



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

**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE LA ALDEA QUISACHÉ, MUNICIPIO DE
ACATENANGO, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO**

Ernesto Enrique Ejcalón Baján

Asesorado por la Inga. Christa Classon de Pinto

Guatemala, abril de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE LA ALDEA QUISACHÉ, MUNICIPIO DE
ACATENANGO, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ERNESTO ENRIQUE EJCALÓN BAJÁN
ASESORADO POR LA INGA. CHRISTA CLASSON DE PINTO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Edwin Giovanni Girón Mencos
EXAMINADOR	Ing. Diego Velásquez Jofre
EXAMINADOR	Ing. Nicolás de Jesús Guzmán Saenz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE LA ALDEA QUISACHÉ, MUNICIPIO DE ACATENANGO, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 10 de marzo de 2011.



Ernesto Enrique Ejcalón Baján

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 23 de octubre de 2012
Ref.EPS.DOC.1411.10.12

Inga. Sigrid Alitza Calderón de León
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Calderón de León.

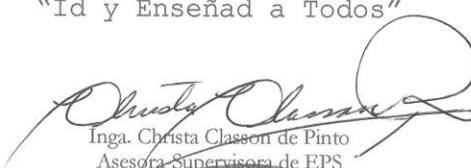
Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Ernesto Enrique Ejcalón Baján** con carné No. **199416650**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE LA ALDEA QUISACHÉ, MUNICIPIO DE ACATENANGO, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO"**.

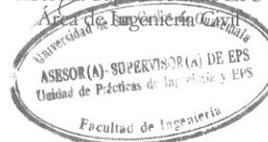
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa Classon de Pinto
Asesora-Supervisora de EPS



c.c. Archivo
CCdP/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 24 de febrero de 2011.
P.I.C.23.02.11.

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Su Despacho

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio le envío para el dictamen y aprobación respectiva el anteproyecto del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) titulado: **“DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE LA ALDEA QUISACHÉ, MUNICIPIO DE ACATENANGO, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO”**. Para realizar dicho proyecto en un período mínimo de **Tres meses**, a partir del 30 de agosto de 2010, fue seleccionado el estudiante universitario **Ernesto Enrique Ejcalón Baján** carné No. **199416650**, quien cursa la Carrera de Ingeniería Civil y es debidamente asesorado y supervisado por la Ingeniera Christa Del Rosario Classon de Pinto.

Sin otro particular y agradeciendo de antemano su colaboración.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


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

cc. Archivo
NISZ/ra





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



Guatemala,
1 de febrero de 2013

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de **DISEÑO DE EDIFICIO ESCOLAR DE LA ALDEA QUISACHÉ, MUNICIPIO DE ACATENANGO, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Ernesto Enrique Ejcalón Baján, quien contó con la asesoría de la Inga. Christa Classon de Pinto.

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.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua



ACTO QUE DEDICO A:

- Mi Señor Jesucristo** Por ser en mi vida lo más importante, la razón de mi existencia.
- Mis padres** Estéfana Baján y Carlos Ejcalón Noj, ya que con su ejemplo me han mostrado el camino del bien.
- Mis hermanos** María Elena Ejcalón de Rodríguez, Rosa Ejcalón de España , Juan Ejcalón Baján, Olivio Ejcalón Baján y Cristian Ejcalón Baján, quienes jamás me han negado su ayuda.
- Mis sobrinos** Quienes siempre me han tenido en alta estima.
- Mi prima** Carmelia Saquec Noj porque en los momentos de dificultad siempre supo alentarme con sus mensajes motivantes.

AGRADECIMIENTOS A:

Mis amigos	Por el apoyo moral y espiritual brindado hacia mi persona.
Ing. Christa Classon de Pinto	Por brindarme asesoría en la elaboración del presente informe.
Ing. Omar Enrique Medrano	Por la realización del ensayo de suelo.
Isaías Marroquín Figueroa	Por brindarme la oportunidad de formar parte de la corporación municipal de Acatenango durante el desarrollo del servicio profesional supervisado.
La Dirección Municipal de Planificación de la Municipalidad de Acatenango	A todos los compañeros de la DMP y demás personas que forman parte de la corporación municipal por haberme brindado tan alto honor de haberles conocido.
Mis compañeros de estudio	Quienes han experimentado en carne propia las situaciones difíciles que a veces nos ha tocado vivir.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XI
RESUMEN.....	XIII
INTRODUCCIÓN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN: MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE ACATENANGO, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO.....	1
1.1. Generalidades.....	1
1.1.1. Ubicación y localización.....	2
1.1.2. Accesos.....	3
1.1.3. Población.....	4
1.1.4. Topografía.....	5
1.1.5. Actividades económicas.....	6
1.1.6. Aspectos climáticos.....	8
1.2. Principales necesidades del municipio.....	8
1.2.1. Descripción de necesidades.....	9
1.2.2. Priorización de necesidades.....	10
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL: DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICIO ESCOLAR DE LA ALDEA QUISACHÉ, MUNICIPIO DE ACATENANGO, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO.....	11
2.1. Descripción del proyecto.....	11

2.2.	Diseño arquitectónico según normativas del Ministerio de Educación (MINEDUC)	11
2.2.1.	Distribución de ambientes del primer nivel.....	12
2.2.1.1.	Aulas A y B.....	12
2.2.1.2.	Servicios sanitarios.....	15
2.2.1.3.	Módulo de gradas.....	16
2.2.1.4.	Pasillos.....	16
2.2.2.	Distribución de ambientes del segundo nivel.....	17
2.2.2.1.	Aulas C y D.....	17
2.2.2.2.	Servicios sanitarios.....	17
2.2.2.3.	Módulo de gradas.....	17
2.2.2.4.	Pasillos.....	17
2.3.	Análisis estructural.....	18
2.3.1.	Predimensionamiento de elementos.....	19
2.3.2.	Dimensionamiento de vigas.....	19
2.3.3.	Dimensionamiento de columnas.....	21
2.3.4.	Dimensionamiento de losas.....	21
2.3.4.1.	Espesor de losas.....	23
2.4.	Cargas de diseño.....	24
2.4.1.	Área tributaria.....	25
2.4.2.	Integración de cargas.....	26
2.4.2.1.	Cargas vivas.....	27
2.4.2.2.	Cargas muertas.....	27
2.4.2.3.	Cargas de sismo.....	31
2.4.2.3.1.	SEAOC-74.....	31
2.4.2.3.2.	Corte por nivel.....	41
2.5.	Fuerzas por marco.....	42
2.5.1.	Análisis estructural por el método de Kani.....	44
2.5.2.	Análisis de carga muerta.....	45

2.5.3.	Análisis de carga viva.....	54
2.5.4.	Análisis de carga de sismo.....	58
2.5.5.	Envolvente de momentos.....	61
2.5.6.	Análisis estructural mediante SAP 2000.....	64
2.5.7.	Comparación de resultados Kani vrs. SAP 2000. ...	65
2.6.	Diseño estructural.....	67
2.6.1.	Diseño de losas.....	67
2.6.1.1.	Momentos en losas.....	68
2.6.1.1.1.	Balanceo de momentos	70
2.6.1.2.	Acero de refuerzo.....	74
2.6.2.	Diseño de vigas.....	76
2.6.2.1.	Diseño a flexión.....	76
2.6.2.1.1.	Requisitos sísmicos para el armado	79
2.6.2.2.	Diseño a corte.....	80
2.6.3.	Diseño de columnas.....	84
2.6.3.1.	Requisitos ACI para columnas.....	84
2.6.3.2.	Carga axial.....	86
2.6.3.3.	Magnificadores de momentos δ_x , δ_y ..	92
2.6.3.4.	Refuerzo longitudinal.....	94
2.6.3.5.	Refuerzo transversal.....	99
2.6.4.	Diseño de zapatas.....	103
2.6.4.1.	Determinación de cargas y momentos de diseño.....	104
2.6.4.2.	Diseño del área de la zapata.....	104
2.6.4.3.	Cálculo de la presión del suelo.....	105
2.6.4.4.	Chequeo de la presión sobre el suelo.....	107

2.6.4.5.	Diseño del espesor de la zapata.....	108
2.6.4.5.1.	Chequeo por corte simple.....	108
2.6.4.5.2.	Chequeo por corte punzonante.....	110
2.6.4.6.	Diseño del refuerzo por flexión.....	111
2.6.5.	Diseño del módulo de gradas.....	126
2.6.6.	Presupuesto.....	129
2.7.	Análisis de impacto ambiental.....	131
2.8.	Estudio socioeconómico.....	133
2.8.1.	VAN.....	134
2.8.2.	TIR.....	137
2.9.	Diseño de instalaciones eléctricas.....	137
2.10.	Diseño de instalaciones hidráulicas.....	140
CONCLUSIONES.....		145
RECOMENDACIONES.....		147
BIBLIOGRAFÍA.....		149
ANEXOS.....		151

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación de la aldea Quisaché	3
2.	Planta amueblada	18
3.	Planta general de losas	22
4.	Área tributaria de una losa	25
5.	Áreas tributarias	26
6.	Integración de cargas marco C	29
7.	Integración de cargas marco 3	30
8.	Cargas producidas por sismo en dirección al eje X.....	43
9.	Cargas producidas por sismo en dirección al eje Y.....	43
10.	Cargas muertas actuantes sobre el marco C	45
11.	Análisis de cargas muertas mediante el método de Kani	50
12.	Cargas vivas actuantes sobre el marco C	54
13.	Análisis de cargas vivas mediante el método de Kani.....	55
14.	Cargas de sismo actuantes sobre el marco C.....	58
15.	Análisis de cargas de sismo mediante el método de Kani	60
16.	Modelación del proyecto en SAP 2000	64
17.	Diagrama de momentos vista en tres dimensiones	65
18.	Diagrama de momentos por cargas muertas	66
19.	Diagrama de cortantes por cargas muertas	66
20.	Planta de losas.....	67
21.	Momentos no balanceados	71
22.	Momentos balanceados en losas	73
23.	Armado de viga	80

24.	Diagrama de viga sometida a fuerzas de corte.....	81
25.	Área tributaria a columna crítica	87
26.	Refuerzo transversal.....	101
27.	Distribución del refuerzo transversal.....	103
28.	Área sometida a corte.....	109
29.	Área de corte punzonante.....	110
30.	Planta de módulo de gradas.....	127

TABLAS

I.	Datos poblacionales.....	4
II.	Situación socioeconómica poblacional	5
III.	Locales comerciales en Acatenango	7
IV.	Requisitos de iluminación según MINEDUC	13
V.	Capacidad máxima de alumnos por aula	14
VI.	Artefactos sanitarios requeridos.....	15
VII.	Ancho de gradas.....	16
VIII.	Requisitos para pasillos	16
IX.	Peralte mínimo de viga	20
X.	Espesores de losas.....	24
XI.	Cargas de diseño.....	28
XII.	Datos para integración de cargas	34
XIII.	Integración del peso de columnas nivel 2	35
XIV.	Integración del peso de vigas nivel 2	35
XV.	Integración del peso de losas nivel 2	36
XVI.	Integración de cargas adicionales nivel 2	37
XVII.	Integración del peso de columnas nivel 1	37
XVIII.	Integración del peso de vigas nivel 1	38
XIX.	Integración del peso de losas nivel 1	39

XX.	Integración de cargas adicionales nivel 1	40
XXI.	Rigideces de vigas y columnas	46
XXII.	Factores de giro	48
XXIII.	Momentos fijos por cargas muertas marco C	50
XXIV.	Momentos finales en marco C, cargas muertas	52
XXV.	Momentos positivos por cargas muertas en marco C	53
XXVI.	Momentos fijos por cargas vivas marco C.....	55
XXVII.	Momentos finales en marco C, cargas vivas	56
XXVIII.	Momentos positivos por cargas vivas en marco C	57
XXIX.	Momentos finales en marco C, cargas de sismo.....	60
XXX.	Envolvente de momentos.....	62
XXXI.	Presupuesto	130
XXXII.	Análisis socioeconómico	136
XXXIII.	Determinación de luminarias por ambiente	138
XXXIV.	Número de luminarias para ambos niveles	139
XXXV.	Determinación de flipones y conductor para luminarias	139
XXXVI.	Tabla de Hunter.....	140
XXXVII.	Pérdidas locales por accesorio.....	142

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Asmax	Área de acero máxima
Asmin	Área de acero mínima
Ast	Área de acero por temperatura
As	Área de acero requerida
Ag	Área gruesa
V	Corte
Va	Corte actuante
Vr	Corte resistente
Dm	Deflexión máxima
Dp	Deflexión permisible
Fbp	Esfuerzo a flexión permisible
Fp	Esfuerzo permisible

Fv	Fuerza vertical
I	Inercia
In	Inercia normal
Ip	Inercia perpendicular
Sn	Módulo de sección normal
M	Momento
W	Peso
Δb	Porcentaje de acero balanceado
$\Delta_{m\acute{a}x}$	Porcentaje de acero máximo
Q	Presión del suelo

GLOSARIO

Acero	Varilla de hierro corrugado utilizada en el concreto reforzado.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravita sobre ella, la cual transmite sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
Concreto	Mezcla de arena, grava y cemento.
Concreto ciclópeo	Material de construcción, con aspecto de piedra, obtenido de la mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua, que se endurecen dentro de moldes y que a diferencia del concreto reforzado, los áridos son mucho más gruesos.
Concreto reforzado	Material de construcción, con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava y agua, que endurece dentro de moldes, rodeando el acero dentro de armaduras antes de endurecerse, tomando así la forma y dimensiones de la estructura deseada.
Ductilidad	Capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico, que presentan algunos materiales.

Efecto de esbeltez	Es la reducción de resistencia de elementos estructurales cuya relación longitud-peralte es grande, cuando son sometidos a compresión axial o flexo-compresión.
Envolvente	Diagrama donde se colocan los momentos producidos en la estructura por las combinaciones de cargas.
Esfuerzo	Magnitud de una fuerza por unidad de área.
Fluencia	Fenómeno que se caracteriza cuando un material sufre grandes deformaciones al ser sometido a un esfuerzo constante antes de producirse la falla.
Longitud de desarrollo	Es la mínima medida de una varilla anclada al concreto, para evitar que falle por adherencia.
Mampostería reforzada	Construcción con bloques de mampostería en la cual el acero de refuerzo, combinado con la lechada y el mortero, proporcionan un fuerte sistema estructural unificado.
Momento último	Es el momento resistente afectado por un factor de magnificación, el cual asegura que los elementos estructurales son diseñados para soportar las fuerzas internas actuantes con un cierto margen de seguridad.

RESUMEN

A través del Ejercicio Profesional Supervisado se brindó a la población de la aldea Quisaché, municipio de Acatenango, la formulación de un proyecto que consiste en la construcción de un edificio escolar; para ello se hizo un despliegue táctico y técnico con la finalidad de determinar las dimensiones, características arquitectónicas y estructurales que el proyecto amerita.

El diseño se hizo con base a normas que el Ministerio de Educación de Guatemala establece para tal efecto, así como normas estructurales utilizadas en varios países de Latinoamérica; el edificio se contempló no solamente para uso educativo sino también como un albergue en casos de emergencias naturales.

Se realizó un cálculo riguroso para la determinación de las dimensiones de los elementos estructurales, con el fin de maximizar los recursos disponibles; lográndose con ello la elaboración de planos y presupuestos los cuales se incluyen en el presente informe.

INTRODUCCIÓN

Una de las necesidades más importantes en la población de Acatenango es la que está relacionada con educación, por tal motivo, se determinó que es de suma importancia la construcción de nuevas aulas para la escuela de la aldea Quisaché ya que las que existen actualmente no son suficientes para atender a la creciente población del lugar.

A solicitud de la Municipalidad de Acatenango se procedió a evaluar dicha necesidad, tomando en cuenta las recomendaciones que el Ministerio de Educación de Guatemala (MINEDUC) estipula al respecto; dichas recomendaciones prácticamente tienen incidencia directa con el aspecto arquitectónico; también se consideraron normas internacionales referentes a estructuras de concreto y acero.

El trabajo muestra en su primera parte, una panorámica del municipio de Acatenango como también aspectos de la aldea Quisaché y en la segunda, todo lo referente al servicio profesional supervisado, la teoría necesaria para el diseño estructural de un edificio de esta magnitud, cálculos para el diseño del mismo, una evaluación socioeconómica del proyecto y por último se presentan los planos y presupuesto de dicho proyecto.

OBJETIVOS

General

Elaborar el diseño y planificación para la escuela de nivel primario de la aldea Quisaché, municipio de Acatenango, departamento de Chimaltenango.

Específicos

1. Aplicar en el diseño de las aulas aspectos arquitectónicos, estructurales y servicios básicos establecidos para una instalación de educación primaria.
2. Diseñar la instalación para una escuela primaria tomando en cuenta normas arquitectónicas y estructurales y las que el Ministerio de Educación estipule, como ente regulador de la educación del país.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN: MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE ACATENANGO, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO

1.1. Generalidades

Según una descripción realizada por fray Francisco de Zuaza, en 1686 a este pueblo se le conocía como San Antonio Nexapa (Nejapa); fue fundado durante la colonia y declarado como tal el 27 de agosto de 1836. El significado que encierra el nombre de Acatenango, tiene sus orígenes en el náhuatl *Acatl* que significa caña o carrizo, el cual era utilizado para la elaboración de canastas o sestas; el segundo vocablo que la compone es *tenán* el cual es una derivación de *tenamit* que a su vez significa muralla o cerco, dicho en otras palabras Acatenango se puede traducir como “cercado de los carrizos” o bien como “amurallado de cañaveral”.

En el municipio se ubica el volcán de Acatenango el cual es considerado como el tercero de los más altos de Centro América; la última vez que entró en actividad fue en el año 1924 habiendo sufrido en esta oportunidad varios cambios en la cúspide del volcán.

Otro de los colosos próximos al municipio es el volcán de Fuego; sus frecuentes actividades han causado daño a viviendas y caminos de la localidad, por la gran cantidad de arena que este ha expulsado; esto ha puesto en peligro muchas veces a los pobladores debido al hundimiento de los techos de las casas y obstrucción de los caminos vecinales.

Parte de su historia es también el terremoto del 4 de febrero de 1976, cuando el país entero fue sacudido por un sismo de gran magnitud; este municipio aunque en menor escala, sufrió grandes daños materiales; además un saldo de 7 muertos y varios heridos. Acatenango ha sido siempre azotado por temblores de origen volcánico, por tal razón se construyen las casas con fuertes parales, alambre, caña, hierro y cemento.

El terremoto en mención destruyó la escuela primaria del municipio y los maestros se vieron en la necesidad de impartir clases en casas particulares, agravándose la situación educativa por interferencias, incomodidades y demás desavenencias.

1.1.1. Ubicación y localización

El municipio de Acatenango está a 30 kilómetros de la cabecera departamental de Chimaltenango y a 85 kilómetros de la ciudad capital, tiene una extensión territorial de 172 kilómetros cuadrados y se encuentra ubicado a 1571 metros sobre el nivel del mar.

Colinda al norte con Patzicía, Zaragoza y Patzún (Chimaltenango); al sur con San Pedro Yepocapa (Chimaltenango); al este con San Andrés Itzapa (Chimaltenango) y San Miguel Dueñas (Sacatepéquez) y al oeste con San Miguel Pochuta (Chimaltenango).

Quisaché se ubica al sur de la cabecera municipal, a una distancia aproximada de 15 kilómetros en línea recta; el acceso a dicha aldea es a través de carreteras de terracería que están en regulares condiciones.

Figura 1. Ubicación de la aldea Quisaché



Fuente: Dirección Municipal de Planificación, Municipalidad de Acatenango.

1.1.2. Accesos

El acceso principal a este municipio es a través de una carretera asfáltica de aproximadamente 15 kilómetros, la cual inicia en la bifurcación que existe en la entrada de Patzicía y Patzún; otra vía de acceso es a través de la carretera que conduce de San Pedro Yepocapa al municipio de Acatenango, la cual tiene una longitud de 22 kilómetros.

Existe otra carretera que une al municipio con la Antigua Guatemala que tiene una distancia de 22 kilómetros, dicha carretera es en su totalidad de terracería.

Internamente la cabecera municipal se comunica con las comunidades por medio de carreteras adoquinadas, caminos de terracería, caminos empedrados y veredas, las cuales se encuentran buenas condiciones.

1.1.3. Población

La población del municipio de Acatenango es en su mayoría de etnia indígena, representando el 65% de la población total; el 35% restante está conformado por ladinos; lo anterior es un dato muy peculiar en los diferentes poblados del país debido a la existencia de estos dos grupos poblacionales; a continuación se hace referencia a los datos poblacionales del municipio de Acatenango.

Tabla I. **Datos poblacionales**

Datos estadísticos sobre el municipio de Acatenango	
Población total	19 184 habitantes
Población urbana	3 862 habitantes
Población rural	15 322 habitantes
Hombres	8 378
Mujeres	10 806
Población indígena	12 470 habitantes
Población no indígena	6 714 habitantes

Fuente: Registro estadístico municipal de Acatenango. p.45.

Densidad poblacional: 112 habitantes/kilómetro cuadrado.

Tabla II. **Situación socioeconómica poblacional**

Situación socioeconómica	
No pobre	10%
Pobre	40%
Pobreza extrema	50%

Fuente: Registro estadístico municipal de Acatenango. p.46.

1.1.4. Topografía

La topografía de este municipio es muy irregular; el territorio del casco urbano está conformado por terreno escarpado en un 60%, mientras que el 40% es terreno relativamente plano; lo anterior ha provocado que muchos de los habitantes del casco urbano se vean en la necesidad de construir sus casas en laderas lo cual constituye un gran riesgo y una amenaza a su existencia; por otra parte, el terreno escarpado es propicio para el cultivo del café, razón por la cual el municipio de Acatenango es conocido como la tierra del café.

El casco rural también posee gran cantidad de terreno escarpado; esto es muy común ya que el municipio y sus aldeas se encuentran ubicados al pie del volcán que lleva el nombre del municipio. Como un dato extra, el suelo que se puede encontrar en el municipio es de tipo arenoso; los primeros 2 metros (en algunas partes menos) lo constituyen un suelo limoso con poca presencia de pómez, a partir de los 2 metros se encuentra una arena de tipo volcánica de color oscuro la cual es relativamente fácil de escarbar.

1.1.5. Actividades económicas

- Producción agrícola: las principales actividades económicas las constituyen la agricultura y el cultivo del café que se produce en 15 comunidades y en todas las fincas existentes en el municipio, siendo considerada como el cultivo principal; también se puede mencionar el maíz que forma parte de la dieta alimenticia del 100% de la población; el frijol es cultivado en menor porcentaje, el aguacate es considerado como un cultivo fuerte ya que es producto de exportación a diferentes mercados del país; las hortalizas también forman parte de la economía acateca aunque en menor escala; entre los productos cosechados están: zanahoria, repollo, coliflor, brócoli, arveja china, arveja dulce, rábano, remolacha, entre otros.
- Producción pecuaria: en baja escala está constituida por ganado bovino, y especies menores como cerdos y aves, la producción que se obtiene de esta actividad se comercializa en el mercado local durante los días de plaza.
- Producción artesanal: tejidos de algodón, cestería, petates, sopladores, productos elaborados con arcilla, cerería, elaboración de teja y ladrillo de barro cocido.
- Producción industrial: hasta el momento de la elaboración del presente trabajo, el municipio de Acatenango no cuenta con algún tipo de producción industrial.

- Comercio: el comercio es mayor los días martes, sábado y domingo; estos son los días de mercado; muchos de los pobladores locales los aprovechan para ofrecer sus cosechas, aunque otros provienen de municipios aledaños; el comercio ambulatorio también se da en menor escala, la mayoría de estos comerciantes provienen de lugares cercanos como Patzicía, Yepocapa, Chimaltenango, entre otros. A continuación se resume la actividad comercial en el caso urbano del municipio.

Tabla III. **Locales comerciales en Acatenango**

Comercio	Cantidad	Comercio	Cantidad
Tiendas	60	Librerías	3
Farmacias	5	Venta de licores	7
Marranerías	5	Talleres metálicos	5
Carnicerías	5	Talleres mecánicos	3
Pollerías	5	Pinchazos	1
Hospedajes	2	Gasolineras	2
Comedores	4	Salas de belleza	1
Cafeterías	2	Barberías	3
Zapaterías	6	Salas de café internet	3
Ferreterías	3	Mercados	1
Almacenes de ropa	7	Bancos	2
Misceláneas	3	Compañías de cable	1
Electrodomésticos	1	Molinos de nixtamal	3

Fuente: Registro estadístico municipal de Acatenango. p.47.

Existen otros comercios específicos del producto principal como el café, en época de cosecha; muchos aprovechan la compra de café en cereza

para entregarlo o venderlo a los beneficios, comprándolos ellos a los pequeños productores.

- Cooperativas: existe una cooperativa denominada “Cooperativa cafetalera RL” que se dedica a la compra y exportación de café maduro y café pergamino.
- Mercados: existe un mercado municipal el cual fue construido en el año 2,000; dicho mercado cuenta con instalaciones aceptables y es supervisado por un administrador del mismo; así también, en la planta alta se puede hacer uso del salón de usos múltiples como los locales para comedores.

1.1.6. Aspectos climáticos

El clima que impera en el municipio es el templado; en épocas lluviosas suele ser un lugar de mucha precipitación pluvial lo que en muchas ocasiones dificulta el acceso, debido a los deslaves que ocurren en la carretera que de Patzicía conduce a Acatenango; en época de verano el clima es muy agradable, siendo esta la época propicia para la maduración del café que como se dijo con anterioridad es uno de los productos característicos de este municipio.

1.2. Principales necesidades de municipio

Es importante considerar las situaciones que generen un clima de insatisfacción dentro de una población, por ejemplo: la falta del servicio de agua potable, el mal estado de las vías de comunicación, la carencia de un mercado municipal, por nombrar algunos; la falta de alguno de estos servicios hace que la calidad de vida de los habitantes se vea amenazada.

Por esta razón se dispuso hacer una evaluación de las necesidades de la población y para ello se tomó en cuenta los recursos que posee la municipalidad, el grado de importancia del mismo y la cantidad de habitantes a ser beneficiados.

1.2.1. Descripción de necesidades

Durante la fase de análisis de necesidades se realizó un estudio en el cual se determinaron las carencias que afrontan en su diario vivir los pobladores de la aldea Quisaché, las cuales se detallan a continuación:

- Creación de un salón comunal: este beneficiará a la población en general y será utilizado para la realización de actividades cívicas, sociales, festivas, religiosas, por nombrar algunas; esta solicitud llegó a la Dirección Municipal de Planificación mediante el Consejo Comunitario de Desarrollo de dicha aldea.
- Creación de canchas deportivas: consiste en la nivelación, el movimiento de tierras y demás trabajos necesarios para realizar un campo de fútbol, ya que la cancha actual no se encuentra en un lugar apropiado y las frecuentes lluvias la han dejado en muy malas condiciones, por lo que a solicitud del Consejo Comunitario de Desarrollo, se planteó su creación en un lugar más céntrico; además se hizo la petición de que se construyesen dos canchas de basquetbol y de esa forma proporcionar a la población de un espacio de entretenimiento.
- Ampliación de la escuela de la aldea Quisaché: con este proyecto la comunidad pretende ampliar el servicio de la educación a 160 niños, ya

que algunos no tienen acceso a la educación debido a que en la actualidad hay una sobrepoblación estudiantil en dicho establecimiento.

Con la realización de este proyecto se impulsa el desarrollo de la comunidad al brindar un espacio donde los niños puedan recibir educación y de esa forma tener una expectativa de vida mejor.

1.2.2. Priorización de necesidades

Se le otorga mayor prioridad a la necesidad más apremiante y para ello se tomó en consideración la tercera opción, ya que para la corporación municipal la educación es uno de los aspectos que más fomenta; la ejecución de este proyecto incide de forma directa en la población de la aldea Quisaché, beneficiando directamente a 160 alumnos; sin embargo no se puede descartar el beneficio comunitario, ya que miles de alumnos serán beneficiados a lo largo de la vida útil de dichas instalaciones.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL: DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICIO ESCOLAR DE LA ALDEA QUISACHÉ, MUNICIPIO DE ACATENANGO, DEPARTAMENTO DE CHIMALTENANGO

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en la ampliación de la escuela de la aldea Quisaché y contempla el diseño y planificación de un edificio de dos niveles que contará con los siguientes servicios y/o ambientes: servicios sanitarios para el alumnado, módulo de gradas, pasillos y aulas; el proyecto se diseñará tomando en cuenta las condiciones del lugar, deberá ser resistente a sismos; además se deberá tomar en consideración aspectos arquitectónicos, espacios mínimos por cada alumno, servicios básicos, etc.; todo lo anterior lo estipulan las normativas que para tal efecto fueron creadas por el Ministerio de Educación de Guatemala (MINEDUC).

2.2. Diseño arquitectónico según normativas del Ministerio de Educación (MINEDUC)

El Ministerio de Educación es el ente encargado de regular lo referente a la construcción de instalaciones educativas en nuestro país, para tal efecto cuenta con un conjunto de normas, cuyo objetivo fundamental es garantizar la funcionalidad de una edificación para propósitos educativos.

Las normas contemplan instalaciones que permitan la accesibilidad a personas con discapacidad, aspectos de salubridad, seguridad y un ambiente propicio para la enseñanza; por tal motivo se consultó dichas normativas y con base en ellas, realizar un diseño que reúna las condiciones deseadas por dicha institución.

2.2.1. Distribución de ambientes del primer nivel

A continuación se presentan los ambientes que conforman el primer nivel del edificio escolar, los detalles de dichos ambientes están basados en las normativas del Ministerio de Educación.

2.2.1.1. Aulas A y B

Para el diseño de las aulas A y B del primer nivel se tomaron las siguientes consideraciones:

- **Iluminación:** la iluminación sea natural o artificial, debe ser abundante y uniformemente distribuida; debe evitarse la proyección de sombra y contraste muy marcado, estudiando la relación entre las fuentes de iluminación y las posiciones de los alumnos, sobre todo en razón de que estas pueden variar o por carácter flexible de las actividades. Es recomendable el aprovechamiento óptimo de la luz natural. Por esta razón se recomienda que el área de ventanas sea del 25% a 30% de la superficie del piso. Para determinar el nivel de iluminación óptimo artificial, de los diferentes locales de un edificio escolar, se debe considerar la iluminación sobre el área de trabajo.

Tabla IV. **Requisitos de iluminación según MINEDUC**

Nivel	Tipo de local	Mínimo de lúmenes
Preprimario	En general	100 a 200
Primario	Aulas	200 a 400

Fuente: MINEDUC. Criterios normativos para el diseño de centros educativos oficiales. p. 13.

- Tipos de iluminación: el diseño de ventanas o aberturas para la iluminación debe proporcionar luz natural, pareja y uniforme sobre el plano de trabajo en todos los puntos del aula, la iluminación natural puede ser unilateral, bilateral, cenital y artificial, las cuales se explican a continuación.
 - Iluminación unilateral: el área de ventanas debe ser de 25% al 30% del área de piso y el muro del fondo (opuesto a la ventana) debe ser de color muy claro.
 - Iluminación bilateral: las ventanas en el muro del fondo ayudan a mejorar condiciones de iluminación, también el área total debe ser del 25% al 30% del área de piso.
 - Iluminación cenital: requiere de un 15% a un 20% del área total del piso del local.
 - Iluminación artificial: la iluminación artificial responderá al cálculo lumitécnico que permita alcanzar índices lumínicos adecuados al tipo de tarea a desarrollar. La iluminación artificial puede utilizarse como apoyo a la iluminación natural; en este caso es suficiente un nivel

mínimo de 200 lúmenes. En el caso de requerir una iluminación nocturna, esta debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Debe ser difusa para no molestar la vista.
 - Debe iluminar los puestos de trabajo en forma idéntica a la iluminación natural.
- Criterios de ventilación: la dirección de los vientos en Guatemala, es nort-sur, por lo que la ventilación deber estar orientada en ese sentido; debe tener como mínimo el 50% del área de las ventanas.
 - Área de abertura: el área de entrada y de salida del aire debe estar uniformemente distribuida para garantizar una ventilación en todo el ambiente; si a todo lo expuesto anteriormente se le agregan factores como velocidad, sentido del viento y la diferencia de temperatura en el exterior, se llegará a la conclusión que el área de abertura para la ventilación natural debe ser gradual para garantizar una ventilación adecuada.
 - Capacidad: el número de alumnos recomendado está comprendido dentro de los valores indicados en la siguiente tabla:

Tabla V. **Capacidad máxima de alumnos por aula**

Niveles	Capacidad óptima	Capacidad máxima
Preprimaria	25	30
Primaria	30	40

Fuente: MINEDUC. Criterios normativos para el diseño de centros educativos oficiales. p.14.

- Características de las aulas: las dimensiones de las aulas serán de 8,30 m. de largo por 7,05 m. de ancho, el espesor de los muros será de 0,15m. utilizándose para ello block de pómez de 25 kg/cm², los detalles de puertas y ventanas y pasillos se pueden apreciar en los planos (específicamente en el anexo B); las columnas serán los elementos que soportarán en su totalidad las cargas vivas y muertas, los muros sirven únicamente como elementos divisorios; más adelante se presenta la planta amueblada del primer nivel del edificio.

2.2.1.2. Servicios sanitarios

Con la implementación de este servicio se provee un espacio adecuado e higiénico para satisfacer las necesidades fisiológicas y de higiene de los usuarios en el centro educativo; el número de artefactos sanitarios a instalar en los servicios sanitarios para educandos varía de acuerdo con lo especificado en la siguiente tabla.

Tabla VI. **Artefactos sanitarios requeridos**

Número de artefactos	Nivel primario
2 lavamanos	1 cada 20 mujeres/hombres
2 inodoros	1 cada 20 mujeres, 1 cada 40 hombres
2 mingitorios	1 cada 20 hombres
2 bebederos	1 cada 60 mujeres/hombres

Fuente: MINEDUC. Criterios normativos para el diseño de centros educativos oficiales. p.14.

2.2.1.3. Módulo de gradas

El ancho útil se calcula tomando en cuenta la adición total de educandos desde el nivel más alto (segundo nivel) hasta el nivel de patios, en horas de mayor demanda y evacuación en caso de emergencia.

Tabla VII. **Ancho de gradas**

Número de educandos	De 1 a 40 alumnos	De 41 a 160 alumnos
Ancho de escaleras	1,20 metros	1,80 metros

Fuente: MINEDUC. Criterios normativos para el diseño de centros educativos oficiales. p.14.

2.2.1.4. Pasillos

La función principal de los pasillos es proveer a los peatones un espacio seguro y libre; se recomienda que siempre exista relación entre las dimensiones de los pasillos, caminamientos respecto de las dimensiones de las circulaciones verticales; las dimensiones de los pasillos varía en relación con el número de educandos; a continuación se presentan los valores recomendados:

Tabla VIII. **Requisitos para pasillos**

Número de educandos	De 1 a 40 alumnos	De 41 a 160 alumnos
Ancho de escaleras	1,20 metros	1,80 metros

Fuente: MINEDUC. Criterios normativos para el diseño de centros educativos oficiales. p.14.

2.2.2. Distribución de ambientes del segundo nivel

Los ambientes del primer segundo nivel son idénticos a los que conforman en primer nivel; los mismos se describen a continuación.

2.2.2.1. Aulas C y D

Las aulas C y D fueron diseñadas siguiendo las mismas recomendaciones utilizadas para el diseño de las aulas A y B del primer nivel; es por demás señalar que las características de las cuatro aulas son las mismas.

2.2.2.2. Servicios sanitarios

El segundo nivel cuenta con instalaciones de servicios sanitarios de características similares a las que fueron estipuladas para el primer nivel.

2.2.2.3. Módulo de gradas

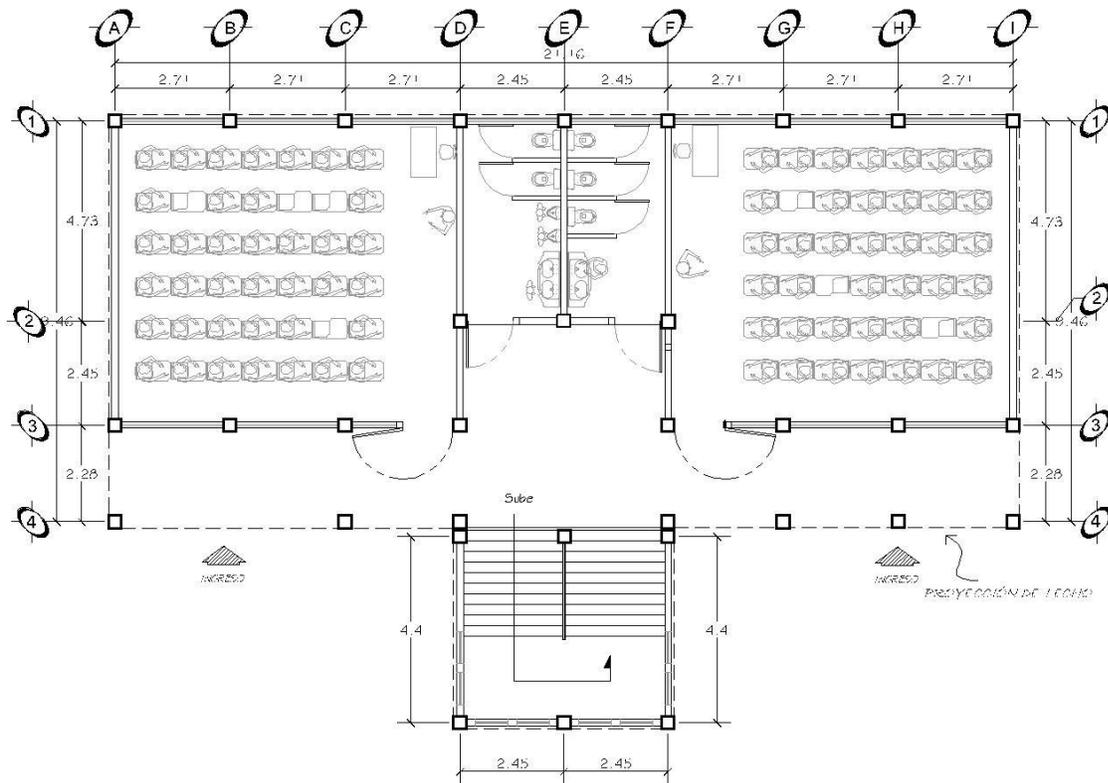
El módulo de gradas en este nivel tiene como finalidad llegar a la azotea para propósitos de: mantenimiento, reparación, mejora, u otra actividad que el caso amerite; dicho módulo tiene las mismas características que el módulo del primer nivel.

2.2.2.4. Pasillos

Los pasillos del segundo nivel tienen características similares a los del primer nivel, ya que para el diseño de los mismos se tomaron en consideración

las mismas recomendaciones que se utilizaron para el diseño de los pasillos del primer nivel.

Figura 2. **Planta amueblada**



PLANTA AMUEBLADA

Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

2.3. Análisis estructural

En esta fase es donde se ponen en práctica los conocimientos científicos adquiridos durante la formación académica, donde se emplean métodos de la mecánica estructural que implican el uso de herramientas matemáticas

frecuentemente muy refinadas, como también la utilización de software tal es el caso del SAP 2000 o bien ETABS. El análisis de una estructura comienza desde el momento en el que se definen las dimensiones que puedan soportar las fuerzas internas actuantes en cada uno de los elementos que componen la estructura.

2.3.1. Predimensionamiento de elementos

Consiste en determinar las dimensiones de los elementos estructurales que se utilizarán en el proyecto; al asignar dichas dimensiones se toman en cuenta criterios de normas creadas para tal propósito; antes de comenzar con el predimensionamiento es necesario determinar el método constructivo que se utilizará; para este proyecto se empleará el sistema constructivo basado en marcos dúctiles de concreto reforzado; luego de esto se procede a estimar las secciones de los elementos que soportarán las cargas de servicio, tomando como base lo establecido en el código ACI- 318S-2 005.

2.3.2. Dimensionamiento de vigas

Los elementos de concreto reforzado sujetos a flexión, deben diseñarse para tener una rigidez adecuada para limitar las deflexiones, o cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o funcionamiento de la estructura para las cargas de servicio.

En la siguiente tabla, se muestran los criterios para peraltes mínimos, propuesta por el *ACI- 318S-2005* en la sección 9.5.2.

Tabla IX. **Peralte mínimo de viga**

PERALTE MÍNIMO				
Miembros	Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Miembros que no soportan, o están obligados a divisiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse por grandes deflexiones.			
Vigas	L/16	L/18,5	L/21	L/8

Fuente: American Concrete Institute. ACI-318S-2005. p. 144.

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en miembros de concreto reforzado no preesforzado hechos con concreto de un peso de 2.4 ton/m³ y acero de refuerzo grado 42; de lo contrario, el código ACI-318S-2005 en la sección 9.5, señala las modificaciones correspondientes; otro criterio de predimensionamiento es el de tomar el 8% de la longitud de la viga.

En el caso particular se utilizó la ecuación $h=L/18.5$, dando como resultado el siguiente valor:

$$h = \frac{L}{18,5} = \frac{6,88 \text{ m}}{18,5} = 0,37 \text{ m}$$

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

$$\text{ancho} = \frac{h}{2} = \frac{0,40 \text{ m}}{2} = 0,20 \text{ m}$$

2.3.3. Dimensionamiento de columnas

Las siguientes son algunas de las recomendaciones que se deben tomar en cuenta al momento de predimensionar una columna:

- Columnas circulares: para columnas circulares se recomienda que el diámetro mínimo sea de 25 centímetros.
- Columnas rectangulares: para columnas rectangulares se recomienda que la dimensión menor sea de 25 centímetros y un área mínima 600 cms^2 .
- Algunos consideran la menor dimensión mayor o igual a 30 cms.

Por lo tanto, la columna a diseñar tendrá una sección transversal cuadrada con 30 centímetros por lado.

2.3.4. Dimensionamiento de losas

Las losas pueden trabajar en uno o en dos sentidos, dependiendo del valor de la relación lado a lado (m), que las mismas posean, siendo la condición para la misma la siguiente:

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

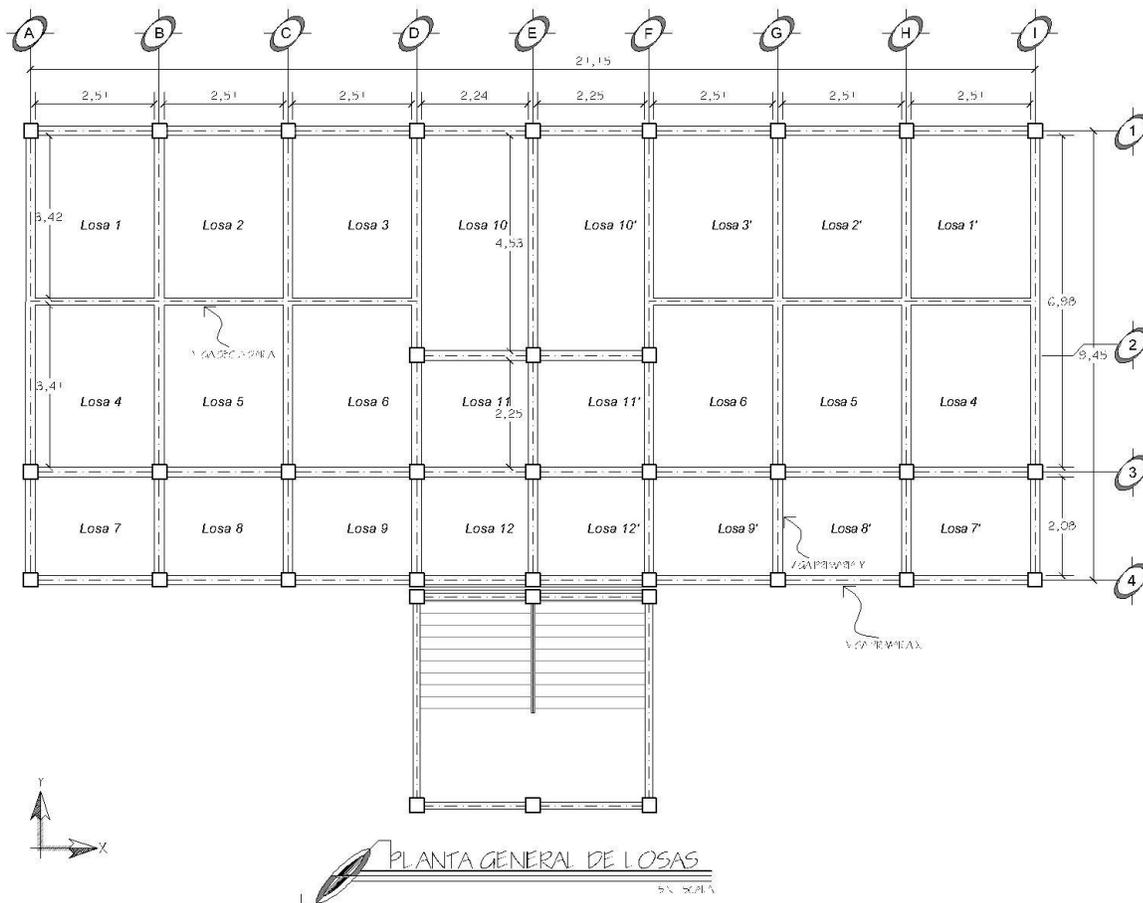
Si $m < 0,5$ trabaja en un sentido
Si $m \geq 0,5$ trabaja en 2 sentidos

Donde:

a, b = lados menor y mayor de la losa, respectivamente

El plano que se presenta a continuación es la planta general de losas correspondiente al techo de la estructura. Cada miembro estructural está debidamente identificado; se puede observar que el eje E sirve como una referencia a la simetría existente entre la parte derecha con la parte izquierda de la planta del edificio; lo anterior simplifica un poco el trabajo de cálculo, ya que por simetría se sabe que las losas que conforman el aula A y el aula B son idénticas.

Figura 3. Planta general de losas



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

Cálculo de la losa 1:

$$m = \frac{a}{b} = \frac{2,51}{3,42} = 0,73 \quad m > 0,5 \text{ la losa trabaja en dos sentidos.}$$

2.3.4.1. Espesor de losas

Dado que todas las losas trabajan en dos sentidos se utilizará la siguiente fórmula:

$$t = \frac{p}{180} = \frac{(2a+2b)}{180}$$

Donde:

p = perímetro de la losa

a = lado menor de la losa

b = lado mayor de la losa

t = espesor de la losa

$$t = \frac{(2*2,51+2*3,42)}{180} = 0,07 \text{ m}$$

Tabla X. **Espesores de losas**

Losa	a (m)	b (m)	m	t (m)	Losa	a (m)	b (m)	m	t (m)
1	2,51	3,42	0,73	0,07	1'	2,51	3,42	0,73	0,07
2	2,51	3,42	0,73	0,07	2'	2,51	3,42	0,73	0,07
3	2,51	3,42	0,73	0,07	3'	2,51	3,42	0,73	0,07
4	2,25	3,42	0,66	0,06	4'	2,25	3,42	0,66	0,06
5	2,24	3,42	0,65	0,06	5'	2,24	3,42	0,65	0,06
6	2,08	3,42	0,61	0,06	6'	2,08	3,42	0,61	0,06
7	2,08	2,10	0,83	0,05	7'	2,08	2,51	0,83	0,05
8	2,08	2,51	0,83	0,05	8'	2,08	2,51	0,83	0,05
9	2,08	2,25	0,92	0,05	9'	2,08	2,25	0,92	0,05
10	2,25	4,53	0,50	0,08	10'	2,25	4,53	0,50	0,08
11	2,25	2,25	1,00	0,05	11'	2,25	2,25	1,00	0,05
12	2,08	2,25	0,92	0,05	12'	2,08	2,25	0,92	0,05

Fuente: elaboración propia.

La tabla anterior muestra los valores de t calculados; todos están por debajo de los 0,10 m., sin embargo el código *ACI-318S-2005* recomienda que el espesor mínimo de la losa debe ser de 10 cms; por lo tanto el valor de t para todas las losas de ambos niveles es de 0,10 m.

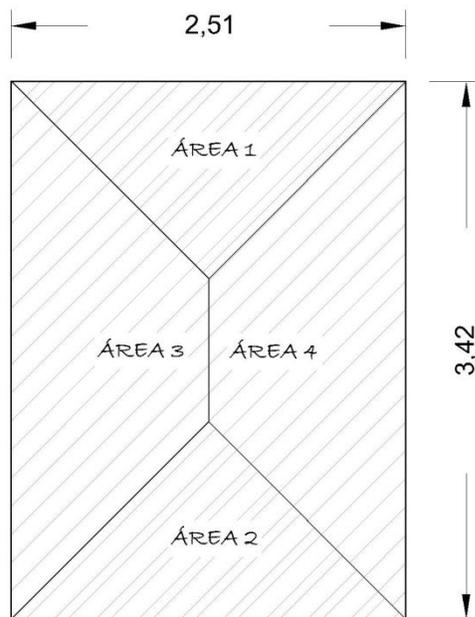
2.4. Cargas de diseño

Las cargas son fuerzas externas que actúan sobre la estructura, las cuales provocan reacciones internas en el sistema estructural que las resiste; la deformación que el elemento (viga, losa, columna, zapata) sufrirá, depende directamente de la forma en que esta sea aplicada.

2.4.1. Área tributaria

Para conocer la carga bajo la cual se encuentra cada uno de los elementos que conforman la estructura, es necesario determinar el valor de la carga que tributa la losa sobre el marco estructural; en este caso se procede con la losa 1:

Figura 4. Área tributaria de una losa



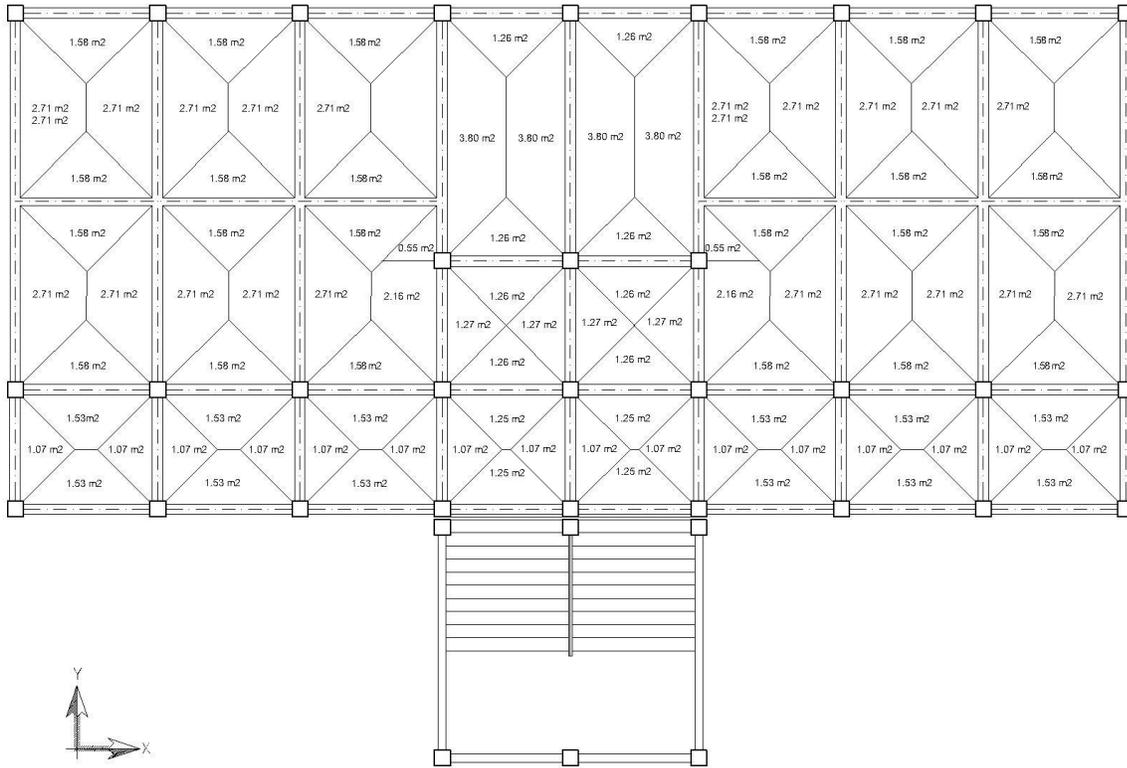
Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

$$\text{Área 1} = \text{Área 2} = 0,5 \cdot 2,51 \cdot 1,255 = 1,58 \text{ m}^2$$

$$\text{Área 3} = \text{Área 4} = 0,5 \cdot (3,42 + 0,91) \cdot 1,255 = 2,71 \text{ m}^2$$

En el caso de que ambos lados de la losa sean iguales, cada viga soportará el 25% del peso total de la losa. A continuación se muestra la planta de losas con las áreas tributarias calculadas.

Figura 5. Áreas tributarias



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

2.4.2. Integración de cargas

Esta consiste en determinar la carga distribuida que soporta cada marco, tanto para la carga viva como para la carga muerta.

$$WM = \text{Área tributaria} * CM + PPV$$

$$WV = \text{Área tributaria} * CV$$

Donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

PPV = Peso propio de viga

2.4.2.1. Cargas vivas

Son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación; los agentes que producen estas cargas no están rígidamente sujetos a la estructura; estos incluyen, pero no están limitados a: los ocupantes en sí, el mobiliario y su contenido, así como el equipo no fijo.

Las cargas vivas utilizadas en este caso, se encuentran especificadas en las normas estructurales de diseño, recomendadas para la República de Guatemala, *AGIES NR-2:2,000*.

Se utilizará un valor de 200 kg/m^2 para el techo y de 250 kg/m^2 para el entrepiso.

2.4.2.2. Cargas muertas

Este tipo de carga se considera permanente durante todo el tiempo de vida de la estructura, comprende el peso propio de esta y el de los elementos de permanencia fija sobre la misma.

Para encontrar las cargas distribuidas se tomará el marco crítico en el sentido Y, el cual será el marco C; y en el sentido X, se tomará el marco 3.

Tabla XI. **Cargas de diseño**

Tipo de carga	Entrepiso	Azotea	Dimensionales
C. viva	250	150	kg/m ²
Losa	2 400	2 400	kg/m ³
Sobrecarga	50	50	kg/m ²
Mezclón	30	30	kg/m ²
Acabados	20	20	kg/m ²
Muro pómez	120	120	kg/m ²
Espesor de losa	0,10	0,10	m

Fuente: Normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. p. 6.

Sección de viga = 20 cm * 40 cm

Altura de muros = 1,50 m

Azotea vano 1-2:

$$WM = ((\text{Área tributaria}) * CM)/L + PPV$$

$$CM = PC*t + SC + Acabados + Mezclón$$

$$CM = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.10 \text{ m} + 50 \text{ kg/m}^2 + 20 \text{ kg/m}^2 + 30 \text{ kg/m}^2 = 340 \text{ kg/m}^2$$

$$PPV = \text{Sección de viga} * PC$$

$$PPV = 0,2 \text{ m} * 0,4 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m}$$

$$PPV \text{ secundaria (puntual)} = 0,15 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 2,51 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 225,90 \text{ kg}$$

$$W_{Losa} \text{ (puntual)} = 3,16 \text{ m}^2 * 0,10 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 758,40 \text{ kg}$$

$$WM = ((10,80 \text{ m}^2) * 340 \text{ kg/m}^2) / 6,88 \text{ m} + 192 \text{ kg/m} = 725,72 \text{ kg/m}$$

Carga viva distribuida

$$WV = (\text{Área tributaria} * CV) / L$$

$$WV = ((10,80 \text{ m}^2) * 150 \text{ kg/m}^2) / 6,88 \text{ m} = 235,47 \text{ kg/m}$$

Entrepiso vano 1-2:

$$CM = 2 \text{ 400 kg/m}^3 * 0,10 \text{ m} + 50 \text{ kg/m}^2 + 20 \text{ kg/m}^2 + 30 \text{ kg/m}^2 = 340 \text{ kg/m}^2$$

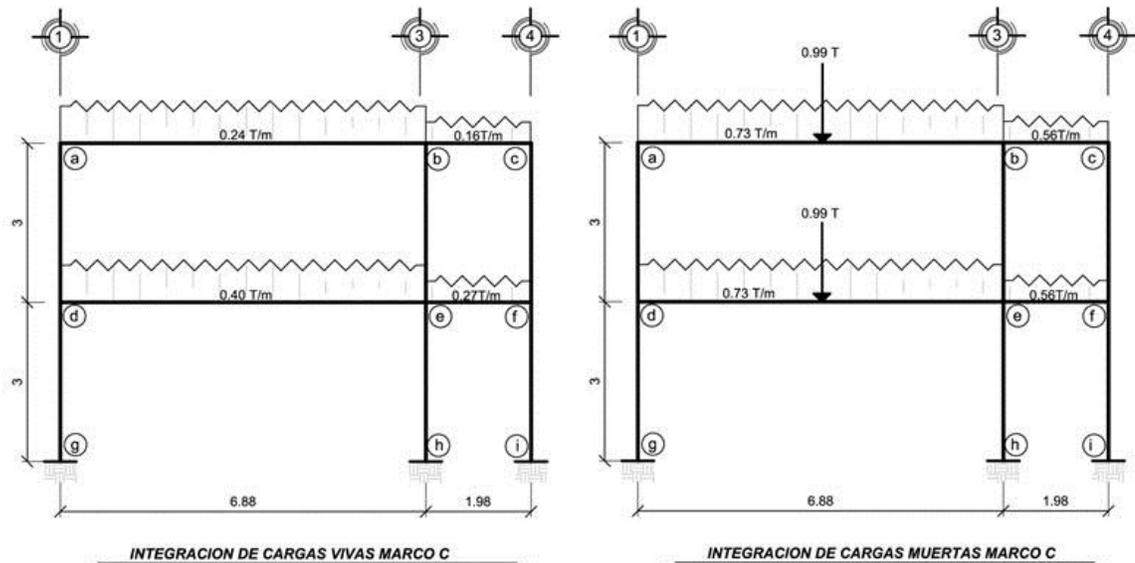
$$PPV = 0,20 * 0,40 * 2 \text{ 400} = 192 \text{ kg/m}$$

$$WM = ((10,80 \text{ m}^2) * 340 \text{ kg/m}^2) / 6,88 \text{ m} + 192 \text{ kg/m} = 725,72 \text{ kg/m}$$

$$WV = ((10,80 \text{ m}^2) * 250 \text{ kg/m}^2) / 6,88 \text{ m} = 392,44 \text{ kg/m}$$

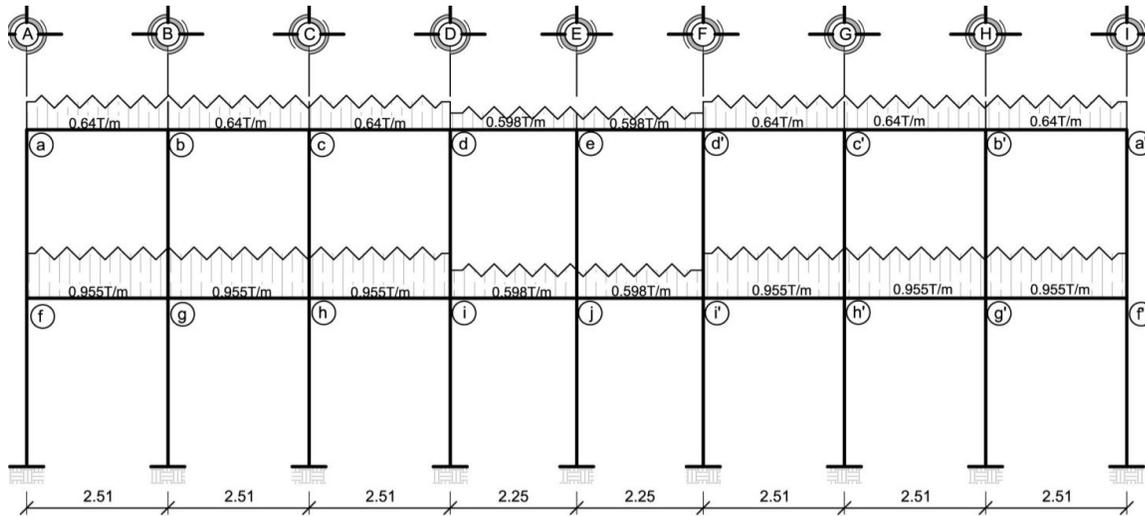
Es necesario aclarar que hay que realizar el procedimiento anterior para cada vano del marco; luego de realizar dichos cálculos, la distribución de cargas muertas y vivas en los marcos "C" y "3" queda de la forma como se aprecia en la figura 6.

Figura 6. Integración de cargas marco C

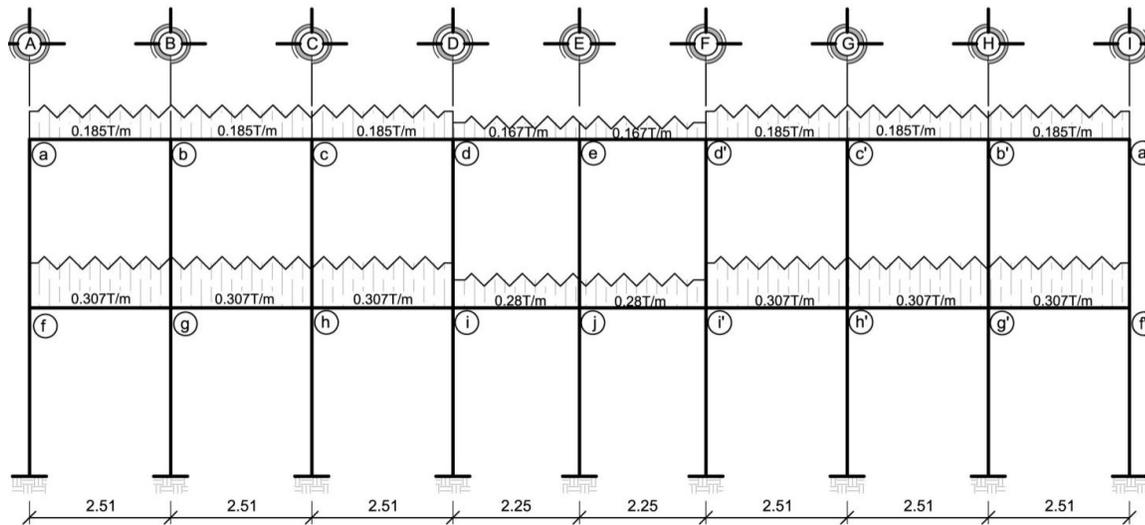


Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

Figura 7. Integración de cargas marco 3



INTEGRACION DE CARGAS MUERTAS MARCO 3



INTEGRACION DE CARGAS VIVAS MARCO 3

Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

2.4.2.3. Cargas de sismo

En estructuras de concreto reforzado, las características esenciales de la resistencia sísmica son incorporadas al asegurar lo siguiente:

- Las vigas tienen que fallar antes que las columnas
- El colapso debe ocurrir en flexión más que en corte
- Prevenir la falla prematura en uniones entre miembros
- Deben obtenerse fallas dúctiles, antes que quebradizas

En Guatemala se consideran en el análisis, las cargas por sismo y las cargas por viento, esta última dependiendo de la magnitud de la incidencia del mismo en una estructura sobre un área grande de exposición o bien por las condiciones del lugar; sin embargo para este caso, no es necesario considerarla, puesto que la altura del edificio es pequeña; por lo que se consideran solamente las fuerzas laterales generadas por un sismo, para lo cual se hace uso del método *SEAOC-74*.

2.4.2.3.1. SEAOC-74

Este método de análisis consiste en determinar la fuerza lateral ocasionada en la base del edificio, o corte basal, el cual depende de una serie de factores que ayudan a determinar el valor preciso para el presente caso. La fórmula para determinar el corte basal es la siguiente:

$$V = ZICKSW$$

Cuyos coeficientes Z, I, C, K, S, y W representan diversos factores que varían dependiendo de la estructura analizada, y el medio en cual se encuentre.

Donde:

Z = Basado en zonas sísmicas establecidas

I = Tipo de ocupación de la estructura

C = Tipo de estructura utilizada

K = Coeficiente que depende del período natural de vibración

S = Coeficiente que depende del tipo de suelo

W = Carga muerta total + 25% de carga viva

Para el análisis se tienen los datos siguientes:

Z = 1 (por ser Guatemala una región altamente sísmica)

I = 1,5 (por tratarse de aulas de clases)

S = 1,5 (por poseer un suelo de tipo limo-arenoso)

K = 0,67 (por haberse utilizado marcos dúctiles)

Para determinar el valor del período natural de vibración "C" de la estructura, es necesario recurrir a la siguiente fórmula:

$$C = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{t}} \quad C \leq 0,12$$

Donde:

h = 7,2 m

b' = base del edificio

b'x = 21,15 m

b'y = 9,45 m

$$t = \frac{0,09 \cdot h}{\sqrt{b'}}$$

$$t_x = \frac{0,09 \cdot 7,2}{\sqrt{21,15}} = 0,14$$

$$t_y = \frac{0,09 \cdot 7,2}{\sqrt{9,45}} = 0,21$$

$$C_x = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{0,14}} = 0,17 \quad c_x > 0,12 \quad \rightarrow C_x = 0,12$$

$$C_y = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{0,21}} = 0,14 \quad c_y > 0,12 \quad \rightarrow C_y = 0,12$$

Existe otra condición a verificar, la cual establece que la multiplicación de C por S no debe ser mayor que 0,14.

$$C_x \cdot S = 0,12 \cdot 1,5 = 0,18 > 0,14 \quad \text{por lo tanto usar } C_x \cdot S = 0,14$$

$$C_y \cdot S = 0,12 \cdot 1,5 = 0,18 > 0,14 \quad \text{por lo tanto usar } C_y \cdot S = 0,14$$

A continuación se procede a calcular el peso W del edificio; se debe tomar en cuenta que por razones de tiempo y espacio solo se calcula el peso de un elemento estructural con el objetivo de dejar constancia del procedimiento; los cálculos restantes se omiten y se tabulan los resultados de los cálculos finales.

$$W \text{ Edificio} = W \text{ nivel 1} + W \text{ nivel 2}$$

W nivel 1:

$$W_1 = W_{CM} + 25\%W_{CV}$$

$$W_1 = W \text{ columnas} + W \text{ vigas} + W \text{ Losa} + W \text{ zapatas} + W \text{ SC} + W \text{ mezclón} + W \text{ acabados} + 25\% \cdot (W \text{ CV})$$

$$W \text{ Columna} = 0,3 \text{ m} * 0,3 \text{ m} * 5,7 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * (1) = 1\,231,20 \text{ kg}$$

$$W \text{ Vigas} = \text{Sección} * L * W \text{ concreto} * \text{No. vigas} = 1\,340,16 \text{ kg}$$

$$W \text{ Losa} = \text{Área losa} * t * W \text{ concreto} * \text{No. losas}$$

$$W \text{ Losa} = 2,51 \text{ m} * 6,98 * 0,10 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * (1) = 4\,204,75 \text{ kg}$$

$$W \text{ Zapatas} = (1,3 \text{ m} * 1,3 \text{ m}) * 0,3 \text{ m} * 2\,400 \text{ kg/m}^3 * (1) = 1\,216,80 \text{ kg}$$

$$W \text{ Sc} = \text{Área losa} * \text{Sc}$$

$$W \text{ Sc} = 21,15 \text{ m} * 9,45 \text{ m} * 50 \text{ kg/m}^2 = 9\,993,38 \text{ kg}$$

$$W \text{ Mezclón} = 21,15 \text{ m} * 9,45 \text{ m} * 30 \text{ kg/m}^2 = 5\,996,03 \text{ kg}$$

$$W \text{ Acabados} = 21,15 \text{ m} * 9,45 \text{ m} * 20 \text{ kg/m}^2 = 3\,997,35 \text{ kg}$$

$$CV = 21,15 \text{ m} * 9,45 \text{ m} * 250 \text{ kg/m}^2 = 49\,966,88 \text{ kg}$$

$$25\% W \text{ CV} = 0,25 * 49\,966,88 \text{ kg} = 12\,491,71 \text{ kg}$$

Los cálculos anteriores fueron para un elemento estructural; a continuación se presenta en forma resumida los cálculos totales:

Tabla XII. **Datos para integración de cargas**

	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Área (m ²)	W (kg/m ²)
Columnas	0,30	0,30		0,09	
Zapatas	1,30	1,30	0,30	1,69	
Vigas	0,20	0,40		0,08	
Desplante			1,20		
Sobrecarga					50
Muro					120
Acabados					20
Mezclón					30
Piso					35

Fuente: elaboración propia.

Nivel 2

Columnas:

Tabla XIII. **Integración del peso de columnas nivel 2**

No. de columnas	Longitud (m)	a (m)	a (m)	w (ton)
30	1,5	0,3	0,3	9,72

Fuente: elaboración propia.

W Columnas = 9,72 toneladas

Vigas:

Tabla XIV. **Integración del peso de vigas nivel 2**

No. de vigas	Longitud (m)	Ancho (m)	Peralte (m)	w (ton)
18	2,41	0,20	0,40	8,33
8	2,15	0,20	0,40	3,30
6	6,88	0,20	0,40	7,93
3	4,42	0,20	0,40	2,55
3	2,15	0,20	0,40	1,24
9	1,98	0,20	0,40	3,42
6	2,51	0,15	0,25	1,36

Fuente: elaboración propia.

W vigas = 28,13 toneladas

Tabla XV. Integración del peso de losas nivel 2

Losa	a (m)	b (m)	m (m)	t (m)	t min (m)	w (ton)
1	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
2	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
3	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
4	2,25	3,42	0,66	0,06	0,10	1,85
5	2,24	3,42	0,65	0,06	0,10	1,84
6	2,08	3,42	0,61	0,06	0,10	1,71
7	2,08	2,51	0,83	0,05	0,10	1,25
8	2,08	2,51	0,83	0,05	0,10	1,25
9	2,08	2,25	0,92	0,05	0,10	1,12
10	2,25	4,53	0,50	0,08	0,10	2,45
11	2,25	2,25	1,00	0,05	0,10	1,22
12	2,08	2,25	0,92	0,05	0,10	1,12
1'	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
2'	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
3'	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
4'	2,25	3,42	0,66	0,06	0,10	1,85
5'	2,24	3,42	0,65	0,06	0,10	1,84
6'	2,08	3,42	0,61	0,06	0,10	1,71
7'	2,08	2,51	0,83	0,05	0,10	1,25
8'	2,08	2,51	0,83	0,05	0,10	1,25
9'	2,08	2,25	0,92	0,05	0,10	1,12
10'	2,25	4,53	0,50	0,08	0,10	2,45
11'	2,25	2,25	1,00	0,05	0,10	1,22
12'	2,08	2,25	0,92	0,05	0,10	1,12

Fuente: elaboración propia.

W Losas = 39,97 toneladas

Otras cargas:

Tabla XVI. Integración de cargas adicionales nivel 2

Tipo de carga	Largo (m)	Ancho (m)	Área (m ²)	W (ton)
Sobrecarga	21,15	9,45	199,87	9,99
Mezclón	21,15	9,45	199,87	6,00
Acabados	21,15	9,45	199,87	4,00
Muros			50,1	6,07
Piso	20,95	9,25	193,79	3,88

Fuente: elaboración propia.

$W (Sc+ Mz+ Ac + Mu + Piso) = 29,94 \text{ ton}$

$25\% CV = (0,25 * (9,45 \text{ m} * 21,15 \text{ m}) * 150 \text{ kg/m}^2)/1000 = 7,50 \text{ ton}$

$W2 = 9,72 \text{ ton} + 28,13 \text{ ton} + 39,97 \text{ ton} + 29,94 \text{ ton} + 7,5 \text{ ton} = 115,24 \text{ ton}$

Nivel 1

Columnas:

Tabla XVII. Integración del peso de columnas nivel 1

No. Columnas	Longitud (m)	A (m)	B (m)	w (ton)
30	5,7	0,3	0,3	36,94

Fuente: elaboración propia.

W Columnas = 36,94 toneladas

Vigas:

Tabla XVIII. Integración del peso de vigas nivel 1

No. Vigas	Longitud (m)	Ancho (m)	Peralte (m)	w (ton)
18	2,41	0,20	0,40	8,33
8	2,15	0,20	0,40	3,30
6	6,88	0,20	0,40	7,93
3	4,42	0,20	0,40	2,55
3	2,15	0,20	0,40	1,24
9	1,98	0,20	0,40	3,42
6	2,51	0,15	0,25	1,36

Fuente: elaboración propia.

W Vigas = 28,12 toneladas

Tabla XIX. Integración del peso de losas nivel 1

Losa	a (m)	b (m)	m	t (m)	t min (m)	w (ton)
1	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
2	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
3	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
4	2,25	3,42	0,66	0,06	0,10	1,85
5	2,24	3,42	0,65	0,06	0,10	1,84
6	2,08	3,42	0,61	0,06	0,10	1,71
7	2,08	2,51	0,83	0,05	0,10	1,25
8	2,08	2,51	0,83	0,05	0,10	1,25
9	2,08	2,25	0,92	0,05	0,10	1,12
10	2,25	4,53	0,50	0,08	0,10	2,45
11	2,25	2,25	1,00	0,05	0,10	1,22
12	2,08	2,25	0,92	0,05	0,10	1,12
1'	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
2'	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
3'	2,51	3,42	0,73	0,07	0,10	2,06
4'	2,25	3,42	0,66	0,06	0,10	1,85
5'	2,24	3,42	0,65	0,06	0,10	1,84
6'	2,08	3,42	0,61	0,06	0,10	1,71
7'	2,08	2,51	0,83	0,05	0,10	1,25
8'	2,08	2,51	0,83	0,05	0,10	1,25
9'	2,08	2,25	0,92	0,05	0,10	1,12
10'	2,25	4,53	0,50	0,08	0,10	2,45
11'	2,25	2,25	1,00	0,05	0,10	1,22
12'	2,08	2,25	0,92	0,05	0,10	1,12

Fuente: elaboración propia.

W Losas = 39,97 toneladas

Otras cargas:

Tabla XX. **Integración de cargas adicionales nivel 1**

Tipo de carga	Largo (m)	Ancho (m)	Área (m ²)	w (ton)
Sobrecarga	21,15	9,45	199,87	9,99
Mezclón	21,15	9,45	199,87	6,00
Acabados	21,15	9,45	199,87	4,00
Muros			150	18,00

Fuente: elaboración propia.

W (Sc Mz Ac Mu) = 37,99 ton

25% CV = $(0,25 * (21,15 \text{ m} * 9,45 \text{ m}) * 250 \text{ kg/m}^2) / 1000 = 12,49 \text{ ton}$

W1 = 36,94Ton + 28,12 ton + 39,97 ton + 37,99 ton + 12,49 ton = 155,51 ton

W Edificio = 115,24 ton + 155,51 ton

W Edificio = 270,75 ton

Ahora que se han calculado todos los factores, se procede a calcular el valor V:

$$V = (Z) * (I) * (C * S) * (K) * (W)$$

$$V = (1) * (1,5) * (0,14) * (0,67) * (270,75)$$

$$V = 38,09 \text{ ton}$$

2.4.2.3.2. Corte por nivel

Es importante saber que el corte basal produce una distribución de fuerzas en cada piso, para lo cual es necesario conocer este valor y así obtener un análisis correcto de la estructura. Las fuerzas por piso se calculan a partir de siguiente ecuación:

$$F_i = \frac{(V - F_t) * (W_i) * (h_i)}{\sum (w_i * h_i)}$$

Donde:

F_i = Corte por nivel

V = Corte basal

F_t = Fuerza adicional en la cúspide

W_i = Peso en el nivel

H_i = altura del nivel

$F_t = 0,07 * t * V$; si $t \geq 0,25$ segundos de lo contrario $F_t = 0$

En este caso en particular t_x y t_y son menores a 0,25, por lo que el valor de F_t que se utilizará será $F_t = 0$.

Análisis en la dirección del eje X:

$$F_{1x} = \frac{(38,09 \text{ ton} - 0 \text{ ton}) * (155,51 \text{ ton}) * (4,2 \text{ m})}{(155,51 \text{ ton} * 4,2 \text{ m}) + (115,24 \text{ ton} * 7,2 \text{ m})}$$

$F_{1x} = 16.77$ toneladas

$$F_{2x} = \frac{(38,09 \text{ ton} - 0 \text{ ton}) * (115,24 \text{ ton}) * (7,2 \text{ m})}{(155,51 \text{ ton} * 4,2 \text{ m}) + (115,24 \text{ ton} * 7,2 \text{ m})}$$

$$F2x = 21,31 \text{ toneladas}$$

Análisis en la dirección del eje Y: dado que el valor del corte basal es el mismo en ambos sentidos de la planta del edificio, se tiene lo siguiente:

$$F1y = 16,77 \text{ toneladas}$$

$$F2y = 21,31 \text{ toneladas}$$

2.5. Fuerzas por marco

Determinar las fuerzas por marco, consiste simplemente en dividir el corte por nivel, dentro de el número de marcos que soportarán dicha fuerza. Como se conoce que en el sentido X e Y, actúan ocho y dos marcos respectivamente, que soportan dichas fuerzas; se operan los marcos de la siguiente manera:

En la dirección del eje X:

$$F1x = \frac{16,77}{8} \text{ ton} = 2,09 \text{ toneladas}$$

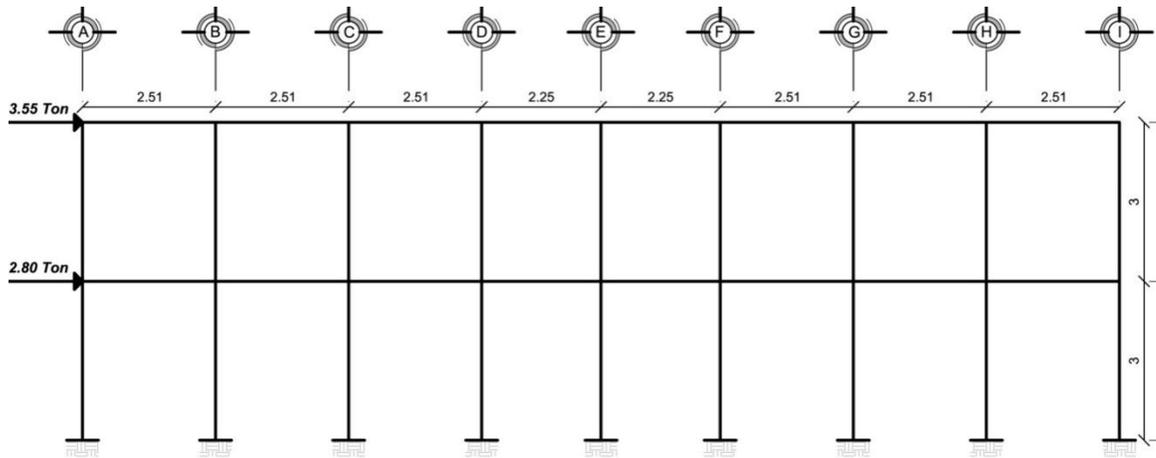
$$F2x = \frac{21,31}{8} \text{ ton} = 2,66 \text{ toneladas}$$

En la dirección del eje Y:

$$F1y = \frac{16,77}{2} \text{ ton} = 8,39 \text{ toneladas}$$

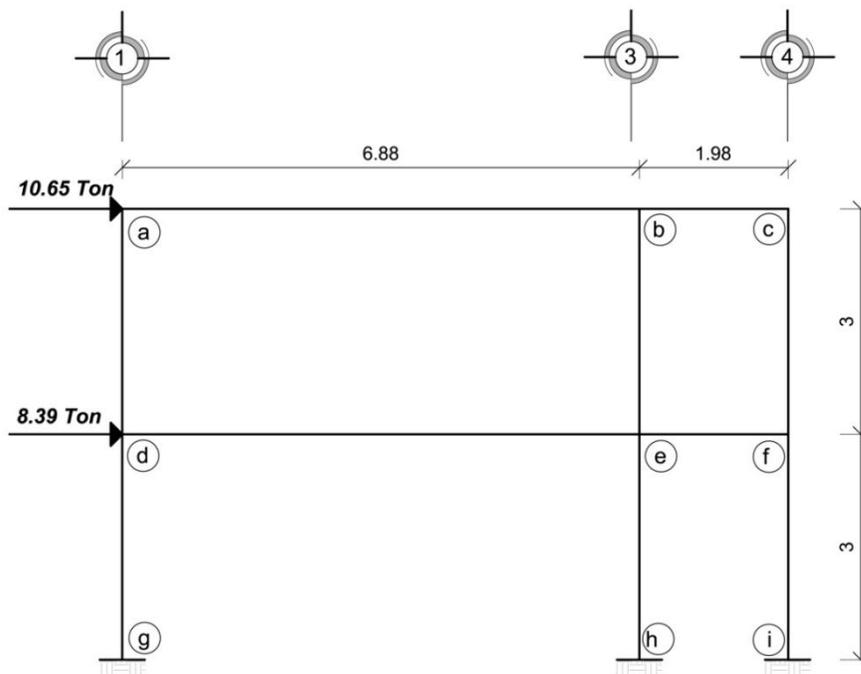
$$F2y = \frac{21,31}{2} \text{ ton} = 10,65 \text{ toneladas}$$

Figura 8. Cargas producidas por sismo en dirección al eje X



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

Figura 9. Cargas producidas por sismo en dirección al eje Y



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

2.5.1. Análisis estructural por el método de Kani

Análisis estructural es el estudio al cual se somete una estructura para conocer el comportamiento de cada uno de sus miembros. El análisis, es uno de los pasos básicos del desarrollo de proyectos de ingeniería, depende de este la economía de la estructura; después de obtener la magnitud de las cargas que la afectarán, es necesario analizar su comportamiento estructural.

Para ello se recurre a un método exacto y correctivo, como el método de Kani, puesto que este elimina automáticamente los errores de cálculo que se cometen en el proceso iterativo.

El método de Kani se basa en las características generales de la elástica; la ventaja de este método sobre otros de aproximaciones sucesivas, es que en forma directa, se toma el efecto del desplazamiento de los miembros, evitándose el planeamiento y solución de ecuaciones simultáneas.

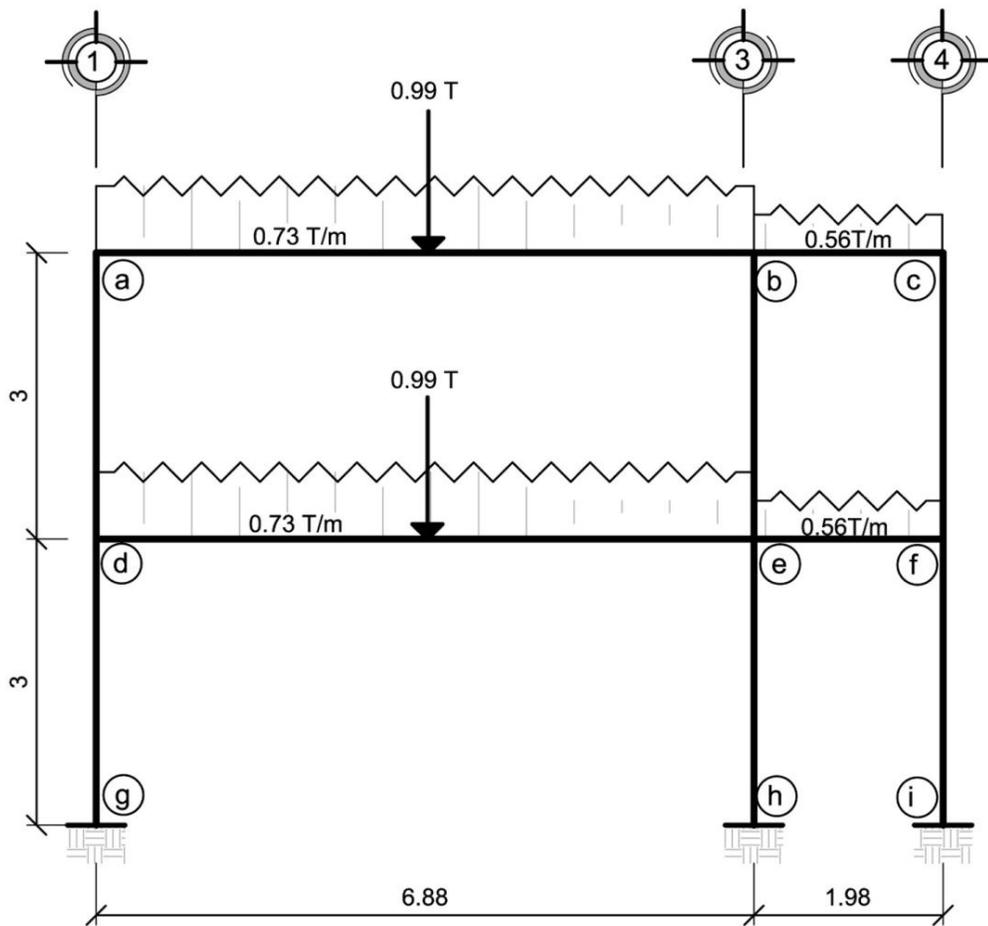
La comprobación de resultados puede hacerse en cualquier nudo, utilizando únicamente los valores finales, sin que sea necesario revisar todo el desarrollo de cálculo.

El método de Kani es clásico en el análisis estructural, y como todos los métodos, tiene particulares ventajas para el análisis de determinadas estructuras, ventajas que el analista debe aprovechar para realizar un trabajo eficiente. Es importante mencionar que para el análisis de la estructura, se debe analizar las cargas por separado; es decir, que primero se analiza la estructura bajo las cargas muertas, luego bajo las cargas vivas y por último, su comportamiento bajo las fuerzas de sismo.

2.5.2. Análisis de carga muerta

A continuación se analizará el marco C que es uno de los marcos que se encuentran sobre el eje Y.

Figura 10. Cargas muertas actuantes sobre el marco C



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

La sección de las columnas es de 0,30 m. x 0,30 m. y la viga tendrá una sección de 0,20 m. x 0,40 m. en ambos niveles; estos datos servirán para calcular la rigidez de cada elemento; a continuación los detalles:

$$K = \frac{I}{L}$$

Donde:

I = Inercia

L= Longitud del elemento

El valor de la inercia se calcula con la siguiente fórmula: $I = \frac{1}{12} * b * h^3$.

Se procede a calcular:

$$I = \frac{1}{12} * (0,20 \text{ m}) * (0,40 \text{ m})^3 = 0,0011 \text{ m}^4$$

Tabla XXI. **Rigideces de vigas y columnas**

Vigas	b (m)	h (m)	I (m ⁴)	L (m)	K=I/L (m ³)
a-b	0,20	0,40	0,0011	6,88	0,00016
b-c	0,20	0,40	0,0011	1,98	0,00054
d-e	0,20	0,40	0,0011	6,88	0,00016
e-f	0,20	0,40	0,0011	1,98	0,00054
Columnas					
2 ^{do} nivel	0,30	0,30	0,0007	3,00	0,00023
1 ^{er} nivel	0,30	0,30	0,0007	3,00	0,00023

Fuente: elaboración propia.

Se calculan los factores de giro o coeficientes de reparto para cada nudo, utilizando la rigidez de cada elemento que llega al nudo, con base en la fórmula:

$$\mu = -\frac{1}{2} * \frac{K}{\sum K}$$

Donde:

μ = Factor de giro o de distribución

K = Rigidez del elemento

$\sum K$ = Sumatoria de rigideces del nudo

Se debe comprobar que la sumatoria de todos los factores de giro en cada nudo, debe ser de -0,50. Por ejemplo, para el caso del nudo A:

$$\mu_{ab} = -\frac{1}{2} * \frac{0,00016}{(0,00016 + 0,00023)}$$

$$\mu_{ab} = -0,20$$

$$\mu_{af} = -\frac{1}{2} * \frac{0,00023}{(0,00016 + 0,00023)}$$

$$\mu_{af} = -0,30$$

$\mu_{ab} + \mu_{af}$ debe ser igual a -0,50, en este caso se ve que sí cumple.

Tabla XXII. Factores de giro

	K	Σk	μ	$\Sigma \mu$
Nodo A		0,0004		-0,50
a-b	0,00016		-0,20	
a-d	0,00023		-0,30	
Nodo B		0,00092		-0,50
b-a	0,00016		-0,08	
b-c	0,00054		-0,29	
b-e	0,00023		-0,12	
Nodo C		0,00076		-0,50
c-b	0,00054		-0,35	
c-f	0,00023		-0,15	
Nodo D		0,00061		-0,50
d-a	0,00023		-0,19	
d-e	0,00016		-0,13	
d-g	0,00023		-0,19	
Nodo E		0,00114		-0,50
e-b	0,00023		-0,10	
e-d	0,00016		-0,07	
e-f	0,00054		-0,24	
e-h	0,00023		-0,10	
Nodo F		0,00099		-0,50
f-c	0,00023		-0,11	
f-e	0,00054		-0,27	
f-i	0,00023		-0,11	

Fuente: elaboración propia.

Para el cálculo de los momentos fijos se utiliza la siguiente fórmula:

$$M_f = \frac{wL^2}{12}$$

Donde:

M_f = momento fijo

W = carga distribuida linealmente

L = Longitud de la viga

Se adopta la siguiente convención de signos: se toma como momento positivo aquel que siga la dirección contraria al giro de las agujas del reloj y momento negativo aquel que siga la dirección de las agujas del reloj.

Para el tramo A-B, se calcula el momento producido por la carga distribuida:

$$M_{fab} = -M_{fba} = \frac{(0,73 \text{ ton/m}) * (6,88 \text{ m})^2}{12} = -2,88 \text{ ton.m}$$

Se calcula además el momento producido por la carga puntual actuante:

$$M_{fab} = -M_{fba} = \frac{(0,99 \text{ ton/m}) * (6,88 \text{ m})}{8} = -0,85 \text{ ton.m}$$

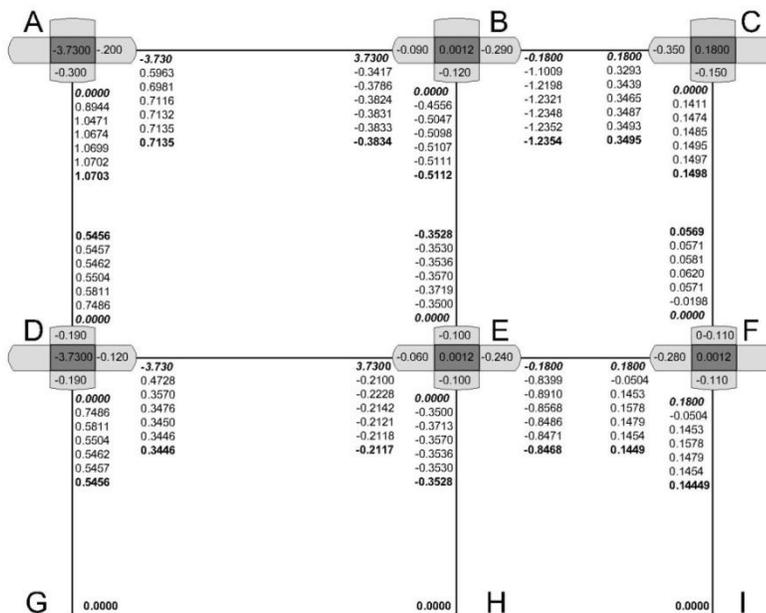
Tabla XXIII. Momentos fijos por cargas muertas marco C

Vigas	W(ton/m)	W(ton)	L (m)	Momentos (ton.m)				M. fijos (ton.m)	
				Puntual		Distribuida		Izquierdo	derecho
a-b	0,73	0,99	6,88	-0,85	0,85	-2,88	2,88	-3,73	3,73
b-c	0,56	0,00	1,98	0,00	0,00	-0,18	0,18	-0,18	0,18
d-e	0,73	0,99	6,88	-0,85	0,85	-2,88	2,88	-3,73	3,73
e-f	0,56	0,00	1,98	0,00	0,00	-0,18	0,18	-0,18	0,18

Fuente: elaboración propia.

A continuación se hace el análisis del marco mediante el método de Kani siguiendo el orden siguiente: F, E, D, A, B y C.

Figura 11. Análisis de cargas muertas mediante el método de Kani



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

Los momentos finales se calculan con base en la siguiente fórmula:

$$M_{ab} = M_{Fab} + 2M'_{ab} + M'_{ba}$$

Donde:

M_{Fab} = Momento fijo de A a B

M'_{ab} = Última iteración extremo A del tramo a-b

M'_{ba} = Última iteración extremo B del tramo b-a

Utilizando esta fórmula se procede a calcular los momentos finales asociados al nodo F:

$$M_{fc} = 0 + (2 \cdot (0,0569)) + (0,1498) = 0,26 \text{ ton.m}$$

$$M_{fe} = 0,18 + 2 \cdot (0,1449) + (-0,8468) = -0,38 \text{ ton.m}$$

$$M_{fi} = 0 + 2 \cdot (0,0569) + 0 = 0,11 \text{ ton.m}$$

A continuación se presentan los valores de los momentos finales que actúan en el marco C debido a las cargas muertas.

Tabla XXIV. **Momentos finales en el marco C, cargas muertas**

Nodo	M finales (ton.m)	Σ M finales
NODO A		0,0
M ab	-2,69	
M ad	2,69	
NODO B		0,0
M ba	3,68	
M bc	-2,30	
M be	-1,38	
NODO C		0,0
M cb	-0,36	
M cf	0,36	
NODO D		0,0
M da	2,16	
M de	-3,25	
M dg	1,09	
NODO E		0,0
M eb	-1,22	
M ed	3,65	
M ef	-1,73	
M eh	-0,71	
NODO F		0,0
M fc	0,26	
M fe	-0,38	
M fi	0,11	

Fuente: elaboración propia.

Chequear que la sumatoria en los nodos sea cero:

$$\sum M \text{ finales A} = M_{ab} + M_{ad}$$

$$\sum M \text{ finales A} = -2,69 \text{ ton.m} + 2,69 \text{ ton.m}$$

$$\sum M \text{ finales A} = 0 \text{ ton.m}$$

Los momentos positivos se calculan utilizando la siguiente fórmula:

$$M_{ab}^+ = \frac{W \cdot L^2}{8} - \frac{(M_{ab}^- + M_{ba}^-)}{2}$$

Donde:

W = carga distribuida

M_{ab}⁻ = momento negativo ab

M_{ba}⁻ = momento negativo ba

$$M_{ab}^+ = \frac{0,90 \cdot 4,52^2}{8} - \frac{(-0,99 + 1,52)}{2} = 2,03 \text{ ton.m}$$

Tabla XXV. **Momentos positivos por cargas muertas en marco C**

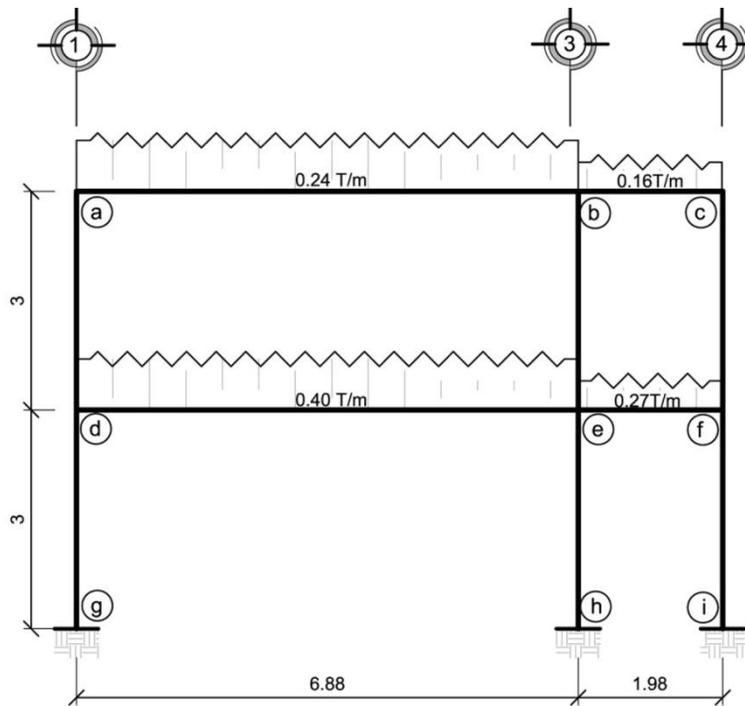
Tramo	w (m)	L (m)	M (-) izq.	M (-) der.	M (+)
a-b	0,87	6,88	2,69 ton.m	3,68 ton.m	1,96 ton.m
b-c	0,56	1,98	2,30 ton.m	0,36 ton.m	-1,06 ton.m
d-e	0,87	6,88	3,25 ton.m	3,65 ton.m	1,70 ton.m
e-f	0,56	1,98	1,73 ton.m	0,38 ton.m	-0,78 ton.m

Fuente: elaboración propia.

2.5.3. Análisis de carga viva

Para el análisis de carga viva se calculó la rigidez de cada elemento estructural; los factores de giro se han calculado con anterioridad, las cargas que actúan sobre el marco se muestran en la figura 12.

Figura 12. Cargas vivas actuantes sobre el marco C



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

La rigidez de cada elemento y los factores de giro se han calculado con anterioridad; a continuación se determinan los momentos fijos :

$$M_{fab} = -M_{fba} = \frac{(0,73 \text{ ton/m}) * (6,88 \text{ m})^2}{12} = -2,88 \text{ ton.m}$$

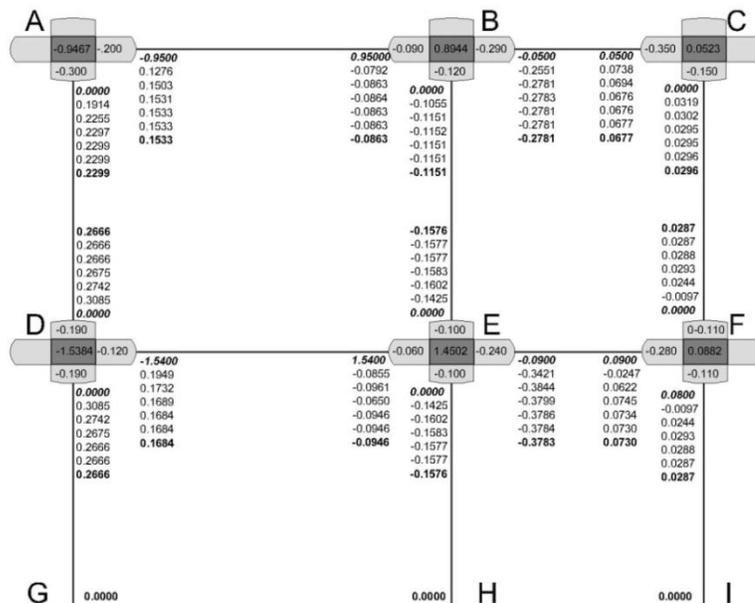
Tabla XXVI. Momentos fijos por cargas vivas marco C

Tramos	W(ton/m)	L (m)	Momentos fijos (ton.m)	
			-M	+M
a-b	0,24	6,88	-0,95	0,95
b-c	0,16	1,98	-0,05	0,05
d-e	0,39	6,88	-1,54	1,54
e-f	0,27	1,98	-0,09	0,09

Fuente: elaboración propia.

A continuación se hace el análisis del marco mediante el método de Kani, siguiendo el orden siguiente: F, E, D, A, B y C.

Figura 13. Análisis de cargas vivas mediante el método de Kani



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

Estos son los valores de los momentos finales:

Nodo A

$$M_{ab} = -0,95 + 2*(0,1533) + (-0,0863) = -0,73 \text{ ton.m}$$

$$M_{ad} = 0 + 2*(0,2299) + (0,2666) = 0,73 \text{ ton.m}$$

Los demás valores se calculan siguiendo la misma mecánica, por ende se presentan los valores tabulados en la siguiente tabla:

Tabla XXVII. **Momentos finales en marco C, cargas vivas**

Nodo	M finales (ton.m)	Σ MF en nodo
Nodo A		0,0
M ab	-0,73	
M ad	0,73	
Nodo B		0,0
M ba	0,93	
M bc	-0,54	
M be	-0,39	
Nodo C		0,0
M cb	-0,09	
M cf	0,09	
Nodo D		0,0
M da	0,76	
M de	-1,30	
M dg	0,53	
Nodo E		0,0
M eb	-0,43	

Continuación de la tabla XXVII.

M ed	1,52	
M ef	-0,77	
M eh	-0,32	
Nodo F		0,0
M fc	0,09	
M fe	-0,14	
M fi	0,06	

Fuente: elaboración propia.

A continuación se determinan los momentos positivos que actúan sobre el marco D:

$$M_{ab}^+ = \frac{0,24 \cdot 6,88^2}{8} - \frac{(-0,73 + 0,93)}{2} = 1,32 \text{ ton.m}$$

Tabla XXVIII. **Momentos positivos por cargas vivas en marco C**

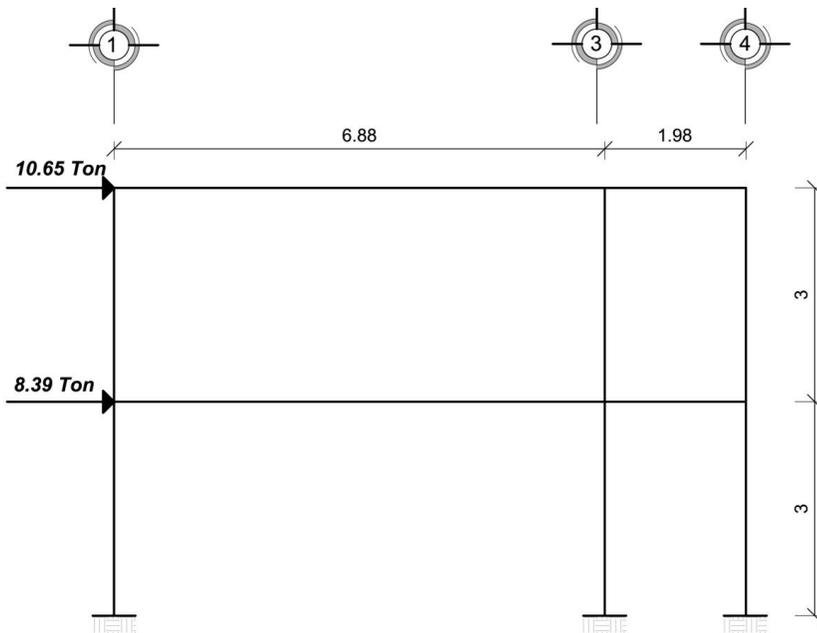
Tramo	W (m)	L (m)	M (-) Izq.	M (-) Der.	M (+)
a-b	0,24	6,88	0,73 ton.m	0,93 ton.m	0,59 ton.m
b-c	0,16	1,98	0,54 ton.m	0,09 ton.m	-0,24 ton.m
d-e	0,4	6,88	1,33 ton.m	1,56 ton.m	0,92 ton.m
e-f	0,27	1,98	0,79 ton.m	0,15 ton.m	-0,34 ton.m

Fuente: elaboración propia.

2.5.4. Análisis de carga de sismo

Para el análisis de cargas producidas por sismo se consideran las fuerzas horizontales que actúan sobre el marco en análisis, tal como se aprecia en la figura 14.

Figura 14. Cargas de sismo actuantes sobre el marco C



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

Como primer paso se calculan los momentos de piso actuantes en la estructura; dichos momentos se calculan de la siguiente forma:

$$M2 = \frac{(Q2 \cdot h2)}{3}$$

$$M1 = \frac{(Q2 + Q1) \cdot h1}{3}$$

Donde:

M1, M2 = Momentos de piso

Q1, Q2 = Cargas de sismo

h1, h2 = Alturas por nivel

$$M2 = \frac{(10,65 \text{ ton} \cdot 3 \text{ m})}{3} = 10,65 \text{ ton.m}$$

$$M1 = \frac{(10,65 \text{ ton} + 8,39 \text{ ton}) \cdot 3 \text{ m}}{3} = 19,04 \text{ ton.m}$$

Se calcula el factor de corrimiento en cada nivel:

$$\gamma = -\frac{3 \text{ K columnas}}{2 \sum K \text{ columnas}}$$

Donde:

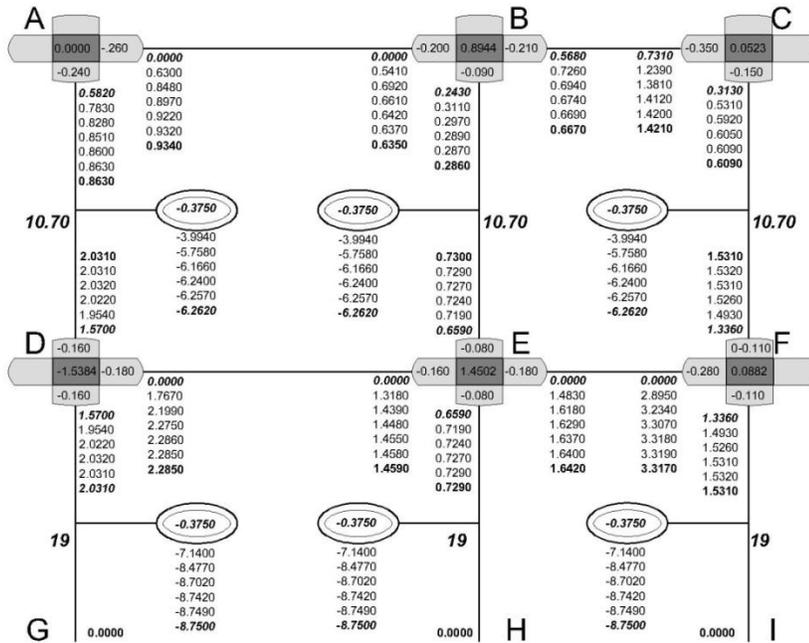
γ = Factor de corrimiento.

K = Rigidez.

$\sum K$ = Sumatoria de rigideces.

$$\gamma = -1,5 \cdot \frac{0,00023}{0,00023 + 0,00023 + 0,00023 + 0,00023} = -0,375$$

Figura 15. Análisis de cargas de sismo mediante el método de Kani



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

Tabla XXIX. Momentos finales en marco C, cargas de sismo

	M finales (ton.m)	$\sum MF$ en nodo
Nodo A		0,0
M ab	2,5	
M ad	-2,5	
Nodo B		0,0
M ba	2,2	
M bc	2,8	
M be	-5,0	
Nodo C		0,0
M cb	3,5	

Continuación de la tabla XXIX.

M cf	-3,5	
Nodo D		0,0
M da	-1,3	
M de	6,0	
M dg	-4,7	
Nodo E		0,0
M eb	-4,5	
M ed	5,2	
M ef	6,6	
M eh	-7,3	
Nodo F		0,0
M fc	-2,6	
M fe	8,3	
M fi	-5,7	

Fuente: elaboración propia.

2.5.5. Envolverte de momentos

Con los resultados de cada uno de los tipos de cargas aplicadas sobre la estructura, se debe calcular la envolvente de momentos, la cual consiste en encontrar la condición más crítica que pueda afectar la misma; es decir, que en todas las combinaciones, se toman las que provocan los efectos menos favorables. Dicha condición se determina como el valor más alto dentro de una serie de posibles combinaciones de carga que el código *ACI 318-89* estipula, en las cuales toman en cuenta resistencias a cargas por viento, sísmicas, vivas y muertas.

Las posibles combinaciones que se analizan son las siguientes:

- $M_u = 1,4 M_{cm} + 1,7 M_{cv}$
- $M_u = 0,75*(1,4 M_{cm} + 1,7 M_{cv} + 1,87 M_{cs})$
- $M_u = 0,75*(1,4 M_{cm} + 1,7 M_{cv} - 1,87 M_{cs})$
- $M_u = 0,9 M_{cm} + 1,43 M_{cs}$
- $M_u = 0,9 M_{cm} - 1,43 M_{cs}$

Donde:

M_u = momento último

M_{cm} = momento por carga muerta

M_{cv} = momento por carga viva

M_{cs} = momento por carga se sismo

La siguiente tabla contiene las combinaciones mencionadas con anterioridad; tanto para momentos como para corte; de las cuales se obtiene la mayor de las mismas como la envolvente.

Tabla XXX. **Envolvente de momentos**

Elemento	C.M.	C.V.	C.S.	1	2	3	4	5	Env.
Viga AB									
M ab	2,69	0,73	2,5	5,01	7,26	0,25	6,00	-1,15	7,26
M(+)	1,96	0,59	0,23	3,75	3,13	2,49	2,09	1,44	3,75
M ba	3,68	0,93	2,2	6,73	8,14	1,96	6,46	0,17	8,14
V ab	0,39	0,11	0,66	0,73	1,48	-0,38	1,29	-0,59	1,48
V ba	0,53	0,14	0,66	0,98	1,66	-0,19	1,42	-0,47	1,66
Viga BC									
M bc	2,3	0,54	2,8	4,14	7,03	-0,82	6,07	-0,78	7,03

Continuación de la tabla XXX.

M(+)	1,05	0,24	0,11	1,88	1,56	1,25	1,10	1,31	1,88
M cb	0,36	0,09	3,5	0,66	5,40	-4,42	5,33	-4,50	5,40
V bc	1,16	0,27	0,19	2,08	1,83	1,30	1,32	1,35	2,08
V cb	0,18	0,05	0,19	0,34	0,52	-0,01	0,43	-0,02	0,52
Viga DE									
M de	3,25	1,3	6	6,76	13,49	-3,35	11,51	-4,03	13,49
M(+)	1,7	0,92	0,34	3,94	3,43	2,48	2,02	1,89	3,94
M ed	3,65	1,52	5,2	7,69	13,06	-1,52	10,72	-2,33	13,06
V de	0,47	0,19	0,66	0,98	1,66	-0,19	1,37	-0,29	1,66
V ed	0,54	0,22	0,66	1,13	1,77	-0,08	1,43	-0,19	1,77
Viga EF									
M ef	1,73	0,77	6,6	3,73	12,05	-6,46	11,00	-7,02	12,05
M(+)	0,78	0,34	0,55	1,67	2,02	0,48	1,49	0,31	2,02
M fe	0,38	0,14	8,3	0,77	12,22	-11,06	12,21	-11,34	12,22
V ef	0,87	0,39	0,19	1,88	1,68	1,14	1,05	0,95	1,88
V fe	0,19	0,07	0,19	0,39	0,56	0,02	0,44	-0,01	0,56
Columnas									
M ad	2,69	0,73	2,5	5,01	7,13	0,38	6,00	0,19	7,13
M da	2,16	0,76	1,3	4,32	4,99	1,48	3,80	1,17	4,99
M be	1,38	0,39	5	2,60	8,70	-4,80	8,39	-5,22	8,70
M eb	1,22	0,43	4,5	2,44	7,90	-4,25	7,53	-4,73	7,90
M cf	0,36	0,09	3,5	0,66	5,22	-4,23	5,33	-4,50	5,33
M fc	0,26	0,09	2,6	0,52	3,90	-3,12	3,95	-3,35	3,95
M dg	1,09	0,53	4,7	2,43	8,17	-4,52	7,70	-5,20	8,17
M eh	0,71	0,32	7,3	1,54	11,01	-8,70	11,08	-9,45	11,08
M fi	0,11	0,06	5,7	0,26	7,89	-7,50	8,25	-8,00	8,25
Zapatas									
M g	0,55	0,27	2,35	1,23	4,09	-2,25	3,86	-2,59	4,09
M h	0,36	0,16	3,65	0,78	5,51	-4,35	5,54	-4,72	5,54
M i	0,06	0,03	2,85	0,14	3,95	-3,75	4,13	-3,99	4,13

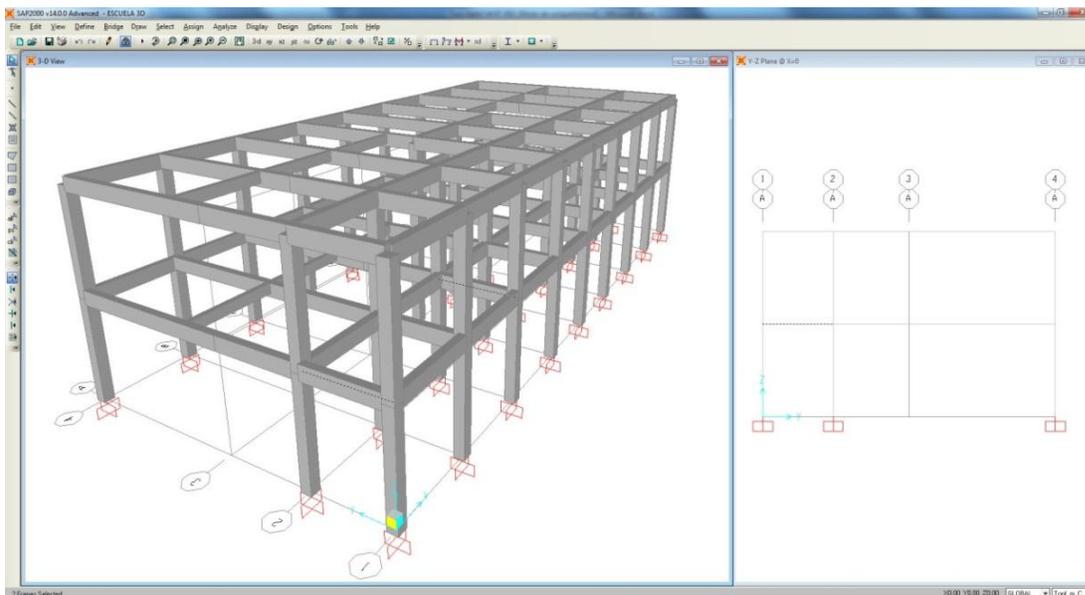
Fuente: elaboración propia.

2.5.6. Análisis estructural mediante SAP 2000

En la actualidad, el uso de programas de computación en el proceso de análisis y diseño en ingeniería se ha hecho muy común por las diferentes ventajas que brinda; aprovechando dichas ventajas se tuvo a bien utilizar el software SAP 2000 (*STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM*) versión 14.0.0, el cual es ampliamente utilizado para análisis y diseño estructural basado en el uso de elementos finitos.

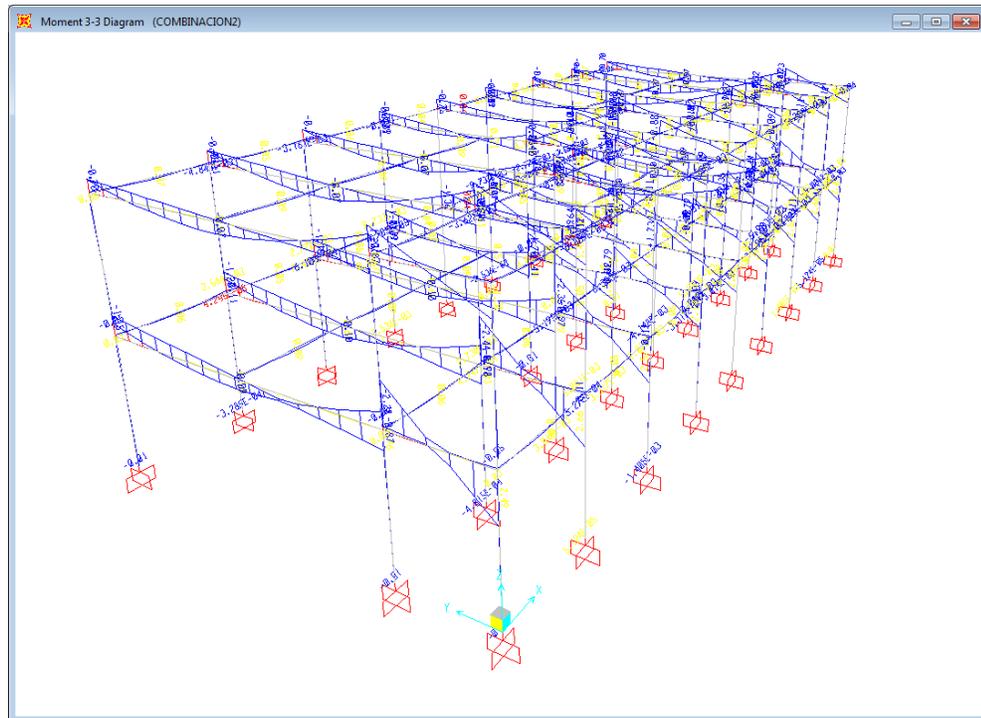
A continuación se presentan algunas capturas realizadas en el momento en que se hizo el análisis mediante dicho software; en la figura 16 se aprecian los elementos estructurales más importantes; en la figura 17 se pueden apreciar los diagramas de momentos que actúan sobre cada elemento.

Figura 16. Modelación del proyecto en SAP 2000



Fuente: elaboración propia, con el programa SAP 2000.

Figura 17. **Diagrama de momentos vista en tres dimensiones**

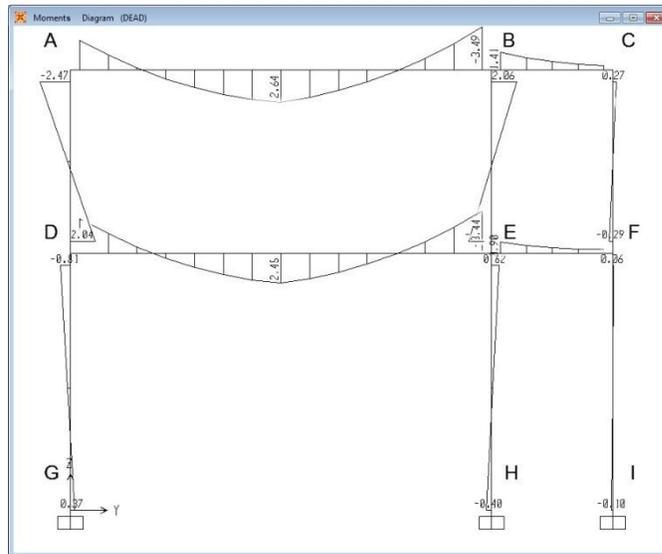


Fuente: elaboración propia, con el programa SAP 2000.

2.5.7. **Comparación de resultados Kani vrs. SAP 2000**

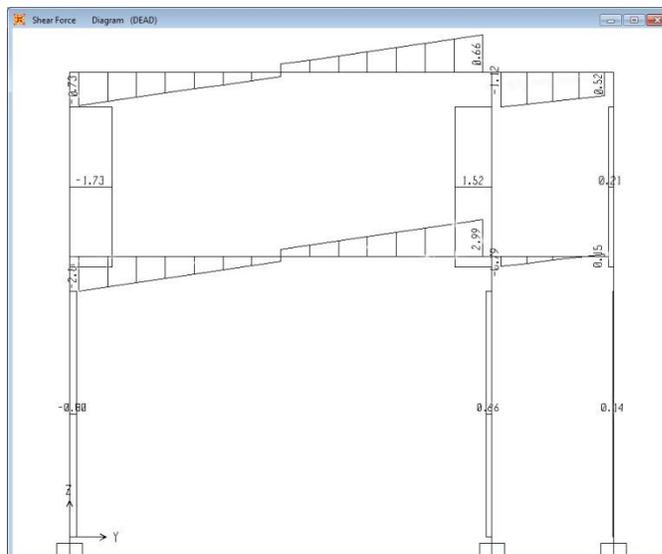
Se pudo establecer que la diferencia entre los resultados generados mediante el uso del software de diseño se asemeja con los obtenidos mediante el método tradicional; la diferencia radica en no más del 6%; dicha diferencia se debe a que el análisis realizado mediante software se hizo a nivel tridimensional, mientras que el análisis clásico se hace en dos dimensiones, tomando un marco a la vez; sin embargo los resultados son muy satisfactorios ya que de antemano se esperaba que estos resultados tendrían una leve variación; por razones de espacio solamente se muestran algunos de los resultados obtenidos.

Figura 18. Diagrama de momentos por cargas muertas



Fuente: elaboración propia, con el programa SAP 2000.

Figura 19. Diagrama de cortantes por cargas muertas



Fuente: elaboración propia, con el programa SAP 2000.

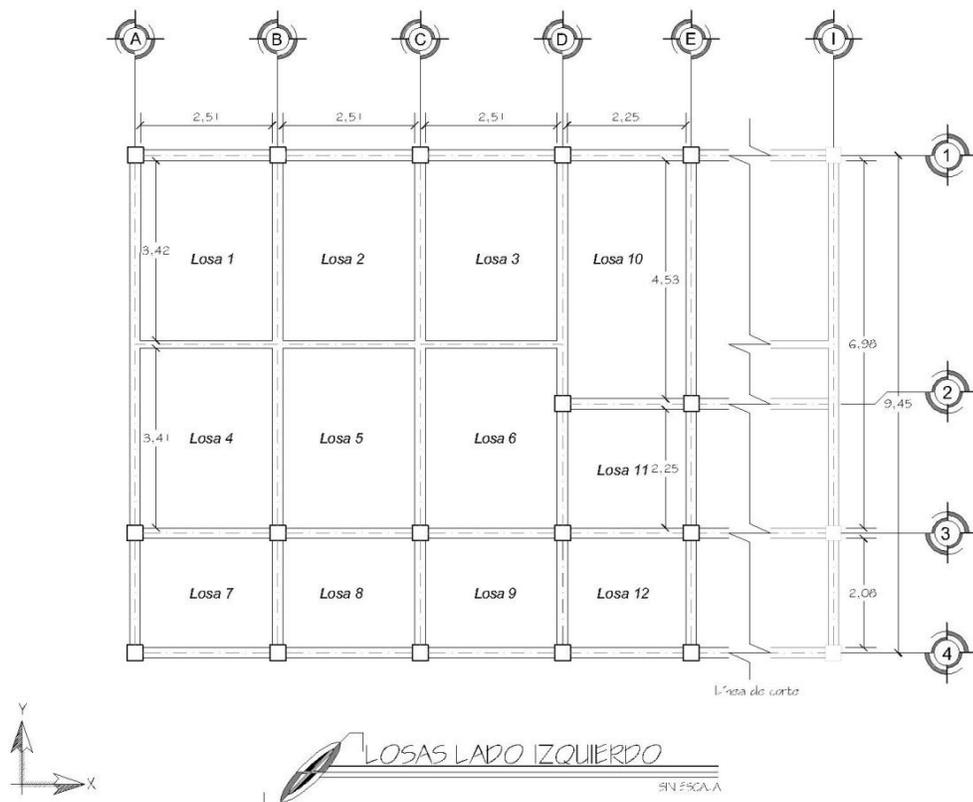
2.6. Diseño estructural

Como su nombre lo indica, este consiste en el diseño de cada uno de los elementos que conforman la estructura, y va desde el diseño de losas hasta el de las zapatas.

2.6.1. Diseño de losas

Para el diseño de las losas se toman en consideración las dimensiones de cada una de las losas que a continuación se presentan:

Figura 20. **Planta de losas**



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

2.6.1.1. Momentos en losas

Para calcular los momentos en cada losa se procede según el método 3 del ACI, como se muestra a continuación:

Datos:

$$CM = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$CMu = 1,4 \cdot CM = 1,4 \cdot 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 490 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CVu = 1,7 \cdot CV = 1,7 \cdot 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 340 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$CU_{\text{tot}} = CMu + CVu = 830 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de momentos:

$$M_A^- = Cc_{m_A} \cdot CU_{\text{tot}} \cdot A^2$$

$$M_B^- = Cc_{m_B} \cdot CU_{\text{tot}} \cdot B^2$$

$$M_A^+ = Cc_{v_A} \cdot CMu \cdot A^2 + Cc_{v_B} \cdot CVu \cdot A^2$$

$$M_B^+ = Cc_{m_B} \cdot CMu \cdot B^2 + Cc_{v_B} \cdot CVu \cdot B^2$$

Donde:

M_A^- = Momento negativo lado corto

M_B^- = Momento negativo lado largo

M_A^+ = Momento positivo lado corto

M_B^+ = Momento positivo lado largo

C_{cm_A} = Coeficiente de carga muerta en A

C_{cm_B} = Coeficiente de carga muerta en B

C_{cv_A} = Coeficiente de carga viva en A

C_{cv_B} = Coeficiente de carga viva en B

Con esta información se establece el caso al que pertenece la losa y se obtienen los coeficientes respectivos para cada tipo de carga.

Puede verse que las losas 1,2,3,4,5 y 6 son idénticas, por lo que se procede a calcular de la siguiente forma:

$$m = \frac{a}{b} = \frac{2,51}{3,42} = 0,73$$

$$Ma^- = 0,074 \cdot 830 \cdot 2,51^2 = 386,95 \text{ kg.m}$$

$$Mb^- = 0,017 \cdot 830 \cdot 3,42^2 = 165,04 \text{ kg.m}$$

$$Ma^+ = 0,030 \cdot 490 \cdot 2,51^2 + 0,049 \cdot 340 \cdot 2,51^2 = 197,57 \text{ kg.m}$$

$$Mb^+ = 0,007 \cdot 490 \cdot 3,42^2 + 0,012 \cdot 340 \cdot 3,42^2 = 40,60 \text{ kg.m}$$

Losas 7,8 y 9:

$$m = 0,83$$

$$Ma^- = 0,060 \cdot 830 \cdot 2,08^2 = 215,45 \text{ kg.m}$$

$$Mb^- = 0,031 \cdot 830 \cdot 2,51^2 = 162,10 \text{ kg.m}$$

$$Ma^+ = 0,024 \cdot 490 \cdot 2,08^2 + 0,037 \cdot 340 \cdot 2,08^2 = 105,30 \text{ kg.m}$$

$$Mb^+ = 0,012 \cdot 490 \cdot 2,51^2 + 0,019 \cdot 340 \cdot 2,51^2 = 77,74 \text{ kg.m}$$

Losa 10:

$$m = 0,50$$

$$Ma^- = 0,086 \cdot 830 \cdot 2,25^2 = 361,36 \text{ kg.m}$$

$$M_b^- = 0,006*830*4,53^2 = 102,19 \text{ kg.m}$$

$$M_a^+ = 0,037*490*2,25^2 + 0,066*340*2,25^2 = 205,39 \text{ kg.m}$$

$$M_b^+ = 0,002*490*4,53^2 + 0,004*340*4,53^2 = 48,01 \text{ kg.m}$$

Losa 11:

$$m = 1$$

$$M_a^- = 0,045*830*2,25^2 = 189,08 \text{ kg.m}$$

$$M_b^- = 0,045*830*2,25^2 = 189,08 \text{ kg.m}$$

$$M_a^+ = 0,018*490*2,25^2 + 0,027*340*2,25^2 = 91,13 \text{ kg.m}$$

$$M_b^+ = 0,018*490*2,25^2 + 0,027*340*2,25^2 = 91,13 \text{ kg.m}$$

Losa 12:

$$m = 0,92$$

$$M_a^- = 0,055*830*2,08^2 = 197,50 \text{ kg.m}$$

$$M_b^- = 0,037*830*2,25^2 = 155,47 \text{ kg.m}$$

$$M_a^+ = 0,022*490*2,08^2 + 0,034*340*2,08^2 = 96,65 \text{ kg.m}$$

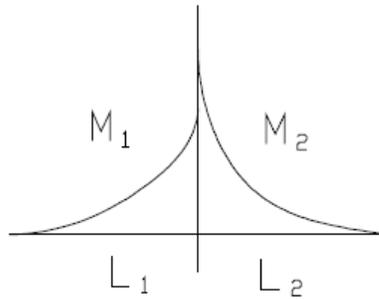
$$M_b^+ = 0,014*490*2,25^2 + 0,022*340*2,25^2 = 72,60 \text{ kg.m}$$

2.6.1.1.1. Balanceo de momentos

Cuando en la unión de losas se presentan momentos con valores diferentes, se debe realizar el balanceo de los mismos, con la finalidad de tener un solo momento.

Para determinar el momento balanceado, el código ACI (American Concrete Institute) recomienda el siguiente procedimiento:

Figura 21. **Momentos no balanceados**



Fuente: elaboración propia.

$0,80M_2 > M_1$ Balanceo por rigideces

$0.80M_2 < M_1$ Se calcula el promedio de los dos momentos

Donde:

M_1 = Momento menor

M_2 = Momento mayor

L_1 = Longitud donde se produce el momento menor

L_2 = Longitud donde se produce el momento mayor

Se calculan las rigideces k_1 y k_2 de las losas de la siguiente manera:

$$k_1 = \frac{1}{l_1} \quad \text{y} \quad k_2 = \frac{1}{l_2}$$

Luego se calculan los factores D_1 y D_2 que son los factores de distribución para las losas 1 y 2, respectivamente:

$$D1 = \frac{k1}{k1+k2} \quad \text{y} \quad D2 = \frac{k1}{k1+k2}$$

Para calcular los momentos balanceados se procede de la siguiente manera:

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

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

Balanceo de momentos en losas 1,2 y 3:

$$M2 = 215,45 \text{ kg.m}$$

$$M1 = 165,04 \text{ kg.m}$$

$$0,80*M2 = 0,80*215,45 \text{ kg.m}$$

$0,80*M2 = 172,35 \text{ kg.m}$ lo cual indica que se debe balancear por rigidez

$$K1 = \frac{1}{3,42} = 0,29$$

$$K2 = \frac{1}{2,08} = 0,48$$

$$D1 = \frac{0,29}{0,29+0,48} = 0,38$$

$$D2 = \frac{0,48}{0,29+0,48} = 0,62$$

$$Mb1 = 165,04 + (215,45-165,04)*0,38 = 184,16 \text{ kg.m}$$

$$Mb2 = 215,45 - (215,45 - 165,04)*0,62 = 184,16 \text{ kg.m}$$

Balanceo de momentos en losa 4:

$$M1 = 189,08 \text{ kg.m}$$

$$M2 = 197,50 \text{ kg.m}$$

$0,80 \cdot M2 = 0,80 \cdot 197,50 = 158 \text{ kg.m}$ en este caso se promedia M1 y M2

$$M_{b1} = M_{b2} = \frac{(189,08 + 197,50)}{2} = 193,30 \text{ kg.m}$$

Balanceo de momentos en losa 5:

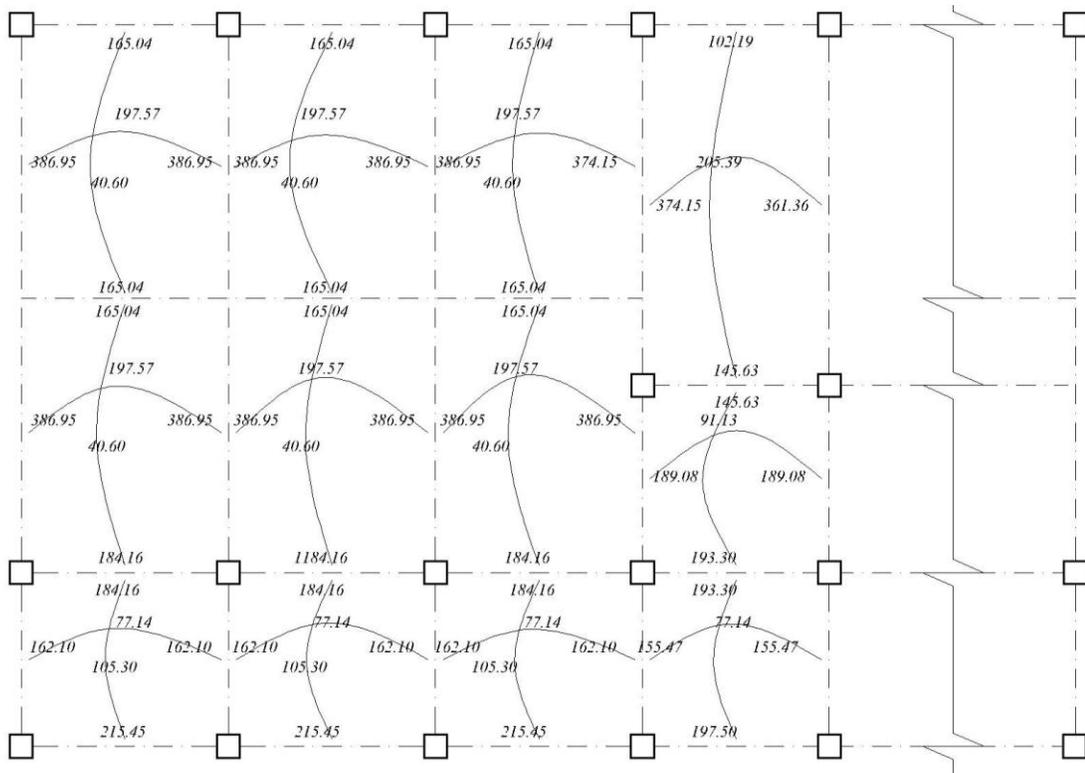
$M1 = 155,47 \text{ kg.m}$

$M2 = 162,10 \text{ kg.m}$

$0,80 \cdot M2 = 0,80 \cdot 162,10 = 129,68 \text{ kg.m}$ en este caso promediamos M1 y M2

$$M_{b1} = M_{b2} = \frac{(155,47 + 162,10)}{2} = 158,79 \text{ kg.m}$$

Figura 22. Momentos balanceados en losas



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

2.6.1.2. Acero de refuerzo

El primer paso para encontrar el área de acero necesario para resistir los momentos en una losa, es conocer el peralte efectivo de la misma, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$d = t - \text{rec} - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d = peralte efectivo de losa

t = espesor de losa

rec = recubrimiento

\emptyset = diámetro de varilla

Utilizando un recubrimiento de 2 centímetros y el diámetro de una varilla de 3/8" se tiene que:

$$d = 10 - 2 - 0,5$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0,4 * \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

Donde:

A_{smin} = área de acero mínimo

f_y = límite de fluencia del acero

b = base (franja unitaria)

d = peralte efectivo de losa

$$A_{s_{\min}} = 0,4 * \frac{14,1}{2810} * 100 * 7,5 = 1,51 \text{ cms}^2$$

Cálculo del espaciamiento:

As	S
1,51 cms ²	100 cms
0,71 cms ²	X

X = 47 cms > 3t, entonces se usa 3t = 30 cms

S = 30 cms

Cálculo de As para S = 30 cms:

As	S
0,71 cms ²	30 cms
X cms ²	100 cms

$$X = 2,37 \text{ cms}^2$$

Momento que resiste $A_s = 2,37 \text{ cms}^2$

$$M_{As} = 0,9 \left(A_s * f_y * \frac{(d - A_s * f_y)}{1,7 * f_c * b} \right)$$

Donde:

M_{As} = momento que resiste el A_s

f_y = límite de fluencia del acero

$f'c$ = resistencia máxima del concreto a los 28 días

b = base (franja unitaria)

d = peralte efectivo de losa

$$M_{As} = 0,9 \left(2,37 * 2810 * \frac{(7,5 - 2,37 * 2810)}{1,7 * 210 * 100} \right) = 438,35 \text{ kg.m}$$

Este momento cubre a todos los presentes en las losas, por lo cual el área de acero calculado es correcto.

En las losas en una dirección se utiliza el refuerzo por temperatura, el cual se coloca en dirección perpendicular al acero de refuerzo principal.

2.6.2. Diseño de vigas

Para el diseño de vigas, es necesario utilizar los datos que se obtuvieron de la envolvente de momentos; se toma como la viga crítica la que cubre el marco 3, ubicada dentro del tramo A-B.

2.6.2.1. Diseño a flexión

Para el diseño del refuerzo longitudinal, se cuenta con los siguientes datos:

$$M_{ab} = 7,26 \text{ ton.m}$$

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

$$b = 20 \text{ cms}$$

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

Acero mínimo:

$$A_{s_{\text{Min}}} = \frac{14,1}{2810} * 20 * 40 = 4,01 \text{ cms}^2$$

Acero balanceado ($A_{s_{\text{bal}}}$):

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

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{f'_c}{f_y} 0,85^2 \left(\frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \right)$$

Donde:

E_s = módulo de elasticidad del acero ($2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

f'_c = resistencia del concreto a compresión

f_y = límite de fluencia del acero

b = lado menor de la viga

d = peralte efectivo de la viga

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{281}{2810} 0,85^2 \left(\frac{0,003}{0,003 + \frac{281}{2,1 \times 10^6}} \right) = 0,05 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{\text{bal}}} = 0,05 * 20 * 40 = 40,00 \text{ cms}^2$$

Área de acero máxima:

$$A_{s_{\text{Max}}} = 0,5 * A_{s_{\text{bal}}}$$

$$A_{s_{\text{Max}}} = 0,5 * 40,00 = 20,00 \text{ cms}^2$$

Área de acero necesaria para el momento negativo de D a E:

$$A_{s-DE} = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{DE}^- \cdot b}{0,003825 \cdot f'_c}} \right)$$

$$A_{s-DE} = 0,85 \cdot \frac{281}{2\ 810} \left(20 \cdot 40 - \sqrt{(20 \cdot 40)^2 - \frac{13\ 120 \cdot 20}{0,003825 \cdot 281}} \right)$$

$$A_{s-DE} = 14,52 \text{ cms}^2$$

Colocar 4 # 7 = 15,52 cms²

Área de acero para el momento negativo de E a D:

$$A_{s-ED} = 0,85 \cdot \frac{281}{2\ 810} \left(20 \cdot 40 - \sqrt{(20 \cdot 40)^2 - \frac{13\ 060 \cdot 20}{0,003825 \cdot 281}} \right)$$

$$A_{s-ED} = 14,44 \text{ cms}^2$$

Colocar 4 # 7 = 15,52 cms².

Área de acero para momento positivo de A a B:

$$A_{s+AB} = 0,85 \cdot \frac{281}{2\ 810} \left(20 \cdot 40 - \sqrt{(20 \cdot 40)^2 - \frac{3\ 750 \cdot 20}{0,003825 \cdot 281}} \right)$$

$$A_{s+AB} = 3,81 \text{ cms}^2$$

Colocar 2 # 5 = 3,98 cms².

2.6.2.1.1. Requisitos sísmicos para el armado

Para la cama inferior en apoyos, deben colocarse dos varillas corridas, tomando el mayor de los siguientes valores:

- 50% del área de acero que requiere el mayor de los momentos negativos.
- 50% del área de acero que requiere el momento positivo.

Para la cama superior al centro, se debe colocar como mínimo dos varillas corridas, tomando el mayor de los siguientes valores:

Armado de viga:

Cama inferior

$$As \text{ corrido} = \begin{cases} 50\% As_{DE}^- = 0,50 \cdot 14,52 = 7,26 \text{ cms}^2 \\ 50\% As_{ED}^- = 0,50 \cdot 14,44 = 7,22 \text{ cms}^2 \\ 50\% As_{DE}^+ = 0,50 \cdot 3,81 = 1,91 \text{ cms}^2 \\ As_{\min} = 4,01 \text{ cms}^2 \end{cases}$$

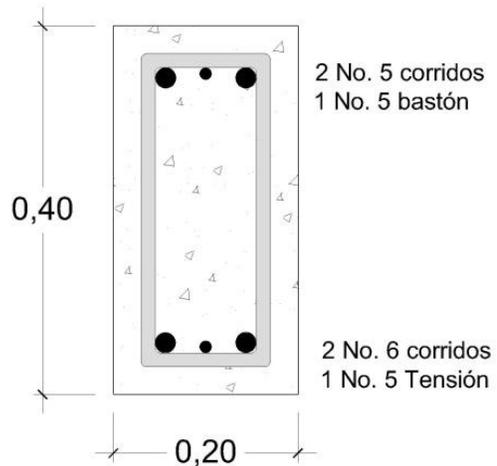
Para cubrir un área de acero de $7,26 \text{ cms}^2$, es necesario colocar 2 varillas No. 7 corridas, con un área total de $7,76 \text{ cms}^2$.

Cama superior

$$As \text{ corrido} = \begin{cases} 33\% As_{DE}^- = 0,33 \cdot 14,52 = 4,79 \text{ cms}^2 \\ 33\% As_{ED}^- = 0,33 \cdot 14,44 = 4,77 \text{ cms}^2 \\ As_{\min} = 4,01 \text{ cms}^2 \end{cases}$$

Para cubrir un área de acero de $4,79 \text{ cms}^2$, es necesario colocar 2 varillas No. 6 corridas, con un área total de $5,70 \text{ cms}^2$.

Figura 23. Armado de viga



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

2.6.2.2. Diseño a corte

Básicamente para el diseño de vigas bajo esfuerzos de corte, se deben seguir los siguientes pasos:

- Calcular el corte que resiste el concreto mediante la fórmula:

$$V_c = (0,85) \cdot (0,53) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Donde:

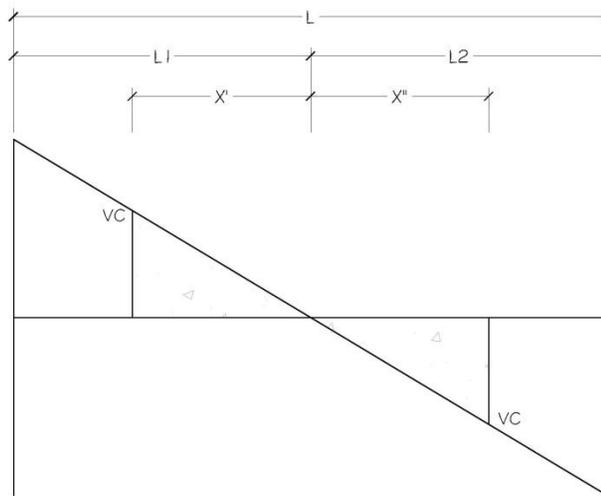
f'_c = resistencia máxima del concreto a los 28 días

b = base

d = peralte efectivo

- Calcular la parte de la viga que resiste el concreto. Para ello es necesario encontrar el valor de X' y x'' mediante el siguiente diagrama:

Figura 24. **Diagrama de viga sometida a fuerzas de corte**



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

$$X' = \frac{VcL1}{V1}$$

$$X'' = \frac{VcL2}{V2}$$

Esfuerzo de cortante actuante:

$$V_{act} = \frac{V_a}{bd}$$

Donde:

V_{act} = esfuerzo de corte actuante

V_a = corte actuante

b = base

d = peralte efectivo

Esfuerzo de corte que resiste el concreto:

$$v_c = \frac{V_c}{b \cdot d}$$

Donde:

V_c = corte que resiste el concreto

b = base

d = peralte efectivo

Espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y}{(v_a - v_c) b}$$

Donde:

A_v = área de la varilla

v_a = esfuerzo de corte actuante

v_c = esfuerzo de corte que resiste el concreto

f_y = límite de fluencia del acero

b = base

Según el ACI, se debe colocar el primer estribo a $S/2$. Se usan cinco estribos con el espaciado encontrado, luego se debe calcular un nuevo espaciado para los siguientes cinco.

Diseño de la viga a corte mediante los siguientes datos:

$$V1 = 18\,410 \text{ kg}$$

$$V2 = 19\,330 \text{ kg}$$

$$L = 6,88 \text{ m}$$

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

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 20 \text{ cms}$$

$$d = 37,5 \text{ cms}$$

$$V_c = 0,85 \cdot 0,53 \sqrt{281} \cdot 20 \cdot 37,50 = 5\,663,82 \text{ kg}$$

Aplicando la relación de triángulos se puede encontrar los valores de L1 y L2 de la siguiente forma:

$$L1 = \frac{6,88 \cdot 18\,410}{18\,410 + 19\,330} = 3,35 \text{ m}$$

$$L2 = 6,88 - 3,35 = 3,53 \text{ m}$$

Para X' y X'':

$$X' = \frac{5\,663,82 \cdot 3,35}{18\,410} = 1,02 \text{ m}$$

$$X'' = \frac{5\,663,82 \cdot 3,53}{19\,330} = 1,02 \text{ m}$$

Lo cual indica que dentro de esta región, donde el concreto resiste el corte, se debe reforzar con un espaciamiento igual a $d/2$, es decir 18 cm.

Esfuerzos de corte actuante y resistente, respectivamente:

$$v_a = \frac{19\,330}{20 \cdot 37,5} = 25,77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_c = \frac{5\,663,82}{20 \cdot 37,5} = 7,55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo del espaciamiento de estribos fuera de la zona en la que el concreto resiste el corte, se tiene que:

$$S = \frac{2 \cdot 0,71 \cdot 2\,810}{(25,77 - 7,55) \cdot 20} = 10,95 \text{ cms}$$

Por lo tanto se propone que el refuerzo que resiste el corte sea No. 3, colocado a cada 0,10 metros, hasta una longitud de 2,40 metros desde el empotramiento.

2.6.3. Diseño de columnas

Los parámetros que deben cumplir las columnas como elementos sismoresistentes son:

2.6.3.1. Requisitos ACI para columnas

En el diseño de columnas, el código ACI presenta los siguientes parámetros y requisitos que el diseñador debe tomar en cuenta al momento de dimensionar y reforzar una columna:

- El área de acero longitudinal mínimo es 1% de la sección de la columna.

$$A_{st}(\min) = 0,01 A_g$$

- El área de acero longitudinal máximo será de 6% para zonas sísmicas y de 8% para zonas no sísmicas de la sección de la columna.

$$A_{st}(\max) = \begin{cases} 0,06 A_g & (\text{zonas sísmicas}) \\ 0,08 A_g & (\text{zonas no sísmicas}) \end{cases}$$

- La columna deberá tener como mínimo cuatro varillas de refuerzo longitudinal.
- El lado más pequeño de una columna estructural será de 20 centímetros.
- El refuerzo transversal (estribos), nunca podrá ser menor que 3/8 de pulgada para barras longitudinales menores al número 10; y por lo menos número 4, para barras números 11, 14, 18 y barras empaquetadas.
- La sección mínima para columnas estructurales deberá ser de 400 centímetros cuadrados.
- El recubrimiento mínimo de una columna es en condiciones normales de 3 centímetros.
- La separación entre estribos no debe ser superior a 16 diámetros de la barra longitudinal, ni a 48 diámetros del estribo, ni a la dimensión mínima de la columna.

2.6.3.2. Carga axial

La carga axial se determina por medio de áreas tributarias, incluyendo el peso de las vigas que se localicen dentro de dicha área. Considerando que si la columna soporta otros niveles, la carga axial de los niveles superiores se acumula para el diseño de la misma.

Para este caso, se diseñará la columna que se encuentra localizada en el tramo D-E del marco C, y para la cual se cuenta con los datos que se obtienen de la envolvente de momentos finales (tabla XXX). La fórmula para encontrar el valor de la carga axial que soporta la columna es:

$$P_u = A_t * C_{U_{total}} + P_{p_{vigas}} * F_{cu}$$

Donde:

A_t = área tributaria

C_U = carga última

P_p = peso propio

F_{cu} = factor de carga última

$$P_u = \frac{C_{U_{total}}}{C_t}$$

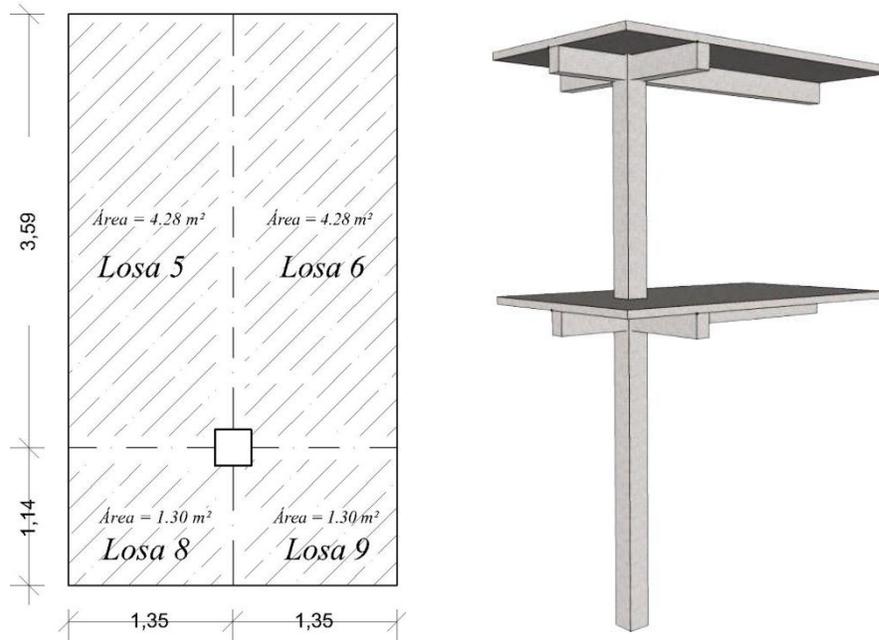
$$C_t = C_M + C_V$$

Donde:

C_M = carga muerta

C_V = carga viva

Figura 25. Área tributaria a columna crítica



Fuente: elaboración propia, con el programa Sketchup.

$$CM=300 \text{ kg/m}^2$$

$$CV=200 \text{ kg/m}^2$$

$$CU_{\text{total}}=760 \text{ kg/m}^2$$

$$CT= 300 + 200 = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$F_{cu} = \frac{760 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}} = 1,5$$

$$PP_{\text{vigas}} = 1\,294,08 \text{ kg}$$

$$PU = 2 \cdot 11,16 \text{ m}^2 \cdot 760 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 2 \cdot 1\,294,08 \text{ kg} \cdot 1,5 = 20\,845,44 \text{ kg}$$

Previo al diseño de una columna, se evalúan los efectos de esbeltez para obtener los momentos y cargas de diseño.

La ecuación para considerar los efectos de esbeltez es la siguiente:

$$E = \frac{kLu}{r}$$

Donde: E = esbeltez

k = factor de longitud efectiva

Lu = longitud libre

r = radio de giro

El radio de giro (r) para columnas rectangulares es aproximadamente 0,30 de la dimensión en la que se considere la flexión, y 0,25 del diámetro para columnas circulares.

Cuando:

- E < 21, se considera como una columna corta; no se magnifican momentos.
- $21 \leq E \leq 100$, se considera como una columna esbelta, se magnifican momentos (por medio de métodos aproximados).
- E ≥ 100 se considera como una columna esbelta, se realiza el análisis de segundo orden (análisis P- Δ).

Para encontrar el factor de longitud efectiva (k), se recurre a los nomogramas de Jackson y Moreland, o bien se puede obtener mediante las ecuaciones de Furlong, las cuales trabajan mediante los siguientes rangos:

$$k = \frac{20 - \Psi_p}{20} \sqrt{1 - \Psi_p} \quad \text{para } \Psi_p < 2$$

$$k = 0,9 \sqrt{1 - \Psi_p} \quad \text{para } \Psi_p \geq 2$$

$$\Psi_p = \frac{\Psi_a + \Psi_b}{2}$$

Para calcular el valor de Ψ se utilizará una de las siguientes ecuaciones (según sea el caso):

$$\Psi = \frac{\sum K \text{ columnas}}{\sum K \text{ de vigas}}$$

$\Psi = 0$, (si existe empotramiento)

Para calcular el valor de las rigideces se emplea la siguiente ecuación:

$$K = \frac{bh^3}{12 \cdot L}$$

Donde:

K = rigidez

b = base

h = altura

L = longitud del elemento

Sentido X-X:

Longitud de viga lado izquierdo = 1,20 m

Longitud de viga lado derecho = 1,20 m

Sección de viga = 0,20 m * 0,40 m

Sección de columna = 0,30 m * 0,30 m

Altura de columna nivel 2 = 3,00 m

Altura de columna nivel 1 = 4,20 m

Rigideces de las vigas:

$$K_{\text{viga}_{\text{nivel 2}}} = \frac{20 \cdot 40^3}{12 \cdot 120} = 888,89 \text{ cms}^3$$

$$K_{\text{viga}_{\text{nivel 1}}} = \frac{20 \cdot 40^3}{12 \cdot 120} = 888,89 \text{ cms}^3$$

Rigideces de columnas:

$$K_{\text{col}_{\text{nivel 2}}} = \frac{30 \cdot 340^3}{12 \cdot 300} = 225 \text{ cms}^3$$

$$K_{\text{col}_{\text{nivel 1}}} = \frac{30 \cdot 340^3}{12 \cdot 420} = 160,71 \text{ cms}^3$$

$$\Psi_A = \frac{225}{2 \cdot 888,89} = 0,13$$

$$\Psi_B = \frac{225 + 160,71}{2 \cdot 888,89} = 0,22$$

$$\Psi_P = \frac{0,13 + 0,22}{2} = 0,18$$

$$k = \frac{20 - 0,18}{20} \sqrt{1 + 0,18} = 1,08$$

Efecto de esbeltez:

$$\frac{kLu}{r} = \frac{1,08-4,2}{0,30*0,30} = 50,40$$

En este caso la columna es de tipo intermedia por lo cual se magnifica el momento mediante métodos aproximados.

Sentido Y-Y:

Longitud viga der. = 0,98 m

Longitud viga izq. = 3,36 m

$K_{\text{viga}_{\text{derecha}}} = 1\,088,44 \text{ cms}^3$

$K_{\text{viga}_{\text{izquierda}}} = 317,46 \text{ cms}^3$

$K_{\text{col}_{\text{nivel 2}}} = 225 \text{ cms}^3$

$K_{\text{col}_{\text{nivel 1}}} = 130,71 \text{ cms}^3$

$$\Psi_A = \frac{225}{1\,088,44 + 317,46} = 0,16$$

$$\Psi_B = \frac{225 + 225}{1\,088,44 + 317,46} = 0,27$$

$$\Psi_P = \frac{0,16 + 0,27}{2} = 0,22$$

Factor de longitud efectiva:

$$k = \frac{20 - 0,22}{20} \sqrt{1 + 0,22} = 1,09$$

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1,09 \cdot 4,20}{0,09} = 50,87$$

Este valor se encuentra dentro del rango de columna intermedia, por lo tanto, se debe magnificar el momento mediante métodos aproximados.

2.6.3.3. Magnificadores de momentos δ_x, δ_y

Es importante mencionar que el momento que sirve de dato para el diseño, se toma como el mayor de los dos momentos que actúan en los extremos de la columna.

$$M_x = 1\,700 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 10\,290 \text{ kg.m}$$

Cálculo de EI:

$$EI = \frac{E_c \cdot \frac{I_g}{2,5}}{1 + \beta d}$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto

I_g = inercia centroidal de la sección de la columna

βd = factor de flujo plástico $\frac{C_{Mu}}{C_{Utot}}$

Sentido X-X:

$$\beta d = \frac{1,4 \cdot 7,01}{1,4(7,01) + 1,7(3,91)} = 0,60$$

$$EI = \frac{(15 \cdot 100 \sqrt{281}) * (\frac{30 * 30^3}{12})}{2,5(1 + 0,60)} = 427,14$$

Cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{kLu^2} = \frac{\pi^2 * 427,14}{(1,09 * 4,20)^2} = 204,89 \text{ ton}$$

Cálculo del magnificador δx :

$$\delta x = \frac{cm}{1 - \frac{P_u}{\phi * P_{cr}}}$$

$$\delta x = \frac{1}{1 - \frac{20,85}{0,70 * 204,89}} = 1,17$$

Momento magnificado:

$$M\delta x = 1,17 * 1,7 \text{ ton.m} = 1,98 \text{ ton.m}$$

Sentido Y-Y:

$$EI = \frac{(15 \cdot 100 \sqrt{281}) * (\frac{30 * 30^3}{12})}{2,5(1 + 0,60)} = 427,14$$

Carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{kLu^2} = \frac{\pi^2 (427,14)}{(1,09 * 4,20)^2} = 201,15 \text{ ton}$$

Magnificador δy :

$$\delta y = \frac{1}{1 - \frac{20,85}{0,70 \cdot 201,15}} = 1,16$$

Momento magnificado:

$$M\delta y = 1,16 \cdot 10,29 \text{ ton.m} = 11,94 \text{ ton.m}$$

2.6.3.4. Refuerzo longitudinal

Para el buen desempeño sísmico de una estructura, es necesario utilizar una cantidad y una distribución apropiada de acero para refuerzo longitudinal; para ello se toman en cuenta los momentos magnificados; a continuación se establecen los datos para el diseño del refuerzo.

Datos a considerar para el diseño:

$$P_u = 20,85 \text{ ton}$$

$$M\delta x = 1,98 \text{ ton.m}$$

$$M\delta y = 11,94 \text{ ton.m}$$

$$\text{rec} = 3 \text{ cms}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

Área de acero:

$$A_{s_{\min}} = 0,01 \cdot 30 \cdot 30 = 9 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,08 \cdot 30 \cdot 30 = 72 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_t} = 8 \text{ varillas No. 6} = 22,80 \text{ cms}^2$$

Cálculo de excentricidades:

$$e_x = \frac{M\delta x}{P_u} = \frac{1,98}{20,85} = 0,09 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M\delta y}{P_u} = \frac{11,94}{20,85} = 0,57 \text{ m}$$

Cálculo de $(e/h)_x$ y $(e/h)_y$:

$$\left(\frac{e}{h}\right)_x = \frac{0,09}{0,30} = 0,30$$

$$\left(\frac{e}{h}\right)_y = \frac{0,57}{0,30} = 1,90$$

Cálculo de γ_x y γ_y :

$$\gamma_x = \frac{hx - 2*\text{recubrimiento}}{hx} = \frac{0,30 - 2*0,03}{0,30} = 0,80$$

$$\gamma_y = \frac{hx - 2*\text{recubrimiento}}{hx} = \frac{0,30 - 2*0,03}{0,30} = 0,80$$

$$\rho\mu = \frac{A_{st}}{A_g} * \frac{f_y}{0,85*f_c}$$

$$\rho\mu = \frac{22,80}{900} * \frac{4\ 200}{0,85*281} = 0,45$$

De las gráficas del diagrama de interacción para columnas rectangulares con γ , $\rho\mu$ y e/h , para X y para Y, se encuentran los valores de K' :

$$K'_x = 0,67$$

$$K'_y = 0,12$$

Se procede a calcular el valor de $P'u$ utilizando la fórmula de Bresler:

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} + \frac{1}{P'_o}}$$

Donde:

$P'u$ = valor aproximado de la carga de falla con excentricidad e_x y e_y

P'_x = carga de falla cuando solamente existe excentricidad e_x

P'_y = carga de falla cuando solamente existe excentricidad e_y

P'_o = carga de falla cuando el elemento tiene carga axial pura

$$P'_x = \frac{K'_x \cdot f'_c \cdot A_g}{1\,000}$$

$$P'_y = \frac{K'_y \cdot f'_c \cdot A_g}{1\,000}$$

$$P'_o = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot A_g + A_s \cdot f_y}{1\,000}$$

$$P'_x = \frac{0,67 \cdot 281 \cdot (900 - 22,80)}{1\,000} = 169,44 \text{ ton}$$

$$P'_y = \frac{0,12 \cdot 281 \cdot (900 - 22,80)}{1\,000} = 29,58 \text{ ton}$$

$$P'_o = \frac{0,85 \cdot 281 \cdot (900 - 22,80) + 22,80 \cdot 4\,200}{1\,000} = 305,28 \text{ ton}$$

Se calcula PU:

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{169,44} + \frac{1}{29,58} + \frac{1}{305,28}} = 23,26 \text{ ton}$$

Carga última actuante:

$$Pua = \frac{Pu}{\phi}$$

Donde:

Pua = carga última actuante

Pu = carga axial

ϕ = factor de carga de falla que tendrá un valor de 0,70

Se procede a calcular la carga última actuante:

$$Pua = \frac{22,85}{0,70} = 29,79 \text{ ton}$$

Condiciones a considerar:

- Si P'u es ligeramente mayor que Pua nuestro diseño es correcto
- Si P'u es mucho mayor que Pua debemos disminuir el Ast
- Si P'u es menor a Pua debemos aumentar el Ast
- Como P'u < Pua, se aumenta el área de acero

4 No. 8	20,28 cms ²
4 No. 7	15,52 cms ²
As	<u>35,80 cms²</u>

$$\rho\mu = \frac{35,80}{900} * \frac{4\ 200}{0,85*281} = 0,70$$

$$K'x = 0,78$$

$$K'y = 0,16$$

$$P'x = \frac{0,78*281*(900 - 22,80)}{1\ 000} = 197,26\ \text{ton}$$

$$P'y = \frac{0,16*281*(900 - 22,80)}{1\ 000} = 40,46\ \text{ton}$$

$$P'o = \frac{0,85*281*(900 - 22,80)+22,80*4\ 200}{1\ 000} = 305,28\ \text{ton}$$

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{197,26} + \frac{1}{40,46} + \frac{1}{305,28}} = 30,69\ \text{ton}$$

$P'u > Pua$ esto quiere decir que el presente diseño es correcto.

Para las columnas del segundo nivel:

$$Pu = 8,89\ \text{ton}$$

$$As\ 4\ \# 8 = 20,28\ \text{cms}^2$$

$$\rho\mu = \frac{20,28}{900} * \frac{4\ 200}{0,85*281} = 0,40$$

$$K'x = 0,63$$

$$K'y = 0,08$$

$$P'x = \frac{0,63*281*(900 - 20,28)}{1\ 000} = 155,74 \text{ ton}$$

$$P'y = \frac{0,08*281*(900 - 20,28)}{1\ 000} = 19,78 \text{ ton}$$

$$P'o = \frac{0,85*281*(900 - 20,28) + 20,28*4\ 200}{1\ 000} = 295,28 \text{ ton}$$

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{155,74} + \frac{1}{19,78} + \frac{1}{295,28}} = 16,56 \text{ ton}$$

$$Pua = \frac{8,85}{0,70} = 12,64 \text{ ton}$$

El refuerzo longitudinal para la columna del segundo nivel será de 4 No. 8.

2.6.3.5. Refuerzo transversal

El refuerzo transversal deberá realizarse considerando las recomendaciones del *ACI 318-2005*, el cual establece que la longitud de confinamiento (L_o) sea el mayor de los siguientes valores:

- Una sexta parte de la luz libre de la columna, ($L_u/6$)

- Lado mayor de la sección de la columna
- 18 pulgadas (aproximadamente 45 centímetros)

La separación a la cual se deben colocar los estribos dentro de la longitud de confinamiento (S_o), se encuentra dada por la ecuación:

$$S_o = \frac{2 \cdot A_v}{L_n \cdot \rho_s}$$

Donde:

A_v = área de varilla

L_n = lado mayor sin recubrimiento

ρ_s = relación volumen del refuerzo en espiral al volumen total del núcleo.

Relación volumétrica ρ_s :

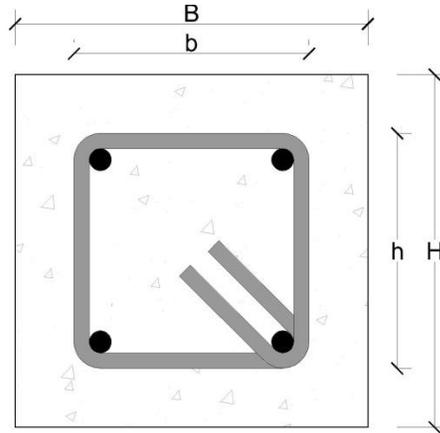
$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y}$$

Donde:

A_g = área total de la sección en centímetros cuadrados

A_{ch} = área en centímetros cuadrados del núcleo medida al diámetro exterior de la espiral

Figura 26. **Refuerzo transversal**



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

$$A_g = B \cdot H$$

$$A_{ch} = B \cdot h$$

$$b = B - 2 \cdot \text{recubrimiento}$$

$$h = H - 2 \cdot \text{recubrimiento}$$

Cálculo de confinamiento:

$$L_o \begin{cases} \frac{420 \text{ cms}}{6} = 70 \text{ cms} \\ 30 \text{ cms} \\ 18'' = 45,72 \text{ cms} \end{cases}$$

Se considera el mayor valor para L_o en este caso 70 centímetros.

Cálculo de ρ_s :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{900}{576} - 1 \right) \cdot \frac{281}{2810} = 0,02$$

Cálculo de S_o (usar 2 estribos No. 3 en área de confinamiento):

$$L_n = 30 \text{ cms} - 2 \cdot 3 \text{ cms} = 24 \text{ cms}$$

$$S_o = \frac{2 \cdot 1,42 \text{ cms}^2}{24 \text{ cms} \cdot 0,02} = 5,92 \text{ cms} \approx 5 \text{ cms}$$

Cálculo de A_g y A_{ch} , respectivamente:

$$V_{act} = 9\ 110 \text{ Kgs}$$

$$A_g = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cms}^2$$

$$A_g = 24 \cdot 24 = 576 \text{ cms}^2$$

$$V_{act} = \frac{9\ 110}{27 \cdot 30} = 11,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{cu} = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{281} = 7,55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

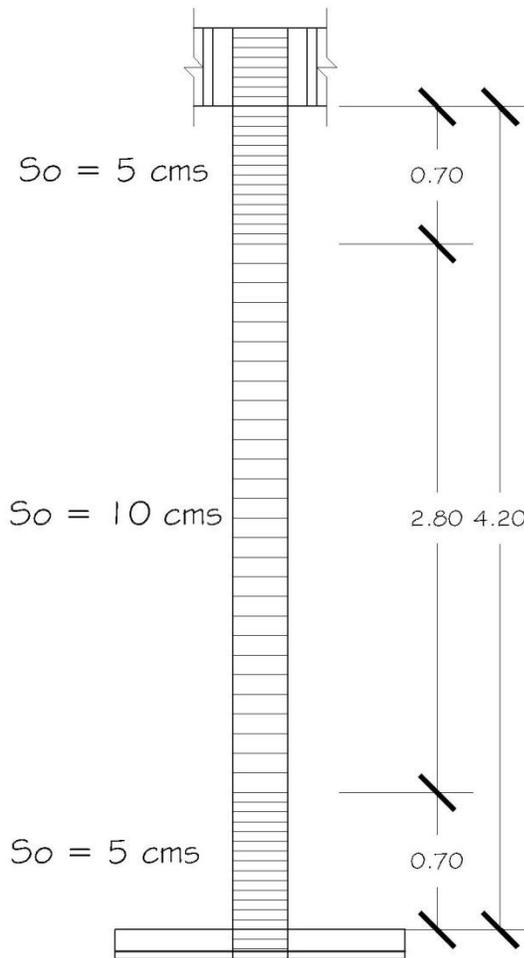
Cálculo de S_{max} en área no confinada:

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{30 \text{ cms} - 3 \text{ cms}}{2} = 13,5 \text{ cms}$$

$$S = \frac{2 \cdot 0,71 \cdot 2\ 810}{11,25 \cdot 30} = 11,82 \text{ cms} \approx 11 \text{ cms}$$

Por razones prácticas se toma el valor de $S = 10$ centímetros.

Figura 27. **Distribución del refuerzo transversal**



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

2.6.4. **Diseño de zapatas**

El diseño de una zapata está en función de varios factores como: las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo, el costo de la misma, por mencionar algunos. En el presente caso, se diseñan las zapatas tomando en consideración la carga concéntrica y flexión biaxial; dicho diseño se detalla a continuación.

2.6.4.1. Determinación de cargas y momentos de diseño

En el diseño de la zapata, se debe considerar la carga axial que soporta la misma, la cual es transmitida por la columna. Además, se deben considerar los momentos que actúan sobre la misma; dichos momentos se deben tomar de la parte inferior del primer nivel de la envolvente de momentos, para cada marco, en el sentido correspondiente. La carga axial última se determina según el procedimiento indicado en la sección anterior, con base en la siguiente fórmula:

$$P_u = P_{sup} + P_{pc_{sup}} * F_{cu} + A_t * C_{U_{total}} + P_{p_{vigas}} * F_{cu}$$

Donde:

P_u = Carga axial última

P_{sup} = carga axial que soporta la columna superior

$P_{pc_{sup}}$ = peso propio de la columna superior

A_t = área tributaria

$C_{U_{total}}$ = carga última total

$P_{p_{vigas}}$ = peso propio de vigas

F_{cu} = factor de carga última

2.6.4.2. Diseño del área de la zapata

Para el cálculo del área de zapata se utilizan las cargas y momentos de servicio. Lo cual consiste en dividir las cargas últimas, dentro del factor de carga última.

Para obtener las cargas de servicio (P') se tiene la siguiente fórmula:

$$P' = \frac{P_u}{F_{cu}}$$

De la misma manera se obtienen los momentos de servicio (Mt)

$$M_{tx} = \frac{M_{u_x}}{F_{cu}} \quad M_{ty} = \frac{M_{u_y}}{F_{cu}}$$

Para estimar el área de la zapata, se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_z = \frac{\text{factor} \cdot P'}{V_s}$$

Donde:

$1 \leq \text{factor} \leq 2$ (El factor es estimado de acuerdo a la experiencia)

A_z = área de la zapata

V_s = valor soporte del suelo

P' = cargas de servicio

2.6.4.3. Cálculo de la presión del suelo

La presión sobre el suelo se encuentra determinada por la sumatoria de la carga de trabajo P', el peso del suelo de desplante, el peso de la columna y el de la zapata:

$$P = P' + P_s + P_c + P_z$$

El peso del suelo (p_s) se determina con base en la siguiente fórmula:

$$P_s = A_z * \text{desplante} * \gamma_s$$

Donde:

A_z = área de la zapata

γ_s = peso específico del suelo

El peso propio de la columna (P_c):

$$P_c = \text{Sección de la columna} * h * \gamma_{\text{concreto}}$$

Donde:

h = altura de la columna

γ_{concreto} = peso específico del concreto

El peso propio de la zapata (P_z):

$$P_z = A_z * t_z * \gamma_{\text{concreto}}$$

Donde:

A_z = área de la zapata

t_z = espesor de la zapata

γ_{concreto} = peso específico del concreto

2.6.4.4. Chequeo de presión sobre el suelo

Al igual que en las columnas, en la mayoría de casos, las zapatas se encuentran sujetas bajo una carga axial y una flexión biaxial; por lo cual se analizará el procedimiento de diseño de una zapata de este caso. Una vez determinada el área de la zapata, se debe calcular la carga admisible (Q_{\max}), la cual debe ser menor que el valor soporte del suelo.

$$Q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{Mt_x}{S_x} \pm \frac{Mt_y}{S_y}$$

Siendo los valores extremos los siguientes:

$$Q_{\max} = \frac{P}{A_z} + \frac{Mt_x}{S_x} + \frac{Mt_y}{S_y} \leq V_s$$

$$Q_{\min} = \frac{P}{A_z} - \frac{Mt_x}{S_x} - \frac{Mt_y}{S_y} > 0$$

En el caso de que la zapata sea cuadrada:

$$S_x = S_y = \frac{h^3}{6}$$

Si $Q_{\max} > V_s$, se debe aumentar el área de la zapata para absorber estas presiones.

Si $Q_{\min} > 0$, no existen presiones de tensión, lo cual es correcto, de lo contrario, existirían esfuerzos de tensión; esto se debe evitar buscando el área de zapata más adecuada.

Cuando se cumple con las condiciones de $Q_{min} > 0$ y $Q_{max} \leq V_s$, se establece que el área es adecuada para el funcionamiento de la zapata, por lo cual se procede a encontrar una presión última de diseño ($Q_{u_{dis}}$).

$$Q_{u_{dis}} = F_{cu} * Q_{dis}$$

Donde:

$Q_{u_{dis}}$ = presión última de diseño

F_{cu} = factor de carga última

Q_{dis} = un valor comprendido entre Q_{prom} y Q_{max} que se considera como carga uniforme para simplificar el cálculo. Si se quiere seguir un criterio muy conservador, se puede tomar $Q_{dis} = Q_{max}$.

2.6.4.5. Diseño del espesor de la zapata

Para determinar el espesor de la zapata es necesario que resista tanto el corte simple o corte flexionante, como el punzonamiento causado por la columna y las cargas actuantes.

2.6.4.5.1. Chequeo por corte simple

Se parte de estimar un espesor (t) y un diámetro de acero de refuerzo:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

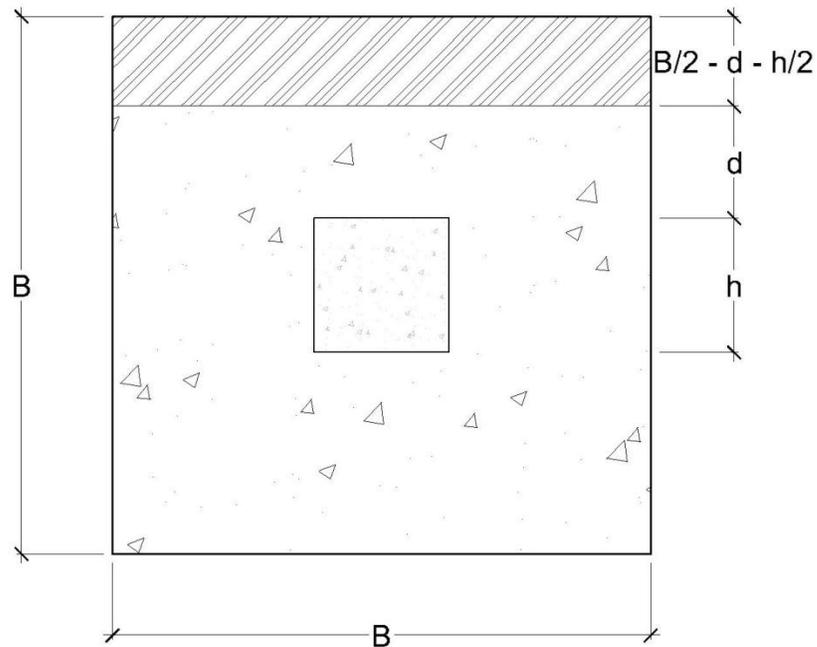
d = peralte

\emptyset = diámetro de la varilla

El corte actuante (V_{act}) se calcula mediante la fórmula:

$$V_{act} = \text{área ashurada} * Q_{u_{dis}}$$

Figura 28. Área sometida a corte



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

El corte resistente (V_R) se determina mediante:

$$V_R = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f_c * b} * \frac{b}{1000}$$

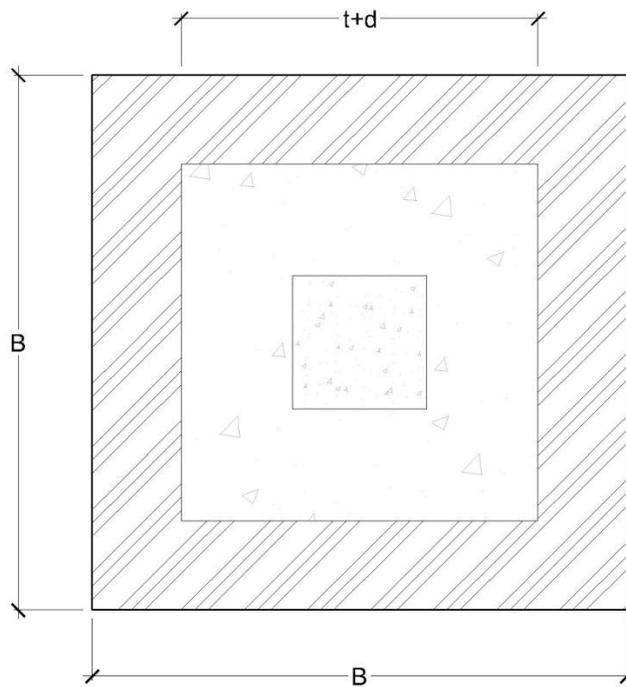
Si $V_R > V_{ACT}$, entonces, el espesor de la zapata asumido es correcto, de lo contrario, se debe aumentar hasta que esto cumpla.

2.6.4.5.2. Chequeo por corte punzonante

Al igual que en el corte simple, el corte punzonante se analiza con base en el corte punzonante actuante y resistente.

$$VP_{ACT} = \text{Area ashurada} * Qu_{dis}$$

Figura 29. Área de corte punzonante



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

Corte punzante resistente (VP_R):

$$VP_R = 0,85 * 1,06 * \sqrt{f'_c} * b_o * \frac{d}{1000}$$

Donde:

bo = perímetro de sección crítica sometida a puncción = $4*(t + d)$.

si $VP_{ACT} > VP_R$, se debe aumentar el espesor de zapata, puesto que no resiste el punzonamiento.

2.6.4.6. Diseño del refuerzo por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión, se calcula el momento último actuante en cada sentido, para encontrar las áreas de acero de refuerzo necesarias.

$$Mu = Qu_{dis} * \frac{l^2}{2}$$

Donde:

l = distancia del rostro de la columna al extremo de la zapata

El área de acero necesaria para cubrir dicho momento, se encuentra mediante las fórmulas:

$$As_{min} = \frac{14,1}{fy} * b * d$$

$$As = 0,85 * \frac{f_c}{fy} * (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 * f_c}})$$

Donde:

A_{smin} = área de acero mínimo

M_u = momento último actuante

f_y = límite de fluencia del acero

f'_c = resistencia del concreto

b = base (franja unitaria)

d = peralte efectivo de la zapata

Para este caso, se diseña la zapata que soporta el área tributaria mostrada en la figura 25, los datos de diseño fueron tomados de la envolvente de momentos y son los siguientes:

Datos:

$M_{ux} = 0,90 \text{ ton.m}$

$M_{uy} = 5,54 \text{ ton.m}$

$V_s = 20,09 \text{ ton/m}^2$

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

$F_{cu} = 1,5$

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

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

$rec = 7,5 \text{ cms}$

Sección de vigas = $0,20 \text{ m} * 0,40 \text{ m}$

Sección de columna = $0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m}$

$h \text{ columna} = 4,20 \text{ m}$

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

Carga axial:

$P_u = 26,23 \text{ ton}$

Carga y momentos de servicio:

$$P' = \frac{26,23 \text{ ton}}{1,5} = 17,49 \text{ ton}$$

$$M_{tx} = \frac{0,90 \text{ ton.m}}{1,50} = 0,60 \text{ ton.m}$$

$$M_{ty} = \frac{5,54 \text{ ton.m}}{1,50} = 3,69 \text{ ton.m}$$

Área de la zapata:

$$A_z = \frac{1,50 * 17,49 \text{ ton}}{20,09 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}} = 1,30 \text{ m}^2$$

Se calcula la dimensión B de la zapata, realizando iteraciones hasta que $q_{max} < V_s$ y $q_{min} > 0$.

Para B = 1,40 m

$$S_x = S_y = \frac{1,40 * 1,40^3}{6} = 0,46$$

Cargas:

Suelo 3,29 ton

Zapata 1,41 ton

Columna 0,69 ton

P' 17,44 ton

223,83 ton

$$q_{\max} = \frac{22,83}{1,96} + \frac{0,60}{0,46} + \frac{3,69}{0,46} = 20,97 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\min} = 2,32 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Un valor de q_{\max} mayor al del valor soporte del suelo indica que es necesario el aumento de las dimensiones de la zapata.

Para $B=1,45 \text{ m}$

$$S_x = S_y = \frac{1,45 \cdot 1,45^2}{6} = 0,51$$

Cargas:

P'	17,44 ton
Zapata	1,51 ton
Suelo	3,53 ton
Columna	0,69 ton
	<hr/>
	23,17 ton

$$q_{\max} = \frac{23,17}{2,10} + \frac{0,60}{0,51} + \frac{3,69}{0,51} = 19,45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\min} = 2,62 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Con $q_{\max} < V_s$ y $q_{\min} > 0$ se da por terminado el cálculo de las dimensiones de la zapata.

$$q_{dis} = 19,45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{u_{dis}} = 1,50 * 19,45 = 29,18 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Chequeo por corte simple (utilizando $t = 0,30 \text{ m}$):

$$d = 30 - 7,50 - \frac{1,27}{2} = 21,87 \text{ cms}$$

$$V_{act} = 0,3813 \text{ m} * 1,45 \text{ m} * 29,18 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 16,13 \text{ ton}$$

$$V_{resiste} = \frac{0,85 * 0,53 \sqrt{210} * 145 * 21,87}{1\ 000} = 20,70 \text{ ton}$$

Lo anterior demuestra que el espesor asumido de la zapata resiste el corte simple.

Chequeo por corte punzonante:

$$\text{Área} = 1,45^2 - 0,5187^2 = 1,83 \text{ m}^2$$

$$V_{Pactante} = 1,83 \text{ m}^2 * 29,18 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 53,39 \text{ ton}$$

$$V_{Presiste} = (0,85 * 1,06 \sqrt{210} * b_o * 21,87) / 1\ 000$$

$$b_o = 4(30 + 21,87) = 207,48$$

$$V_{\text{Presiste}} = \frac{0,85 \cdot 1,06 \sqrt{210} \cdot 207,48 \cdot 21,87}{1\,000} = 59,26 \text{ ton}$$

Dado que el corte que resiste es mayor al que actúa se concluye que el espesor asumido de la zapata resiste el corte punzonante.

Diseño del refuerzo por flexión

$$M_u = \frac{29,18 \cdot 0,60^2}{2} = 5,25 \text{ ton} \frac{\text{m}}{\text{m}} = 5\,252,40 \text{ kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Datos para el diseño

$$M_u = 5\,252,40 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

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

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

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

$$d = 21,87 \text{ cms}$$

Acero requerido sentido X-X:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot (100 \cdot 21,87 - \sqrt{(100 \cdot 21,87)^2 - \frac{5\,252,40 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210}})}{2\,810}$$

$$A_s = 9,84 \text{ cms}^2$$

Acero mínimo requerido:

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{14,1}{2\,810} \cdot (100) \cdot (21,87) = 10,97 \text{ cms}^2$$

El acero de refuerzo a utilizar es el mínimo, por lo tanto se distribuye varillas No. 4 a cada 0,10 metros.

Acero requerido sentido Y-Y

Datos para el diseño

$$d_{yy} = 20,60 \text{ cms}$$

$$M_u = 5\,252,40 \text{ kg}\cdot\text{m/m}$$

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

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

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

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot (100 \cdot 20,60 - \sqrt{(100 \cdot 20,60)^2 - \frac{5\,252,40 \cdot 100}{0,003825 \cdot 210}})}{2\,810}$$

$$A_s = 10,50 \text{ cms}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} \cdot (100) \cdot (20,60) = 10,33 \text{ cms}^2$$

El acero de refuerzo a utilizar es el mínimo, por lo tanto se distribuye varillas No. 4 a cada 0,10 metros.

A continuación se realiza el diseño de la zapata combinada, la cual soportará las cargas de las columnas de los ejes 3 y 4, respectivamente; los cálculos realizados se detallan a continuación:

Datos para el diseño:

$$M_{ux} = 0,90 \text{ ton.m}$$

$$M_{uy} = 5,54 \text{ ton.m}$$

$$V_s = 20,09 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\gamma_c = 2,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_s = 1,40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$F_{cu} = 1,5$$

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

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

$$e_{rec} = 7,5 \text{ cms}$$

$$e_{desplante} = 1,20 \text{ m}$$

$$L = 2,30 \text{ m}$$

$$\text{Sección de vigas} = 0,20 \text{ m} * 0,40 \text{ m}$$

$$\text{Sección de columnas} = 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m}$$

$$h \text{ columna} = 4,20 \text{ m}$$

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

$$\text{Carga axial} = 26,23 \text{ ton}$$

carga y momentos de servicio:

$$P' = \frac{26,23 \text{ ton}}{1,5} = 17,49 \text{ ton}$$

$$M_{tx} = \frac{0,90 \text{ ton.m}}{1,50} = 0,60 \text{ ton.m}$$

$$M_{ty} = \frac{5,54 \text{ ton.m}}{1,50} = 3,69 \text{ ton.m}$$

Carga soportada:

$$W \text{ columna} = 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * 2,4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0,648 \text{ ton}$$

$$W \text{ losa} = 4,81 \text{ m} * 0,10 \text{ m} * 2,4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 1,15 \text{ ton}$$

El peso total de los elementos estructurales es de 7,70 toneladas, que actúan sobre la columna del primer nivel y 5,50 toneladas, sobre la columna del segundo nivel.

$$C \text{ muerta 1er nivel} = 7,70 \text{ ton}$$

$$C \text{ viva 1er nivel} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 4,81 \text{ m}^2 = 1,20 \text{ ton}$$

$$C \text{ muerta 2do nivel} = 5,50 \text{ ton}$$

$$C \text{ viva 2do nivel} = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 4,81 \text{ m}^2 = 0,75 \text{ ton}$$

Cálculo de la reacción:

$$P1 = 7,70 \text{ ton} + 1,20 \text{ ton} = 8,90 \text{ ton}$$

$$P2 = 5,50 \text{ ton} + 0,75 \text{ ton} = 6,25 \text{ ton}$$

$$R = 8,90 \text{ ton} + 6,25 \text{ ton} = 15,15 \text{ ton}$$

Factor de carga:

$$P1U = 1,7(1,20 \text{ ton}) + 1,4(7,70 \text{ ton}) = 12,82 \text{ ton}$$

$$P2U = 1,7(0,75 \text{ ton}) + 1,4(5,50 \text{ ton}) = 8,98 \text{ ton}$$

$$RU = 12,82 \text{ ton} + 8,98 \text{ ton} = 21,80 \text{ ton}$$

$$F_s = \frac{21,80 \text{ ton}}{15,15 \text{ ton}} = 1,45$$

Presión de diseño:

$$P_d = 1,45 * 20,09 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 29,13 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Distancia de la reacción:

$$X = \frac{12,82 \text{ ton}}{21,80 \text{ ton}} * 2,30 \text{ m} = 1,35 \text{ m}$$

Dimensiones de la zapata:

$$L = 2\left(\frac{0,30 \text{ m}}{2} + 1,35 \text{ m}\right) = 3 \text{ m}$$

$$B = \frac{21,80 \text{ ton}}{20,09 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 3 \text{ m}} * 3 = 1,10 \text{ m}$$

Carga distribuida por el suelo:

$$W_s = 29,13 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1,10 \text{ m} = 26,48 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Corte máximo:

$$V_{izq} = 12,82 \text{ ton} - 26,48 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \left(\frac{0,30 \text{ m}}{2}\right) = 8,85 \text{ ton}$$

$$V_{der} = 8,98 \text{ ton} - 26,48 \frac{\text{ton}}{\text{m}} (3 \text{ m} - (2,30 \text{ m} - 0,15 \text{ m})) = -13,53 \text{ ton}$$

$$V_{\max} = 13,53 \text{ ton}$$

Peralte efectivo:

$$d = \frac{13,53 \text{ ton} * 1\ 000}{26,48 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 10 + 0,85 * 0,53 * 1,10 * 100 * \sqrt{210}}$$

$$d = \frac{13\ 530,00}{982,92} \text{ cms} = 13,76 \text{ cms} \approx 20 \text{ cms}$$

Diseño por corte punzonante:

Sentido largo (columna 1)

$$\text{Perímetro} = 2(0,30 \text{ m} + 0,20 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + 0,20 \text{ m}) = 2 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 0,50 \text{ m} * 0,50 \text{ m} = 0,25 \text{ m}^2$$

Corte último:

$$V_{\text{último}} = 12,82 \text{ ton} - \frac{26,48 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 0,25 \text{ m}^2}{1,10 \text{ m}} = 6,80 \text{ ton}$$

Corte que resiste:

$$V_{\text{resiste}} = \frac{0,85 * 1,10 * 2 \text{ m} * 20 * \sqrt{210} * 100}{1000}$$

$$V_{\text{resiste}} = 54,19 \text{ ton}$$

Sentido largo (columna 2)

$$\text{Perímetro} = 2(0,30 \text{ m} + 0,20 \text{ m} + 0,30 \text{ m} + 0,20 \text{ m}) = 2 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 0,50 \text{ m} * 0,50 \text{ m} = 0,25 \text{ m}^2$$

Corte último:

$$V_{\text{último}} = 12,82 \text{ ton} - \frac{26,48 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 0,25 \text{ m}^2}{1,10 \text{ m}} = 6,80 \text{ ton}$$

Corte que resiste:

$$V_{\text{resiste}} = \frac{0,85 * 1,10 * 2 \text{ m} * 20 * \sqrt{210} * 100}{1000}$$

$$V_{\text{resiste}} = 54,19 \text{ ton}$$

El corte que resiste es mayor al corte actuante en ambas columnas, por lo tanto las dimensiones asumidas son correctas.

Cálculo del acero de refuerzo:

$$M_{\text{izq}} = \frac{26,48 \text{ ton}}{2} \frac{\text{ton}}{\text{m}} \left(1,35 \text{ m} + \frac{0,30 \text{ m}}{2}\right)^2 - 12,82 \text{ ton} * 1,35 \text{ m}$$

$$M_{\text{izq}} = 12,49 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{der}} = \frac{26,48 \text{ ton}}{2} \frac{\text{ton}}{\text{m}} (1,65 \text{ m})^2 - 8,98(2,30 \text{ m} - 1,35 \text{ m})$$

$$M_{\text{der}} = 27,52 \text{ ton.m}$$

$$M_{\max} = 27,52 \text{ ton.m}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{4 \cdot 200} * 110 * 30 = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,85 * \frac{210}{4 \cdot 200} (110 * 30 - \sqrt{(3 \cdot 300^2 - 3 \cdot 768 \cdot 689,70)}) = 11,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 26,83 \text{ cms}^2$$

Determinación del número de varillas proponiendo varillas No. 5 con un área de $1,99 \text{ cms}^2$:

$$L = 1,10 \text{ m}$$

$$S = 8 \text{ cms}$$

$$A_s = 14 * 1,99 \text{ cms}^2 = 27,86 \text{ cms}^2$$

Análisis para el sentido corto:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{4 \cdot 200} * 110 * 30 = 11,08 \text{ cms}^2$$

$$P_{\text{rel}} = \frac{8,98 \text{ ton}}{1,10 \text{ m}} = 8,16 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Brazo} = \frac{110 \text{ cms} - 30 \text{ cms}}{2} = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{Momento} = 8,98 * (0,40 \text{ m})^2 = 1,44 \text{ ton.m}$$

Valor de b para calcular el acero:

$$b = 0,30 \text{ m} + \left(\frac{0,30 \text{ m}}{2} \right) = 0,45 \text{ m}$$

$$A_s = 0,85 * \frac{210}{4 200} (110 * 30 - \sqrt{(3 330^2 - 1 779 271,70)})$$

$$A_s = 0,0425 (3 300 - 3 116,20) = 7,81 \text{ cms}^2$$

El área de acero a utilizar es el mínimo que es de 11,07cms², utilizar 7 varillas No. 5 a cada 15 centímetros.

Acero por temperatura:

$$A_{s_{temp}} = 0,0018 * 100 * 30 = 5,40 \text{ cms}^2$$

Utilizar la distribución del acero en sentido corto, ya que el acero requerido por temperatura es menor.

A continuación se resumen los datos obtenidos a partir del análisis realizado:

Base = 1,10 m

Largo = 3,00 m

Peralte efectivo = 0,23 m

Peralte = 0,30 m

$A_{s_{lado\ largo}}$: 13 No. 5 @ 8 cms

$A_{s_{lado\ corto}}$: 7 No. 5 @ 15 cms

2.6.5. Diseño del módulo de gradas

Para el diseño del módulo de gradas se toman en cuenta las especificaciones que el Ministerio de Educación (MINEDUC) establece. Uno de los aspectos que hay que considerar es que el ancho de huella debe ser de 25 centímetros y la contrahuella de 17 centímetros, esto con el afán de garantizar el confort y la seguridad que los infantes necesitan.

Donde:

C = contrahuella

H = huella

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

$$H > C$$

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

$$C + H = 42 \text{ cm}$$

$$C \cdot H = 425 \text{ cm}^2$$

Procedimiento para el diseño de la escalera:

Número de escalones mínimo = $h/c = 3,06/0,17 = 18$ escalones. Se tomarán 9 contrahuellas antes del descanso.

$$\text{Número de huellas} = \text{Núm. contrahuellas} - 1 = 9 - 1 = 8$$

Relaciones de comodidad:

$$C = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$H = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

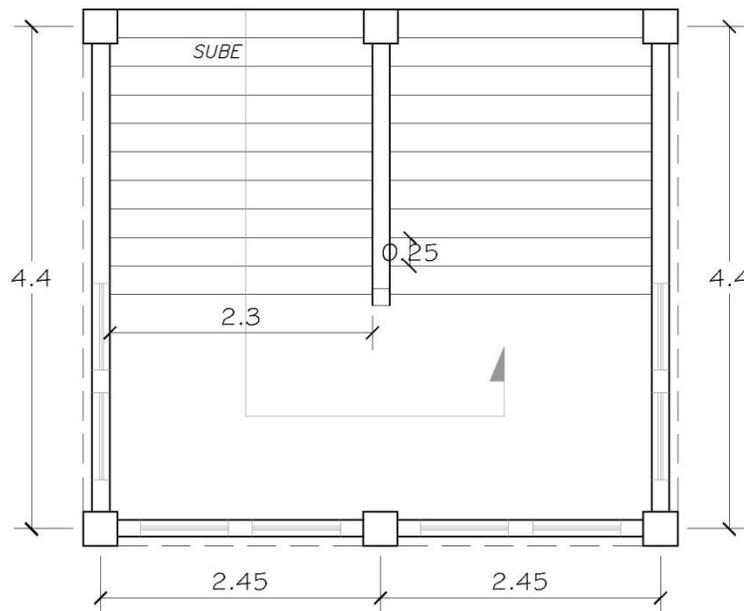
$$2C + H = 2 \cdot 17 + 25 = 59 \leq 64 \text{ cm}$$

$$C + H = 0,17 + 30 = 42 \text{ cm}$$

$$C \cdot H = 17 \cdot 25 = 425 \text{ cms}^2$$

Por lo tanto se obtienen 9 contrahuellas de 17 centímetros y 8 huellas de 25 centímetros.

Figura 30. **Planta de módulo de gradas**



Fuente: elaboración propia, con el programa Autocad.

Integración de cargas:

Carga muerta

Peso propio de la escalera

$$\gamma_c \cdot \left(t + \frac{C}{2} \right) = 2400 \cdot \left(0,10 + \frac{0,17}{2} \right) = 444 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Acabados} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 544 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva

$$\text{Edificación escolar} = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 1,4 \cdot CM + 1,7 \cdot CV = 1,4 \cdot 544 + 1,7 \cdot 350 = 1\,356,60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$D = \sqrt{(2,60)^2 + (2,30)^2} = 3,47 \text{ m}$$

Cálculo de momentos:

$$M_{(+)} = \frac{C_u \cdot L^2}{9} = \frac{1\,356,60 \cdot 4,74^2}{9} = 3\,386,60 \text{ kg-m}$$

$$M_{(-)} = \frac{C_u \cdot L^2}{14} = \frac{1\,356,60 \cdot 4,74^2}{14} = 2\,177,11 \text{ kg-m}$$

Límites para el acero:

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

$$d = 7,5 \text{ cm}$$

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

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

$$A_{\text{smín}} = \frac{14,1}{2\,810} \cdot 100 \cdot 7,5 = 3,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smáx}} = 0,50 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$A_{\text{smáx}} = 0,50 \cdot 0,03695 \cdot 100 \cdot 7,5 = 13,86 \text{ cm}^2$$

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

$$M_{(+)} = 3\,386,60 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 5,82 \text{ cm}^2;$$

$$M_{(-)} = 2\,177,11 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 9,43 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el refuerzo necesario es de acero No. 4 @ 12 centímetros lo que da un área de acero de $10,16 \text{ cms}^2$ por metro.

Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0,002b*t = 0,002*100*10 = 2 \text{ cms}^2.$$

$S_{m\acute{a}x} = 3t = 3(10) = 30 \text{ cm}$, por lo tanto se refuerza con varilla No. 3 @ 0,25 m.

2.6.6. Presupuesto

Consiste en realizar un cálculo aproximado del costo del proyecto, tomando como base el precio de los materiales a utilizarse; es necesario hacer notar que los precios de materiales difieren en función con la ubicación del lugar, la dificultad de acceso, la disponibilidad del mismo, etc.

Para el presente caso de estudio se realizó el presupuesto en octubre del año dos mil doce, tomando como referencia los precios que se manejan en la región; se calculó únicamente el costo de los materiales.

Tabla XXXI. Presupuesto

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Total
1	Preliminares	m ²	253	Q. 32,50	Q. 8 222,50
2	Cimiento corrido	m	97	Q. 77,82	Q. 7 532,49
3	Zapata Z-1	u	30	Q. 929,24	Q. 27 877,20
4	Zapata Z-2	u	6	Q. 915,08	Q. 5 490,45
5	Viga conectora V-1	m	67	Q. 60,16	Q. 4 012,61
6	Columna C-1 (nivel 1)	u	16	Q. 441,43	Q. 7 062,88
7	Columna C-2 (nivel 1)	u	3	Q. 520,51	Q. 1 561,52
8	Columna C-3 (nivel 1)	u	3	Q. 137,62	Q. 412,85
9	Columna C-4 (nivel 1)	u	35	Q. 2 556,73	Q. 89 485,48
10	Columna C-1 (nivel 2)	u	16	Q. 145,93	Q. 2 334,80
11	Columna C-2 (nivel 2)	u	3	Q. 176,53	Q. 529,59
12	Columna C-3 (nivel 2)	u	3	Q. 122,89	Q. 368,67
13	Columna C-4 (nivel 2)	u	35	Q. 1 107,67	Q. 38 768,42
14	Solera	m	63	Q. 60,20	Q. 3 777,49
15	Emplantillado	m ²	28	Q. 61,55	Q. 1 723,40
16	Viga solera hidrófuga	m	256	Q. 86,80	Q. 22 198,84
17	Levantado de muro 1	m ²	306	Q. 76,55	Q. 23 424,30
18	Levantado de muro 2	m ²	22	Q. 47,35	Q. 1 041,70
19	Entarimado	u	2	Q. 14 810,00	Q. 29 620,00
20	Losa + armadura	m ²	465	Q. 182,89	Q. 85 044,78
21	Viga secundaria	m	32	Q. 64,40	Q. 2 060,87
22	Viga V-1	m	307	Q. 182,16	Q. 55 921,59
23	Piso	m ²	410	Q. 180,00	Q. 73 800,00
24	Acabados	m ²	986	Q. 45,70	Q. 45 060,20
25	Electricidad	Global	1	Q. 36 589,50	Q. 36 589,50
26	Plomería	Global	1	Q. 10 150,00	Q. 10 150,00

Continuación de la tabla XXXI...

27	Puertas	U	6	Q. 2 100,00	Q. 12 600,00
28	Ventanería	Global	1	Q. 12 800,00	Q. 12 800,00
Costo total de materiales					Q. 609 472,12

Fuente: elaboración propia.

2.7. Análisis de impacto ambiental

- Generalidades del proyecto: edificio escolar de dos niveles de la aldea Quisaché, municipio de Acatenango, departamento de Chimaltenango.
- Ubicación: se encuentra ubicada a 30 kilómetros de la cabecera departamental y a 84 kilómetros de la capital; (vía Patzicía), se encuentra ubicado en las faldas del volcán de Acatenango y su extensión territorial es de 242 kilómetros cuadrados.
- Área del proyecto: aproximadamente doscientos cuarenta y cinco metros cuadrados.
- Colindancias y actividad que desarrollan en el predio: el área destinada a la construcción del edificio escolar forma parte del terreno que actualmente ocupa la escuela de la aldea Quisaché, por lo que únicamente tiene colindancia en la parte posterior con terrenos vecinales, lo cual no genera ningún tipo de problema a los habitantes de dicha aldea.
- Actividades a realizar: una de las actividades que se realizará es la limpieza del área de trabajo, constituye una actividad normal que no da

ningún tipo de molestia a los habitantes, se procede con el chapeo, destronque y movimiento de tierras (en mínima cantidad); es importante señalar que para tal actividad no se utilizará maquinaria ya que será un corte mínimo el que se realizará.

- Influencia del proyecto: beneficios: mejorar las condiciones de infraestructura adecuadas para brindar la atención necesaria a los alumnos.
- Recursos: será aprovechado el terreno disponible para la construcción del edificio escolar.
- Control ambiental: durante el proceso de construcción se generará polvo que provenga del suelo o bien al momento de cortar blocks, mezclar concreto, trasladar ripio de un lugar a otro, etc.; se recomienda utilizar cantidades razonables de agua para realizar el riego del área y minimizar este tipo de inconveniente.
- Emisiones a la atmósfera: no se generará ningún tipo de emisión hacia la atmósfera, ni en la etapa de construcción ni en la de operación.
- Contaminación visual: la acumulación de tierra y materiales de construcción y el proceso constructivo en sí genera una contaminación visual leve; sin embargo; dicha contaminación desaparecerá al finalizar el proyecto ya que la mayor parte del material obtenido en el proceso de zanjeo se utilizará para rellenar los ambientes y las zanjas; al finalizar dicho proyecto ya no habrá necesidad de almacenar material, por lo que procederá a realizar una limpieza y remover todo lo que pueda ocasionar algún tipo de contaminación visual.

- Desechos sólidos: durante la construcción del edificio escolar se irán acumulando bolsas vacías de cemento y sobrantes de otros materiales como cal hidratada, etcétera, los que serán llevados hacia otro lugar donde se podrá arrojar la basura.
- Ruidos o vibraciones: los niveles de ruido vibración serán mínimas y no afectarán en gran manera a los pobladores; se presentarán algunos ruidos al momento de realizar trabajos tales como: romper concreto, cortar blocks, batir concreto o algún otro tipo de mezcla, taladrar, entre otros; los cuales se pueden considerar como aceptables.
- Medidas de mitigación: previo a realizar excavaciones se humedecerá el suelo para evitar la generación de polvo en cantidad.
- Después del proceso de fundición se retirará del área de trabajo todo el material sobrante, desechos, basura, etcétera; se almacenarán en un lugar adecuado.
- Dotar al personal encargado de la construcción del equipo adecuado como cascos, botas, guantes, etcétera, para evitar accidentes.

2.8. Estudio socioeconómico

Mediante este estudio se determinan los beneficios o pérdidas en los que se puede incurrir con la ejecución del proyecto; se realiza para obtener un parámetro que permita una buena toma de decisión referente a una inversión de tipo económico.

2.8.1. VAN

Es un procedimiento que permite calcular el valor presente de un determinado número de flujos futuros de caja, originados por una inversión. La metodología consiste en descontar al momento actual (es decir, actualizar mediante una tasa) todos los flujos futuros de caja del proyecto. A este valor se le resta la inversión inicial, de tal modo que el valor obtenido es el valor actual neto del proyecto.

El método de valor presente es uno de los criterios económicos más ampliamente utilizados en la evaluación de proyectos de inversión. Consiste en determinar la equivalencia en el tiempo 0 de los flujos de efectivo futuros que genera un proyecto y comparar esta equivalencia con el desembolso inicial.

Cuando dicha equivalencia es mayor que el desembolso inicial, es recomendable que el proyecto sea aceptado. Sobre la escala de tiempo ocurre en el punto cero o en cualquier otro punto desde el cual se mida el tiempo.

El Valor Presente Neto puede desplegar tres posibles respuestas, las cuales pueden ser:

- $VPN < 0$ indica de que el proyecto no es rentable
- $VPN = 0$ indica de que el proyecto no generará ni pérdida ni ganancia
- $VPN > 0$ indica que el proyecto es rentable

Se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$P = F \frac{1}{(1+i)^n - 1}$$

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

Donde:

P = valor presente

F = valor de pago futuro

A = valor de pago uniforme en un período determinado o valor de pago constante o renta de ingreso

i = tasa de interés de cobro por la operación

n = período de tiempo que se pretende dure la operación

El traslado del valor presente neto de los costos y beneficios, con una tasa social de descuento del 12% no es una cantidad fija y va en incremento.

$$VAN = \frac{V \text{ futuro}}{(1+r)^n}$$

Donde:

VAN = valor actual neto

r = tasa de descuento

n = años

Tabla XXXII. **Análisis socioeconómico**

Total de beneficiados al año	160 alumnos
Costos	
Costo del proyecto (inversión inicial)	Q. 609 472,12
Salarios de personal (anual)	Q.105 600,00
Costo de mantenimiento (anual)	Q. 6 400,00
TOTAL DE COSTOS ANUALES	Q. 112 000,00
Ganancias	
Beneficios directos	
Ganancias (anual)	Q. 0,00
Beneficios indirectos	
Plusvalía del terreno (5% anual)	Q. 500,00
Ahorro en gastos de colegiatura (anual)	Q. 2 500,00
Ahorro en gasto de transporte (anual)	Q. 0,00
Subtotal de beneficios indirectos por familia (anual)	Q. 3 000,00
TOTAL DE BENEFICIO INDIRECTO (anual)	Q. 480 000,00

Fuente: elaboración propia.

Debido a la característica del proyecto, esta inversión no es recuperable ni rentable, ya que el ejecutor no obtendrá ningún beneficio directo; sin embargo el beneficio que obtienen los pobladores es incalculable desde todo punto de vista; por lo tanto se recomienda la ejecución del proyecto a pesar de no ser rentable; quedará a cargo del MINEDUC sufragar los gastos que amerite para su total funcionamiento.

2.8.2. TIR

Es la Tasa de Retorno o tipo de rendimiento interno de una inversión; es decir, se iguala a cero el valor presente neto.

El VAN informa del beneficio absoluto que se va a obtener del proyecto de inversión. Así, entre varias opciones se escogerá aquella cuyo VAN sea más alto, porque será la que proporcionará un beneficio más elevado.

En cambio, el TIR informa de la rentabilidad de la inversión, por lo tanto, es un indicador relativo al capital invertido. Al escoger, se hará de aquella opción que producirá mayor beneficio por quetzal invertido.

Debido a que los beneficios económicos percibidos son cero, se puede concluir que la tasa interna de retorno dará un valor negativo, lo cual indica que el proyecto no es productivo; sin embargo en el apartado anterior se explicaron las razones por las cuales a pesar de que el proyecto no es rentable, se debe proceder a la ejecución del proyecto.

2.9. Diseño de instalaciones eléctricas

El diseño de una instalación eléctrica es asegurar el correcto funcionamiento de los circuitos y los aparatos eléctricos conectados a los mismos, además de brindar al usuario una visibilidad óptima para la realización de sus actividades diarias.

Para el diseño de las instalaciones eléctricas se tomó en consideración los siguientes datos:

Sistema monofásico

Distancia máxima entre lámparas = 2,50 m

Área de cada aula = 53,90 m²

Área de servicios sanitarios = 9,52 m²

Pasillo = 48,95 m²

Nivel lumínico para aulas = 200 lúmenes

$$\text{Lúmenes} = \frac{\text{Área} \cdot \text{LUX}}{\text{CU} \cdot \text{FC}}$$

Donde:

LUX = nivel lumínico

CU = coeficiente de utilización

FC = factor de conservación

Tabla XXXIII. **Determinación de luminarias por ambiente**

Ambiente	Área	CU	FC	LUX	Lúmenes	Watts	Luminarias
Aula	53,90	0,59	0,70	200	26 101,69	40	6
Pasillo 1	15,81	0,59	0,70	200	7 656,10	40	2
Pasillo 2	18,10	0,59	0,70	200	8 765,13	40	2
Gradas	8,93	0,59	0,70	200	4 324,45	40	1
Sanitario	10,30	0,59	0,70	200	5 012,11	40	2

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIV. **Número de luminarias para ambos niveles**

Ambiente	No. total de luminarias	Consumo (Watts)
Aulas	24	1 920
Pasillos y gradas	16	1 280
Sanitarios	8	640

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXV. **Determinación de flipones y conductor para luminarias**

Circuito	Ambiente	Consumo	I	Flipón	Ø conductor
A	Aula 1	480 Watts	4 A	10 A	12
C	Aula 2	480 Watts	4 A	10 A	12
B	Sanitarios y pasillos	960 Watts	8 A	15 A	12

Fuente: elaboración propia.

Para los circuitos de potencia se utilizará cable No. 12 como calibre mínimo y doce unidades de tomacorrientes como máximo, asumiendo una carga de: 2 laptops con un consumo de 8 amperios, 1 cañonera consumiendo 6 amperios y equipo de audio consumiendo 6 amperios.

$$\text{Carga} = 14 \text{ A} + 8 \text{ A} + 6 \text{ A} = 20 \text{ A}$$

Por lo tanto el flipón de potencia para cada uno de los salones es de 30 amperios.

Para el cálculo del flipón general se toma en cuenta el consumo real para determinar el máximo amperaje que se suministra al sistema; se procede de la siguiente forma:

$$I_{\text{total}} = \frac{(1\,920\text{ w} + 1\,280\text{ w} + 640\text{ w})}{120\text{ v}} + 4 * 20\text{ A} = 112\text{ A}$$

Por lo tanto el flipón general a utilizar es de 125 amperios.

2.10. Diseño de instalaciones hidráulicas

Para el diseño de las instalaciones hidráulicas se hace uso del método de Hunter modificado, que consiste en la determinación de los caudales probables en sistemas hidráulicos y sanitarios. Para el presente caso, el uso que se le dará al edificio es de carácter público, por lo tanto varios aparatos pueden ser utilizados por diferentes personas simultáneamente, para ello Hunter hizo un análisis de tipo probabilístico, para determinar las unidades de consumo con base en determinado artefacto sanitario; en la siguiente tabla se resume la demanda de cada artefacto.

Tabla XXXVI. **Tabla de Hunter**

Cantidad	Artefacto	Caudal (l/s)	Presión (m.c.a.)	UC	Diámetro
5	Inodoro	1,75	2	15	½"
2	Mingitorios	0,50	2	6	½"
4	Lavamanos	1,20	2	8	½"
2	Bebederos	0,40	1,5	4	½"

Fuente: elaboración propia.

Para $3 < UC < 240$:

$$Q = 0,1163(UC)^{0,6875}$$

$$Q = 0,1163(33)^{0,6875} = 1,29 \frac{l}{seg}$$

Se ha calculado un caudal suponiendo que todos los artefactos sanitarios son utilizados simultáneamente.

Para calcular el diámetro de la tubería se hace uso de la ecuación de Darcy-Weisbach:

$$hf = f \cdot \frac{l \cdot v^2}{2gD}$$

Para lo cual se calcula las pérdidas locales y en tubería:

$$hl = k \cdot \frac{v^2}{2g}$$

donde:

k = coeficiente de pérdida

v = velocidad del fluido

Tabla XXXVII. **Pérdidas locales por accesorio**

Accesorio	Cantidad	hl (m.c.a.)
Codo	17	1,039
Tee	13	0,92
Grifo	8	0,407
Descarga de sanitario	10	0,500
Urinales	4	0,050

Fuente: elaboración propia.

La pérdida total es de 2,92 m.c.a.

Para calcular la pérdida en tubería se aplica Bernoulli entre los puntos A y B; donde A es el nivel del suelo y B el segundo nivel, teniendo una diferencia de alturas de 3 metros, se asume una velocidad de 2,5 m/s.

$$\frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + Z_2 + h_f$$

$$h_f = Z_2 = 3 \text{ m.c.a.}$$

$$h = h_f + h_l = 3 + 2,92$$

$$h = 5,92 \text{ m.c.a.}$$

Una pérdida menor a 10 m.c.a. garantiza que el vital líquido fluirá sin ningún problema hasta el segundo nivel, ya que la presión mínima que debe tener todo sistema de abastecimiento debe ser 10 m.c.a.; para el sistema de distribución del municipio de Acatenango es de 14 m.c.a.

Con $f=0,028$ y $v = 2,5$ m/s se procede por Darcy-Weisbach:

$$D = 0,028 * \frac{12*2,5^2}{2(9,81)*5,92}$$

$$D = 0,018\text{m} = 1,8 \text{ cms}$$

Por lo tanto, se debe utilizar tubería pvc. de $\frac{3}{4}$ " para las conexiones internas y las tomas de los accesorios con tubería pvc de $\frac{1}{2}$ ".

CONCLUSIONES

1. El Ejercicio Profesional Supervisado abre una ventana de oportunidades tanto al futuro profesional como a la comunidad donde se realiza la misma; al futuro profesional le brinda la oportunidad de desarrollar y aplicar los conocimientos adquiridos durante la etapa estudiantil, ver de cerca las necesidades de la población; a la comunidad le permite obtener una o varias propuestas que tendrán como finalidad la solución de varios problemas de su diario vivir.
2. La propuesta de construcción de cuatro aulas, vendrá a beneficiar a 160 alumnos del nivel primario; la población estudiantil contará con instalaciones dignas, las que repercutirán en el aprendizaje de los estudiantes, cabe destacar que se siguieron las normativas que el MINEDUC establece con la finalidad de que las instalaciones sean las más adecuadas.
3. Es importante destacar que las especificaciones en cuanto a diseño tanto estructural como arquitectónico no son modificables, ya que se derivan de una rigurosa evaluación de campo, toma de muestras de suelo, análisis en laboratorio y un exhaustivo análisis y diseño estructural; por eso se hace énfasis en que se cumpla con toda especificación ya sea del marco teórico como en los detalles mostrados en los planos.
4. Será necesario que una persona competente supervise la ejecución del proyecto a efecto que se cumpla con lo propuesto en el diseño.

5. El uso de la tecnología moderna es indispensable; en nuestros días, gran parte de los cálculos estructurales se puede realizar en cuestión de horas lo que un par de décadas atrás tomaba semanas y meses realizarlo; haciendo uso de la ventaja que ofrece la informática, se hizo el análisis estructural de este proyecto utilizando el software SAP 2,000, el cual brindó resultados satisfactorios, ya que la variación de los datos obtenidos es menor al 6%; dicha variación estriba fundamentalmente en el hecho de que el análisis manual se realiza en cada marco, es decir considerando solamente un marco a la vez, mientras que con la utilización del software, el análisis se hizo a nivel tridimensional.

RECOMENDACIONES

1. La población debe enrolarse durante la etapa de ejecución del proyecto, nombrando una comisión que vele por el cumplimiento de cada detalle especificado en planos y garantizar la buena ejecución del proyecto, lo que a su vez dará como resultado una obra de buena calidad.
2. El supervisor debe tomar muestras de los materiales que se utilicen en el proceso de construcción y realizar el respectivo análisis de laboratorio, ya que es la única forma de garantizar que los materiales utilizados cumplan las normas y los requisitos del proyecto.
3. El mantenimiento del proyecto debe ser periódico; una buena capa de pintura a base de agua se deberá aplicar cada dos años como tiempo máximo; se recomienda que sea de color blanco hueso o marfil, ya que poseen un buen índice de refracción de luz; debe hacerse una revisión constante de los artefactos y accesorios sanitarios; es recomendable la lubricación de los goznes de las puertas y ventanas, limpieza de vidrios (una vez al mes).
4. Si se utiliza mano de obra de la comunidad se recomienda a las autoridades supervisar los trabajos que realicen, ya que por lo general la mayoría de la población no está calificada para este tipo de trabajo, máxime en los trabajos que incidan directamente con el aspecto estructural del proyecto, mezcla de concreto, levantado de muros,

aplicación de acabados, entre otros; esto garantizará la calidad del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Reglamentos para las construcciones de concreto estructural y comentarios*, ACI 318-99. Chile: ACI, 2005. 560 p.
2. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México: LIMUSA, 1979. 450 p.
3. NIJ PATZÁN, Jéser Esaú de Jesús. *Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2009. 386 p.
4. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill, 1999. 380 p.
5. SUNÚN MONZÓN, Susana Yaneth. *Diseño del edificio escolar para el cantón La Vega y mejoras al sistema de agua potable de la aldea San Lorenzo, El Tejar, municipio de Pastores, Sacatepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005. 170 p.
6. TÁNCHEZ GARCÍA, José Arturo. *Diseño del edificio escolar de dos niveles, en el paraje Xeúl y carretera hacia el cantón Chicachelaj, municipio de Almolonga, Quetzaltenango*. Trabajo de graduación de

Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de
Ingeniería, 2006. 125 p.

ANEXOS

- Anexo 1. Resultados de estudios de mecánica de suelos.**

- Anexo 2. Planos de edificio escolar de la aldea Quisaché, Acatenango, Chimaltenango.**



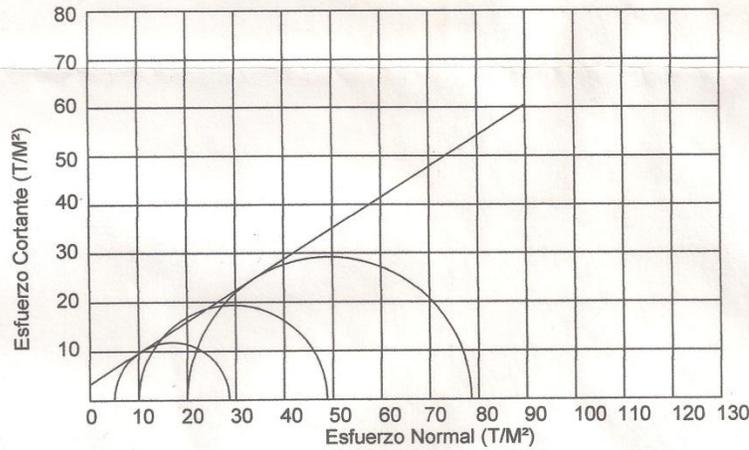
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 19327

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 240 S.S. O.T.: 28,267
 INTERESADO: Ernesto Enrique Ejalón Baján
 PROYECTO: EPS- Diseño de Edificio Escolar
 Ubicación: Aldea Quisaché, Municipio de Acatenango, Departamento de Chimaltenango
 Fecha: 30 de junio del 2011
 pozo: 1 Profundidad: 2.00 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 32.47$ COHESIÓN: $C_u = 3.32$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arcilloso color café
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	23.72	45.97	58.48
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.0	4.5	7.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.40	1.40	1.40
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.75	1.75	1.75
HUMEDAD (%H)	25.9	25.9	25.9

Vo. Bo.

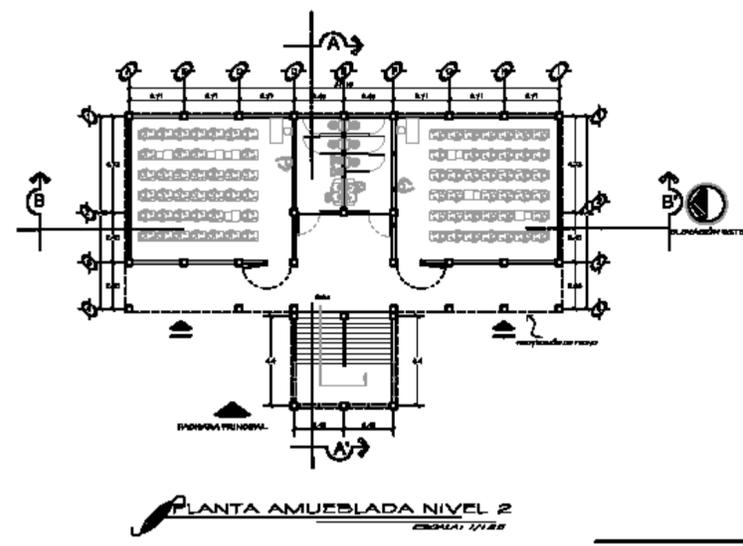
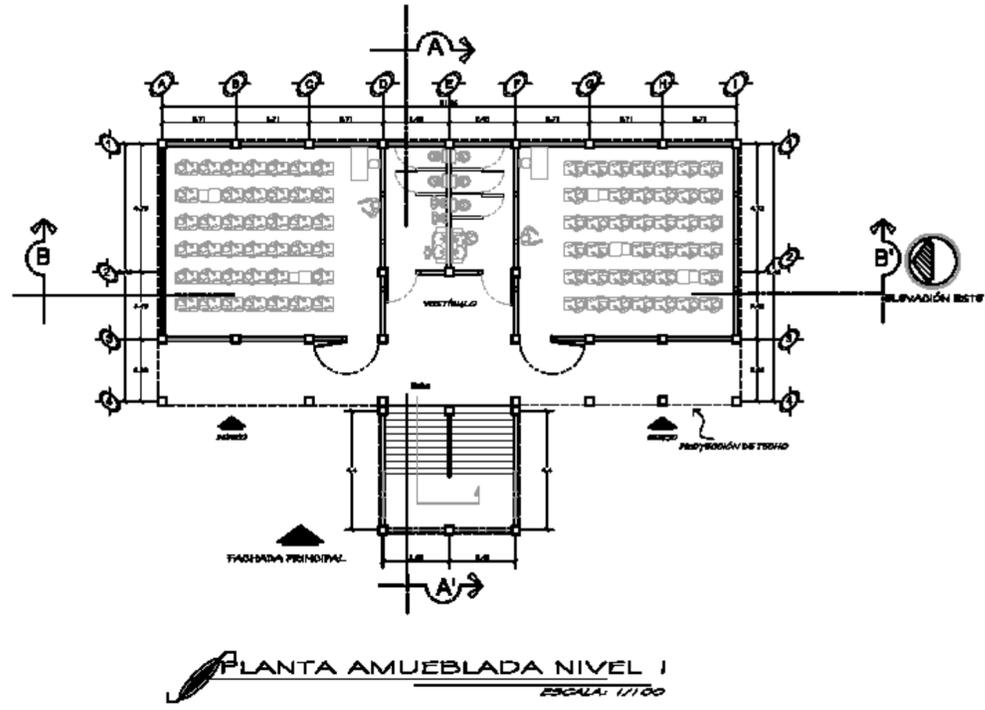
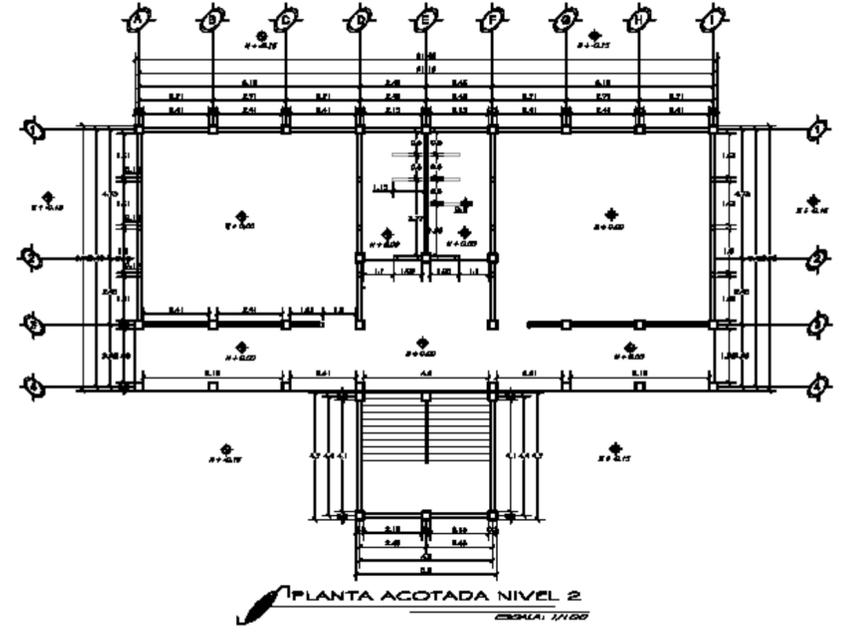
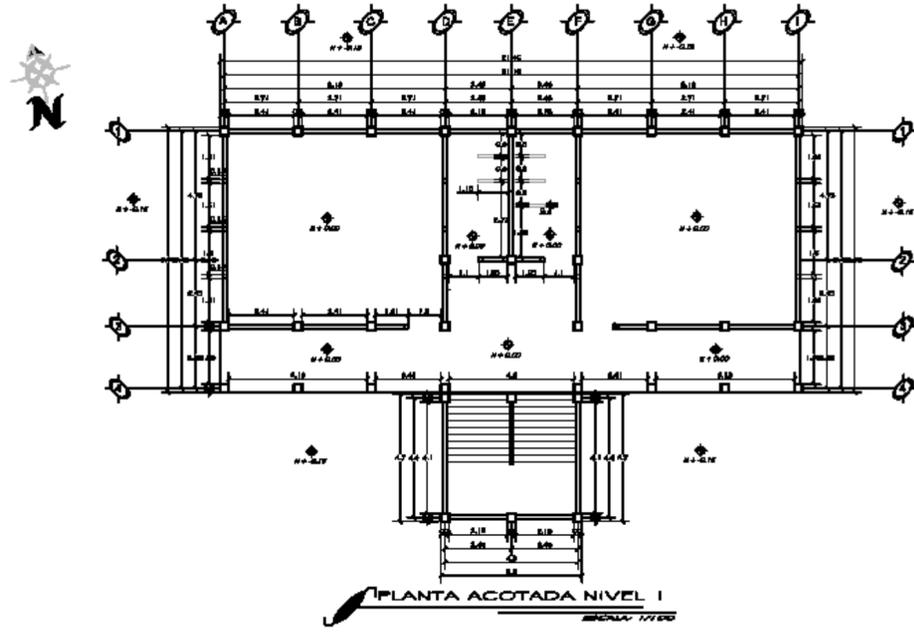
Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



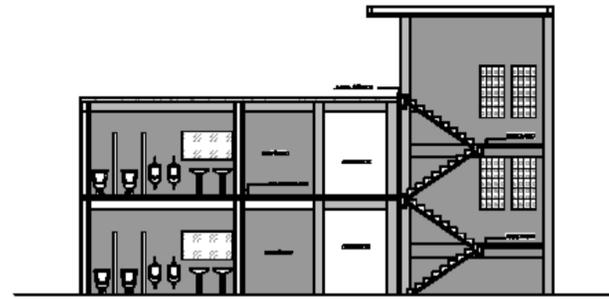
Atentamente,

Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

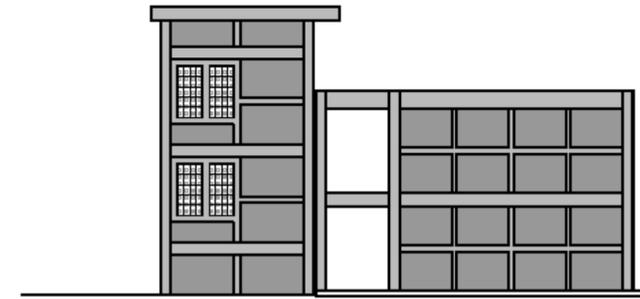




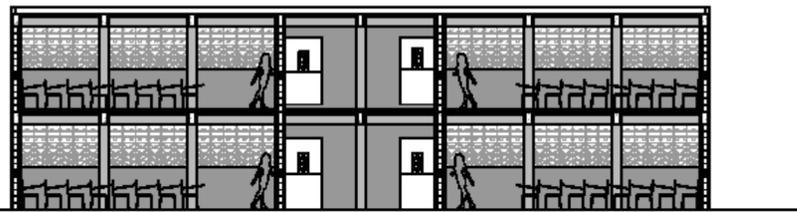
D. M. P.		PLANO DE Planta acotada y amueblada	HON No.1
Acatenango		0202: Ermita Enrique Erazo	SE 5
PROYECTA: Adrian Escobar Quimbé	DISEÑA: Ernesto Enrique Erazo	FECHA: 17/10/2012	
EMPRESA: Municipalidad de Acatenango	GRABÓ: Ernesto Enrique Erazo	ESCALA: Indicada	
Mo. Sr. Supervisor de obras.	PROYECTA: ERNESTO ENRIQUE ERAZO	ALDEA: GUMBACHE	
	PROYECTA: ERNESTO ENRIQUE ERAZO	ACATENANGO.	
		DEPARTAMENTO: CHILITENANGO.	
ING. GIBRAN CLAROS DE PINO			



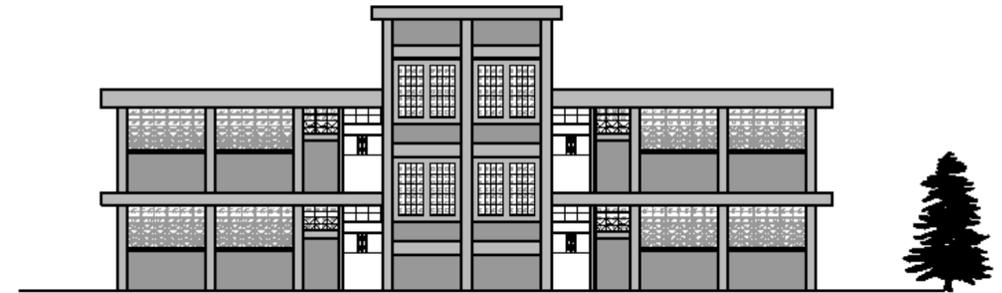
SECCIÓN A-A'
ESCALA: 1/100



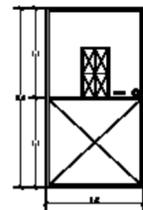
ELEVACIÓN ESTE
ESCALA: 1/100



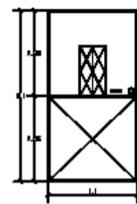
SECCIÓN B-B'
ESCALA: 1/100



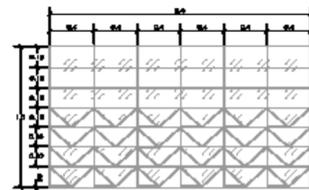
FACHADA PRINCIPAL
ESCALA: 1/100



PUERTA P-1
SIN ESCALA



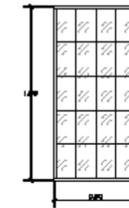
PUERTA P-2
SIN ESCALA



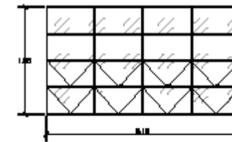
VENTANA V-1
SIN ESCALA



DETALLE DE V-1
SIN ESCALA



DETALLE DE V-2
SIN ESCALA



DETALLE DE V-3
SIN ESCALA

PLANILLA DE PUERTAS Y VENTANAS	
MODELO	COMPRO
PUERTA TPO 1 P-1	4 URSEROS, COMPUERTA DETALLE DE PUERTA P-1, TUBERÍA LAMINA CAJON DE CUBA, MARCO TALLA, URSEROS, TUBERÍA INTERIOR, TUBERÍA EXTERIOR, DE ACERO ESTALAMADO.
PUERTA TPO 2 P-2	4 URSEROS, COMPUERTA DETALLE DE PUERTA P-2, URSEROS, TUBERÍA CAJON DE CUBA, MARCO TALLA, URSEROS, TUBERÍA INTERIOR, TUBERÍA EXTERIOR, DE ACERO ESTALAMADO.
VENTANA TPO 1 V-1	20 URSEROS, COMPUERTA DETALLE DE VENTANA V-1, TUBERÍA LAMINA CAJON DE CUBA, MARCO TALLA, URSEROS, TUBERÍA INTERIOR, TUBERÍA EXTERIOR, DE ACERO ESTALAMADO.
VENTANA TPO 2 V-2	10 URSEROS, COMPUERTA DETALLE DE VENTANA V-2, TUBERÍA LAMINA CAJON DE CUBA, MARCO TALLA, URSEROS, TUBERÍA INTERIOR, TUBERÍA EXTERIOR, DE ACERO ESTALAMADO.
VENTANA TPO 3 V-3	4 URSEROS, COMPUERTA DETALLE DE VENTANA V-3, TUBERÍA LAMINA CAJON DE CUBA, MARCO TALLA, URSEROS, TUBERÍA INTERIOR, TUBERÍA EXTERIOR, DE ACERO ESTALAMADO.

NOTA: LEER PARA LAS VENTANAS Y PUERTAS DE ACERO ESTALAMADO, VERIFICAR QUE LOS URSEROS SEAN DE ACERO ESTALAMADO, VERIFICAR QUE LOS URSEROS SEAN DE ACERO ESTALAMADO.

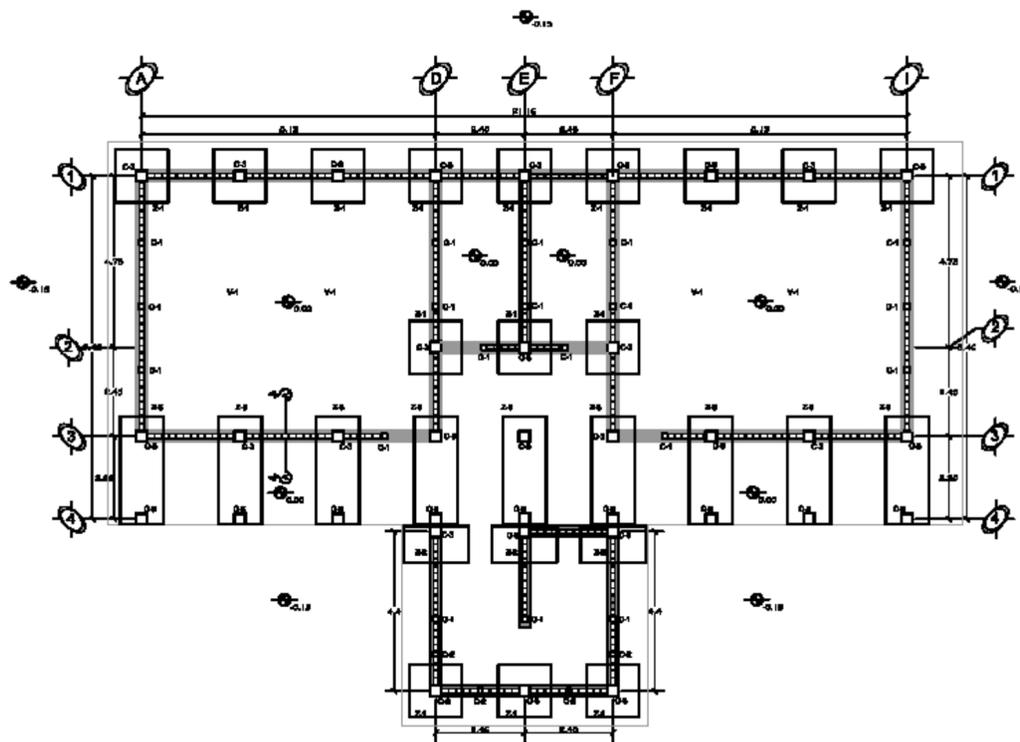
E.A.P.
Acatenango

PLANO DE Elevaciones y secciones
detalles de puertas y ventanas.
Escala: Errore Errore Escalon

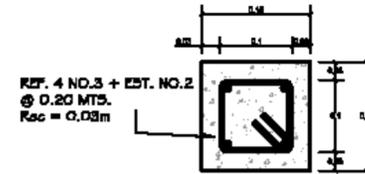
NOM No. 2
DE 5

PROYECTISTA: Arquitecto Quiché	FECHA: 17/10/2012
EMPRESA: Municipalidad de Acatenango	ESCALA: Indicada
Via No. Supervisor de obras.	ESPESOR: ESCUOLA DE LA ALDEA QUACHE.
	ALDEA: QUACHE.
	MUNICIPIO: ACATENANGO.
	DEPARTAMENTO: CHIMELTENANGO.

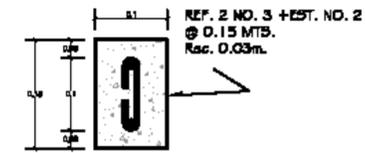
MR. GONZA GONZA DE PINO



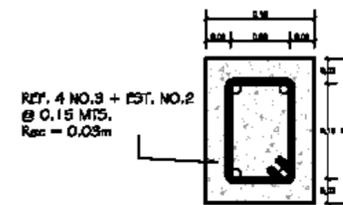
PLANTA ESTRUCTURAL
ESCALA: 1/100



DETALLE DE COLUMNA C-1
ESCALA: 1/3.75

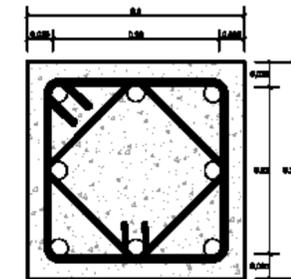


DETALLE DE COLUMNA C-2
ESCALA: 1/3.75

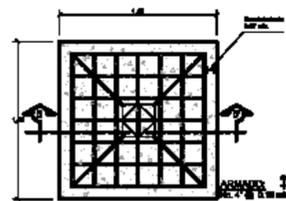


SOLERA HIDRÓFUGA
ESCALA: 1/3.75

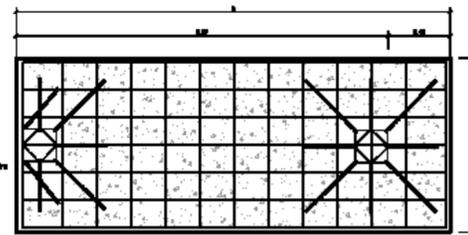
REF. 4 NO. 5 grado 60
REF. 4 No. 7 grado 60
en área de confinamiento
2 EST. No. 3 @ 0.05m
1 EST. No. 3 @ 0.10m
donde no necesita
confinamiento.
Rec. 0.03m.



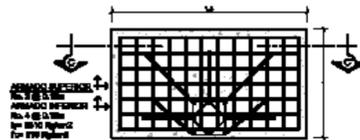
DETALLE DE COLUMNA C-3
ESCALA: 1/3.75



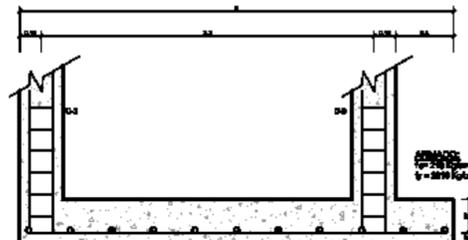
PLANTA ZAPATA Z - 1
ESCALA: 1/3.75



PLANTA ZAPATA Z - 3
ESCALA: 1/3.75



PLANTA ZAPATA Z - 2
ESCALA: 1/3.75

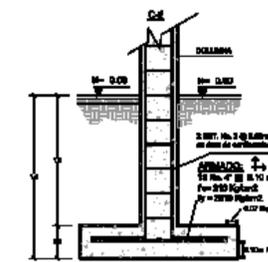


DETALLE ZAPATA Z-3
ESCALA: 1/3.75

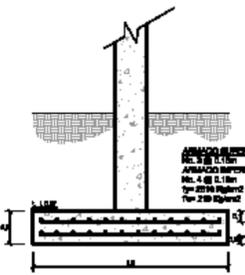


SECCIÓN A - A'
ESCALA: 1/3.75

NO es necesario colocar
cemento corrido, ya que
la función del muro es
directamente divisoria.



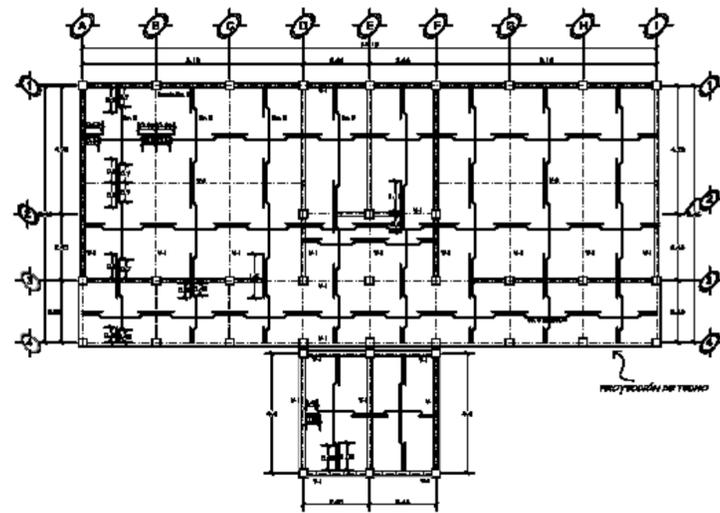
SECCIÓN B - B'
ESCALA: 1/3.75



SECCIÓN C - C'
ESCALA: 1/3.75

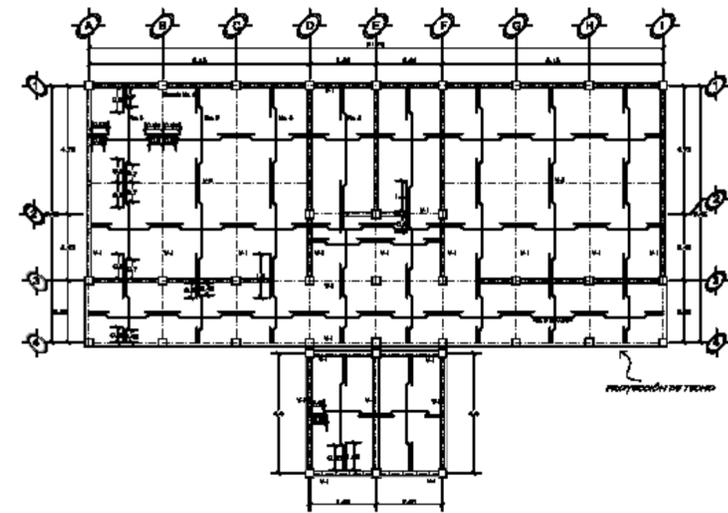
NOTA: LOS MUROS NO FUERON DISEÑADOS
PARA SOPORTAR CARGAS, POR LO TANTO NO
ES NECESARIO LA COLOCACIÓN DE CIMENTO
CORRIDO PARA LEVANTAR DICHO MURO,
EL LEVANTADO SE HARÁ SOBRE LA SOLERA DE
HUMEDAD.

M.M.P.		PLANO DE Planos de cimentación + detalles.	MAN No. 3 DE 10
Acatenango		PROYECTA: Arquitecto Químico Municipalidad de Acatenango VIA No. Supervisor de obras.	FECHA: ABRIL DE 2011 ESCALA: Indicada
		DISEÑA: Erasmo Enrique Escalón	ESPECIALISTA: ESCUELA DE LA ALDEA GURACHE.
		ALDEA: MANCIPAL: ACATENANGO.	DEPARTAMENTO: CHIMLENANGO.
ING. GIBRAN OLIVERA DE PINTO			



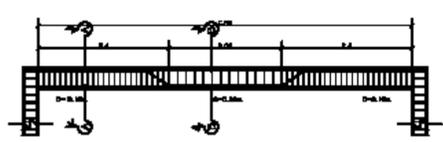
PLANTA LOSAS NIVEL 1
ESCALA: 1/120

NOTA:
EL ESPESOR PARA LAS LOSAS DEBEN SER DE 12 CM. PARA EL ENTONQUE DE LAS VIGAS DEBEN SER DE 20 CM. PARA LAS LOSAS DEBEN SER DE 12 CM. PARA LAS VIGAS DEBEN SER DE 20 CM. PARA LAS LOSAS DEBEN SER DE 12 CM. PARA LAS VIGAS DEBEN SER DE 20 CM.



PLANTA LOSAS NIVEL 2
ESCALA: 1/120

NOTA:
EL ESPESOR PARA LAS LOSAS DEBEN SER DE 12 CM. PARA EL ENTONQUE DE LAS VIGAS DEBEN SER DE 20 CM. PARA LAS LOSAS DEBEN SER DE 12 CM. PARA LAS VIGAS DEBEN SER DE 20 CM.

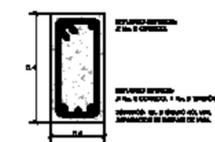


DETALLE DE VIGA V-1
ESCALA: 1/20

NOTA:
TODAS LAS ARMAS DE LA VIGA DEBEN SER DE 12 CM. PARA LAS VIGAS DEBEN SER DE 20 CM. PARA LAS LOSAS DEBEN SER DE 12 CM. PARA LAS VIGAS DEBEN SER DE 20 CM.



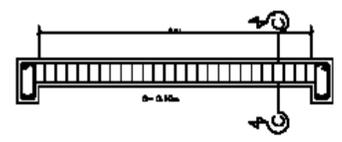
SECCIÓN A-A'
ESCALA: 1/10



SECCIÓN B-B'
ESCALA: 1/10

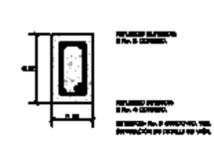


SECCIÓN TÍPICA DE LOSA
ESCALA: 1/10



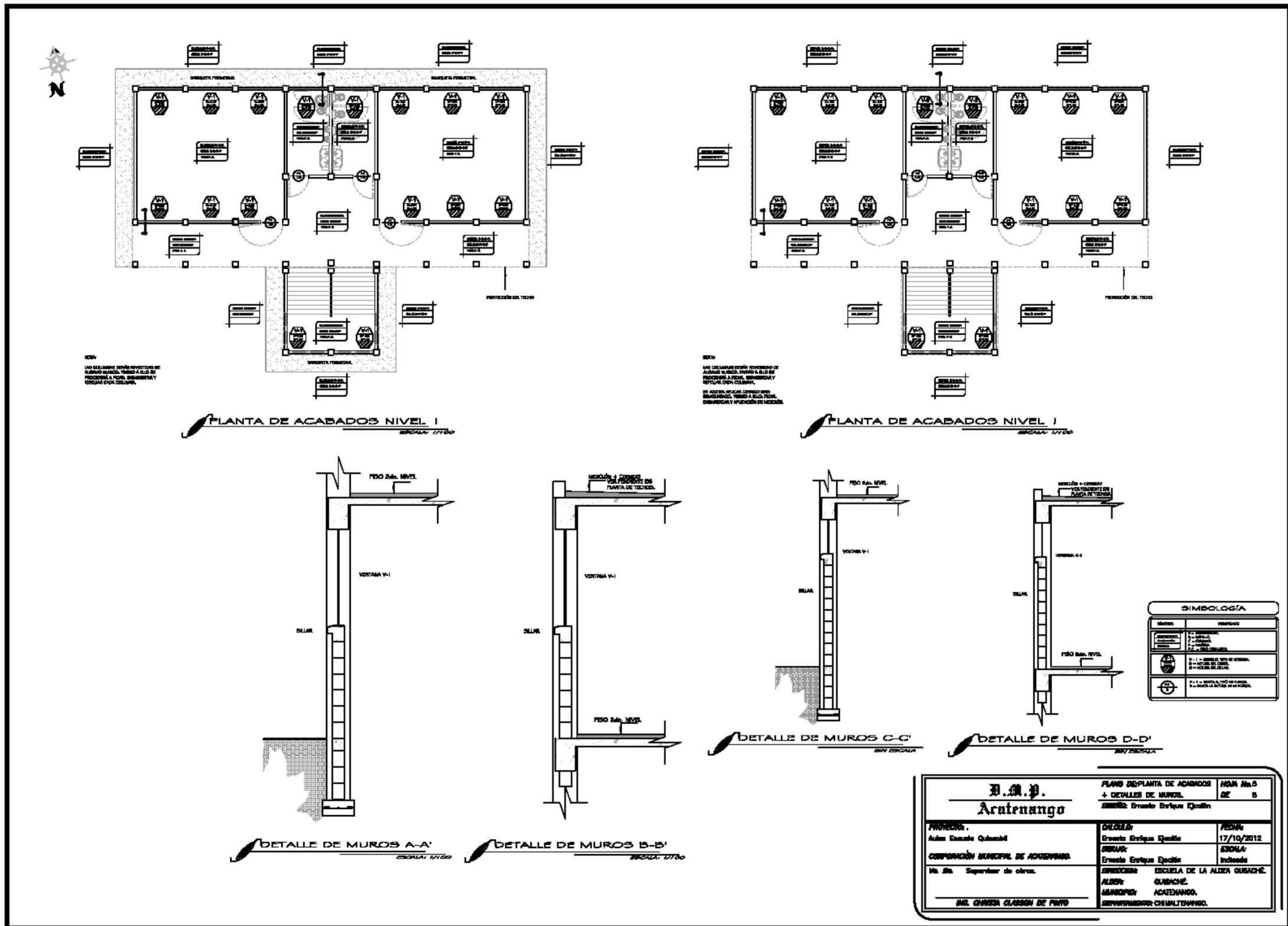
DETALLE DE VIGA V-2
ESCALA: 1/20

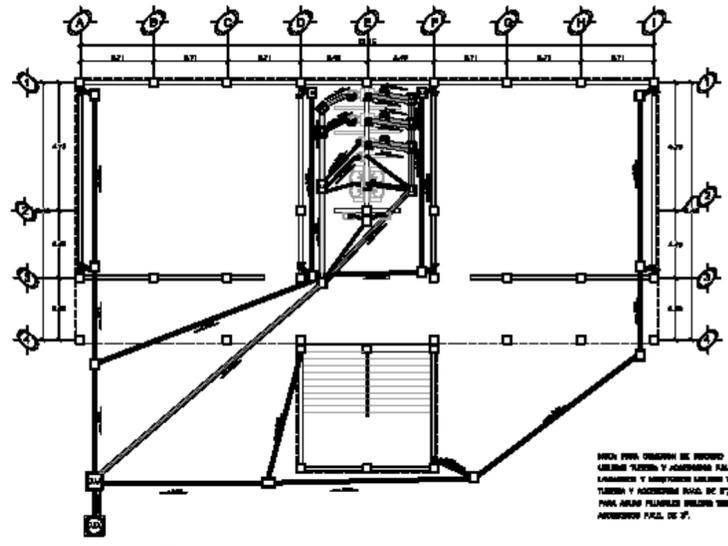
NOTA:
TODAS LAS ARMAS DE LA VIGA DEBEN SER DE 12 CM. PARA LAS VIGAS DEBEN SER DE 20 CM. PARA LAS LOSAS DEBEN SER DE 12 CM. PARA LAS VIGAS DEBEN SER DE 20 CM.



SECCIÓN C-C'
ESCALA: 1/10

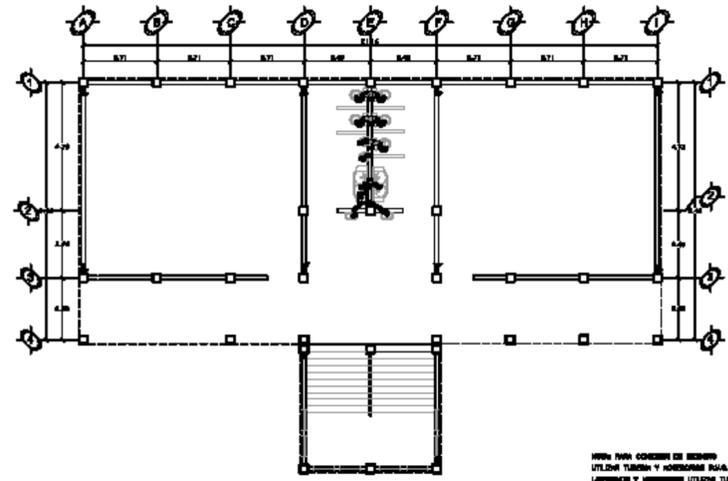
B.M.P.		PLANO DE PLANTA de losas y detalles de vigas.	MON No. 4 DE 5
Acatenango		UBICACIÓN: Escuela Enrique Guzmán	
PROYECTISTA: Andrés Escobar Quiroz	FECHA: 17/10/2012	DESENHO: Escuela Enrique Guzmán	ESCALA: Indicada
ORGANIZACIÓN MUNICIPAL DE ACATENANGO		PROYECTADO: Escuela de la Aldea Guaché.	
MR. Sr. Supervisor de obras.		ALDEA: GUACHÉ.	
		MUNICIPIO: ACATENANGO.	
		DEPARTAMENTO: CHIMELTENANGO.	
MR. GUSTAVO GARCÍA DE PINTO			





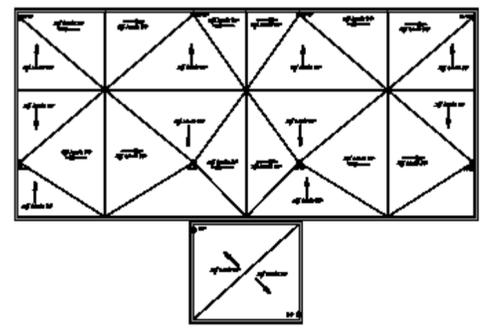
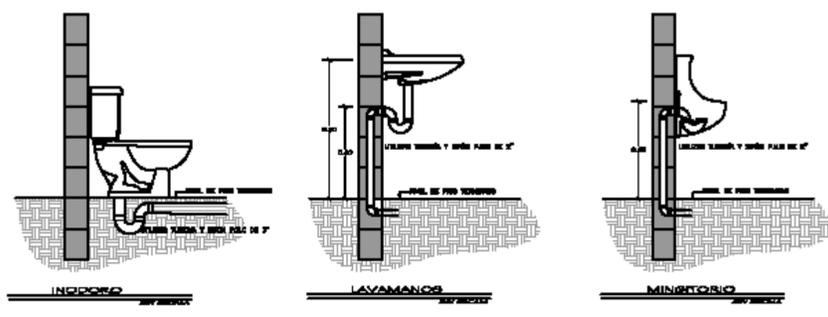
PLANTA PARA COORDENAR DE SERVIDOR
UTILIZAR TUBERÍA Y ACCESORIOS PARRA DE 2",
LAVAMANOS Y WASHROOMS UTILIZAR TUBERÍA
TUBERÍA Y ACCESORIOS PARRA DE 1",
PARA ABAJOS PLUMBAR UTILIZAR TUBERÍA Y
ACCESORIOS PARRA DE 1".

PLANTA DE DRENAJES NIVEL 1
ESCALA: 1/100



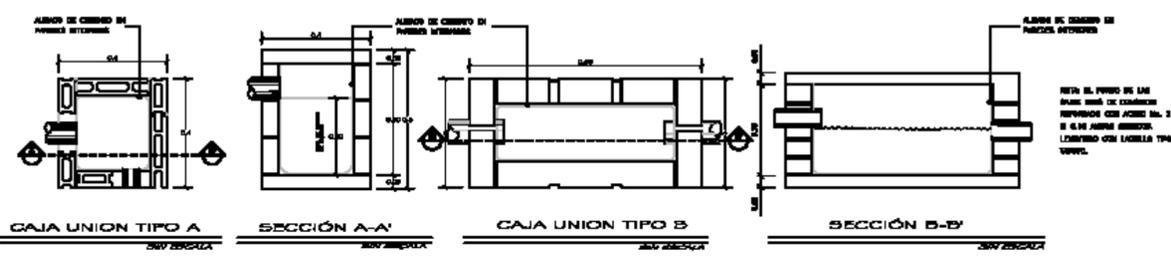
PLANTA PARA COORDENAR DE SERVIDOR
UTILIZAR TUBERÍA Y ACCESORIOS PARRA DE 2",
LAVAMANOS Y WASHROOMS UTILIZAR TUBERÍA
TUBERÍA Y ACCESORIOS PARRA DE 1",
PARA ABAJOS PLUMBAR UTILIZAR TUBERÍA Y
ACCESORIOS PARRA DE 1".

PLANTA DE DRENAJES NIVEL 2
ESCALA: 1/100

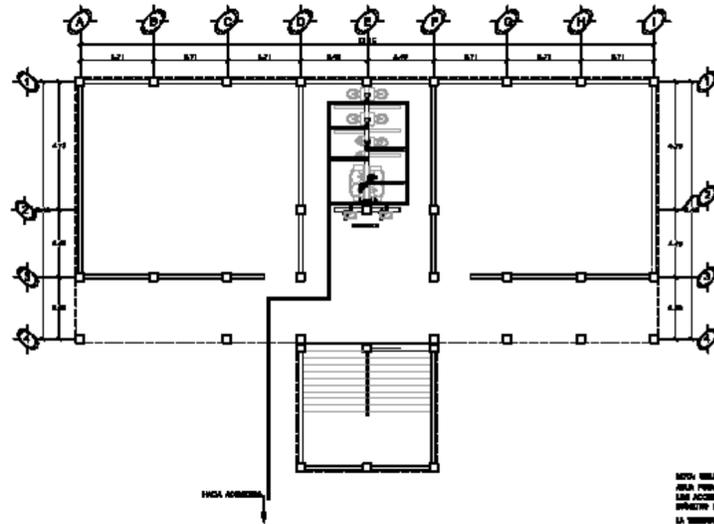


NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO A
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO B
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO C
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO D
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO E
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO F
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO G
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO H
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO I
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO J
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO K
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO L
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO M
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO N
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO O
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO P
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO Q
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO R
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO S
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO T
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO U
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO V
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO W
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO X
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO Y
[Symbol]	CAJAS UNIÓN TIPO Z

PLANTA DE TECHOS Y BAJADAS FLUVIALES
ESCALA: 1/100

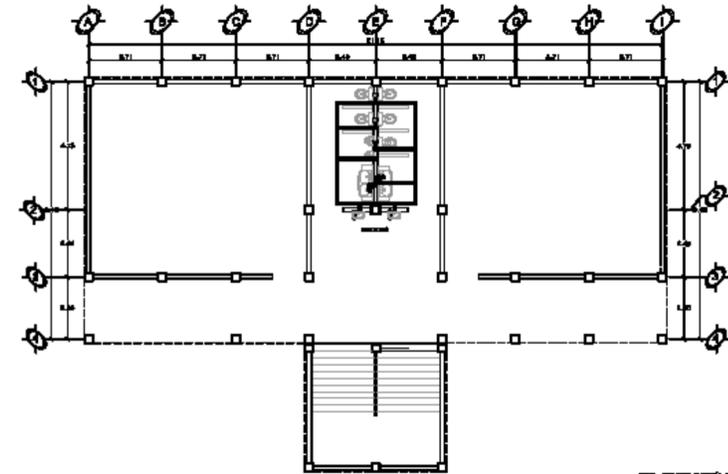


D.M.P.		Acatenango	
PROFESOR: Adán Escobar Quiroz		PLANO DE Planta Instalación de Drenajes. Elaborado: Ernesto Enrique Escobar	
EMPRESA: Municipalidad de Acatenango		FECHA: 17/10/2012	
No. de Supervisor de obra:		ESCALA: Indicada	
MIL. CIVILIA CLASION DE PINTO		LUGAR: ESCUELA DE LA ALDEA OQUACHE.	
		ALDEA: OQUACHE.	
		MUNICIPIO: ACATENANGO.	
		DEPARTAMENTO: CHIMALTENANGO.	



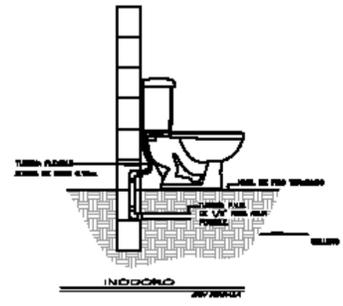
NOTA: MUESTRAN TUBERÍA P.V.C. PARA
 AGUAS FRESCAS DE 1/2".
 LAS ACOMETIDAS DEBEN DE SER DE POLI. DE ALTA
 DENSIDAD PUES SON RESISTENTES
 A LA TUBERÍA COMO SON SUSTRUCCION
 A 2.50 CM.

INST. HIDRAULICAS NIVEL 1
 ESCALA: 1/100

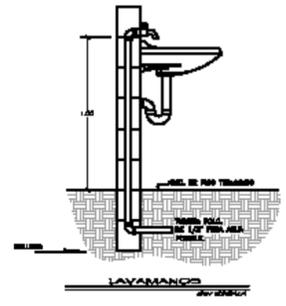


NOTA: MUESTRAN TUBERÍA P.V.C. PARA
 AGUAS FRESCAS DE 1/2".
 LAS ACOMETIDAS DEBEN DE SER DE POLI. DE ALTA
 DENSIDAD COMO SON SUSTRUCCION

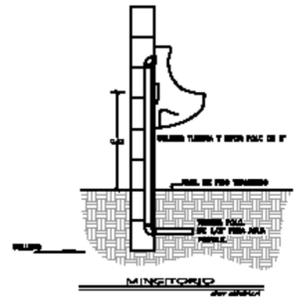
INST. HIDRAULICAS NIVEL 2
 ESCALA: 1/100



INDOOR
 300V ESCALA



LAVAMANOS
 300V ESCALA

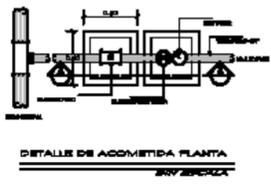


MINGITORIO
 300V ESCALA

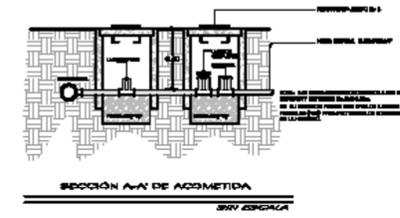
NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	TUBERÍA PVC 1/2"
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO
	TUBERÍA PVC 1/2" TEE
	TUBERÍA PVC 1/2" CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO Y TEE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" TEE Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO, TEE Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO Y TEE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" TEE Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO, TEE Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO Y TEE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" TEE Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO, TEE Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO Y TEE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" TEE Y CRUCE
	TUBERÍA PVC 1/2" CODO, TEE Y CRUCE



ALTURA DE TOMA POR ACCESORIO
 300V ESCALA



DETALLE DE ACOMETIDA PLANTA
 300V ESCALA



SECCION A-A DE ACOMETIDA
 300V ESCALA

M. A. P.		PLANO DE Planta Instalaciones	MAN No. 7
Acatenango		Hidráulicas.	DE 6
PROYECTA: Andrés Escobar Quispe		DESENHA: Ernesto Enrique Escobar	FECHA: 17/10/2012
CORPORACIÓN MUNICIPAL DE ACATENANGO.		UBICACIÓN: Ernesto Enrique Escobar	ESCALA: Indicada
No. 001 Supervisor de obras.		PROYECTADO: ALDEA: GURACHE.	
MR. GUSTAVO GARCIA DE PUNO		MUNICIPIO: ACATENANGO.	DEPARTAMENTO: CHILTENANGO.

