERTICAL 1 : 500

- ESPECIFICACIONES GENERALES:
- PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN DE TUBERÍA 0.80 m
  - TODA LA TUBERÍA SERA PVC 1120 Y DE 160 PSI, DEBERÁ DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM D 2241-00.
  - LOS ACCESORIOS DEBERÁN CUMPLIR CON LA NORMA ASTM 2466-90 CEDULA 40

	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
	E.P.S.	
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		FECHA: FEBRERO 2.010 ESCALA: INDICADA No. PROYECTO:
UBICACIÓN: ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ		
TRANQUE: PLANTA - PERFIL Y LINEA DE CONDUCCIÓN		HOJA No.: 02 14
DISEÑO: MARTHO LUNA V. DIBUJO: MARTHO LUNA V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.		



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	CAJA ROMPE PRESIÓN
	CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDALES
	INDICA TUBERIA Ø INDICADO
	CAPTACIÓN
	INDICA RIO
	COTA PIEZOMETRICA
	UNION DE TUBERIA JUNTA CEMENTADA

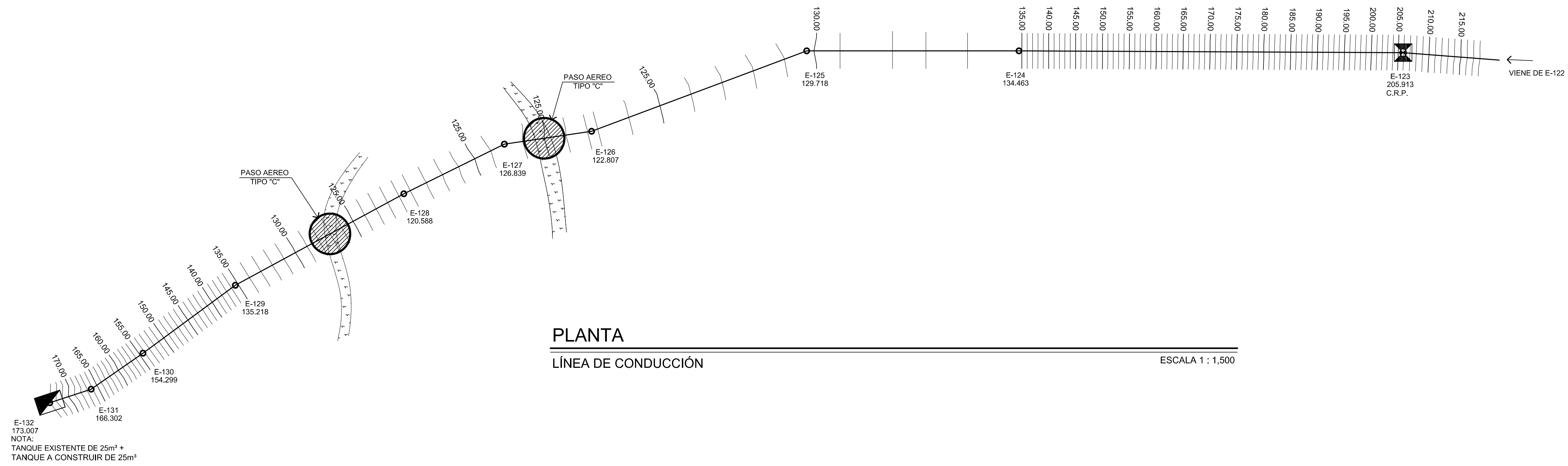
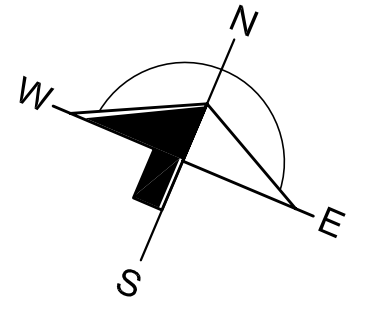
- ESPECIFICACIONES GENERALES:
- PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN DE TUBERÍA 0.80 m
  - TODA LA TUBERÍA SERA PVC 1120 Y DE 160 PSI, DEBERÁ DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM D 2241-00.
  - LOS ACCESORIOS DEBERÁN CUMPLIR CON LA NORMA ASTM 2466-90 CEDULA 40

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE  
UBICACION: ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ  
TRONCO: PLANTA - PERFIL 3/4 LINEA DE CONDUCCIÓN

HOJA No. 03 DE 14

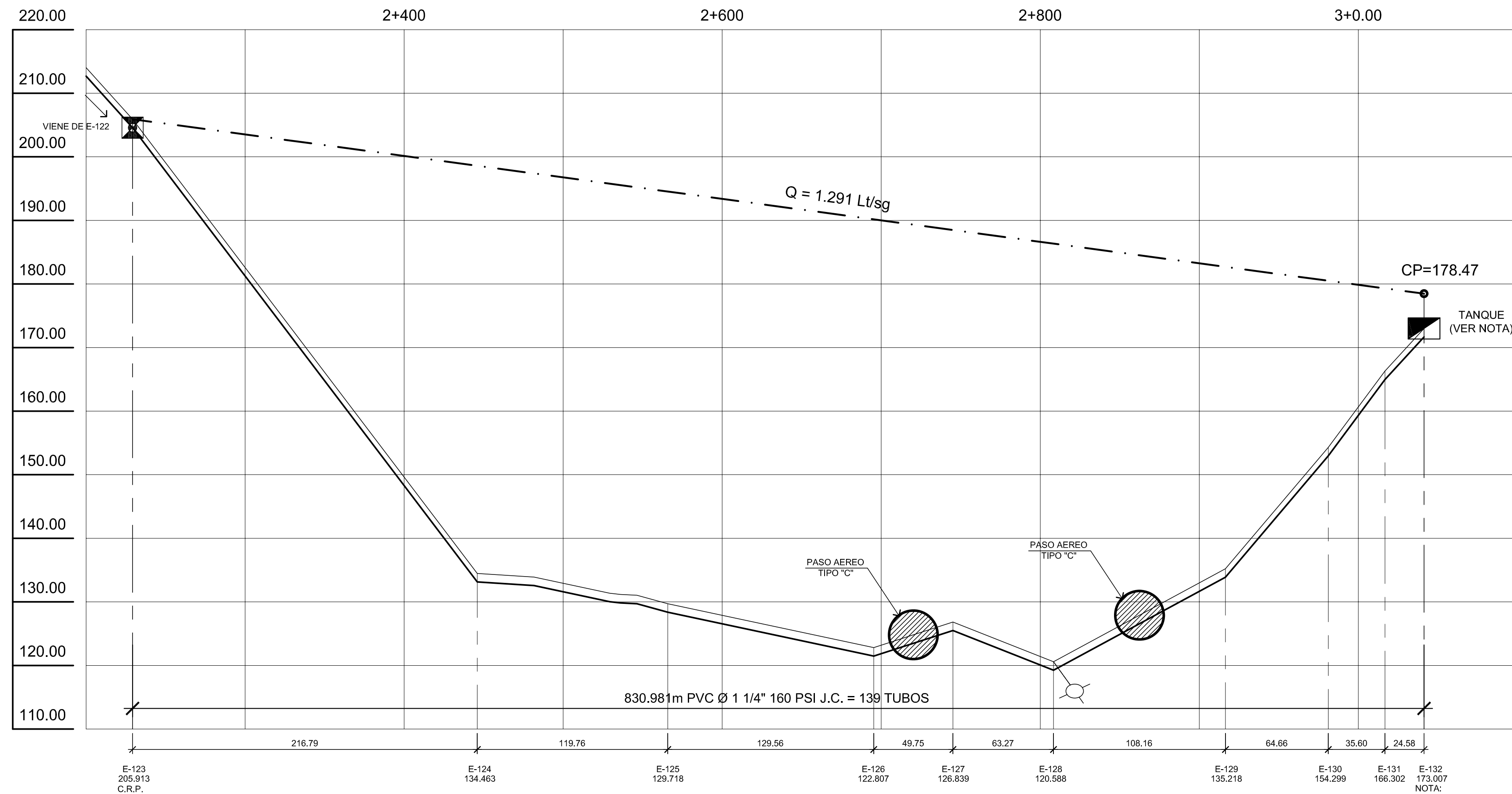
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.



**PLANTA**  
LÍNEA DE CONDUCCIÓN

ESCALA 1 : 1,500

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	C.R.P. CAJA ROMPE PRESIÓN
	C.D.C. CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDALES
	INDICA TUBERIA Ø INDICADO
	CAPTACIÓN
	INDICA RIO
	CP COTA PIEZOMETRICA
	VALVULA DE LIMPIEZA
	J.C. UNION DE TUBERIA JUNTA CEMENTADA



**PERFIL DE E-123 A E-132**

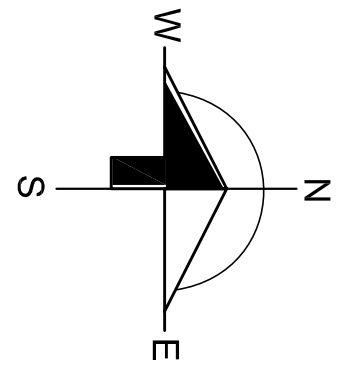
LÍNEA DE CONDUCCIÓN

ESCALA HORIZONTAL 1 : 2,000  
ESCALA VERTICAL 1 : 500

**ESPECIFICACIONES GENERALES:**

- PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN DE TUBERÍA 0.80 m
- TODA LA TUBERÍA SERA PVC 1120 Y DE 160 PSI, DEBERÁ DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM D 2241-00.
- LOS ACCESORIOS DEBERÁN CUMPLIR CON LA NORMA ASTM 2466-90 CEDULA 40

		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
DISEÑO: MARTHO LUNA V. DIBUJO: MARTHO LUNA V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ PLANTA - PERFIL 1/2 LÍNEA DE CONDUCCIÓN	
UNIV. DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		PROYECTO: 04 HOJA No.: 14	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.		FECHA: FEBRERO 2,010 ESCALA: INDICADA No. PROYECTO:	



SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
[House icon]	VIVIENDA
[Dashed line with diameter]	INDICA TUBERIA PVC Ø INDICADO
[Wavy line]	INDICA RIO
[Bridge icon]	INDICA PUENTE
[Tank icon]	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
CP	COTA PIEZOMETRICA

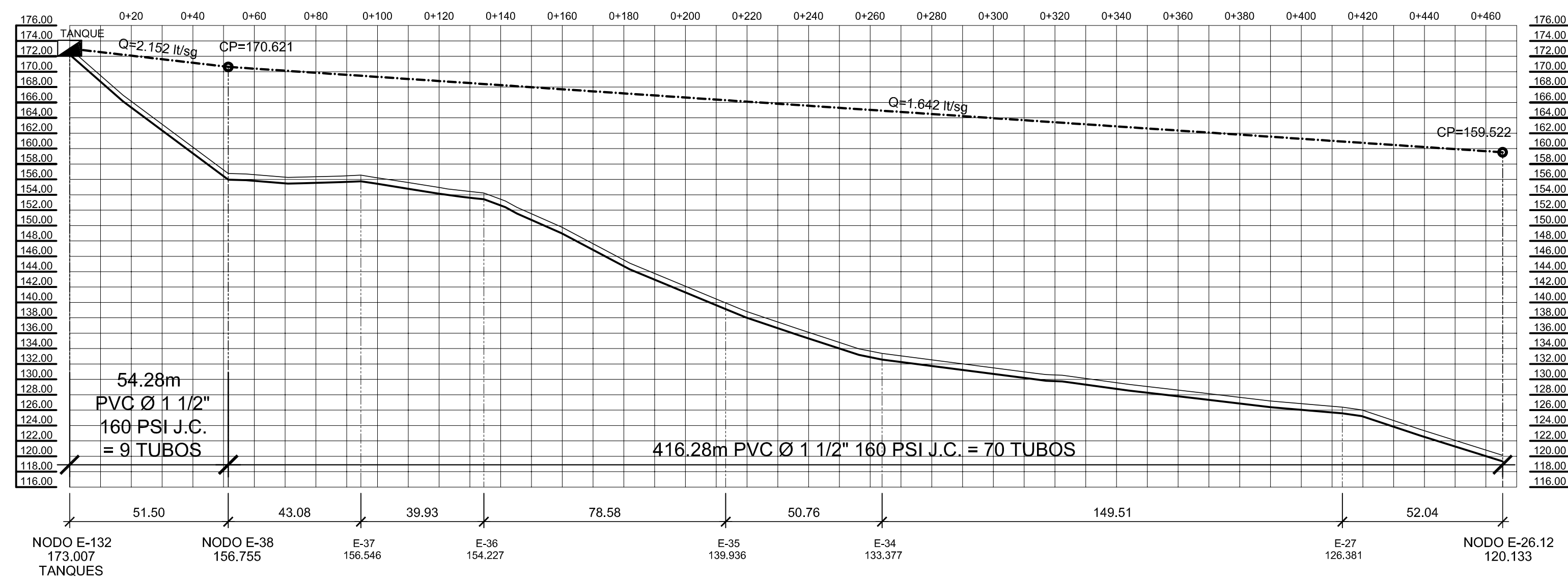
**PLANTA RED DE DISTRIBUCIÓN + CURVAS DE PRESIÓN**

PLANTA BARRIO ARRIBA

ESCALA 1 : 1,250

		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <b>E.P.S.</b>	
DISEÑO: MARTHO LUNA V. DIBUJO: MARTHO LUNA V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK		PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE UBICACIÓN: ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ TÍTULO: RED DE DISTRIBUCIÓN + CURVAS DE PRESIÓN BARRIO ARRIBA	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.		HOJA No. 05	FECHA: FEBRERO 2.010 ESCALA: INDICADA No. PROYECTO: 14

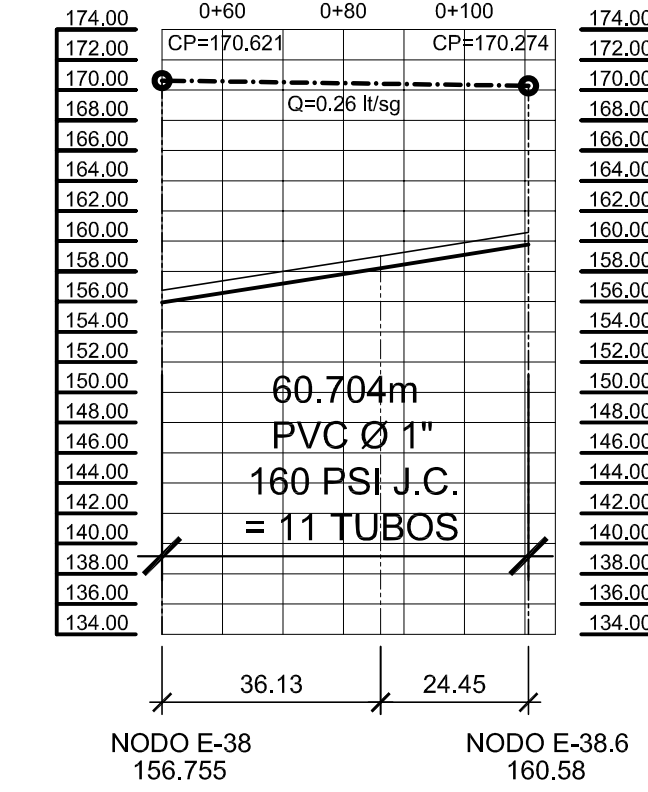




PERFIL DE NODO E-132 (TANQUES) A NODO E-26.12

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ARRIBA

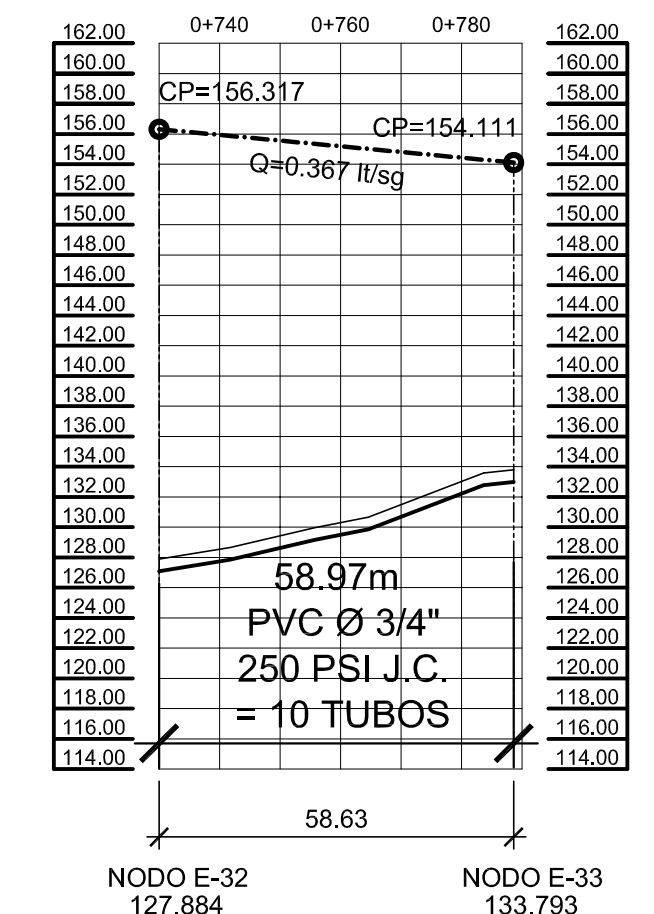
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



PERFIL DE NODO E-38 A NODO E-38.6

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ARRIBA

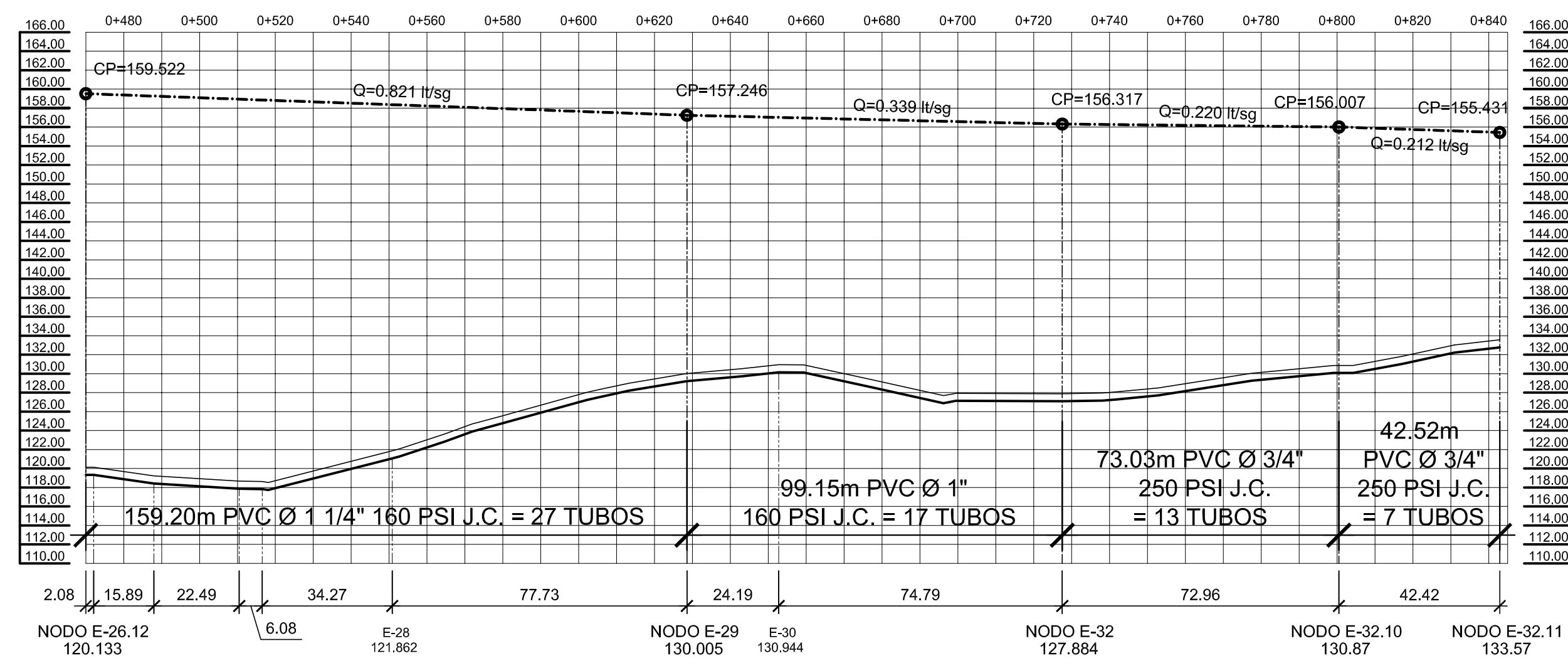
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



PERFIL DE NODO E-32 A NODO E-33

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ARRIBA

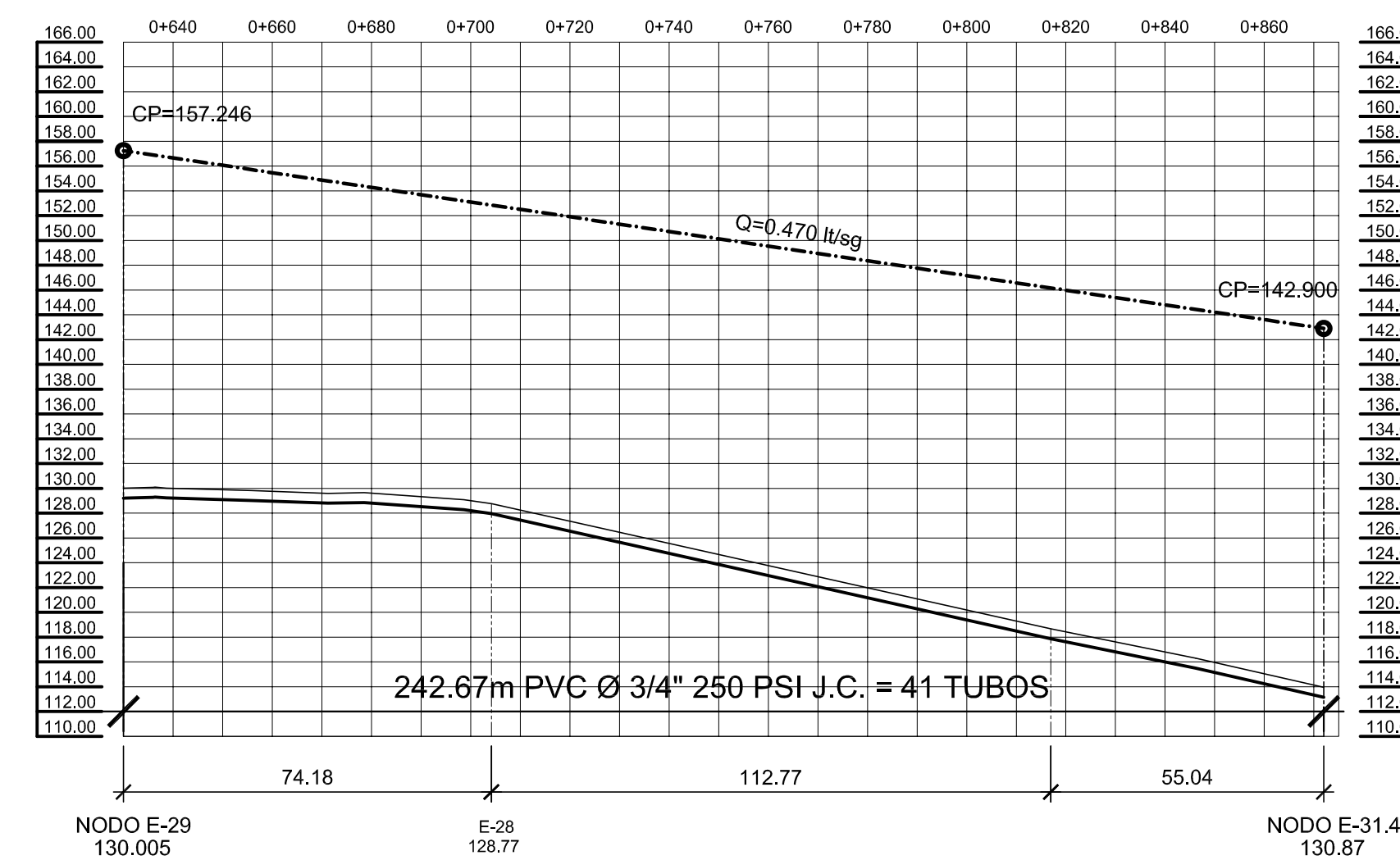
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



PERFIL DE NODO E-26.12 A NODO E-32.11

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ARRIBA

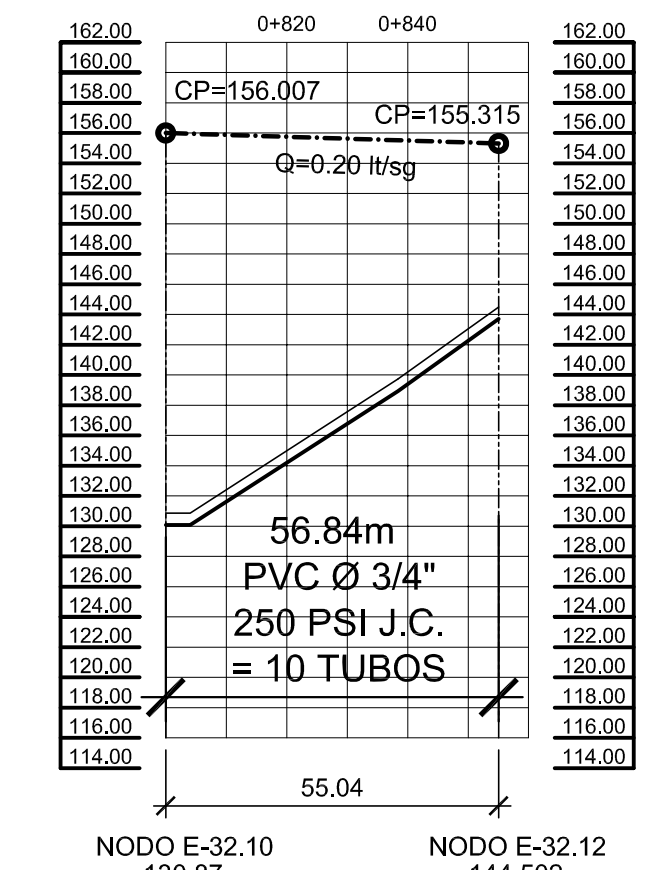
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



PERFIL DE NODO E-29 A NODO E-31.4

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ARRIBA

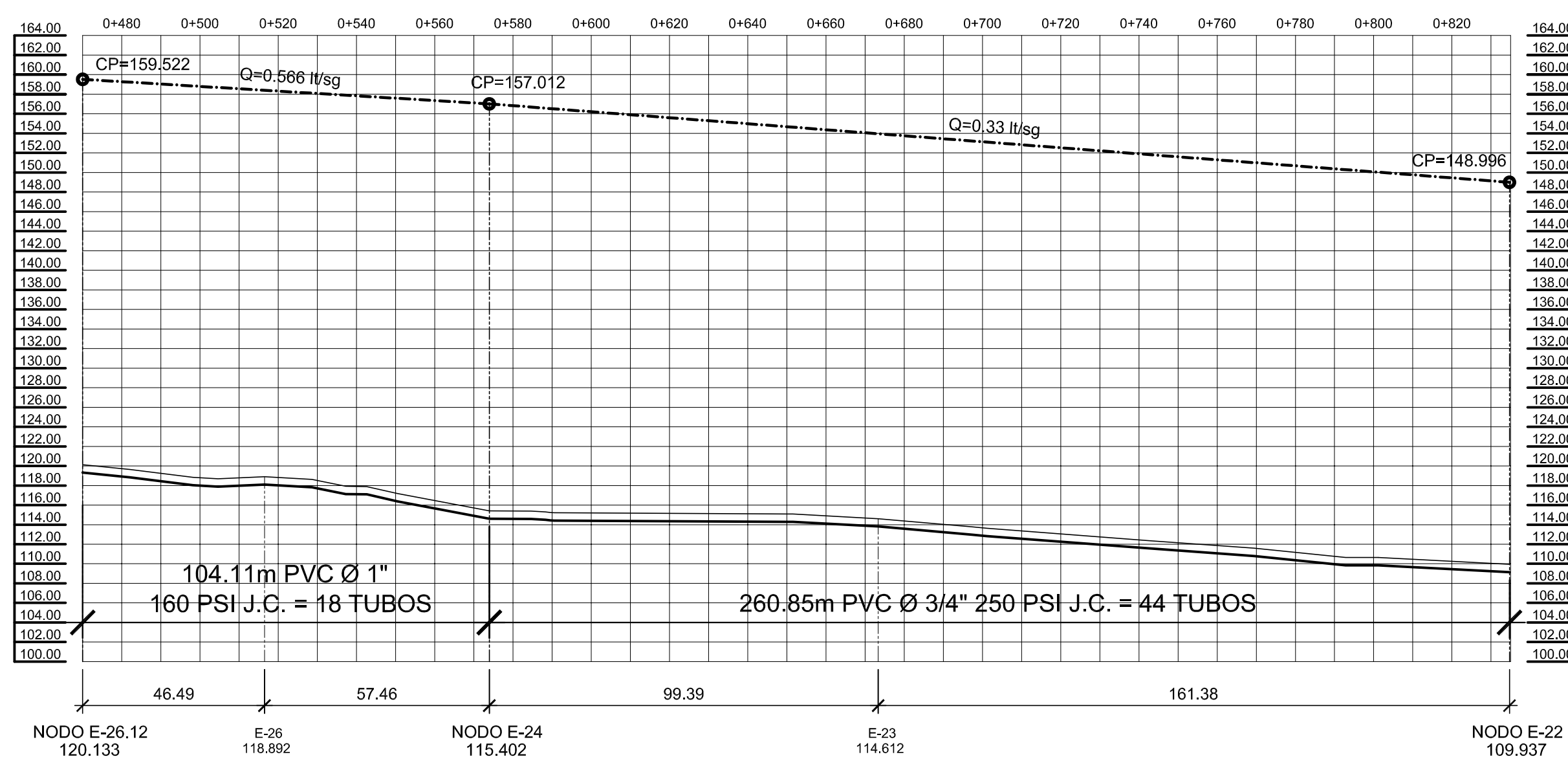
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



PERFIL DE NODO E-32.10 A NODO E-32.12

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ARRIBA

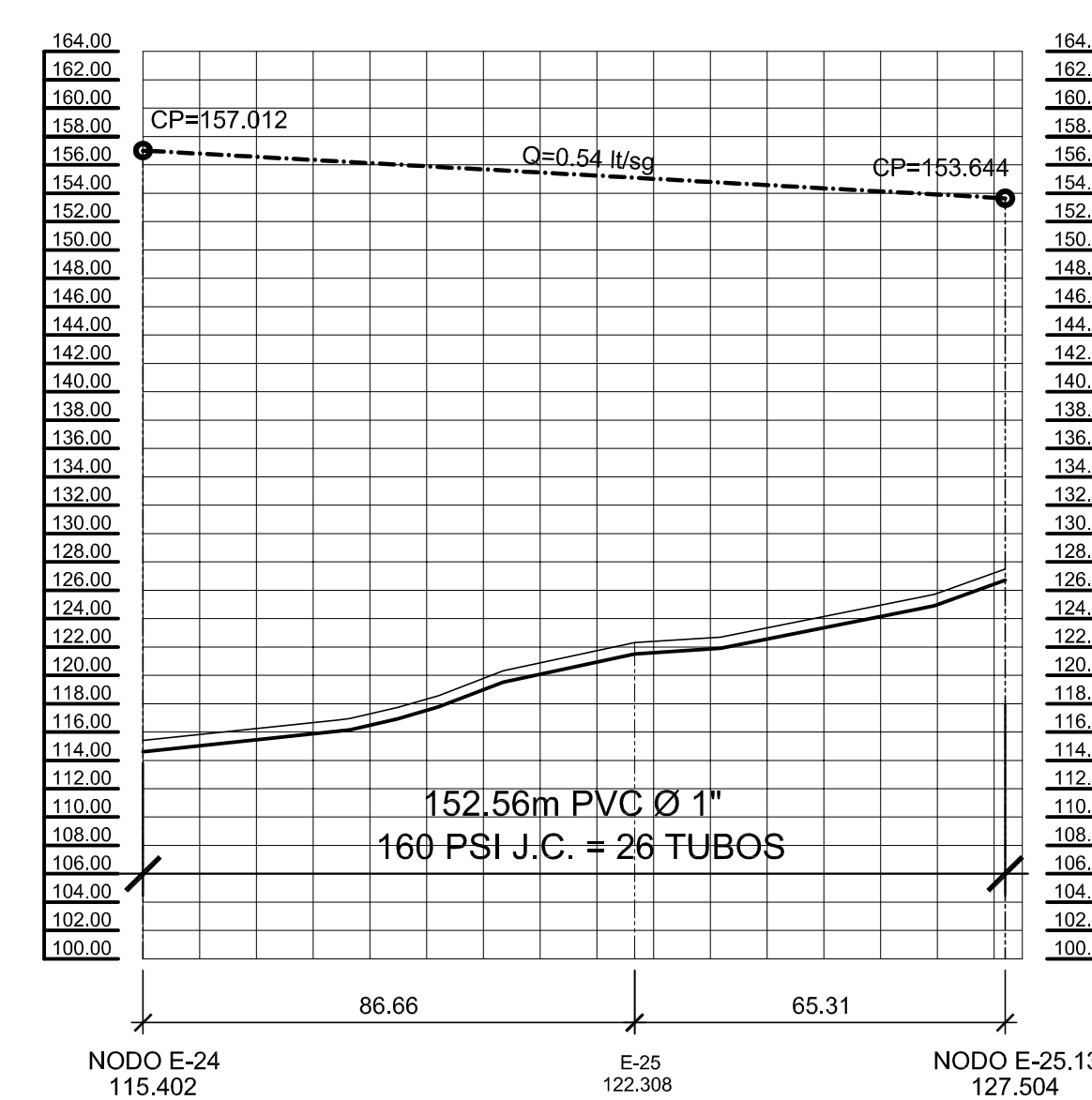
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



PERFIL DE NODO E-26.12 A NODO E-22

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ARRIBA

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



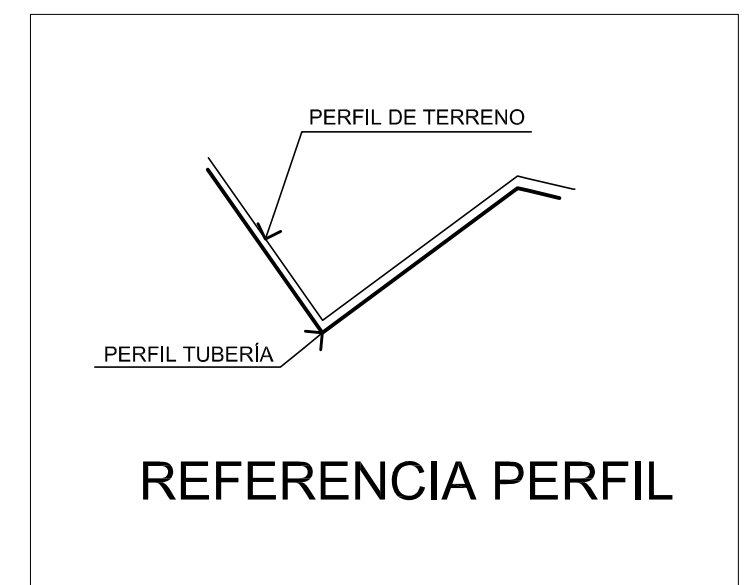
PERFIL DE NODO E-24 A NODO E-25.13

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ARRIBA

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500

ESPECIFICACIONES GENERALES:

- PROFUNDIDAD MINIMA DE INSTALACIÓN DE TUBERÍA:
  - SIN TRAFICO VEHICULAR = 0.80m
  - CON TRAFICO VEHICULAR = 1.10m
- TODA LA TUBERÍA SERA PVC 1120 Y DE PRESIÓN INDICADA, DEBERÁ DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM D 2241-00.
- LOS ACCESORIOS DEBERÁN CUMPLIR CON LA NORMA ASTM 2466-90 CEDULA 40



REFERENCIA PERFIL

SIMBOLOGIA	
▴	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
CP	COTA PIEZOMETRICA
J.C.	UNION DE TUBERIA JUNTA CEMENTADA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

UBICACION: ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ

TRANSACCION: PERFILES Y RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ARRIBA

HOJA No. 06

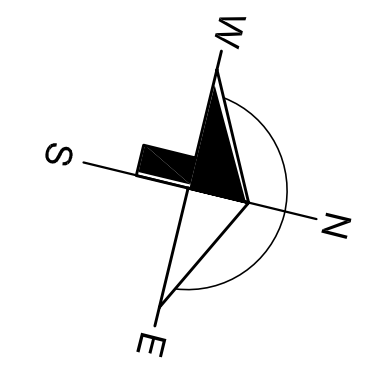
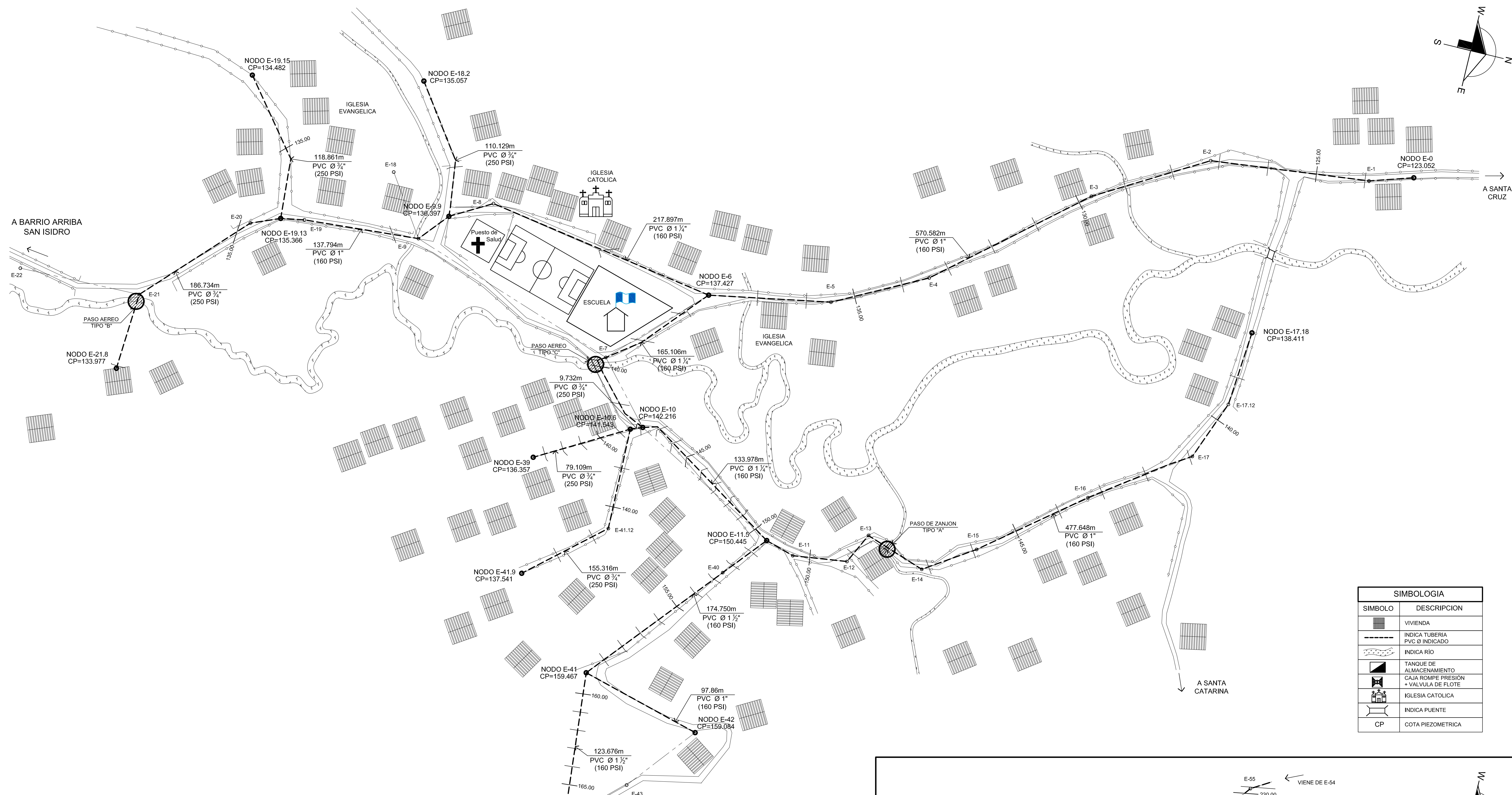
FECHA: FEBRERO 2010

ESCALA: INDICADA

No. PROYECTO: 14

ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.

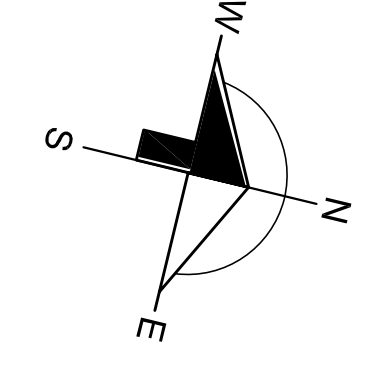
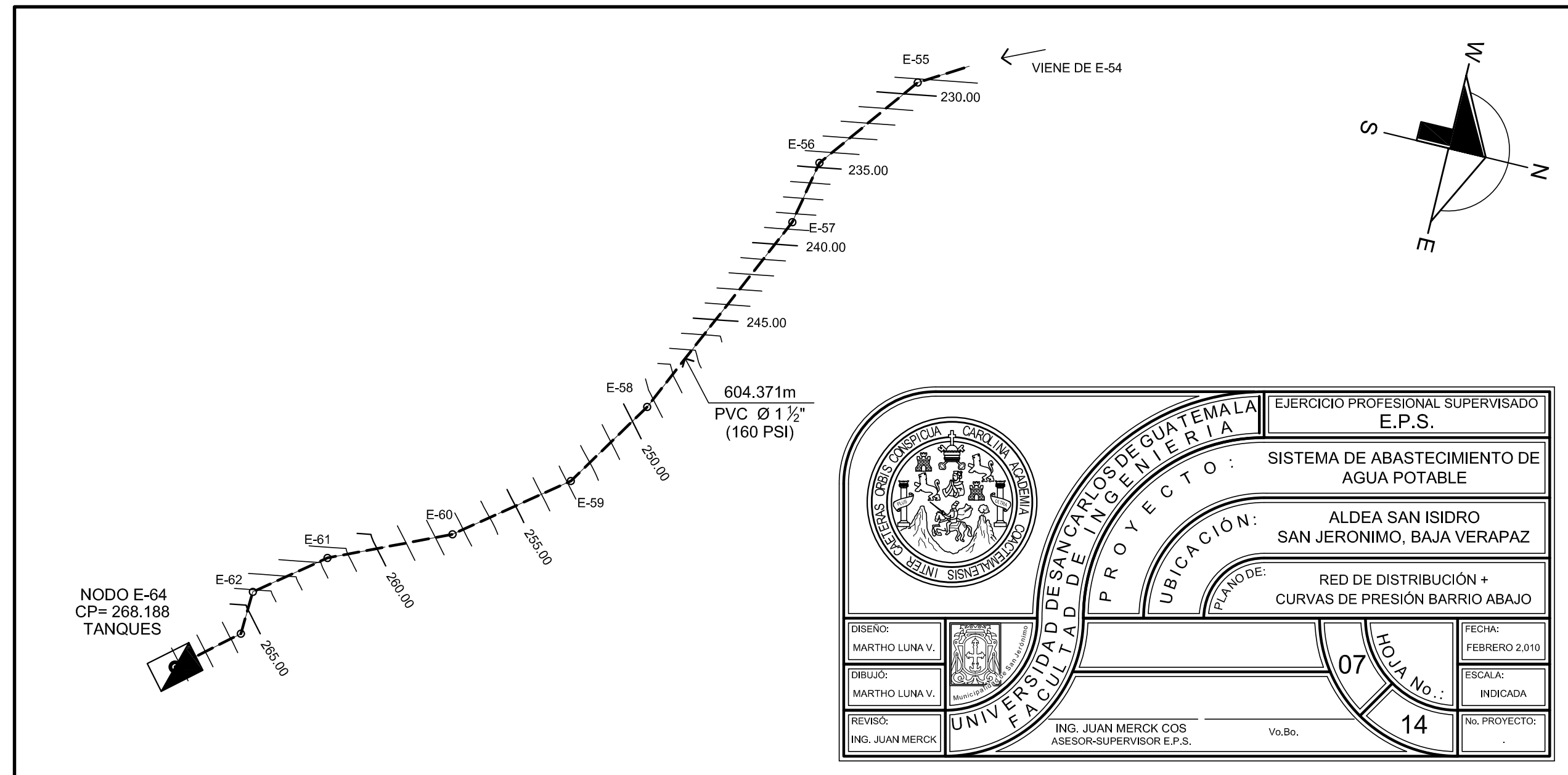




SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	VIVIENDA
	INDICA TUBERIA PVC Ø INDICADO
	INDICA RIO
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	CAJA ROMPE PRESIÓN + VALVULA DE FLOTE
	IGLESIA CATOLICA
	INDICA PUENTE
CP	COTA PIEZOMETRICA

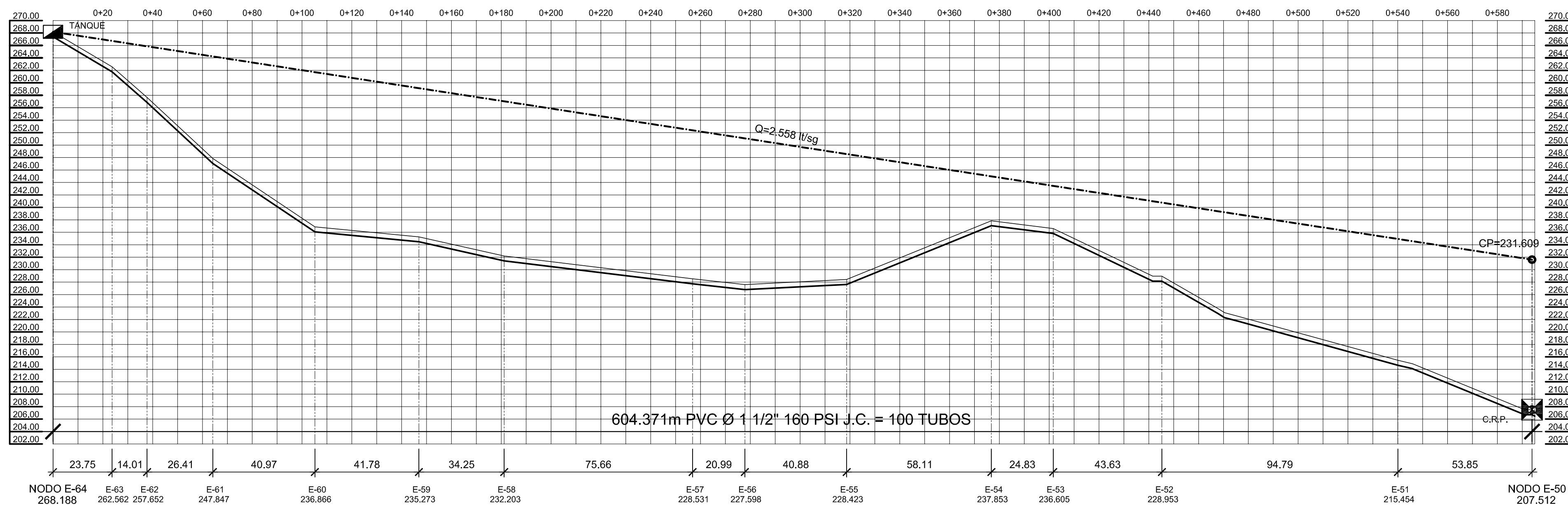
**PLANTA RED DE DISTRIBUCIÓN + CURVAS DE PRESIÓN**  
**PLANTA BARRIO ABAJO**

ESCALA 1 : 1.500



	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <b>E.P.S.</b>
	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
UBICACIÓN: <b>ALDEA SAN ISIDRO          SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ</b>	PROYECTO:
TÍTULO: <b>RED DE DISTRIBUCIÓN +          CURVAS DE PRESIÓN BARRIO ABAJO</b>	HOJA No.: <b>07</b>
DISEÑO: MARTHO LUNA V.	FECHA: FEBRERO 2.010
DIBUJO: MARTHO LUNA V.	ESCALA: INDICADA
REVISÓ: ING. JUAN MERCK	No. PROYECTO: <b>14</b>
ING. JUAN MERCK COS ASESOR-SUPERVISOR E.P.S.	Vo.Bo.

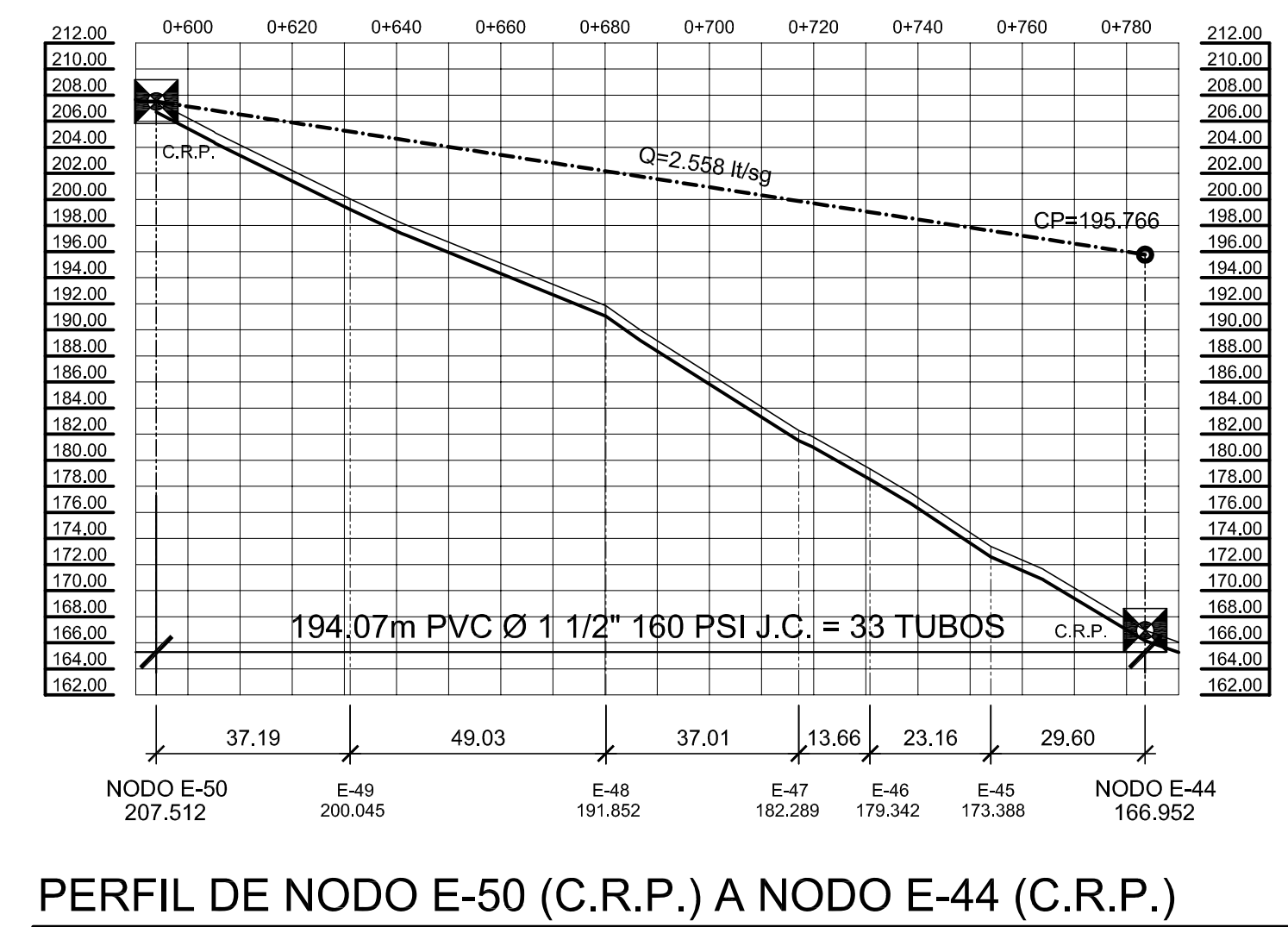




PERFIL DE NODO E-64 (TANQUES) A NODO E-50 (C.R.P.)

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

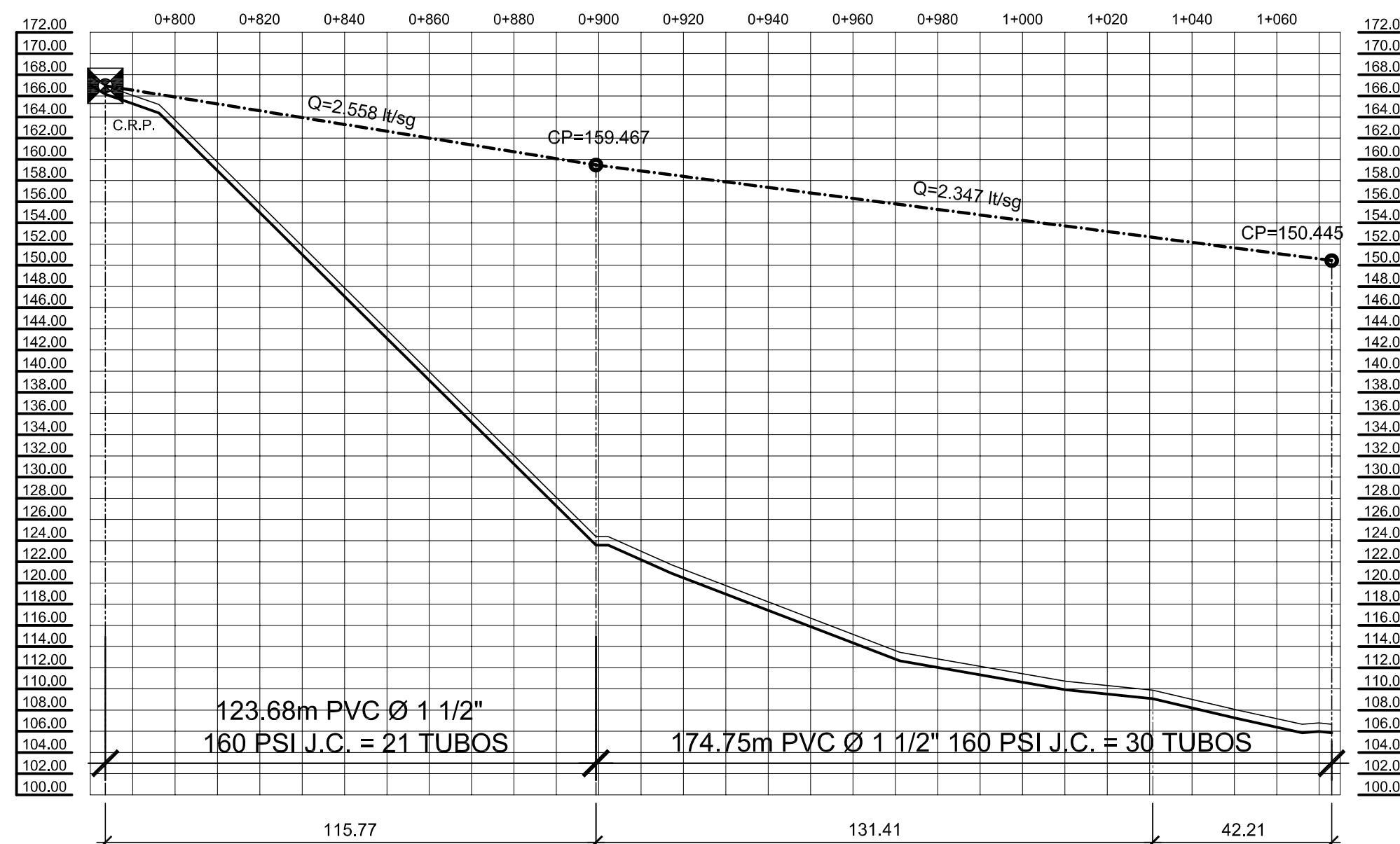
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



PERFIL DE NODO E-50 (C.R.P.) A NODO E-44 (C.R.P.)

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

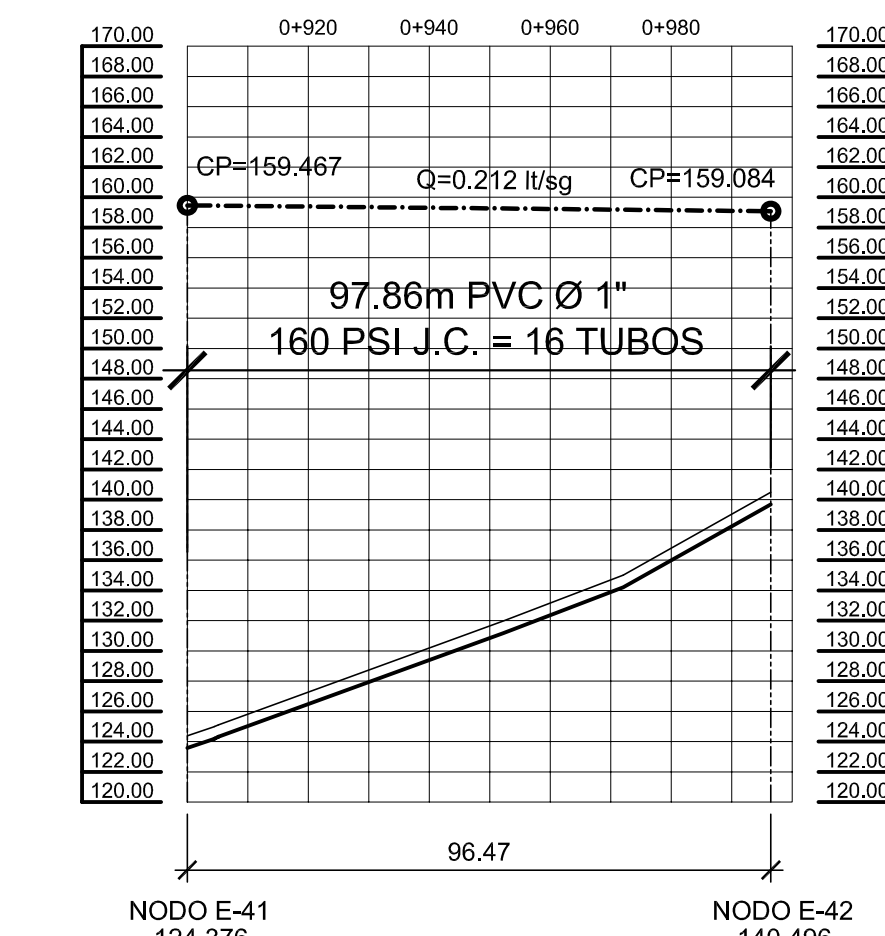
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



PERFIL DE NODO E-44 (C.R.P.) A NODO E-11.5

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



PERFIL DE NODO E-41 A NODO E-42

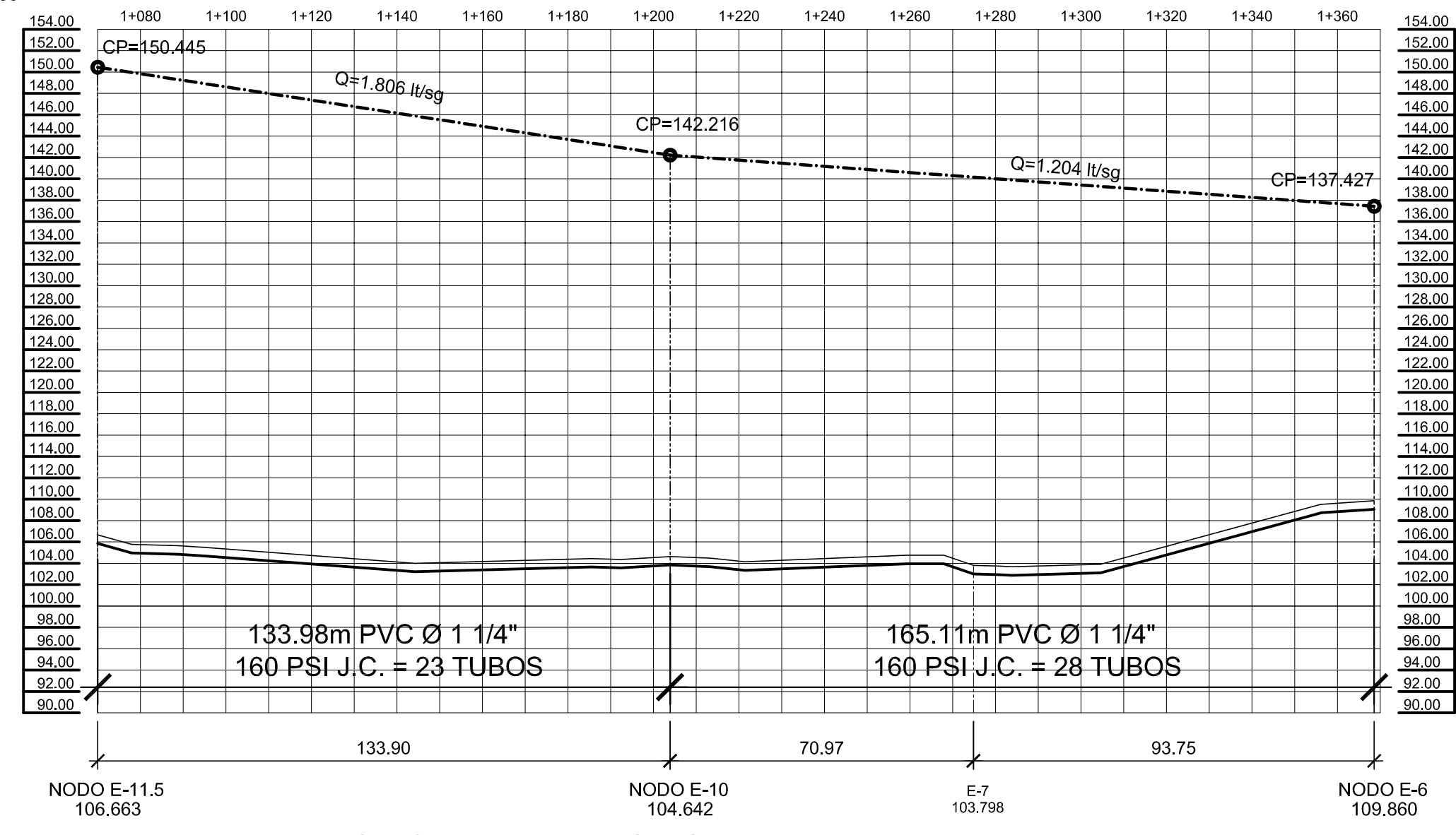
RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	CAJA ROMPE PRESIÓN
	COTA PIEZOMETRICA
	UNION DE TUBERIA JUNTA CEMENTADA

ESPECIFICACIONES GENERALES:

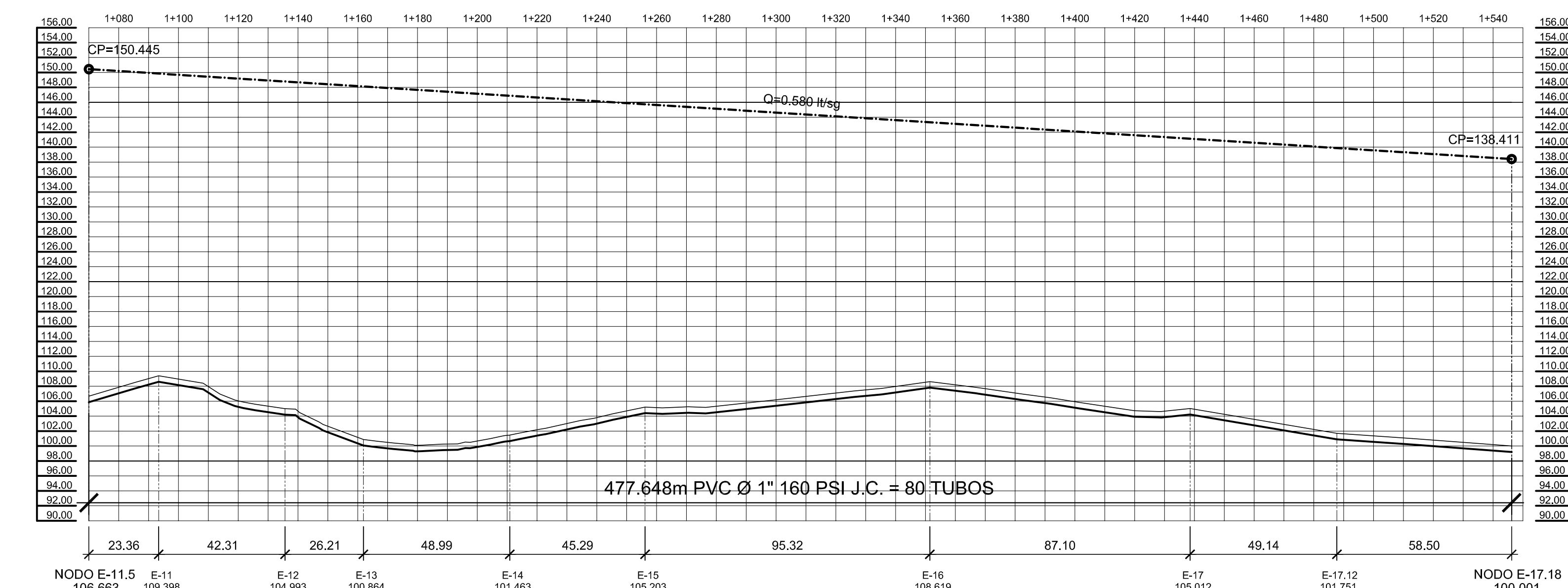
- PROFUNDIDAD MINIMA DE INSTALACIÓN DE TUBERÍA:
  - SIN TRAFICO VEHICULAR = 0.80m
  - CON TRAFICO VEHICULAR = 1.10m
- TODA LA TUBERÍA SERA PVC 1120 Y DE PRESIÓN INDICADA, DEBERÁ DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM D 2241-00.
- LOS ACCESORIOS DEBERÁN CUMPLIR CON LA NORMA ASTM 2466-90 CEDULA 40



PERFIL DE NODO E-11.5 A NODO E-6

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

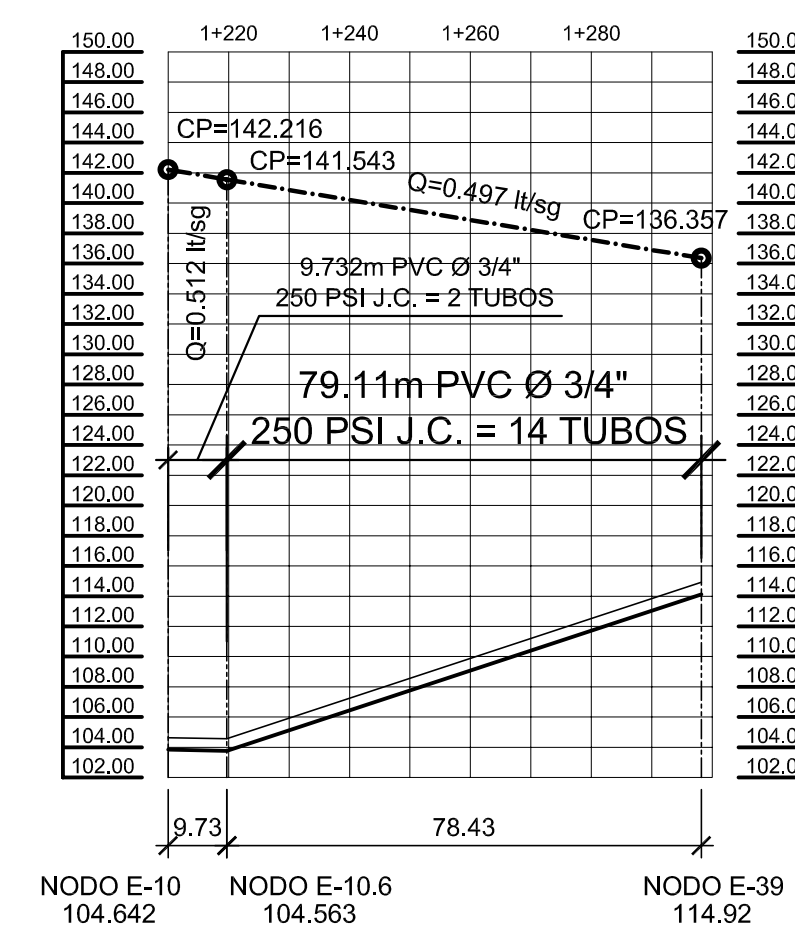
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



PERFIL DE NODO E-11.5 A NODO E-17.18

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

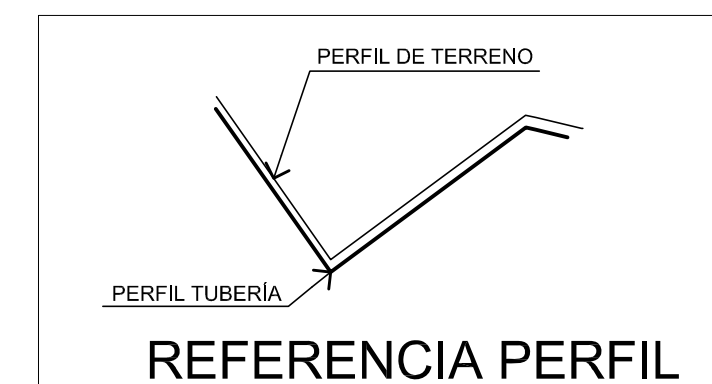
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



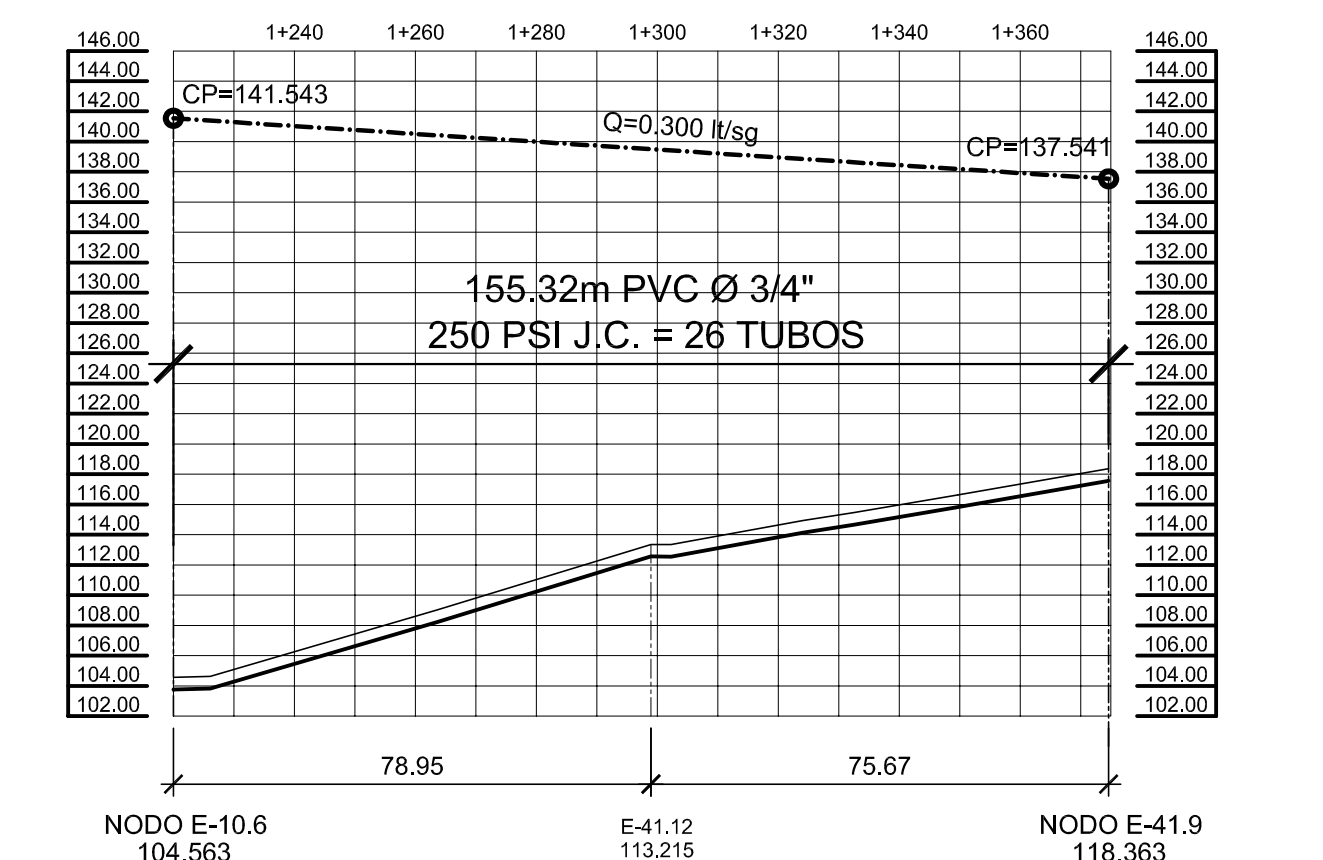
PERFIL DE NODO E-10 A NODO E-39

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



REFERENCIA PERFIL

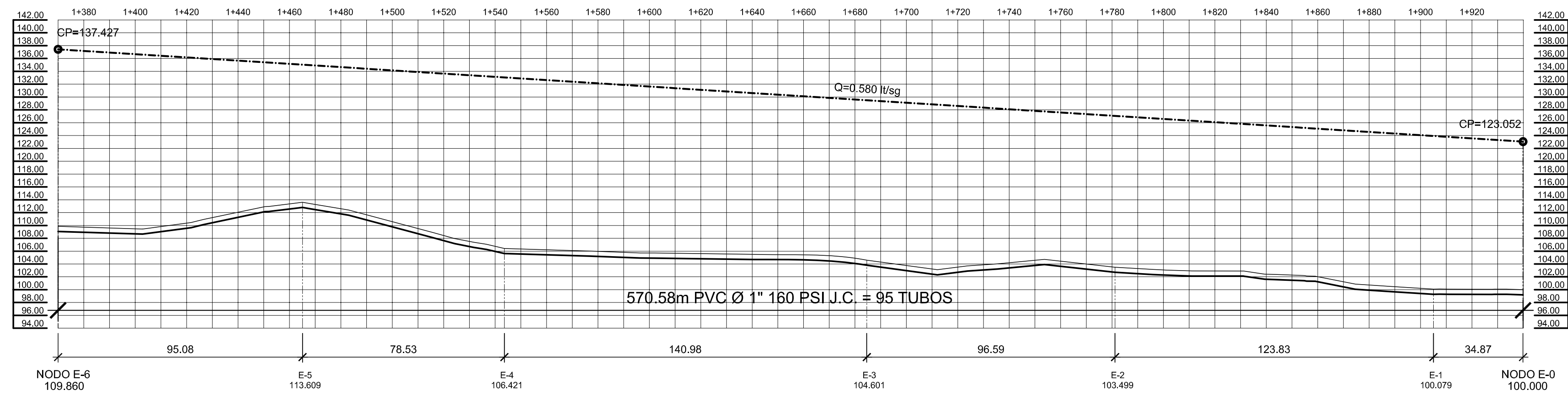


PERFIL DE NODO E-10.6 A NODO E-41.9

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500

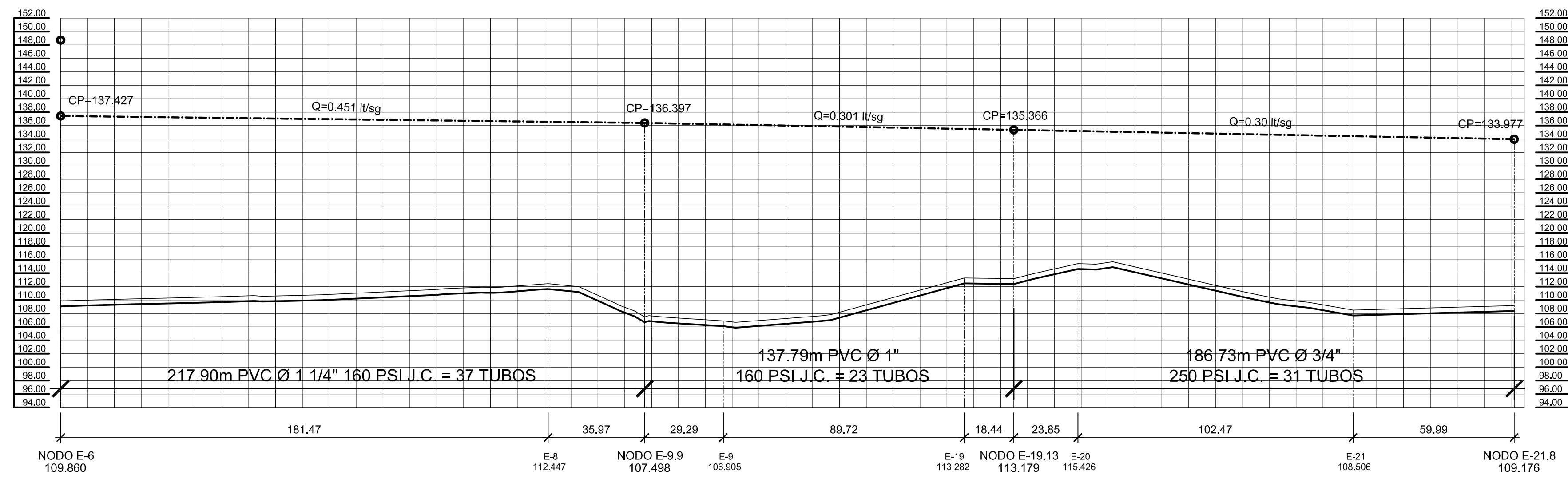
	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <b>E.P.S.</b>
	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
UBICACIÓN: ALDEA SAN ISIDRO, SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	PROYECTO: PERFILES Y RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO
TRAZADO:	HOJA No. 08
DISEÑO: MARTHO LUNA V. DIBUJO: MARTHO LUNA V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK	INGENIERO SUPERVISOR E.P.S. No. PROYECTO: 14
FECHA: FEBRERO 2010 ESCALA: INDICADA	Vó.Bo.



**PERFIL DE NODO E-6 A NODO E-0**

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



**PERFIL DE NODO E-6 A NODO E-21.8**

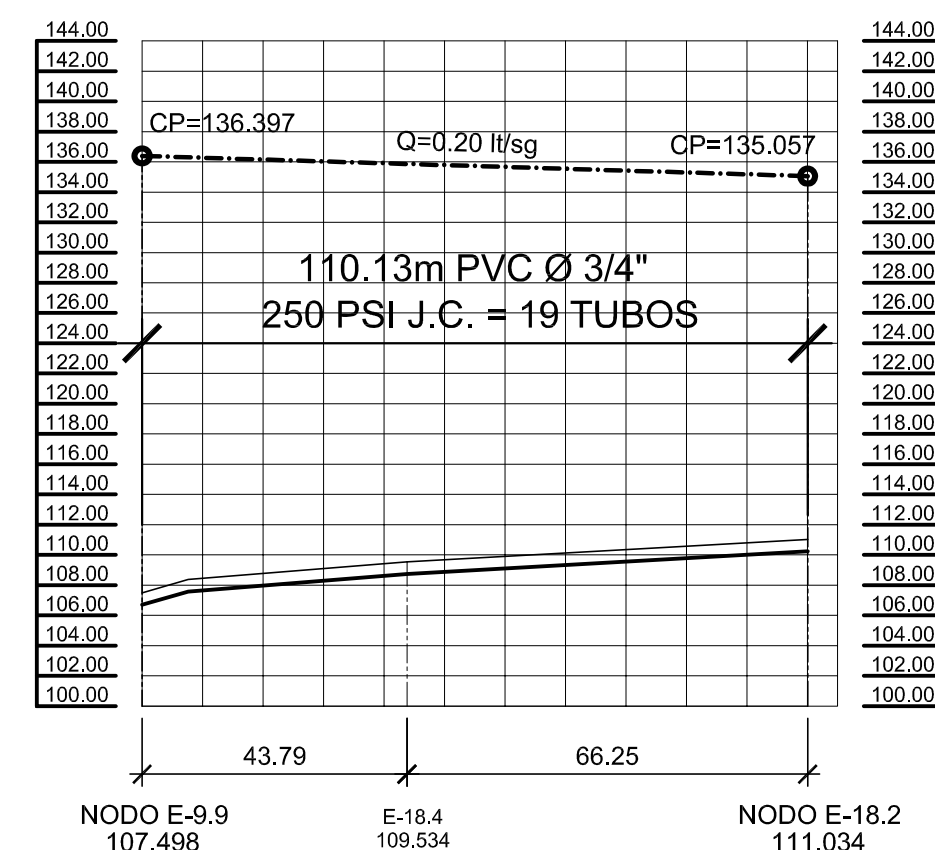
RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500

SIMBOLOGIA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	CAJA ROMPE PRESION
CP	COTA PIEZOMETRICA
J.C.	UNION DE TUBERIA JUNTA CEMENTADA

**ESPECIFICACIONES GENERALES:**

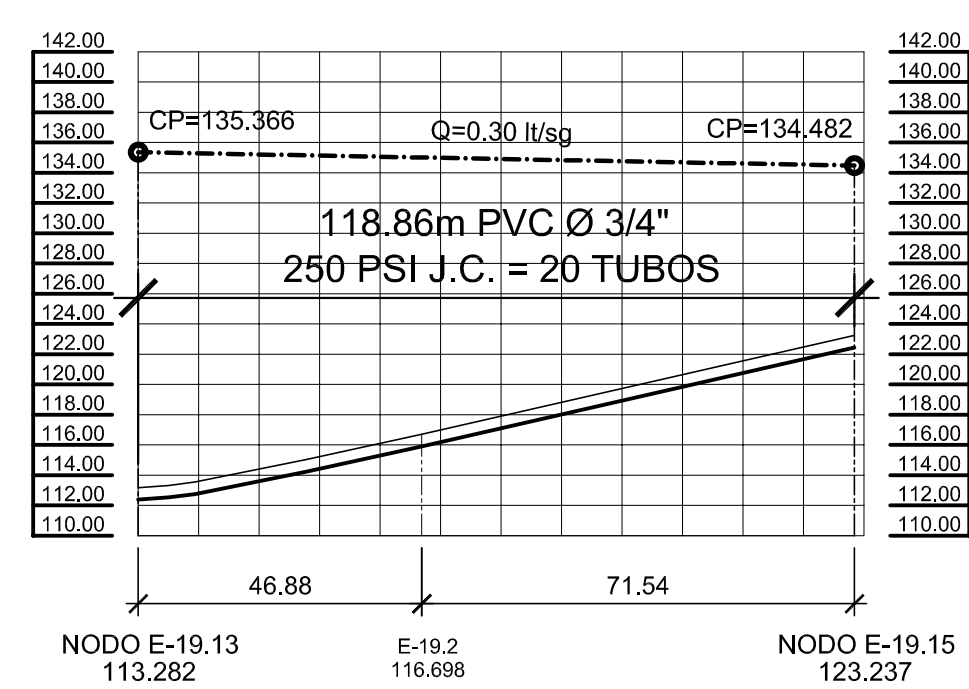
- PROFUNDIDAD MINIMA DE INSTALACIÓN DE TUBERÍA:
  - SIN TRAFICO VEHICULAR = 0.80m
  - CON TRAFICO VEHICULAR = 1.10m
- TODA LA TUBERÍA SERA PVC 1120 Y DE PRESIÓN INDICADA, DEBERÁ DE CUMPLIR CON LA NORMA ASTM D 2241-00.
- LOS ACCESORIOS DEBERÁN CUMPLIR CON LA NORMA ASTM 2466-90 CEDULA 40



**PERFIL DE NODO E-9.9 A NODO E-18.2**

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

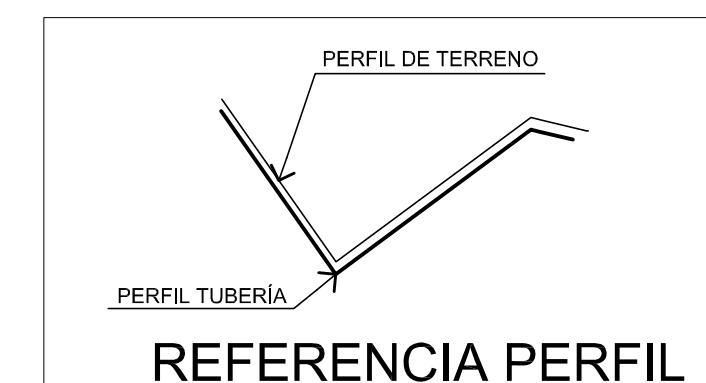
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500



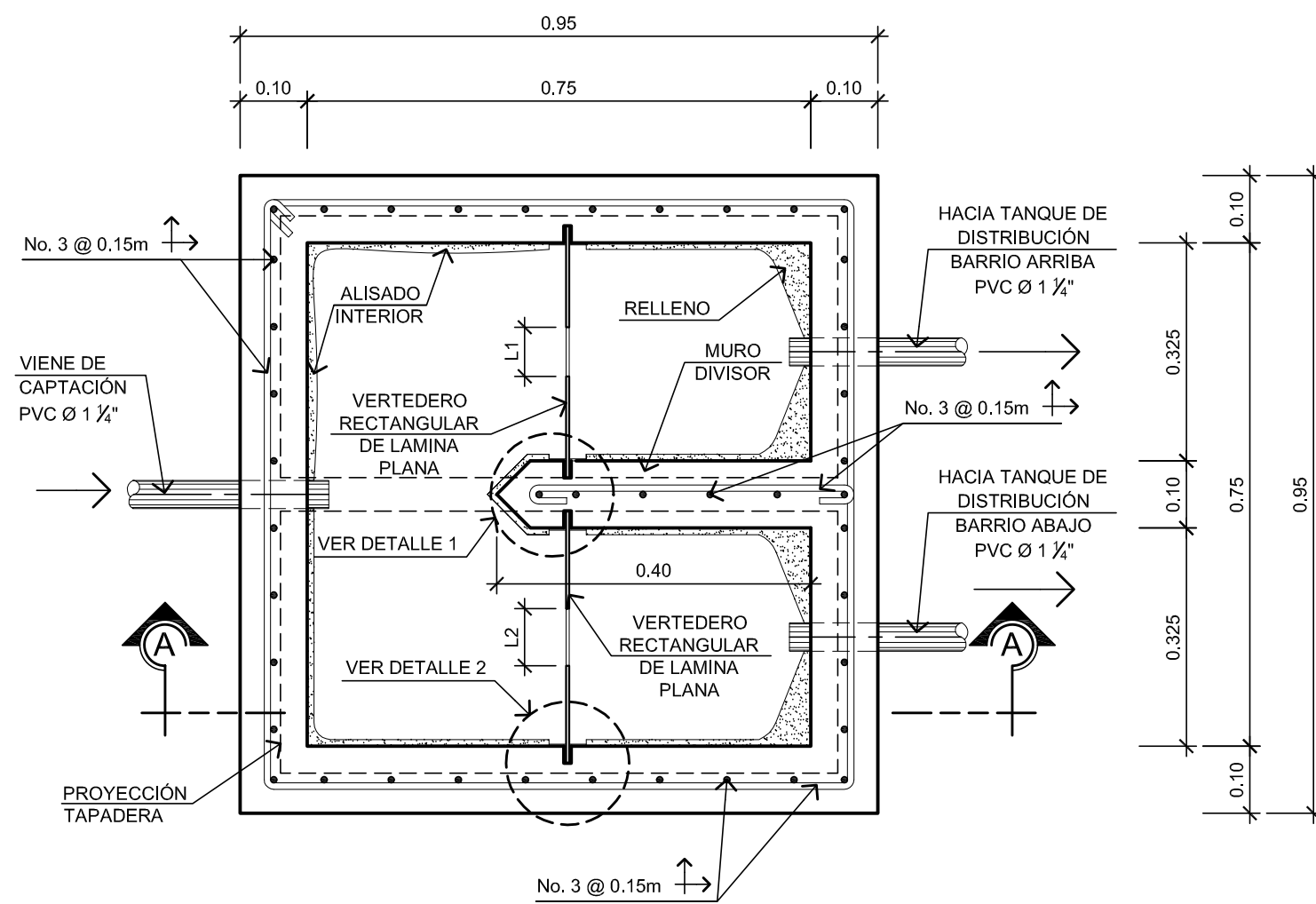
**PERFIL DE NODO 16 A NODO 17**

RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1,250  
ESCALA VERTICAL 1 : 500

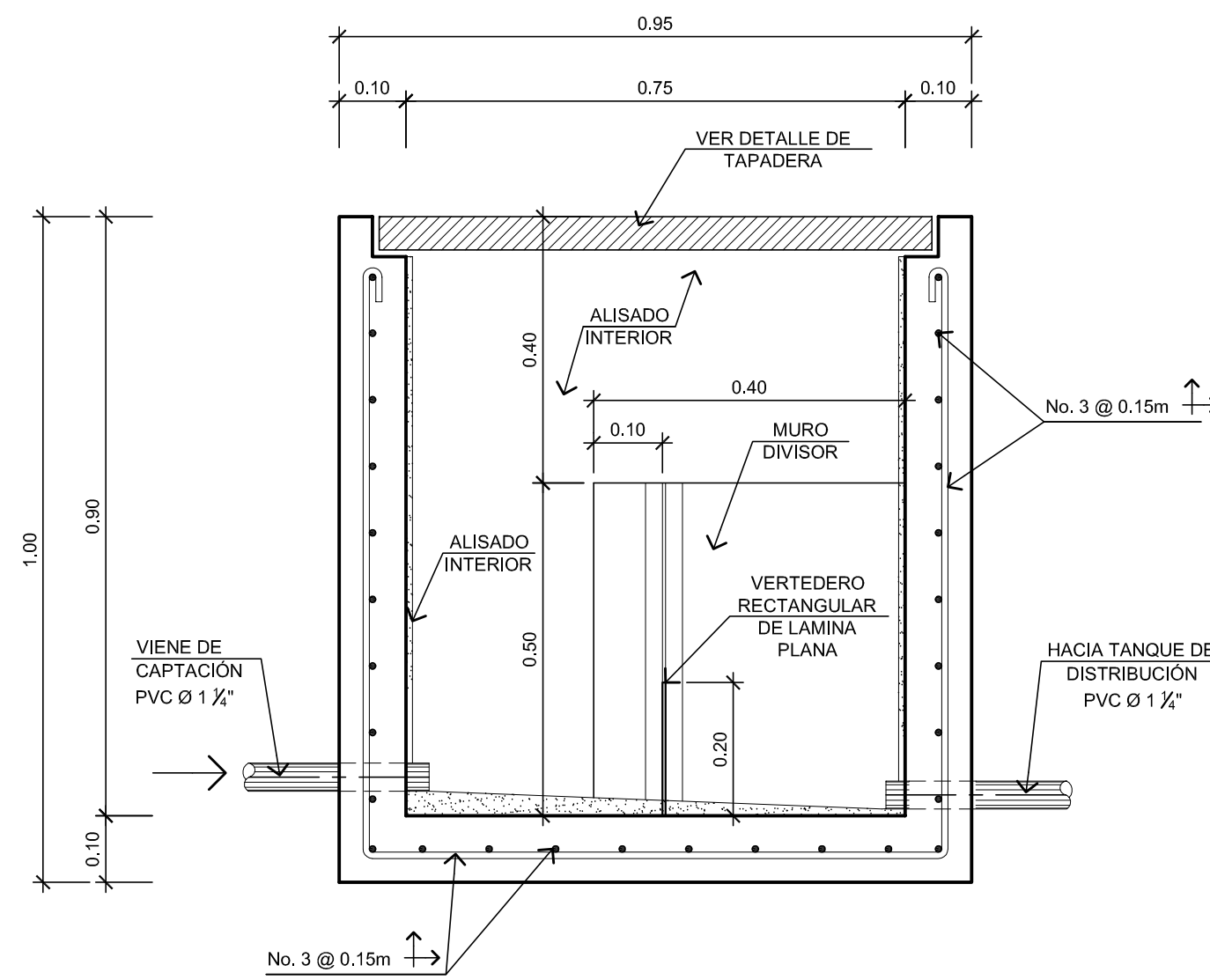


		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
DISEÑO: MARTHO LUNA V. DIBUJO: MARTHO LUNA V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ UBICACIÓN: PERFILES 3/4" RED DE DISTRIBUCIÓN BARRIO ABAJO TRANQUE:	
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		HOJA No.: 09 / 14 No. PROYECTO:	
ING. JUAN MERCK COS ASesor-SUPERVISOR E.P.S.		FECHA: FEBRERO 2.010 ESCALA: INDICADA Vó.Bo.	



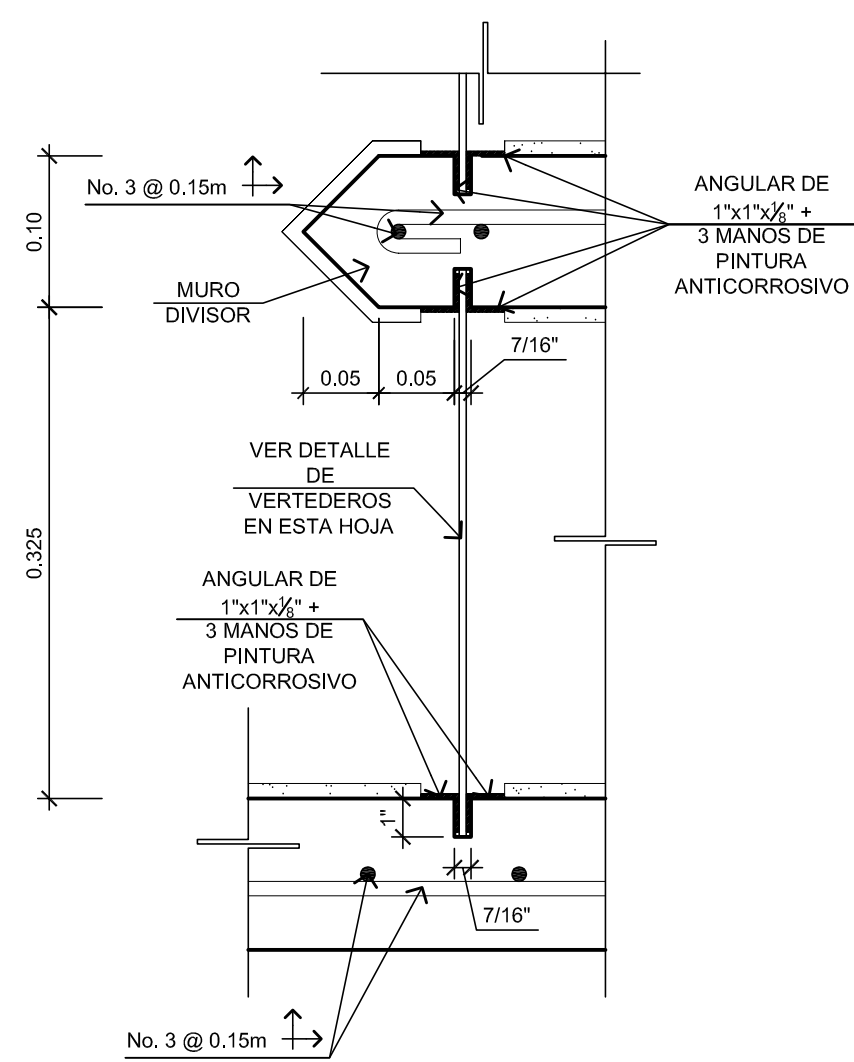
PLANTA

ESCALA 1 : 10



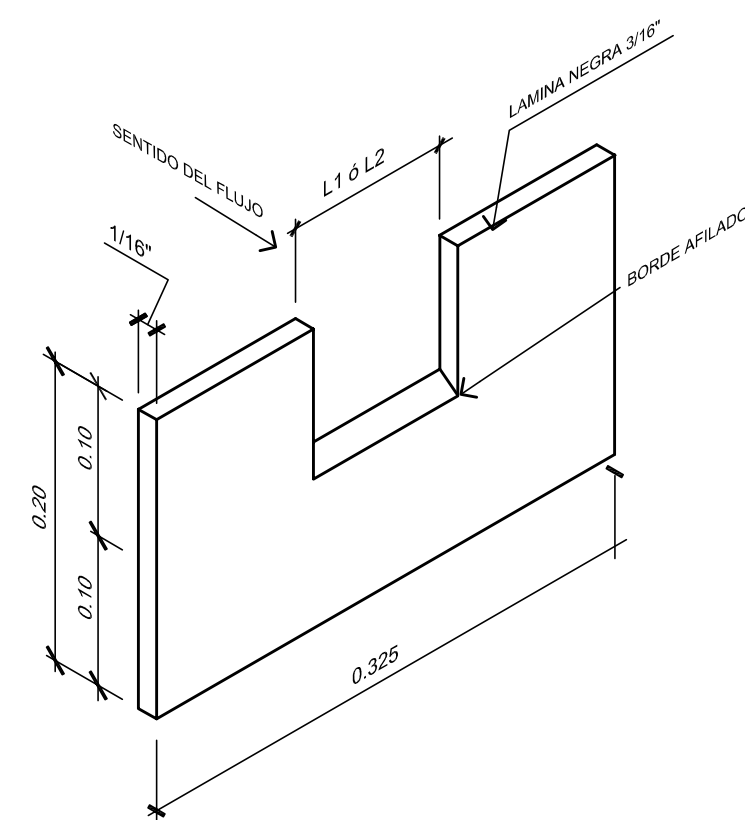
SECCIÓN A - A

ESCALA 1 : 10



DETALLE 1 Y 2

ESCALA 1 : 5

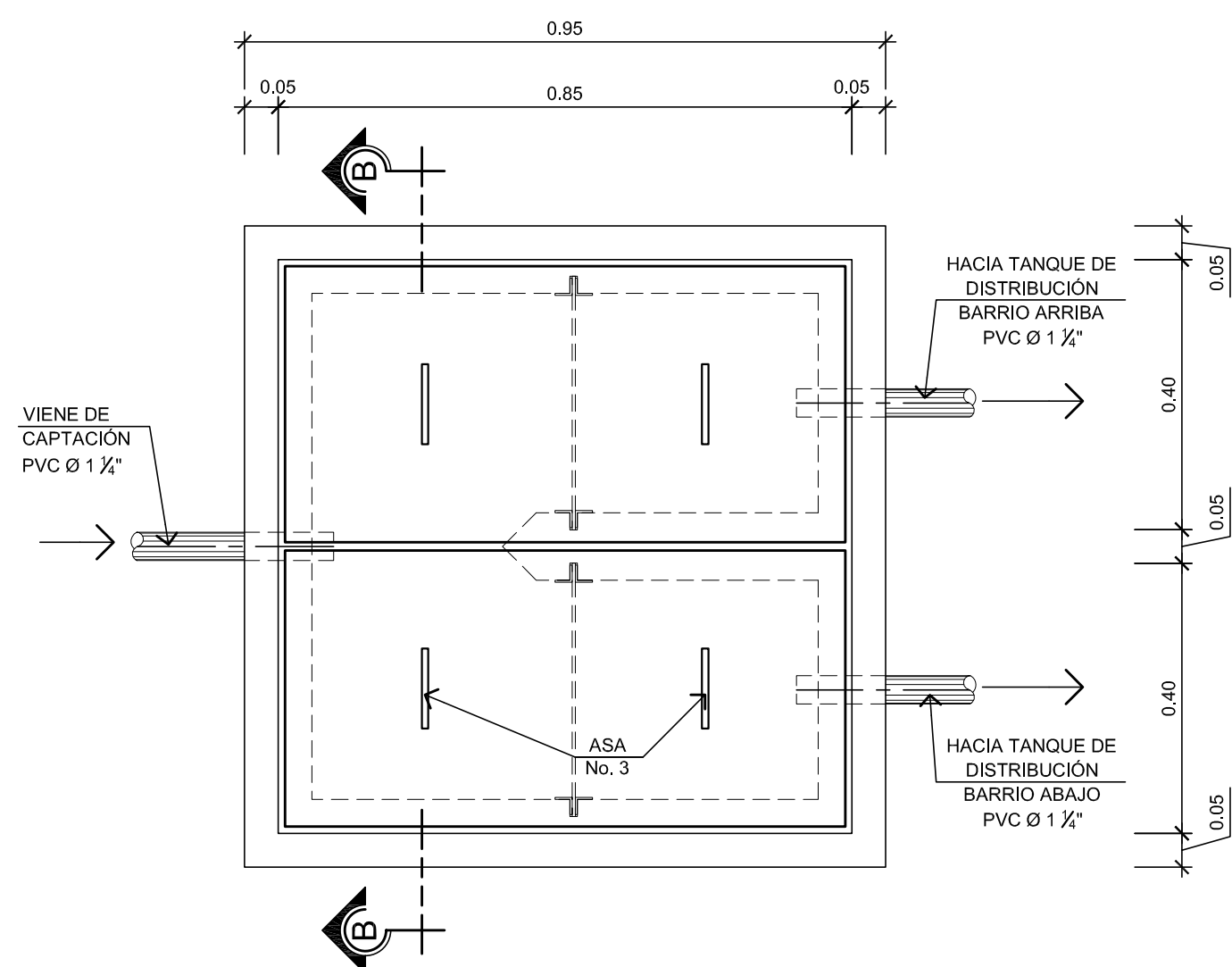


DETALLE DE VERTEDEROS

ESCALA 1 : 5

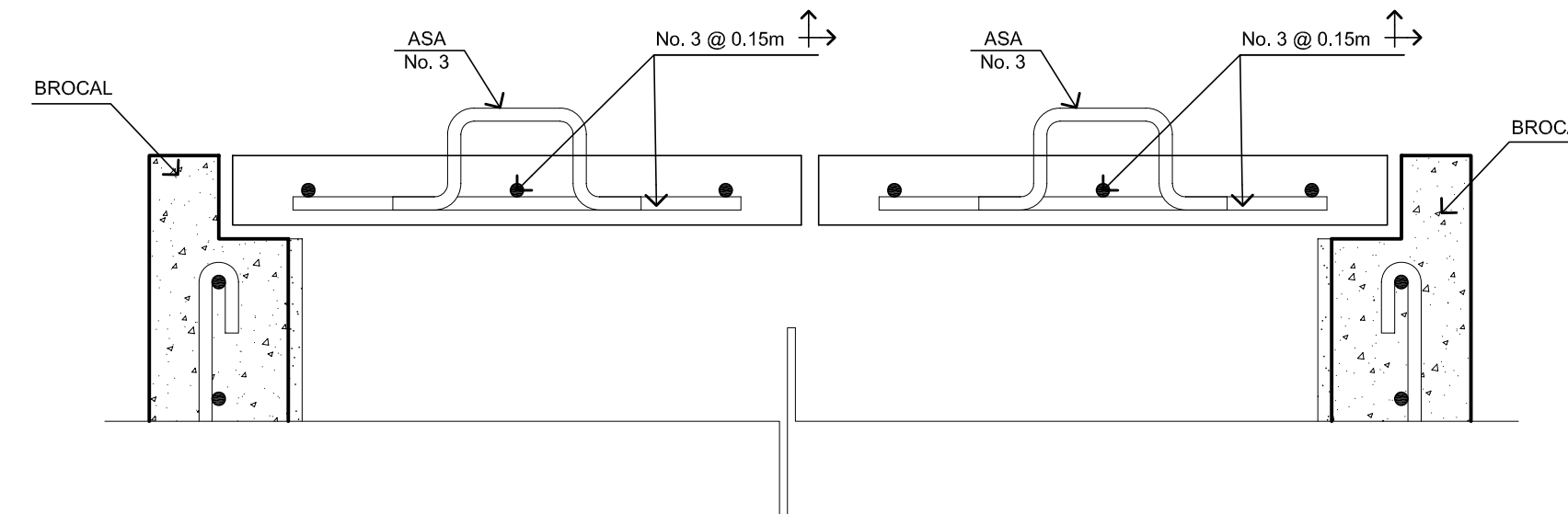
VALORES DE ANCHO DE LA CRESTA DEL VERTEDERO

L1	0.073 m PARA CAUDAL QUE ENTRA A TANQUE EN ESTACION E-173 (BARRIO ARRIBA)	C.D.C. UBICADA EN E-66
L2	0.085 m PARA CAUDAL QUE ENTRA A TANQUE EN ESTACION E-64 (BARRIO ABAJO)	



PLANTA TAPADERA

ESCALA 1 : 10

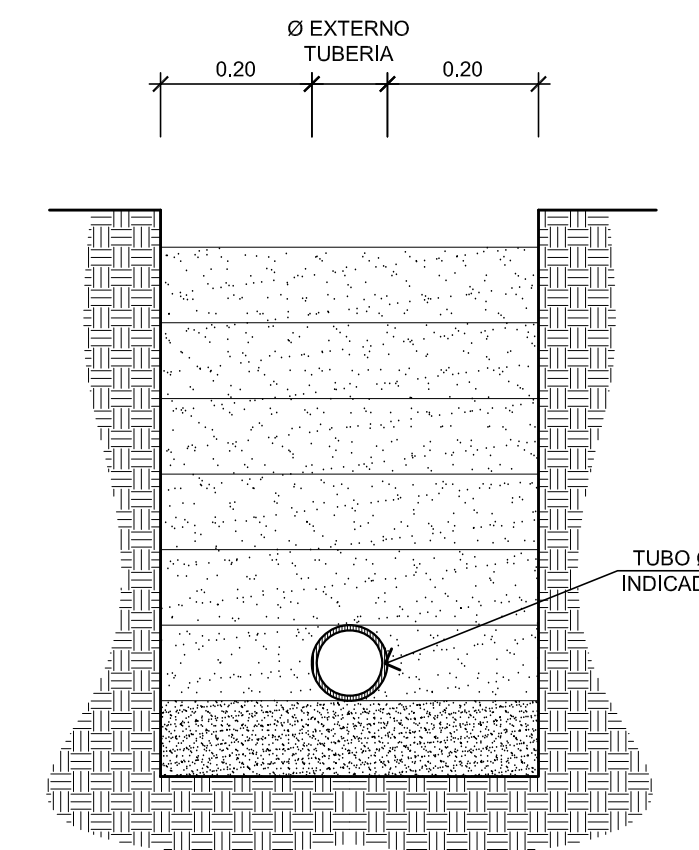


SECCIÓN B - B

ESCALA 1 : 5

DETALLE CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDALES (C.D.C.)  
UBICADA EN ESTACIÓN E-66

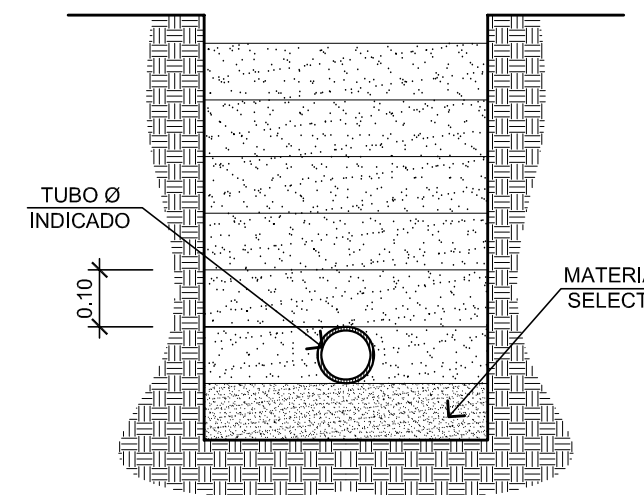
ESCALA INDICADA



ANCHO DE ZANJA

ESCALA 1 : 10

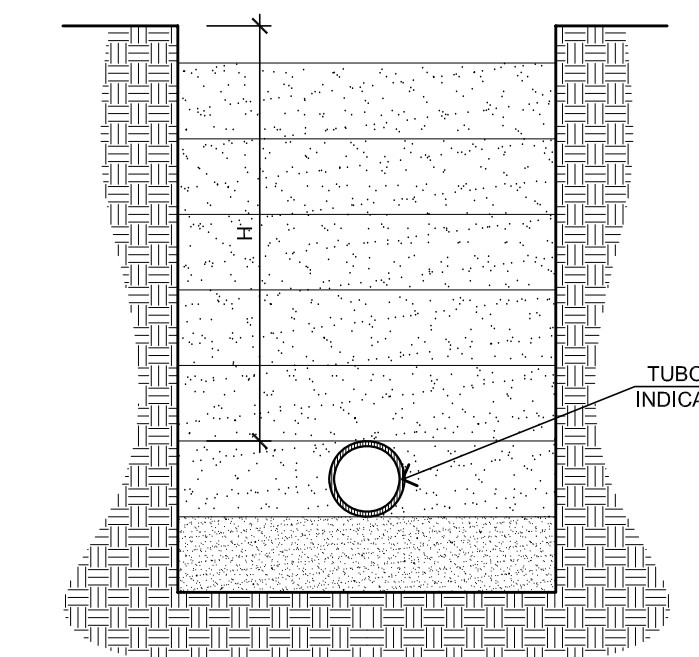
- PARA TUBERÍAS CON DIAMETRO < 4" EL ANCHO MÍNIMO RECOMENDADO SERÁ IGUAL AL DIAMETRO EXTERNO + 0.30 m.



RELLENO DE ZANJA

ESCALA 1 : 10

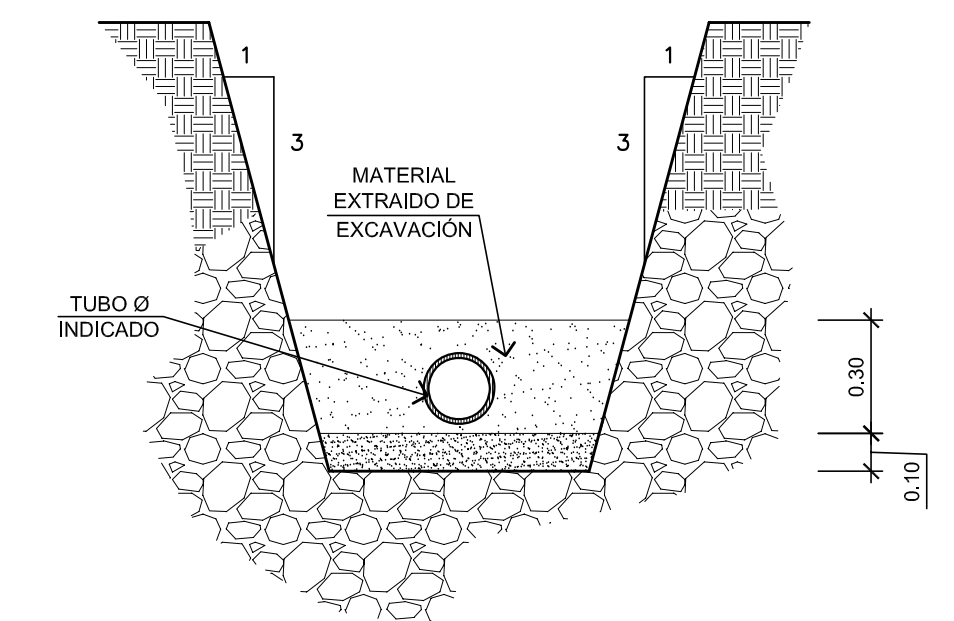
- INICIALMENTE SE COLOCARÁ UNA CAPA DE MATERIAL SELECTO DE ESPESOR IGUAL A 0.10m. SOBRE ESTA CAPA DEBIDAMENTE COMPACTADA SE COLOCARÁ LA TUBERÍA.
- LUEGO, SE UTILIZARÁ COMO MATERIAL DE RELLENO, EL MISMO MATERIAL PROVENIENTE DE LA EXCAVACIÓN, DEBIENDO ELIMINAR EN ESTE, ROCAS GRANDES Y MATERIAL ORGANICO. LA COMPACTACIÓN DE ESTE MATERIAL DEBERÁ HACERSE EN CAPAS DE ESPESOR MÁXIMO IGUAL A 0.10m.
- SI EL MATERIAL EXTRAÍDO DE LA EXCAVACIÓN NO ES EL ADECUADO A CRITERIO DE LA SUPERVISIÓN, ESTE DEBERÁ SER SUSTITUIDO POR MATERIAL SELECTO U OTRO PREVIAMENTE EVALUADO Y APROBADO, PARA SER UTILIZADO COMO MATERIAL DE RELLENO.



PROFUNDIDAD (H) DE ZANJA

ESCALA 1 : 10

- EL VALOR MÍNIMO RECOMENDADO EN LUGARES DE CIRCULACIÓN PEATONAL SERÁ IGUAL A 0.80 m.
- EL VALOR MÍNIMO RECOMENDADO EN LUGARES DE CIRCULACIÓN VEHICULAR SERÁ IGUAL A 1.10 m.



ZANJAS EN MATERIAL ROCOSO

ESCALA 1 : 20

- COLOCAR UNA CAPA DE MATERIAL SELECTO DE ESPESOR MÍNIMO IGUAL A 0.10 m.
- EL FONDO DE LA ZANJA DEBERÁ QUEDAR LISO Y COMPACTO PARA EVITAR FLEXIONES EN LA TUBERÍA

DETALLE DE INSTALACIÓN DE TUBERÍA

ESCALA INDICADA

PARAMETROS DE DISEÑO:

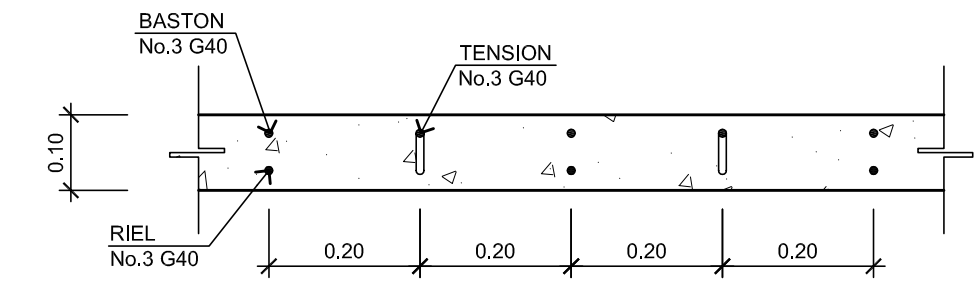
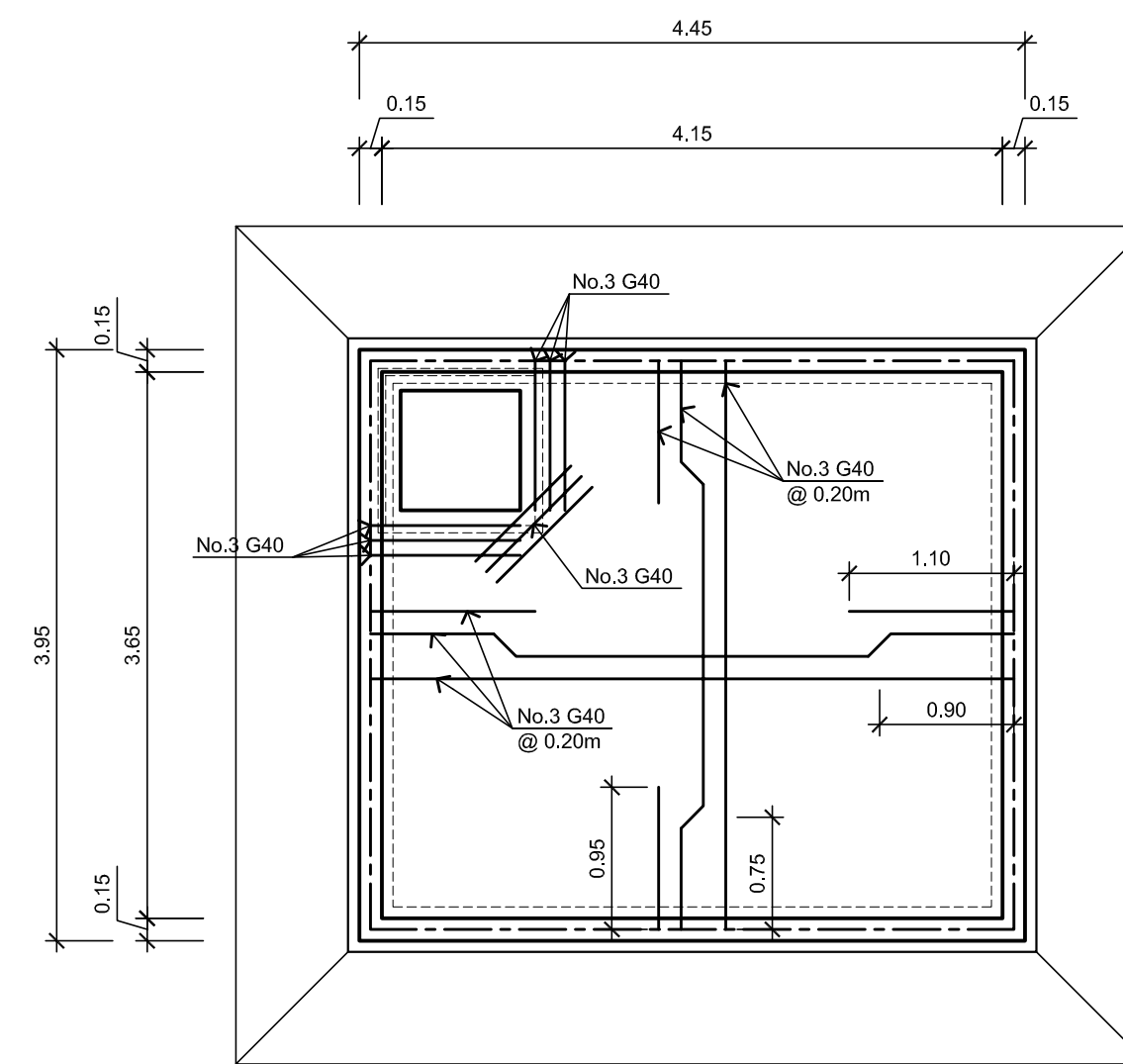
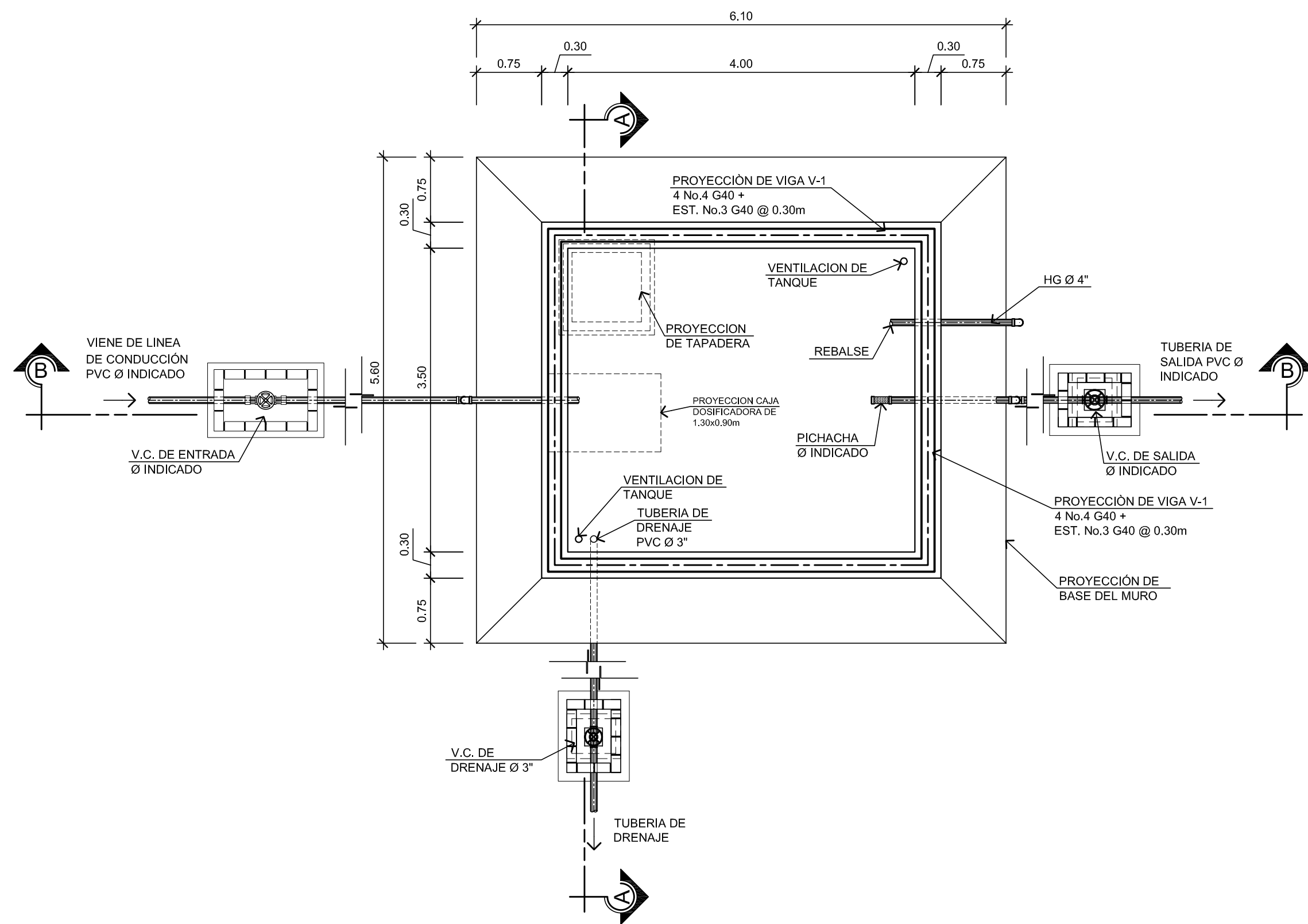
- $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$

ESPECIFICACIONES:

- MORTERO PARA LEVANTADO = 1:3
- MORTERO PARA ALISADO = 1:2
- ESPESOR DE ALISADO = 0.005m

		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S.	
DISEÑO: MARTHO LUNA V.		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	
DIBUJO: MARTHO LUNA V.		UBICACIÓN: ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ	
REVISÓ: ING. JUAN MERCK		TÍTULO: DETALLE CAJA DISTRIBUIDORA DE CAUDALES (C.D.C.) & DETALLE DE INSTALACIÓN DE TUBERÍA	
ING. JUAN MERCK COS. ASESOR SUPERVISOR E.P.S.		HOJA No. 12 / 14	
FEBRERO 2010		ESCALA: INDICADA	
No. PROYECTO:		No. Hoja:	



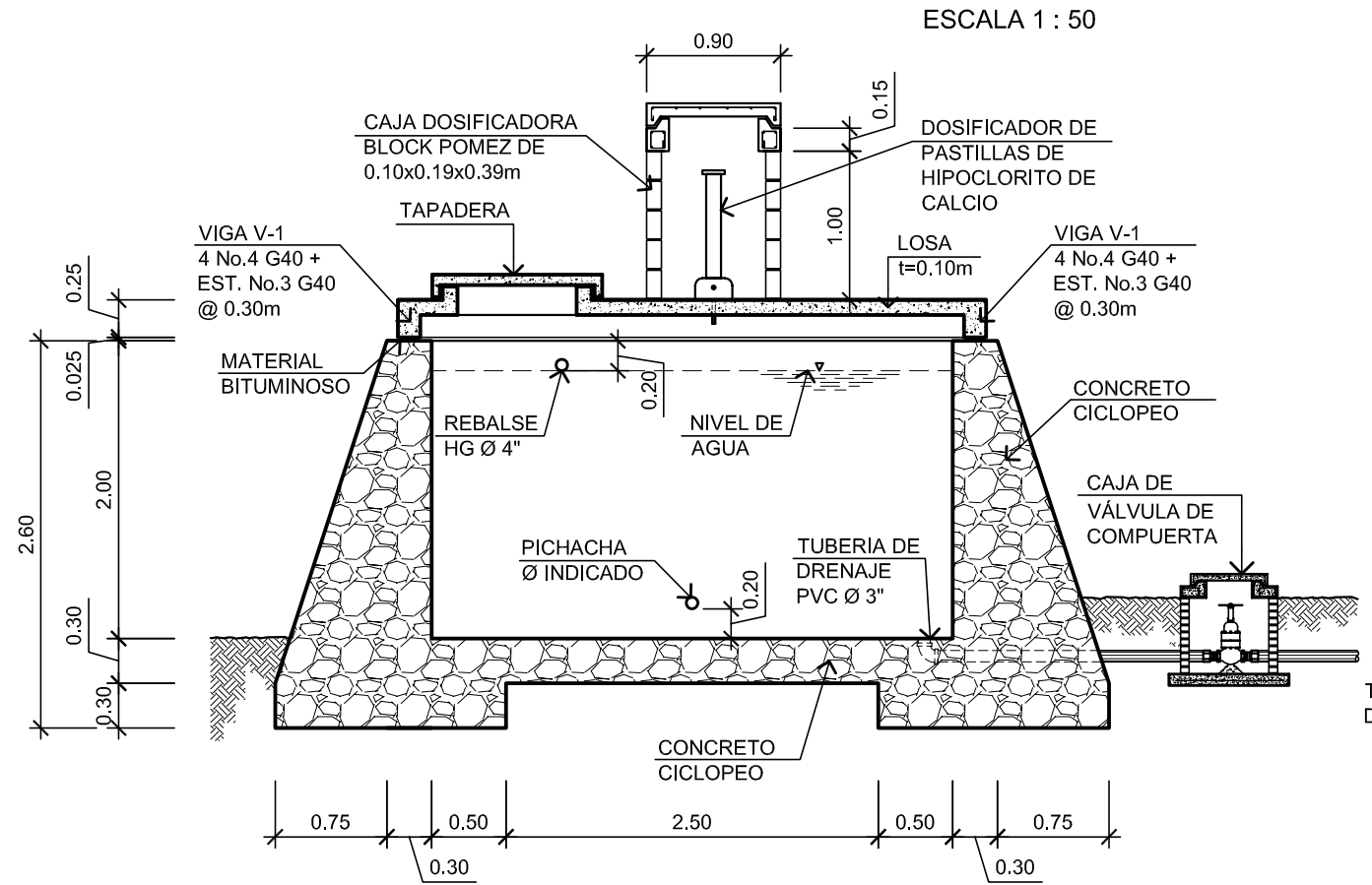


DETALLE ARMADO DE LOSA SUPERIOR

ESCALA 1 : 10

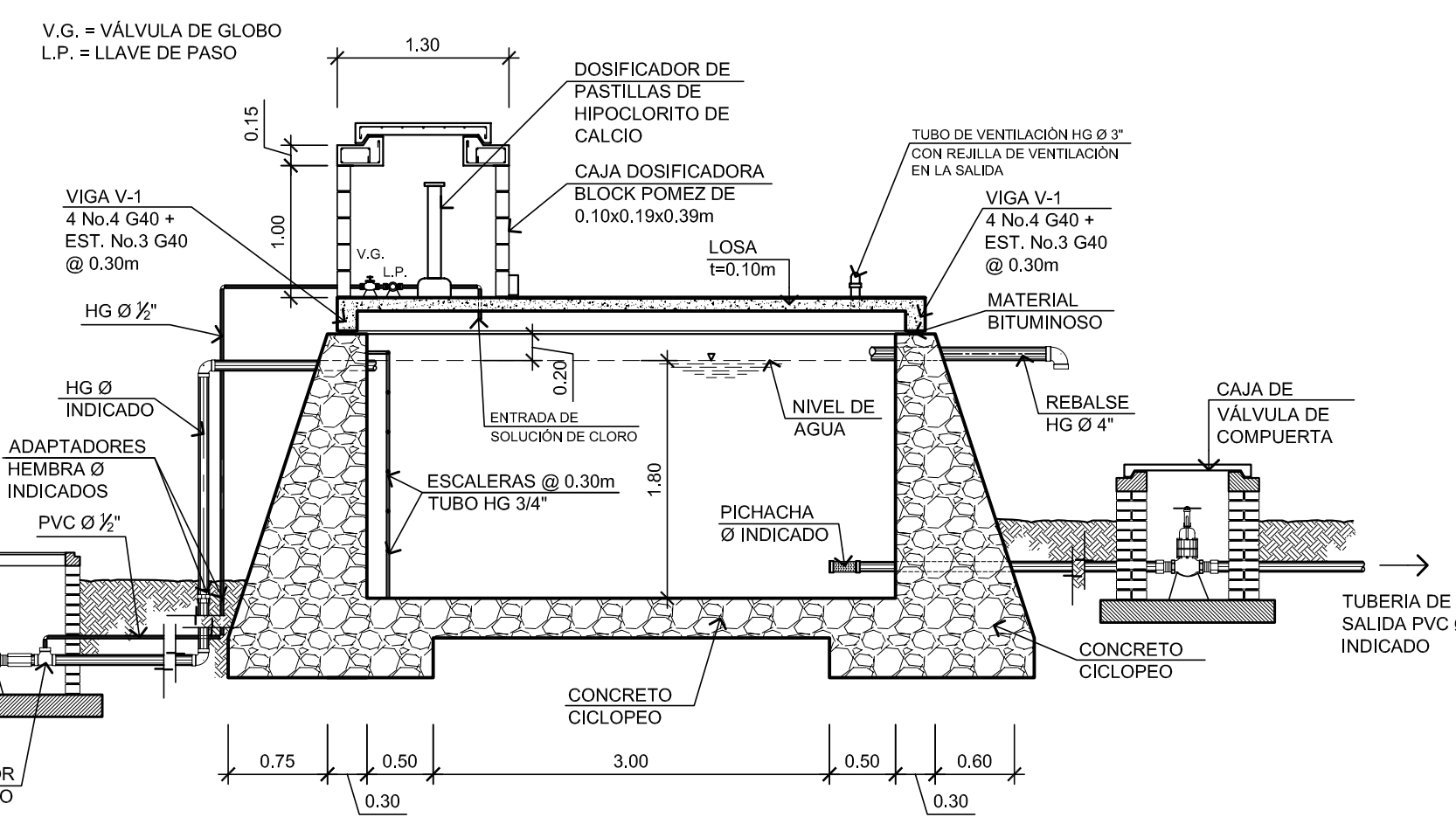
PLANTA

ESCALA 1 : 50



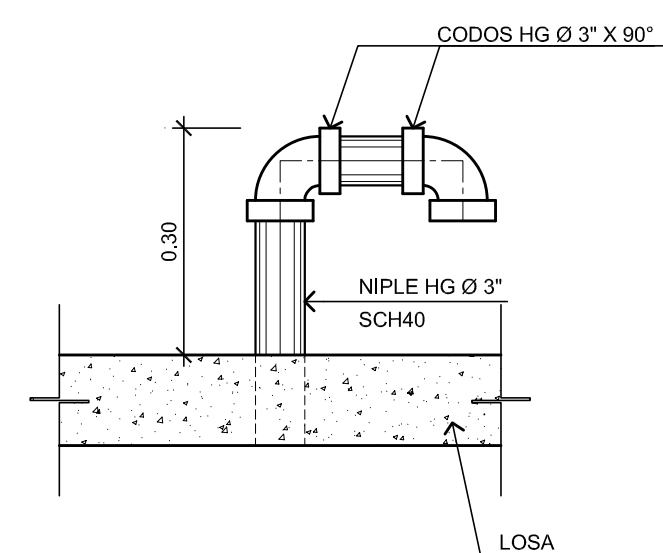
SECCIÓN A - A

ESCALA 1 : 50



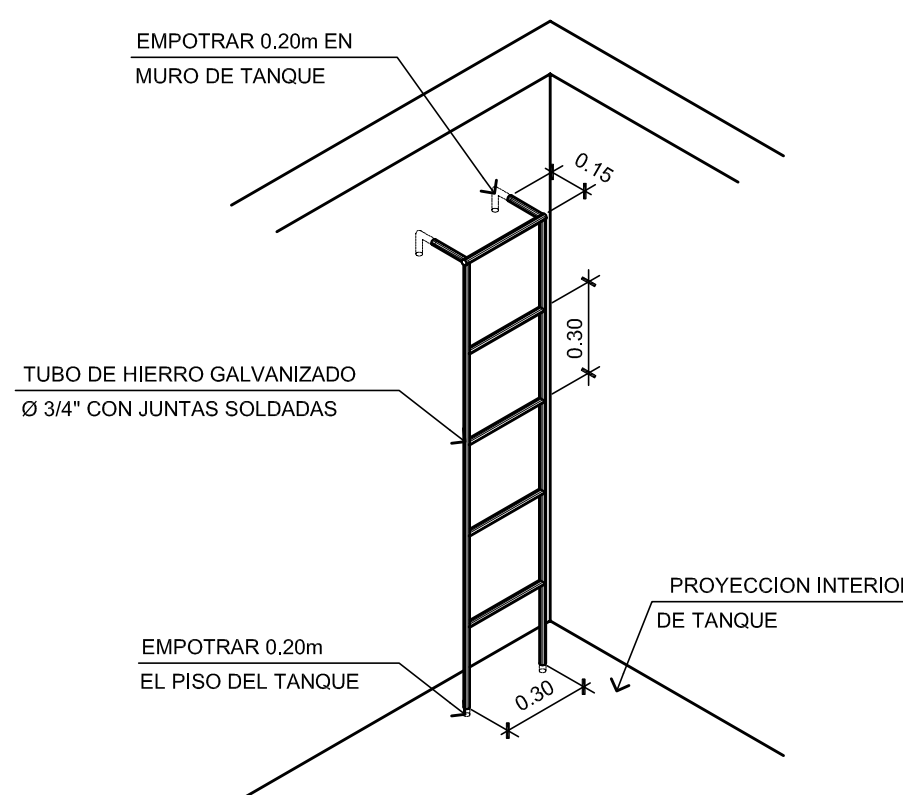
SECCIÓN B - B

ESCALA 1 : 50



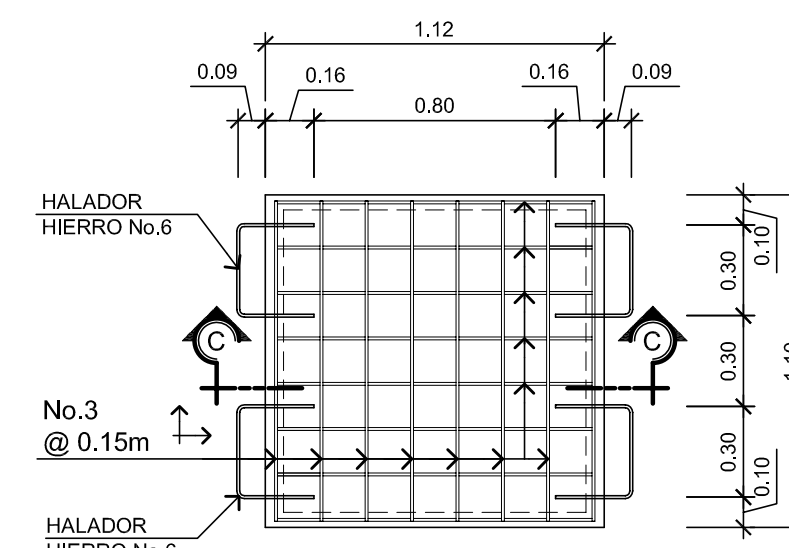
DETALLE DE VENTILACIÓN DE TANQUE

ESCALA 1 : 10



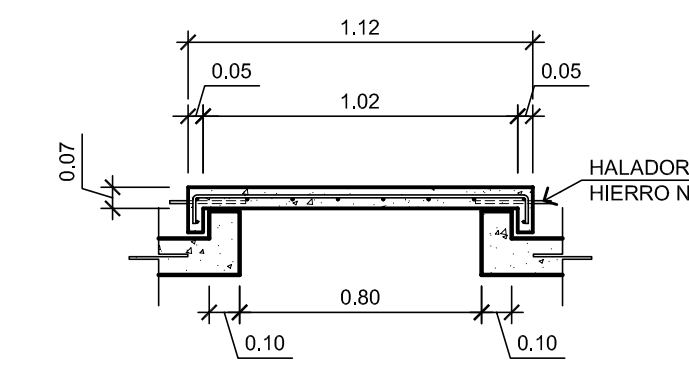
ISOMETRICO DETALLE DE ESCALERAS

ESCALA 1 : 25



PLANTA

ESCALA 1 : 25



SECCIÓN C - C

ESCALA 1 : 25

DETALLE DE TAPADERA DE CONCRETO

ESCALA INDICADA

NOTAS GENERALES

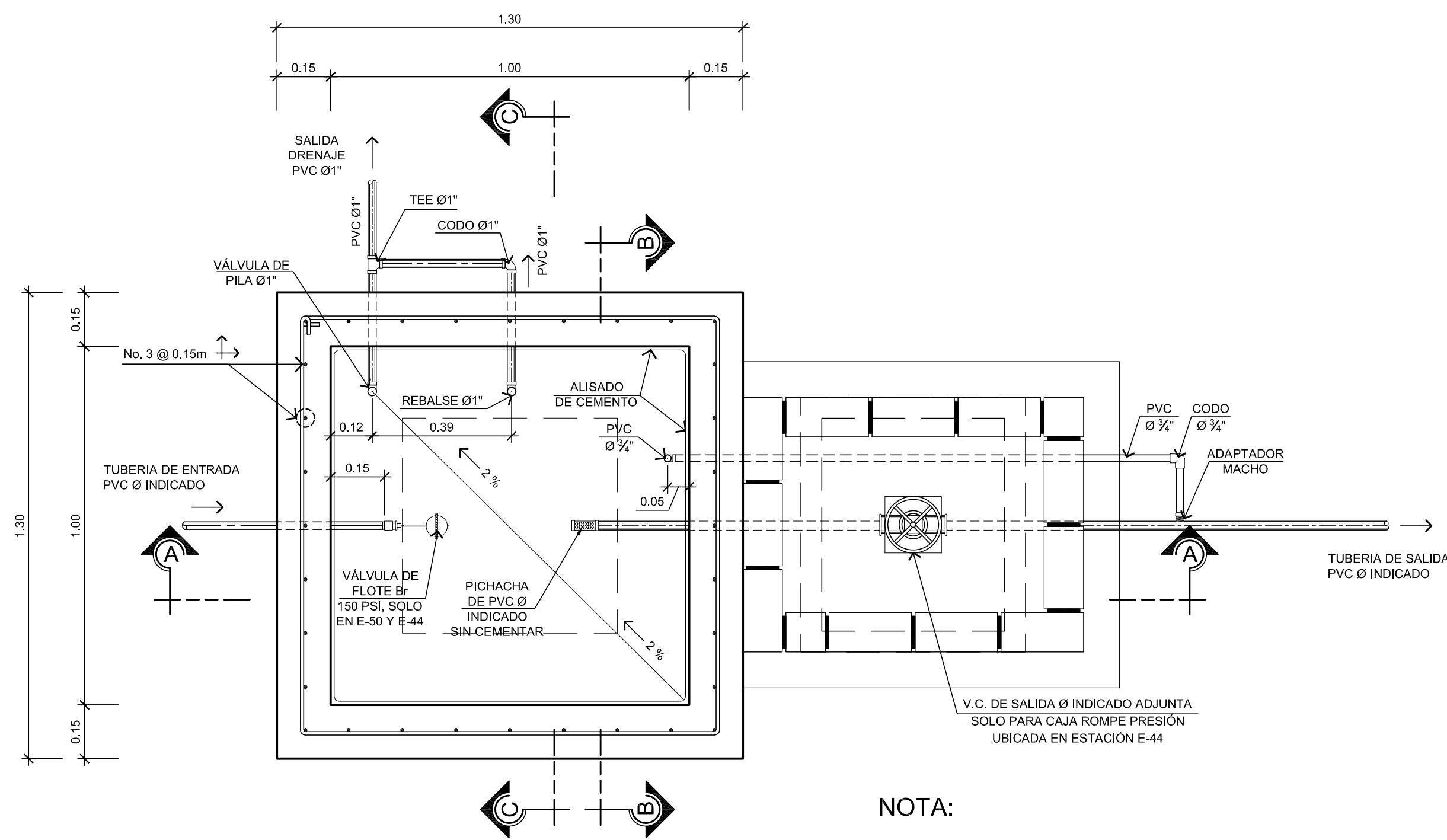
MATERIALES

- CONCRETO PARA VIGAS Y LOSAS: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 kg/cm<sup>2</sup> A LOS 28 DIAS.
- ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE Fy= 2,810 Kg/cm<sup>2</sup> (GRADO 40) ESPECIFICACION ASTM A615.
- SOBRE LA LOSA SUPERIOR DEBERA FORMARSE UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
- EL CONCRETO CICLOPEO PARA LOS MUROS Y LOSA INFERIOR SERA 67% PIEDRA BOLA, 33% CONCRETO Fc = 210 Kg/cm<sup>2</sup>.
- LOS MUROS DEBERAN IMPERMEABILIZARSE INTERNAMENTE: PROPORCION DE SABIETA PARA ALISADO 1:2 (CEMENTO: ARENA DE RIO), ESPESOR 0.5cm
- EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL INFERIOR DEBERA SER CONVENIENTEMENTE COMPACTADO.
- TORTA DE CONCRETO SOBRE LOSA INFERIOR ESPESOR 0.05 m. Fc = 210 Kg/cm<sup>2</sup>.
- ESPESOR DE RECUBRIMIENTOS IGUAL DE 0.03 m, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRO VALOR Y DEBERA MEDIRSE ENTRE EL ROSTRO DE LA VARILLA Y LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.
- EN EL FONDO DEL TANQUE DE DISTRIBUCION SE FUNDIRA UNA TORTA DE CONCRETO CON RESISTENCIA 210 Kg/cm<sup>2</sup>.
- LAS CAJAS PARA VALVULAS SE CONSTRUIRAN CONFORME DETALLES ESPECIFICOS INDICADOS EN PLANOS.
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.

PARAMETROS DE DISEÑO:

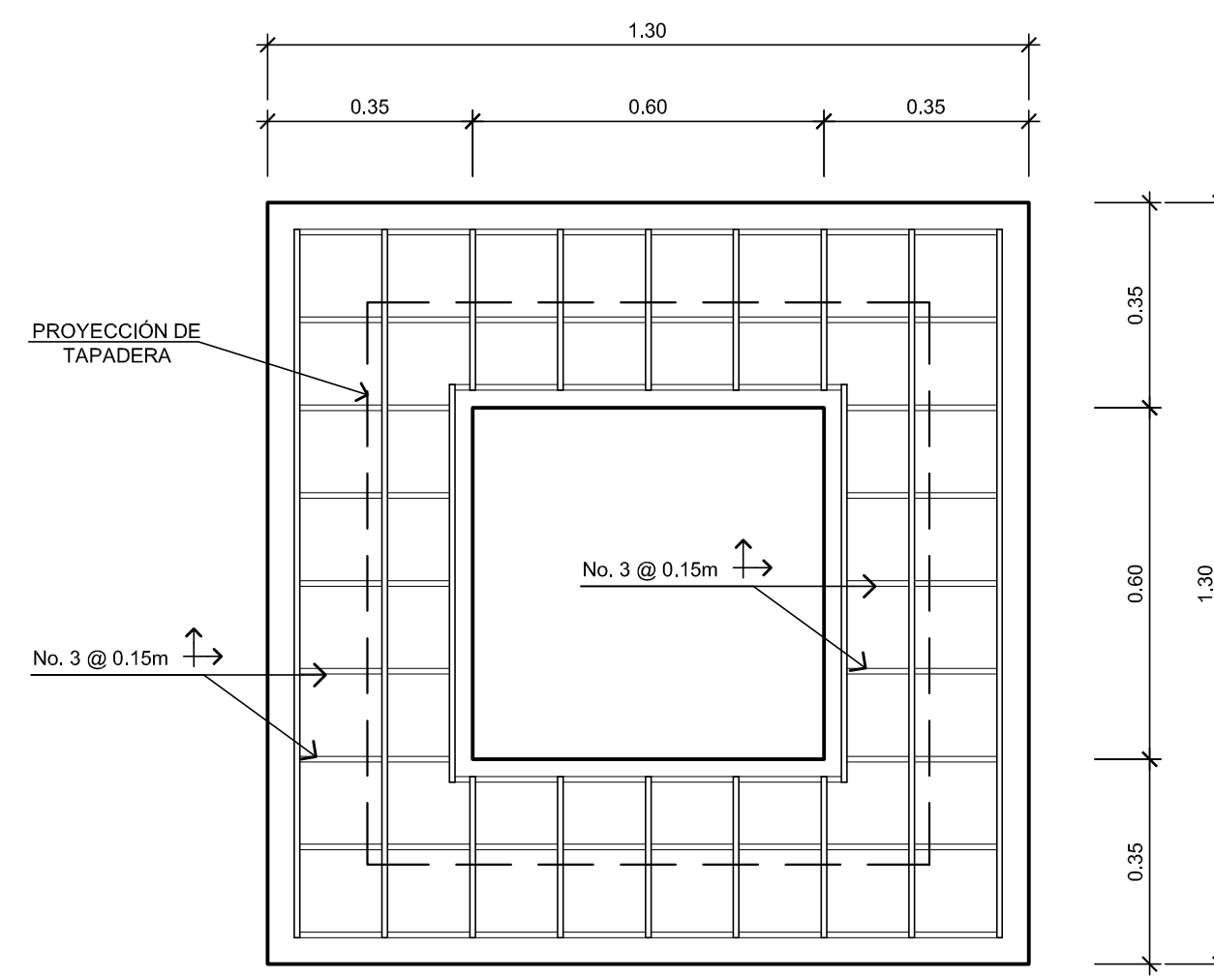
- C.M. = 320 Kg/m<sup>3</sup>.
- C.V. = 100 Kg/m<sup>3</sup>.
- V.S. = 15 Ton/m<sup>2</sup> (ASUMIDO)
- AGUA = 1,000 Kg/m<sup>3</sup>
- SUELO = 1,700 Kg/m<sup>3</sup>
- Fc = 210 Kg/cm<sup>2</sup>
- Fy = 2,810 Kg/cm<sup>2</sup>

		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <b>E.P.S.</b>	
DISEÑO: MARTHO LUNA V. DIBUJO: MARTHO LUNA V. REVISOR: ING. JUAN MERCK COS. ASesor-SUPERVISOR E.P.S.		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ TANQUE DE DISTRIBUCION 25 m <sup>3</sup>	
HOJA No. 10		FECHA: FEBRERO 2.010 ESCALA: INDICADA No. PROYECTO:	

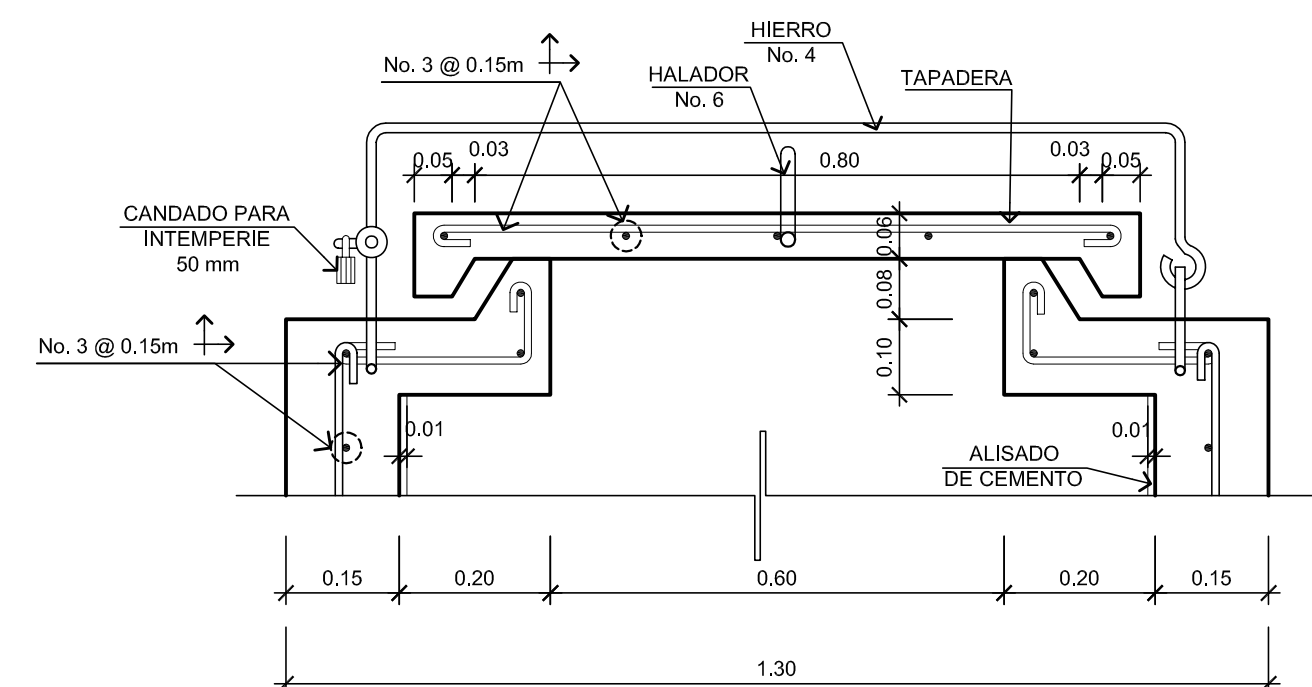


**PLANTA**  
ESCALA 1 : 12.5

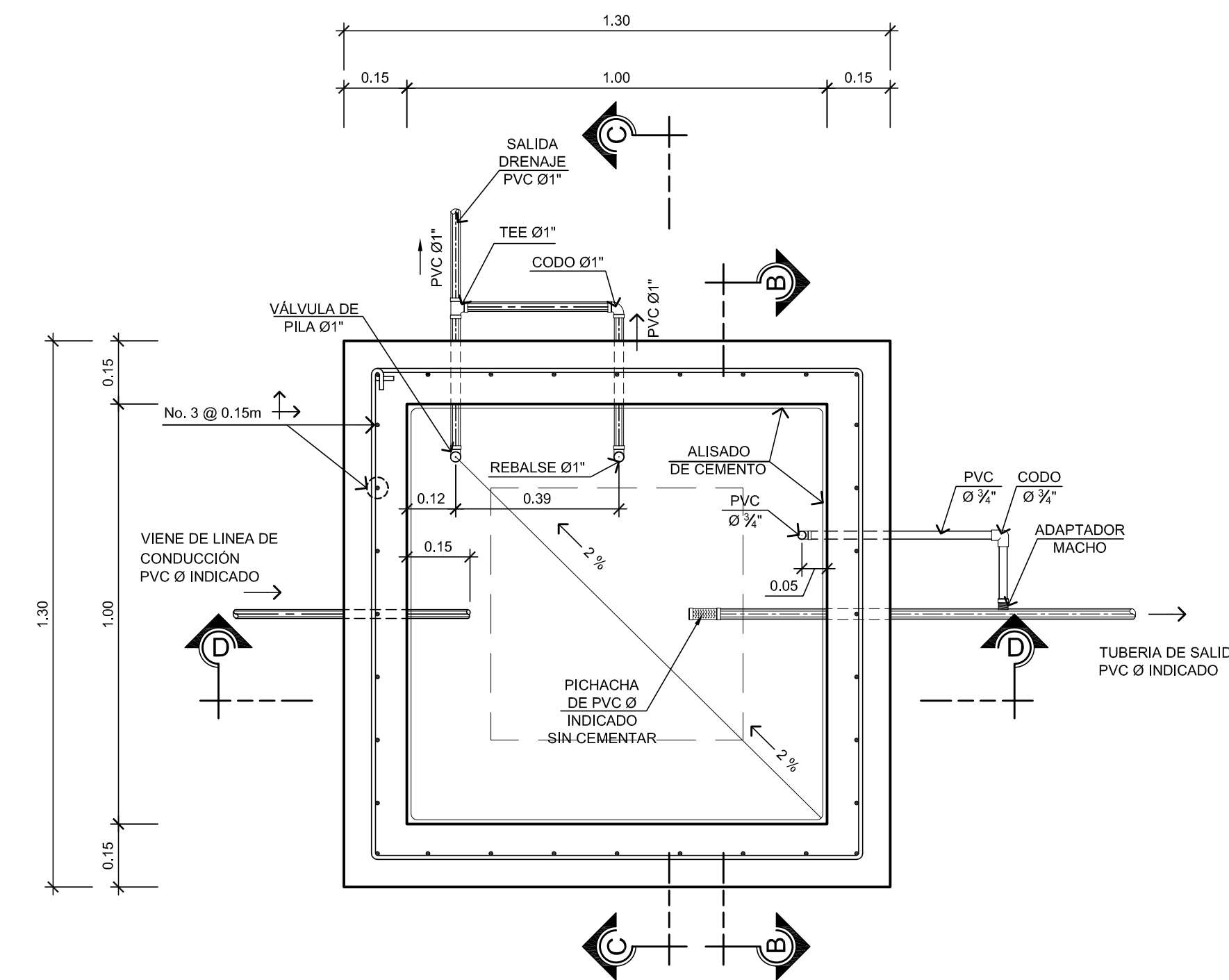
**NOTA:**  
• LA CAJA ROMPE PRESION UBICADA EN LA ESTACION E-50, NO LLEVARA VÁLVULA DE COMPUERTA ADJUNTA.



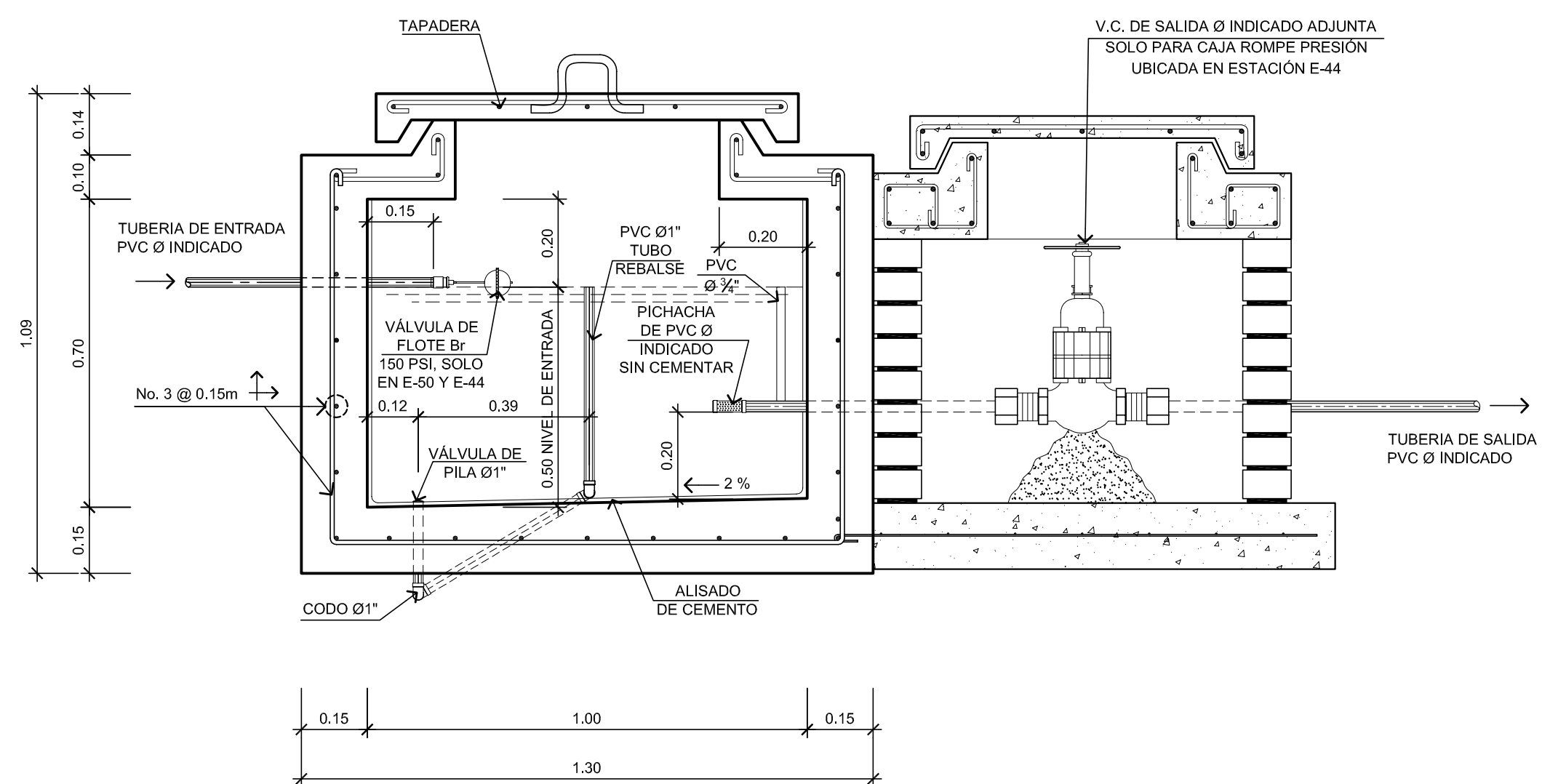
**ARMADO DE LOSA**  
ESCALA 1 : 12.5



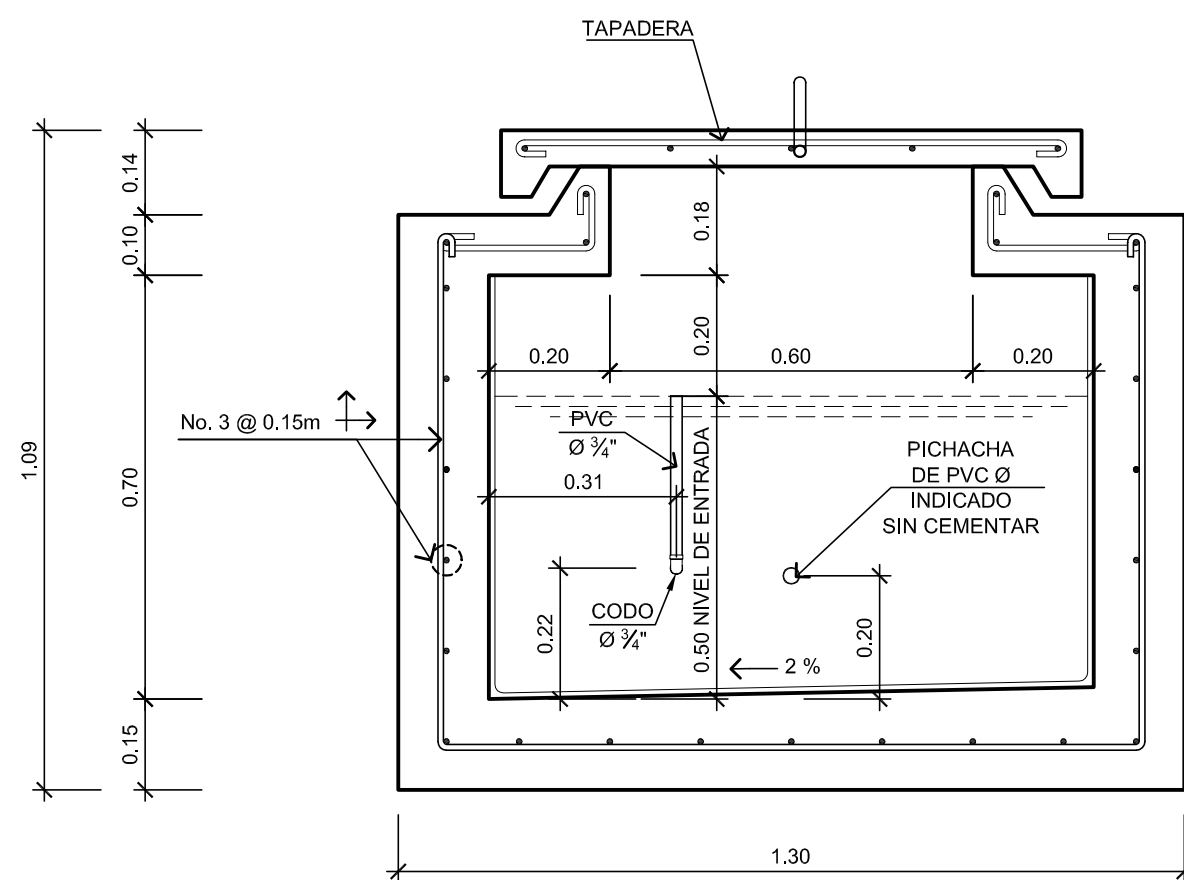
**DETALLE DE TAPADERA**  
ESCALA 1 : 10



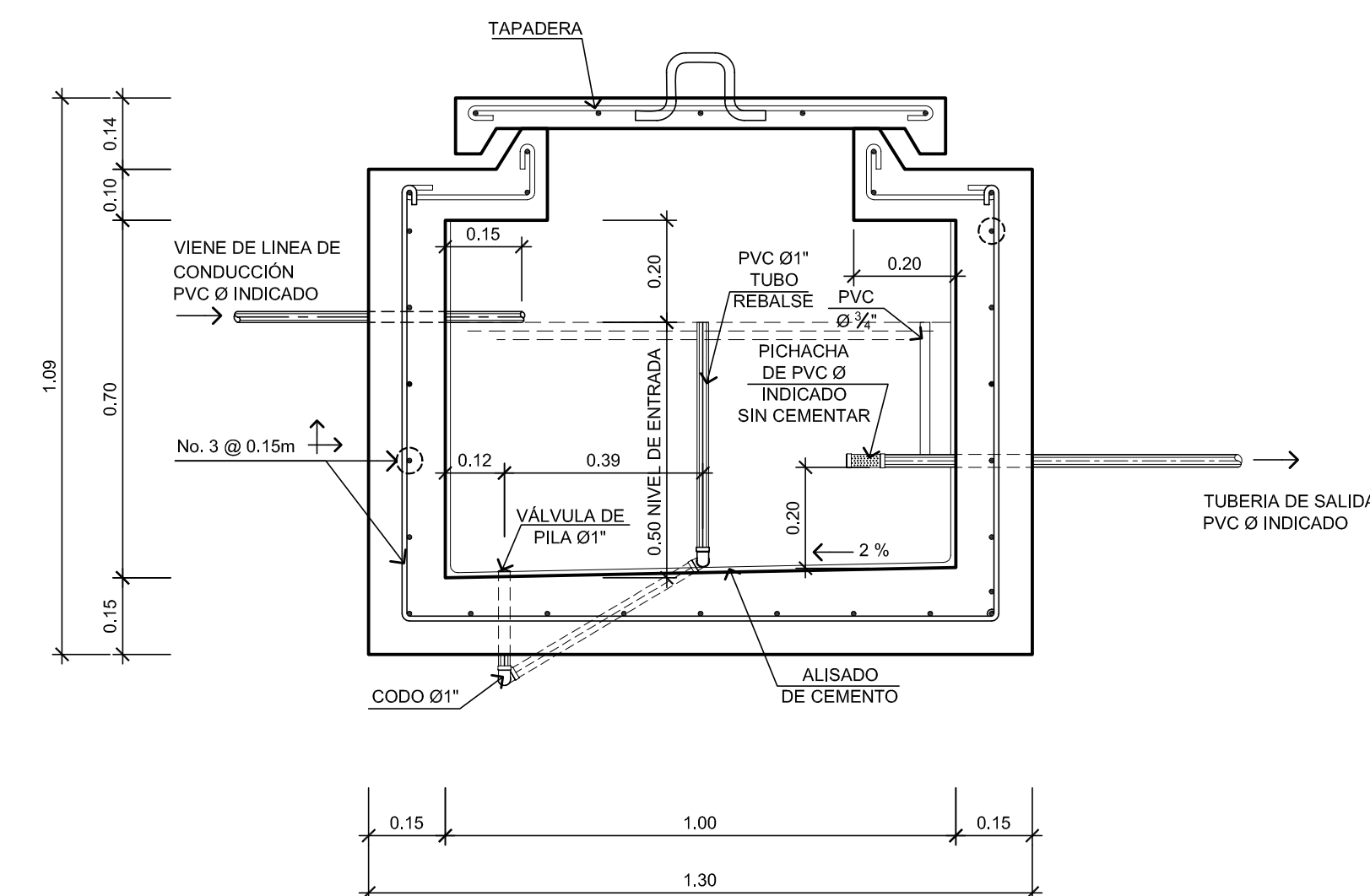
**PLANTA**  
ESCALA 1 : 12.5



**SECCIÓN A - A**  
ESCALA 1 : 12.5



**SECCIÓN B - B**  
ESCALA 1 : 12.5



**SECCIÓN D - D**  
ESCALA 1 : 12.5

**DETALLE CAJA ROMPE PRESIÓN + VÁLVULA DE FLOTE (C.R.P. + V.F.)  
UBICADA EN ESTACIÓN E-50 Y E-44**

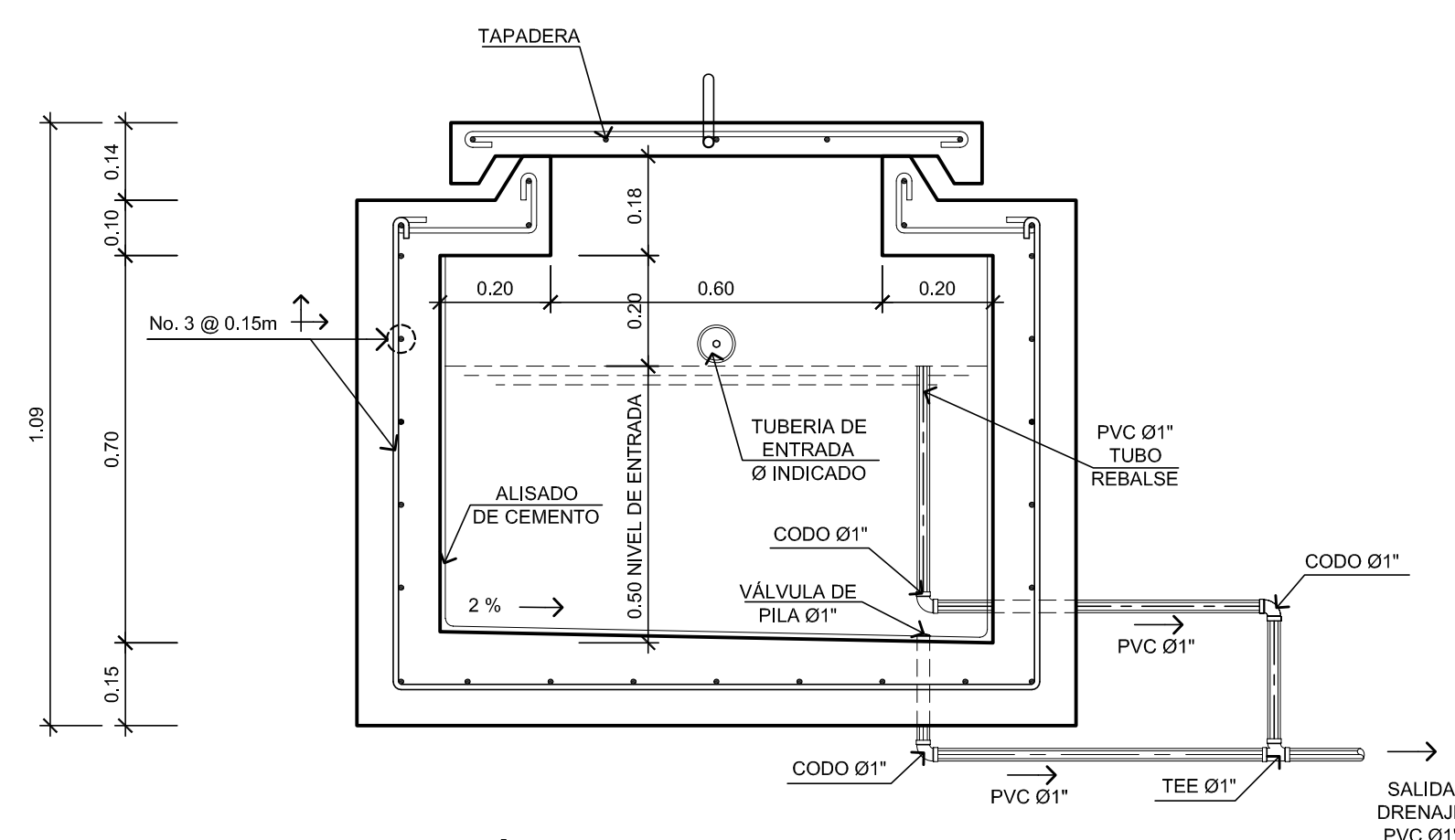
ESCALA INDICADA

**PARAMETROS DE DISEÑO:**

- $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$

**ESPECIFICACIONES:**

- MORTERO PARA LEVANTADO = 1:3
- MORTERO PARA ALISADO = 1:2
- ESPESOR DE ALISADO = 0.005m

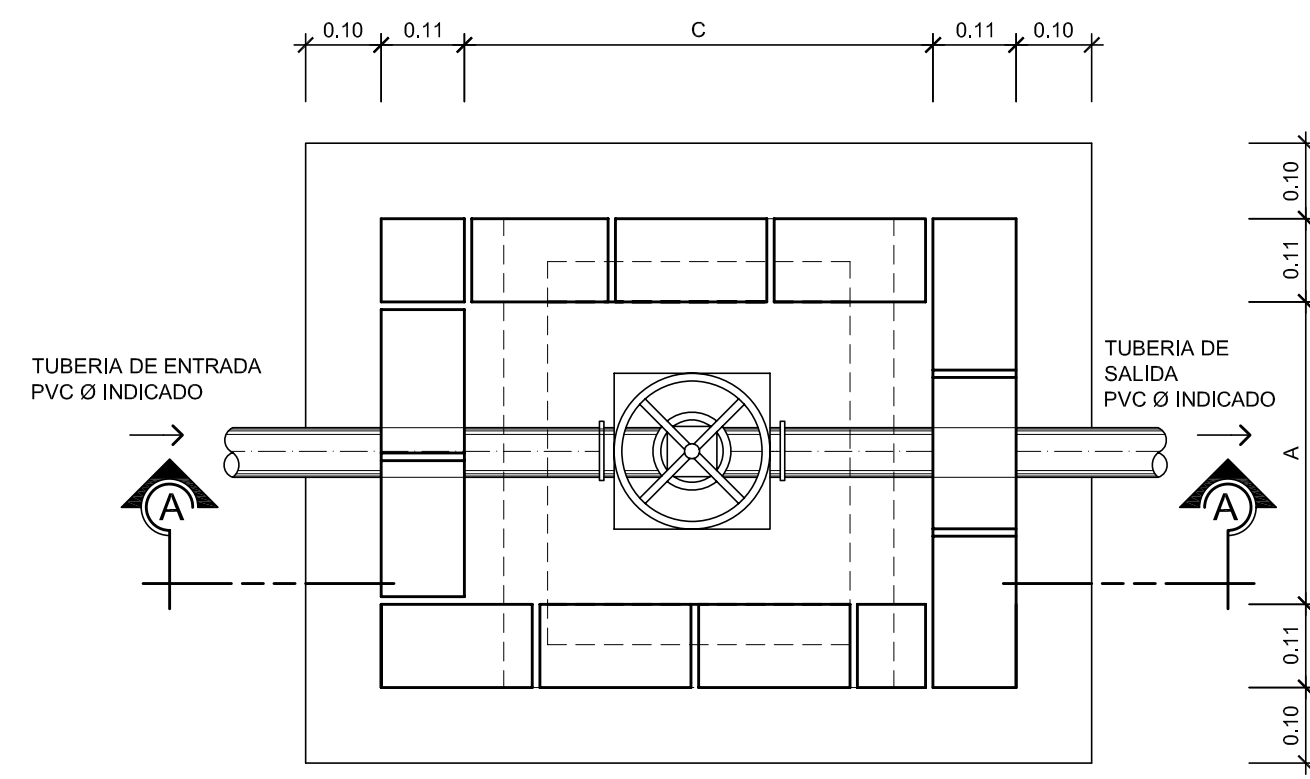


**SECCIÓN C - C**  
ESCALA 1 : 12.5

**DETALLE CAJA ROMPE PRESIÓN (C.R.P.)  
UBICADA EN ESTACIÓN E-92, E-75 Y E-123**

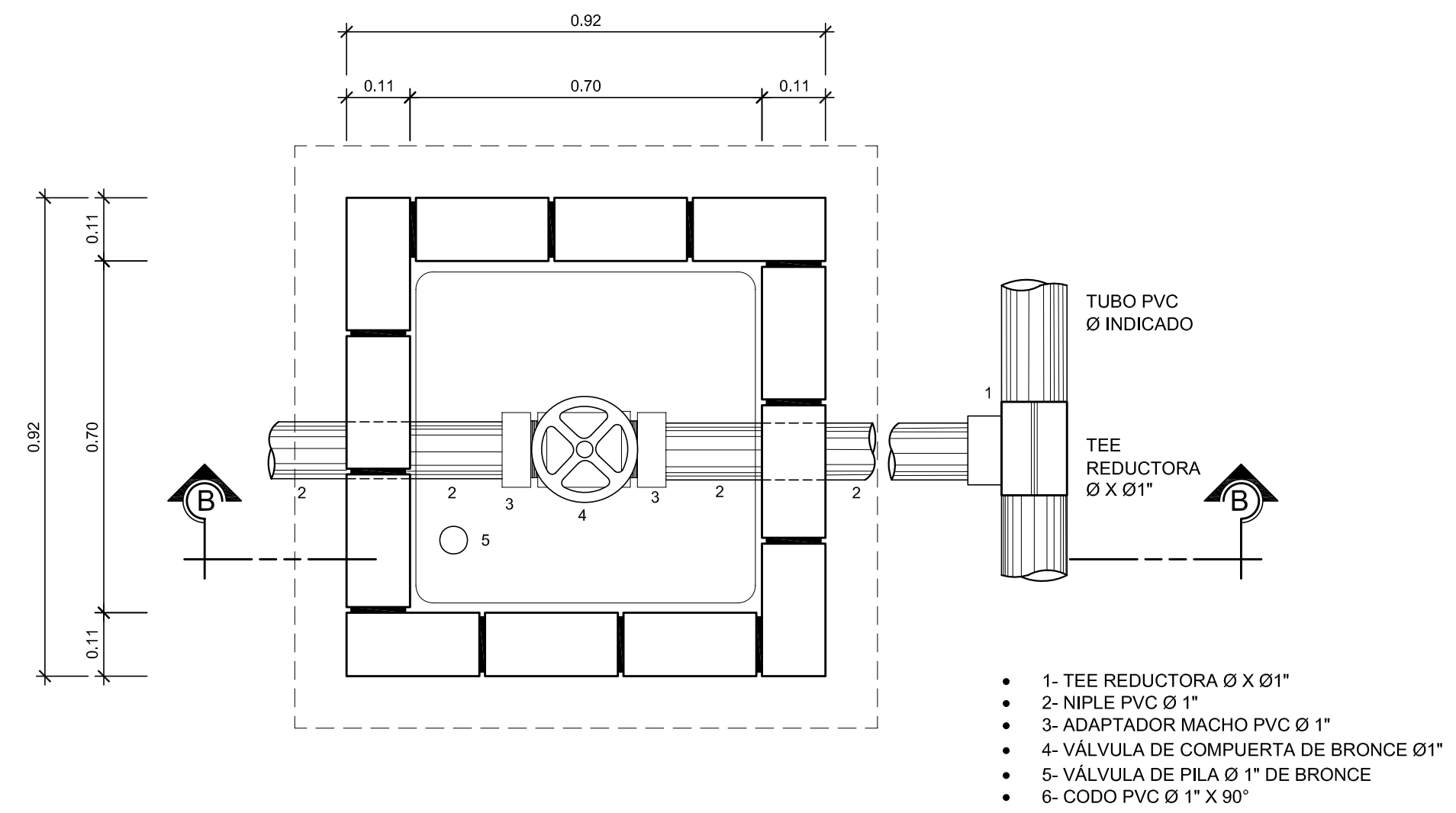
ESCALA INDICADA

		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <b>E.P.S.</b>	
DISEÑO: MARTHO LUNA V. DIBUJO: MARTHO LUNA V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK COS. ASESOR SUPERVISOR E.P.S.		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ DETALLE DE CAJA ROMPE PRESIÓN (C.R.P.) & CAJA ROMPE PRESIÓN + VÁLVULA DE FLOTE (C.R.P. + V.F.)	
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		PROYECTO:	
HOJA No. 13		FECHA: FEBRERO 2010 ESCALA: INDICADA No. PROYECTO: 14	



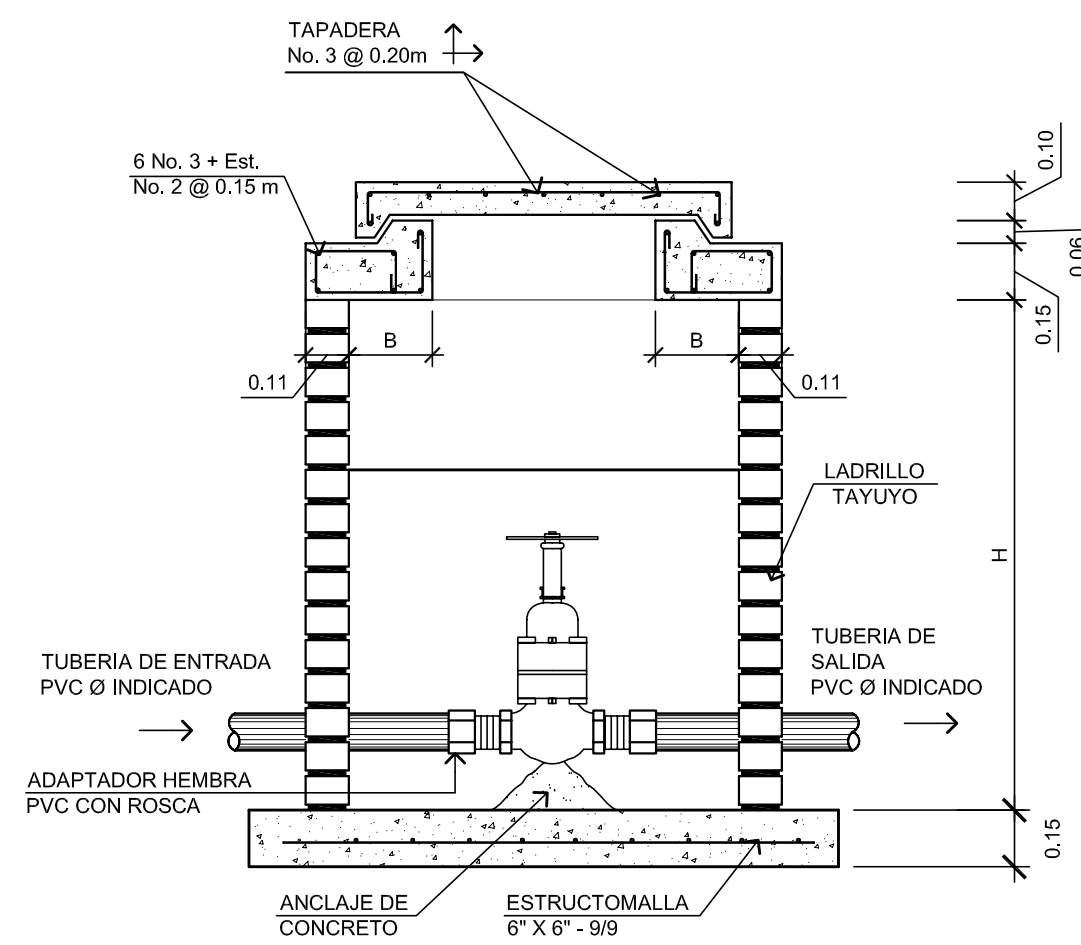
PLANTA CAJA DE LADRILLO DE SOGA PARA VÁLVULA DE 1" A 2"

ESCALA 1 : 10



PLANTA VÁLVULA DE LIMPIEZA

ESCALA 1 : 10



SECCION A - A

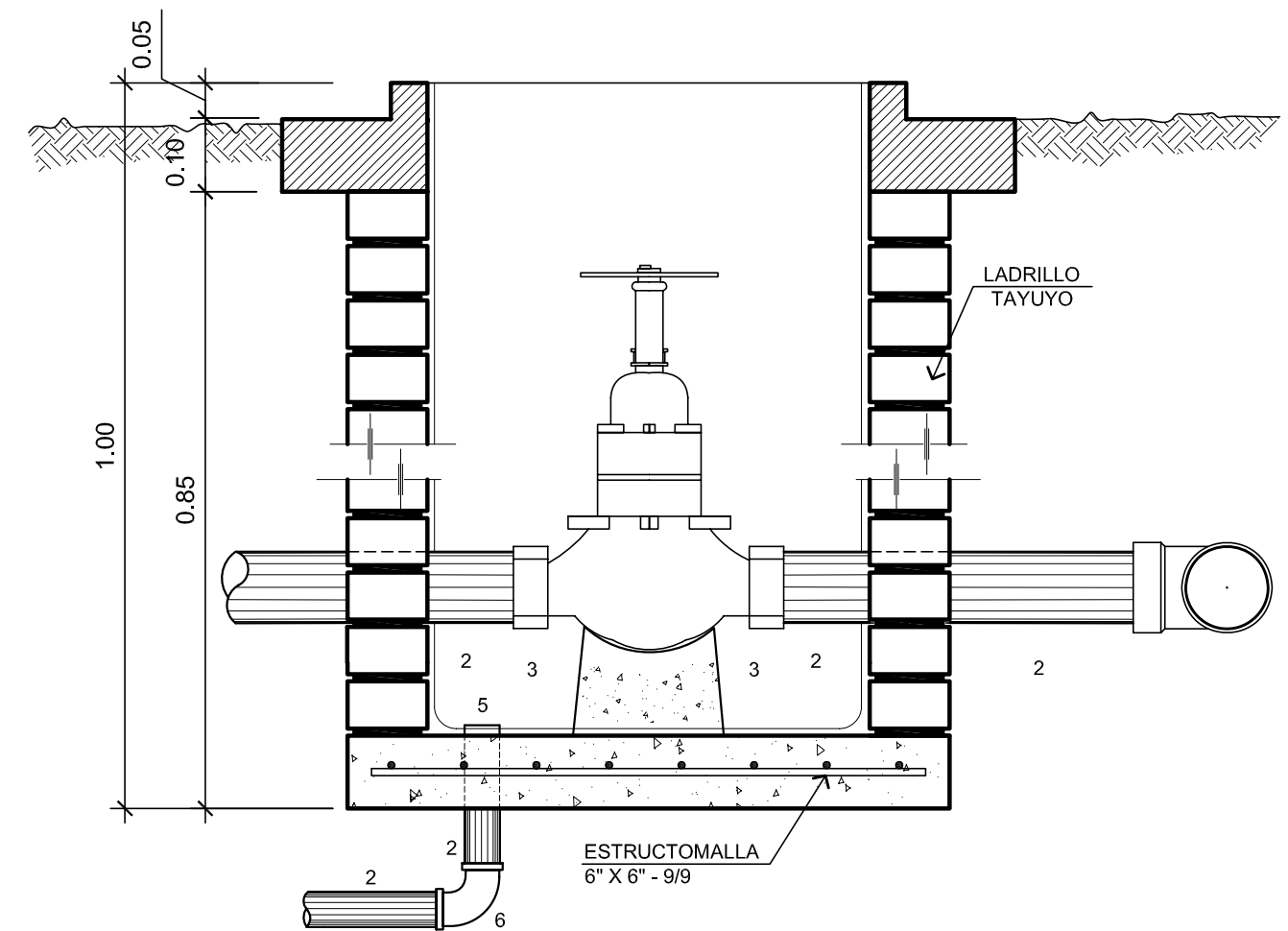
ESCALA 1 : 20

DIMENSIONES PARA CAJA DE VÁLVULAS

DIMENSIONES	DIAMETRO	
	1 1/4" A 2"	
A	0.40	
B	----	
C	0.50	
H	0.50	

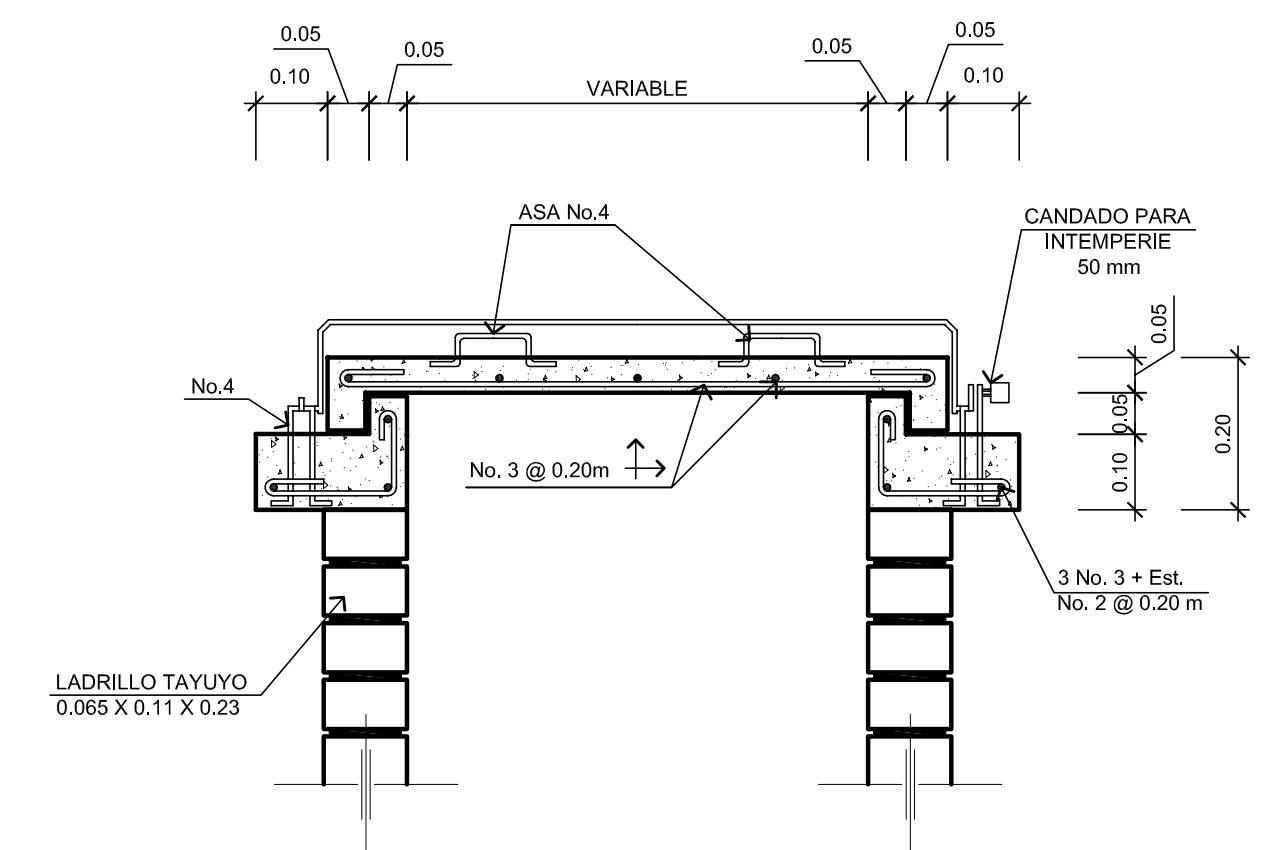
NOTA:

- LA ALTURA (H) DE LAS CAJAS TAMBIEN DEPENDERA DE LA PROFUNDIDAD A LA CUAL DEBA COLOCARSE LA TUBERIA, POR LO CUAL SERA DEFINIDA POR EL ING. SUPERVISOR.



SECCIÓN B - B

ESCALA 1 : 10



DETALLE DE TAPADERA VÁLVULA DE LIMPIEZA

ESCALA 1 : 10

DETALLE DE VÁLVULA DE COMPUERTA (V.C.)

ESCALA INDICADA

DETALLE DE VÁLVULA DE LIMPIEZA

ESCALA INDICADA

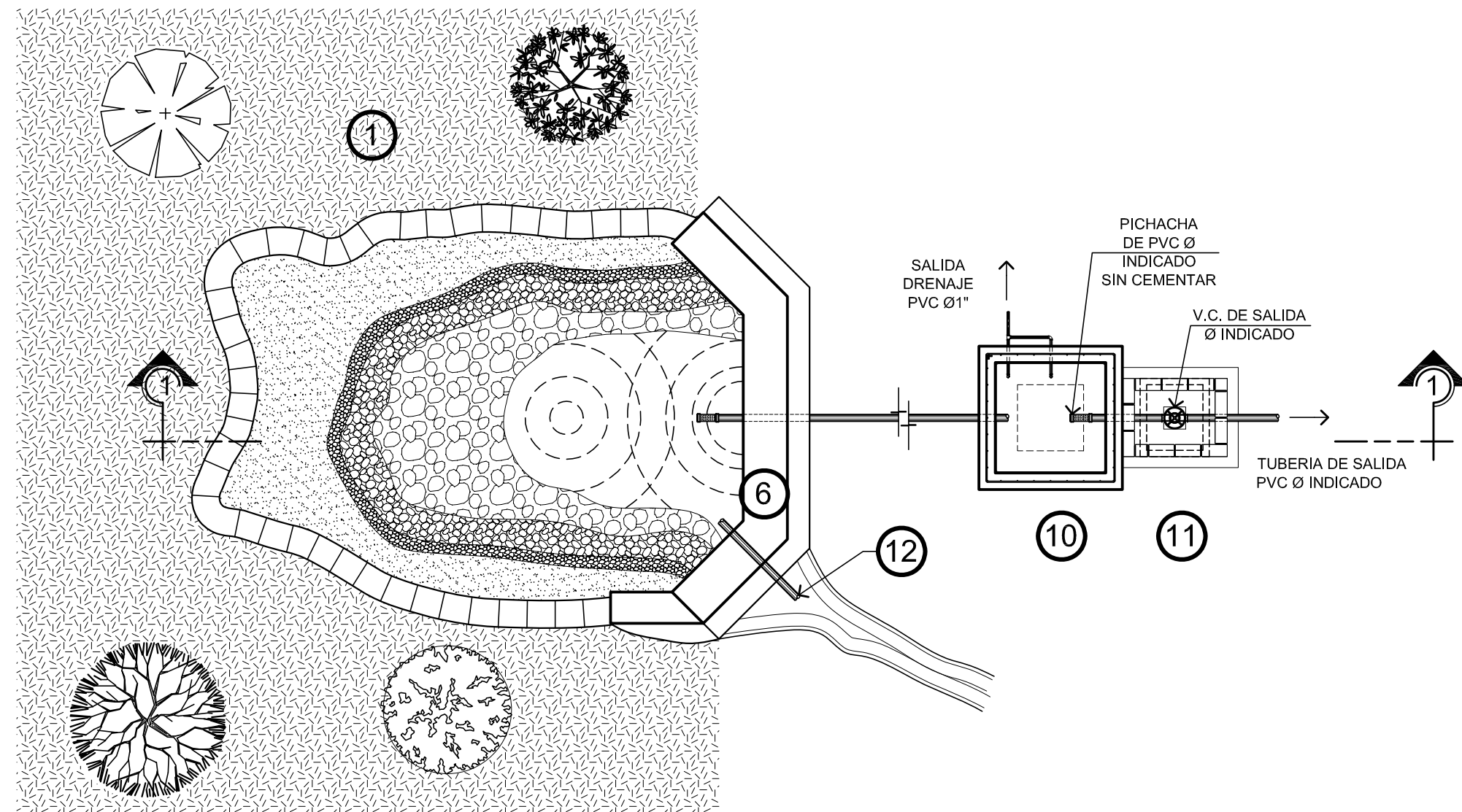
PARAMETROS DE DISEÑO:

- $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$

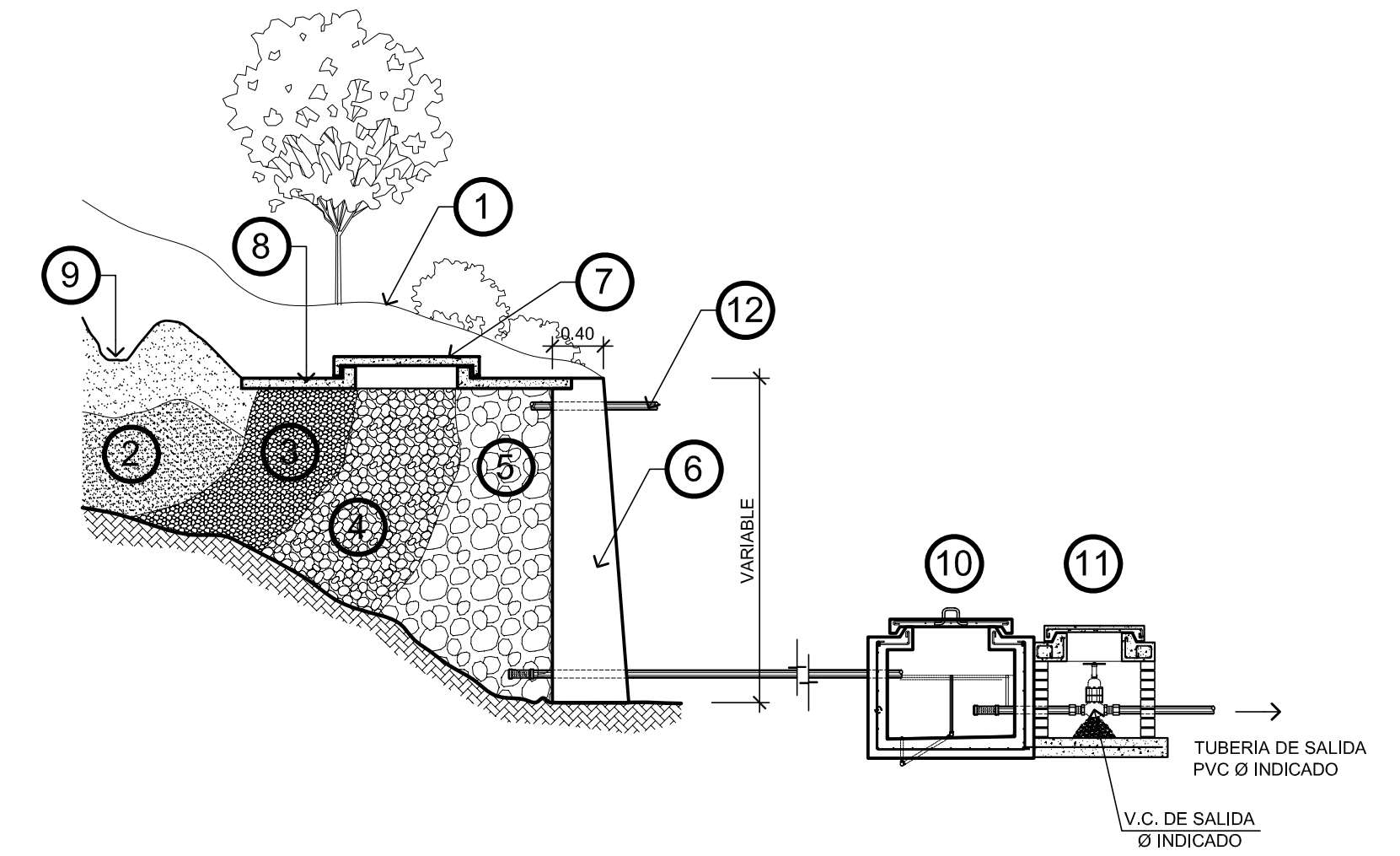
ESPECIFICACIONES:

- MORTERO PARA LEVANTADO = 1:3
- MORTERO PARA ALISADO = 1:2
- ESPESOR DE ALISADO = 0.005m

		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <b>E.P.S.</b>	
DISEÑO: MARTHO LUNA V. DIBUJO: MARTHO LUNA V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ DETALLE DE VÁLVULA DE COMPUERTA (V.C.) & VÁLVULA DE LIMPIEZA	
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		PROYECTO: UBICACION: ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ TRANSECTO: DETALLE DE VÁLVULA DE COMPUERTA (V.C.) & VÁLVULA DE LIMPIEZA	
No. PROYECTO: 14		HOJA No.: 14 FECHA: FEBRERO 2010 ESCALA: INDICADA	
ING. JUAN MERCK COS ASESOR SUPERVISOR E.P.S.		No. PROYECTO: 14	



- ① TERRENO NATURAL
- ② ACUIFERO
- ③ GRAVA 1/2"
- ④ GRAVA 3"
- ⑤ PIEDRA BOLA DE 6" A 10"
- ⑥ MURO DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERIA
- ⑦ TAPADERA PARA INSPECCIÓN
- ⑧ SELLO SANITARIO DE CONCRETO t=0.08m
- ⑨ CONTRACUNETA
- ⑩ CAJA REUNIDORA
- ⑪ CAJA VÁLVULA DE COMPUERTA
- ⑫ REBALSE TUBO HG Ø 4" MÍNIMO

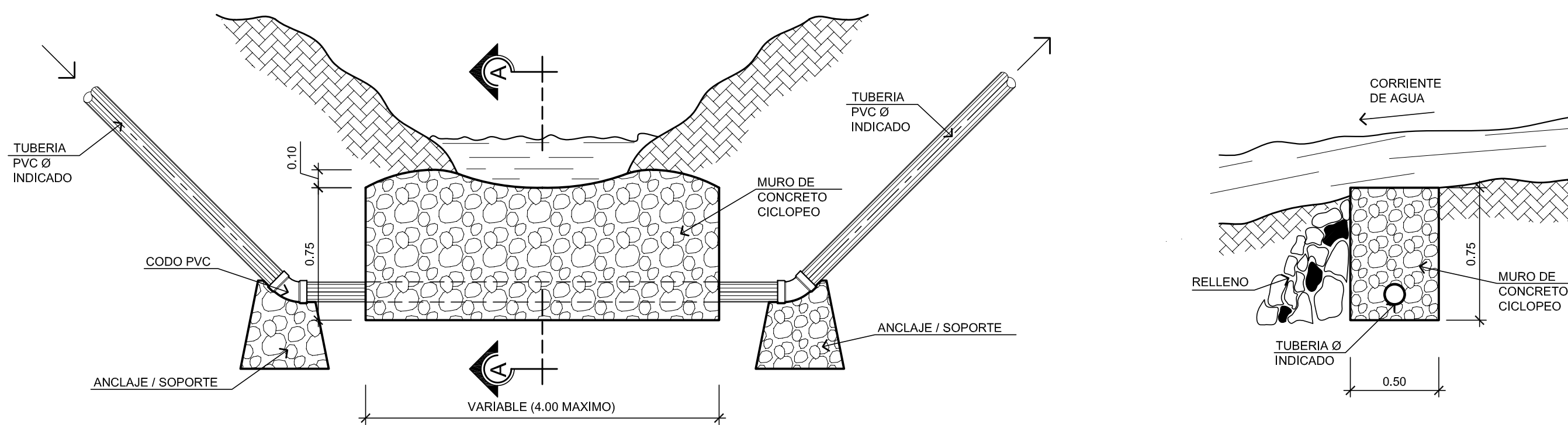


CAPTACIÓN TÍPICA GALERIA DE INFILTRACIÓN

SIN ESCALA

SECCION 1 - 1 (CAPTACIÓN TÍPICA GALERIA DE INFILTRACIÓN)

SIN ESCALA

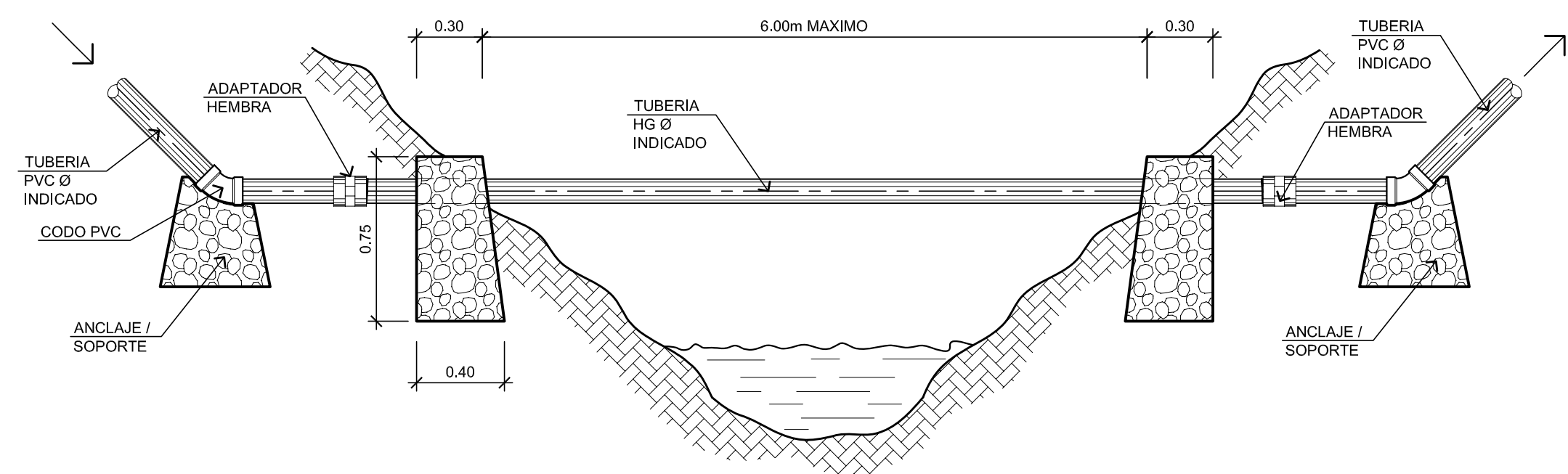


PASO DE ZANJON TIPO "A"

ESCALA 1 : 25

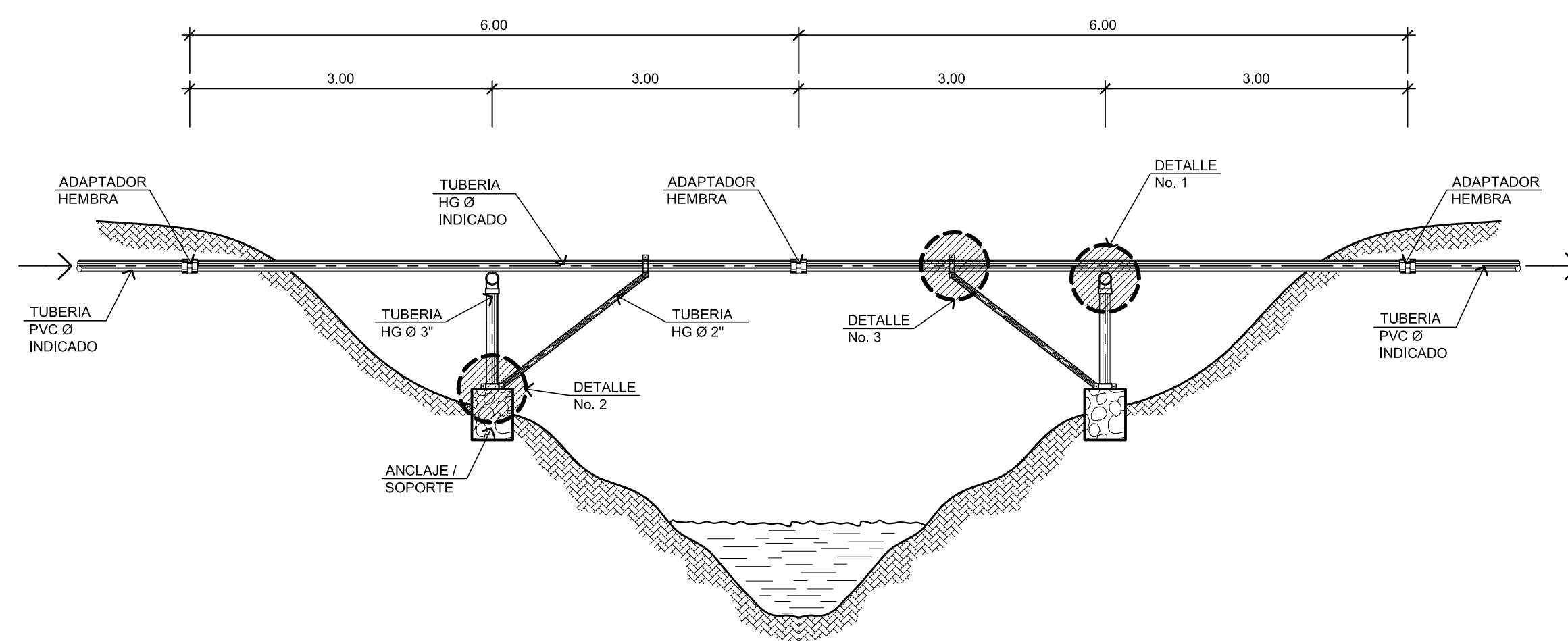
SECCIÓN A - A

ESCALA 1 : 25



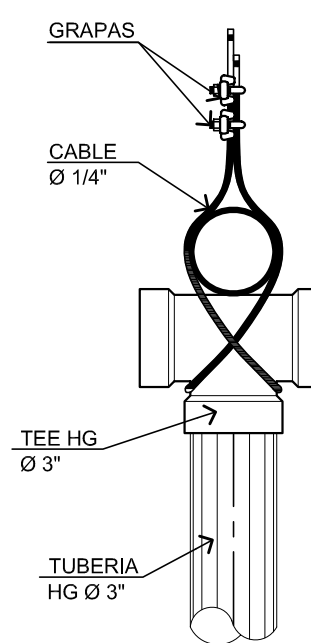
PASO AEREO TIPO "B"

ESCALA 1 : 25



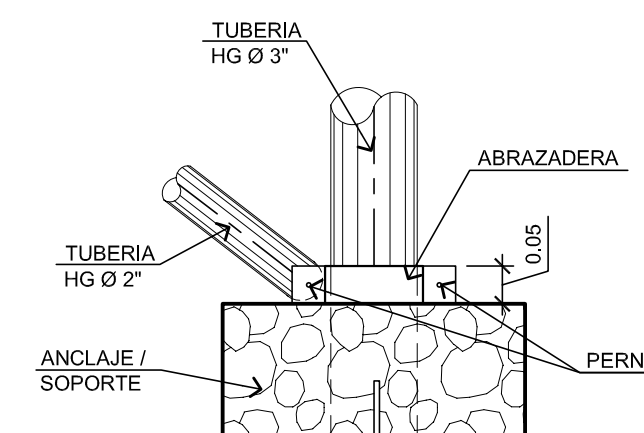
PASO AEREO TIPO "C"

ESCALA 1 : 50



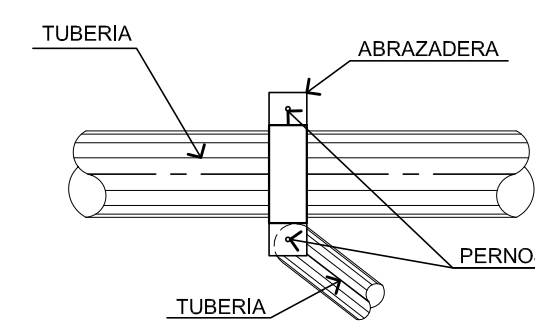
DETALLE No. 1

SIN ESCALA



DETALLE No. 2

SIN ESCALA



DETALLE No. 3

SIN ESCALA

NOTAS GENERALES

MATERIALES

- EL CONCRETO CICLOPEO SERA 67% PIEDRA BOLA, 33% CONCRETO  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .
- LOS MUROS DEBERAN IMPERMEABILIZARSE INTERNAMENTE: PROPORCION DE SABIETA PARA ALISADO 1:2 (CEMENTO: ARENA DE RIO), ESPESOR 0.5cm
- LAS CAJAS PARA VÁLVULAS SE CONSTRUIRÁN CONFORME DETALLES ESPECIFICOS INDICADOS EN PLANOS.
- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.

		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO <b>E.P.S.</b>	
DISEÑO: MARTHO LUNA V. DIBUJO: MARTHO LUNA V. REVISÓ: ING. JUAN MERCK		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA SAN ISIDRO SAN JERONIMO, BAJA VERAPAZ CAPTACIÓN TÍPICA GALERIA DE INFILTRACIÓN & DETALLES DE PASOS AEROS TIPO A, B Y C	
HOJA No. 11		FECHA: FEBRERO 2.010 ESCALA: INDICADA No. PROYECTO: 14	