



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

**INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS ALDEAS  
TECUSIATE Y TALQUEZAL, Y DISEÑO DE ESCUELA PARA  
EDUCACIÓN SECUNDARIA, ALDEA PAPALHUAPA, AGUA  
BLANCA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**

**Danissa Cobar López**

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, febrero de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS ALDEAS TECUSIATE Y  
TALQUEZAL, Y DISEÑO DE ESCUELA PARA EDUCACIÓN SECUNDARIA,  
ALDEA PAPALHUAPA, AGUA BLANCA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

**DANISSA CÓBAR LÓPEZ**

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

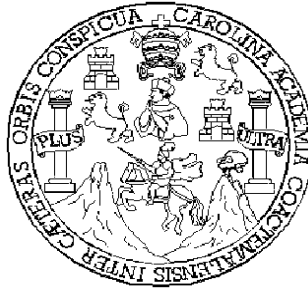
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERA CIVIL**

GUATEMALA, FEBRERO DE 2008



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I:	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II:	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III:	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV:	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V:	
SECRETARIA:	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco



## **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:

**INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS ALDEAS TECUSIATE Y TALQUEZAL, Y DISEÑO DE ESCUELA PARA EDUCACIÓN SECUNDARIA, ALDEA PAPALHUAPA, AGUA BLANCA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 20 de febrero de 2006.

Danissa Cobar López

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA  
UNIDAD DE EPS  
Tel. 24423509

REF. EPS. MAO SUP. 021.2006

Guatemala,  
27 de octubre de 2006

Ingeniero  
Ángel Roberto Sic García  
Director de EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería  
USAC

Respetable Ingeniero Sic García:

Por medio de la presente, envío a usted el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), titulado: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS ALDEAS TECUSIATE Y TALQUEZAL Y DISEÑO DE ESCUELA PARA EDUCACIÓN SECUNDARIA, ALDEA PAPALHUAPA, AGUA BLANCA, JUTIAPA

Este trabajo lo desarrolló el estudiante: DANISSA CÓBAR LÓPEZ quien fue asesorado y supervisado por el suscrito.

Por lo que, habiendo cumplido con los objetivos y los requisitos de ley, solicito darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Atentamente,

"¡DENSEÑAR A TODOS!"

  
Ing. Manuel Alfredo Anguillaga Ochoa.  
Supervisor de EPS



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA  
UNIDAD DE EPS  
Tel. 24423509

Guatemala, 23 de enero de 2007  
Ref. EPS. C. 37.01.07

Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez  
Director Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado "INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS ALDEAS TECUSIATE Y TALQUEZAL Y DISEÑO DE ESCUELA PARA EDUCACIÓN SECUNDARIA, ALDEA PAPALHUAPA, AGUA BLANCA, JUTIAPA" que fue desarrollado por la estudiante universitaria Danissa Cobar López, quien fue debidamente asesorada y supervisada por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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 y supervisor, en mi calidad de director apruebo su contenido; solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Angel Roberto Sic Garcia  
Director Unidad de EPS



ARSG/jm



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala,  
2 de noviembre de 2007

Ingeniero  
Fernando Amilcar Boiton Velásquez  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS ALDEAS TECUSIATE Y TALQUEZAL Y DISEÑO DE ESCUELA PARA EDUCACIÓN SECUNDARIA, ALDEA PAPALHUAPA, AGUA BLANCA, JUTIAPA**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Danissa Cobar López, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

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 INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala,  
6 de noviembre de 2007

Ingeniero  
Fernando Amílcar Boiton Velásquez  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Presente

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS ALDEAS TECUSIATE Y TALQUEZAL Y DISEÑO DE ESCUELA PARA EDUCACIÓN SECUNDARIA, ALDEA PAPALHUAPA, AGUA BLANCA, JUTIAPA**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Danissa Cobar López, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arivillaga Ochaeta

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 ENSEÑAR A TODOS



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

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

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S., Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Danissa Còbar Lòpez, titulado INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS ALDEAS TECUSIATE Y TALQUEZAL, Y DISEÑO DE ESCUELA PARA EDUCACIÓN SECUNDARIA, ALDEA PAPALHUAPA, AGUA BLANCA, JUTIAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez



Guatemala, febrero 2008.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos  
de Guatemala



Facultad de Ingeniería  
Decanato

Ref. DTG.031.08

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: **INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LAS ALDEAS TECUSIATE Y TALQUEZAL, Y DISEÑO DE ESCUELA PARA EDUCACIÓN SECUNDARIA, ALDEA PAPALHUAPA, AGUA BLANCA, DEPARTAMENTO DE JUTIAPA**, presentado por la estudiante universitaria **Danissa Cobar López**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

  
Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos  
DECANO

Guatemala, febrero de 2008



/cc

## **AGRADECIMIENTOS**

Este es un acto que dedico a todas las personas que me apoyaron para lograr consumarlo.

Agradezco principalmente a Dios, quien me brindó todas las facultades necesarias para superar los inconvenientes que se presentaron a lo largo de la carrera.

A mis padres, que siempre estuvieron pendientes de mis necesidades, y con mucha paciencia y amor, lograron sacarme adelante.

A mis hermanos y tíos que me brindaron apoyo incondicional, especialmente mis tíos Carlos, Tino y Margoth. De igual forma agradezco profundamente a mi abuelita Amelia, que hizo todo por apoyarme, tanto material como moralmente.

Agradecimiento especial al Ingeniero Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta, que con paciencia y esmero, nos guió a través de todo este trabajo.

A mis amigos Byron Quexel y Óscar Flores, quienes estuvieron siempre en el momento preciso con sus buenos consejos y palabras de aliento.

Finalmente, agradezco a todas las buenas personas que hacen de esta maravillosa Facultad, un lugar especial del que siempre estaré orgullosa y eternamente agradecida.

# ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b>	V
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	VII
<b>GLOSARIO</b>	IX
<b>RESUMEN</b>	XI
<b>OBJETIVOS</b>	XIII
<b>INTRODUCCIÓN</b>	XV
<b>1 INVESTIGACIÓN</b>	
1.1 Monografía del municipio de Agua Blanca, Jutiapa	1
1.1.1 Ubicación y localización	1
1.1.2 Extensión territorial	2
1.1.3 Límites y colindancias	2
1.1.4 Clima	2
1.1.5 Población e idioma	2
1.1.6 Suelos y topografía	4
1.1.7 Recursos en general	5
1.2 Análisis del diagnóstico sobre las necesidades básicas	5
<b>2 DISEÑO DE ACUEDUCTO TECUSIATE – TALQUEZAL</b>	
2.1 Descripción del proyecto	9
2.2 Especificaciones técnicas y normas de calidad del agua, aplicables en Guatemala	9
2.3 Análisis económico-financiero	10
2.3.1 Análisis económico de la influencia que tendrá el proyecto	10

2.4 Pruebas y exámenes que deben realizarse al agua	12
2.5 Levantamiento topográfico	13
2.6 Cálculo topográfico	18
2.7 Cálculos preliminares	18
2.7.1 Criterios para asignar la dotación de agua	18
2.7.2 Cálculo de la población futura con el período de diseño	19
2.7.3 Cálculo de la demanda y comparación con el aforo	20
2.8 Criterio y cálculo de caudales de diseño	21
2.8.1 Caudal medio	22
2.8.2 Caudal medio diario	22
2.8.3 Caudal de distribución	23
2.8.4 Caudal de bombeo	24
2.8.5 Caudal de vivienda	25
2.8.6 Caudal instantáneo	25
2.9 Diseño del tramo de impulsión	26
2.9.1 Diseño y especificaciones para el equipo de bombeo	27
2.9.2 Cálculo del diámetro y tipo de tubería de impulsión	28
2.10 Criterio para el diseño de obras de arte en la línea de conducción	28
2.11 Cálculo hidráulico para la línea de conducción	29
2.11.1 Cálculo de pérdidas de energía	30
2.11.2 Cálculo de diámetro y tipo de tubería	32
2.12 Diseño del tanque de distribución	33
2.13 Diseño de la red de distribución	34
2.14 Desinfección del agua	37
2.14.1 Tratamiento para desinfección de agua, de acuerdo a los resultados obtenidos en los análisis	37
2.15 Programa de operación y mantenimiento	56
2.16 Propuesta de tarifa	57
2.17 Evaluación socio – económica	58

2.17.1	Valor presente neto	58
2.17.2	Tasa interna de retorno	60
2.18	Evaluación de impacto ambiental (EIA)	62
2.18.1	En construcción	63
2.18.2	En operación	65
<b>3</b>	<b>DISEÑO DE INSTITUTO PARA EDUCACIÓN BÁSICA</b>	
3.1	Descripción del proyecto	67
3.2	Criterios para diseñar estructuras de marcos rígidos	67
3.2.1	Forma y dimensiones del edificio	69
3.2.2	Normas a cumplir para el diseño	71
3.3	Estudios preliminares	72
3.3.1	Mecánica de suelos	72
3.3.2	Evaluación de impacto ambiental (EIA)	75
3.4	Diseño de instituto	75
3.4.1	Clasificación de la obra	76
3.4.2	Nivel de protección	77
3.4.3	Requisitos del diseño estructural	77
3.4.4	Integración de cargas	78
3.4.4.1	Tipos y combinaciones de cargas	80
3.4.4.2	Método exacto para calcular momentos y cortes en los miembros estructurales	82
3.5	Diseño de los miembros estructurales	83
3.5.1	Predimensionamiento de los elementos	83
3.5.2	Diseño de vigas de sección rectangular	84
3.5.2.1	Diseño a flexión	85
3.5.2.2	Diseño a corte	87
3.5.3	Diseño de columnas	90
3.5.3.1	Diseño de columnas esbeltas	91



3.5.3.2	Efectos de esbeltez	94
3.5.4	Diseño de losas macizas	97
3.5.4.1	Diseño de refuerzo a corte y flexión	98
3.5.5	Diseño de cimientos	100
3.5.5.1	Selección del tipo de cimiento	102
3.5.5.2	Diseño de zapatas individuales	103
3.6	Elaboración y presentación de planos	106
3.7	Costo del proyecto	107
<b>CONCLUSIONES</b>		<b>111</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>		<b>113</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		<b>115</b>
<b>APÉNDICE</b>		<b>117</b>

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Tanque de desinfección de agua	53
2.	Envoltorio de los círculos de Mohr	74
3.	Distribución de cargas en losas	80
4.	Elemento sometido a flexión	84
5.	Distribución de esfuerzos en la sección de una viga flexionada	85
6.	Columna sometida a compresión	95
7.	Tipos de zapatas	103
8.	Corte que actúa en la zapata	104
9.	Perímetro de falla	105
10.	Diagrama de momentos para vigas tipo A	135
11.	Diagrama de momentos para vigas tipo B	136
12.	Diagrama de momentos para vigas tipo C y D	136
13.	Diagrama de momentos en el programa E – Tabs	137
14.	Diagrama de corte para vigas tipo A	138
15.	Diagrama de corte para vigas tipo B	138
16.	Diagrama de corte para vigas tipo C y D	139

## TABLAS

I	Pendientes para las líneas de conducción	18
II	Presiones máximas en las tuberías PVC y HG	33
III	Límites de características físicas , COGUANOR NGO 29001	39
IV	Límites de sustancias químicas , COGUANOR NGO 29001	41
V	Niveles máximos de sustancias inorgánicas en el agua	42
VI	Espesores mínimos para losas armadas en una dirección	84
VII	Memoria de cálculo para el proyecto de agua potable	119
VIII	Presupuesto para proyecto de Tecusiate	155
IX	Presupuesto para proyecto de Talquezal	156
X	Presupuesto para proyecto de Papalhuapa	157

## LISTA DE SÍMBOLOS

Pf	Población futura
Pa	Población actual
r	Tasa de crecimiento poblacional
n	Número de años que durará el proyecto
Q	Caudal medio diario
Dot	Dotación
Q <sub>c</sub>	Caudal de conducción
FDM	Factor de día máximo
FHM	Factor horario máximo
Q <sub>d</sub>	Caudal de distribución
Q <sub>b</sub>	Caudal de bombeo
H <sub>b</sub>	Horas de bombeo
Q <sub>viv</sub>	Caudal de vivienda
Q <sub>i</sub>	Caudal instantáneo
k	Factor de vivienda
CDT	Carga dinámica total
e	Eficiencia de la bomba en %
H <sub>f</sub>	Pérdida de energía por fricción
H <sub>fm</sub>	Pérdidas menores de energía o pérdidas en los accesorios
H <sub>fvel</sub>	Pérdidas de energía por velocidad
D <sub>e</sub>	Diámetro económico de la tubería de succión
VPN	Valor presente neto
V <sub>s</sub>	Valor soporte del suelo
C <sub>o</sub>	Cohesión
γ	Peso específico del suelo
U	Carga última aplicada a los elementos estructurales

M	Carga muerta
V	Carga viva
W	Carga de viento
S	Carga por sismo
$K_f$	Rigidez absoluta en un elemento estructural
C	Compresión
T	Tensión
$\rho_b$	Cuantía balanceada de acero
$A_s$	Área de acero requerida en la sección transversal
$f'_c$	Resistencia a compresión del hormigón
$f_y$	Resistencia del acero a tensión
$V_c$	Resistencia a corte
$P_c$	Carga crítica
$q_u$	Carga última

## GLOSARIO

<b>Aireación:</b>	Procedimiento que se realiza al agua para remover los gases, hierro y manganeso presentes.
<b>Caudal:</b>	Volumen de líquido que transcurre por una tubería por unidad de tiempo.
<b>Cohesión:</b>	Adherencia entre las partículas de una sustancia, debida a la atracción entre ellas.
<b>Desinfección:</b>	Tratamiento que se da, en este caso al agua, con el fin de convertirla en sanitariamente pura y apta para consumo humano.
<b>Filtración:</b>	Proceso que sigue a la sedimentación, en el cual se atrapa las partículas que lograron pasar en el flujo.
<b>Llenacántaros:</b>	Sistema o tipo de abastecimiento de agua potable, que se utiliza cuando por razones económicas no puede hacerse una conexión individual por vivienda. Normalmente, se construye un llenacántaros por cada cinco viviendas.
<b>Presupuesto:</b>	Costo inicial de un proyecto.

<b>Sedimentación:</b>	Proceso que se utiliza para eliminar partículas en el agua, y consiste en disminuir la velocidad del flujo para que los sedimentos se asienten.
<b>Suavización del agua:</b>	Tratamiento que consiste en nivelar las cantidades de carbonatos, bicarbonatos, sulfatos y cloruros de calcio y magnesio presentes en el agua.
<b>Tarifa:</b>	Cantidad que deben cubrir los usuarios de un proyecto y debe satisfacer los gastos de operación y mantenimiento, cargos fijos sobre la inversión y crecimiento del sistema, sin pretender obtener ganancias.
<b>Turbidez:</b>	Característica física en el agua que indica presencia de contaminación primaria.
<b>Zona sísmica:</b>	Región del suelo en donde ocurre mayor peligro de sismo, por ejemplo flancos, terrenos inclinados, franjas de terreno falladas, arenales y litorales.

## **RESUMEN**

En el presente informe se tiene el diseño de un instituto de dos niveles para la aldea Papalhuapa y un sistema de agua potable que abastecerá a las aldeas Tecusiate y Talquezal, del municipio Agua Blanca, Jutiapa. Ambos proyectos traerán evidentes ventajas para los habitantes de la localidad, ya que carecen de ellos y son de vital importancia.

A cada proyecto se le analizó por separado, logrando obtener una secuencia de pasos a seguir para un diseño práctico y correcto, según sea el caso. Estimaciones, cálculos preliminares, cálculos para las líneas de conducción y redes de distribución son algunos de los pasos que se detallan en el proceso de diseño del proyecto de agua potable, incluyendo asimismo nociones que ayudarán a elegir decisiones importantes, como lo son el tipo de desinfección del agua, tipo de tubería y accesorios a utilizar y una propuesta de tarifa para el servicio.

En el diseño del instituto se ha tenido especial cuidado al detallar el procedimiento de cálculo para cada elemento estructural, abarcando las fases desde integración de cargas y predimensionamiento de elementos, hasta el diseño de los miembros sometidos a diferentes tipos de esfuerzo.

Finalmente, se calculó el presupuesto para cada caso, y abarca los gastos de materiales, transporte, mano de obra y alquiler de maquinaria.





## **OBJETIVOS**

### **General**

Proporcionar un apoyo, tanto a las personas que consulten cualquier tema que en él se desarrolle, como a las autoridades de la municipalidad de Agua Blanca, Jutiapa.

### **Específicos**

1. Desarrollar en proyectos reales los conocimientos adquiridos en la Facultad de Ingeniería, y al mismo tiempo generar un medio de apoyo para quienes consulten este informe.
2. Realizar un análisis de las necesidades primordiales de la población del municipio de Agua Blanca, y plantear soluciones y apoyar su realización por medio de su diseño, en este caso, dos acueductos y un instituto.
3. Explicar de una forma sencilla y entendible todo el procedimiento que se debe seguir para diseñar tanto una línea de conducción, como la red de distribución con todos sus complementos, y analizar económicamente el proyecto, con el fin de emitir recomendaciones pertinentes.
4. Detallar los pasos a seguir para cumplir con los requisitos de seguridad en la construcción de edificios, en este caso de dos niveles, así como recomendar la forma de tomar criterio para diseñar adecuadamente todos sus miembros.



## INTRODUCCIÓN

Agua Blanca es un municipio del departamento de Jutiapa, situado en la parte norte de la cabecera departamental. En dicho municipio se llevó a cabo un análisis que determinó de vital importancia la construcción de dos acueductos que abastecerán a las aldeas Tecusiate y Talquezal, y de un instituto para educación básica que atenderá la necesidad educativa para la aldea Papalhuapa.

En el presente informe se detalla los procesos en el diseño de dichos acueductos y del instituto. El detalle de los acueductos abarca los procesos desde la toma de muestras y de aforo, el diseño de diámetros, pendientes y equipos necesarios para llevar a cabo el proyecto. Se da para cada caso la explicación para el cálculo y se mencionan requerimientos indispensables para el diseño, todo basado en normas aplicables para Guatemala en zonas rurales.

Para el diseño del instituto se ha explicado el proceso desde la integración de cargas, predimensionamiento de miembros estructurales, análisis estructural, diseño de miembros y presupuestos. Todo esto también basado en normas y especificaciones que deben cumplirse para proyectos situados en zonas sísmicas, como lo es nuestro país. Se espera que el presente trabajo sea de apoyo para quienes necesiten consultar cualquiera de estos temas.

# **1 FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1 Monografía del municipio de Agua Blanca, Jutiapa**

### **1.1.1 Breve historia del municipio**

#### **Ubicación y localización**

Agua Blanca es un importante municipio del departamento de Jutiapa. Está situado al norte de la cabecera departamental y enmarcada entre lomas y cerros que se recortan como cenefas en el azul del cielo. Custodian a la población el pequeño volcán de Monte Rico y el volcán de Ipala en cuyo cráter hay una laguna llamada en el lenguaje de los antepasados “De La Candelaria” la cual surtía de agua a la población en el año 1950.

Por información de personas octogenarias, se fundó en el año 1810, con el nombre de “Agua Blanca” debido que en sus manantiales el agua que brota es blanquísima, principalmente la del viejo Ojo de Agua (La Bomba) que surte de agua a los habitantes desde la fundación como “El Valle de Agua Blanca”.

El terreno fue comprado por los primeros pobladores a los señores Álvarez, Zelaya y Figueroa, a un precio de 50 pesos chapines la caballería. Su extensión era de 43 caballerías y 73 hectáreas. Los vecinos, para construir sus casas, tenían que pagar el derecho al sitio en forma de abonos, según la capacidad económica de cada familia.

Los primeros pobladores fueron españoles y se originó un pequeño comité para control de obtención de los derechos a la tierra por los pobladores que cada día aumentaban.

### **1.1.2 Extensión territorial**

La extensión territorial del municipio es de 340 kilómetros cuadrados.

### **1.1.3 Límites y colindancias**

El municipio de Agua Blanca, departamento de Jutiapa, limita al norte con los municipios de Ipala y concepción Las Minas, al sur con la Republica de El Salvador, al occidente con los municipios de Asunción Mita, Santa Catarina Mita y San Manuel Chaparrón.

### **1.1.4 Clima**

La altura de la cabecera del municipio, Agua Blanca, es de 897 metros sobre el nivel del mar latitud Norte 14°29'43", longitud Oeste 89°38'56". Por esta razón, a que pertenece a una altura mediana, su clima es semi cálido, combinando con partes frías como en los volcanes y montañas.

### **1.1.5 Población e idioma**

#### **Idioma:**

El idioma que se habla en todo el municipio es el español; no se habla ninguna lengua o idiomas mayas.

### **Cultura indígena y no indígena:**

No existe población ni cultura indígena; la mezcla ladina fue menos influyente, por lo que se conservan algunos rasgos indígenas en la población.

### **Cultura y tradiciones:**

Una de las características de la cultura de Agua Blanca, son las diversas tradiciones que se han mantenido a través del tiempo y forman parte de la cultura de nuestro pueblo. Siendo las más importantes:

- Feria Titular en honor a los Reyes Magos del 04 al 09 de enero.
- Día de los Santos (1 y 2 de noviembre).
- Feria en los distintos Barrios del Municipio, En el Altillo del 13 al 15 de Febrero, celebran el día del cariño.
- En el Valle Arriba, del 1-2 de noviembre Celebran el día de los Santos. En Tecuan el 3-4 de mayo celebran el día de la Cruz.
- Fabricación de pan para la Semana Santa.
- Día de las madres. (10 de mayo )
- Procesiones en la Semana Santa.
- Día del Niño ( 01 de Octubre )
- Bailes para la elección de reinas.
- Feria Patronal el 15 de Agosto en honor a la Virgen del Rosario.
- Feria el 08 de diciembre en honor a la Virgen de Concepción.
- Fiestas Navideñas y de Año Nuevo.

## **Demografía**

El municipio de Agua Blanca cuenta hoy con un número de 21,510 habitantes, según censo del año 1985; 13,090 son residentes y el resto ausente por razones de trabajo, emigraron hacia Estados Unidos de América, obviamente han partido con la esperanza de mejorar su nivel de vida.

En Agua Blanca no hay capas sociales marcadas, ya que por naturaleza, todos son ladinos porque descienden de un tronco común de origen español. Algunos indígenas han hecho acto de presencia lo cual se debe a que son atraídos por el movimiento comercial que caracteriza a la población. En su mayoría los aguablanquenses, principalmente en el área rural son hospitalarios. Se dice que hubo asentamientos de húngaros, gitanos en la población, y toltecas al sur-este en un aldea llamada Papalhuapa. Se ha comprobado que existió este asentamiento Tolteca porque dejaron vestigios que consisten en pirámides construidas con lajas pero como han sido víctimas de muchos depredadores, ahora son montículos y próximos a desaparecer. A estas ruinas, o lo que queda de ellas, les llaman: "EL PALACIO DE MOCTEZUMA" .

### **1.1.6 Suelos y topografía**

El suelo de la localidad presenta gran cantidad de roca, compacta en varias capas, aunque en ciertas localidades se puede observar gran cantidad de arcilla y limo. En lugares donde el nivel freático es casi superficial, se puede observar con mayor claridad la variedad de capas de roca sedimentaria de origen detrítico que se ha metamorfoseado para convertirse de lutita a filita, marcando sus límites con colores fuertes y diferentes texturas, de acuerdo a su



grado de metamorfismo. La topografía de este municipio suele ser plana en la mayoría de los casos, aunque existen pequeñas montañas y volcanes rocosos que le dan variabilidad a la conformación del suelo.

### **1.1.7 Recursos en general**

La población en general se caracteriza por ser personas muy trabajadoras, emprendedoras y luchadoras, por lo que se hace del recurso humano, el principal de los recursos con que cuenta el municipio. Sus principales medios de subsistencia son el cultivo y la ganadería. Dentro de los principales cultivos se encuentran el arroz y el tomate, sin ser menos importantes las hortalizas. La ganadería para engorde es la principal en la localidad y en menor cantidad, la de leche.

Entre otros recursos se encuentran centros turísticos como la laguna del volcán de Ipala, las Cataratas de la Cueva de la Virgen, la Laguna de Obrajuelo, etc, que atrae población cercana y extranjera, incluso se ha declarado área protegida a algunos de estos lugares.

## **1.2 Análisis del diagnóstico sobre las necesidades básicas del municipio**

### **Diagnóstico del agua potable**

Antecedentes: Desde hace mucho tiempo vecinos de esta comunidad vienen sufriendo incomodidades por la falta del vital líquido y es por eso que solicitan la Construcción de un tanque de captación y red de distribución de las aldeas Tecusiate y Talquezal.

**Problemática:**

El problema lo afrontan todos los habitantes de estas aldeas, debido a la falta de agua potable desde hace ya varios años, y es por esa causa el número de enfermedades cada día sube más. El problema que afecta a estas Aldeas es por ausencia de Agua Potable, ya que es de mucha importancia para tener mejores condiciones de salubridad por medio de la higiene.

**Instituto:**

Debido al crecimiento de la población estudiantil y pensando en los beneficios que el aprendizaje brinda se ha tratado durante los últimos 4 años de obtener financiamiento para la construcción de un instituto de educación básica en los distintos fondos sociales que el país de Guatemala tiene para apoyar con obras de infraestructura de ese tipo. Es por eso que en esta ocasión, se acude a la municipalidad de Agua Blanca para pedir que se realice dicho apoyo.

**Problemática:**

El problema se ha venido generando debido al crecimiento estudiantil, ya que el lugar no cuenta con un instituto y muchos estudiantes al no contar con un programa de estudios de esa clase se están quedando sin poder acceder a la educación de tipo media y así se está incrementando el porcentaje de personas en la población Aguablanquense que no puedan seguir sus estudios y llegar a graduarse un día y así optar a un mejor nivel de vida.

De acuerdo con el diagnóstico realizado sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura en la municipalidad de Agua Blanca, Jutiapa, se determinó que los problemas a resolver con prioridad son: diseño de

introducción de agua potable para Tecusiate y Talquezal y diseño de Instituto para educación básica, con lo que se atenderá a necesidades básicas mencionadas anteriormente, para lo que se diseñará un edificio de dos niveles que se espera, satisfaga necesidades educativas, deportivas y bibliotecarias para los pobladores que acudan a dichas instalaciones. Para resolver el problema del agua potable, se diseñará dos sistemas con longitudes de 1,800 y 1,200 metros, con condiciones diferentes para cada diseño.



## **2 DISEÑO DE ACUEDUCTO TECUSIATE – TALQUEZAL**

### **2.1 Descripción del Proyecto**

Se ha realizado un levantamiento topográfico para poder hacer los cálculos pertinentes y diseñar dos líneas de conducción que tienen una longitud total de 2,007 metros lineales; dos redes de distribución con longitud total de 1,593 metros lineales, lo que da un total de 3,600 metros de diseño. También es necesario diseñar tanque de distribución para cada caso, que sean capaces de dotar a la población en una cantidad adecuada de agua potable. Adicional a esto, se hará análisis al agua para comprobar su calidad, o para definir el tratamiento que se ha de dar.

### **2.2 Especificaciones técnicas y normas de calidad del agua aplicables en Guatemala.**

La calidad del agua se refiere a las condiciones y/o características del líquido o del servicio.

Para verificar dicha calidad de características y servicio nos basamos en normas y especificaciones. Una norma es una regla generalmente aceptada por un ente reconocido y sirve para diseñar o planificar proyectos. Las normas aplicables para proyectos de este tipo en Guatemala son las siguientes:

<b>UNEPAR</b>	<b>Área Rural</b>
<b>INFOM</b>	<b>Área Urbana</b>
<b>EMPAGUA</b>	<b>Área Metropolitana</b>

Estas mismas instituciones son las que nos dan las especificaciones aplicables a los proyectos para las mismas condiciones de localidad. Una especificación sirve para ejecutar. Son reglas aceptadas por un ente reconocido y sirven para ejecutar, implementar, realizar o construir un proyecto.

Hay tres tipos de especificaciones que debemos diferenciar:

**Especificaciones Generales:** Son reglas que se utilizan en todo proyecto.

**Especificaciones Técnicas:** Son reglas que se utilizan para detallar los materiales.

**Especificaciones Especiales:** Son reglas que suceden en un solo punto del proyecto, por ejemplo un puente, un drenaje, etc.

Se debe notar que las especificaciones y las normas que nos pueda proporcionar cada institución son dos documentos distintos. Para el diseño del presente proyecto se han utilizado normas UNEPAR, por ser un trabajo para área rural.

## **2.3 Análisis económico financiero**

### **2.3.1 Análisis económico de la influencia que tendrá el proyecto**

En todo proyecto de infraestructura debe hacerse un análisis que defina las consecuencias tanto físicas como financieras que presentaría la ejecución del mismo.

Para prever las consecuencias físicas podemos valernos de una inspección visual o bien de una evaluación de impacto ambiental. En la evaluación de impacto ambiental inicial se puede determinar si por sus características requiere o no de la presentación adicional de un Estudio de Evaluación de Impacto Ambiental u otro instrumento. En la evaluación inicial se estudian los procesos principales del proyecto; emisiones a la atmósfera (gases, olores, ruido, partículas) durante la construcción y funcionamiento; efectos sobre el suelo y demás recursos naturales; demanda general de energía; uso de combustibles; efectos sociales, culturales y paisajísticos; efectos sobre la salud humana.

Este estudio debe llevar adjunto:

- ✓ Plano de localización
- ✓ Plano de ubicación
- ✓ Plano de distribución
- ✓ Plano de los sistemas hidráulico sanitarios (agua potable, aguas pluviales, drenajes, planta de tratamiento)

Tanto la ficha como los documentos adjuntos son analizados por la dirección de gestión ambiental y recursos naturales del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, y será luego de este análisis que se define si se necesita de un estudio más amplio.

## **2.4 Pruebas y exámenes que deben realizarse al agua.**

### **Calidad del agua:**

En estas poblaciones rurales es indispensable que sean respetados los límites mínimos de potabilidad, especialmente sobre las sustancias nocivas y que se garantice la calidad bacteriológica de las aguas de abastecimiento, proporcionando agua sanitariamente segura.

Los límites sobre calidad a observarse serán los contenidos en las normas COGUANOR, que son aplicados en los laboratorios donde se realizan **las pruebas físicas y químicas, análisis físico químicos, y exámenes bacteriológicos.**

### **Toma de muestras:**

Con el fin de conocer las condiciones de las características físicas, químicas y bacteriológicas de la fuente de agua a una población deben tomarse muestras, con un mínimo de dos en la época seca, y otra en la lluviosa para realizar los ensayos mencionados anteriormente.

Las muestras para exámenes físico-químicos se tomarán en recipientes perfectamente limpios y adecuados, preferentemente de plástico, con un mínimo de 4 litros de capacidad.

Las muestras para análisis bacteriológico se tomarán en envases adecuados, esterilizados, de boca ancha y tapón hermético, con 100 mililitros de capacidad como mínimo.



Las muestras deben ser entregadas en los laboratorios dentro de las 36 horas siguientes a las que la muestra haya sido tomada. Las muestras para análisis bacteriológico deben transportarse con hielo.

### **Tratamiento:**

Todas las aguas que no llenen los requisitos de potabilidad establecidos en las Normas COGUANOR, deberán tratarse mediante procesos adecuados para poder ser empleadas como fuente de abasto para poblaciones.

El tipo de tratamiento deberá fijarse de acuerdo a los resultados de los análisis realizados por el Centro de Investigaciones de Ingeniería **CII**, o bien por otro laboratorio de reconocida competencia.

## **2.5 Levantamiento topográfico**

Se efectuará levantamiento topográfico de las líneas que unan las fuentes de abastecimiento de agua seleccionadas con los núcleos poblados, así como de estos núcleos poblados. De las fuentes de abastecimiento se sacarán detalles de su configuración. En las líneas topográficas de la fuente a los núcleos poblados, además de la identificación propia de la línea, se localizarán detalles importantes como estructuras existentes, pasos de ríos, quebradas, zanjones, caminos, cercos, puntos altos del terreno, etc. El levantamiento de los núcleos poblados consistirá en el trazo de las líneas principales y ramales secundarios que puedan ser utilizados para la instalación de las tuberías de distribución del agua, con la localización de todas las viviendas, edificios públicos, calles y callejones existentes dentro de los núcleos poblados, así como la identificación de estructuras y sitios importantes.

Los levantamientos topográficos para acueductos, contendrán las dos acciones principales de planimetría y altimetría.

### **Orden de los levantamientos topográficos:**

Dependiendo del tamaño y tipo del proyecto, habitantes a ser beneficiados, características del terreno, aparatos a emplearse y errores permisibles, los levantamientos topográficos a realizarse pueden ser de primero, segundo o tercer orden.

### **Levantamiento Topográfico de primer orden:**

*Debe usarse:*

- ✓ En levantamiento de sistema por gravedad con diferencias de altura menores de 5m/Km
- ✓ En sistema por bombeo

*Forma de realizarlo:*

El levantamiento planimétrico se refiere al meridiano magnético y será efectuado con teodolito de precisión y cinta métrica metálica de precisión.

El levantamiento altimétrico será efectuado con el nivel de precisión de trípode, referenciado a B.M. convencional bien identificado.

*Error permisible:*

El error máximo admisible de cierre en distancia será  $e = L * \frac{1}{1000}$ , siendo:

- ✓ e = error en metros
- ✓ L = longitud del polígono cerrado, en metros

El error máximo admisible en el cierre angular de las poligonales cerradas será:  $e = a * \sqrt{N}$ , siendo:

- ✓ e = error en minutos
- ✓ a = aproximación del aparato en minutos
- ✓ N = número de vértices de la poligonal

El error máximo admisible en el cierre altimétrico será:  $e = \pm 25 * \sqrt{K}$ , siendo:

- ✓ e = error en milímetros
- ✓ K = longitud nivelada en kilómetros

### **Levantamiento topográfico de segundo orden:**

*Debe usarse:*

- ✓ Cuando la distancia de la fuente a la comunidad sea mayor de seis kilómetros o la diferencia de altura entre estos puntos sea de 10 metros por kilómetro.
- ✓ Las viviendas a abastecer sean más de 100, al momento de hacer el levantamiento.

*Forma de realizarlo:*

El levantamiento planimétrico en este caso se refiere al meridiano magnético y será efectuado con teodolito de precisión o taquimétricamente. El levantamiento altimétrico se hará por nivelación trigonométrica con teodolito, con doble lectura adelante y atrás, referenciado a B.M. convencional bien identificado.

*Errores permisibles:*

El error máximo admisible de cierre en distancia será de  $e = L * \frac{1}{500}$ ,

siendo:

- ✓ e = error en metros
- ✓ L = longitud del polígono cerrado, en metros

El error máximo admisible en el cierre angular de las poligonales cerradas será:  $e = a * \sqrt{N}$ , siendo:

- ✓ e = error en minutos
- ✓ a = aproximación del aparato en minutos
- ✓ N = número de vértices de la poligonal

El error máximo admisible en el cierre altimétrico será:  $e = \pm 50 * \sqrt{K}$ , siendo:

- ✓ e = error en milímetros
- ✓ K = longitud nivelada en kilómetros

### **Levantamiento topográfico de tercer orden:**

#### *Debe usarse:*

- ✓ Cuando la distancia de la fuente a la comunidad sea mayor de seis kilómetros o la diferencia de altura entre estos puntos sea de 15 metros por kilómetro, sistemas por gravedad.
- ✓ Las viviendas a abastecer sean más de 100, al momento de hacer el levantamiento.

#### *Forma de realizarlo:*

El levantamiento planimétrico se referirá al meridiano magnético, utilizando brújula y cinta métrica de cualquier clase.

El levantamiento altimétrico se hará con nivel de mano o altímetro, referenciado a un B.M. convencional bien identificado.

#### *Errores admisibles:*

- ✓ El máximo error admisible de cierre en distancia será de 4 metros por kilómetro de poligonal.
- ✓ En caso de error por cierre angular, deberá regresarse al campo.
- ✓ El error máximo admisible en el cierre altimétrico será de 10 centímetros por kilómetro de planimetría.

## 2.6 Cálculo topográfico

Luego de realizar el levantamiento topográfico, lo mínimo de datos que debe obtenerse en la libreta para el diseño es: *estación; punto observado; azimut; cota de estación; cota del punto observado; distancia horizontal.*

Con estos datos se puede obtener las pendientes para las líneas de conducción, las cuales deberán estar dentro de los límites siguientes:

**Tabla I. Pendientes para las líneas de conducción**

<b>Pendiente longitudinal Línea de Conducción</b>	<b>Distancia horizontal mínima Entre puntos de nivelación</b>
Menor de 5%	20.0 metros
Entre 5% y 20%	10.0 metros
Mayor de 20%	5.0 metros

## 2.7 Cálculos preliminares

### 2.7.1 Criterios para asignar la dotación de agua

La dotación es la cantidad de agua asignada en un día a cada usuario. Se expresa en litros por habitante por día (L/hab/día). Para asignar la dotación se consideran los factores: clima, nivel de vida, actividades productivas, abastecimiento privado, servicios comunales o públicos, facilidad de drenaje, calidad del agua, entre otros.

COGUANOR da las siguientes dotaciones:

**Área urbana:** (Cabeceras departamentales, excepto la de Guatemala)

**Dotación:** 120 L/hab/día a 200 L/hab/día.

Según EMPAGUA:

**Área metropolitana:**

**Dotación:** 200 L/hab/día a 300 L/hab/día

Como en este caso estamos estudiando específicamente el diseño rural, ampliaremos un poco más sobre éste:

Según la norma UNEPAR:

<b>Condición</b>	<b>Dotación en L/hab/día</b>
Servicio con llenacántaros	30 a 60
Servicio mixto de llenacántaros y conexiones prediales	60 a 90
Conexiones prediales fuera de la vivienda	60 a 120
Conexiones intradomiciliares con opción a varios	
Grifos por vivienda	90 a 170
Servicio de pozo excavado, con bomba de mano, mínimo	15

### **2.7.2 Cálculo de la población futura de acuerdo al período de diseño**

El período de diseño se considera el tiempo durante el cual, la obra dará servicio satisfactorio para la población de diseño. Para fijarlo se tomará en

cuenta la vida útil de los materiales, costos y tasas de interés, población y diseño. Se recomienda:

- ✓ Para obras civiles 20 años
- ✓ Para equipo mecánico 5 a 10 años

Para hacer el cálculo de población con el período de diseño correspondiente, se recomienda utilizar como mínimo dos métodos estadísticos, siendo uno de ellos el geométrico, con el objeto de obtener a través de la comparación entre ellos un resultado más real.

**Método Geométrico:**  $PF = Pa * (1 + r)^n$

Siendo: PF = población estimada en n años

Pa = población actual

r = tasa de crecimiento poblacional, obtenida del Instituto nacional de Estadística (INE).

n = número de años de diseño

Para conocer la población actual, puede consultarse la información municipal, o bien realizar un censo durante el proceso del levantamiento topográfico; la cuadrilla de topografía debería conseguir datos sobre número de habitantes por vivienda y totales y nombre del jefe de familia.

### **2.7.3 Cálculo de demanda y comparación con el aforo**

Cuando se calcula la demanda de agua, con los caudales que explicaré más adelante, se debe tener presente que las fuentes de donde se pueda obtener el agua sean capaces de satisfacer tal demanda.



Para ello se realizan aforos, que dan el dato de la cantidad de agua que produce la fuente. Para realizar los aforos hay dos métodos:

- ✓ Método volumétrico
- ✓ Método con molinete

Se selecciona el método de acuerdo al tipo de fuente que se va a aforar. El aforo debe realizarse en época de estiaje, es decir, la época en la que la fuente produce la menor cantidad de agua al año. Para Guatemala, la época de estiaje puede generalizarse desde la segunda quincena de marzo a la primera quincena de mayo.

Cuando se trate de una fuente con varios brotes, deberá aforarse cada brote y el total. Deberá anotarse en cada caso el nombre de la fuente, lugar, fecha y hora exactas. Para mayor exactitud, se toman tres aforos y se toma el promedio como el dato para el diseño.

Las fuentes deberán garantizar el caudal de día máximo en forma continua. El diseñador debe evaluar el registro de aforos y la información hidrológica disponible.

## **2.8 Criterio y cálculo de caudales de diseño**

Los caudales de diseño nos sirven para conocer las condiciones que ha de reunir el proyecto, tales como diámetros de tubería, pendientes, etc y se dividen en los siguientes:

### 2.8.1 Caudal medio

El caudal medio diario o consumo medio diario, es el producto de la dotación adoptada, por el número de habitantes que se estimen al final del período de diseño. Su fórmula sería:

$$Q = \frac{PF * Dot}{86,400}$$

Donde: Q = caudal medio diario, en L/seg  
PF = población futura, que se ha descrito anteriormente  
Dot = dotación considerada, en L/hab/día

### 2.8.2 Caudal medio diario

El caudal medio diario o caudal de conducción es el que sirve para diseñar la línea de conducción. El caudal de conducción es el producto del caudal medio y el factor de día máximo. Hay dos criterios, igualmente válidos, para determinar el factor de día máximo (FDM).

*Criterio 1: (sólo para área rural)*

- ✓ FDM = entre 1.2 y 1.5 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes.
- ✓ 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes.

*Criterio 2:*

- ✓ Área rural, FDM entre 1.2 y 1.8
- ✓ Área urbana, FDM entre 1.8 y 2.0
- ✓ Área metropolitana, FDM entre 2.0 y 3.0

Como se ha dicho anteriormente los dos criterios son válidos, sin embargo el diseñador deberá justificar el factor que haya seleccionado. La fórmula del caudal de conducción será:

$$Q_c = Q * FDM$$

Donde:  $Q_c$  = caudal de conducción, en L/seg

$Q$  = caudal medio, en L/seg

FDM = factor detallado anteriormente

*El caudal de conducción debe ser menor que el aforo siempre.*

### **2.8.3 Caudal de distribución**

El caudal de distribución o caudal horario máximo es con el que se diseña la red de distribución y es el resultado de multiplicar el caudal medio por el factor de hora máximo. El FHM toma en cuenta las horas críticas en las cuales se utiliza el agua en mayor cantidad, las cuales según estudios estadísticos son: de 6 a 8 de la mañana; de 12 a 1 del medio día y de 6 a 8 de la noche. Los criterios para seleccionar el factor horario máximo (FHM) son los siguientes:

*Criterio 1:*

- ✓ Área rural: FHM de 1.8 a 2.0
- ✓ Área urbana: FHM de 2.0 a 3.0
- ✓ Área metropolitana: FHM de 3.0 a 4.0

*Criterio 2: (para área rural solamente)*

- ✓ FHM = 2.0 a 3.0 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes
- ✓ FHM = 2.0 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes

La selección del factor en este caso es función inversa al tamaño de la población a servir. En cualquiera de los dos casos, el diseñador deberá justificar el factor que haya seleccionado.

Se recomienda que el diseño hidráulico de las tuberías de distribución se realice tomando en cuenta los criterios de caudal instantáneo, que ampliaré más adelante versus el caudal horario máximo, seleccionando siempre el valor más alto obtenido para cada tramo.

La fórmula sería entonces:

$$Qd = Q * FHM$$

Donde: Qd = caudal de distribución en L/seg

Q = caudal medio, en L/seg

FHM = factor horario máximo

#### **2.8.4 Caudal de bombeo**

En sistemas por gravedad, la línea de conducción se diseñará para el caudal de conducción, pero en sistemas por bombeo las líneas de conducción se diseñan para conducir el caudal máximo diario durante el tiempo de bombeo calculado con:

$$Q_b = Q_c * \frac{24}{H_b}$$

Donde:  $Q_b$  = caudal de bombeo en L/seg

$Q_c$  = caudal de conducción en L/seg

$H_b$  = horas de bombeo

Es aconsejable que las horas de bombeo diarias sean entre 8 y 12 para motores diesel y de 12 a 18 horas por día para motores eléctricos. En la explicación para diseñar la línea de conducción daré más detalles para los accesorios y otros instrumentos necesarios.

### **2.8.5 Caudal de vivienda**

El caudal que se distribuye para cada vivienda nos sirve para diseñar cada tramo, ya que dependiendo el número de viviendas del mismo, será el caudal con que se diseñará la tubería y sus características. El caudal de vivienda se calcula mediante la fórmula:

$$Q_{viv} = \frac{Q_d}{\#V_{act}}$$

Donde:  $Q_{viv}$  = caudal de vivienda, en L/seg

$Q_d$  = caudal de distribución, en L/seg

$\#V_{act}$  = número de viviendas actuales en el tramo

### **2.8.6 Caudal instantáneo**

Este caudal nos sirve para el diseño de la red de distribución; se compara el caudal de distribución y el caudal instantáneo en cada tramo y se toma el de mayor valor. El caudal instantáneo se calcula mediante la fórmula:

$$Q_i = k * \sqrt{n-1}$$

Donde:  $Q_i$  = caudal instantáneo, en L/seg

$k$  = factor de vivienda

$n$  = número de viviendas o de llenacántaros, según sea el caso

Para seleccionar el valor de  $k$  se tienen dos criterios, igualmente válidos, sin embargo se debe justificar la selección del valor que se tenga en el diseño:

*Criterio 1: (para área rural)*

- ✓  $K = 0.15$  para conexiones prediales
- ✓  $K = 0.25$  para llenacántaros

*Criterio 2:*

- ✓  $K = 0.15$  para  $n < 55$
- ✓  $K = 0.20$  para  $n > 55$

## 2.9 Diseño del tramo de impulsión

En este caso que estamos tratando, el tramo que conduce el agua del punto de captación al tanque de distribución, se deberá diseñar por bombeo. Cuando se diseña por bombeo deberán considerarse detenidamente los siguientes factores:

- ✓ La operación de un sistema por bombeo es siempre más costosa que la de un sistema similar por gravedad.
- ✓ Deben considerarse además de las inversiones iniciales los costos de depreciación, mantenimiento y operación del sistema.

- ✓ Por economía, deben diseñarse los sistemas de bombeo de una forma simple siempre y cuando sea eficiente.

### **2.9.1 Diseño y especificaciones para el equipo de bombeo**

*Protección contra golpe de ariete en la línea de impulsión.* En las líneas de bombeo se emplearán dispositivos de alivio si la presión estática más la sobrepresión de golpe de ariete igualan o exceden la presión de trabajo de la tubería. La sobrepresión se calculará según si los tiempos son o no medibles.

Los dispositivos pueden ser válvulas de alivio, cámaras de aire comprimido, instalación de volantes en los conjuntos o pozos de oscilación todos destinados a amortiguar al fenómeno de la onda producida por el cierre rápido e instantáneo. Se exceptúan los casos en que la altura de elevación es pequeña con descarga libre.

*Selección de la bomba.* Para poder seleccionar la bomba adecuada se debe calcular las pérdidas totales de energía, o carga dinámica total a vencer por la bomba. Esto se explica en el inciso 2.11.1 de este informe. Además de lo requerido para calcular la potencia de la bomba, como lo es el cálculo de caudales y pérdidas de energía debe considerarse:

- ✓ Velocidad específica en r.p.m.
- ✓ Eficiencia de la bomba, es un porcentaje especificado por el fabricante.

### *Potencia requerida*

Para calcular la potencia que debe tener la bomba se utiliza la fórmula:

$$POT = \frac{CDT * Qb}{76 * e}$$

Donde: POT = Potencia requerida, en Hp

Qb = Caudal de bombeo, en L/s

e = Eficiencia de la bomba, %

CDT = Carga dinámica total o total de pérdida, en m

### **2.9.2 Cálculo del diámetro y tipo de tubería de impulsión**

Se determinará el diámetro económico en función de los costos de tubería y energía proyectados a un futuro cercano. Básicamente nos guiamos por lo especificado en el inciso 2.11.2 de este informe.

### **2.10 Criterio para el diseño de obras de arte en la línea de conducción**

Las líneas de conducción pueden ser por gravedad o por bombeo, pero cual sea el caso debe estar provisto por accesorios que eviten la cavitación o acumulación de sedimentos en la tubería. Debe quedar claro que estos accesorios u obras de arte son aptas solamente para la línea de conducción.

Se instalarán válvulas de aire, ventosas o chimeneas en los puntos altos o crestas de la línea de conducción. Éstas servirán para evitar que se acumulen burbujas de aire que provoquen pérdidas de energía en el caudal de conducción.



En caso de válvulas que admitan y expulsen aire, el diámetro nominal de éstas será el 12% del diámetro de la tubería de conducción. Si este valor es menor que el mínimo comercial adquirible, se utilizará éste último.

Se instalarán válvulas de limpieza en los puntos bajos de la línea de conducción. Para tubería menor de 51 mm (2"), el diámetro de la válvula será igual a la de conducción. Para conducciones mayores d 2" el diámetro de la válvula de limpieza será de 2".

Será necesario colocar cajas rompe presiones con el objeto de que la máxima presión estática no exceda la presión de trabajo de la tubería. El empleo de válvulas reguladoras de presión se hará solo en casos excepcionales por su costo, dificultad de operación y reparaciones.

Todas las válvulas deben tener su debida base de concreto que las proteja y garantice su operación e inspección fáciles. Estas obras deben localizarse en los planos.

## **2.11 Cálculo hidráulico para línea de conducción**

La línea de conducción es el recorrido del agua desde el punto de captación hasta el tanque de distribución o el tanque que alimenta todas las conexiones contempladas dentro del proyecto.

En sistemas por gravedad, la línea de conducción se diseñará para el caudal de día máximo. En sistemas por bombeo las líneas de conducción se diseñan para conducir el caudal máximo diario durante el tiempo de bombeo elegido.

Para el diseño de este tramo se necesita del cálculo del caudal medio para obtener caudal de bombeo, o de conducción según sea el caso.

***El tanque de succión o alimentación*** se calculará con base a la relación entre el caudal de bombeo, y el caudal de la fuente. En ningún caso será menor de 5 metros cúbicos.

### 2.11.1 Cálculo de pérdidas de energía

El cálculo de las pérdidas de energía es uno de los pasos iniciales en el diseño de la línea de conducción, y para ello se hace necesario conocer ciertos criterios para utilizar las ecuaciones de pérdidas.

La carga dinámica total o la energía negativa que debe vencer el sistema demanda el cálculo de:

- ✓ *Carga dinámica del punto de captación a tanque*
- ✓ *Pérdidas por fricción*
- ✓ *Pérdidas por velocidad*
- ✓ *Pérdidas menores o en los accesorios*

La carga dinámica del punto de captación al tanque es la diferencia de alturas entre estos puntos, dada en metros:

$$CD = altura1 - altura2 \quad (\text{en metros})$$

Las pérdidas por fricción las podemos calcular mediante la fórmula de Hazen – Williams:

$$HF = 1743.811141 * \frac{Lt * Qb^{1.85}}{D^{4.87} * C^{1.85}}$$

Donde: Hf = pérdida de energía en metros  
 Lt = Longitud de la tubería de conducción en metros  
 Qb = caudal de conducción en L/s  
 D = diámetro de la tubería en pulgadas  
 C = pvc = 150; HG = 100

La pérdida por velocidad se puede calcular con la fórmula:

$$HF.(vel) = \frac{V^2}{2g}$$

Donde: HF (vel) = pérdida por velocidad en metros  
 V = velocidad del flujo, en m/s  
 g = valor de la gravedad, 9.8 m/s<sup>2</sup>

Las pérdidas menores o pérdidas en los accesorios se pueden obtener con:

$$HFm = 8.2 * HF.(vel)$$

Donde: HF M = pérdidas menores en metros  
 HF (vel) = pérdida por velocidad

Al sumar los resultados de las cuatro ecuaciones anteriores, se obtiene la carga dinámica total que servirá para cálculos posteriores, como obtener la potencia requerida para la bomba, en caso de sistema por bombeo.

Para facilitar el entendimiento en el proceso de diseñar este tipo de proyectos, se recomienda hacer una hoja electrónica que permita obtener resultados para diferentes condiciones. En el disco que acompaña a este informe se da un ejemplo de una de ellas.

### **2.11.2 Cálculo de diámetro y tipo de tubería**

En la mayoría de los casos se desea obtener un diseño que sea económico a la vez de ser eficiente. Para iniciar el diseño se calcula el diámetro económico de la tubería cuando el sistema es por bombeo. Este diámetro económico está en función de los costos de tubería y energía proyectados a un futuro cercano. Se puede calcular con:

$$De = K * \sqrt{Q}$$

Donde: De = diámetro económico en pulgadas

K = coeficiente que normalmente se aproxima a 1.8675

Q = caudal de bombeo, en L/s

Con el resultado que se obtenga con esta fórmula se selecciona el diámetro más próximo, verificando que éste exista en el mercado. Con el diámetro que se seleccione se calculan las pérdidas.

El tipo de tubería que se necesita depende de la resistencia requerida por el sistema. Estas son algunas especificaciones que se deben tomar en cuenta acerca de la tubería:

Tabla II. Presiones máximas en las tuberías PVC y HG

<b>TUBERÍA PVC</b>		
<b>Presión en PSI</b>	<b>Presión en m.c.a.</b>	<b>Presión de trabajo</b>
160	112	90
250	175	165
315	225	
<b>TUBERÍA HG</b>		
<b>Tipo</b>	<b>Presión en m.c.a.</b>	
<i>Liviano</i>	400	
<i>Mediano</i>	400 – 600	
<i>Pesado</i>	600 - 1000	

## 2.12 Diseño de tanque de distribución

El volumen de los tanques de almacenamiento o distribución, se calculará de acuerdo a la demanda real de las comunidades. Cuando no se tengan estudios de dichas demandas, en sistemas por gravedad se adoptará de un 25% a un 40% del caudal medio diario calculado y en sistemas por bombeo de un 40% a un 65% de este caudal.

Los tanques de concreto ciclópeo o de concreto, deberán cubrirse con losa de concreto reforzado, provista de boca de inspección con tapa sanitaria, para efectos de inspección y reparación. Dicha tapa debe ser de preferencia metálica, hermética y tener cierre de seguridad. El acceso deberá estar cerca de la entrada de la tubería de alimentación, para poder realizar aforos cuando sea necesario.

Todo tanque de distribución deberá tener instalaciones para ventilación, rebalse y limpieza; la tubería de salida deberá tener pichacha, y estar instalada a 0.10 metros sobre el nivel del piso del tanque o sobre fosa especial de salida.

**Materiales:** Los materiales utilizados para la construcción de tanques deben ser apropiados y duraderos. Los más recomendables son concreto, mampostería o metal. En lo posible se debe aprovechar al máximo los materiales y la mano de obra disponible en la región.

### **2.13 Diseño de red de distribución**

Para poblaciones en general, el cálculo de la red se hará preferentemente por el método del gradiente hidráulico, en el que se considera las presiones de servicio en cualquier punto de la red, y las presiones de servicio están limitadas para entre 10 y 60 metros por columna de agua.

La velocidad del agua en las tuberías podrá llegar hasta 2.00 m/seg. En distribuciones abiertas se empleará el método de secciones. Se aceptarán ramales abiertos que partan de la tubería principal de distribución siempre que terminen en conexiones prediales o domiciliarias, servicios públicos o en casos excepcionales en puntos muertos provistos de válvulas que sirvan para la limpieza de la tubería.

**Presiones:** Específicamente para áreas rurales, las presiones de trabajo tendrán los siguientes valores:

- ✓ Mínima: 10 metros
- ✓ Máxima: 40 metros

✓ Presión hidrostática: 80 metros máximo. En este caso deberá prestarse especial atención a la calidad de las válvulas y accesorios para evitar fugas cuando el acueducto está en servicio.

### **2.13.1 Accesorios en la red de distribución**

#### **2.13.1.1 Válvulas**

Las válvulas de control de la red para reparaciones y mantenimiento se localizarán en lo posible en forma tal que permitan aislar un tramo, sin dejar fuera de servicio una gran extensión de la red. Se sugiere una válvula para cada 20 viviendas. Se proveerán válvulas de limpieza en los puntos convenientes.

#### **2.13.1.2 Tubería, colocación**

Las tuberías se instalarán en los núcleos poblacionales a uno de los lados de las calles o caminos, con la ubicación precisa de válvulas y accesorios. En calles o carreteras importantes de pisos permanentes, se podrán diseñar tuberías a ambos lados.

#### **2.13.1.3 Cajas rompe presión**

Las dimensiones mínimas serán las que permitan la maniobra del flotador y demás accesorios y en ningún caso menores a 0.65 m \* 0.50 m \* 0.80 m libres.

#### **2.13.1.4 Cajas distribuidoras de caudales**

Las dimensiones están de acuerdo al número de vertederos y la distribución de caudales requeridos.

### **2.13.2 Tipos de servicio**

#### **2.13.2.1 Conexión predial**

Se entiende por conexión predial cada servicio que se presta a una comunidad, a base de grifo instalado fuera de la vivienda, pero dentro del lote que lo ocupa. Este tipo de servicio es el que más se recomienda desde el punto de vista de higiene y salud para el área rural, tomando en cuenta a la vez, razones económicas.

#### **2.13.2.2 Conexión intradomiciliar**

Es el servicio que permite la instalación de grifos dentro y fuera de una vivienda. Por razones económicas este servicio es el menos recomendable en el área rural, pero por razones urbanísticas y sociales no se debe impedir su empleo.

#### **2.13.2.3 Llenacántaros**

Se usarán llenacántaros cuando por razones económicas no se pueda hacer un sistema predial. También se contempla usar este sistema cuando el caudal de las fuentes no es suficiente para un mínimo de dotación de 60 L/hab/día. Se deberá proveer 1 llenacántaro por cada 5 a 10 viviendas si son



concentradas o 1 por cada 4 viviendas si son dispersas. En general no debe quedar a más de 200 metros de alguna vivienda.

## **2.14 Desinfección del agua**

### **2.14.1 Definiciones**

#### ***Calidad microbiológica.***

El mayor peligro asociado con el agua potable es la posibilidad de su contaminación por el drenaje que contiene excremento humano. El drenaje puede tener bacterias patógenas capaces de producir fiebre tifoidea, cólera u otras enfermedades entéricas. Los organismos que se han empleado más comúnmente como indicadores de contaminación fecal son la *Escherichia coli* el grupo coliforme en su conjunto. Los límites sobre calidad a observarse serán los contenidos en las normas COGUANOR.

Cuando están presentes organismos del grupo coliforme en tres o más de las porciones de 10 ml de una sola muestra estándar, en todos los cinco de las porciones de 100 ml de una sola muestra estándar, o excedan los valores dados para una muestra estándar en la prueba de filtro de membrana, deben tomarse medidas correctivas hasta que las muestras diarias en el mismo punto de muestreo indiquen que por lo menos dos muestras consecutivas son de calidad satisfactoria.

Cuando se utiliza el método de membranas de filtración, los límites para el grupo coliforme son los siguientes:

- ✓ La media aritmética de todas las muestras normales que se examinen en un mes no debe exceder de: *un microorganismo por 100 ml de agua.*
  
- ✓ El número de colonias por muestra normal no ha de exceder de 3/50 ml, 7/200 ml ó 13/500 ml en:
  - Dos muestras consecutivas.
  - En más de una muestra mensual, cuando se examinan mensualmente menos de 20 muestras.
  - Más del 5% de las muestras normales, cuando se examinan mensualmente más de 20 muestras.

### ***Desarenador***

Los sólidos pesados que puedan afectar el normal funcionamiento y conservación de las instalaciones deberán ser removidos mediante la construcción de desarenadores, ubicados lo más cerca posible del sitio de captación de agua superficiales. El período de retención para el caudal máximo que llegue al desarenador será de 3 minutos como mínimo, diseñándose con una carga por unidad de superficie entre 600 y 1,200 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d. Se recomienda diseñarlos con una profundidad efectiva de tanque de 1.50 a 1.80 metros; con una relación entre longitud de ancho entre 3:1 y 6:1. Para que se depositen los sedimentos, debe aumentarse la capacidad del tanque al menos en un 15% del volumen del agua retenida. El ancho mínimo será de 0.60 metros para facilitar la limpieza.

La tubería o canal de entrada debe quedar localizada en el eje longitudinal del tanque para evitar posibles corto circuitos. El dispositivo de salida del

desarenador puede consistir en un canal con vertedero a todo lo ancho del tanque, o una batería de tubos de 2" de diámetro, inclinados 45°, que descarguen al canal de salida.

La velocidad horizontal debe fijarse en función del asentamiento vertical de partículas, no debiendo exceder de 30 cm/seg. La velocidad de asentamiento se calcula tomando en cuenta la temperatura del líquido y el peso específico de la partícula. Los desarenadores deben garantizar la remoción de partículas mayores de 0.1 mm de diámetro en un porcentaje no menor del 75%.

### ***Turbidez***

Se ha establecido un límite de turbidez como contaminante primario debido a que una turbidez alta puede interferir en la eficiencia de la desinfección, de modo especial en la desactivación de virus; además, un exceso de partículas puede estimular el crecimiento de microorganismos en un sistema de distribución. Se requiere un muestreo de turbidez diario en agua superficial al entrar al sistema de distribución, con ciertas excepciones en sistemas que efectúan desinfección y mantienen un desinfectante residual activo en el sistema. Estas son algunas características físicas que deben examinarse al agua, y los límites dados por la norma COGUANOR NGO 29 001:

**Tabla III. Límites de características físicas en el agua, norma COGUANOR NGO 29001**

<b>Característica</b>	<b>Límite máximo aceptable</b>	<b>Límite máximo permisible</b>
Color	5.0 u	35.0 u
Olor	No rechazable	No rechazable
Sabor	No rechazable	No rechazable
Turbidez	5.0 UNT	15.0 UNT

Entendiéndose por:

**Límite máximo aceptable:** valor de la concentración de cualquier característica del agua, arriba del cual el agua pasa a ser rechazable por los consumidores, desde un punto de vista sensorial pero sin que implique un daño a la salud del consumidor.

**Límite máximo permisible:** valor de la concentración de cualquier característica de la calidad del agua, arriba del cual, el agua no es adecuada para consumo humano.

**U :** unidades de color en la escala de platino – cobalto.

**UNT:** unidades nefelométricas de turbiedad.

### ***Sustancias químicas***

Los niveles máximos de contaminación (NMC) para compuestos químicos inorgánicos y orgánicos los da la norma COGUANOR. Las pruebas para esas sustancias, que determinan el cumplimiento de dichos niveles, deben efectuarse cada año para sistemas comunitarios que utilizan fuentes superficiales de agua, y cada tres años para sistemas que utilizan agua subterránea. Los sistemas de agua no comunitarios, alimentados por superficie o agua subterránea, deben repetir las pruebas cada 5 años.

Si los resultados de pruebas de rutina indican que el nivel de cualquier sustancia exceden el NMC, se requieren muestras de comprobación adicionales, para componentes químicos inorgánicos y orgánicos, con excepción de nitratos, si se exceden uno o más NMC, se reportan los datos

dentro de los 7 días siguientes, y se toman 3 muestras adicionales en el mismo punto de muestreo dentro del mes. Si el valor medio de la muestra original y las tres muestras de comprobación exceden el NMC, se reporta a las autoridades correspondientes dentro de las 48 horas; además se notifica al público y entonces se hacen muestras en forma continua con la frecuencia designada por el Estado hasta que no se exceda el NMC en dos muestras sucesivas o hasta que se establece un programa de observaciones como condición de variación, exención o imposición legal.

Cuando las pruebas de nitratos indican que se excede el NMC, debe tomarse una muestra adicional dentro de las 24 horas. Si la media de las muestras original y de verificación excede el NMC, el encargado del suministro debe reportarlo al Estado dentro de las 48 horas y notificarlo al público. La siguiente tabla contiene los límites de concentración de sustancias químicas en el agua, obtenidos de la norma COGUANOR NGO 29 001:

**Tabla IV. Límites de sustancias químicas en el agua, COGUANOR NGO 29001**

<b>Sustancia</b>	<b>Límite máximo aceptable</b>	<b>Límite máximo permisible</b>
Cloro residual libre	0.5 mg/L	1.0 mg/L
Cloruro (Cl <sup>-</sup> )	100,000 mg/L	250,000 mg/L
Conductividad	---	Menos de 1,500 $\mu$ S/cm
Dureza total (CaCO <sub>3</sub> )	100,000 mg/L	500,000 mg/L
Potencial de hidrógeno	7.0 – 7.5	6.5 – 8.5
Sólidos totales disueltos	500.0 mg/L	1,000.0 mg/L
Sulfato (SO <sub>4</sub> <sup>-</sup> )	100,000 mg/L	250,000mg/L
Temperatura	15.0°C – 25.0°C	34°C
Aluminio (Al)	0.050 mg/L	0.100 mg/L
Calcio (Ca)	75.000 mg/L	150.000 mg/L
Cinc (Zn)	3.000 mg/L	70.000 mg/L
Cobre (Cu)	0.050 mg/L	1.500 mg/L

Magnesio (Mg)	50.000 mg/L	100.000 mg/L
---------------	-------------	--------------

El límite máximo aceptable, seguro y deseable de cloro residual libre, en los puntos más alojados del sistema de distribución es de 0.50 mg/L, después de por lo menos 30 minutos de contacto, a un pH menor de 8.0, con el propósito de reducir en un 99% la concentración de Escherichia coli y ciertos virus.

En aquellas ocasiones en que amenacen o prevalezcan brotes de enfermedades de origen hídrico, el residual de cloro puede mantenerse en un límite máximo permisible de 2.0 mg/L, haciendo caso omiso de los olores y sabores en el agua de consumo. Deben tomarse medidas similares en los casos de interrupción o bajas en la eficiencia de los tratamientos para potabilizar el agua.

Niveles máximos de concentración de sustancias inorgánicas con significado para la salud:

**Tabla V. Niveles máximos de sustancias inorgánicas en el agua**

<b>Sustancia</b>	<b>Límite máximo permisible, en miligramos por litro</b>
Arsénico (As)	0.010
Bario (Ba)	0.700
Boro (B)	0.300
Cadmio (Cd)	0.003
Cianuro (CN <sup>-</sup> )	0.070
Cromo (Cr)	0.050
Mercurio (Hg)	0.001
Plomo (Pb)	0.010
Selenio (Se)	0.010

### ***Trialometanos***

El NMC para el total de trialometanos, incluyendo cloroformo, bromodiclorometano, dibromoclorometano y bromoformo es de 0.10 mg/litro. Se requieren mediciones y cumplimiento para sistemas de agua comunitarias que sirven a poblaciones mayores de 10,000 habitantes que agregan desinfectantes en el proceso de tratamiento de aguas superficiales y subterráneas. Para cada planta de tratamiento en el sistema deben tomarse el mismo día: el 25% de ellas, en los puntos extremos del sistema de distribución; las restantes pueden tomarse de la zona central del sistema. Para determinar el cumplimiento del NMC, se promedian las concentraciones totales de trialometanos en todas las muestras en el trimestre. A continuación, la concentración media del trimestre en curso se promedia con la de los tres trimestres precedentes, obteniéndose el promedio correspondiente anual. Si este promedio es menor de 0.10 mg/l, el sistema de agua es satisfactorio.

### ***Límites de flúor***

El flúor se considera constituyente esencial del agua potable para prevenir la crisis en los dientes de los niños, pero el exceso de flúor puede causar daños a la dentadura infantil. Los límites máximos, óptimos y mínimos de concentraciones de flúor se toman de las normas COGUANOR. También se recomienda que el flúor, en concentraciones medias mayores de dos veces la óptima, puede ser motivo para rechazar la fuente de abastecimiento. Estas últimas concentraciones, basadas en temperatura promedio del aire, se usaron para establecer el NMC en los reglamentos primarios de agua potable.

Cuando se practica la fluoración o adición de flúor en el agua potable, la concentración media de flúor debe mantenerse entre los límites superior e inferior indicados por la norma. Además, han de muestrearse los suministros con suficiente frecuencia para determinar si se mantiene la concentración deseada de flúor.

### ***Radioactividad***

Los valores límites para sustancias radioactivas dadas por las normas se aplican al resultado medio obtenido del análisis de cuatro muestras trimestrales, o a una muestra compuesta formada por cuatro muestras trimestrales. Todos los sistemas de agua que sirven de agua superficial o subterránea deben probarse para buscar contaminantes radiológicos naturales. Pero sólo aquellos sistemas que sirven agua potable a poblaciones de más de 100,000 habitantes requieren pruebas de contaminantes sintéticos.

#### **2.14.2 Tratamiento para desinfección del agua de acuerdo a los resultados obtenidos en los análisis**

El agua se trata para eliminar las bacterias patógenas, sabores y olores desagradables, partículas así como color y dureza. Algunos de los métodos más comunes de tratamiento son la sedimentación simple y almacenamiento, coagulación – sedimentación, filtración rápida y lenta en arena, desinfección y suavización.

Como se menciona en el inciso 2.4, el tratamiento se fija de acuerdo a los resultados de los análisis realizados por el Centro de Investigación de Ingeniería (CII), o bien por otro laboratorio de similar competencia.



La selección del tratamiento se efectuará con base en un estudio de toda la información obtenida y consiste en considerar inicialmente toda la gama de soluciones e ir introduciendo una serie de restricciones de carácter técnico y condiciones de desarrollo que limiten las soluciones a unas pocas, para determinar de ellas, cuál es la más satisfactoria. Debe tomarse en cuenta el grado de desarrollo de la comunidad, los recursos obtenidos en la localidad y la calidad del agua cruda.

### **2.14.3 Criterio de selección de tratamiento de agua**

#### ***Sedimentación simple y almacenamiento***

El almacenamiento a largo plazo del agua reduce la cantidad de bacterias patógenas y de partículas. Pero las condiciones económicas obligan a las entidades de servicio de agua a usar métodos más eficaces para el tratamiento.

La sedimentación simple es un proceso para eliminar partículas del agua en un estanque, reduciendo la velocidad de flujo a través del mismo. Los factores que afectan la rapidez de sedimentación del material en el agua son: tamaño, forma y densidad específica de las partículas suspendidas; temperatura y viscosidad del agua; tamaño y forma del estanque para sedimentación.

La sedimentación simple o sin coagulación previa se utiliza antes de los filtros lentos, con el fin de rebajar la turbiedad a límites que permitan la operación de dichos filtros, sin necesidad de limpiarlos frecuentemente.

Las especificaciones para los sedimentadores convencionales son semejantes a las indicadas para los desarenadores, con las siguientes modificaciones:

- ✓ El período de retención para el gasto máximo será de 2 horas como mínimo y 12 horas como máximo.
- ✓ La profundidad no será menor de 2.50 metros.
- ✓ La carga superficial será de 5 a 20 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d para el caudal máximo.
- ✓ Se proveerá pantalla difusora.
- ✓ El sistema de salida asegurará la no resuspensión de los lados.

La eficiencia de un estanque de sedimentación es la relación entre el tiempo de travesía del flujo y el tiempo de detención. El tiempo de travesía es el tiempo requerido para que una tintura, sal u otro indicador atraviese el estanque. La eficiencia de los estanques de sedimentación se reduce por muchos factores, como corrientes transversales, corto circuitos y corrientes de remolino. Un estanque bien proyectado debe tener una eficiencia de un 30 a un 50%.

### ***Coagulación – sedimentación***

Para incrementar la velocidad de sedimentación y remover las partículas finamente divididas en suspensión, se agregan coagulantes al agua. Sin coagulantes, las partículas muy finas no se sedimentan debido a la alta relación de área superficial y a su masa, y además a la presencia de cargas negativas en ellas. La velocidad a la cual las fuerzas gravitacionales y resistentes son iguales es muy baja y las cargas negativas en las partículas producen fuerzas

electrostáticas de repulsión que tienden a mantener las partículas separadas y prevenir aglomeración. Cuando se mezclan químicos coagulantes con el agua, éstos introducen núcleos con alta carga positiva que atraen y neutralizan las partículas cargadas negativamente que están en suspensión.

En general se usan compuestos de hierro y aluminio como coagulantes debido a su alta carga iónica positiva. La alcalinidad del agua a tratar debe ser lo suficientemente alta para formar un hidróxido o hidrato no soluble de esos metales. Los flóculos insolubles de hierro y aluminio que se combina con ellos mismos o con otras partículas suspendidas, se precipitan cuando se forma el flóculo que tiene un tamaño suficiente.

Los coagulantes más comunes son el sulfato de aluminio; sulfato ferroso; cloruro férrico; y heptahidrato (una mezcla de clorhidro férrico y sulfato ferroso). El tipo y cantidad de coagulante necesario para limpiar un agua específica depende de las características del agua a tratar, como su pH, temperatura, turbidez, color y dureza.

Algunos polímeros orgánicos son alternativos de los coagulantes metálicos. Los polímeros son largas cadenas de alto peso molecular de polielectrolitos orgánicos. Se encuentran disponibles en tres tipos: catiónicos o cargados positivamente; aniónicos o negativamente cargados; y zwitteriónicos o con carga neutral. Los polímeros catiónicos son generalmente los más adecuados para uso como coagulantes primarios. Los polímeros aniónicos, por otra parte, generalmente se usan como complemento de floculación en conjunto con sales de hierro o aluminio para producir flóculos más grandes, por lo que se necesitan menores cantidades de sales metálicas para tener buena coagulación.

Hay varias razones para considerar el uso de polímeros: incrementar la velocidad de asentamiento y filtrabilidad mejorada del flóculo, producción de un menor volumen de lodo y drenaje más fácil. También los polímeros tienen un efecto menor en el pH; por lo que se puede reducir el ajuste final de pH en el agua tratada.

### ***Pasos del proceso***

El proceso de clarificación completa, se divide en tres etapas:

- A. Mezcla química rápida;
- B. Floculación o mezclado lento para aglomerar los flóculos pequeños;
- C. Coagulación – sedimentación en estanques de flujo a baja velocidad.

La mezcla química rápida puede lograrse con muchos dispositivos tales como agitadores mecánicos, bombas centrífugas y chorros de aire. El tiempo necesario para mezclar varía de unos pocos segundos hasta 20 minutos. La floculación o agitación lenta incrementa el tamaño del flóculo y acelera el asentamiento. La rigidez de los agitadores debe ser lo suficientemente grande para producir contacto entre los flóculos pequeños pero no tan grande que se rompan los flóculos mayores. El tiempo empleado en el floculador debe ser de 20 a 60 minutos. El proceso de coagulación – sedimentación se hace en un estanque casi idéntico al de la sedimentación simple. El periodo empleado para el estanque de sedimentación debe ser entre 2 y 8 horas.

### ***Filtración directa***

Es posible eliminar el paso de sedimentación con el uso de filtración directa, en algunos casos para el tratamiento de agua sin tratar bajas en turbiedad, color, organismos coliformes, plancton y sólidos en suspensión tales como fibra de papel. La filtración directa es un proceso de tratamiento de agua en el que el agua sin tratar no se deposita antes del paso de filtración. Usualmente incluye la adición de un coagulante para desestabilizar las partículas coloidales y de un polímero como ayuda en la floculación.

El proceso requiere mezclado rápido, agitación y un floculador bien diseñado para 10 ó 30 minutos, la adición de un polímero como filtro de ayuda y filtración dual o media mezclada.

Las principales ventajas de la filtración directa son los costos más bajos de capital y operación. La eliminación de estanques de sedimentación resultan un ahorro de costo de capital de 20 a 30% y los costos operacionales pueden reducirse de 10 a 30% por dosis químicas reducidas. La filtración directa amerita investigación antes de la construcción de nuevas instalaciones si la turbidez de la fuente de agua es en promedio menor de 25 UNT.

### ***Filtración por medio de arena***

Al pasar el agua a través de una capa de arena, se elimina gran parte de las partículas más finas y algunas bacterias grandes. El proceso de filtrado tiene muchos componentes, como colado físico, reacciones químicas y biológicas, sedimentación y neutralización de las cargas electrostáticas. Los filtros de arena lentos y rápidos son los dos tipos más usados.

Los filtros están compuestos por una caja simple de tres compartimentos llenos de grava de diferente tamaño, de gruesa a fina. Sus longitudes varían de 1 a 1.5 metros. Deben tenerse en cuenta los siguientes criterios: calidad requerida del afluente, rendimiento diario requerido, la carrera de filtración y la resistencia del filtro. A estos criterios deben conjugarse cuatro variables de diseño: velocidad de filtración, granulometría del material filtrante, el largo de cada sección del filtro y el área transversal del mismo.

El filtro lento de arena consiste en un recipiente con drenes en la parte inferior, hermético, que contiene una capa de arena de 1 metro aproximadamente encima de una capa de grava de 25 centímetros, ordenada por estratos de granulometría decreciente en el sentido ascendente. En general el espesor inicial del lecho filtrante será de 1.25 metros. Sucesivamente operaciones de lavado reducirán el espesor hasta un mínimo de 0.60 metros. El límite mínimo para el tamaño de la arena será de 0.15 mm para usarse en aguas muy claras con problemas de contaminación bacteriológica; como máximo, la arena tendrá un tamaño de 0.45 mm para aguas turbias. La arena a utilizar tendrá los coeficientes de uniformidad siguientes:

✓ Ideal	=	1.5
✓ Usual	=	1.8 – 2.0
✓ Recomendable	=	2.0
✓ Máximo	=	3.0

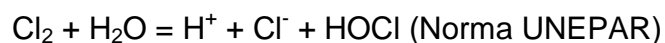
Debe utilizarse una unidad para lavar la arena que se ha retirado de los filtros. Podría utilizarse para este fin un cono de metal o de concreto, dotado de rebalse, descarga de fondo y entrada de agua clara. La arena retirada de los filtros, deberá acumularse apropiadamente en un local, con capacidad mínima de 0.5 metros de altura de arena proveniente de las unidades en funcionamiento.

La recolección del agua filtrada se efectúa mediante el sistema de drenaje, el cual puede estar conformado por tubos o drenes como también por ladrillos perforados o tubulares, o bloques “U” o de fabricación especial, y éstos deben estar probados estructuralmente. Los tubos de drenaje están compuestos de un dren principal y ramificaciones o drenes laterales a partir de la salida del agua filtrada. Los drenes laterales se unirán al principal mediante tees o cruces y podrán ser de concreto, cerámica o PVC, con una separación máxima de 2.5 metros entre cada uno.

### ***Desinfección con cloro***

El cloro en forma líquida, gaseosa o de hipoclorito, es el principal producto químico para destruir las bacterias en las fuentes de agua. Otros desinfectantes son el yodo, el bromo, el ozono, dióxido de cloro, la luz ultravioleta y la cal viva.

La reacción del cloro con el agua es:



El ácido hipocloroso (HOCl) reacciona con la materia orgánica de las bacterias para formar un complejo clorado que destruye las células vivas. La cantidad de cloro o dosis de cloro agregada al agua depende de la cantidad de impurezas por eliminar y del residuo deseado de cloro en el agua.

La prescripción por la formación de trialometano después de la cloración de las aguas que contienen cantidades apreciables de material orgánico han estimulado la investigación de desinfectantes alternativos. Los candidatos principales son el ozono y el dióxido de cloro. A pesar de su uso extenso en

Europa, la naturaleza de la desinfección con esos productos y sus efectos potenciales en la salud no son bien conocidos. Han de investigarse los beneficios del ozono para plantas de tratamiento nuevas o modificadas, en particular si hay problemas de color, sabor y olor en las aguas sin tratar.

La cloración de los abastecimientos públicos de agua representa el proceso más importante usado en la obtención de agua de calidad sanitaria segura, potable. La desinfección por cloro y sus derivados significa una disminución de bacterias y virus hasta una concentración inocua, por lo que en la tabla del inciso 2.14.1 se menciona los límites adecuados de concentración de cloro residual total que esté libre y que sirva como medida de capacidad para oxidar la materia orgánica que pueda encontrarse en el interior de las tuberías o por ruptura de las mismas que pueda producir cierta contaminación microbiológica.

El punto de aplicación del compuesto clorado deberá seleccionarse en forma tal que se garantice una mezcla efectiva con el agua y aseguren un periodo de contacto de 20 minutos como mínimo, antes de que llegue el agua al consumidor. La desinfección debe ser tal que se asegure un residual de 0.2 a 0.5 mg/L en el punto más lejano de la red. Esto, según la norma COGUANOR; sin embargo en las normas americanas se emplea un residuo de cloro de 0.1 o 0.2 mg por litro.

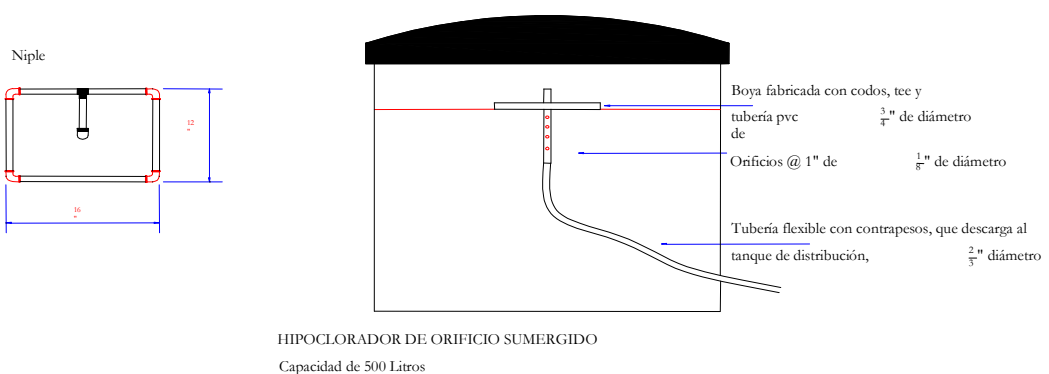
*En el presente proyecto, para efectos de desinfección se utilizará un hipoclorador por gravedad. Se construirá un tanque de captación colocado en posición superior al tanque de distribución. Dicho tanque será de medidas: 2.5 \* 2.5 \* 1.5 metros, para ambos sistemas.*



Del tanque de captación, el agua pasará al tanque de desinfección de 500 litros de capacidad, con un hipoclorador por gravedad y un dosificador de orificio sumergido flotante de carga constante. Del tanque de desinfección pasará al tanque de distribución, de donde llegará finalmente al usuario.

El tanque de desinfección estará integrado por un niple de PVC de 2/3" con cuatro orificios de 1/8" de diámetro, a cada 1". El tanque tendrá la forma de la figura:

Figura 1. Tanque de desinfección



### Aireación

En caso de que sea necesaria la remoción de gases, hierro o manganeso, mediante procesos de aireación, se podrán instalar aireadores de los tipos:

- ✓ De bandeja
- ✓ De cascada

Los aireadores se diseñan complementados por unidades de sedimentación y de filtración. Las cargas superficiales de diseño deben ser entre 300 y 900 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d.

### ***Suavización del agua***

La presencia de bicarbonatos, carbonatos, sulfatos y cloruros de calcio y magnesio en el agua, produce dureza. Las tres clasificaciones principales de dureza son:

- A. Dureza de carbonato (temporal) ocasionado por bicarbonatos;
- B. Dureza sin carbonato (permanente);
- C. Dureza total.

Las plantas municipales suelen usar, ya sea el proceso de cal – sosa (precipitación) o el proceso de intercambiador de base (zeolita), para reducir la dureza del agua a menos de 100 mg por litro (alrededor de 100 ppm) de CaCO<sub>3</sub> o su equivalencia.

En el proceso de cal sodada, se agrega al agua cal viva (CaO), cal hidratada (Ca(OH)<sub>2</sub>) y sosa comercial (Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>) en cantidades suficientes para producir la dureza a un nivel aceptable. Las cantidades de cal y sosa necesarias para suavizar una dureza residual, pueden determinarse con el uso de equivalentes en peso de productos químicos, tomando en cuenta que los grados comerciales de cal y de cal hidratada comprenden 90% y 68% de CaO respectivamente en el agua tratada queda una dureza residual de 50 a 100 mg por litro como CaCO<sub>3</sub>, debido a la poca solubilidad de CaCO<sub>3</sub> y del Mg(OH)<sub>2</sub>.

La dureza del agua se expresa en granos por galón (gpg) o en miligramos por litro de  $\text{CaCO}_3$ , en donde  $1 \text{ gpg} = 17.1 \text{ mg/litro}$ .

### ***Estabilidad del carbonato***

El agua puede corroer o aplicar una película protectora de carbonato en el interior de los tubos. Lo que produzca depende de la naturaleza y cantidad de productos químicos disueltos en el agua. Puede obtenerse una aproximación a la estabilidad de una fuente para el abastecimiento de agua, con la adición de un exceso de carbonato de calcio pulverizado en la mitad de una muestra de agua. Se agita cada mitad de la muestra a intervalos de 5 minutos durante alrededor de una hora. Se filtran ambas soluciones. Después se mide el pH o se determina la alcalinidad al naranja de metilo de cada muestra. Si el agua sin tratar tiene una alcalinidad o pH mayor que la del agua tratada con el  $\text{CaCO}_3$ , el agua está saturada con carbonato y puede depositar una película protectora en los tubos. Si el agua sin tratar tiene alcalinidad o pH menor que el agua tratada, el agua no está saturada con carbonato y puede ser corrosiva. Si la alcalinidad o pH es el mismo en ambas muestras, el agua está en equilibrio con respecto a los carbonatos.

Cuanto mayor sea la diferencia en alcalinidad o en pH entre las dos muestras, mayores serán la saturación a la instauración con respecto a los carbonatos. Si el agua sin tratar tiene pH o alcalinidad más alta que el agua tratada, esta agua tiene alta saturación de carbonatos y puede ocasionar problemas de depósitos gruesos de carbonato en los tubos de suministro y del consumidor.

## **2.15 Programa de operación y mantenimiento**

Todas las partes del sistema de abastecimiento de agua potable deben ser inspeccionadas regularmente para asegurarse del buen funcionamiento del mismo. Así, desde la fuente de captación hasta la conexión con el tanque de distribución debe hacerse un muestreo sanitario, con el objeto de localizar y corregir cualquier peligro contra la salud que pueda existir, y la frecuencia de estos muestreos depende de los antecedentes históricos. Si se lee con atención los requerimientos de calidad para el agua, se obtendrá un criterio para realizar estos muestreos. Dependiendo de los resultados obtenidos, se trata el agua como se detalla en el apartado de la desinfección. Para el presente caso, se recomienda realizar dos muestreos anuales y efectuar los correspondientes exámenes. Dichos muestreos deben ser aproximadamente en la segunda quincena de abril y en la segunda quincena de septiembre.

En los tanques de captación y distribución, debe cerciorarse que las áreas de rebalse se encuentren en óptimas condiciones higiénicas, y protegidas contra la posible entrada de roedores e insectos. También se deberá limpiar al menos una vez por mes las válvulas, inspeccionarlas para evitar que se corroan. Para esta operación será necesaria la participación de al menos una persona por sistema. Esta misma persona deberá realizar un aforo mensual al inicio y al final de la línea de conducción, así como de la red de distribución. Esto con el fin de comparar los aforos entrada – salida y comprobar que no existan fugas en dichas tuberías.

En el caso que haya que darle tratamiento al agua será necesaria la intervención de una persona más, que sea previamente instruida sobre el procedimiento para que provea los desinfectantes de una forma adecuada.

Para el tanque de desinfección se recomienda que se verifique por lo menos cada tres días el orificio sumergido. Éste debe limpiarse para que la dosificación de hipoclorito sea la adecuada.

## **2.16 Propuesta de tarifa**

Los intereses de los consumidores privados y públicos pueden servirse mejor con sistemas de suministro de aguas auto sostenidos, del tipo de empresa de servicios públicos. Las tarifas cobradas para financiar estos servicios deben basarse en principios bien aceptados de ingeniería y económicos, y diseñarse con el propósito de evitar la discriminación entre los consumidores. Los ingresos brutos deben cubrir los gastos de operación y mantenimiento, los cargos fijos sobre la inversión de capital y el crecimiento del sistema, sin pretender obtener ganancias.

Por eso se hace necesario realizar un acertado presupuesto o costo inicial del proyecto, tomando en cuenta los aspectos mencionados en la sección 3.7 de este informe, y aplicar una evaluación económica como se explica en la siguiente sección. La tarifa será entonces el resultado de la división del costo total del proyecto (definido por el método de evaluación seleccionado) dentro del número total de viviendas beneficiadas, absorbido en forma mensual. Los cambios en la tarifa a través del tiempo, deberán justificarse con hechos tangibles.

Las tarifas más usadas son: cuota fija, tarifa escalonada y tarifa por consumo.

*La tarifa fija* es una cuota mensual o trimestral que no varía según la cantidad de agua consumida. Este tipo de tarifa estimula el desperdicio. Se utiliza en comunidades pequeñas en que el servicio no está medido.

Este tipo de tarifa será la utilizada en este proyecto, por ser para área rural.

## **2.17 Evaluación socio – económica**

Aquí trataremos sobre el estudio económico del proyecto, y por medio de éste, se determina la tarifa adecuada para cada usuario por consumo para que el proyecto sea sostenible y para que los usuarios valoren de una forma consciente este recurso tan imprescindible para sobrevivir.

Para poder realizar este análisis, se utilizarán herramientas que toman en cuenta datos estadísticos. A continuación se explican dos casos que se pueden utilizar para llevar a cabo dicho análisis.

### **2.17.1 Valor presente neto**

Para ejecutar cualquier proyecto de infraestructura que se requiera que sea sostenible, es necesario conocer el costo presente del mismo, tomando en cuenta el período de funcionamiento para el que se diseñe. La herramienta financiera denominada Valor Presente Neto, toma en cuenta la inversión inicial, el número de años al que se va a analizar el proyecto y a partir de los resultados que se obtengan se puede proponer una tarifa que cubra los gastos necesarios para la operación y mantenimiento del mismo. En otras palabras, el VPN consiste en transformar a una sola cantidad equivalente y en tiempo presente, el flujo de fondos que genera cada proyecto.

La fórmula utilizada es la siguiente:

$$VPN = F(P/F, i, n) + I(P/A, i, n) - C(P/A, i, n) - P_0$$

Donde:

F	=	diferencia entre ingreso anual y costos de operación y mantenimiento
I	=	valor rescate del equipo
C	=	diferencia entre la inversión inicial y el valor rescate
P <sub>0</sub>	=	inversión inicial
n	=	número de años
i	=	tasa de interés anual

Para determinar los demás datos nos auxiliamos de tablas, procedimiento que se explicará en los anexos. Algo que debe tomarse en consideración de una forma cuidadosa es la forma en que se plantee la tasa de interés. El interés en la banca es la tasa de rendimiento, o el rendimiento mismo que se paga al depositante. Si se deja ese interés en depósito, es habitual pagar intereses sobre él. Esta reinserción de los intereses sobre interés, así como sobre la inversión original, constituye el proceso de capitalización, designado por el término "interés compuesto". Puede observarse que la capitalización refleja el concepto inherente al valor cronológico del dinero, o sea que cada quetzal crece con el tiempo. La evaluación dependerá del interés por período y número de períodos. Para determinar el interés por período es necesario en algunos casos, comprender las expresiones bancarias:

- ✓ Interés capitalizable trimestralmente, significa cuatro períodos de interés al año que abonan la cuarta parte del interés al final de cada período de tres meses.
- ✓ Interés capitalizable semestralmente significa dos períodos de interés al año que abonan la mitad del interés al final de cada período de seis meses.
- ✓ Una cantidad “x” de interés significa que se considera un interés anual del “x%”. El período es un año sin capitalización.

### 2.17.2 Tasa interna de retorno (TIR)

La tasa interna de retorno es el método más utilizado para comparar alternativas de inversión. Bajo cualquier denominación que se aplique el concepto de TIR proporciona una cifra de porcentaje que indica la ganancia relativa lograda con diferentes empleos de capital. La TIR se define como la tasa de descuento que iguala el valor presente de los flujos de efectivo con la inversión inicial del proyecto. En otras palabras, la TIR es la tasa de descuento que hace que el valor presente de una oportunidad de inversión sea igual a cero, o sea el interés que hace que los costos sean equivalentes a los ingresos. Por esta razón es que la TIR es uno de los criterios más usados para evaluar la viabilidad financiera y económica de los proyectos.

**El criterio para decidir con la TIR** es como sigue: si la  $TIR \geq$  costo de capital, se acepta el proyecto, de no ser este el caso entonces se rechaza. Se utiliza el modelo matemático:

$$I = (VP - VR) * Crf + Vri + D$$



Donde:

VP	=	valor presente
VR	=	valor de rescate, recuperación o reventa
D	=	desembolsos
I	=	ingresos
i	=	tasa de interés
Cfr	=	factor de recuperación de capital

El cálculo de la TIR consiste básicamente en un método de prueba y desacierto que comienza con una tasa tentativa de actualización, y por medio de ese procedimiento, tratar de calcular un valor actual neto. Se seleccionan nuevas tasas de actualización hasta que alguna dé el valor actual neto equivalente a cero. Es recomendable trabajar el primer cálculo tentativo con una tasa que oscile de 0 a 5 por ciento, y continuar aplicando esta recomendación por medio de la siguiente fórmula que dará el parámetro de la próxima tasa de interés:

$$i = \left[ \frac{\text{Prueba1}}{VP} \right] * 100$$

Esta tasa dirá el próximo valor a trabajar al cual se le puede tomar nuevamente hasta cinco puntos más como máximo. Si al hacer esta iteración no se ha logrado igualar el lado de los desembolsos al de los ingresos, se utiliza la fórmula:

$$i = \text{última} - \text{tasa} + \left[ \frac{\text{Prueba1}}{VP} \right] * 100$$

Al igualar los dos lados de la ecuación, se procede a interpolar para encontrar la TIR:

$$TIR = tasa\_anterior + \left[ \frac{resultado.tasa.anterior}{resultado.tasa.anterior + resultado.de.ultima.tasa} \right] * \Delta tasas.trabajadas$$

## 2.18 Evaluación de impacto ambiental (EIA)

Una vez tomada la decisión de realizar el proyecto se pasa a la fase de recogida de información acerca del proyecto y del medio afectado (encontrar factores a analizar y definir el ámbito de trabajo con precisión). Posteriormente se procede a la valoración del inventario realizado y al cruce de impactos con elementos del MA implicados (matrices).

Si se trata de un proyecto en el que existen alternativas, este sería el momento de la elección de la mejor de las alternativas (o de desestimar el proyecto por sus altos impactos). Si no existen alternativas tendremos que ponderar los impactos dentro de la alternativa que se nos plantea. El paso siguiente consiste en establecer medidas correctivas (en este proceso hay que tener siempre en cuenta el Principio de Precaución, es decir, siempre es mejor no causar el impacto y no tener que corregirlo, que causarlo y tener que invertir en medidas correctivas).

El contenido mínimo de un EIA se contempla en la legislación vigente:

- Descripción del proyecto.
- Definición del ámbito del estudio.
- Inventario y valoración ambiental, así como síntesis (matriz de cruce).
- Previsión de impactos.
- Evaluación de impactos.

- Comparación de alternativas.
- Medidas correctivas.
- Impactos residuales.
- Programa de vigilancia y control.
- Memoria de síntesis (resumen).

### **2.18.1 EIA en construcción**

Cuando se encuentra un proyecto en su proceso de construcción, es necesario analizar las consecuencias que se puedan derivar tanto en tiempo presente como a largo plazo. Estas consecuencias pueden manifestarse por la elección del lugar donde se construirá, la introducción de materiales o como es el caso particular, la utilización de un recurso natural que será desviado de su curso original.

La previsión de alteraciones ha de dejarnos bien claro qué impactos son notables frente a aquellos que son mínimos. Esta valoración se consigue mediante el cruce de los elementos del proyecto frente a los elementos que se verán afectados por el mismo en el medio natural.

Los impactos han de ser caracterizados (descritos), jerarquizados mediante un valor de gravedad del impacto sobre el MA y evaluados de modo global.

*En este caso, el proyecto afectará físicamente la localidad en forma casi despreciables, ya que para el zanjeo se removerá algunos árboles y monte, lo que será temporal.*

**Medidas correctivas:**

- Localización y diseño de la actuación.
- Minimización tránsito de maquinaria pesada.
- Estabilización superficie laderas: uso de canales y sistemas de recogida de agua, escalonación en taludes, reducción de la pendiente y drenaje interno con grava.

**El suelo.** Los estudios están basados en productividad y pérdida de suelos (por erosión o pérdida de nutrientes). Todo proyecto genera una pérdida del suelo, por ocupación del terreno y actuaciones asociadas.

**Vegetación.** Las plantas tienen gran importancia como recurso, las cualidades que las hacen objetivo de protección son:

- Productores primarios de todos los ecosistemas al suministrar hidratos de carbono al resto de los organismos (base de la cadena trófica).
- Constituyen el hábitat de los demás organismos.
- Recurso explotable.
- Componente básico de la estética del paisaje.

Dado que son organismos estáticos cualquier actuación sobre ellos adquiere una importancia excepcional.

**Impactos:**

- Destrucción de la cubierta vegetal (corte, desbroce, quema, etc.).
- Desmontes y taludes.
- Pisoteo maquinaria y operarios.
- Asfaltado y hormigonado.

### **Medidas correctivas:**

- Implantación nueva vegetación: en zonas donde la colonización es especialmente difícil o interesa estimular el crecimiento de la vegetación. Hay que tener en cuenta dos aspectos:
- Ecológicos: reforestación con especies autóctonas (hidrosiembra o pantallas vegetales), acondicionar las pendientes para que las plantas puedan cuajar, tener en cuenta el clima y suelos, posibles contaminantes producidos por la obra, etc.
- Económicos
- Disminución del riesgo potencial de incendios: zonas de trasiego frecuente con especies resistentes al fuego, pantallas de vegetación para evitar paso, puntos de agua para mitigar posibles incendios.

### **2.18.2 EIA en operación**

En el caso de que no se haya realizado un EIA previo a la construcción de un proyecto, se puede realizar para analizar las consecuencias de su operación. Para el caso de la introducción de agua potable debe supervisarse los resultados que dé el uso del agua; por ejemplo si se ha perforado un pozo deben establecerse los problemas que se derivan y proponer medidas correctivas. De igual forma se ha de prever cómo se va a contrarrestar el efecto de la desinfección del agua, en donde se emplean productos químicos. También se analizará el efecto de la evacuación del agua, qué uso se le ha dado? Qué contaminantes conlleva y cómo se tratará? Qué sector del ambiente se verá afectado? Cómo se contrarrestará el efecto?.

**Impactos:**

- Alteraciones micro y meso climáticas, sobre todo debidas a la alteración de vientos. Ej: apertura de carreteras en collados o gargantas, túneles atravesando laderas.
- Aumento de niveles de inmisión y emisión gaseosa o particulada.
- Aumento de los niveles sonoros (continuos / puntuales).

**Medidas correctivas:**

- Barreras acústicas, firmes menos ruidosos, depresión traza, señalización, medidas compensatorias.

*El proyecto de la introducción de agua potable ya en funcionamiento, no ocasionará problemas ambientales, ya que el uso que se le dará al agua será solamente doméstico y cada vivienda tiene su propia fosa séptica. El caudal que se utilizará será poco significativo comparado con lo que producen las fuentes, por lo que el impacto será muy bajo.*

### 3 DISEÑO DE INSTITUTO PARA EDUCACIÓN BÁSICA

#### 3.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en la construcción de un edificio de dos niveles con diez salones en total, de dimensiones de 5.0 \* 8.0 metros donde se impartirá clases a alumnos de nivel medio de la aldea Papalhuapa del municipio Agua Blanca Jutiapa. El edificio de salones de clase será diseñado con marcos rígidos. Adicional a esto tendrá una oficina para dirección, una biblioteca y servicios sanitarios. Todo esto con dimensiones de 5.0 \* 6.0 metros.

Con la construcción de dicho instituto se podrá atender a 185 alumnos que luego podrán optar por un nivel de educación superior.

#### 3.2 Criterios para diseñar estructuras de marcos rígidos.

Un **edificio con sistema de marcos** es esencialmente una estructura espacial completa que soporta las cargas gravitatorias. Los procedimientos y limitaciones para el diseño de estructura, se determinará considerando: zonificación, características del lugar, ocupación, configuración, sistema estructural y altura, de acuerdo con las normas aplicables.

**Zona sísmica.** Las zonas que requieren atención especial incluyen:

- a. Flancos o barrancos;
- b. Terrenos inclinados;
- c. Franjas de terreno falladas o fisuradas;

- d. Arenales y suelos granulares saturados;
- e. Litorales, riberas y playas;

**Perfiles del suelo.** Para establecer el espectro del sismo de diseño, en la norma AGIES NR – 2 se definen tres perfiles de suelo.

**Perfil de suelo S1.** Este perfil satisface cualquiera de las siguientes condiciones:

- a. Roca de cualquier clase; tal material puede caracterizarse por velocidades de onda de corte mayores que 800 metros por segundo.
- b. Suelo rígido cuyo basamento rocoso está a menos de 50 metros de profundidad y constituido por cenizas volcánicas, arenas y gravas densas o arcillas firmes.

**Perfil de suelo S2.** Este perfil satisface cualquiera de las siguientes condiciones:

- a. Suelo firme, cuyo basamento rocoso está a más de 50 metros de profundidad y cuyos depósitos son cenizas volcánicas, suelos granulares densos, limos densos o arcillas firmes;
- b. En general, suelos firmes y estables cuyos perfiles no clasifican como S1 ni como S3.

**Perfil de suelo S3.** Este perfil satisface cualquiera de las condiciones:

- a. Depósito de más de 10 metros de espesor de cenizas, arenas o limos desde sueltos hasta de densidad media;



- b. Depósitos entre 10 y 20 metros de espesor de arcillas blandas o semiblandas con o sin estratos arenosos intermedios;
- c. En general, perfiles de suelo donde la velocidad de onda de corte del depósito es menor que 200 metros por segundo;
- d. En caso de duda se toma el resultado más crítico de suponer perfil S2 y S3.

### 3.2.1 Forma y dimensiones del edificio

**Configuración.** Las estructuras se designan como estructuras regulares o estructuras irregulares. Las estructuras regulares son aquellas que no tienen discontinuidades significativas en planta, en su configuración vertical o en su sistema resistente a fuerzas laterales. Las estructuras irregulares tienen discontinuidad física importante en su configuración o en su sistema resistente a fuerzas laterales. Algunas irregularidades que se pueden presentar son:

- *Irregularidad de rigidez – piso suave.* Un piso suave es aquel cuya rigidez lateral es menor de 70 por ciento de la del piso inmediato superior ó un 80 por ciento del promedio de rigideces de los tres pisos superiores.
- *Irregularidad en el peso (masa).* Cuando la masa efectiva de un piso es mayor de 150 por ciento de la masa efectiva del piso adyacente.
- *Irregularidad en geometría vertical.* Cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas laterales en cualquier piso, es mayor de 138 por ciento de la del piso adyacente.
- *Discontinuidad en capacidad – piso débil.* El piso débil es aquel en el que su resistencia es menor que el 80 por ciento de la del piso superior.

**Tamaño vertical, altura.** El aumento de la altura de un edificio es equivalente al aumento del claro de una viga en voladizo. A medida que un edificio se hace más alto, por lo general se aumenta su período. Los edificios pequeños tendrán un corte basal mayor debido a su rigidez, los de mayor altura sufrirán menores cortes en su base, pero conforme se incrementa la altura, proporcionalmente se incrementa la rigurosidad de simetría geométrica, proporción y métodos constructivos factibles.

**Tamaño horizontal.** Algunos estructuralistas recomiendan una longitud máxima del edificio del orden de 60 metros, y una proporción altura / ancho limitada a 3 ó 4.

#### **Características deseables de la estructura:**

Aunque no existe una configuración ideal para una estructura para lograr un comportamiento sísmico satisfactorio, la estructura debería cumplir con:

- Ser liviana
- Simétrica, regular y sencilla en planta
- Simétrica, regular y sencilla en elevación
- Baja esbeltez
- Uniforme en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad
- Capacidad torsional

**Forma.** En cuanto a la forma, para diseñar se debe buscar: sencillez y simetría así como regularidad en planta y elevación. La asimetría tiende a producir excentricidades generando efectos torsionantes, nocivos al comportamiento estructural. Pero no es suficiente que la estructura sea simétrica; también debe ser continua, ya que un cambio brusco en la configuración vertical puede producir el fenómeno de amplificación dinámica, generando concentraciones de esfuerzos en ángulos entrantes. La discontinuidad horizontal puede conducir a un comportamiento distinto entre los cuerpos, generando torsiones y concentraciones de esfuerzos difíciles de evaluar.

### **3.2.2 Normas a cumplir para el diseño**

Generalmente, las normas para ensayos de materiales (ASTM) y procesos constructivos y del concreto (ACI) son conocidas desde los primeros pasos en el proceso educativo del estudiante de Ingeniería Civil. Sin embargo es necesario conocer normas que nos permiten diseñar de forma adecuada atendiendo los requerimientos analizados anteriormente. Para lograr confiabilidad en nuestro diseño, nos basamos en las normas AGIES y SEAOC. Para cumplir con los requerimientos para el acero estructural se consulta la norma COGUANOR NGO 36 011 y COGUANOR NGO 4 010. En estas normas se dan especificaciones para realizar pruebas y ensayos; inspección y aceptación o rechazo; almacenamiento y transporte así como dimensionamiento y espaciamiento de las corrugaciones de las barras.

### **3.3 Estudios preliminares**

La selección del lugar para llevar a cabo la construcción, nos lleva a la tarea de determinar aspectos como calidad del suelo y una evaluación ambiental.

Para obtener los datos del suelo, se realiza un estudio que nos proporcione el valor soporte, para este caso, o el dato que se necesite de acuerdo con el proyecto que se realizará.

#### **3.3.1 Mecánica de suelos**

La mecánica es la parte de la ciencia física que trata de la acción de las fuerzas sobre los cuerpos. En el caso de suelos, la mecánica trata de la acción de las fuerzas sobre la masa de los suelos. El Dr. Karl Terzaghi definió la Mecánica de Suelos como la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producto de la desintegración química y mecánica de las rocas.

Los suelos están clasificados en:

- Gravas, que varían desde 3" hasta 2.00 mm de diámetro;
- Arenas, con partículas entre 2.00 mm y 0.05 mm de diámetro;
- Limos, con diámetro entre 0.05 y 0.005 mm;
- Arcillas, con diámetro menor a 0.005 mm;
- Gumbo, suelo arcilloso fino, generalmente libre de arena y que parece cera a la vista;

- Tepetate, material pulverulento de color café claro y oscuro, compuesto de arcilla, limo y arena en proporciones variables.

**Toma de muestra.** Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e inalterada en caso contrario. Para obtener muestras inalteradas, el caso más simple corresponde al de cortar un determinado trozo de suelo del tamaño deseado, normalmente de 0.30 m \* 0.30 m \* 0.30 m, cubriéndolo con parafina para evitar pérdidas de humedad y empacándolo debidamente para su envío a laboratorio.

### ***Valor soporte del suelo***

Para conocer el valor soporte del suelo, es necesario calcular en el laboratorio: el peso específico del suelo, ángulo de fricción interna y la cohesión.

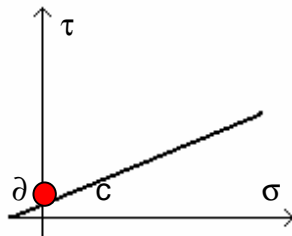
La *cohesión* se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares.

El *ángulo de fricción interna* es un valor de convenio introducido para simplificar, y se le considera constante aunque no lo es. El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

La cohesión de un suelo y su ángulo de fricción interna, pueden obtenerse de diferentes maneras y entre ellas figuran: a) por medio del aparato de corte directo ideado por Arthur Casagrande, y b) por la prueba de compresión triaxial.

En la prueba de corte directo se usa el aparato creado por Casagrande y se analiza una muestra inalterada, de preferencia. La muestra inalterada se coloca en el interior del aparato y se somete a un esfuerzo tangencial  $\sigma$  y a una carga P. Haciendo variar las cargas, se van observando los correspondientes esfuerzos de ruptura  $\tau$  y con esos valores se traza la envolvente de los círculos de Mohr que dará a conocer el valor de la cohesión c, ordenada en el origen, y el ángulo de inclinación de la línea  $\partial$ .

**Figura 2. Envolvente de los círculos de Mohr**



Teniendo  $\partial$  y c junto con el peso específico del suelo, podemos calcular el valor soporte mediante la ecuación:

$$V_s = C * N_c * d_c * s_c * i_c + q_o * N_q * d_q * s_q * i_q + \frac{1}{2} B * \gamma * N_\gamma * d_\gamma * s_\gamma * i_\gamma$$

Donde:

- Vs = valor soporte del suelo en T/m<sup>2</sup>
- C = cohesión en kg/cm<sup>2</sup>
- Nc = factor de capacidad de carga modificados de Terzaghi, lo mismo que Nq y N $\gamma$  y dependen de  $\partial$ , se encuentran en tablas y son adimensionales.

- dc = factor de profundidad, adimensional al igual que dq y dγ. Para calcularlo se utilizan las ecuaciones de Meyerhof.
- sc = factor de forma, adimensional al igual que sq y sγ. Para calcularlo se utilizan las ecuaciones de Meyerhof.
- ic = factor de inclinación de carga adimensional, al igual que iq e iy. Para calcularlo también se emplea la ecuación de Meyerhof, o Hansen, teniendo cuidado de utilizar las ecuaciones del mismo científico para calcular todos los coeficientes.
- qo = presión efectiva vertical hasta el nivel de la cimentación, producto entre la profundidad del cimiento y el peso específico del suelo, está en T/m<sup>3</sup>.
- B = lado en el que se analiza el cimiento, en metros.
- γ = peso específico del suelo, en T/m<sup>3</sup>.

### 3.3.2 Evaluación de impacto ambiental (EIA)






Este es otro importante tema a evaluar al llevar a cabo un proyecto. Este proceso se ha ampliado en la sección 2.18 de este informe y en la actualidad es necesario realizarlo por exigencias gubernamentales.

### 3.4 Diseño de Instituto

Se ha hablado de normas que se deben seguir para diseñar la forma, dimensiones y realizar los estudios preliminares. En esta sección se ampliará de forma sencilla, el procedimiento que se hace desde el inicio de un diseño.

### 3.4.1 Clasificación de la obra

Toda obra nueva o existente se clasifica en una de las cinco categorías atendiendo el impacto socioeconómico que implique la falla o cesación de funciones de la obra. El propietario podrá requerir al diseñador que clasifique su obra en una categoría más alta que la especificada en estas normas.

-  Las *obras críticas* son aquellas que son indispensables para el desenvolvimiento socioeconómico de grandes sectores de la población. Son ejemplo de ellas: centrales energéticas, presas de gran tamaño, grandes puentes y obras similares.
-  *Obras esenciales* son las que deben permanecer operando durante y después de un desastre o evento adverso. Ejemplos de ellas son: hospitales con instalaciones de emergencia, instalaciones de bomberos y policía, plantas de energía.
-  *Obras importantes* son las que albergan a gran número de personas, donde se prestan servicios importantes pero no esenciales. Ejemplos: edificios educativos y guarderías, sanatorios, prisiones y similares.
-  *Obras ordinarias* son las comunes, como viviendas, comercios, edificios industriales y agrícolas.
-  *Obras utilitarias* son las que albergan personas de manera incidental, y que no tienen instalaciones de estar, de trabajo o habitables, por ejemplo bodegas, obras de infraestructura de ocupación incidental que de fallar no interrumpan el funcionamiento del sistema.



### **3.4.2 Nivel de protección**

El nivel de protección es una medida del grado de protección suministrado al público y a los usuarios de las obras nuevas o existentes contra los riesgos derivados de las solicitaciones de carga y de amenazas naturales. Éstos se especifican en la norma AGIES NR – 2 y depende del grado de amenaza natural en el sitio y de la clasificación de la obra. Hay cinco niveles de protección establecidos por la norma: A, B, C, D y E, siendo el nivel E el que da la más alta protección.

### **3.4.3 Requisitos del diseño estructural**

La metodología de diseño debe enfocarse en varios aspectos:

- a. Solicitaciones de carga: se seleccionan las cargas vivas y se integran las cargas muertas, y luego se determina el nivel de protección sísmica y de viento que la edificación en proyecto requiere.
- b. Se debe seleccionar el sitio tomando en cuenta las limitaciones en cuanto a impactos y configuración se refiere.
- c. Se establece un método de análisis estructural de acuerdo con las características de la estructura.
- d. Se calculan las fuerzas internas en los elementos de la estructura correspondientes a las cargas gravitatorias. En caso de ser significativas las solicitaciones por viento, se calculan las correspondientes fuerzas internas en los elementos.

e. Las solicitaciones sísmicas y su distribución a lo alto y ancho de la edificación se calculan por el método de la fuerza estática equivalente o de corte basal.

f. Se calculan las deformaciones laterales que le produce el sismo de servicio a la edificación y se comparan con sus respectivos límites establecidos por las normas, para lo que se puede consultar el Cáp. 9 de AGIES NR – 2, con la finalidad de verificar que ningún elemento de la estructura llegue a la fluencia. De igual forma se puede consultar el Código ACI.

g. Las fuerzas internas resultantes en los elementos de la estructura se combinan conforme el ACI ó AGIES. Según el sistema constructivo de que se trate, se verificará que los esfuerzos internos no excedan los límites especificados así como que los elementos tengan las características que correspondan a los niveles de protección de sismo y viento. Se verifica que ni las deformaciones verticales y laterales producidas por sismo excedan los límites establecidos por las normas.

h. Los cimientos se diseñan basándose en las cargas a los que se sometan así como el valor soporte del suelo.

#### **3.4.4 Integración de cargas**

La carga de diseño de una estructura suele especificarse en códigos. En general se trabaja con dos tipos de códigos: los códigos generales de construcción y los códigos de diseño. Los códigos generales de construcción especifican los requisitos de instituciones oficiales relativos a las cargas mínimas de diseño para estructuras y los estándares mínimos para la

construcción. Los códigos de diseño proporcionan normas técnicas detalladas y se usan para establecer los requisitos del diseño estructural. Algunos ejemplos de códigos generales de construcción son: ANSI; Basic Building Code; Standard Building Code; y Uniform Building Code. Ejemplos de códigos de diseño son: ACI; PCI; AASHTO; AITC; AREA y AGIES. Sin embargo, hay que notar que los códigos son solamente una guía para el diseñador.

El diseño en sí de una estructura comienza con aquellos elementos que están sometidos a las cargas principales que debe tomar la estructura y procede en secuencia con los varios elementos de soporte hasta que llegue a la cimentación. Primero se diseña la losa de piso de un edificio, seguida por las vigas, columnas y finalmente las zapatas de la cimentación. Por tanto, para diseñar una estructura, es necesario primero especificar las cargas que actuarán sobre ella. Generalmente una estructura está sometida a varios tipos de cargas.

### ***Cargas muertas***

Las cargas muertas consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualesquiera objetos que estén permanentemente unidos a la estructura. Entonces, para un edificio, las cargas muertas comprenden los pesos de las columnas, vigas y trabes, losas de piso, techo, muros, ventanas, plomería, instalación eléctrica y otros dispositivos diversos. Una vez determinados los materiales y tamaños de los diversos componentes de la estructura, sus pesos pueden determinarse a partir de tablas dadas por los códigos.

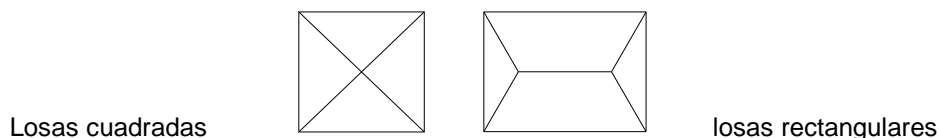
### **Cargas vivas**

Las cargas vivas pueden variar en magnitud y localización, y pueden ser causadas por los pesos de objetos colocados temporalmente sobre la estructura, por vehículos en movimiento o por fuerzas naturales.

*Cargas en edificios.* Se supone que los pisos de edificios están sometidos a cargas vivas uniformes, que dependen del propósito para el cual el edificio fue diseñado. Esas cargas están tabuladas en códigos locales, estatales o nacionales (AGIES por ejemplo).

Las cargas deben combinarse y se les asigna un factor de seguridad. Esto se explicará en la siguiente sección. Se empieza por distribuirla en las losas. De las losas debe integrarse a las vigas y de éstas a las columnas. La forma en que se distribuyen las cargas se ilustra así:

**Figura 3. Distribución de cargas en losas**



#### **3.4.4.1 Combinación de cargas**

La resistencia requerida o carga última  $U$  se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en la ordenanza general de construcción multiplicadas por factores de carga o de seguridad apropiados. La carga última  $U$  debe ser por lo menos igual a:

$$U = 1.4 * M + 1.7 * V \quad \text{(a)}$$

Donde: M = carga muerta

V = carga viva

Si en el diseño se incluye la resistencia a los efectos estructurales de una carga de viento, **W**, se determina la mayor resistencia requerida U de los resultados de:

$$U = 0.75 * (1.4M + 1.7V + 1.7W) \quad \text{(b)}$$

**O**

$$U = 0.9M + 1.3W \quad \text{(c)}$$

Se toma la de valor más crítico teniendo cuidado en que ninguna sea menor que el resultado obtenido con la ecuación (a).

Si se incluye en el diseño la resistencia a cargas o fuerzas especificadas de sismo, **S**, debe aplicarse la siguiente combinación, y S sustituye a W.

$$U = 1.05M + 1.28V + 1.40S \quad \text{(d)}$$

**O**

$$U = 0.9M + 1.43S \quad \text{(e)}$$

### 3.4.4.2 Método exacto para calcular fuerzas y momentos en los miembros

Para analizar las estructuras estáticamente indeterminadas existen métodos aproximados y exactos. Entre los exactos podemos citar el método de Cross y el método de Kani. En este informe se utiliza el método de Cross, que es un método iterativo aplicable a vigas y marcos con cualquier tipo de carga, simétricos y asimétricos.

Antes de iniciar las iteraciones que el método exige, es necesario realizar cálculos de rigideces, momentos fijos y factores de distribución.

*La rigidez absoluta* es la acción necesaria para producir una deformación unitaria de cualquier clase de sollicitación (flexión, torsión o corte) sin permitirse traslación de ninguno de los extremos. Su fórmula es:

$$K_f = \frac{4EI}{L}$$

*El momento fijo* es el momento necesario en el extremo de un miembro para que el giro de en ese extremo sea cero. *El factor de distribución* es el valor por el cual hay que multiplicar el momento aplicado en el nudo para obtener el momento que absorbe cada uno de los miembros que llegan a ese nudo. Su fórmula es:

$$D = \frac{K_i}{\sum K_{ij}}$$

Se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- ☒ La rigidez de un voladizo es igual a cero;
- ☒ En los empotramientos el factor de distribución es igual a cero;

- ☒ El factor de distribución en una articulación es igual a uno.

El proceso de solución y los criterios se especifican en los anexos, donde se encuentran los cálculos de todo el instituto.

### **3.5 Diseño los miembros estructurales**

El paso que sigue luego de establecer el nivel de protección, las cargas y sus debidas combinaciones, así como de realizar el análisis estructural, donde se obtienen los momentos y fuerzas actuantes en los miembros, es el predimensionamiento de los mismos; es decir las secciones transversales de columnas, vigas y losas. Para tener el criterio adecuado al realizar este proceso se hace necesario acudir a las normas aplicables tanto arquitectónicas como estructurales.

#### **3.5.1 Predimensionamiento de los elementos**

El código ACI establece que para estructuras de marcos, la sección mínima para una columna debe ser de 0.30m \* 0.30m y que ésta sección no debe ser menor que la sección de la viga a la que soporta.

Para el caso de las vigas, optaremos por diseñar la base como la mitad de la altura, teniendo por altura las especificadas por el código ACI en la tabla 9.5 (a). En esta tabla también se especifican los espesores para losas armadas en una dirección:

**Tabla VI. Espesores mínimos para losas armadas en una dirección**

Espesores mínimos, h				
Elemento	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losa maciza en una dirección	$\frac{L}{20}$	$\frac{L}{24}$	$\frac{L}{28}$	$\frac{L}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{L}{16}$	$\frac{L}{18.5}$	$\frac{L}{21}$	$\frac{L}{8}$

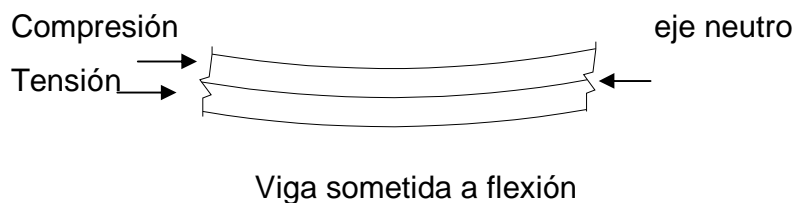
Siendo L la luz libre de la viga o la losa, en milímetros.

Teniendo las dimensiones de las secciones transversales de los miembros y habiendo resuelto algún método análisis estructural, se puede diseñar el refuerzo para cada uno de ellos.

### 3.5.2 Diseño de vigas con sección rectangular

En cualquier sección transversal existen fuerzas internas que pueden descomponerse en fuerzas normales y tangenciales a la sección. Las componentes normales a la sección son los esfuerzos de flexión. Las componentes tangenciales se conocen como esfuerzos cortantes. Como es sabido, en la flexión ocurre tensión de un lado del eje neutro, y compresión al otro lado.

**Figura 4. Elemento sometido a flexión**



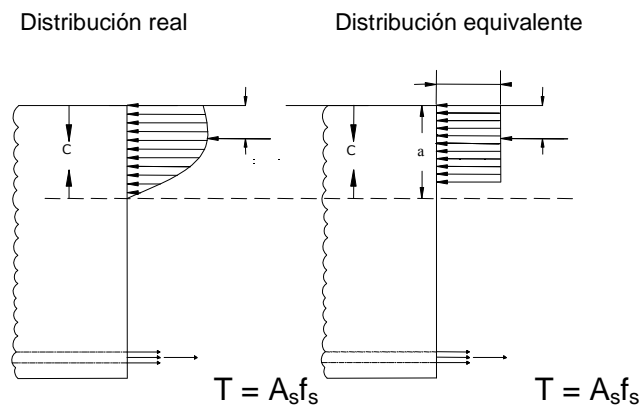


### 3.5.2.1 Diseño a flexión

En una viga de concreto reforzado y sometida a flexión, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo la compresión correspondiente. Cuando se diseña la viga se busca que al momento de fallar sea de una forma dúctil, es decir, que el acero fluya antes de que el concreto llegue a una deformación de  $\epsilon = 0.003$ . Esta falla también se llama “por tensión”. El motivo de diseñar de esta forma es que la deformación da aviso previo a la falla.

La distribución real de esfuerzos en la sección transversal de la viga puede simplificarse con la distribución rectangular equivalente de esfuerzos, que es una aproximación con consistencia demostrada, y su aplicación a casos más complejos se ha calibrado con los resultados de una gran cantidad de ensayos sobre una diversidad de tipos de elementos y condiciones de carga.

Figura 5. Distribución de esfuerzos en la sección transversal de una viga a flexión



Se puede observar que el factor de intensidad del esfuerzo  $\gamma$  es esencialmente independiente de  $f'_c$  y se puede tomar siempre igual a 0.85. de ahí que, independientemente de  $f'_c$ , la fuerza de compresión en el concreto en la falla para una viga rectangular de ancho  $b$  es:

$$C = 0.85 * f'_c * ab$$

También para los concretos comunes con  $f'_c \leq 4,000$  PSI, la altura del bloque rectangular de esfuerzos es:

$$a = 0.85 * c$$

Donde  $c$  es la distancia de la fibra extrema en el área de compresión hasta el eje neutro. Los criterios de falla siempre serán: fluencia del acero para  $f_s = f_y$  o aplastamiento del concreto para  $e_u = 0.003$ .

### ***Cuantía balanceada de acero***

La cuantía balanceada de acero  $\rho_b$  puede determinarse con base en las condiciones de que en la falla balanceada la deformación en el acero sea exactamente igual a  $e_y$ , y la deformación en el concreto alcance en forma simultánea la deformación por aplastamiento de  $e_u = 0.003$ .

$$\rho_{bal} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} * \frac{87}{87 + f_y}$$

Siendo:

$$a = 0.85c, \text{ y}$$

$\beta_1 = 0.85$  para resistencia del hormigón  $f'_c$  hasta 30 Mpa. Para resistencias superiores a 30 Mpa,  $\beta_1$  disminuirá en forma lineal en 0.008 por cada Mpa de aumento sobre 30 Mpa, pero nunca debe ser menor de 0.65. (ACI 10.2.7.3)

### **Cuantía mínima de acero**

Otra modalidad de falla puede ocurrir en vigas con muy poco refuerzo. Si la resistencia a la flexión de la sección fisurada es menor que el momento que produce agrietamiento de la sección no fisurada con *ninguna* acción, la viga va a fallar de inmediato y sin *ningún* aviso de peligro una vez que se forme la primera grieta de flexión. Para protegerse contra este tipo de falla se puede establecer un límite inferior para la cuantía de acero.

$$A_s \text{mín} = 3 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \geq \frac{200bd}{f_y}$$

Esto se aplica tanto a secciones en flexión positiva como negativa. Para obtener  $\rho_{\text{mín}}$  se divide  $A_s \text{mín}$  dentro de la sección  $bd$ .

### **Cuantía máxima de acero**

Para zona sísmica, la cuantía máxima de acero de refuerzo para secciones simplemente reforzadas o reforzadas solamente a tensión, es:

$$\rho_{\text{máx}} \leq 0.5\rho_{\text{bal}} \leq 0.025$$

#### **3.5.2.2 Diseño a corte**

Las vigas deben tener un margen de seguridad adecuado contra otros tipos de fallas, algunas de las cuales pueden ser más peligrosas que la falla a flexión. Un ejemplo es la falla a cortante del concreto reforzado más conocida como *falla a tensión diagonal*. Si una viga sin diseño adecuado del refuerzo a cortante se sobrecarga hasta la falla, se puede presentar un colapso por cortante en forma súbita, sin aviso alguno de peligro.

La falla a flexión se inicia por fluencia gradual del acero a tensión acompañada por agrietamiento obvio del concreto y grandes deflexiones, que dan aviso evidente y la oportunidad de tomar medidas correctivas. A causa de estas diferencias en el comportamiento, por lo general se coloca refuerzo a cortante en las vigas de concreto reforzado para garantizar una falla a flexión antes de que ocurra la falla a cortante en caso de que el elemento se sobrecargue en exceso.

En la mayor parte de las vigas, los esfuerzos cortantes están muy por debajo de la resistencia a cortante directa del concreto. La verdadera inquietud tiene que ver con el esfuerzo de tensión diagonal, que surge de la combinación de esfuerzos cortantes y de esfuerzos de flexión longitudinal.

Puesto que el refuerzo en el alma no es efectivo en vigas no fisuradas, la magnitud de la fuerza cortante o del esfuerzo cortante que causa el agrietamiento es la misma que en una viga sin refuerzo en el alma y puede determinarse con la ecuación:

$$V_{cr} = \frac{v_{cr}}{bd} = 1.9\sqrt{f'_c} + 2,500\rho\frac{Vd}{M} \leq 3.5\sqrt{f'_c}$$

En la mayoría de los casos, el refuerzo en el alma consta de *estribos verticales*; cada estribo que atraviesa la grieta ejerce una fuerza  $A_v f_y$  en la porción dada de la viga. Aquí  $A_v$  es el área de la sección transversal del estribo. Y  $f_y$  es el esfuerzo de tensión en el estribo. El equilibrio en la dirección vertical exige que:

$$V_{ext} = V_{cz} + V_d + V_{iy} + V_s$$

Donde  $V_s = nA_v f_y$  es la fuerza vertical en los estribos, con  $n$  igual al número de estribos que atraviesan la grieta. Si  $s$  es el espaciamiento entre estribos y  $p$  la proyección horizontal de la grieta, entonces  $n = p/s$ . Esta longitud de la proyección de la grieta se supone igual a la altura efectiva de la viga, entonces:

$$n = d/s$$

La contribución del concreto a la resistencia total al cortante es:

$$V_c = V_{cz} + V_d + V_{iy}$$

De esta forma, la resistencia a cortante última nominal quedaría:

$$V_n = V_c + \frac{A_v f_y d}{s}$$

De acuerdo con el Código ACI 11.1.1, el diseño a cortante de vigas debe basarse en la relación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde  $V_u$  es la fuerza cortante total aplicada en determinada sección de la viga y producida por las cargas mayoradas, y  $V_n = V_c + V_s$  es la resistencia a cortante nominal igual a la suma de las contribuciones del concreto y del acero en el alma, si éste último existe. Entonces, para estribos verticales:

$$V_u \leq \phi V_c + \phi \frac{A_v f_y d}{s}$$

Aquí  $V_c$  se ha tomado como  $\frac{V_{cr}}{bd} = 1.9\sqrt{f'_c} + 2,500\rho\frac{V_d}{M} \leq 3.5\sqrt{f'_c}$ ,

sin embargo el código ACI permite una ecuación alterna para calcular  $V_c$ , que a consecuencia de su simplicidad es la que generalmente se utiliza:

$$V_c = 2\sqrt{f'_c}bd$$

Para cortante, el coeficiente de reducción de resistencia  $\phi$  debe tomarse igual a 0.85.

### **Refuerzo mínimo en el alma**

Si  $V_u$ , la fuerza cortante para las cargas mayoradas, no es mayor que  $\phi V_c$ , entonces en teoría no se requiere refuerzo en el alma. Aun en tal caso, el Código ACI 11.5.5 exige al menos un área mínima de refuerzo en el alma igual a:

$$A_v = 50 \frac{b^* s}{f_y}$$

Estas disposiciones son válidas a menos que  $V_u$  sea la mitad o menor que la resistencia a cortante de diseño  $\phi V_c$  suministrada por el concreto.

El espaciamiento requerido para el refuerzo en el alma para estribos verticales es:

$$S = \phi \frac{A_v f_y d}{V_u - \phi V_c}$$

$$\text{Y: } S_{\text{máx}} = \frac{A_v f_y}{50b} = \frac{d}{2}$$

### **3.5.3 Diseño de columnas**

Las columnas de concreto pueden clasificarse en las tres siguientes categorías:

ش *Pedestales cortos a compresión.* Si la altura de un miembro a compresión es menor que 3 veces su dimensión lateral más pequeña, puede considerarse como un pedestal.

ش *Columnas cortas de concreto reforzado.* Si la columna falla debido a la falla inicial del material, se clasifica como corta.

ش *Columnas largas o esbeltas.* Conforme crecen las relaciones de esbeltez, las deformaciones por flexión también crecerán, así como los resultantes momentos secundarios. Si esos momentos son de tal magnitud que reducen apreciablemente la capacidad a carga axial de la columna, ésta se llama esbelta.

### 3.5.3.1 Diseño de columnas esbeltas

Cuando una columna se flexiona o deflexiona lateralmente en una cantidad  $\Delta$ , su carga axial genera un momento adicional igual a  $P\Delta$ . Este momento se sobrepone a cualquier momento que ya exista en la columna. Si el momento  $P\Delta$  es de tal magnitud que reduce considerablemente la capacidad por carga axial de la columna, ésta se denomina *columna esbelta*.

Las especificaciones del código ACI 10.10.1 suponen un factor de amplificación de momentos  $\delta$  que debe multiplicarse por el mayor momento en el extremo de la columna y ese valor debe usarse en el diseño.

#### **Definiciones:**

Longitud no soportada  $l_u$  se considera igual a la distancia libre entre las losas, vigas o los otros miembros que proporcionan soporte lateral a la columna. Si la columna tiene capiteles o cartelas, la distancia libre se mide desde el fondo de las capiteles o de las cartelas.

Longitud efectiva es la distancia entre los puntos de momento nulo en la columna. La longitud no soportada se multiplica por el factor *k de longitud*

efectiva para obtener la longitud efectiva. Para una columna con extremos perfectamente articulados,  $k = 1.0$ .

Marco riostrado es uno en el que el desplazamiento lateral o la traslación de nudos está impedido por medio de riostras, muros de cortante o el soporte lateral de las estructuras adyacentes.

Marco no riostrado carece de cualquiera de esos tipos de riostramiento y debe depender de la rigidez de sus propios miembros para resistir el pandeo lateral. En un marco riostrado los valores  $k$  nunca pueden ser mayores que 1.0, pero en marcos no riostrados los valores  $k$  siempre son mayores que 1.0 debido al desplazamiento lateral. La determinación del factor  $k$  se puede realizar mediante nomogramas.

El factor  $\psi$  en un extremo de una columna es igual a la suma de las rigideces ( $\Sigma EI/L$ ) de las columnas que concurren a ese nudo, incluyendo la columna en consideración, dividida entre la suma de todas las rigideces de las vigas que concurren en el nudo. Si un extremo de la columna está articulado,  $\psi$  es teóricamente igual a  $\infty$ , y si está empotrado  $\psi$  es igual a cero, pero como es prácticamente imposible lograr un empotramiento perfecto,  $\psi$  se toma igual a 1.0 en vez de 0 en los empotramientos supuestos y 10 en vez de  $\infty$  en la articulación.

Para poder calcular la carga nominal que pueda soportar la columna, usamos la ecuación:

$$P_n = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y$$
$$P_u = 0.70 * 0.80 * [0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f_y]$$

(para columnas de sección rectangular) y siendo  $P_u$  la carga mayorada con los factores de seguridad descritos en la sección 3.4.4.1.



En resumen, el procedimiento para calcular el factor de amplificación de momentos podría ser el siguiente, sin embargo en el detalle de los cálculos del apéndice se explicará más ampliamente.

1. Determinar  $\Psi_A$  y  $\Psi_B$  y obtener  $k$  como se explicó anteriormente, tomando las inercias de las vigas y columnas como:

$$0.35 I_g \text{ para vigas}$$

$$0.70 I_g \text{ para columnas}$$

$$I_g = \text{inercia real de la sección}$$

2. Determinar si se trata de una columna esbelta:

$$\frac{k_{lu}}{r} \geq 22 \text{ (columna esbelta)}$$

$r = 0.3 h$  para columnas de sección rectangular, siendo  $h$  el lado de la sección de la columna en el sentido que está siendo analizada.

3. 
$$E_c = 57,000 \sqrt{f'_c}$$

4. 
$$\beta_d = \frac{c \text{ arg amuerta.axial.factorizada}}{c \text{ arg a.axial.total.factorizada}}$$

(solamente para cargas gravitacionales, para sismo  $\beta_d = 0$ )

5. 
$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

6. Carga crítica 
$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

7. 
$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \text{ si } C_m < 1, \text{ usar } C_m = 1.0$$

8. Factor de amplificación  $\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}}$
9. Momento de diseño  **$M = \delta M$  mayor**
10.  $e_{real} = \frac{M}{P_u}$
11. Selección del refuerzo usando los diagramas de interacción

### 3.5.3.2 Efectos de esbeltez

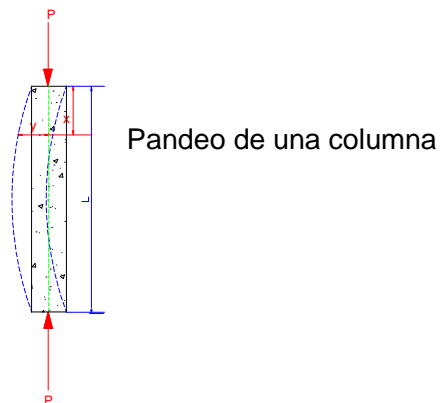
Las columnas son elementos de compresión cuyas dimensiones transversales son pequeñas en comparación con su longitud en el sentido de la fuerza de compresión. La falla de las columnas ocurre por inestabilidad cuando se llega a cierta carga crítica llamada carga crítica o **carga de Euler** o se excede de ella. La columna se puede flexionar o pandear y fallar en forma súbita.

La esbeltez de las columnas se basa en su geometría y en su riostramiento lateral. Conforme crece su esbeltez, los esfuerzos de flexión también crecen, por lo que puede presentarse el pandeo. Las columnas de concreto reforzado generalmente tienen pequeñas relaciones de esbeltez. Por ello, se pueden diseñar usualmente como columnas cortas sin reducciones de resistencia por efectos de esbeltez.

Por tanto, la resistencia de una columna se determina por la carga máxima que puede soportar sin volverse inestable. La condición de inestabilidad se caracteriza por aumentos desproporcionados en la deformación lateral, con sólo ligeros incrementos en la carga. Esto puede ocurrir en columnas esbeltas antes de que el esfuerzo unitario llegue al límite elástico.

En la siguiente figura se representa una columna con carga axial, con los extremos no restringidos contra la rotación. Si la columna inicialmente tiene una rectitud perfecta, permanecerá recta mientras la carga  $P$  sea menor que la carga crítica  $P_c$  o carga de Euler. Si se aplica una fuerza transversal pequeña, se flexionará pero volverá a la posición recta cuando se retire esta fuerza. Por tanto, cuando  $P$  es menor que  $P_c$ , las fuerzas internas y externas están en equilibrio estable.

Figura 6. Columna sometida a compresión



Si  $P = P_c$  y se aplica una fuerza transversal pequeña, la columna se flexionará otra vez; pero en esta ocasión, cuando se retire la fuerza, la columna permanecerá en la posición flexionada. La ecuación para esta curva elástica (línea punteada) se puede obtener resolviendo la ecuación diferencial:

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

- Donde
- E = módulo de elasticidad, psi
  - I = mínimo momento de inercia de la sección transversal, pulg<sup>4</sup>
  - Y = deflexión del elemento desde la posición recta, a una distancia x desde un extremo, en pulgadas.

Esto supone que los esfuerzos están dentro de los límites elásticos. El valor mínimo de la carga de Euler es:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Ésta ecuación indica que existe una magnitud definida de una carga axial que mantendrá a una columna en equilibrio en su posición flexionada, cuando los esfuerzos son inferiores al límite elástico. **La aplicación y retiro repetidos de fuerzas transversales pequeñas o los aumentos pequeños en la carga axial por encima de esta carga crítica, ocasionarán la falla de la columna por pandeo.** Las fuerzas internas y externas se encuentran en estado de equilibrio inestable.

Para considerar los efectos de esbeltez haciendo un análisis de segundo orden, en el que se analizan los efectos  $P - \Delta$ , se sigue el procedimiento detallado en la sección 3.5.3.1.

#### **Efectos de las condiciones en los extremos:**

Las ecuaciones planteadas se derivan de la suposición de que los extremos de la columna están libres para girar. No obstante, para tener en cuenta el efecto de las condiciones en los extremos se puede generalizar que:

$$\frac{P_c}{A} = \frac{\pi^2 E}{(kL/r)^2}$$

Donde  $k$  es un factor que depende de las condiciones en los extremos. Para una columna doblemente articulada,  $k = 1$ ; para una columna con ambos extremos empotrados,  $k = 1/2$ ; para una columna con un extremo empotrado y un extremo articulado,  $k$  es de alrededor de 0.7; para una columna con un

extremo empotrado y un extremo libre de toda restricción,  $k = 2$ . Cuando una columna tiene diferentes restricciones o diferentes radios de giro con respecto a sus ejes principales, se debe usar en la ecuación el valor más grande de  $kL/r$  para un eje principal.

#### 3.5.4 Diseño de losas macizas

Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de concreto reforzado (y se vacía por lo general en forma monolítica con estas vigas), en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua.

Las losas se pueden apoyar sólo en dos lados opuestos, caso en que la acción estructural de la losa es fundamentalmente *en una dirección*, puesto que transmite las cargas en la dirección perpendicular a la de las vigas de apoyo. También es posible que haya vigas en los cuatro lados, de modo que se obtiene una acción de *losa en dos direcciones*. También pueden suministrarse vigas intermedias. Si la relación entre la longitud y el ancho de un panel de losa es mayor que un valor alrededor de dos, la mayor parte de la carga se transmite en la dirección corta hacia las vigas de apoyo y se obtiene, en efecto, acción en una dirección, aunque se proporcionen apoyos en todos los lados.

En algunos casos las losas de concreto se pueden apoyar directamente sobre columnas, sin la utilización de vigas secundarias o principales. Estas losas se identifican como placas planas y se utilizan a menudo cuando las luces no son muy largas y las cargas no son particularmente pesadas. La construcción de losas planas tampoco incluyen vigas pero incorpora una región

con un sobre espesor de losa en la vecindad de la columna y emplea con frecuencia columnas con forma acampanada en la parte superior; ambos son mecanismos para reducir los esfuerzos generados por cortante y flexión negativa alrededor de las columnas; por lo general se llaman paneles con *ábacos o sobre espesores y capiteles de columna* respectivamente. Se ha hablado con anterioridad del predimensionamiento de los miembros. Teniendo las dimensiones del elemento así como las cargas y momentos a los que se encuentra sometido, se diseña en este caso, a flexión y corte.

#### **3.5.4.1 Diseño del refuerzo a corte y flexión**

Para una losa maciza en una dirección, el espesor puede aproximarse a:  $t = L/28$ . Este valor puede ser el mínimo, con el que se empieza a diseñar, pero el espesor adecuado depende de las cargas, valor de fluencia del acero, capacidad del concreto y limitaciones de deflexiones dadas por el Código ACI.

#### **Diseño de refuerzo a flexión**

*Cuantía mínima de acero de refuerzo.* En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con  $f_y = 40$  ó  $50$  ksi, la cuantía mínima será de  $\rho = 0.0020$ . Para  $f_y = 60$  ksi, la cuantía mínima es de  $\rho = 0.0018$ .

#### *Cuantía máxima de acero de refuerzo*

Para asegurar la ductilidad mínima, no se podrá proporcionar más armadura a una losa que el 75% de la cuantía balanceada cuando es zona no sísmica; y que el 50% de la cuantía balanceada cuando resiste sismo.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho_{\text{bal}} \text{ zona no sísmica}$$

$$\text{ش} \quad \rho_{\text{máx}} = 0.50 \rho_{\text{bal}} \text{ zona sísmica}$$

$$\text{ش} \quad \rho_{\text{bal}} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} * \frac{87}{87 + f_y}$$

La cuantía requerida para el momento mayorado se puede encontrar despejando  $\rho$  de la ecuación:

$$M_u = \phi \rho b d^2 f_y (1 - 0.59 \rho f_y / f'_c)$$

$$\phi = 0.90$$

luego se obtiene el área de acero requerida:

$$A_s = \rho b d$$

### Diseño de refuerzo a corte

El diseño de secciones transversales sometidas a corte debe estar basado en:

$$\phi V_n \geq V_u$$

donde  $V_u$  es el esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada y  $V_n$  es la resistencia nominal al corte calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

$V_c$  es la resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, y  $V_s$  es la resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte. Para elementos no pretensados, como el que estamos analizando, se permite diseñar las secciones localizadas a una distancia menor que  $d$  desde la cara del apoyo para el mismo corte  $V_u$  que el calculado a una distancia  $d$ .

Para el diseño de losas nos basamos en las normas del código ACI 11.8 a 11.12.

Para losas de espesor uniforme es suficiente verificar el corte en una sección. Para losas con cambios en el espesor como sucede por ejemplo en los bordes de ábacos, es necesario verificar el corte en varias secciones. Para losas no pretensadas,  $V_c$  debe ser el menor de:

$$a) V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} * b_o \frac{d}{6}$$

Donde  $\beta_c$  es la razón del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada o el área de reacción y  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica de la losa, en milímetros.

$$V_c = \left(\alpha_s \frac{d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} * b_o \frac{d}{12}$$

Donde  $\alpha_s$  es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas de esquina, y

$$V_c = \sqrt{f'_c} * b_o \frac{d}{3}$$

$V_n$  no debe considerarse mayor que:

$$0.5 \sqrt{f'_c} * b_o d$$

### 3.5.5 Diseño de cimientos

La cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacente.



Todos los suelos se comprimen en forma considerable al someterse a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentaciones son:

- ⦿ que el asentamiento total de la estructura esté limitado a una cantidad tolerablemente pequeña, y
- ⦿ que el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine en lo posible.

Para limitar los asentamientos de la manera indicada, es necesario:

- ⦿ transmitir la carga de la estructura hasta un estrato de suelo que tenga la resistencia suficiente, y
- ⦿ distribuir la carga sobre un área suficientemente grande de este estrato para minimizar las presiones de contacto.

Si no se encuentran suelos adecuados justo debajo de la estructura, es necesario recurrir a cimentaciones profundas como pilotes o pilas para transmitir la carga hasta estratos más profundos y de mayor firmeza. Si existe un suelo satisfactorio inmediatamente debajo de la estructura, es suficiente distribuir la carga mediante zapatas u otros medios. Estas subestructuras se conocen como *cimentaciones superficiales*.

Para determinar si el suelo es satisfactorio o no, se realiza un estudio del suelo, en el que se obtienen los datos para calcular el valor soporte del suelo. Este tema fue explicado en la sección 3.3.1 de este informe.

### 3.5.5.1 Selección del tipo de cimiento

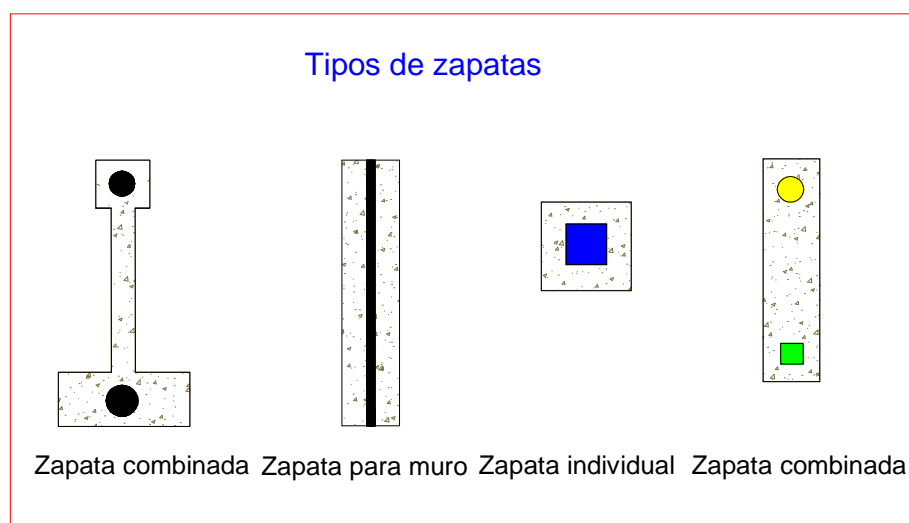
La selección del tipo de cimiento será una función del tipo de cargas, calidad del suelo, condiciones climáticas y sobre todo por el costo de la cimentación. Se seleccionará aquella cimentación que sea: estable, que no permita asentamientos significativos o mayores a 1" y que no represente gastos antieconómicos.

Las *zapatas superficiales* se clasifican como zapatas para muros y zapatas para columnas. Las zapatas para columnas individuales por lo general son cuadradas, algunas veces rectangulares y representan el tipo de cimentación más sencillo y económico. Su utilización para columnas exteriores tiene algunas dificultades si los derechos de propiedad impiden la utilización de zapatas que se extiendan más allá de los muros exteriores. En este caso, se utilizan zapatas combinadas o zapatas amarradas para permitir el diseño de una zapata que no se extienda más allá del muro o columna. Las zapatas combinadas para dos o más columnas se utilizan también para columnas interiores con cargas considerables y poco espaciamiento entre sí, donde las zapatas individuales, si se hicieran, quedarían casi o totalmente traslapadas.

Las zapatas individuales o las zapatas combinadas para columnas son los tipos de cimentaciones superficiales que con mayor frecuencia se utilizan en suelos con capacidad razonable de carga. Si el suelo es blando o las cargas de las columnas son grandes, las áreas requeridas para las zapatas son tan grandes que se convierten en antieconómicas. En este caso, a menos que las condiciones del suelo exijan una cimentación profunda, se adopta una solución consistente en una losa de cimentación o en una cimentación flotante.

Este tipo de cimentación consta de una losa maciza de concreto reforzado que se extiende bajo todo el edificio y que, en consecuencia, distribuye la carga de la estructura sobre la máxima área disponible. Esta cimentación, gracias a su propia rigidez, también minimiza los asentamientos diferenciales.

**Figura 7. Tipos de zapatas**



### 3.5.5.2 Diseño de zapatas cuadradas

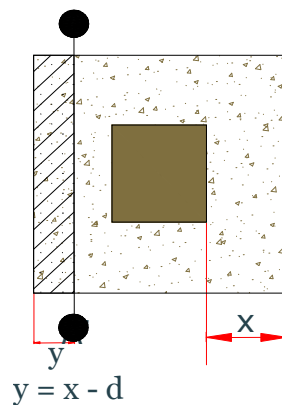
Requerimientos:

- Para una cimentación superficial, la profundidad o desplante  **$Df$**  debe ser menor de  **$5B$** , donde  **$B$**  = base o lado más corto de la zapata.
- Si las zapatas están conectadas por vigas, éstas se pueden diseñar sólo por carga axial, y las vigas conectoras por flexión, como una viga normal.

### **Diseño por corte simple:**

- ⌚ Se calcula las cargas últimas  $q_u$  con algún método de análisis estructural.
- ⌚ Se obtiene el valor soporte efectivo del suelo,  $q_e = V_s - q_u$
- ⌚ Área requerida para la zapata:  $A = \frac{q_n}{q_e}$
- ⌚ Carga última de diseño:  $q_{udis} = \frac{q_u}{A}$  y se puede trabajar con una franja unitaria.
- ⌚ Asumir un peralte efectivo "**d**" para la zapata.
- ⌚ Encontrar cortante actuante:  $V_{act} = q_{udis} * y$
- ⌚ Calcular cortante resistente:  $V_r = 2\phi\sqrt{f'_c}bd$ , y  $\phi = 0.85$ , (ecuación para sistema inglés).
- ⌚ Verificar que  $V_r < V_{act}$ , si no es así, aumentar peralte **d**.

**Figura 8. Corte que actúa en la zapata**

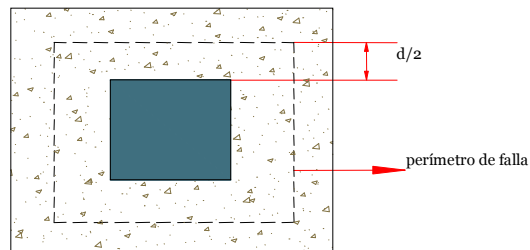


### **Diseño por esfuerzo de punzonamiento**

- ⌚ Obtener el cortante actuante por punzonamiento:

$$V_{act\ punz} = q_{u\ dis} * \text{área fuera del perímetro de falla}$$

**Figura 9. Perímetro de falla**



- ⌚ Calcular corte resistente por punzonamiento:

$$V_{rpunz} = 4\phi\sqrt{f'_c}b_0d, \text{ y } \phi = 0.85; b_0 \text{ es la longitud del perímetro de falla.}$$

- ⌚ Verificar que  $V_r < V_{act}$ , si no, incrementar peralte "d".

### **Diseño a flexión**









- ⌚ Los lados de la zapata desde la cara de la columna, quedan en voladizo y el suelo le hace una fuerza de empuje. Con esto se calcula el momento último de diseño. Al tener el  $M_u$  en kip-pie/pie:

- ⌚ Calcular el área de refuerzo a flexión:  $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}, \phi = 0.85$

- ⌚ Donde  $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

### 3.6 Elaboración y presentación de planos

Para la presentación de una propuesta de proyecto de este tipo, es necesario incluir dentro de los planos:

-  Planta acotada y amueblada
-  Losas, vigas y muros
-  Instalaciones sanitarias y eléctricas
-  Acabados
-  Fachadas
-  Secciones
-  Cimentación y columnas
-  Ubicación y localización

**Se debe tomar en cuenta:**

#### ***Formato***

El tamaño del formato varía, ya que depende de la magnitud del proyecto a desarrollar. Para la presentación del proyecto no se podrá utilizar otro tamaño de hoja que no sea el establecido por las normas de ICAITI.

#### ***Escala***

Todos los planos serán dibujados a escalas adecuadas para que la información contenida sea fácilmente interpretada, especialmente por las personas encargadas de la construcción.

### ***Grado de detalle***

Toda la información contenida en un juego de planos será detallada con la amplitud necesaria para su correcta interpretación, se dará siempre preferencia a la representación gráfica; se recurrirá a notas únicamente cuando sea conveniente.

### ***Simbología***

En cada una de las especialidades se establecerá una simbología que se empleará invariablemente. Se detallará la simbología empleada aun cuando sea estándar, y deberá consignarse todos los símbolos usados en el plano.

### ***Especificaciones***

Además de los términos anteriores, se debe tener cuidado en especificar claramente los detalles de construcción para evitar confusiones y asegurarse de que la estructura ya terminada tenga un funcionamiento satisfactorio.

## **3.7 Costo del proyecto**

### ***Costo del diseño***

El mayor gasto en que se incurre durante el diseño es el costo del personal técnico o nómina productiva (proyectistas y dibujantes). Asimismo, un negocio tiene una nómina administrativa o indirecta. Otros cargos se clasifican en dos categorías: costos directos e indirectos.

*Los costos directos* son aquellos en que se incurre en el curso normal del trabajo en un proyecto particular y por tanto, se consideran como cargos contables a ese proyecto. Estos costos incluyen viajes a gran distancia y la transportación local, hoteles, comidas y otros gastos de manutención hechos por el personal que está lejos de su lugar habitual de residencia, costos de copiado e impresión, renta de computadoras, artículos de dibujo, largas distancias telefónicas. Si el diseñador contrata a otros ingenieros con objeto de consultarlos y de que tomen parte en el diseño, los costos de sus servicios también serán un costo directo.

*Los gastos indirectos* constituyen, en esencia, los gastos generales de la compañía. Aunque no todos estos costos son necesariamente costos fijos, los gastos indirectos no son atribuibles directamente a un proyecto particular. Los costos indirectos típicos en que incurre una empresa de diseño son la renta de la oficina; la transportación, el hotel, las comidas, los gastos de manutención, los artículos de dibujo y los costos telefónicos. Los siguientes costos no son aplicables directamente a un proyecto: seguros y depreciación, contribuciones, atenciones a terceros, gastos de microfilm, e impuestos diversos.

### *Costos de construcción*

El costo de construcción de un proyecto es un factor dominante en el diseño. Una razón es que si éste rebasa el presupuesto de construcción del dueño o cliente, el proyecto puede cancelarse. Otra razón es que costos como el interés sobre la inversión, que se presenta al finalizar el proyecto, a menudo son proporcionales al costo inicial. Por este motivo, el propietario usualmente trata de mantener bajo dicho costo.



Un proyecto que se diseña para minimizar los costos de construcción, no necesariamente satisface los intereses del propietario. Hay muchos otros costos en que el propietario incurre durante la vida útil del proyecto, que deben tomarse en cuenta.

Por ejemplo, después de que un proyecto se ha terminado, el propietario incurre en costos de operación y mantenimiento. Éstos se derivan de decisiones tomadas durante el diseño del proyecto.

Como ayuda para la evaluación de la ejecución de un sistema y la comparación de alternativas de diseños, los diseñadores pueden representar el sistema por medio de un modelo que les permite analizarlo y evaluar su funcionamiento. Por razones prácticas los modelos deben ser simples y congruentes con la función para la que se les seleccionó. El costo de formulación y uso del modelo debe ser ínfimo comparado con el costo del montaje y prueba del sistema real.

Para utilizar el modelo, se recurre a la Ingeniería económica. Algunos métodos se explican en el capítulo 2, sección 2.17 de este informe.

En el presupuesto que se le presente al cliente, se debe incluir:

- Materiales
  - ✎ Materiales como tales, a partir de la cuantificación (planos)
  - ✎ Equipo
- Mano de obra
  - ✎ Salario
  - ✎ Prestaciones laborales

- Factor de indirectos
  - ✎ Impuestos
  - ✎ Imprevistos
  - ✎ Fianzas y seguros
  - ✎ Utilidad de la empresa
  - ✎ Administración

## CONCLUSIONES

1. Con el objeto de localizar y corregir cualquier peligro que pudiera darse contra la salud, debe hacerse un muestreo sanitario desde la fuente de captación hasta la conexión con el tanque de distribución. Se realizará dos muestreos anuales y se efectuarán los correspondientes exámenes. Dichos muestreos deben ser aproximadamente en la segunda quincena de abril y en la segunda quincena de septiembre.
2. Deberá realizarse un aforo mensual al inicio y al final de la línea de conducción, así como de la red de distribución. Esto con el fin de comparar los aforos entrada – salida y comprobar que no existan fugas en dichas tuberías.
3. La tarifa propuesta cubrirá el costo inicial y el mantenimiento del sistema durante su período de diseño. El costo total será absorbido mediante la cuota fija de forma mensual. Esta tarifa mensual se ha calculado con el criterio del valor presente neto, y es de Q.64.00 por vivienda; sin embargo, el jornal diario es de un promedio de Q.40.00, por lo que la tarifa a cobrar será de Q.40.00 mensuales por vivienda.
4. El edificio que funcionará como instituto fue diseñado conforme a los requerimientos del código ACI para zona sísmica, para que la estructura llegue a la falla de forma dúctil.

5. Por ser una obra importante, ésta podrá ser utilizada, si llegara a darse un caso de desastre natural, para albergar personas durante el tiempo de mayor riesgo.
  
6. El costo de construcción para el instituto de dos niveles es de novecientos noventa y cuatro quetzales por metro cuadrado. Este valor está situado dentro de los rangos mínimo, ochocientos quetzales, y máximo, mil doscientos quetzales de costo por metro cuadrado permitidos para la construcción. Esto se ha logrado por la disminución de costos de mano de obra no calificada, ya que ésta será aportada por la comunidad de la aldea Papalhuapa.
  
7. Con la construcción del instituto y la introducción de agua potable, se tendrá necesidad de remover parte de la vegetación del lugar. Aunque la mayoría de la vegetación removida es solamente monte, el cual nace de nuevo rápidamente, podría aprovecharse para sembrar algunos árboles alrededor del instituto.

## RECOMENDACIONES

1. El muestreo sanitario deberá realizarse como cualquier inspección habitual de la calidad de agua; la muestra para el examen bacteriológico en el envase de vidrio esterilizado; la muestra para el análisis físico-químico en el envase plástico esterilizado, ambos proporcionados por el laboratorista. Estas muestras deben entregarse dentro de las 48 horas siguientes a la toma y se transportarán en refrigeración.
2. Si al realizar el aforo, tanto en la entrada como en la salida de la línea de conducción y la red de distribución, existe resultados diferentes, deberá encontrarse el punto de fuga y repararlo para garantizar un servicio satisfactorio a los consumidores.
3. Se recomienda a los usuarios del agua potable intentar cubrir la tarifa propuesta de Q64.00, ya que este proyecto debe ser auto-sostenible; si se cubre sólo parte del gasto, se tendría un déficit que podría representar ineficiencia en el funcionamiento del servicio al intentar reducir costos.

4. En el caso del instituto, se aconseja que se supervise la obra debidamente durante su período de construcción, verificando que se respeten las especificaciones para la misma, y así lograr que la estructura ya en funcionamiento trabaje de la forma esperada. Se aconseja implementar un área deportiva, así como equipar la biblioteca con material moderno y adecuado al nivel.
  
5. Será necesaria la siembra de algunos árboles alrededor del área del instituto, para lograr contrarrestar el efecto de la inevitable remoción de vegetación, que se llevará a cabo para la construcción del mismo.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Cárcamo Ambrosio, Osman David. Generalidades sobre la selección de tecnologías para la desinfección del agua para consumo humano en áreas rurales. Guatemala, Agosto de 2001.
2. Código para diseño sísmico 1988. Uniform Building Code, UBC 88
3. Criterios normativos para el diseño de edificios escolares, USIPE. Ministerio de Educación. División de Infraestructura. Guatemala, 1978.
4. Enriquez, Susana. Guía para el diseño de abastecimientos de Agua Potable a Zonas Rurales. Segunda edición. Guatemala 1997.
5. González Cuevas, Oscar. Análisis Estructural. Editorial Limusa, Méjico 2002.
6. Información obtenida de Internet.
7. Jiménez Cruz, Axel Fernando. Código de Diseño de Hormigón Armado ACI – 318R-99. Reglamentos y comentarios. Editorial Limusa, Méjico 1999.
8. Merrit, Frederick S. Manual del Ingeniero Civil. Tercera edición. Editorial McGraw – Hill. Méjico 1995.

9. Morales Mancilla, Rudy Fernando. Diseño Sismo Resistente, Concreto y Mampostería. Guatemala, mayo de 1984.
10. Nilson, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto. 11 ava edición. Editorial McGraw – Hill. Méjico 1994.
11. Normas estructurales de diseño recomendadas para la República de Guatemala. AGIES NR – 1, NR – 2, NR – 3 Y NR – 4.
12. Ramírez Godínez, César Armando. Caracterización de Mampostería utilizando morteros de cementos puzolánicos y unidades tradicionales. Guatemala, junio de 1993.



## **APÉNDICE**

- Cálculos para el proyecto de agua potable
- Propuesta de tarifa
- Diagramas de momento de la estructura de instituto
- Cálculos para el diseño de instituto de dos niveles
- Cálculo del valor soporte del suelo
- Presupuesto para el proyecto de agua potable
- Presupuesto para el proyecto de instituto
- Planos



Tabla VII. Memoria de cálculo para el proyecto de agua potable

**CÁLCULOS PARA DISEÑAR LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN PARA SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALDEA TECUSIATE, AGUA BLANCA, JUTIAPA**

**DATOS GENERALES DE LA ALDEA:**

Población actual:	270 personas
Viviendas actuales:	47 Viviendas
Período de diseño:	20 Años
Tasa de crecimiento:	3% anual
Dotación:	100 L/HAB/DÍA
Horas de bombeo:	4 horas diarias

POBLACIÓN FUTURA				
P. ACTUAL	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL %	PERÍODO DE DISEÑO (AÑOS)	POBLACIÓN FUTURA	APROXIMACIÓN (PERSONAS)
270	3	20	487.65	488

Fórmula Utilizada:

$$PF = Pa * (1 + r)^n$$

PF = Población Futura  
 PA = Población Actual  
 r = Tasa de crecimiento poblacional anual  
 n = Período de diseño en años

**CÁLCULO DE CAUDALES**

CAUDAL MEDIO Q		
P. FUTURA	DOTACIÓN (L/HAB-DÍA)	CAUDAL MEDIO EN L/S
488	100	0.565

Fórmula:

$$Q = \frac{PF * DOT}{86,400}$$

PF = Población Futura  
 DOT = Dotación, en L/HAB/DÍA

CAUDAL DE CONDUCCIÓN Qc		
CAUDAL MEDIO	FDM	Qc EN L/S
0.565	1.6	0.904

Fórmula:

$$Qc = Q * FDM$$

Q = Caudal Medio, en L/S  
 FDM = Factor de Día Máximo

CAUDAL DE DISTRIBUCIÓN Qd		
Q	FHM	Qd EN L/S
0.565	1.9	1.073

Fórmula:

$$Qd = Q * FHM$$

Q = Caudal Medio  
FHM = Factor Horario Máximo

CAUDAL DE BOMBEO Qb		
Qc	HR. BOMBEO	Qb EN L/S
0.904	4	5.422

Fórmula:

$$Qb = 24 * \frac{Qc}{HB}$$

Qc = Caudal de Conducción  
HB = Horas de Bombeo diarias

CAUDAL DE VIVIENDA Qv		
Qd	# VIV. ACTUALES	Qv EN L/S
1.073	47	0.023

$$Qv = \frac{Qd}{\#viv}$$

Qd = Caudal de Distribución  
# viv = Número de viviendas actuales

### CÁLCULOS PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

DIÁMETRO ECONÓMICO De		
Qb EN L/S	De EN "	
5.422	4.349	PULGADAS

EL DIÁMETRO PUEDE SER DE:

4 Ó DE

6 PULGADAS

**VERIFICAR VELOCIDAD**

**VEL D1**

DIÁMETRO 1	Qb L/S	VEL m/s	VEL MÍNIMA CUMPLE=1 NO CUMPLE=0	VEL MÁXIMA CUMPLE=1 NO CUMPLE=0	SUMA DE DOS CONDICIONES	CONCLUSIÓN 0.60<VEL<3.00 m/s CUMPLE=100 NO CUMPLE=0
4	5.422	0.669	1	1	2	100

**VEL D2**

DIÁMETRO 2	Qb L/S	VEL m/s	VEL MÍNIMA CUMPLE=1 NO CUMPLE=0	VEL MÁXIMA CUMPLE=1 NO CUMPLE=0	SUMA DE DOS CONDICIONES	CONCLUSIÓN 0.60<VEL<3.00 m/s CUMPLE=100 NO CUMPLE=0
6	5.422	0.297	0	1	1	0

**USAR DIÁMETRO DE: 4 PULGADAS**

**CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE ENERGÍA (metros)**

**DATOS:** en metros

COTA PUNTO MÁS BAJO: 40.23  
 COTA PUNTO MÁS ALTO: 100  
 LONGITUD DE TUBERÍA: 309.55  
 TUBERÍA DE CONDUCCIÓN: 4" PVC 160 PSI

**PÉRDIDAS:**

HF DE RÍO A TANQUE DE DISTRIBUCIÓN: 59.77

$$HF = 1743.811141 * \frac{L_t * Q_b^{1.85}}{D^{4.87} * C^{1.85}}$$

**PÉRDIDA EN LA TUBERÍA DE CONDUCCIÓN:**

PARA D = 4"				
D EN PLG	Qb L/S	Lt EN mts DE BOMBA TANQUE DE DISTRIBUCIÓN	C PVC	HF T. CONDUCCIÓN (mt)
4	5.422	309.55	150	1.357

PARA D = 6"				
D EN PLG	Qb L/S	Lt EN mts DE BOMBA A SELLO SANITARIO	C PVC	HF T. CONDUCCIÓN (mt)
6	5.422	309.55	150	0.188

**PÉRDIDAS POR VELOCIDAD:**

$$HF_{vel} = \frac{V^2}{2g}$$

PARA D = 4"		
VEL (m/s)	g (m/s <sup>2</sup> )	PÉRDIDA (mt)
0.669	9.81	0.023

PARA D = 6"		
VEL (m/s)	g (m/s <sup>2</sup> )	PÉRDIDA (mt)
0.297	9.81	0.005

$$HF_m = 8.2 * HF_{vel}$$

**PÉRDIDAS MENORES:**

PARA D = 4"	0.187
-------------	-------

PARA D = 6"	0.037
-------------	-------

**TOTAL DE PÉRDIDAS DE ENERGÍA PARA AMBOS DIÁMETROS:**

D = 4"			D = 6"		
	59.77			59.77	
	1.357			0.188	
	0.023			0.005	
	<u>0.187</u>			<u>0.037</u>	
<b>TOTAL DE PÉRDIDA PARA D = 4"</b>	<b>61.337</b>	<b>METROS</b>	<b>TOTAL DE PÉRDIDA PARA D = 6"</b>	<b>60.000</b>	<b>METROS</b>

$$POT = \frac{CDT * Qb}{76e}$$

**POTENCIA REQUERIDA PARA LA BOMBA**

PARA D = 4"					PARA D = 6"				
CDT (mt)	Qb (L/s)	EFICIENCIA	POT. REQUERIDA		CDT (mt)	Qb (L/s)	EFICIENCIA	POT. REQUERIDA	
61.337	5.422	0.75	5.835	HP	60.000	5.422	0.75	5.708	HP

**CONCLUSIÓN:**

**USAR BOMBA DE 6 HP CON TUBERÍA DE 4" PVC DE 160 PSI**

**CÁLCULO DE VOLUMEN DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN**

VOL = 40% VOL DE Qc AL DÍA

VOL = Qc (L/s) \* 86,400 seg/día \* 40% \* 1 m³/1000 L

**VOL = 31.232 m³**

**MEDIDAS SUGERIDAS PARA EL TANQUE:**

4.0 \* 4.0 \* 2.0 = **32 m³**

**DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN**

**POR SER ÁREA RURAL SE DISEÑARÁ RED ABIERTA**

DESPEJANDO "D" DE:

$$HF = 1743.811141 * \frac{Lt * Qb^{1.85}}{D^{4.87} * C^{1.85}}$$

QUEDA:

$$D = 4.87 \sqrt[4]{\frac{1743.811141 * Lt * Qb^{1.85}}{Hf * C^{1.85}}}$$

**RAMAL PRINCIPAL DE E0 - E3**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
1.07	223.73	25.49	150	1.1062

**USAR D = 1" PVC 160 PSI**

$$Q_i = \sqrt{0.15 * (n-1)}$$

Entra un caudal de: 1.07 L/s, y sale:  
 $1.07 - 4 * 0.0228 = 0.9788 \text{ L/s}$

$$Q_i = 0.15 * (4 - 1)^{1/2} = 0.26$$

Para el diseño se utiliza el caudal mayor, o sea 0.9788 L/s

**RAMAL PRINCIPAL DE E3 - E14**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.9788	508.45	36.98	150	1.1726

**USAR D = 1 1/2" PVC 160 PSI**

$$Q = Q_d - Q_{viv} * 16 \text{ viv} = 0.9788 - 16 * 0.0228$$

$$Q = 0.614 \text{ L/S}$$

$$Q_i = 0.15 * (16 - 1)^{1/2} = 0.58 \text{ L/s}$$

Se diseña con  $Q = 0.9788$  (siempre se toma el mayor entre Q entrante, Q saliente y  $Q_i$ )

**RAMAL PRINCIPAL DE E14 - E25**

**COLOCAR VÁLVULA DE PASO EN E14 - E21 Y EN E14 - E15**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.52	647.9	10.35	150	1.2589

**USAR D = 1 1/2" PVC 160 PSI**

Para 13 viviendas se necesita un caudal de:  $13 * 0.0228 = 0.286$   
 De E14 - E25, entra = 0.0.286 L/s  
 $Q_i = 0.15 * (13 - 1)^{1/2} = 0.52$

**RAMAL PRINCIPAL DE E14 - E20**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.5	470.18	7.2	150	1.2511

**USAR D = 1 1/2" PVC 160 PSI**

Para 12 viviendas se necesita un caudal de:  $12 * 0.0228 = 0.2736 \text{ L/s}$

$$Q_i = 0.15 * (12 - 1)^{1/2} = 0.50$$

Se utiliza  $Q_i$  para el diseño por se mayor

**RAMAL PRINCIPAL DE E14 - CASA 21**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.15	40.08	7.72	150	0.4708

**USAR D = 1/2" PVC 160 PSI**

En este caso también se debe usar  $Q_i$  por ser el mayor que puede circular en la tubería

$$Q_i = 0.15 * (1-1)^{1/2} = 0.15 \text{ L/s}$$

Entra un caudal de 0.0228 L/s



**CÁLCULOS PARA DISEÑAR LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN PARA SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALDEA TALQUEZAL, AGUA BLANCA JUTIAPA**

**DATOS GENERALES DE LA ALDEA:**

Población Actual: 156 personas  
 Viviendas Actuales: 28 Viviendas  
 Período de diseño: 20 Años  
 Tasa de crecimiento: 3% anual  
 Dotación: 100 L/HAB/DÍA  
 Horas de Bombeo: 4 hrs diarias

POBLACIÓN FUTURA				
P. ACTUAL	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL %	PERÍODO DE DISEÑO (AÑOS)	POBLACIÓN FUTURA	APROXIMACIÓN (PERSONAS)
156	3	20	281.75	282

Fórmula Utilizada:

$$PF = Pa * (1 + r)^n$$

PF = Población Futura  
 PA = Población Actual  
 r = Tasa de crecimiento poblacional anual  
 n = Período de diseño en años

**CÁLCULO DE CAUDALES**

CAUDAL MEDIO Q		
P. FUTURA	DOTACIÓN (L/HAB-DIA)	CAUDAL MEDIO EN L/S
282	100	0.326

Fórmula:

$$Q = \frac{PF * DOT}{86,400}$$

PF = Población Futura  
 DOT = Dotación, en L/HAB/DÍA

CAUDAL DE CONDUCCIÓN Qc		
CAUDAL MEDIO	FDM	Qc EN L/S
0.326	1.5	0.490

Fórmula:

$$Qc = Q * FDM$$

Q = Caudal Medio, en L/S  
FDM = Factor de Día Máximo

CAUDAL DE DISTRIBUCIÓN Qd		
Q	FHM	Qd EN L/S
0.326	1.9	0.620

Fórmula:

$$Qd = Q * FHM$$

Q = Caudal Medio  
FHM = Factor Horario Máximo

CAUDAL DE BOMBEO Qb		
Qc	HR. BOMBEO	Qb EN L/S
0.490	4	2.938

Fórmula:

$$Qb = 24 * \frac{Qc}{HB}$$

Qc = Caudal de Conducción  
HB = Horas de Bombeo diarias

CAUDAL DE VIVIENDA Qv		
Qd	# VIV. ACTUALES	Qv EN L/S
0.620	28	0.022

Fórmula:

$$Qv = \frac{Qd}{\#viv}$$

Qd = Caudal de Distribución  
# viv = Número de viviendas actuales

### CÁLCULOS PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

DIÁMETRO ECONÓMICO De		
Qb EN L/S	De EN "	
2.938	3.201	PULGADAS

EL DIÁMETRO PUEDE SER DE: 3 Ó DE 4 PULGADAS

**VERIFICAR VELOCIDAD****VEL D1**

DIÁMETRO 1	Qb L/S	VEL m/s	VEL MÍNIMA CUMPLE=1 NO CUMPLE=0	VEL MÁXIMA CUMPLE=1 NO CUMPLE=0	SUMA DE DOS CONDICIONES	CONCLUSIÓN 0.60<VEL<3.00 m/s CUMPLE=100 NO CUMPLE=0
3	2.938	0.644	1	1	2	100

**VEL D2**

DIÁMETRO 2	Qb L/S	VEL m/s	VEL MÍNIMA CUMPLE=1 NO CUMPLE=0	VEL MÁXIMA CUMPLE=1 NO CUMPLE=0	SUMA DE DOS CONDICIONES	CONCLUSIÓN 0.60<VEL<3.00 m/s CUMPLE=100 NO CUMPLE=0
4	2.938	0.362	0	1	1	0

**USAR DIÁMETRO**DE: **3 PULGADAS****CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE ENERGÍA (metros)****DATOS:**

en metros

COTA PUNTO MÁS BAJO:	99.45
COTA PUNTO MÁS ALTO:	144.45
LONGITUD DE TUBERÍA:	178.26
PROFUNDIDAD DEL POZO: (75 pies)	22.86
NIVEL ESTÁTICO: (15 pies)	4.57
NIVEL DINÁMICO: (25 pies)	7.62
ABATIMIENTO: (10 pies)	3.05
PROFUNDIDAD DE LA BOMBA:	12.62
TUBERÍA DE SUCCIÓN: 4" HG	

**PÉRDIDAS:**

HF DE SELLO SANITARIO A POZO:	45.00
PÉRDIDA EN LA TUBERÍA DE SUCCIÓN:	0.038
LONGITUD DE BOMBA A SELLO SANITARIO:	12.62

PÉRDIDA EN TUBERÍA DE SUCCIÓN:				
D EN PLG	Qb L/S	Lt EN mts DE BOMBA A SELLO SANITARIO	C HG	HF T. SUCCIÓN (mt)
4	2.938	12.62	100	0.038

$$HF = 1743.811141 * \frac{Lt * Qb^{1.85}}{D^{4.87} * C^{1.85}}$$

**PÉRDIDA EN LA TUBERÍA DE CONDUCCIÓN:**

PARA D = 3"				
D EN PLG	Qb L/S	Lt EN mts DE BOMBA A SELLO SANITARIO	C PVC	HF T. CONDUCCIÓN (mt)
3	2.938	178.26	150	1.021

PARA D = 4"				
D EN PLG	Qb L/S	Lt EN mts DE BOMBA A SELLO SANITARIO	C PVC	HF T. CONDUCCIÓN (mt)
4	2.938	178.26	150	0.251

**PÉRDIDAS POR VELOCIDAD:**

$$HF_{vel} = \frac{V^2}{2g}$$

PARA D = 3"		
VEL (m/s)	g (m/s <sup>2</sup> )	PÉRDIDA (mt)
0.644	9.81	0.021

PARA D = 4"		
VEL (m/s)	g (m/s <sup>2</sup> )	PÉRDIDA (mt)
0.362	9.81	0.007

PÉRDIDAS MENORES:

$$HF_m = 8.2 * HF_{vel}$$

PARA D = 3" 0.173

PARA D = 4" 0.055

TOTAL DE PÉRDIDAS DE ENERGÍA PARA AMBOS DIÁMETROS:

D = 3"			D = 4"		
	45.00			45.00	
	12.62			0.038	
	1.021			12.620	
	0.021			0.251	
	0.173			0.007	
	<u>0.038</u>			<u>0.055</u>	
<b>TOTAL DE PÉRDIDA PARA D = 3"</b>	<b>58.873</b>	<b>METROS</b>	<b>TOTAL DE PÉRDIDA PARA D = 4"</b>	<b>57.971</b>	<b>METROS</b>

$$POT = \frac{CDT * Q_b}{76e}$$

POTENCIA REQUERIDA PARA LA BOMBA

PARA D = 3"					PARA D = 4"				
CDT (mt)	Q <sub>b</sub> (L/s)	EFICIENCIA	POT. REQUERIDA		CDT (mt)	Q <sub>b</sub> (L/s)	EFICIENCIA	POT. REQUERIDA	
58.873	2.938	0.75	3.034	HP	57.971	2.938	0.75	2.988	HP

**CONCLUSIÓN:**

**USAR BOMBA DE 3 HP CON TUBERÍA DE 3" PVC DE 160 PSI**

**CÁLCULO DE VOLUMEN DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN**

VOL = 25% VOL DE Q<sub>c</sub> AL DÍA

VOL = Q<sub>c</sub> (L/s) \* 86,400 seg/día \* 25% \* 1 m<sup>3</sup>/1000 L

VOL = **10.575 m<sup>3</sup>**

**MEDIDAS SUGERIDAS PARA EL TANQUE:**

2.5 \* 2.5 \* 1.8 = **11.25 m<sup>3</sup>**

## DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

**POR SER ÁREA RURAL SE DISEÑARÁ RED ABIERTA**

DESPEJANDO "D"  
DE:

$$HF = 1743.811141 * \frac{Lt * Qb^{1.85}}{D^{4.87} * C^{1.85}}$$

QUEDA:

$$D = 4.87 \sqrt[4]{\frac{1743.811141 * Lt * Qb^{1.85}}{Hf * C^{1.85}}}$$

**RAMAL PRINCIPAL DE E4 - E5**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.63	213.14	40.04	150	0.8163

**USAR D = 1"**

**RAMAL PRINCIPAL DE E5 - E6**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.63	53.98	0.7	150	1.4133

**USAR D = 1 1/2"**

**RAMAL PRINCIPAL DE E6 - E9**

**RAMAL PRINCIPAL DE E6 - E8**

**COLOCAR VÁLVULA DE PASO EN E6**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.132	90.52	2.33	150	0.6780

**USAR D = 1"**

**RAMAL PRINCIPAL DE E8 - CASA 4**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.15	94.86	2.3	150	0.7206

**USAR D = 1"**

$$Qi = \sqrt{0.15 * (n - 1)}$$

$$Q = Qd - Q_{viv} * 1 \text{ viv} = 0.63 - 0.022$$

$$Q = 0.608 \text{ L/S}$$

$$Qi = 0.15 * (1 - 1)^{1/2} = 0$$

Se diseña con Q = 0.63 (siempre se toma el mayor entre Q y Qi)

Para 6 viviendas se necesita un caudal de:  $6 * 0.022 = 0.132$   
De E6 - E8, entra = 0.132 L/s  
Sale =  $0.132 - 0.022 = 0.11$

Se usa Qi en este caso porque es mayor que el caudal que entra

Qi = 0.15 L/s  
Entra un caudal de 0.044 L/s  
Sale: 0.00 porque hay dos casas

**RAMAL PRINCIPAL DE E8 - E9**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.21	77.76	4.36	150	0.6893

**USAR D = 1"**

En este caso también se debe usar Qi por ser el mayor que puede circular en la tubería

$$Q_i = 0.15 \cdot (3-1)^{1/2} = 0.21 \text{ L/s}$$

Entra un caudal de 0.11 L/s  
Sale:  $0.11 - 3 \cdot 0.022 = 0.044 \text{ L/s}$

**RAMAL PRINCIPAL DE E6 - E11**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.476	108.67	4.39	150	1.0061

**USAR D = 1"**

En este tramo, el caudal que entra es el mayor, por lo tanto es el que se utiliza en el cálculo

$$Q_i = 0.15 \cdot (4 - 1)^{1/2} = 0.26 \text{ L/s}$$

Entra  $0.608 - 0.132 = 0.476 \text{ L/s}$   
Sale:  $0.476 - 4 \cdot 0.022 = 0.388 \text{ L/s}$

**RAMAL PRINCIPAL DE E11 - CASA 28**

**COLOCAR VÁLVULA DE PASO EN E11 - E16**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.26	177.39	4.56	150	0.8774

**USAR D = 1"**

Se necesita un caudal de:  $4 \cdot 0.022 = 0.088 \text{ L/s}$ , pero Qi es:

$$Q_i = 0.15 \cdot (4 - 1)^{1/2} = 0.26 \text{ L/s}$$

(Diseñar con Qi)

**RAMAL PRINCIPAL DE E11 - E13**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.3	17.99	0.2	150	1.1004

**USAR D = 1"**

$$A_{E12 \text{ entra}} = 0.388 - 0.088 = 0.30 \text{ L/S}$$

$$Q_i = 0$$

**RAMAL PRINCIPAL DE E12 - CASA 18**

**COLOCAR VÁLVULA DE PASO E12 - E13**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.3	65.36	2.17	150	0.8790

**USAR D = 1"**

$$\text{Se necesita: } 5 \cdot 0.022 = 0.11 \text{ L/S}$$

$$Q_i = 0.15 \cdot (5 - 1)^{1/2} = 0.3 \text{ L/S}$$

Usar Qi para diseñar este tramo

**RAMAL PRINCIPAL DE E12 - CASA 16**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.3	75.76	4.2	150	0.7912

**USAR D = 1"**

**RAMAL PRINCIPAL DE E12 - E15**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.26	133.96	0.9	150	1.1558

**USAR D = 1" o 1 1/2"**

**RAMAL PRINCIPAL DE E15 - CASA 24**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.102	31.43	4.43	150	0.4336

**USAR D = 1/2"**

**RAMAL PRINCIPAL DE E15 - CASA 25**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.102	59.35	6.38	150	0.4584

**USAR D = 1/2"**

**RAMAL PRINCIPAL DE E15 - CASA 27**

Q L/S	L mt	hf mt	C PVC	D plg
0.15	63.89	2.7	150	0.6429

**USAR D = 1"**

Entra un caudal de:  $0.30 - 0.11 = 0.19$  L/S,  
y sale:  $0.19 - 4 \cdot 0.022 = 0.102$  L/S

$$Q_i = 0.15 \cdot (4 - 1)^{1/2} = 0.26 \text{ L/S}$$

Usar  $Q_i$  en el diseño



**PROPUESTA DE TARIFA MENSUAL, AGUA POTABLE PARA ALDEAS TECUSIATE Y TALQUEZAL, MUNICIPIO DE AGUA BLANCA, JUTIAPA**

Para que el proyecto sea auto-sostenible, se necesita que el costo total sea absorbido por los usuarios a lo largo del periodo de diseño.

Evaluando con el Valor Presente Neto, obtendremos el valor de dicha tarifa que será recomendada para las aldeas Tecusiate y Talquezal, del municipio de Agua Blanca, departamento de Jutiapa.

Con los datos:

Tasa de inflación anual: 4%  
 Período de diseño: 20 años

$$VPN = F(P/F, i, n) + I(P/A, i, n) - C(P/A, i, n) - P_o$$

donde:

F: Valor de rescate de maquinaria  
 I: Ingreso anual, que es el dato buscado en este caso (x)  
 C: Gasto anual en operación y mantenimiento  
 Po: Inversión inicial o costo de la obra

y

$$P/F = \frac{1}{(1+i)^n} = \frac{1}{(1+0.04)^{20}}$$

P/F =	0.4564
-------	--------

$$P/A = \frac{(1+i)^n - 1}{i * (1+i)^n} = \frac{(1+0.04)^{20} - 1}{0.04 * (1+0.04)^{20}}$$

P/A =	13.5903
-------	---------

**PARA ALDEA TECUSIATE:**

No. Viviendas:	47
Costo del proyecto:	Q109937.98
Valor de rescate del equipo:	Q1200.
Gasto anual:	
operador	Q12000.
desinfección:	Q9600.
reparaciones:	Q1000.
	Q22600.

Si el proyecto es sostenible, VPN = 0

$$0 = x(13.59) + 1,200(0.4564) - 109,937.98 - 22,600(13.59)$$

x = Q30649.13 anual  
x = Q2554.09 mensual  
tarifa = 2,554.09 / 47 viv

Tarifa recomendada:	Q54.34 mensual
---------------------	----------------

**PARA ALDEA TALQUEZAL:**

No. Viviendas:	28
Costo del proyecto:	Q74560.78
Valor de rescate del equipo:	Q1000.
Gasto anual:	
operador	Q12000.
desinfección:	Q7800.
reparaciones:	<u>Q800.</u>
	Q20600.

Si el proyecto es sostenible, VPN = 0

$$0 = x(13.59) + 1,000(0.4564) - 74,560.78 - 20,600(13.59)$$

x = Q26052.73 anual  
x = Q2171.06 mensual  
tarifa = 2,171.06 / 28 viv

Tarifa recomendada:	Q77.54 mensual
---------------------	----------------

Con el fin de ser equitativos, se recomienda promediar las dos tarifas, lo que daría un total de:

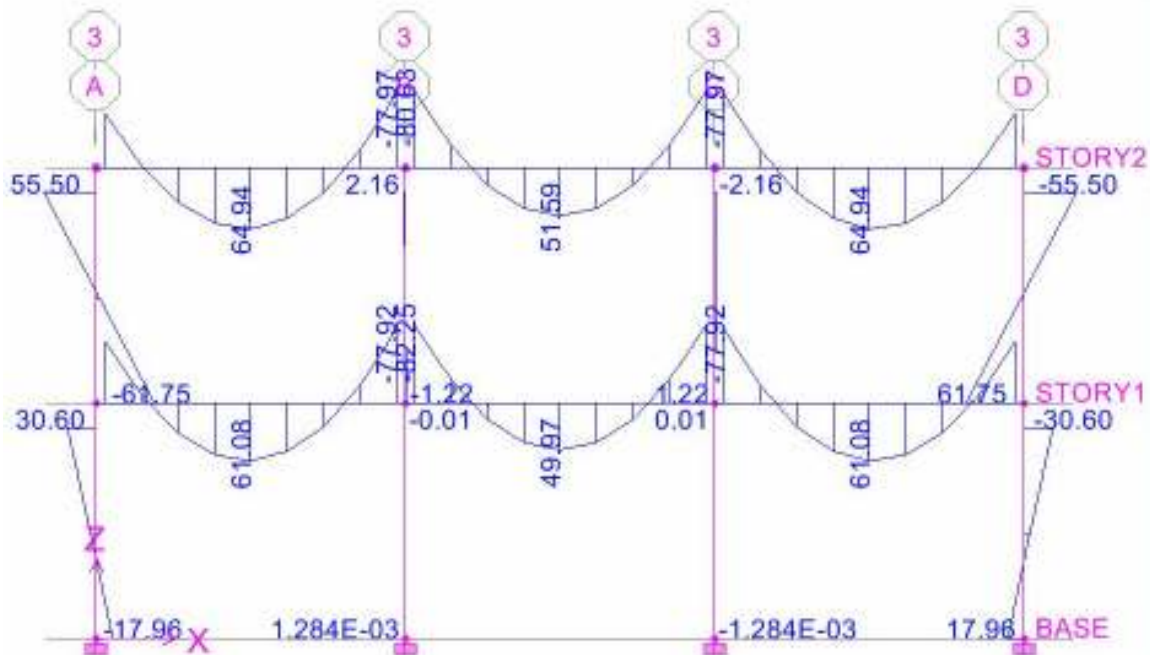
$\frac{2,554.09 + 2,171.06}{47 + 28 \text{ viviendas}}$	Q63.002
---	---------

<b>CONCLUSIÓN: Se recomienda una tarifa mensual de Q.63.00 para cada vivienda de las aldeas Talquezal y Tecusiate, municipio de Agua Blanca, Jutiapa</b>
--

## DIAGRAMAS DE MOMENTOS RESULTANTES DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL PROGRAMA E-TABS

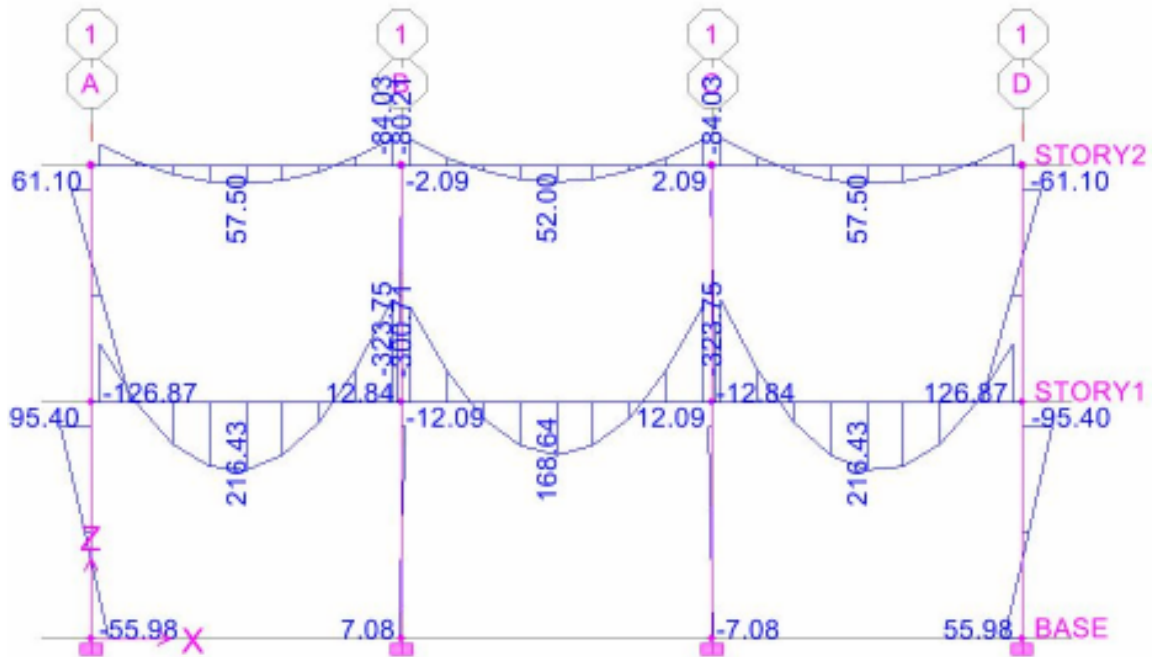
Al realizar el análisis estructural en este programa, se puede ver el diagrama de momentos para cualquier combinación de cargas que se haya definido. Al final del análisis obtendremos diagramas como el que se muestra a continuación, de los que se irá seleccionando las vigas con condiciones más críticas y esas serán las que se diseñarán. Para diseñar las vigas tipo A se utilizó el siguiente diagrama con la viga localizada entre C3 y D3 del segundo nivel. Este diagrama se despliega con detalles mucho más completos en E-Tabs dando clic derecho sobre la viga en análisis.

**Figura 10. Diagrama de momentos para vigas tipo A**



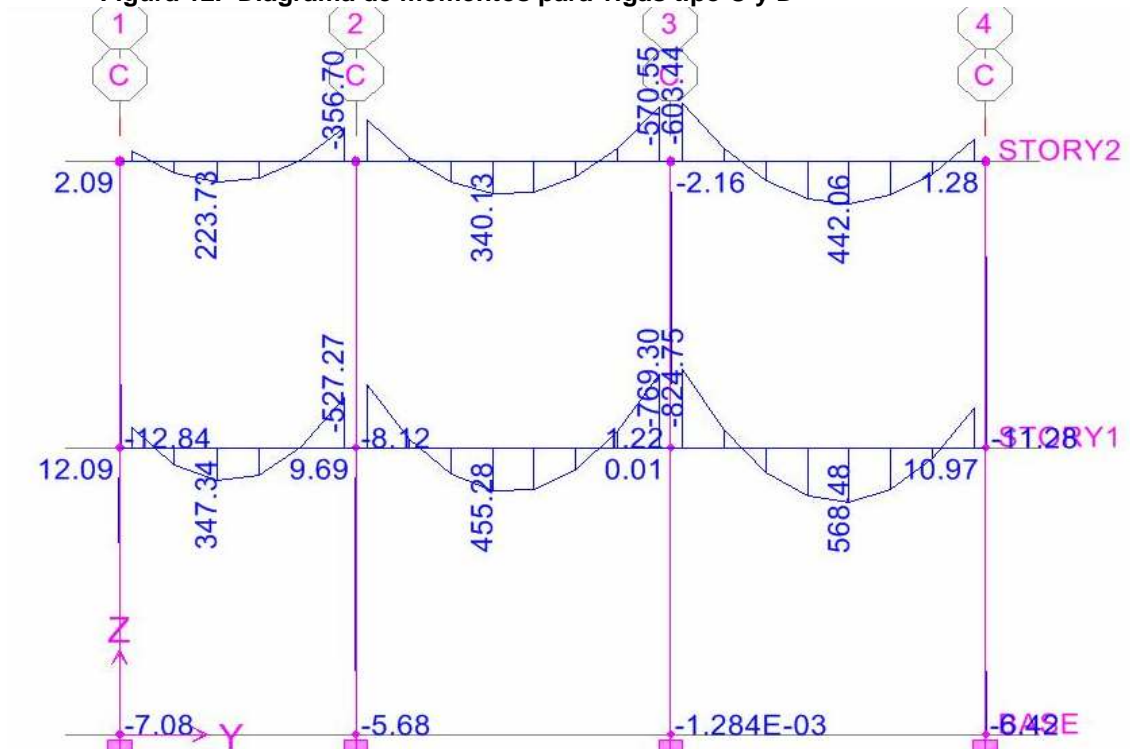
Para diseñar las vigas tipo B se utilizó los resultados de este diagrama, basándose en la viga localizada entre C1 y D1 del primer nivel. Al igual que en el caso anterior, al dar clic derecho sobre esta viga en el programa E-Tabs se despliega un cuadro con todos los detalles de la viga: el diagrama de momentos individual, el diagrama de corte y la curva elástica.

Figura 11. Diagrama de momentos para vigas tipo B



El diseño de las vigas tipo C y D se basó en este diagrama, utilizando las vigas localizadas entre C3 y C4 del segundo nivel (vigas C) y primer nivel (vigas D).

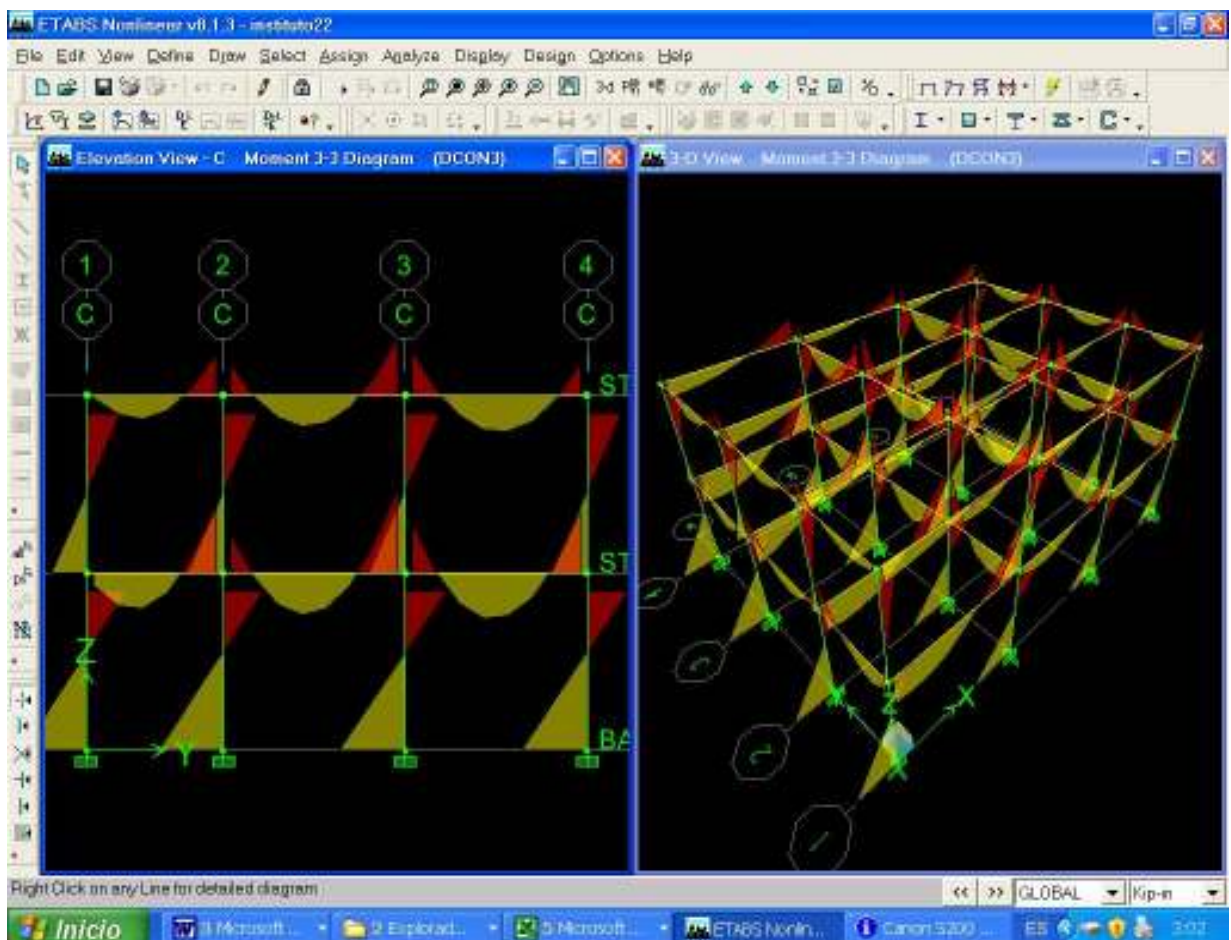
Figura 12. Diagrama de momentos para vigas tipo C y D



## DIAGRAMAS DE MOMENTOS

Al finalizar el análisis buscamos en el menú Display del programa E-Tabs; luego la opción Show Member Forces/Stress Diagram y luego Frame/Pier/Spandrel Forces. Se desplegará un cuadro donde seleccionamos la combinación de cargas y el tipo de diagrama que necesitamos. Deberá aparecer una ventana como esta:

**Figura 13. Diagrama de momentos en E-Tabs**



Los diagramas de corte quedan de la siguiente forma, utilizando las mismas vigas que para el momento:

Figura 14. Diagrama de corte para vigas tipo A

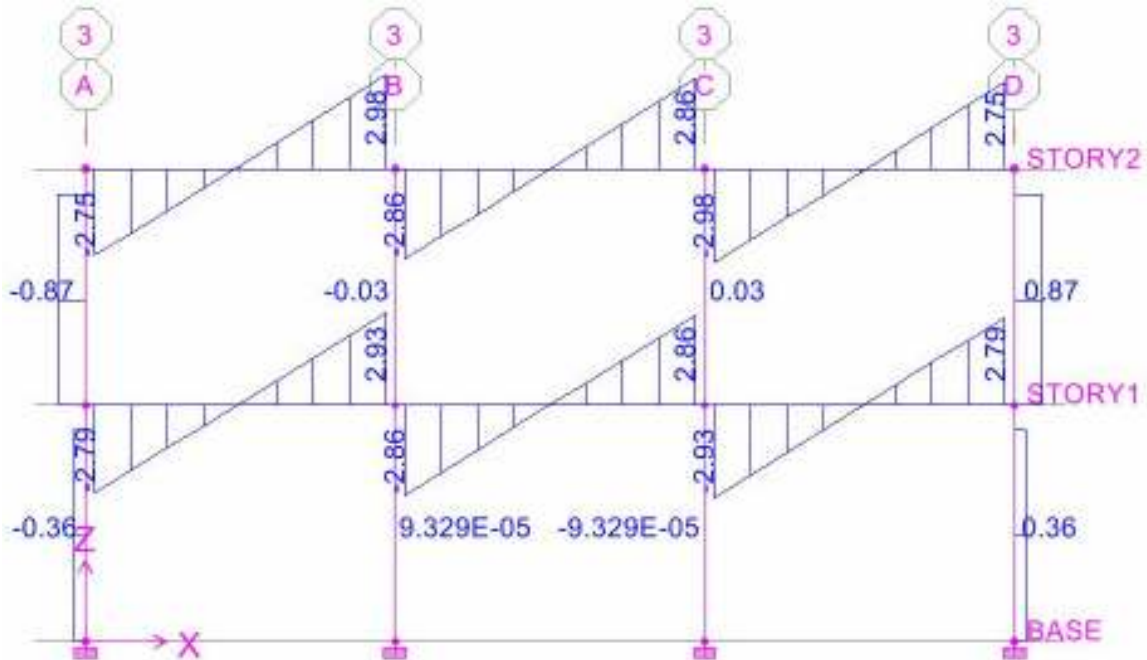


Figura 15. Diagrama de corte para vigas tipo B

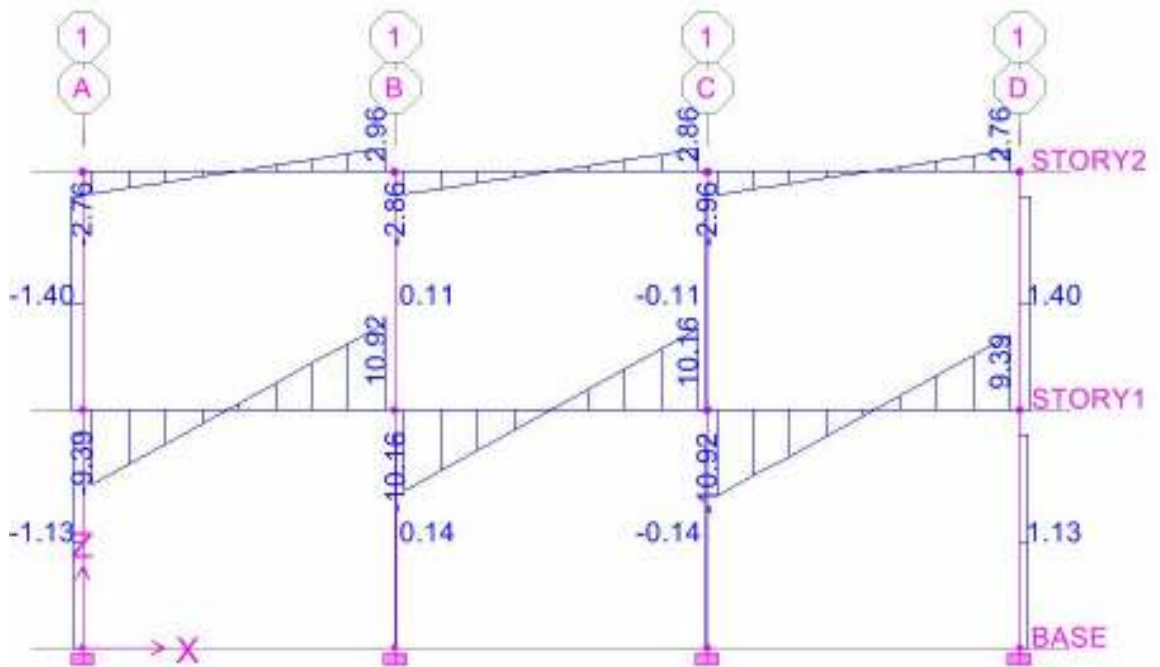
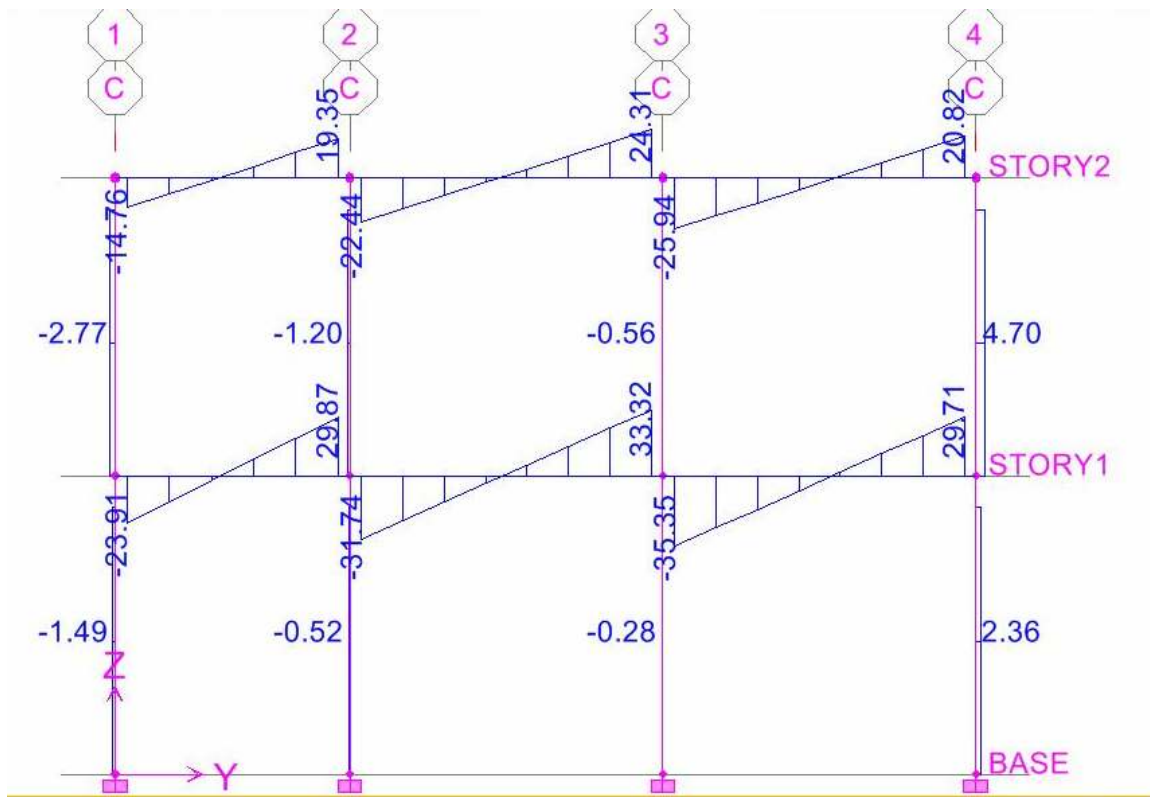


Figura 16. Diagrama de corte para vigas tipo C y D



## Integración de cargas para instituto de dos niveles

Según norma ANSI A58.1-1982 y también tomadas del texto "Diseño de Estructuras de Concreto" de Arthur Nilson:

### Cargas vivas:

Losa del segundo nivel (sin acceso) =  $100 \text{ kg/m}^2 \approx 0.00014 \text{ ksi}$   
Salones de clase:  $40 \text{ lb/pie}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2 \approx 0.00028 \text{ ksi}$   
Pasillos:  $100 \text{ lb/pie}^2 \approx 0.000694 \text{ ksi}$

### Cargas muertas:

Losas de concreto (primer y segundo nivel y pasillos) :  $9 \text{ lb/pie}^2/\text{plg de espesor} \approx 0.00040625 \text{ ksi}$   
Muro de block con agregado ligero de 12":  $55 \text{ lb/pie}^2$   
Sobre vigas de segundo nivel:  $0.011 \text{ kip/plg de espesor}$   
Sobre vigas de primer nivel:  $0.6738 \text{ kip/plg de espesor}$

Sismo: 1.42 kip en cada nudo de los marcos

### Combinación de cargas:

Para calcular el análisis estructural con el programa E-Tabs, se usó la combinación:  
 $1.33\mathbf{M} + 1.275\mathbf{V} + 1.4025\mathbf{S}$ , donde M = carga muerta; V = carga viva; y S = carga de sismo

### Cálculo de la carga sísmica:

El corte basal **V** se calculó mediante el método SEAOC.

#### **V = ZIKCSW**

**Z** = 0.8, daño moderado por sismo

**I** = 1.30, por ser estructura educativa

**K** = 0.67, para marcos dúctiles sin contraventeo

$$C = \frac{1}{15\sqrt{t}} \leq 0.12 \quad t = 0.05 \frac{h}{\sqrt{b}} = 0.05 * \frac{18.4}{\sqrt{26.24}} = 0.1796$$

**h** = altura del edificio en pies; **b** = base del edificio en pies.

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.1796}} = 0.16 > 0.12, \text{ usar } C = 0.12$$

**S** = 1.10, pero debe cumplirse que  $C * S \leq 0.14$  y  $0.12 * 1.10 = 0.132$ , entonces puede usarse **S = 1.10**

**W** = peso total de la estructura en kg, aproximadamente 225,011 kg

$$\mathbf{V} = 0.8 * 1.30 * 0.67 * 0.12 * 1.10 * 225.011 = 20,700 \text{ kg}$$

Según el método SEAOC 74 por ser una planta regular, el corte básico **V** se distribuye uniformemente, llegando a cada nudo de cada marco un valor de **V de 646.88 kg  $\approx$  1.42 kip.**

### PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS:

Vigas de 11.8 pies de largo (141.6 plg):  $h = 8\%(L) = 8\%(141.6) = 11.33$  pulgadas

$$B = h/2 = 11.33/2 = 5.66 \text{ pulgadas}$$

Vigas de 15 pies de largo (180 plg):  $h = 8\%(L) = 8\%(180) = 14.40$  pulgadas

$$B = h/2 = 14.4/2 = 7.20 \text{ pulgadas}$$

Espesor de la losa:

$$t = \frac{P}{180} = \frac{2(16.4 + 26.2)}{3.28 * 180} = 5.5 \text{ pulgadas}$$



Espesor mínimo:  $t_{min} = \frac{l_{mm}}{36} = \frac{5000}{36} = 138.89mm \approx 5.5$  pulgadas (pág. 149 ACI)

Lado menor para una columna: 10 pulgadas.

Conclusión: (se sugieren estas medidas, sin embargo, se deben ajustar al cumplimiento de las condiciones resultantes del cálculo para cada miembro estructural)

Sección de vigas: h = 16 plg ó 40 cm

B = 8 plg ó 20 cm

Sección de columnas: h = 12 plg ó 30 cm

B = 12 plg ó 30 cm

Espesor de losa: t = 6 plg ó 15 cm

### Cálculo para vigas doblemente reforzadas

Datos:

F'c = 4,000 psi

Fy = 60,000 psi

Cálculos:

Cuantía balanceada de acero:

$$\rho_{bal} = 0.85 * \beta * \frac{f'c}{fy} * \frac{87}{87 + fy}, \quad \rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * \frac{4}{60} * \frac{87}{87 + 60} = 0.0285068$$

cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 3 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}, \quad \rho_{min} = 3 * \frac{\sqrt{4000}}{60000} = 0.00333$$

cuantía máxima:

$$\rho_{m\acute{a}x, zis\acute{m}ica} = 0.5 * \rho_{bal} = 0.5 * 0.0285068 = 0.014253$$

#### VIGAS TIPO A

B = 8 plg

D = 13.81 plg

D' = 2.2 plg

Mu1 = 64.15 kip-plg

Cuantía necesaria para momento positivo:

Utilizando:

$$Mu_{pos} = \phi \rho b d^2 f_y \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'c} \right) \rightarrow 64.15 = 0.9 \rho * 8 * 13.81^2 * 60 * \left( 1 - 0.59 \rho * \frac{60}{4} \right)$$

Despejando  $\rho$  se obtienen dos valores, de los cuales se toma el menor:

$\rho_1 = 0.1122$

$\rho_2 = 0.00078$ , pero en este caso el menor no cumple con  $\rho$  mínimo, así que se utiliza  $\rho$  mínimo en el diseño.

El área de acero es entonces:  $A_{s1} = \rho b d = 0.00333 * 8 * 13.81 = 0.3683$  plg<sup>2</sup>

Encontrar "a" y "c":

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c * b} = \frac{0.3683 * 60}{0.85 * 4 * 8} = 0.8125 \text{ plg} \text{ y } c = \frac{a}{0.85} = \frac{0.8125}{0.85} = 0.9559 \text{ plg}$$

Momento que soporta con esta cuantía:

$$M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 0.3683 * 60 \left( 13.81 - \frac{0.8125}{2} \right) = 266.7 \text{ kip} - \text{plg}$$

Refuerzo en el área de momento negativo:

$$M_u = 96.38 \text{ kip-plg}$$

Área de acero requerida:

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{0.9 f_y (d - d')} = \frac{96.38}{0.9 * 60 (13.81 - 2.1875)} = 0.1535 \text{ plg}^2$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b d'} = \frac{0.1535}{8 * 2.2} = 0.001389 \text{ pero } \rho \text{ mínimo} = 0.003333, \text{ usar } \rho \text{ mín para el diseño}$$

Revisar si A's fluye:

$$e's = 0.003 \frac{(c - d')}{c} = 0.003 \frac{(2.2 - 0.9559)}{0.9559} = 0.00386$$

y la deformación de fluencia del acero es:

$$e_s = \frac{f_y}{E_y} = \frac{60}{29,000} = 0.002069, \text{ e's} > e_s, \text{ entonces A's fluye y el valor de f's es de 60 ksi}$$

$$f'_s * A'_s = A_{s2} * f_y \rightarrow A'_s = \frac{A_{s2} * f_y}{f'_s} = \frac{0.3683 * 60}{60} = 0.3683 \text{ plg}^2$$

$$A_{sT} = A_{s1} + A_{s2} = 0.3683 + 0.3683 = 0.7367 \text{ plg}^2$$

REVISIÓN DE LOS CÁLCULOS:

$$C_c = 0.85 f'_c * a * b = 0.85 * 4 * 0.8125 * 8 = 22.10 \text{ kip}$$

$$C'_s = A'_s * f_y = 0.3683 * 60 = 22.10 \text{ kip}$$

$$C_{Total} = C_c + C'_s = 22.10 + 22.10 = 44.20 \text{ kip}$$

$$T = A_{sT} * f_y = 0.7367 * 60 = 44.20 \text{ kip}$$

Compresión = Tensión, los cálculos están correctos.

Revisión de la cuantía total de acero:

$$\rho < 0.5 \rho_{bal} + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = 0.5 * 0.0285068 + 0.0033 \frac{60}{60} = 0.01564 \text{ y la cuantía real es:}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sT}}{b * d} = \frac{0.7367}{8 * 13.81} = 0.006667 \Rightarrow \text{se cumple que } \rho_{real} < \rho_{máx}$$

DISEÑO A CORTE:

Corte a una distancia "d" del rostro del apoyo:  $V_u = 13.93 \text{ kip}$

$$V_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{13.93}{8 * 13.81} = 0.12608 \text{ ksi}$$

Resistencia al corte que aporta el concreto:

$$V_c = 0.85 * \frac{2 * \sqrt{f'_c}}{1000} = 0.85 * \frac{2 * \sqrt{4000}}{1000} = 0.1075 \text{ksi}$$

Espaciamiento de los estribos:

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{13.81}{2} = 6.905 \text{plg}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{4} \text{ si } V_u > 4 * 0.85 \frac{\sqrt{f'_c}}{1000} \text{ pero } V_u < 4 * 0.85 \frac{\sqrt{4000}}{1000} = 0.21503 \text{ksi}$$

Fuerza cortante que debe soportar el acero:

$$V_{su} = V_u - V_c = 0.126086 - 0.107517 = 0.018569 \text{ksi}$$

$$A_v \#3 = 0.22 \text{plg}^2$$

$$\text{Espaciamiento requerido: } S = 0.85 * \frac{A_v * f_y}{b * V_{su}} = 0.85 * \frac{0.22 * 60}{8 * 0.018568} = 75.5 \text{plg}$$

Pero como S máximo es 6.9 plg, dejar los estribos # 3 @ 5 plg ó @ 15 cm.

$$\text{Corte que soporta con } S = 5 \text{ plg: } V_{su} = 0.85 * \frac{A_v * f_y}{b * s} = 0.85 * \frac{0.22 * 60}{8 * 5} = 0.28 \text{ksi}$$

$$V_u = V_c + V_{su} = 0.1075 + 0.2805 = 0.388 \text{ksi}$$

$$V_u * b * d = 0.388 * 8 * 13.81 = 42.87 \text{kip}$$

Conclusión: dejar la sección reforzada en el área de tensión con 2#5 + 1#4 (0.82 plg<sup>2</sup>) y en el área de compresión con 2#4 (0.40 plg<sup>2</sup>), ambos de 60 ksi. Los estribos serán de acero #3 @ 5 plg ó @ 15 cm.

#### VIGAS TIPO B

B = 8 plg  
D = 13.81 plg  
D' = 2.2 plg  
Mu1 = 216.43 kip-plg

Cuantía necesaria para momento positivo:

Utilizando:

$$Mu_{pos} = \phi \rho b d^2 f_y \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \rightarrow 216.43 = 0.9 \rho * 8 * 13.81^2 * 60 * \left( 1 - 0.59 \rho * \frac{60}{4} \right)$$

Despejando  $\rho$  se obtienen dos valores, de los cuales se toma el menor:

$$\rho_1 = 0.1103$$

$\rho_2 = 0.00269$ , pero en este caso el menor no cumple con  $\rho$  mínimo, así que se utiliza  $\rho$  mínimo en el diseño.

$$\text{El área de acero es entonces: } A_{s1} = \rho b d = 0.00333 * 8 * 13.81 = 0.3683 \text{plg}^2$$

Encontrar "a" y "c":

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c * b} = \frac{0.3683 * 60}{0.85 * 4 * 8} = 0.8125 \text{plg} \text{ y } c = \frac{a}{0.85} = \frac{0.8125}{0.85} = 0.9559 \text{plg}$$

Momento que soporta con esta cuantía:

$$M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 0.3683 * 60 \left( 13.81 - \frac{0.8125}{2} \right) = 266.7 \text{kip-plg}$$

Refuerzo en el área de momento negativo:  
 $M_u = 391.26 \text{ kip-plg}$

Área de acero requerida:

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{0.9 f_y (d - d')} = \frac{391.26}{0.9 * 60 (13.81 - 2.1875)} = 0.6233 \text{ plg}^2$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b d'} = \frac{0.6233}{8 * 2.2} = 0.0056$$

Revisar si A's fluye:

$$e'_s = 0.003 \frac{(c - d')}{c} = 0.003 \frac{(2.2 - 0.9559)}{0.9559} = 0.00386$$

y la deformación de fluencia del acero es:

$$e_s = \frac{f_y}{E_y} = \frac{60}{29,000} = 0.002069, \quad e'_s > e_s, \text{ entonces A's fluye y el valor de } f'_s \text{ es de } 60 \text{ ksi}$$

$$f'_s * A'_s = A_{s2} * f_y \rightarrow A'_s = \frac{A_{s2} * f_y}{f'_s} = \frac{0.6233 * 60}{60} = 0.6233 \text{ plg}^2$$

$$A_{sT} = A_{s1} + A_{s2} = 0.6233 + 0.3683 = 0.9916 \text{ plg}^2$$

REVISIÓN DE LOS CÁLCULOS:

$$C_c = 0.85 f'_c * a * b = 0.85 * 4 * 0.8125 * 8 = 22.10 \text{ kip}$$

$$C'_s = A'_s * f_y = 0.6233 * 60 = 37.396 \text{ kip}$$

$$C_{Total} = C_c + C'_s = 22.10 + 37.396 = 59.50 \text{ kip}$$

$$T = A_{sT} * f_y = 0.9916 * 60 = 59.50 \text{ kip}$$

Compresión = Tensión, los cálculos están correctos.

Revisión de la cuantía total de acero:

$$\rho < 0.5 \rho_{bal} + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = 0.5 * 0.0285068 + 0.00564 \frac{60}{60} = 0.01984 \text{ y la cuantía real es:}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sT}}{b * d} = \frac{0.9916}{8 * 13.81} = 0.00897 \Rightarrow \text{se cumple que } \rho_{real} < \rho_{máx}$$

DISEÑO A CORTE:

Corte a una distancia "d" del rostro del apoyo:  $V_u = 10.06 \text{ kip}$

$$V_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{10.06}{8 * 13.81} = 0.09 \text{ ksi}$$

Resistencia al corte que aporta el concreto:

$$V_c = 0.85 * \frac{2 * \sqrt{f'_c}}{1000} = 0.85 * \frac{2 * \sqrt{4000}}{1000} = 0.1075 \text{ ksi}$$

Espaciamiento de los estribos:

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{13.81}{2} = 6.905 \text{ plg}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{4} \text{ si } V_u > 4 * 0.85 \frac{\sqrt{f'_c}}{1000} \text{ pero } V_u < 4 * 0.85 \frac{\sqrt{4000}}{1000} = 0.21503 \text{ksi}$$

Fuerza cortante que debe soportar el acero:

$$V_{su} = V_u - V_c = 0.09 - 0.107517 = -0.01 \text{ksi} \quad \text{Con el concreto es suficiente, sin embargo se pondrán los estribos con S máximo o @ 5 plg.}$$

Conclusión: dejar la sección reforzada en el área de tensión con 2#5 + 2#4 (1.02 plg<sup>2</sup>) y en el área de compresión con 2#4 + 1#5 (0.71 plg<sup>2</sup>), ambos de 60 ksi. Los estribos serán de acero #3 @ 5 plg ó @ 15 cm.

#### VIGAS TIPO C:

$$\begin{aligned} B &= 8 \text{ plg} \\ D &= 13.81 \text{ plg} \\ D' &= 2.2 \text{ plg} \\ Mu_1 &= 441.86 \text{ kip-plg} \end{aligned}$$

Cuantía necesaria para momento positivo:

Utilizando:

$$Mu_{pos} = \phi \rho b d^2 f_y \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \rightarrow 441.86 = 0.9 \rho * 8 * 13.81^2 * 60 * \left( 1 - 0.59 \rho * \frac{60}{4} \right)$$

Despejando  $\rho$  se obtienen dos valores, de los cuales se toma el menor:

$$\begin{aligned} \rho_1 &= 0.107351 \\ \rho_2 &= 0.00564294 \end{aligned}$$

$$\text{El área de acero es entonces: } A_{s1} = \rho b d = 0.00564294 * 8 * 13.81 = 0.6235 \text{ plg}^2$$

Encontrar "a" y "c":

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c * b} = \frac{0.6235 * 60}{0.85 * 4 * 8} = 1.3755 \text{ plg} \text{ y } c = \frac{a}{0.85} = \frac{1.3755}{0.85} = 1.6182 \text{ plg}$$

Momento que soporta con esta cuantía:

$$M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 0.623545 * 60 \left( 13.81 - \frac{1.3755}{2} \right) = 442 \text{kip} - \text{plg}$$

Refuerzo en el área de momento negativo:

$$Mu = 764.84 \text{ kip-plg}$$

Área de acero requerida:

$$A_{s2} = \frac{Mu_2}{0.9 f_y (d - d')} = \frac{764.84}{0.9 * 60 (13.81 - 2.1875)} = 1.2184 \text{ plg}^2$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b d'} = \frac{1.2184}{8 * 2.2} = 0.011026$$

Revisar si A's fluye:

$$e'_s = 0.003 \frac{(c - d')}{c} = 0.003 \frac{(2.2 - 1.6182)}{1.6182} = 0.00105544$$

y la deformación de fluencia del acero es:

$$e_s = \frac{f_y}{E_y} = \frac{60}{29,000} = 0.002069, \text{ e}'_s < e_s, \text{ entonces A's no fluye y el valor de f}'_s \text{ es: } f'_s = 29,000 * e'_s$$

$$f'_s = 29,000 * 0.00105544 = 30.6 \text{ksi}$$

$$f'_s * A'_s = A_{s2} * f_y \rightarrow A'_s = \frac{A_{s2} * f_y}{f'_s} = \frac{1.2184 * 60}{30.6} = 2.3884 \text{ plg}^2$$

$$A_{sT} = A_{s1} + A_{s2} = 0.6235 + 1.2184 = 1.841928 \text{ plg}^2$$

#### REVISIÓN DE LOS CÁLCULOS:

$$C_c = 0.85 f'_c * a * b = 0.85 * 4 * 1.2054 * 8 = 37.41 \text{ kip}$$

$$C'_s = A'_s * f_y = 2.3884 * 30.6 = 73.10 \text{ kip}$$

$$C_{Total} = C_c + C'_s = 37.41 + 73.10 = 110.52 \text{ kip}$$

$$T = A_{sT} * f_y = 1.84193 * 60 = 110.52 \text{ kip}$$

Compresión = Tensión, los cálculos están correctos.

Revisión de la cuantía total de acero:

$$\rho < 0.5 \rho_{bal} + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = 0.5 * 0.0285068 + 0.01103 \frac{30.6}{60} = 0.01988 \text{ y la cuantía real es:}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sT}}{b * d} = \frac{1.8419}{8 * 13.81} = 0.01667 \Rightarrow \text{se cumple que } \rho_{real} < \rho_{máx}$$

#### DISEÑO A CORTE:

Corte a una distancia "d" del rostro del apoyo:  $V_u = 23.44 \text{ kip}$

$$V_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{23.44}{8 * 13.81} = 0.2122 \text{ ksi}$$

Resistencia al corte que aporta el concreto:

$$V_c = 0.85 * \frac{2 * \sqrt{f'_c}}{1000} = 0.85 * \frac{2 * \sqrt{4000}}{1000} = 0.1075 \text{ ksi}$$

Espaciamiento de los estribos:

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{13.81}{2} = 6.905 \text{ plg}$$

$$S_{max} = \frac{d}{4} \text{ si } V_u > 4 * 0.85 \frac{\sqrt{f'_c}}{1000} \text{ pero } V_u < 4 * 0.85 \frac{\sqrt{4000}}{1000} = 0.21503 \text{ ksi}$$

Fuerza cortante que debe soportar el acero:

$$V_{su} = V_u - V_c = 0.2122 - 0.107517 = 0.10465 \text{ ksi}$$

$$A_v \#3 = 0.22 \text{ plg}^2$$

$$\text{Espaciamiento requerido: } S = 0.85 * \frac{A_v * f_y}{b * V_{su}} = 0.85 * \frac{0.22 * 60}{8 * 0.104648} = 13.4 \text{ plg}$$

Pero como S máximo es 6.9 plg, dejar los estribos #3 @ 5 plg ó @ 15 cm.

$$\text{Corte que soporta con } S = 5 \text{ plg: } V_{su} = 0.85 * \frac{A_v * f_y}{b * s} = 0.85 * \frac{0.22 * 60}{8 * 5} = 0.28 \text{ ksi}$$

$$V_u = V_c + V_{su} = 0.1075 + 0.2805 = 0.388 \text{ ksi}$$

$$V_u * b * d = 0.388 * 8 * 13.81 = 42.87 \text{ kip}$$

Conclusión: dejar la sección reforzada en el área de tensión con 5#6 (2.2 plg<sup>2</sup>) y en el área de compresión con 2#4 + 2#9 (2.40 plg<sup>2</sup>), ambos de 60 ksi. Los estribos serán de acero #3 @ 5 plg ó @ 15 cm.

VIGAS TIPO D:

B = 10 plg  
D = 15.325 plg  
D' = 2.2 plg  
Mu1 = 568.16 kip-plg

Cuantía necesaria para momento positivo:  
Utilizando:

$$Mu_{pos} = \phi \rho b d^2 f_y \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \rightarrow 568.16 = 0.9 \rho * 10 * 15.325^2 * 60 * \left( 1 - 0.59 \rho * \frac{60}{4} \right)$$

Despejando  $\rho$  se obtienen dos valores, de los cuales se toma el menor:  
 $\rho_1 = 0.10832$   
 $\rho_2 = 0.00467$

El área de acero es entonces:  $A_{s1} = \rho b d = 0.00467 * 10 * 15.325 = 0.7162 \text{ plg}^2$

Encontrar "a" y "c":

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c * b} = \frac{0.7162 * 60}{0.85 * 4 * 10} = 1.26384 \text{ plg} \text{ y } c = \frac{a}{0.85} = \frac{1.26384}{0.85} = 1.4869 \text{ plg}$$

Momento que soporta con esta cuantía:

$$M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 * 0.7162 * 60 \left( 15.325 - \frac{1.2638}{2} \right) = 568.3 \text{ kip-plg}$$

Refuerzo en el área de momento negativo:  
Mu = 1044.88 kip-plg

Área de acero requerida:

$$A_{s2} = \frac{M_{u2}}{0.9 f_y (d - d')} = \frac{1044.88}{0.9 * 60 (15.32 - 2.1875)} = 1.4728 \text{ plg}^2$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b d'} = \frac{1.4728}{10 * 2.2} = 0.0096$$

Revisar si A's fluye:

$$e'_s = 0.003 \frac{(c - d')}{c} = 0.003 \frac{(2.2 - 1.486872)}{1.486872} = 0.001414$$

y la deformación de fluencia del acero es:

$$e_s = \frac{f_y}{E_y} = \frac{60}{29,000} = 0.002069, \text{ e}'_s < e_s, \text{ entonces A's no fluye y el valor de f}'_s \text{ es: } f'_s = 29,000 * e'_s$$

$$f'_s = 29,000 * 0.0014136 = 41.0 \text{ ksi}$$

$$f'_s * A'_s = A_{s2} * f_y \rightarrow A'_s = \frac{A_{s2} * f_y}{f'_s} = \frac{1.472854 * 60}{41.0} = 2.15565 \text{ plg}^2$$

$$A_{sT} = A_{s1} + A_{s2} = 0.7162 + 1.4728 = 2.189 \text{ plg}^2$$

### REVISIÓN DE LOS CÁLCULOS:

$$C_c = 0.85 f'_c * a * b = 0.85 * 4 * 1.26384 * 10 = 42.97 \text{kip}$$

$$C'_s = A'_s * f_y = 2.15565 * 41.0 = 88.37 \text{kip}$$

$$C_{Total} = C_c + C'_s = 42.97 + 88.37 = 131.34 \text{kip}$$

$$T = A_{sT} * f_y = 2.1890 * 60 = 131.34 \text{kip}$$

Compresión = Tensión, los cálculos están correctos.

Revisión de la cuantía total de acero:

$$\rho < 0.5 \rho_{bal} + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = 0.5 * 0.0285068 + 0.0096108 \frac{41}{60} = 0.0208 \text{ y la cuantía real es:}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sT}}{b * d} = \frac{2.189}{10 * 15.325} = 0.014284 \Rightarrow \text{se cumple que } \rho_{real} < \rho_{m\acute{a}x}$$

### DISEÑO A CORTE:

Corte a una distancia "d" del rostro del apoyo:  $V_u = 31.18 \text{ kip}$

$$V_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{31.18}{10 * 15.32} = 0.2035 \text{ksi}$$

Resistencia al corte que aporta el concreto:

$$V_c = 0.85 * \frac{2 * \sqrt{f'_c}}{1000} = 0.85 * \frac{2 * \sqrt{4000}}{1000} = 0.1075 \text{ksi}$$

Espaciamiento de los estribos:

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{15.32}{2} = 7.66 \text{plg}$$

$$S_{max} = \frac{d}{4} \text{ si } V_u > 4 * 0.85 \frac{\sqrt{f'_c}}{1000} \text{ pero } V_u < 4 * 0.85 \frac{\sqrt{4000}}{1000} = 0.21503 \text{ksi}$$

Fuerza cortante que debe soportar el acero:

$$V_{su} = V_u - V_c = 0.203525 - 0.107517 = 0.0960074 \text{ksi}$$

$$A_v \#3 = 0.22 \text{plg}^2$$

$$\text{Espaciamiento requerido: } S = 0.85 * \frac{A_v * f_y}{b * V_{su}} = 0.85 * \frac{0.22 * 60}{10 * 0.0960074} = 11.69 \text{plg}$$

Pero como S máximo es 7.66 plg, dejar los estribos # 3 @ 5 plg ó @ 15 cm.

$$\text{Corte que soporta con } S = 5 \text{ plg: } V_{su} = 0.85 * \frac{A_v * f_y}{b * S} = 0.85 * \frac{0.22 * 60}{10 * 5} = 0.2244 \text{ksi}$$

$$V_u = V_c + V_{su} = 0.1075 + 0.2244 = 0.3319 \text{ksi}$$

$$V_u * b * d = 0.3319 * 10 * 15.32 = 50.85 \text{kip}$$

Conclusión: dejar la sección reforzada en el área de tensión con 5#6 (2.2 plg<sup>2</sup>) y en el área de compresión con 2#4 + 3#6 (2.77 plg<sup>2</sup>), ambos de 60 ksi. Los estribos serán de acero #3 @ 5 plg ó @ 15 cm.

### DISEÑO DE COLUMNAS ESBELTAS:

#### DATOS:

$F'_c = 4 \text{ ksi}$

$F_y = 60 \text{ ksi}$

$\Phi$  agregado grueso =  $\frac{3}{4}$ "



B = 12 plg  
 H = 12 plg  
 K = 1, para marcos no riostrados  
 Lu = 134 plg (longitud no soportada)  
 Mu = 726.47 kip – plg  
 Pn = 65.30 kip  
 Pu = 45.71 kip  
 Xc = 8 plg, distancia entre las barras de lados opuestos  
 δ = 1, factor de amplificación de momentos (ver tabla)

Comprobar que sea columna esbelta:

$\frac{k * l_u}{r} = \frac{k * l_u}{0.3h} \leq 22 \rightarrow \frac{1 * 134}{0.3 * 12} = 37.22 > 22$  se trata de una columna esbelta, por lo que se calcula de la forma siguiente:

$$\gamma = \frac{X_c}{h} = \frac{8}{12} = 0.66667$$

$$e = \frac{M_u}{P_n} = \frac{726.47}{65.30} = 11.12 \text{ plg}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{11.125}{12} = 0.927$$

$$\frac{\phi P_n * e}{A_g * h} = \frac{0.7 * 65.30 * 11.125}{12 * 12 * 12} = 0.2943$$

Consultando los diagramas de interacción de columnas rectangulares con estribos (ver gráficas), se obtienen los datos:

F'c = 4 ksi	F'c = 4 ksi
Fy = 60 ksi	Fy = 60 ksi
γ1 = 0.60	γ3 = 0.75
e/h = 0.927	e/h = 0.927

$$\frac{\phi P_n * e}{A_g * h} = 0.2943$$

Del diagrama de iteración se obtiene:

ρ1 = 0.015                      ρ3 = 0.012

Interpolando se encuentra ρ2:

$$\rho_2 = \frac{(\rho_3 - \rho_1)(\gamma_2 - \gamma_1)}{\gamma_3 - \gamma_1} + \rho_1 = \frac{(0.012 - 0.015)(0.67 - 0.60)}{0.75 - 0.60} + 0.015 = 0.0176$$

$$A_s = \rho b d = 0.0176 * 12 * 12 = 2.53 \text{ plg}^2$$

Pueden usarse 8#6, y la cuantía sería:  $\rho = \frac{3.52}{144} = 2.4\% (ok)$ , y así se cumple con el espaciamiento máximo y mínimo entre las barras de refuerzo.

Espaciamiento de estribos: El menor entre:

- ⊕ Máx = 6 pulgadas
- ⊕ 16 veces el diámetro de la barra de refuerzo = 16 \* φ#6 = 16 \* 0.75 = 12 pulgadas
- ⊕ 48 veces el diámetro del estribo = 48 \* φ#3 = 48 \* 0.375 = 18 pulgadas
- ⊕ Lado menor de la sección de la columna = 12 pulgadas

Usar el espaciamiento máximo de 6 pulgadas ó 15 centímetros entre cada estribo.

Espaciamiento entre barras longitudinales de refuerzo: el que cumpla las condiciones:

- ⊕ Máximo = 6 pulgadas



Momentos positivos lado largo (cargas viva y muerta):

$$M_{b+CV} = C_b W_V l_b^2 = 0.017 * 28.8 * 15^2 = 110.16 lb - pie = 1,322 \text{ lb-plg}$$

$$M_{b+CM} = C_b W_M l_b^2 = 0.011 * 86.4 * 15^2 = 213.84 lb - pie = 2,566 \text{ lb-plg}$$

$$M_{u+TOTAL} = 3,888 \text{ lb-plg}$$

Diseño en la dirección corta:

$$\text{Área de momento positivo: } \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{5727}{0.9 * 12 * 5.5^2} = 17.53$$

Buscando en el diagrama se obtiene  $\rho = 0.001$

Cuantía balanceada de acero:

$$\rho_{bal} = 0.85 * \beta * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{87}{87 + f_y}, \quad \rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * \frac{4}{60} * \frac{87}{87 + 60} = 0.0285068$$

cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 3 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}, \quad \rho_{min} = 3 * \frac{\sqrt{4000}}{60000} = 0.00333$$

cuantía máxima:

$$\rho_{m\acute{a}x, zis\acute{m}ica} = 0.5 * \rho_{bal} = 0.5 * 0.0285068 = 0.014253$$

$\rho = 0.001$  no cumple con  $\rho$  mínimo, usar la cuantía mínima para el diseño, o sea  $\rho = 0.00333$

$As = \rho b d = 0.00333 * 12 * 5.5 = 0.22 \text{ plg}^2/\text{pie de ancho}$

$$\text{Área de momento negativo: } \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{12,512}{0.9 * 12 * 5.5^2} = 38.30 \text{ Buscando en el diagrama se obtiene } \rho =$$

0.001

$\rho = 0.001$  no cumple con  $\rho$  mínimo, usar la cuantía mínima para el diseño, o sea  $\rho = 0.00333$

$As = \rho b d = 0.00333 * 12 * 5.5 = 0.22 \text{ plg}^2/\text{pie de ancho}$

Diseño en la dirección larga:  $d = 4.5$  pulgadas para colocar el acero por encima del acero de la dirección corta

$$\text{Área de momento positivo: } \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3888}{0.9 * 12 * 4.5^2} = 17.78 \text{ Buscando en el diagrama se obtiene } \rho =$$

0.001

$\rho = 0.001$  no cumple con  $\rho$  mínimo, usar la cuantía mínima para el diseño, o sea  $\rho = 0.00333$

$As = \rho b d = 0.00333 * 12 * 5.5 = 0.22 \text{ plg}^2/\text{pie de ancho}$

$$\text{Área de momento negativo: } \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{5197}{0.9 * 12 * 4.5^2} = 15.91 \text{ Buscando en el diagrama se obtiene } \rho =$$

0.001

$\rho = 0.001$  no cumple con  $\rho$  mínimo, usar la cuantía mínima para el diseño, o sea  $\rho = 0.00333$

$As = \rho b d = 0.00333 * 12 * 5.5 = 0.22 \text{ plg}^2/\text{pie de ancho}$

Espaciamiento máximo de las varillas :  $2 * t = 2 * 6 = 12$  pulgadas.

Conclusión: dejar en la dirección corta varillas #4@10" ó 25 cm, con un recubrimiento de 1", tanto en el área negativa como positiva (ver planos).

Para el lado largo, dejar tanto en el área de momento positivo como negativo varillas #4@12" ó 30 cm, con recubrimiento de 1".

Para una losa con lados continuos y discontinuos a la vez, el procedimiento de cálculo es el mismo, solamente que el valor del momento negativo en el borde o bordes discontinuos es 1/3 del valor de momento positivo en esa dirección. (ver texto "Diseño de Estructuras de Concreto" de Arthur Nilson, 11ava. Edición, página 372).

#### DISEÑO DE CIMIENTOS: ZAPATAS CUADRADAS

Se han diseñado zapatas cuadradas por: a) su sencillez y su costo más bajo que los otros tipos de cimiento; b) porque el espacio lo permite.

#### DATOS:

$P_n = 139.56 \text{ kip}$

$M_{u1} = 0.0575 \text{ kip-pie}$  (del análisis estructural)

$M_{u2} = 0.0575 \text{ kip-pie}$

$D_f = 5.58 \text{ pies}$  (profundidad del cimiento)

y concreto =  $0.15 \text{ kip/pie}^3$

$f'_c = 4 \text{ ksi}$

$F_y = 60 \text{ ksi}$

$B_{\text{cim}} = 1 \text{ pie}$

Peralte "d" = 10 pulgadas

Del estudio del suelo:

Valor soporte  $V_s = 7.22 \text{ kip/pie}^2$

y suelo =  $0.12 \text{ kip/pie}^3$

y promedio concreto-suelo =  $0.15 \text{ kip/pie}^3$

Área de la zapata:  $A_z$  debe basarse en la longitud de desarrollo de las barras de acero de la columna, o sea, la zapata debe ser capaz de cubrir estas longitudes de las barras y darles un recubrimiento apropiado. Para este caso se ha adoptado un área de zapata  $A_z = 7' \times 7' = 49 \text{ pies}^2$ .

Área de falla:  $A_f = 1.83'^2 = 3.355 \text{ pies}^2$

Perímetro de falla:  $P_f = 4 * 1.83' = 7.33 \text{ pies}$

P al fondo del cimiento:  $P_{cg} = P_n + D_f * \gamma_{\text{conc-suelo}} * A_z = 139.56 + 5.58 * 0.15 * 49 = 180.57 \text{ kip}$

Carga efectiva:  $Q_e = V_s - \gamma_{\text{suelo}} * D_f = 7.22 - 0.12 * 5.58 = 6.55 \text{ kip/pie}^2$

Carga última de diseño:  $Q_{u-dis} = \frac{1.5P_n}{A_z} = \frac{1.5 * 139.56}{49} = 4.27 \text{ kip/pie/pie}$

Excentricidad de la carga:  $e = \frac{M_{u1}}{P_{cg}} = \frac{0.0575}{180.573} = 0.000318 \text{ pies}$

$\frac{B}{6} = \frac{1}{6} = 0.166667 \text{ pies}$  y si  $e > B/6$ , usar  $q_{m\acute{a}x} = \frac{4P_{cg}}{3B(B-2e)} \text{ kip/pie}^2$  y  $q_{dis} = q_{m\acute{a}x} * FCU$  donde

FCU es el factor de carga última, usualmente igual a 1.5, y siempre debe cumplirse que  $q_{m\acute{a}x} < V_s$

pero si  $e < B/6$ ,  $P_n = \frac{-P_n}{A_z} + \frac{M_{u1}}{S}$  y  $S = \frac{1}{6} B^3$  entonces  $P_n = \frac{-P_n}{A_z} \pm \frac{6M_{u1}}{B^3} \pm \frac{6M_{u2}}{B^3}$  tomando el mayor valor.

$P_{n1} = \frac{-P_n}{A_z} + \frac{6M_{u1}}{B^3} + \frac{6M_{u2}}{B^3} = \frac{-139.56}{49} + \frac{6 * 0.0575}{1^3} + \frac{6 * 0.0575}{1^3} = -2.1582 \text{ kip/pie}^2$

$$P_{n2} = \frac{-P_n}{A_z} + \frac{6M_{u1}}{B^3} - \frac{6M_{u2}}{B^3} = \frac{-139.56}{49} + \frac{6 * 0.0575}{1^3} - \frac{6 * 0.0575}{1^3} = -2.8482 \text{kip} / \text{pie}^2$$

$$P_{n3} = \frac{-P_n}{A_z} - \frac{6M_{u1}}{B^3} + \frac{6M_{u2}}{B^3} = \frac{-139.56}{49} - \frac{6 * 0.0575}{1^3} + \frac{6 * 0.0575}{1^3} = -2.8482 \text{kip} / \text{pie}^2$$

$$P_{n4} = \frac{-P_n}{A_z} - \frac{6M_{u1}}{B^3} - \frac{6M_{u2}}{B^3} = \frac{-139.56}{49} - \frac{6 * 0.0575}{1^3} - \frac{6 * 0.0575}{1^3} = -3.5382 \text{kip} / \text{pie}^2 \text{ (usar este)}$$

Como se puede observar, todos los valores de  $P_n$  son negativos y esto significa que no hay tensión en el fondo del cimientó; por lo tanto, el diseño es correcto hasta el este punto, ya que en el cimientó solo puede haber compresión.

DISEÑO POR CORTE SIMPLE: Cuando hay momentos y  $e < B/6$ , se diseña así:

$$\text{Corte actuante: } V_{act-a^n d^n} = P_{n4} * (L_v - d) = 3.5382 * 2.17 = 7.678 \text{kip}$$

$$\text{Corte resistente: } V_r = 0.85 * 2\sqrt{f'_c} * B * d = 0.85 * 2\sqrt{4,000} * 1 * \frac{12 * 10}{1000} = 12.90 \text{kip}$$

*Conclusión:* Este peralte de 10" resiste satisfactoriamente las cargas por corte simple.

DISEÑO POR PUNZONAMIENTO:

$$\text{Corte actuante por punzonamiento: } V_{act-punz} = P_{n4} * A_{falla} = 3.5382 * 3.355 = 11.89 \text{kip}$$

Corte resistente por punzonamiento:

$$V_{res-punz} = 0.85 * 4\sqrt{f'_c} * P_{falla} * d = 0.85 * 4\sqrt{4,000} * 88 * \frac{10}{1,000} = 189.23 \text{kip}$$

$V_r \gg V_{act}$ , el diseño resiste el corte por punzonamiento.

DISEÑO A FLEXIÓN:

$$\text{Momento de diseño: } M_{dis} = \frac{P_{n4} * L_v^2}{2} = \frac{3.54 * 3^2}{2} = 15.93 \text{kip} - \text{pie}$$

$L_v$  = longitud del voladizo en pies

$$\text{Con } A_s = \frac{M_{dis}}{\phi * f_y \left( d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b} \right)} = \frac{15.93}{0.85 * 60 \left( 10 - \frac{A_s * 60}{2 * 0.85 * 4 * 1} \right)}$$

Obtenemos una ecuación cuadrática y despejando  $A_s$  nos quedan dos valores, de los cuales se toma el menor:

$$A_s = 13.21 \text{pl}^2 \text{y} : 0.3858 \text{pl}^2 \text{ por pie de ancho}$$

$$A_{s-min} = \frac{200}{f_y} * B * d = \frac{200}{60,000} * 1 * 12 * 10 = 0.4 \text{plg}^2 \text{ por pie de ancho}$$

Entonces debe usarse  $A_s$  mínimo de 0.4 plg<sup>2</sup> por pie de ancho.

Si  $t_{TOTAL}$  del cimientó = **d + recubrimiento**,  $t = 10'' + 2'' = 12''$

As por temperatura:  $A_{s-temp} = 0.002t * B = 0.002 * 12'' * 12'' = 0.288 \text{pl}^2$  por pie de ancho

Dejar varillas #5 @ 6 pulgadas ó 15 centímetros, en ambos sentidos.

### Cálculo del Valor Soporte del suelo

$$\text{Carga de hundimiento } q_h = C * N_c * d_c * S_c + q_o * N_q * d_q * S_q + \frac{1}{2} \gamma * B * N_\gamma * d_\gamma * S_\gamma$$

Datos del suelo:

$$\gamma = 1.90 \text{ gr/cm}^3 = 0.12 \text{ kip/pie}^3$$

$$\phi = 18^\circ$$

$$c = 0.31 \text{ kg/cm}^2 = 0.63 \text{ kip/pie}^2$$

$$B = 7'$$

$$D_f = 5.6'$$

$$\gamma_{s-c} = 0.15 \text{ kip/pie}^3 \text{ promedio de peso específico entre suelo y concreto}$$

Datos obtenidos en las tablas: factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi:

$$N_c = 13.10$$

$$N_q = 5.26$$

$$N_\gamma = 4.07$$

$$S_c = 1 + 0.2 * B/L * \tan^2(45 + \phi/2) = 1.38$$

$$S_\gamma = 1 + 0.1 * B/L * \tan^2(45 + \phi/2) = 1.19 = S_q$$

$$d_c = 1 + 0.2 * D_f/B * \tan^2(45 + \phi/2) = 1.22$$

$$d_q = 1 + 0.1 * D_f/B * \tan^2(45 + \phi/2) = 1.11 = d_\gamma$$

$$q_o = \gamma_{s-c} * D_f = 0.15 * 5.6 = 0.71 \text{ kip/pie}^2$$

$$q_h = 0.63 \text{ kip/pie}^2 * 13.10 * 1.22 * 1.38 + 0.71 \text{ kip/pie}^2 * 5.26 * 1.11 * 1.19 + \frac{1}{2} * 0.15 \text{ kip/pie}^3 * 7 \text{ pies} * 4.07 * 1.11 * 1.19 = \mathbf{21.65 \text{ kip/pie}^2}$$

$$q_h = \mathbf{21.65 \text{ kip/pie}^2}$$

$$q_{adm} = \frac{q_h}{F_s} = \frac{21.65}{3} = 7.22 \text{ kip/pie}^2$$

**Valor soporte admisible del suelo: 7.22 kip/pie<sup>2</sup>**

Tabla VIII. Presupuesto para proyecto de Tecusiate

CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES Y PRESUPUESTO					
INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE, ALDEA TECUSIATE, MUNICIPIO DE AGUA BLANCA, JUTIAPA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	DESPERDICIO	TOTAL
<b>LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN</b>					
TUBO PVC 4" 160 PSI, 20'	52.0	Unidades	Q484.50		Q25194.00
LLAVES DE PASO 1"	2.0	Unidades	Q48.00		Q96.00
LLAVES DE PASO 1 1/2 "	2.0	Unidades	Q108.60		Q217.20
CODO 45° 1 1/2"	1.0	Unidades	Q14.00		Q14.00
BOMBA DE 6 Hp	1.0	Unidades	Q6000.00		Q6000.00
TUBO PVC 1 1/2" 160 PSI, 20'	271.0	Unidades	Q84.25		Q22831.75
TUBO PVC 1" 160 PSI, 20'	38.0	Unidades	Q47.20		Q1793.60
TUBO PVC 1/2" 315 PSI, 20'	7.0	Unidades	Q30.40		Q212.80
<b>TANQUES DE CAPTACIÓN, DESINFECCIÓN Y DISTRIBUCIÓN</b>					
CEMENTO	133.9	sacos	Q42.00	13.4	Q6186.41
ARENA DE RÍO	5.7	m3	Q140.00	0.6	Q875.95
PIEDRIN	7.6	m3	Q170.00	0.8	Q1418.21
VARILLAS #3, 60 Ksi	16.0	quintal	Q160.00	1.6	Q2816.00
ALAMBRE DE AMARRE, 3.8 mm	98.0	libras	Q4.00	9.8	Q431.20
TANQUE DE DESINFECCIÓN, 500 L	1.0	Unidades	Q4000.00		Q4000.00
<b>MANO DE OBRA Y OTROS</b>					
OBREROS, POR 3 MESES	5.0	personas	Q6000.00		Q30000.00
ALQUILER DE MAQUINARIA	1.0	global	Q1400.00		Q1400.00
ALQUILER DE MADERA FORMALETA, 1 MES	1.0	global	Q1250.00		Q1250.00
<b>SUMA</b>					Q104737.12
IMPREVISTOS 5%	1.0	global	Q5236.86		Q5236.86
<b>COSTO TOTAL DE LA OBRA</b>					<b>Q109973.98</b>

Tabla IX. Presupuesto para proyecto de Talquezal

CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES Y PRESUPUESTO						
INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE, ALDEA TALQUEZAL, MUNICIPIO DE AGUA BLANCA, JUTIAPA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	DESPERDICIO	TOTAL	
<b>LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN</b>						
TUBO PVC 3" 160 PSI, 20'	30.0	Unidades	Q298.00		Q8940.00	
LLAVES DE PASO 1"	2.0	Unidades	Q48.00		Q96.00	
LLAVES DE PASO 1 1/2 "	1.0	Unidades	Q108.60		Q108.60	
TEE JUNTA RAPIDA 2"	5.0	Unidades	Q562.00		Q2810.00	
CODO 45° 1 1/2"	1.0	Unidades	Q167.00		Q167.00	
BOMBA DE 3 Hp	1.0	Unidades	Q4200.00		Q4200.00	
TUBO PVC 1 1/2" 160 PSI, 20'	32.0	Unidades	Q84.25		Q2696.00	
TUBO PVC 1" 160 PSI, 20'	165.0	Unidades	Q47.20		Q7788.00	
TUBO PVC 1/2" 315 PSI, 20'	16.0	Unidades	Q30.40		Q486.40	
TUBO HG 4"	1.0	Unidades	560		Q560.00	
<b>TANQUES DE CAPTACIÓN, DESINFECCIÓN Y DISTRIBUCIÓN</b>						
CEMENTO	77.4	sacos	Q42.00	7.7	Q3576.11	
ARENA DE RÍO	3.3	m3	Q140.00	0.3	Q506.35	
PIEDRÍN	4.4	m3	Q170.00	0.4	Q819.81	
VARILLAS #3, 60 Ksi	7.4	quintal	Q160.00	0.7	Q1302.40	
ALAMBRE DE AMARRE, 3.8 mm	69.0	libras	Q4.00	6.9	Q303.60	
TANQUE DE DESINFECCIÓN, 500 L	1.0	Unidades	Q4000.00		Q4000.00	
<b>MANO DE OBRA Y OTROS</b>						
OBREROS, POR 3 MESES	5.0	personas	Q6000.00		Q30000.00	
ALQUILER DE MAQUINARIA	1.0	global	Q1400.00		Q1400.00	
ALQUILER DE MADERA FORMALETA, 1 MES	1.0	global	Q1250.00		Q1250.00	
<b>SUMA</b>					Q71010.27	
IMPREVISTOS 5%	1.0	global	Q3550.51		Q3550.51	
<b>COSTO TOTAL DE LA OBRA</b>					<b>Q74560.78</b>	



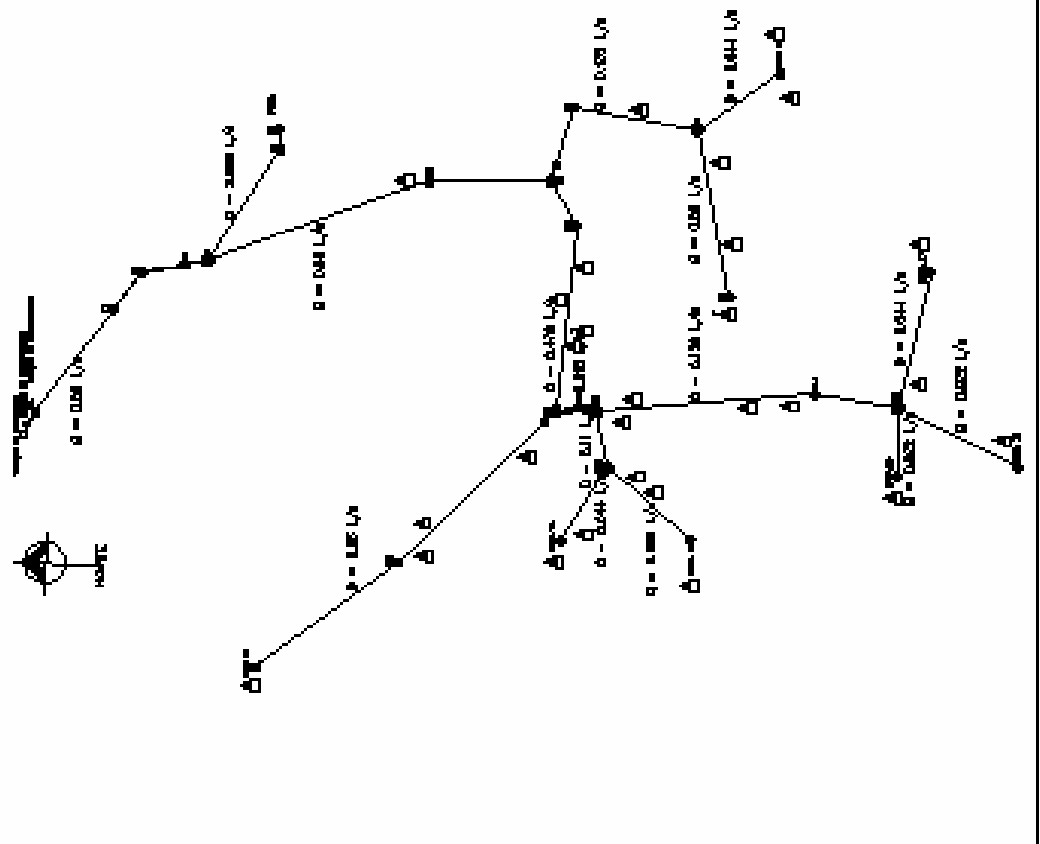
**Tabla X. Presupuesto para proyecto de Papalhuapa**

<b>CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES Y PRESUPUESTO</b>					
<b>INSTITUTO PARA BÁSICOS, ALDEA PAPALHUAPA, MUNICIPIO DE AGUA BLANCA, JUTIAPA</b>					
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>DESPERDICIO</b>	<b>TOTAL</b>
<b>MURO DE BLOCK DE 0.1*0.2*0.4</b>					
BLOCK	603.0	m3	Q48.00	60.3	Q31838.40
<b>MORTERO DE UNIÓN, 6.03 m3</b>					
CEMENTO	37.0	sacos	Q42.00	3.7	Q1709.40
ARENA DE RÍO	8.0	m3	Q140.00	0.8	Q1232.00
<b>REPELLO, 36.17 m3</b>					
CEMENTO	27.0	sacos	Q42.00	2.7	Q1247.40
CAL HIDRATADA	60.0	m3	Q30.00	6.0	Q1980.00
ARENA BLANCA	3.0	m3	Q180.00	0.3	Q594.00
GRANZA	1.0	m3	Q140.00	0.1	Q154.00
<b>VIGAS, CONCRETO CON PROPORCIÓN 1:1.5:2</b>					
CEMENTO	311.4	sacos	Q42.00	31.1	Q14387.97
ARENA DE RÍO	13.2	m3	Q140.00	1.3	Q2037.24
PIEDRÍN	17.6	m3	Q170.00	1.8	Q3298.38
VARILLAS # 3, 60 Ksi	37.0	quintal	Q160.00	3.7	Q6512.00
VARILLAS # 4, 60 Ksi	25.0	quintal	Q170.00	2.5	Q4675.00
VARILLAS # 5, 60 Ksi	18.0	quintal	Q198.00	1.8	Q3920.40
VARILLAS # 6, 60 Ksi	33.0	quintal	Q214.00	3.3	Q9180.60
VARILLAS # 8, 60 Ksi	7.0	quintal	Q220.00	0.7	Q1694.00
VARILLAS # 9, 60 Ksi	24.0	quintal	Q240.00	2.4	Q6336.00
ALAMBRE DE AMARRE, 3.8 mm	766.0	libras	Q4.00	76.6	Q3370.40
<b>COLUMNAS, CONCRETO CON PROPORCIÓN 1:1.5:2</b>					
CEMENTO	250.4	sacos	Q42.00	25.0	Q11568.85
ARENA DE RÍO	10.6	m3	Q140.00	1.1	Q1638.07
PIEDRÍN	14.2	m3	Q170.00	1.4	Q2652.11
VARILLAS # 3, 60 Ksi	16.0	quintal	Q160.00	1.6	Q2816.00
VARILLAS # 4, 60 Ksi	5.0	quintal	Q170.00	0.5	Q935.00
VARILLAS # 6, 60 Ksi	66.0	quintal	Q214.00	6.6	Q15536.40
ALAMBRE DE AMARRE, 3.8 mm	447.0	libras	Q4.00	44.7	Q1966.80
<b>ZAPATAS, CONCRETO CON PROPORCIÓN 1:1.5:2</b>					
CEMENTO	331.7	sacos	Q42.00	33.2	Q15322.46
ARENA DE RÍO	14.1	m3	Q140.00	1.4	Q2169.55
PIEDRÍN	18.8	m3	Q170.00	1.9	Q3512.61
VARILLAS # 5, 60 Ksi	48.0	quintal	Q198.00	4.8	Q10454.40
VARILLAS # 6, 60 Ksi	11.0	quintal	Q214.00	1.1	Q2583.40
ALAMBRE DE AMARRE, 3.8 mm	224.0	libras	Q4.00	22.4	Q985.60
<b>LOSA, CONCRETO CON PROPORCIÓN 1:1.5:2</b>					
CEMENTO	1356.0	sacos	Q42.00	135.6	Q62647.20
ARENA DE RÍO	57.6	m3	Q140.00	5.8	Q8870.40
PIEDRÍN	76.8	m3	Q170.00	7.7	Q14361.60
VARILLAS # 4, 60 Ksi	131.0	quintal	Q170.00	13.1	Q24497.00
ALAMBRE DE AMARRE, 3.8 mm	300.0	libras	Q4.00	30.0	Q3960.00
<b>REPELLO: 23 m3</b>					
CEMENTO	103.5	sacos	Q42.00	10.4	Q4781.70
CAL HIDRATADA	230.0	m3	Q30.00	23.0	Q7590.00
ARENA BLANCA	11.5	m3	Q180.00	1.2	Q2277.00
GRANZA	11.5	m3	Q140.00	1.2	Q1771.00

<b>CENEFA, CONCRETO CON PROPORCIÓN 1:2:2</b>					
CEMENTO	21.4	sacos	Q42.00	2.1	Q987.02
ARENA DE RÍO	1.2	m3	Q140.00	0.1	Q184.65
PIEDRÍN	1.2	m3	Q170.00	0.1	Q224.21
<b>INSTALACIÓN DE AGUA POTABLE</b>					
TEE 30' DE 3/4"	14.0	unidades	Q3.45		Q48.30
LLAVE DE PASO	1.0	unidades	Q35.00		Q35.00
LLAVE DE COMPUERTA	1.0	unidades	Q39.00		Q39.00
CHEQUE HORIZONTAL	1.0	unidades	Q49.00		Q49.00
CONTADOR	1.0	unidades	Q264.00		Q264.00
CODO A 90' DE 3/4"	37.0	unidades	Q2.95		Q109.15
TUBO PVC 3/4"	12.0	unidades	Q38.40		Q460.80
<b>INSTALACIÓN DE DRENAJE</b>					
CODO A 90' DE 3"	16.0	unidades	Q19.90		Q318.40
YEE A 45' DE 3"	11.0	unidades	Q34.50		Q379.50
CODO A 45' DE 3"	5.0	unidades	Q24.10		Q120.50
TUBO PARA AGUAS NEGRAS, 3"	8.0	unidades	Q180.00		Q1440.00
TUBO PARA AGUA PLUVIAL, 3"	5.0	unidades	Q180.00		Q900.00
<b>CAJAS DE UNIÓN</b>					
CEMENTO	3.2	sacos	Q42.00	0.3	Q143.69
ARENA	0.2	m3	Q140.00	0.0	Q35.65
PIEDRÍN	0.2	m3	Q170.00	0.0	Q30.86
LADRILLO DE .06'.11'.23	83.0	unidades	Q3.20	8.3	Q292.16
<b>INSTALACIÓN ELÉCTRICA</b>					
CONTADOR	1.0	unidades	Q320.00		Q320.00
TABLERO DE DIST. DE CIRCUITOS	1.0	unidades	Q190.00		Q190.00
LÁMPARA EN EL CIELO	28.0	unidades	Q14.00		Q392.00
CAJA OCTOGONAL	28.0	unidades	Q5.10		Q142.80
REFLECTOR DOBLE	3.0	unidades	Q140.00		Q420.00
TOMACORRIENTE 110 V	3.0	unidades	Q3.40		Q30.60
INTERRUPTOR SIMPLE	17.0	unidades	Q5.40		Q91.80
CONDUCTOR NEUTRO # 12 AWG	203.0	metros	Q1.20	20.3	Q267.96
CONDUCTOR POSITIVO # 12 AWG	163.0	metros	Q1.40	16.3	Q251.02
CONDUCTOR PUENTE THREE WAY	38.0	metros	Q1.98	3.8	Q213.44
ALAMBRE RETORNO # 14	43.0	metros	Q2.15	4.3	Q101.70
POLIDUCTO 1/2"	76.0	unidades de 10'	Q3.65	7.6	Q806.74
CURVAS 90', 1/2"	12.0	unidades	Q2.10		Q25.20
COPLAS 1/2"	16.0	unidades	Q0.70		Q11.20
<b>ACABADOS</b>					
VENTANAS, MARCO DE METAL DE 5.40*2.0 Mt	14.0	unidades	Q340.00		Q4760.00
PUERTAS METAL DOBLE HOJA, DE 1.5*2.0 Mt	11.0	unidades	Q260.00		Q2860.00
PUERTAS METAL HOJA SIMPLE DE 0.8*1.2 Mt	7.0	unidades	Q190.00		Q1330.00
RETTRES	7.0	unidades	Q185.00		Q1295.00
LAVA MANOS	5.0	unidades	Q160.00		Q800.00
PASAMANOS DE HIERRO DE 1.2 Mt DE ALTURA	51.0	metros	Q265.00		Q13515.00
PINTURA DE AGUA	117.0	galones	Q56.00	11.7	Q7207.20
<b>PISO DE GRANITO</b>	510.0	m2	Q48.00	51.0	Q26328.00
CEMENTO	31.8	sacos	Q42.00	3.2	Q4241.16
CAL HIDRATADA	56.0	bolzas	Q40.00	5.6	Q2463.91
ARENA AMARILLA CERNIDA	17.7	m3	Q198.00	1.8	Q3865.51
<b>MANO DE OBRA Y OTROS</b>					
OBREROS, POR 6 MESES	5.0	personas	Q18000.00		Q90000.00
ALQUILER DE MAQUINARIA	1.0	global	Q12300.00		Q12300.00
ALQUILER DE MADERA FORMAleta, 4 MESES	1.0	global	Q4800.00		Q4800.00
<b>SUMA</b>					Q482768.46
IMPREVISTOS 5%	1.0	global	Q24138.42		Q24138.42
<b>COSTO TOTAL DE LA OBRA</b>					<b>Q506906.88</b>

**LIBRETA TOPOGRÁFICA, ALDEA TALQUEZAL**

EST	P.O.	ADMIT	COA EST	COA P.A.
01	01	4623000	100.00	88.48
02	02	2073000	100.00	93.18
03	03	2432000	100.00	92.25
04	04	2010000	100.00	93.81
05	05	2041000	100.00	97.33
06	06	2071000	100.00	94.48
07	07	1000000	100.00	93.41
08	08	1000000	100.00	93.71
09	09	2014000	100.00	92.09
10	10	2070000	100.00	93.03
11	11	2070000	100.00	91.28
12	12	2070000	100.00	91.28
13	13	2070000	100.00	91.28
14	14	2070000	100.00	91.28
15	15	2070000	100.00	91.28
16	16	2070000	100.00	91.28
17	17	2070000	100.00	91.28
18	18	2070000	100.00	91.28
19	19	2070000	100.00	91.28
20	20	2070000	100.00	91.28
21	21	2070000	100.00	91.28
22	22	2070000	100.00	91.28
23	23	2070000	100.00	91.28
24	24	2070000	100.00	91.28
25	25	2070000	100.00	91.28
26	26	2070000	100.00	91.28
27	27	2070000	100.00	91.28
28	28	2070000	100.00	91.28
29	29	2070000	100.00	91.28
30	30	2070000	100.00	91.28



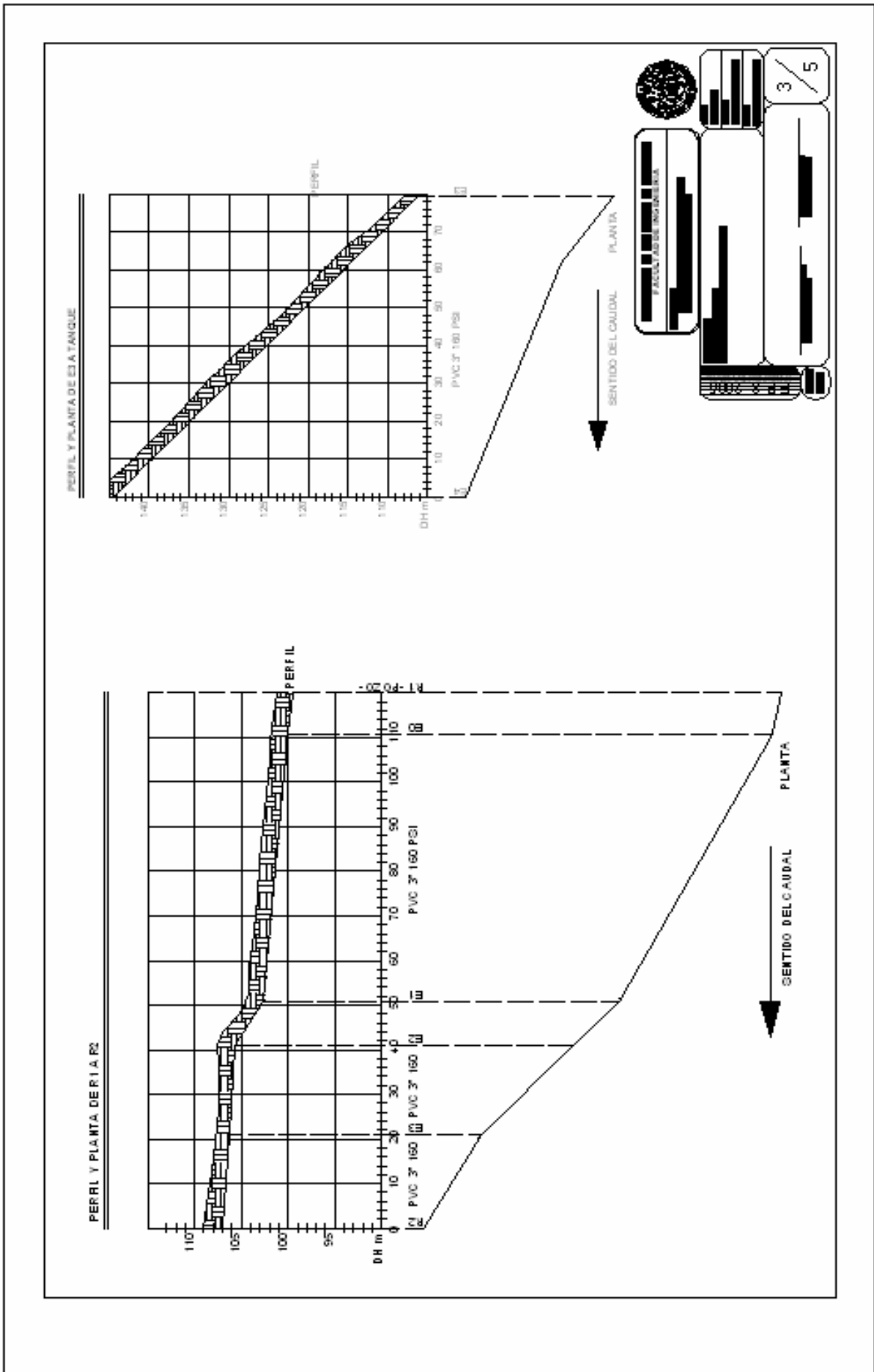
**UNIVERSIDAD DE SAN MARCOS DE PERÚ**  
**INSTITUTO NACIONAL DE TOPOGRAFÍA**

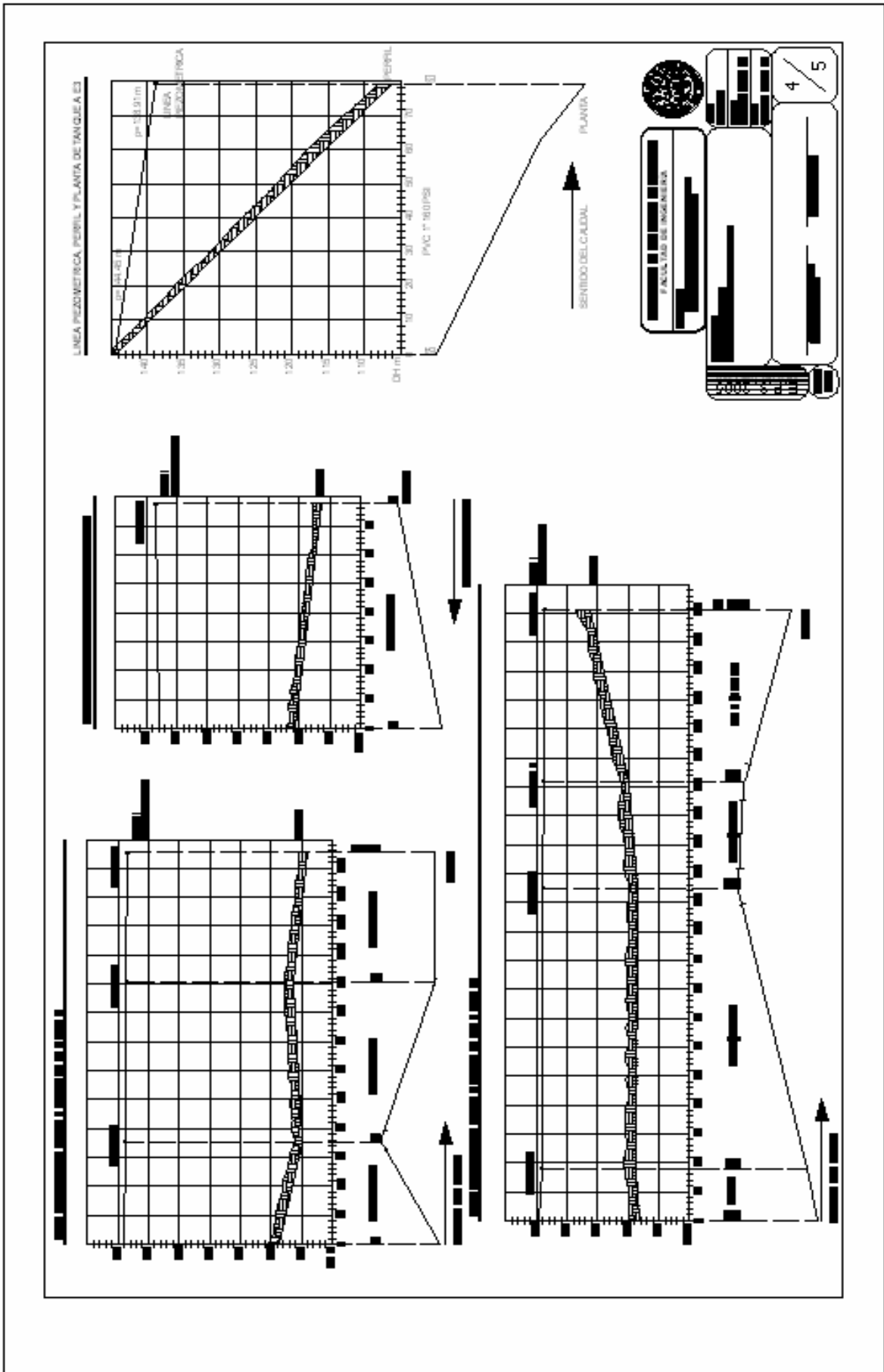
CONTINENTE: \_\_\_\_\_  
 PAÍS: \_\_\_\_\_  
 DEPARTAMENTO: \_\_\_\_\_  
 DISTRITO: \_\_\_\_\_

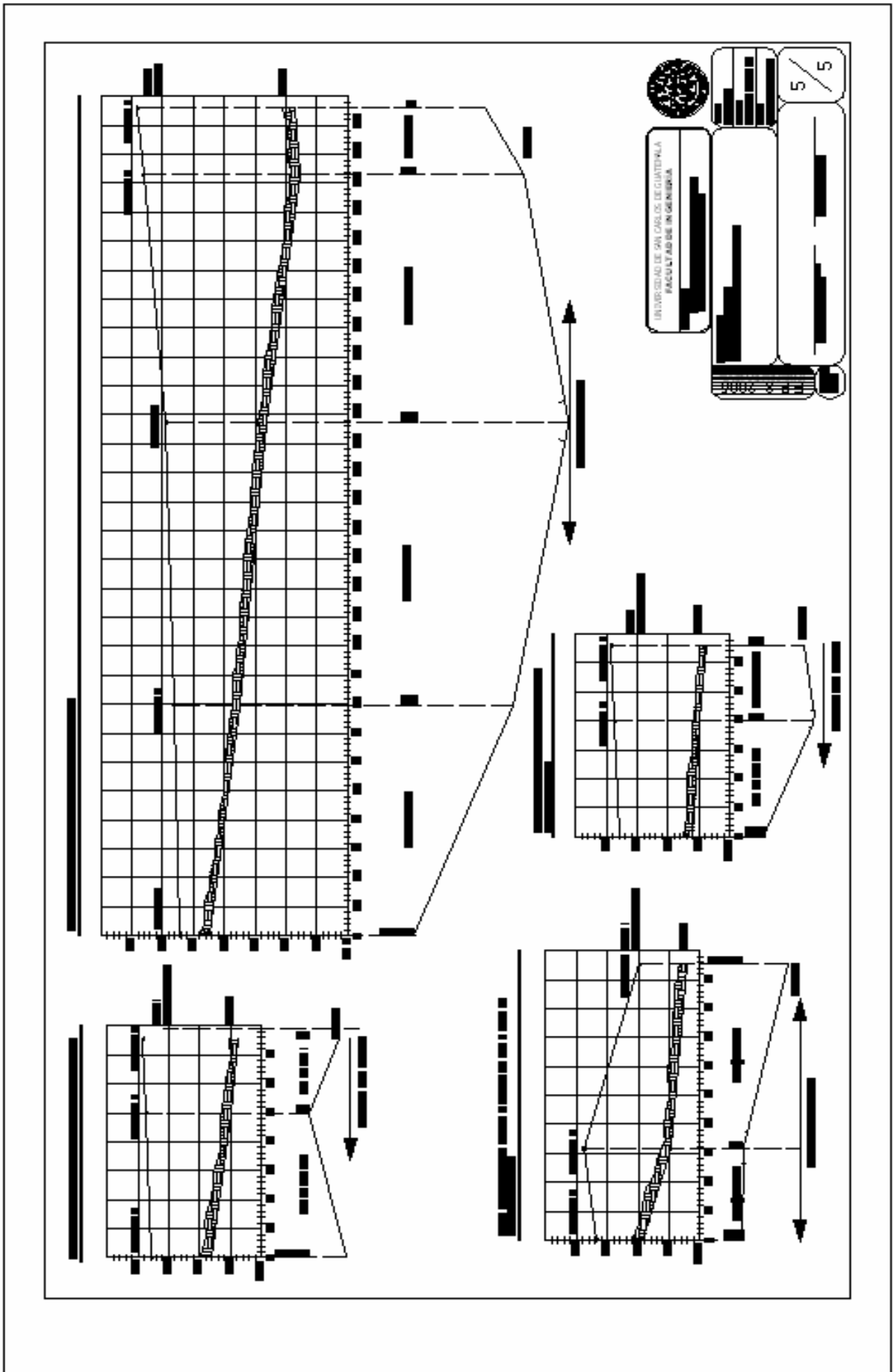
Escala: \_\_\_\_\_  
 Fecha: \_\_\_\_\_

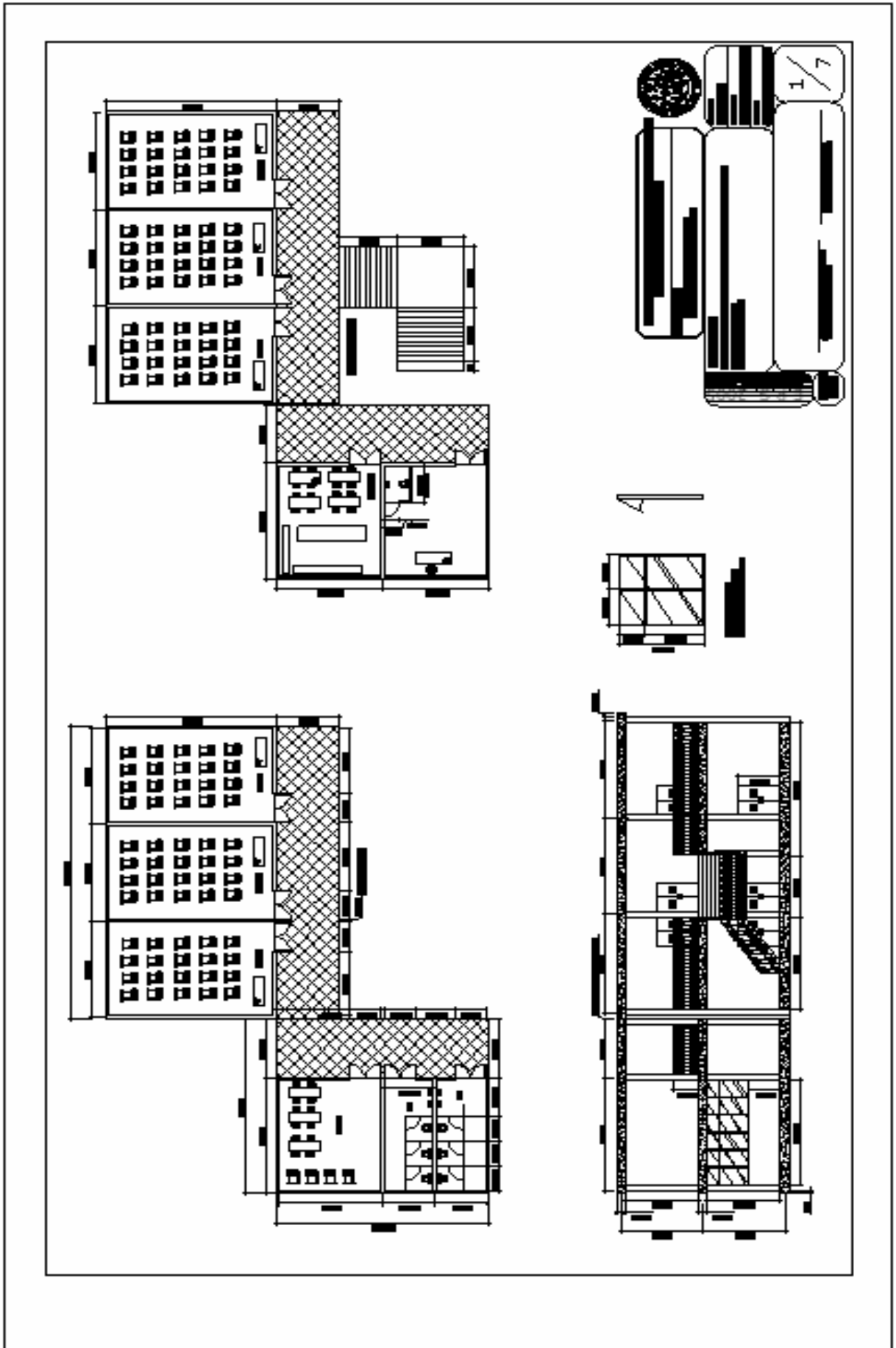
Hoja: \_\_\_\_\_  
 de \_\_\_\_\_



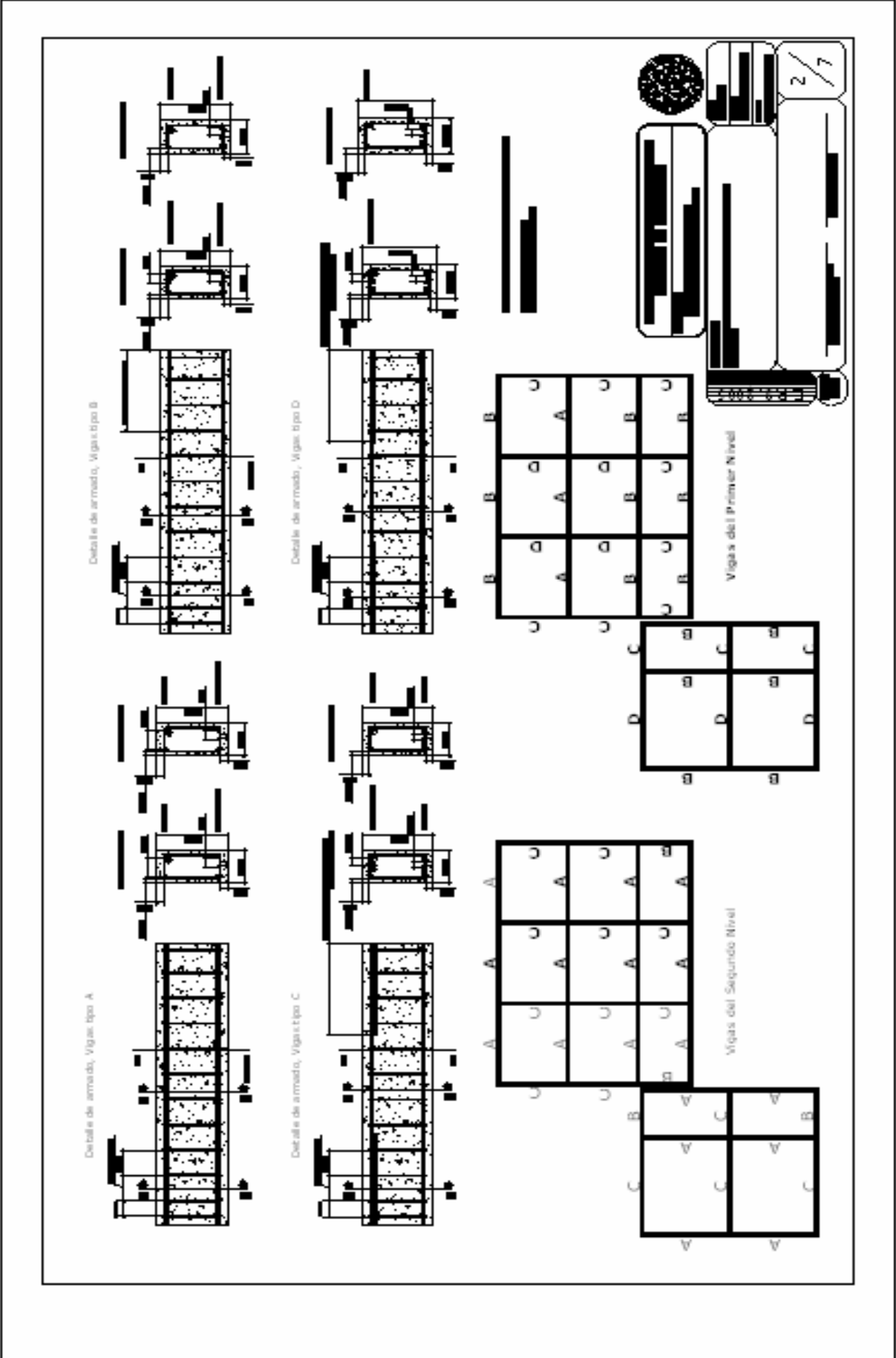


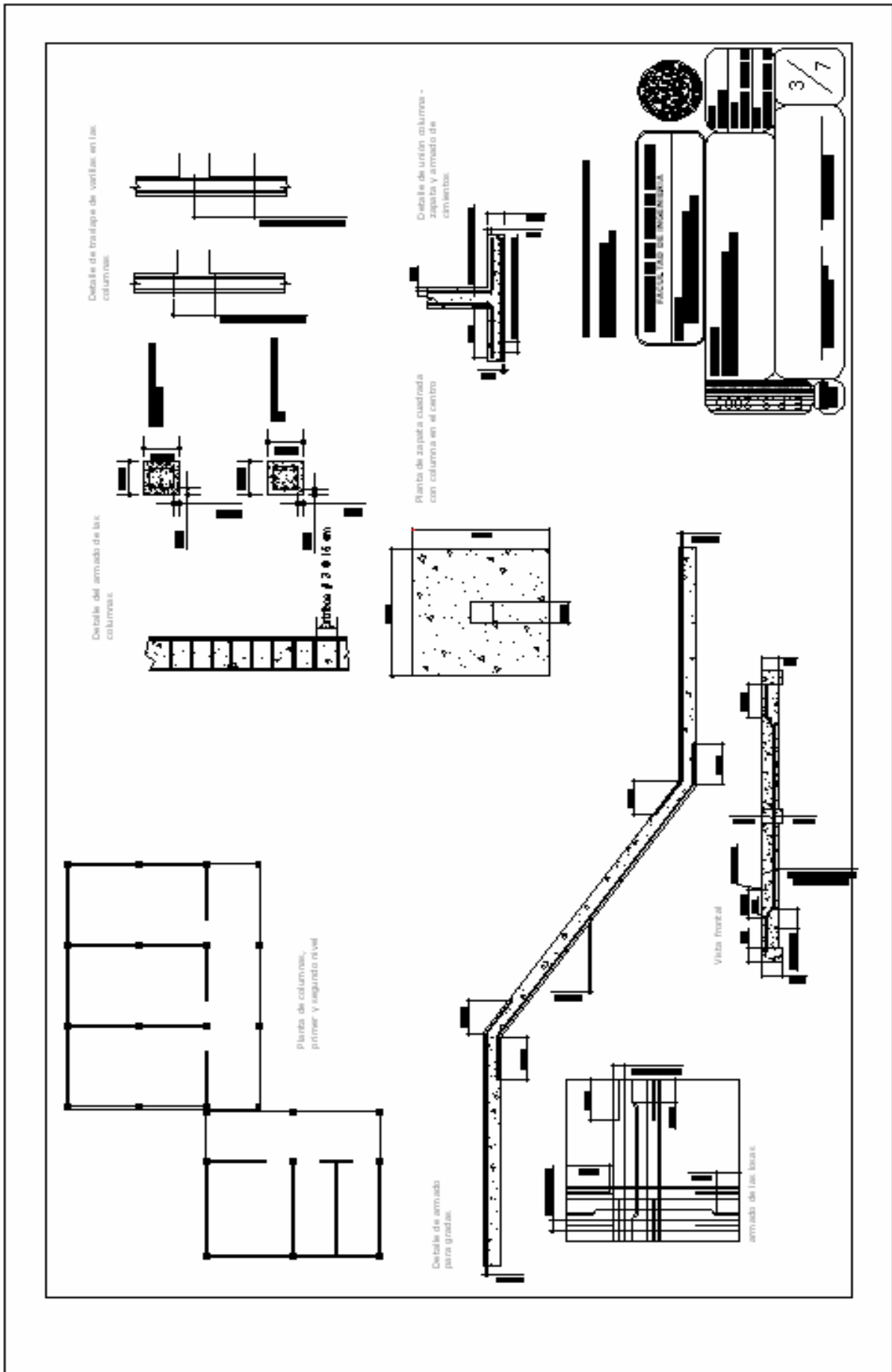












**Detalle de refuerzo a flexión**

