



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

**DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA SAN
LUIS PUEBLO NUEVO Y MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA LA
ALDEA CERRO NIÑO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ**

Jessica Fabiola Santos López

Asesorada por la Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto

Guatemala, junio de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA SAN
LUIS PUEBLO NUEVO Y MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA LA
ALDEA CERRO NIÑO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JESSICA FABIOLA SANTOS LÓPEZ

ASESORADA POR LA INGA. CHRISTA DEL ROSARIO CLASSON DE PINTO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, JUNIO 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. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADORA	Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO Y MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA LA ALDEA CERRO NIÑO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 28 de julio de 2011.



Jessica Fabiola Santos López



Guatemala, 21 de enero de 2013
Ref.EPS.DOC.73.01.13

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

Estimada Ingeniera Calderón de León.

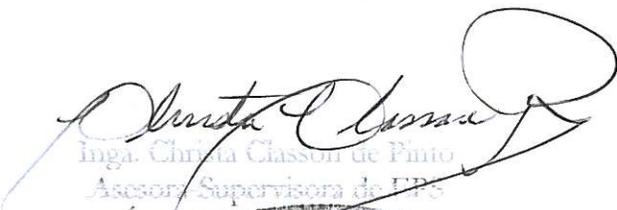
Por este medio atentamente le informo que como Asesora-Supervisora de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Jessica Fabiola Santos López** con carné No. **200512106**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO Y MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA LA ALDEA CERRO NIÑO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ"**.

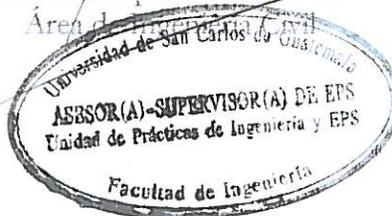
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa Classon de Pinto
Asesora-Supervisora de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
CDRESP/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
 15 de abril 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 graduación **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO Y MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA LA ALDEA CERRO NIÑO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Jessica Fabioia Santos López, quien contó con la asesoría de la Inga. Christa del Rosario 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.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 22 de abril de 2013
Ref.EPS.D.308.04.13

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

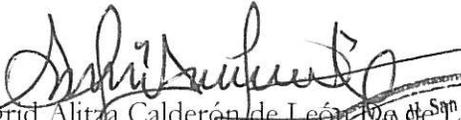
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO Y MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA LA ALDEA CERRO NIÑO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ"** que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Jessica Fabiola Santos López**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por la Inga. Christa Classon de Pinto.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Sigrid Alitza Calderón de León
Directora Unidad de EPS


DIRECCIÓN
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería

SACdL/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

Universidad de San Carlos de Guatemala
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesora Inga. Christa Classon de Pinto y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Sigrid Alitza Calderón de León De de León, al trabajo de graduación del estudiante Jessica Fabiola Santos López, titulado DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO Y MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA LA ALDEA CERRO NIÑO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, junio 2013

/bbdeb.

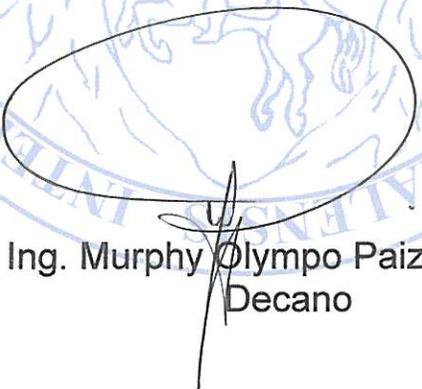
Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO Y MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA LA ALDEA CERRO NIÑO, PASTORES, SACATEPÉQUEZ**, presentado por la estudiante universitaria: **Jessica Fabiola Santos López**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, junio de 2013



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por permitirme alcanzar una meta más dentro del plan trazado para mi vida, por la sabiduría y potencial brindados.
- Mis padres** Cristóbal Santos y Juana López, por ser el ejemplo de perseverancia que día a día me motivó a alcanzar este sueño.
- Mis hermanos** Norma (q.e.p.d.), Claudia (q.e.p.d.), Carlos, Mayra y Byron Santos López, por creer en mí y esforzarse para que esta meta fuera posible.
- Mis amigos** Karin Ramírez, Jackeline Sajmoló, Pilar Ramírez, Manuel Martínez, Juan José Flores, Mario Méndez, Fernando Flores y Paulo Vargas, por su compañía a lo largo de toda la carrera, con mucho aprecio y admiración.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por permitirme concluir con éxito esta meta, siendo un instrumento de su plan.
Mis padres	Por darme la oportunidad de alcanzar este sueño, que hoy se vuelve realidad.
Mis hermanos	Por su ejemplo de vida y compañía.
Mis amigos	Por esa amistad estrecha y sincera que perdurará.
Inga. Christa Classon	Por su apoyo profesional y por compartir su conocimiento y experiencia en la elaboración de este trabajo.
Familia Galindo Díaz	Por recibirme en su hogar con cariño y aprecio, brindándome su apoyo y amistad incondicional.
Municipalidad de Pastores	Por la oportunidad para realizar mi trabajo de graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XVII
GLOSARIO	XIX
RESUMEN.....	XXIII
OBJETIVOS.....	XXV
INTRODUCCIÓN	XXVII
1. INVESTIGACIÓN MONOGRÁFICA	1
1.1. Monografía del municipio de Pastores	1
1.1.1. Aspectos generales	1
1.1.2. Localización del municipio	1
1.1.3. Ubicación geográfica	2
1.1.4. Aspectos topográficos	3
1.1.5. Vías de acceso	3
1.1.6. Clima	4
1.1.7. Límites	4
1.1.8. Turismo.....	5
1.1.9. Demografía.....	5
1.1.9.1. Población.....	6
1.1.9.2. Distribución de viviendas	6
1.1.10. Idioma.....	7
1.1.11. Aspectos económicos.....	7
1.1.12. Servicios.....	7
1.1.13. Educación.....	8

1.2.	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Pastores	9
1.2.1.	Descripción de las necesidades	9
1.2.2.	Priorización de las necesidades	10
2.	DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO	11
2.1.	Descripción del proyecto	11
2.2.	Investigación preliminar	11
2.2.1.	Disponibilidad del terreno	11
2.2.2.	Análisis del suelo (ensayo de compresión triaxial).....	12
2.3.	Diseño arquitectónico.....	12
2.3.1.	Ubicación del edificio en el terreno.....	13
2.3.2.	Distribución de ambientes	13
2.3.3.	Alturas del edificio	13
2.3.4.	Sistema estructural.....	13
2.4.	Análisis estructural	14
2.4.1.	Predimensionamiento estructural	14
2.4.2.	Modelos matemáticos para marcos dúctiles	20
2.4.3.	Cargas aplicadas a marcos dúctiles.....	21
2.4.3.1.	Cargas verticales en marcos dúctiles	22
2.4.3.2.	Cargas horizontales en marcos dúctiles	26
2.4.3.2.1.	Corte basal para módulo 1	27
2.4.3.2.2.	Corte basal para módulo 2	31

	2.4.3.2.3.	Fuerzas por nivel módulo 1.....	36
	2.4.3.2.4.	Fuerzas por nivel módulo 2.....	47
	2.4.3.3.	Análisis de marcos dúctiles con el Método de Kanni	50
	2.4.3.3.1.	Análisis de marco típico en dirección Y, carga muerta	52
	2.4.3.3.2.	Análisis de marco típico en dirección Y, carga viva	65
	2.4.3.3.3.	Análisis de marco típico en dirección Y, carga de sismo	66
	2.4.3.4.	Momentos últimos (envolvente de momentos).....	80
2.5.		Diseño estructural.....	91
	2.5.1.	Diseño de losas	91
	2.5.2.	Diseño de vigas	107
	2.5.3.	Diseño de columnas	116
	2.5.4.	Diseño de cimientos	130
	2.5.5.	Diseño de solera hidrófuga-cimiento	173
	2.5.6.	Diseño de muro de mampostería reforzada	175
	2.5.7.	Diseño de gradas	189
2.6.		Instalaciones	195
	2.6.1.	Instalación eléctrica	195
	2.6.2.	Instalación hidráulica	199
	2.6.3.	Drenaje pluvial.....	207

2.6.4.	Drenaje sanitario	210
2.7.	Planos constructivos	212
2.8.	Presupuesto	212
2.8.1.	Materiales de construcción.....	212
2.8.2.	Mano de obra	213
2.8.3.	Costo total del proyecto.....	213
2.9.	Estudio de impacto ambiental	279
2.10.	Evaluación socioeconómica del proyecto	282
2.10.1.	Valor Presente Neto	282
2.10.2.	Tasa Interna de Retorno	284
3.	MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO	287
3.1.	Función de los muros de contención.....	287
3.2.	Estructuras de contención.....	287
3.2.1.	Muros de contención tipo gravedad	288
3.2.2.	Muros de contención en voladizo (concreto reforzado).....	288
3.2.3.	Muros de contención con estribos y contrafuertes	289
3.2.4.	Muros de contención de mampostería	291
3.2.5.	Muros de contención prefabricados	292
3.3.	Consideraciones para el dimensionamiento de muros de contención.....	294
3.4.	Ensayos de laboratorio de suelos	297
3.4.1.	Ensayo de corte directo.....	298
3.4.2.	Ensayo de compresión triaxial	300
3.5.	Características de los suelos	301
3.5.1.	Ángulo de fricción interna.....	302
3.5.2.	Cohesión	302

3.5.3.	Peso específico del suelo	302
3.5.4.	Sobrecargas	303
3.5.5.	Empujes.....	303
3.6.	Presión lateral de tierra	304
3.6.1.	Presión activa de tierra de Rankine	304
3.6.1.1.	Presión activa de Rankine para relleno inclinado.....	305
3.6.2.	Presión pasiva de tierra de Rankine	306
3.6.2.1.	Presión pasiva de Rankine para relleno inclinado.....	307
3.7.	Drenaje en el relleno del muro de contención	308
3.8.	Juntas de construcción en muros de contención.....	310
3.9.	Fallas en muros de contención.....	311
4.	DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA LA ALDEA CERRO NIÑO.....	315
4.1.	Descripción del proyecto	315
4.2.	Resultado del ensayo de compresión triaxial	315
4.3.	Dimensionamiento del muro de contención en voladizo.....	316
4.4.	Revisión para el desarrollo de la presión activa de Rankine	317
4.5.	Aplicación de la teoría de presión lateral de tierra de Rankine	319
4.5.1.	Revisión por volteo	319
4.5.1.1.	Factor de seguridad contra volteo ...	321
4.5.2.	Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.....	323
4.5.2.1.	Factor de seguridad contra deslizamiento.....	323

4.5.3.	Revisión de la falla por capacidad de apoyo	325
4.5.3.1.	Factor de seguridad contra falla por capacidad de apoyo	325
4.5.3.1.1.	Carga última del suelo	327
4.6.	Diseño del armado del muro en voladizo	330
4.6.1.	Diseño del armado de cortina	330
4.6.2.	Diseño del armado de la losa base	336
4.6.3.	Diseño del armado de puntal	336
4.6.4.	Diseño del armado de talón	343
4.7.	Juntas de construcción en muro en voladizo	350
4.8.	Drenaje para muro en voladizo	351
4.9.	Presupuesto de muro en voladizo	354
4.10.	Planos constructivos de muro en voladizo	361
4.11.	Estudio de impacto ambiental	362
4.11.1.	Impacto ambiental generado por el muro de contención	364
4.11.2.	Medidas de mitigación	365
4.12.	Estudio socioeconómico	366
4.12.1.	Valor Presente Neto	367
4.12.2.	Tasa Interna de Retorno	368
CONCLUSIONES		371
RECOMENDACIONES		373
BIBLIOGRAFÍA		375
APÉNDICES		377
ANEXOS		379

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del municipio de Pastores.	2
2.	Ortofoto del municipio de Pastores	3
3.	Vías de acceso al municipio de Pastores.....	4
4.	Límites municipales de Pastores.....	5
5.	Áreas tributarias para el predimensionamiento de elementos estructurales.....	15
6.	Carga muerta sobre marco del eje Y, para análisis estructural, módulo 1	69
7.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga muerta, marco del eje Y, módulo 1	70
8.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga viva, marco del eje Y, módulo 1	70
9.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga de sismo, marco del eje Y, módulo 1	71
10.	Carga muerta sobre marco del eje X, para análisis estructural, módulo 1	72
11.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga muerta, marco del eje X, módulo1	72
12.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga viva, marco del eje X, módulo1	73
13.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga de sismo, marco del eje X, módulo1	73

14.	Carga muerta sobre marco del eje Y, para análisis estructural, módulo 2.....	74
15.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga muerta, marco del eje Y, módulo 2.....	75
16.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga viva, marco del eje Y, módulo 2.....	76
17.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga de sismo, marco del eje Y, módulo 2.....	77
18.	Carga muerta sobre marco del eje X, para análisis estructural, módulo 2.....	78
19.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga muerta, marco del eje X, módulo 2.....	78
20.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga viva, marco del eje X, módulo 2.....	79
21.	Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga de sismo, marco del eje X, módulo 2.....	79
22.	Diagrama de momentos últimos (Ton-m), para vigas y columnas, marco del eje Y, módulo 1.....	83
23.	Diagrama de momentos últimos (Ton-m), para vigas y columnas, marco del eje X, módulo 1.....	84
24.	Diagrama de momentos últimos (Ton-m), para vigas y columnas, marco del eje Y, módulo 2.....	84
25.	Diagrama de momentos últimos (Ton-m), para vigas y columnas, marco del eje X, módulo 2.....	85
26.	Diagrama de cortes últimos (Ton), para vigas y columnas, marco del eje Y, módulo 1.....	88
27.	Diagrama de cortes últimos (Ton), para vigas y columnas, marco del eje X, módulo 1.....	89

28.	Diagrama de cortes últimos (Ton), para vigas y columnas, marco del eje Y, módulo 2	89
29.	Diagrama de cortes últimos (Ton), para vigas y columnas, marco del eje X, módulo 2	90
30.	Planta de distribución de losas.....	91
31.	Momentos actuantes para la losa 1, del primer nivel (kg-m).....	95
32.	Momentos actuantes para losas, del primer nivel (kg-m).....	97
33.	Momentos actuantes para losas, del segundo nivel (kg-m)	98
34.	Momentos actuantes balanceados para losas del primer nivel (kg-m)	101
35.	Momentos actuantes balanceados para losas del segundo nivel (kg-m).....	102
36.	Diagrama de momentos últimos (Ton-m) y cortes últimos para viga tipo V-1.....	108
37.	Sección de viga tipo V-1	108
38.	Diagrama de acero de refuerzo para viga tipo V-1.....	112
39.	Diagrama de triángulos semejantes de cortantes para el diseño de acero transversal para vigas	114
40.	Detalle de armado para viga tipo V-1	116
41.	Chequeo por corte simple para zapata tipo Z-1	137
42.	Chequeo por punzonamiento para zapata tipo Z-1	138
43.	Armado de zapata concéntrica tipo Z-1	142
44.	Diagrama de cargas para zapata combinada Z-2	143
45.	Dimensiones de zapata combinada Z-2.....	145
46.	Diagrama de corte para zapata combinada Z-2.....	146
47.	Diagrama de momentos para zapata combinada Z-2	147
48.	Diagrama de refuerzo para zapata combinada Z-2.....	151
49.	Predimensionamiento de zapata Z-3	152

50.	Diagrama de cargas de diseño máximas y mínimas bajo zapata combinada Z-3.....	156
51.	Diagrama de cargas sobre zapata combinada Z-3.....	157
52.	Presiones últimas por metro lineal Z-3	158
53.	Vigas transversales Z-3	162
54.	Diagrama de viga de cimentación Z-3	163
55.	Diagrama de refuerzo para zapata combinada Z-3	165
56.	Diagrama de refuerzo para zapata aislada excéntrica Z-4	173
57.	Detalle solera hidrófuga - cimiento	174
58.	Cargas horizontales y verticales sobre muro perimetral	178
59.	Cargas de diseño para el refuerzo horizontal	184
60.	Diagrama de esfuerzos combinados	185
61.	Detalle de refuerzo horizontal y vertical para muro perimetral.....	188
62.	Diagrama de refuerzos combinados.....	189
63.	Dimensiones de gradas para el edificio escolar.....	191
64.	Diagrama de carga muerta distribuida sobre gradas	193
65.	Diagrama de flujo de caja para el edificio escolar.....	283
66.	Variación de VPN debido a la TIR	284
67.	Muro de contención tipo gravedad.....	288
68.	Muro de contención en voladizo (concreto reforzado)	289
69.	Muro de contención con estribos	290
70.	Muro de contención con contrafuertes.....	291
71.	Muro de contención de mampostería	292
72.	Muro de contención prefabricado	293
73.	Dimensiones aproximadas para los diferentes componentes de un muro de contención en voladizo	294
74.	Diagrama del ensayo de corte directo	299
75.	Diagrama de ensayo de compresión triaxial	301

76.	Diagrama de falla por corte del suelo debido a la presión activa	305
77.	Diagrama de falla por corte del suelo debido a la presión pasiva	307
78.	Ubicación de lloraderos en muro de contención en voladizo	309
79.	Ubicación de tubo longitudinal de drenaje en muro de contención en voladizo	309
80.	Juntas de construcción horizontales y verticales	310
81.	Falla por deslizamiento profundo en muro de contención en voladizo	311
82.	Falla por deformación excesiva de la cortina	312
83.	Falla por fisuración excesiva	312
84.	Falla por flexión para muro en voladizo	313
85.	Dimensionamiento de muro en voladizo	316
86.	Desarrollo de la presión activa de Rankine	317
87.	Ángulo η , zona de cortante	318
88.	Cálculo de altura total de muro en voladizo	319
89.	Distribución de áreas de concreto y suelo para muro en voladizo ...	321
90.	Diagrama de las fuerzas actuantes en el muro, factor de seguridad contra deslizamiento.....	325
91.	Diagrama de la variación de la presión vertical transmitida por losa de base al suelo	327
92.	Diagrama de fuerzas actuantes, sobre la cortina del muro en voladizo	330
93.	Diagrama de cargas bajo la losa base	336
94.	Diagrama de cargas sobre la sección del puntal.....	337
95.	Diagrama de cargas sobre la sección del talón.....	344
96.	Juntas de construcción en muro de contención en voladizo	351
97.	Drenaje para muro de contención en voladizo	353
98.	Diagrama de flujo de caja para muro en voladizo	367
99.	Variación de VPN debido a la TIR.....	369

TABLAS

I.	Cantidad de población en las diferentes aldeas y cantones.....	6
II.	Cantidad de establecimientos educativos por nivel.....	9
III.	Alturas y espesores mínimos en vigas.....	17
IV.	Deflexión máxima admisible calculada.....	19
V.	Cargas muertas mínimas de diseño.....	23
VI.	Cargas vivas mínimas de diseño.....	23
VII.	Parámetros para corte basal en edificio escolar.....	27
VIII.	Corte basal para módulo 1 y módulo 2.....	35
IX.	Fuerzas para nivel 1 y nivel 2, módulo 1.....	37
X.	Centro de rigidez para marcos letra en dirección X.....	41
XI.	Centro de rigidez para marcos número en dirección Y.....	41
XII.	Fuerza por torsión para marcos en dirección X, para nivel 2, módulo 1.....	43
XIII.	Fuerza por torsión para marcos en dirección Y, para nivel 2, módulo 1.....	44
XIV.	Fuerza por torsión para marcos en dirección X, para nivel 1, módulo 1.....	46
XV.	Fuerza por torsión para marcos en dirección Y, para nivel 1, módulo 1.....	46
XVI.	Fuerza por torsión para marcos en dirección Y, para nivel 2, módulo 2.....	48
XVII.	Fuerza por torsión para marcos en dirección X, para nivel 2, módulo 2.....	48
XVIII.	Fuerza por torsión para marcos en dirección Y, para nivel 1, módulo 2.....	49
XIX.	Fuerza por torsión para marcos en dirección X, para nivel 1, módulo 2.....	49

XX.	Rigideces para columnas y vigas de marco típico en dirección Y	53
XXI.	Factores de giro para columnas y vigas de marco típico en dirección Y	55
XXII.	Tabla resumen de momentos fijos, carga muerta para marco típico en dirección Y	58
XXIII.	Momentos de sujeción, para marco típico en dirección Y	59
XXIV.	Influencias de giro de carga muerta, para marco típico en dirección Y	63
XXV.	Momentos finales de carga muerta, para marco típico en dirección Y (Ton-m)	65
XXVI.	Momentos finales de carga viva, para marco típico en dirección Y (Ton-m)	66
XXVII.	Momentos finales de carga sísmica, para marco típico en dirección Y (Ton-m)	68
XXVIII.	Momentos positivos y negativos para las losas del primer nivel (kg-m)	95
XXIX.	Momentos positivos y negativos para las losas del segundo nivel (kg-m)	96
XXX.	Momentos y cortantes para el diseño de columna.....	117
XXXI.	Diámetros de los subramales	201
XXXII.	Equivalencias de gastos en tuberías de agua	202
XXXIII.	Equivalencias para diámetros utilizados.....	203
XXXIV.	Unidades de gasto para tuberías de distribución.....	204
XXXV.	Gastos probables para el Método de Hunter (lt/s)	206
XXXVI.	Ecuaciones de intensidad de lluvia por región.....	208
XXXVII.	Cálculo del diámetro de las derivaciones simples	210
XXXVIII.	Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga.....	211

XXXIX.	Costo unitario limpieza y chapeo.....	214
XL.	Costo unitario trazo y nivelación.....	215
XLI.	Costo unitario excavación de cimentación	216
XLII.	Costo unitario relleno de cimentación.....	217
XLIII.	Costo unitario zapata Z-1	218
XLIV.	Costo unitario zapata Z-2	219
XLV.	Costo unitario zapata Z-3	220
XLVI.	Costo unitario cimiento corrido A.....	221
XLVII.	Costo unitario cimiento corrido B.....	222
XLVIII.	Costo unitario viga conectora	223
XLIX.	Costo unitario solera de humedad.....	224
L.	Costo unitario solera sillar	225
LI.	Costo unitario solera intermedia tipo U.....	226
LII.	Costo unitario levantado de block	227
LIII.	Costo unitario columna C-1	228
LIV.	Costo unitario columna C-2	229
LV.	Costo unitario columna C-3.....	230
LVI.	Costo unitario columna C-4	231
LVII.	Costo unitario columna C-5.....	232
LVIII.	Costo unitario viga V-1	233
LIX.	Costo unitario viga V-2	234
LX.	Costo unitario viga V-3	235
LXI.	Costo unitario viga V-4	236
LXII.	Costo unitario viga V-5	237
LXIII.	Costo unitario viga V-6	238
LXIV.	Costo unitario losa de techo	239
LXV.	Costo unitario losa de entepiso	240
LXVI.	Costo unitario azulejo en paredes	241
LXVII.	Costo unitario piso cerámico	242

LXVIII.	Costo unitario piso de concreto	243
LXIX.	Costo unitario módulo de gradas	244
LXX.	Costo unitario repello	245
LXXI.	Costo unitario cernido	246
LXXII.	Costo unitario puerta P-1	247
LXXIII.	Costo unitario puerta P-2	248
LXXIV.	Costo unitario puerta P-3	249
LXXV.	Costo unitario puerta P-4	250
LXXVI.	Costo unitario puerta P-5	251
LXXVII.	Costo unitario puerta P-6	252
LXXVIII.	Costo unitario ventana V-1	253
LXXIX.	Costo unitario ventana V-2	254
LXXX.	Costo unitario ventana V-3	255
LXXXI.	Costo unitario ventana V-4	256
LXXXII.	Costo unitario ventana V-5	257
LXXXIII.	Costo unitario ventana V-6	258
LXXXIV.	Costo unitario ventana V-7	259
LXXXV.	Costo unitario ventana V-8	260
LXXXVI.	Costo unitario ventana V-9	261
LXXXVII.	Costo unitario ventana V-10	262
LXXXVIII.	Costo unitario ventana V-11	263
LXXXIX.	Costo unitario baranda de metal	264
XC.	Costo unitario instalación de agua potable	265
XCI.	Costo unitario instalación de lavatrastos de aluminio	266
XCII.	Costo unitario instalación sanitaria	267
XCIII.	Costo unitario instalación lavamanos	268
XCIV.	Costo unitario instalación inodoros	269
XCV.	Costo unitario instalación pluvial	270
XCVI.	Costo unitario instalación acometida eléctrica	271

XCVII.	Costo unitario instalación iluminación.....	272
XCVIII.	Costo unitario instalación fuerza	273
XCIX.	Presupuesto edificio escolar de dos niveles, Aldea San Luis Pueblo Nuevo, Pastores, Sacatepéquez	274
C.	Cronograma físico-financiero del edificio escolar de dos niveles, aldea San Luis Pueblo Nuevo, Pastores, Sacatepéquez	278
CI.	Boleta de riesgos ambientales, edificio escolar de dos niveles .	279
CII.	Cálculo de áreas de concreto y suelo para determinar el ΣM_R ..	322
CIII.	Especificaciones para drenaje de muro en voladizo	353
CIV.	Unitario para limpieza.....	354
CV.	Unitario trazo y nivelación	355
CVI.	Unitario excavación para losa	356
CVII.	Unitario fundición de losa base	357
CVIII.	Unitario fundición de cortina	358
CIX.	Unitario drenaje en cortina y talón.....	359
CX.	Presupuesto muro de contención en voladizo, aldea Cerro Niño, Pastores, Sacatepéquez	360
CXI.	Cronograma físico-financiero del muro de contención en voladizo, aldea Cerro Niño, Pastores, Sacatepéquez	361

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo
α	Ángulo de inclinación del relleno sobre el muro
A_s	Área de acero
$A_{s\text{ máx}}$	Área de acero máxima
$A_{s\text{ mín}}$	Área de acero mínima
b	Base unitaria
W_c	Carga del concreto
W_s	Carga del suelo
K_a	Coefficiente de presión activa de Rankine
K_p	Coefficiente de presión pasiva de Rankine
C	Cohesión del suelo
F_s	Factor de seguridad
V_u	Fuerza de corte mayorada
d	Peralte efectivo
γ_{concreto}	Peso específico del concreto
γ_{suelo}	Peso específico del suelo

f'_y	Resistencia a la fluencia del acero
ϕV_n	Resistencia al cortante de diseño
ϕM_n	Resistencia al momento flector de diseño
f'_c	Resistencia nominal a compresión del concreto
ΣV	Sumatoria de fuerzas verticales
ΣM	Sumatoria de momentos
Ton/m^2	Tonelada por metro cuadrado
Ton/m^3	Tonelada por metro cúbico

GLOSARIO

Altura de piso	Distancia vertical entre la losa de un piso y la losa del piso inmediatamente, inferior.
Altura efectiva de la sección	Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tensión.
Asentamiento	Distancia desplazada por debajo del nivel de cimentación.
Cargas	Fuerzas u otras acciones resultantes del peso de los materiales de construcción, ocupantes, mobiliario, efectos ambientales, movimientos diferenciales y deformaciones.
Cargas de servicio	Cargas estáticas o transitorias, que se imponen a la estructura o elemento estructural, de acuerdo al uso de la edificación, sin ser afectadas por factores de carga.
Cimentación	Parte de la estructura cuya función es transmitir las cargas al suelo subyacente.

Columna	Elemento vertical con una relación de altura a menor dimensión lateral mayor de tres, su función primordialmente es soportar cargas axiales de compresión.
Deslave	Falla de una masa de tierra con ángulo de inclinación, sin protección, debida a la infiltración de agua pierde el ángulo de inclinación original, causando su movimiento respecto a este.
Diámetro nominal de barra	El diámetro nominal de una barra corrugada de acero de refuerzo corresponde al diámetro de una barra lisa.
Factor de carga	Factor que multiplica las cargas de servicio para obtener las cargas mayoradas en el método de diseño por resistencia.
Factor de reducción	Coefficiente menor que la unidad empleado para reducir la resistencia nominal y convertirla en resistencia de diseño.
Losa	Parte plana superior de un piso de concreto reforzado soportada por viguetas, vigas o columnas, de espesor uniforme.

Módulo de elasticidad	Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite elástico del material.
Ocupación	Uso para el cual se destina una edificación o estructura.
Peso propio	Peso del elemento estructural, causado por el material que lo compone.
Recubrimiento	Espesor de concreto entre una barra de refuerzo y la cara exterior de la superficie de concreto.
Refuerzo	Barras de acero, alambre o mallas de alambre, embebidas en el concreto con el objetivo de actuar simultáneamente para resistir los esfuerzos dentro de la estructura.
Voladizo	Referente a un muro de contención cuando la cortina es considerada como un elemento empotrado en un extremo, comportándose como una viga en voladizo, que resiste el empuje de la tierra que contiene.

RESUMEN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), se desarrolló en el municipio de Pastores, Sacatepéquez, beneficiando con el diseño de dos proyectos a las aldeas San Luis Pueblo Nuevo y Cerro Niño, ambas presentan deficiencias en servicios básicos que fueron analizadas y priorizadas de acuerdo al interés de la población y el presupuesto de la municipalidad, considerándose para este caso solventar el escaso acceso a la educación y la seguridad ante desastres naturales para las viviendas de la región.

Al realizar el análisis de necesidades en el municipio de Pastores, se observó el problema de la poca asistencia de jóvenes procedentes de la aldea San Luis Pueblo Nuevo a la cabecera municipal para recibir educación primaria y básica, entre las causas encontramos la larga distancia que deben recorrer para llegar a este lugar, el escaso transporte y pocos recursos económicos, la población del lugar manifestó un gran interés en la construcción de un edificio escolar de dos niveles que contribuya al desarrollo intelectual de los jóvenes.

Al mismo tiempo se encontraron deficiencias en las viviendas construidas en la aldea Cerro Niño, debido al empleo de materiales de construcción no apropiados, falta de coordinación con la municipalidad para el acceso a servicios básicos como agua potable y drenajes, inexistencia de mapas de riesgo en zonas vulnerables a deslaves por saturación de suelos, como consecuencia existen más de 20 viviendas en riesgo; con el objetivo de salvaguardar vidas y evitar pérdidas de bienes materiales por deslizamiento se realizó el diseño de un muro de contención en voladizo.

OBJETIVOS

General

Proponer el diseño del edificio escolar de dos niveles para la aldea San Luis Pueblo Nuevo con el objetivo esencial de satisfacer la demanda educativa en esa localidad; el diseño del muro de contención en voladizo para la aldea Cerro Niño, siendo ésta una prioridad ya que esa región es netamente habitacional y las viviendas asentadas corren riesgo debido a deslaves.

Específicos

1. Diseñar un edificio escolar destinado a prestar servicios de educación primaria y básica, aportando los ambientes necesarios para el desarrollo adecuado de habilidades y obtención de aptitudes en los jóvenes de San Luis Pueblo Nuevo, promoviendo el acceso a la educación descentralizada de la cabecera de Pastores.
2. Diseñar un muro de contención en voladizo para la aldea Cerro Niño siendo ésta una de las más habitadas por la población indígena de la región, promoviendo acciones preventivas dentro de sus pobladores localizando zonas de riesgo de deslizamientos por saturación de suelos, evitando construcciones informales que solo ponen en riesgo la vida de los pobladores y la pérdida de bienes materiales.

INTRODUCCIÓN

Este trabajo de graduación contiene la descripción de los proyectos desarrollados durante el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) en el municipio de Pastores, Sacatepéquez, en el primer capítulo se observa la investigación de tipo monográfica, así como el diagnóstico de los servicios y necesidades de la población, teniendo como prioridad la educación y la vivienda.

Para solucionar las deficiencias en educación con las que cuenta Pastores se realizó el diseño de un edificio escolar de dos niveles para la aldea San Luis Pueblo Nuevo ubicado al oeste del municipio, que consistió en el predimensionamiento, análisis y diseño estructural de cada elemento que conformará la edificación cuya función será soportar las cargas de ocupación, promoviendo el acceso a la educación primaria y básica para las regiones más alejadas de la cabecera.

En el tema de vivienda la mayor deficiencia son construcciones informales asentadas en lugares vulnerables a desastres naturales, esto debido a la topografía y al tipo de suelo de la región, como solución se realizó el diseño de un muro de contención en voladizo para la aldea Cerro Niño, que consistió en el predimensionamiento, análisis y diseño estructural de todas las partes del muro, así como el refuerzo a flexión, permitiendo brindar así seguridad a las familias que viven en ese lugar.

1. INVESTIGACIÓN MONOGRÁFICA

1.1. Monografía del municipio de Pastores

Se describen las características de los elementos esenciales del municipio en su contexto actual, utilizando diversas fuentes influenciadas por las raíces culturales de la población.

1.1.1. Aspectos generales

El municipio de Pastores, pertenece al departamento de Sacatepéquez; la población fue fundada por don Pedro de Alvarado, para la crianza de ovejas y carneros que eran apacentados por los vecinos, de dónde provino el nombre por ser ellos los pastores. La fiesta titular en honor al patrono del pueblo, es el 09 de octubre, día en que la Iglesia católica conmemora a San Dionisio Areopagita, Obispo de París.

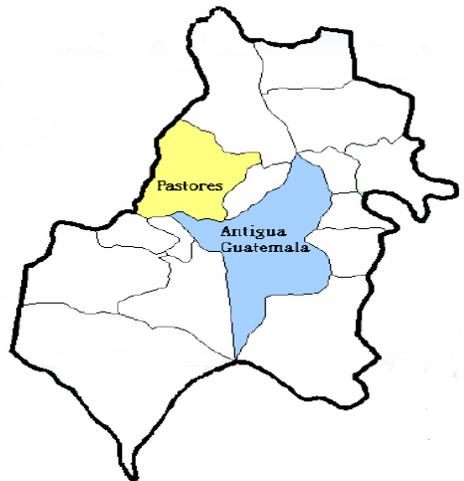
1.1.2. Localización del municipio

Este municipio se encuentra situado en la parte nor-oeste del departamento de Sacatepéquez, cuenta con una extensión territorial aproximada de 19 kilómetros cuadrados (19,4 kilómetros cuadrados), en la figura 1 se observa la localización de Pastores en el mapa del departamento de Sacatepéquez.

La cabecera municipal se encuentra a 4 kilómetros de Antigua Guatemala y a 49 kilómetros de la ciudad de Guatemala. Cuenta con 4 aldeas: San Luis

Pueblo Nuevo, San Lorenzo el Tejar, San Luis las Carretas y Cerro Niño; 2 caseríos: Alta Loma, Segunda Cruz; 4 Cantones: Zacatecas, Pueblo Nuevo, Cerro y Matute.

Figura 1. **Localización del municipio de Pastores**

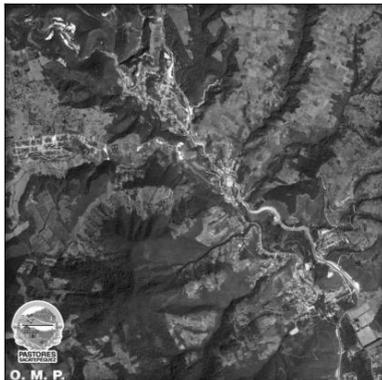


Fuente: Fondo Nacional para la Paz, mayo 2011.

1.1.3. Ubicación geográfica

Las coordenadas geográficas sitúan a Pastores en una latitud de 14 grados, 35 minutos, 28 segundos y una longitud de 90 grados, 45 minutos, 18 segundos, con una altitud de 1 550 metros sobre el nivel; como se observa en la figura 2.

Figura 2. **Ortofoto del municipio de Pastores**



Fuente: Dirección Municipal de Planificación de Pastores, mayo 2011.

1.1.4. Aspectos topográficos

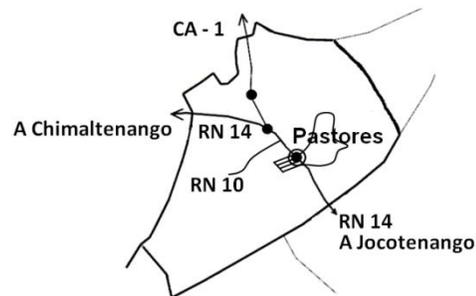
El territorio de Pastores es irregular ya que pertenece al complejo montañoso del Altiplano Central, cuenta con amplios valles y cerros cultivables, entre ellos Cerro Pablo, El Manzanillo y Matute, generando maderas finas y de construcción. Llegan a este municipio varias corrientes fluviales, siendo la mayor el Río Guacalate que recibe en su curso a los riachuelos llamados: El Tizate, Paso de San Luis, Del Paso Grande y Papúa; atravesando el municipio de norte a sur.

1.1.5. Vías de acceso

El acceso al municipio de Pastores puede hacerse procedente de la ciudad capital por medio de dos rutas de ingreso, transitables durante todo el año; una se efectúa por la ruta nacional 14, ésta actualmente se encuentra asfaltada y conduce a Ciudad Vieja Sacatepéquez, y la carretera que lleva a Escuintla siendo la ruta nacional 7 vía Parramos; la ruta nacional 10 inicia en la

colonial Antigua Guatemala, atravesando el municipio de Pastores y finalizando en la aldea San Luis Pueblo Nuevo, de acuerdo a la figura 3.

Figura 3. **Vías de acceso al municipio de Pastores**



Fuente: Instituto Nacional de Estadística (INE), junio 2011.

1.1.6. **Clima**

Pastores se encuentra a 1 550 metros sobre el nivel del mar, su clima generalmente es templado a frío, durante todo el año se pueden observar lluvias abundantes y temperaturas moderadas, todo esto debido a su geografía; presenta una temperatura media anual de 18,6 grados Celsius, la zona ecológica a la que pertenece es un bosque húmedo subtropical cálido.

1.1.7. **Límites**

El municipio de Pastores colinda al norte con los municipios de El Tejar (Chimaltenango) y Santo Domingo Xenacoj (Sacatepéquez); al este con el municipio de Sumpango y Jocotenango (Sacatepéquez), al sur con el municipio de Santa Catarina Barahona (Sacatepéquez), al oeste con el municipio de

Parramos (Chimaltenango) y San Miguel Dueñas (Sacatepéquez), en la figura 4 se pueden observar los límites.

Figura 4. **Límites municipales de Pastores**



Fuente: Instituto Nacional de Estadística (INE), junio 2011.

1.1.8. Turismo

En este municipio se pueden encontrar bellos parajes para la recreación espiritual así como curiosos aspectos naturales. El balneario Aguas Calientes ofrece la oportunidad para realizar actividades recreativas y de descanso, se ubica en la aldea San Lorenzo El Tejar a 8 kilómetros de Antigua Guatemala.

1.1.9. Demografía

Se describirá la forma en que está constituida la población de Pastores, su evolución y características generales.

1.1.9.1. Población

Pastores cuenta con una población de 15 078 habitantes, la densidad poblacional del municipio es de 6,15 habitantes por kilómetro cuadrado, la tasa de crecimiento poblacional es de 3,1 %, en la tabla I se observa la cantidad de población asentada en las diferentes aldeas y cantones de Pastores.

Tabla I. **Cantidad de población en las diferentes aldeas y cantones**

	Lugar	Familias	Habitantes		Lugar	Familias	Habitantes
1	Cabecera Municipal	347	2 082	7	Caserío Segunda Cruz	15	90
	Colonia 1ro de Mayo	92	552	8	Aldea San Luis Pueblo Nuevo	518	3 108
2	Barrio la Cruz	233	1 398	9	Aldea San Lorenzo El Tejar	498	2 988
3	Cantón Zacatecas	190	1 140	10	Aldea San Luis Las Carretas	93	576
	Sector La Peña	23	138		Colonia el Tizate	143	858
4	Cantón Pueblo Nuevo	116	696		Buena Vista	11	66
5	Cantón Matute y Cerro Niño	130	780		El Papur	19	114
6	Caserío Alta Loma	64	384				
	Santa Sofía	18	108				

Fuente: Dirección Municipal de Planificación de Pastores, agosto 2011.

1.1.9.2. Distribución de viviendas

Existen 2 487 viviendas en Pastores de las cuales un 74 % son viviendas urbanas y un 26 % viviendas rurales, considerándose una población eminentemente urbana.

El número de habitantes por vivienda se encuentra entre 5 y 6 personas, las viviendas son habitadas por un núcleo familiar casi en su totalidad, las viviendas poseen características coloniales.

1.1.10. Idioma

El 95 % de la población de Pastores habla idioma español, el 5 % restante habla el idioma maya cakchiquel.

1.1.11. Aspectos económicos

La fuerza de trabajo potencial con que cuenta Pastores, se encuentra desde los 10 años en adelante. La población económicamente activa es del 41,2 %, conformada por el 50,3 % de hombres y el 49,7 % de mujeres.

La principal actividad económica es la agricultura, ésta abarca el 20 % de la actividad económica total, la segunda es el comercio con un 11,7 % siendo la característica principal la elaboración de calzado de piel y otros artículos, la industria produce el 5 %, la construcción el 1,7 % y el 2,8 % es generado en otras actividades.

1.1.12. Servicios

Pastores cuenta con los siguientes servicios:

- Centro de salud
- Escuela de educación preprimaria
- Escuela de educación primaria
- Instituto básico
- Iglesia católica
- Bomberos voluntarios
- Mercado
- Sistema bancario

- Hotel
- Farmacia
- Centros educativos privados
- Servicio de telefonía residencial y móvil
- Internet residencial
- Transporte extraurbano para la cabecera departamental y Chimaltenango
- Transporte interurbano compuesto de vehículo particular y motocicleta
- Comunicación escrita por medio de diarios de circulación nacional
- Revista local El Artesano

Dentro del municipio existen 259 conexiones telefónicas y el 93,01 % de los hogares tienen servicio de energía eléctrica, los habitantes de Pastores carecen de servicio hospitalario como consecuencia ante eventuales emergencias, deben trasladarse al Instituto Guatemalteco de Seguridad Social ubicado en Antigua Guatemala.

1.1.13. Educación

En la cabecera municipal de Pastores se encuentran los establecimientos educativos públicos y privados, cubriendo cuatro niveles educativos de acuerdo a la tabla II.

Tabla II. **Cantidad de establecimientos educativos por nivel**

<i>Nivel educativo</i>	<i>Establecimientos</i>
<i>Pre – primario monolingüe</i>	5
<i>Primario</i>	7
<i>Básico por cooperativa</i>	1
<i>Diversificado por cooperativa</i>	1

Fuente: Dirección Municipal de Planificación de Pastores, agosto 2011.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Pastores

La investigación surge de la capacidad de intervención que se desea brindar al municipio de Pastores, sobre deficiencia en educación y vivienda para la aldea Cerro Niño y San Luis Pueblo Nuevo.

1.2.1. Descripción de las necesidades

Se realizó una investigación dentro de las diferentes aldeas y cantones del municipio de Pastores determinando cuales requieren atención prioritaria; de acuerdo a esto tenemos: aldea San Luis Pueblo Nuevo, siendo en esta necesaria la construcción de un edificio escolar para prestar servicios de educación primaria y básica, debido a que por el momento no se puede satisfacer la demanda estudiantil, con el objetivo de brindar ambientes dignos y espacios descentralizados para el desarrollo adecuado de habilidades, para los niños y jóvenes de esa región.

En la aldea Cerro Niño se necesita la construcción de un muro de contención en voladizo, pues en invierno se observa la erosión de taludes generando un gran riesgo para las comunidades, ya que vidas humanas y bienes materiales se encuentran constantemente a merced de un deslave.

1.2.2. Priorización de las necesidades

La Municipalidad de Pastores estableció que debía dar prioridad a las necesidades planteadas por las comunidades del municipio, anteponiendo la cobertura de servicios básicos y financiamiento del proyecto, se obtiene por lo tanto el siguiente listado:

- Diseño de edificio escolar de dos niveles para la aldea San Luis Pueblo Nuevo.
- Diseño de muro de contención en voladizo para la aldea Cerro Niño.

2. DISEÑO DEL EDIFICIO ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA LA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un edificio escolar de dos niveles, cuyas instalaciones serán utilizadas para el desarrollo de actividades de educación primaria y básica en el área rural.

La estructura será a base de marcos dúctiles (sistema de vigas y columnas de concreto reforzado) y losas de concreto armado, muros de block pómez para delimitar los ambientes, piso cerámico y puertas de metal.

2.2. Investigación preliminar

Consiste en entender la naturaleza del proyecto, las dimensiones que éste tendrá, los recursos disponibles y los procedimientos para la obtención de datos fundamentales para la correcta ejecución del mismo.

2.2.1. Disponibilidad del terreno

La aldea San Luis Pueblo Nuevo cuenta con un terreno destinado para la construcción del edificio escolar, con un área de 661,87 m².

2.2.2. Análisis del suelo (ensayo de compresión triaxial)

Para realizar el diseño del edificio escolar se realizó un ensayo de compresión triaxial, no consolidado no drenado, con una probeta remoldeada con dimensiones de 2,5 pulgadas de diámetro y 5 pulgadas de altura, obteniendo datos primordiales para el cálculo del valor soporte del suelo, estos han sido afectados por un factor de seguridad debido a deficiencias en el muestreo, equipo y maquinaria.

Los datos para el cálculo estructural son:

Descripción del suelo: Arena limosa color café

Ángulo de fricción interna (ϕ): $30,28^\circ$

Cohesión (C): $17,00 \text{ T/m}^2$

Densidad seca (γ_s): $1,42 \text{ T/m}^3$

Densidad húmeda (γ_H): $1,74 \text{ T/m}^3$

Desplante (h_f): $1,50 \text{ m}$

2.3. Diseño arquitectónico

Las aulas tendrán dimensiones de 8,10 m por 5,64 m, considerando un área para cada alumno de $1,30 \text{ m}^2$, siendo ésta necesaria para el desarrollo adecuado de habilidades y actividades dentro de la curricula que se impartirá en dicho edificio, en cada aula pueden situarse treinta y seis (36) alumnos, asistiendo por lo tanto doscientos cincuenta y dos alumnos (252) al edificio escolar.

2.3.1. Ubicación del edificio en el terreno

El edificio estará situado al oeste del municipio de Pastores, en la aldea San Luis Pueblo Nuevo, se ha contemplado un área de recreación para el nuevo edificio conformado por un patio de piso de concreto, como es un edificio escolar la iluminación natural es de mucha importancia, ésta será proporcionada por ventarías de amplias dimensiones.

2.3.2. Distribución de ambientes

Se busca dar una distribución funcional al conjunto de ambientes con que contará el edificio, logrando de esta manera comodidad, ventilación e iluminación; de acuerdo a esto el edificio escolar está distribuido en dos niveles, en el primer nivel se contará con un ingreso a las instalaciones, tres aulas escolares, cocina, enfermería, bodega de utensilios de limpieza, dirección académica y servicios sanitarios, el segundo nivel cuenta con cuatro aulas escolares, salón de profesores, bodega de material didáctico, servicios sanitarios y un pasillo.

2.3.3. Alturas del edificio

Considerándose la cantidad de estudiantes a atender en cada aula, la altura de cada nivel será de 3,00 m de piso a cielo para ambos módulos.

2.3.4. Sistema estructural

Para el edificio escolar de dos niveles se utilizará un sistema de marcos dúctiles con losas de concreto armado y muros construidos por block pómez,

capaces de resistir todas las fuerzas aplicadas a la estructura, verticales (carga viva y carga muerta), horizontales (fuerza de sismo).

2.4. Análisis estructural

Esta es la parte del proceso de un proyecto en donde se comprende el diseño, cálculo y comprobación de la estructura. Permite establecer las condiciones de idoneidad de la estructura, respecto a su finalidad.

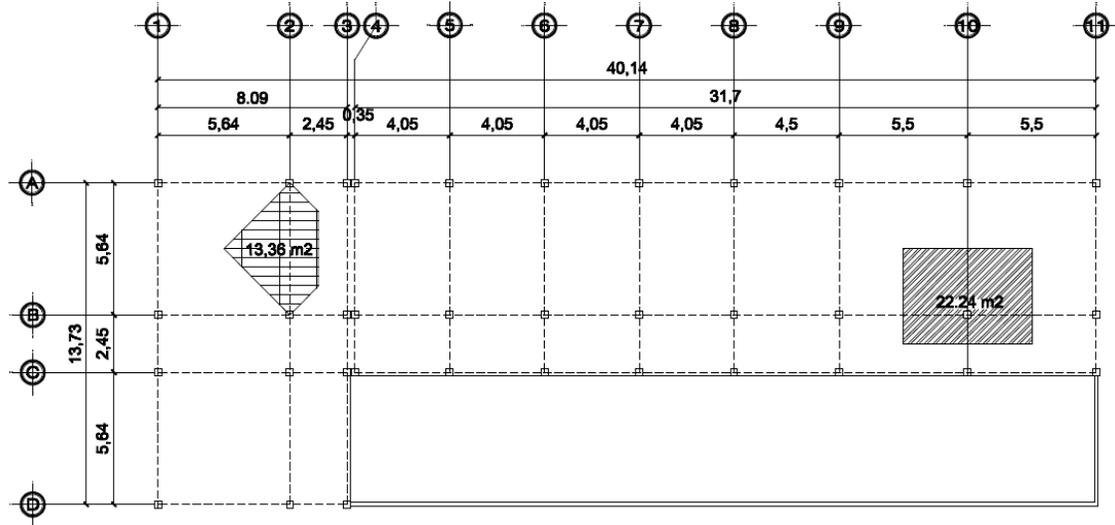
Para satisfacer el objetivo de la estructura, se busca determinar las fuerzas que actúan y las deformaciones, que como consecuencia de éstas se presentan en una estructura, para encontrar los momentos y cortes últimos a los que están expuestos los marcos de ambos módulos tomando las respectivas consideraciones de diseño para resistirlos.

2.4.1. Predimensionamiento estructural

El predimensionamiento consiste en definir las características geométricas de los miembros estructurales, para esto se brindan dimensiones preliminares que soportarán los esfuerzos a los cuales estarán sometidos, y aportarán a la funcionalidad del edificio, las dimensiones de los elementos estructurales pueden variar cuando así se considere necesario.

En el código ACI 318-08, se encuentran criterios para predimensionar elementos estructurales, permitiendo una rigidez adecuada, sin provocar deflexiones severas, en la figura 5 se muestran las áreas tributarias utilizadas para el predimensionamiento de cada elemento estructural.

Figura 5. **Áreas tributarias para predimensionamiento de elementos estructurales**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

A. Columnas

Para el predimensionamiento de columnas se propone una sección en base a la carga aplicada, para el edificio escolar se requiere contar con simetría, se tomará entonces como columna de diseño la columna que soporte la carga muerta mayor por áreas tributarias, la sección resultante del análisis será la que se tomará para todas las columnas.

$$P = 0,8 * (0,225 * f'c * Ag + fy * As)$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad fy = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

- Área tributaria:

$$A_T = 5,50 \text{ m} * 4,05 \text{ m} = 22,28 \text{ m}^2$$

- Carga:

$$P = \text{Área tributaria} * \text{Peso del concreto}$$

$$P = 22,28 \text{ m}^2 * 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 53\,472,00 \text{ kg/m}$$

- Acero de refuerzo:

De acuerdo al ACI 318-08, sección 10.9.1., el área de acero longitudinal para elementos sometidos a compresión no debe ser menor que 0,01 A_g ni mayor que 0,08 A_g .

$$1\% A_g \leq A_s \leq 8\% A_g$$

Se utilizó un porcentaje de acero igual al 1,5% por lo tanto el área gruesa será:

$$A_s = 1,5\% A_g$$

$$P = 53\,472,00 \text{ kg}$$

$$53\,472,00 \text{ kg} = 0,8 * (0,225 * 210 \text{ kg/cm}^2 * A_g + 2\,810 \text{ kg/cm}^2 * 0,015 * A_g)$$

$$A_g = 747,65 \text{ cm}^2$$

Se propone una columna de sección cuadrada de 900 cm^2 , con dimensiones $b = 30 \text{ cm}$ y $h = 30 \text{ cm}$.

B. Vigas

Para calcular las dimensiones de viga, se procede de acuerdo a la tabla III, a la elección de los parámetros para una viga no preesforzada con un extremo continuo, por lo tanto:

Tabla III. **Alturas y espesores mínimos en vigas**

Tabla 9.5(a) ALTURAS O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES				
Espesor mínimo, h				
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18,5	L/21	L/8

Fuente: ACI 318-08, sección 9.5.2.1. p. 129.

- Dimensiones para viga

$$t_{viga} = \frac{L}{18,5}$$

$$t_{viga} = \frac{5,64m}{18,50} = 0,31m \cong 0,40 m$$

Por lo tanto se propone una viga de dimensiones, $b = 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$.

C. Losas

Para el predimensionamiento de losas es necesario determinar el refuerzo necesario para cumplir con su función dentro de la estructura, se analizará cada losa y se determinará si necesita refuerzo en una sola dirección o en ambas direcciones, de acuerdo a la relación de lado menor y lado mayor, en conformidad al siguiente parámetro:

Sí $m = (\text{lado menor} / \text{lado mayor}) < 0,5$; refuerzo en una dirección

Sí $m = (\text{lado menor} / \text{lado mayor}) \geq 0,5$; refuerzo en dos direcciones

- Refuerzo en losas

La relación lado menor sobre lado mayor para el edificio escolar será:

$$m = (5,50 / 5,64) \geq 0,98; \text{refuerzo en dos direcciones}$$

Para determinar el espesor de losa, debe basarse en los requerimientos planteados en la tabla IV, para losas armadas en dos direcciones.

Tabla IV. **Deflexión máxima admisible calculada**

TABLA 9.5(b) – DEFLEXIÓN MÁXIMA ADMISIBLE CALCULADA		
Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	L/180
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	L/360
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	L/480
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		L/240

Fuente: ACI 318-08, sección 9.5.3.1. p. 131.

- El espesor de losa para el edificio escolar

$$\text{espesor de losa } t = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

$$t_{\text{losa}} = \frac{(2(5,50) + 2(5,64))}{180} = 0,12 \text{ m}$$

De acuerdo a las losas analizadas en la distribución de ambientes del edificio escolar, la que mayor peralte requiere es de 0,12 m, por lo tanto se utilizará una losa maciza de 0,12 m de espesor.

D. Cimientos

Para el diseño de zapatas del edificio escolar, se tomarán los datos obtenidos del análisis estructural y los parámetros resultantes del ensayo de compresión triaxial, la cimentación tendrá un desplante de 1,50 m y se utilizarán zapatas aisladas, zapatas aisladas excéntricas y zapatas combinadas.

2.4.2. Modelos matemáticos para marcos dúctiles

Un marco dúctil es el sistema formado por vigas y columnas, su modelo matemático define la forma y magnitud de las cargas que soporta; esta gráfica es utilizada para realizar el análisis estructural.

Para realizar el análisis se considera la similitud en geometría y magnitud de las cargas aplicadas, por lo tanto los modelos matemáticos están formados por los marcos críticos para ambas direcciones X e Y.

2.4.3. Cargas aplicadas a marcos dúctiles

La determinación de las cargas actuantes sobre una estructura durante su período de vida útil, es uno de los factores más importantes en el análisis de estructuras, ya que se debe prever con el más amplio criterio las posibilidades reales de acción de las cargas, dentro de un contexto racional y lógico.

Las cargas más importantes que actúan sobre las estructuras son las siguientes:

- El propio peso de la estructura, de acuerdo al material empleado en la edificación, éste tendrá por naturaleza un peso determinado, el cual afectará la estructura como tal.
- El peso de los elementos no estructurales accesorios, tales como tabiques, muebles, instalaciones, mobiliario fijo, etc.
- El peso de las personas que habitan o hacen uso del espacio, que varía de acuerdo a la función asignada.
- Las fuerzas de viento que bajo condiciones climáticas severas, pueden llegar a ser críticas.
- Las fuerzas de sismo, dependiendo del suelo y el lugar en que se edifica la estructura, estas cargas dada su magnitud y su irregularidad en la aplicación tienden a ser siempre críticas.
- Cargas por deformaciones causadas por cambios de temperatura, dependiendo las cualidades térmicas de los materiales, que en

condiciones atmosféricas severas también afectan considerablemente a las estructuras.

2.4.3.1. Cargas verticales en marcos dúctiles

Por la calidad de las cargas estas pueden ser clasificadas en cargas vivas y cargas muertas.

Las cargas vivas son cargas no fijas, móviles, que pueden cambiar de lugar y de posición, así como de magnitud respecto de la estructura, pues no están rígidamente sujetos a la estructura; éstas incluyen a los ocupantes en sí, el mobiliario y equipo no fijo.

La carga muerta es aquella que permanece fija en la estructura como los equipos fijos y el peso propio de la estructura, siendo cargas inamovibles y que no cambian de lugar, ni de posición ni de magnitud, actuando perennemente sobre la estructura.

En la tabla V y VI se observan las cargas mínimas de diseño, utilizadas para la integración de cargas del edificio escolar de dos niveles.

Tabla V. **Cargas muertas mínimas de diseño**

<i>Cargas muertas mínimas uniformemente distribuidas</i>	
<i>Peso de concreto</i>	$2\,400\text{ kg/m}^3$
<i>Peso de acabados</i>	90 kg/m^2
<i>Peso de muros</i>	150 kg/m^2

Fuente: AGIES.

Tabla VI. **Cargas vivas mínimas de diseño**

<i>Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas</i>	
<i>Techo inaccesibles</i>	100 kg/m^2
<i>Pasillos</i>	500 kg/m^2
<i>Aulas</i>	300 kg/m^2

Fuente: AGIES.

Con estos valores se realiza la integración de carga muerta, carga viva y carga de sismo, que consiste en calcular la distribución de las mismas sobre los diferentes marcos del edificio, para esto, se considerará el marco con las contribuciones más críticas, para asegurar que el análisis cubrirá los casos extremos.

Se utilizará la figura 5, en donde se puede apreciar el marco crítico para el módulo 1 y módulo 2, para la dirección x y la dirección y, de acuerdo a las áreas tributarias.

A. Integración de cargas verticales para el nivel dos

- Integración de carga muerta para el nivel dos:

$$Carga\ muerta = Peso\ de\ Losa + Peso\ de\ viga + Peso\ de\ acabados$$

$$CM = \text{área tributaria}[(\gamma_{concreto} * t_{losa}) + peso\ de\ acabados + peso\ de\ viga]/L$$

$$Peso\ de\ losa = \frac{13,36\ m^2 * 288\ \frac{kg}{m^2}}{5,64\ m} = 682,21\ kg/m$$

$$Peso\ de\ acabados = \frac{13,36\ m^2 * 90\ \frac{kg}{m^2}}{5,64\ m} = 213,19\ kg/m$$

$$Peso\ de\ vigas = 0,30\ m * 0,40\ m * 2\ 400\ \frac{kg}{m^3} = 288\ kg/m$$

$$Carga\ muerta = 1\ 183,40\ kg/m$$

- Integración de carga viva para el nivel dos:

$$Carga\ viva = \frac{\left(100\ \frac{kg}{m^2} * 13,36\ m^2\right)}{5,64\ m} = 236,88\ kg/m$$

B. Integración de cargas verticales para el nivel uno

- Integración de carga muerta para el nivel uno:

$$CM = \text{Peso de Losa} + \text{Peso de viga} + \text{Peso de acabados} + \text{Peso de muros}$$

$$\text{Peso de losa} = \frac{13,36 \text{ m}^2 * 288 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{5,64 \text{ m}} = 682,21 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de acabados} = \frac{13,36 \text{ m}^2 * 90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}}{5,64 \text{ m}} = 213,19 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de vigas} = 0,30 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 288 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de muros} = \frac{(150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 2,80 \text{ m}^2)}{5,64 \text{ m}} = 74,50 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga muerta} = 1\,257,90 \text{ kg/m}$$

- Integración de carga viva para el nivel uno:

$$\text{Carga viva} = \text{Carga de aulas} + \text{Cargas de pasillos}$$

$$\text{Carga viva} = \left(7,95 \text{ m}^2 * 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) / 5,64 \text{ m} + \left(5,41 \text{ m}^2 * 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) / 5,64 \text{ m}$$

$$Carga\ viva = 281,91\ kg/m + 383,69\ kg/m = 665,60\ kg/m$$

2.4.3.2. Cargas horizontales en marcos dúctiles

Las cargas horizontales son aquellas que actúan de forma perpendicular a la línea de acción de la gravedad, estas pueden ser producidas por viento, sismo o impacto y son cargas puramente dinámicas.

Debido a que Guatemala es considerada una zona sísmica y, siendo ésta la fuerza horizontal más crítica, sólo se realiza el análisis de este tipo para fuerzas horizontales, para tal caso, se utiliza el método de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC); esta permite calcular la fuerza de corte en la base de una estructura.

Corte basal (V): ésta es la fuerza sísmica que el suelo produce a una estructura en la base de la misma, el corte basal está dado por la fórmula:

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

En la tabla VII, se observan los parámetros utilizados para determinar el corte basal en el edificio escolar de dos niveles.

Tabla VII. **Parámetros para corte basal en edificio escolar**

<i>Z = coeficiente que depende de la zona sísmica donde se encuentra el edificio</i>	<i>El municipio de Pastores se encuentra en la zona sísmica 4,2</i>	$Z = 1$
<i>I = coeficiente que depende de la importancia del edificio después de ocurrido el evento</i>	<i>La estructura es un edificio escolar</i>	$I = 1,40$
<i>C = coeficiente dependiente de la característica dinámica de la estructura.</i>	<i>T es el período que necesita una estructura para completar una vibración</i>	$C = 1/15 * T^{1/2}$
<i>K = coeficiente que refleja el tipo de la estructura</i>	<i>Ductilidad del edificio escolar</i>	$K = 0,67$
<i>S = factor que depende del tipo de suelo donde se cimienta la estructura</i>		$S = 1,50$
<i>W = peso propio de la estructura</i>	<i>+ 50% de las cargas vivas</i>	

Fuente: Uniform Building Code UBC 85, julio 2011.

2.4.3.2.1. **Corte basal para módulo 1**

A. Período de vibración:

$$T = \frac{0,0906 * H}{\sqrt{B}}$$

$$T_x = \frac{0,0906 * 7,50}{\sqrt{13,73}} = 0,18; \quad T_y = \frac{0,0906 * 7,50}{\sqrt{8,10}} = 0,24$$

$$C = \frac{1}{15 * \sqrt{T}} ; \text{ en donde } C \leq 0,12$$

$$C_x = \frac{1}{15 * \sqrt{0,18}} = 0,16; \quad C_y = \frac{1}{15 * \sqrt{0,24}} = 0,14$$

Si $C * S$ excede a 0,14 entonces se usará $C * S = 0,14$

$S =$ cuando el factor se desconoce se utiliza 1,50

$$S * C_x = 1,50 * 0,16 = 0,24 \longrightarrow \text{usar } 0,14$$

$$S * C_y = 1,50 * 0,14 = 0,21 \longrightarrow \text{usar } 0,14$$

$$S = \frac{0,14}{C_x} = \frac{0,14}{0,16} = 0,88 \quad S = \frac{0,14}{C_y} = \frac{0,14}{0,14} = 1,00$$

B. Peso para el nivel 2, módulo 1 (W2)

o Carga muerta:

$$\text{Losa} = 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,12 \text{ m} * (8,10 \text{ m} * 13,73 \text{ m}) = 32\,029,34 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Vigas} &= 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * [(3 * 13,73 \text{ m}) + (4 * 8,10 \text{ m})] \\ &= 21\,193,92 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Columnas} &= 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * \left[12 \text{ columnas} * \left(\frac{2,6}{2} \right) \text{ m} \right] \\ &= 3\,369,60 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Muros} = 150 \text{ kg/m}^2 * 25,80 \text{ m}^2 = 3\,870,00 \text{ kg}$$

$$\text{Ventanas} = 25 \text{ kg/m}^2 * 40,01 \text{ m}^2 = 1\,000,25 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga muerta} = 61\,463,11 \text{ kg}$$

- Carga viva:

$$\text{Carga Viva} = 100 \text{ kg/m}^2 * (8,10 * 13,73) \text{ m}^2 = 11\,121,30 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga viva} = 11\,121,30 \text{ kg}$$

$$W_2 = CM + 50\% CV = 61\,463,11 \text{ kg} + (0,5 * 11\,121,30) \text{ kg} = 67\,023,76 \text{ kg}$$

C. Peso para el nivel 1, módulo 1 (W1)

- Carga muerta:

$$\text{Losa} = (2400 \text{ kg/m}^3 * 0,12 \text{ m}) * (8,10 \text{ m} * 13,73 \text{ m}) = 32\,029,34 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Vigas} &= 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * [(4 * 8,10 \text{ m}) + (2 * 13,73 \text{ m}) + (2,45 \text{ m})] \\ &= 17\,945,28 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Columnas} &= 2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * [12 \text{ columnas} * 5,80 \text{ m}] \\ &= 15\,033,60 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Muros} = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 136,52 \text{ m}^2 = 20\,477,70 \text{ kg}$$

$$\text{Ventanas} = 25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 33,60 \text{ m}^2 = 840,00 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga muerta} = 86\,325,92 \text{ kg}$$

- Carga viva:

$$\text{Carga Viva} = \text{pasillos} = 36,53 \text{ m}^2 * 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 18\,265,00 \text{ kg}$$

$$\text{aulas} = 70,71 \text{ m}^2 * 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 21\,213,00 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} W_1 &= CM + 50\% CV = 86\,325,92 \text{ kg} + 0,5(18\,265,00 \text{ kg} + 21\,213,00 \text{ kg}) \\ &= 106\,064,92 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$W_{\text{total}} = 67\,023,76 \text{ kg} + 106\,064,92 \text{ kg} = 173\,088,68 \text{ kg}$$

D. Corte basal para módulo 1 del edificio escolar

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

Donde:

$$Z = 1 \quad I = 1,40 \quad SC = 0,14 \quad K = 0,67 \quad W_{total} = 173\,088,68 \text{ kg}$$

$$V = 1 * 1,40 * 0,14 * 0,67 * 173\,088,68 \text{ kg} = 22\,730,00 \text{ kg}$$

El corte basal debe de encontrarse dentro del siguiente rango:

$$8\% W \leq V \leq 15\% W$$

$$13\,847,09 \text{ kg} \leq V \leq 25\,963,30 \text{ kg}$$

Por lo tanto el corte basal para el primer módulo si cumple con los parámetros.

$$V_x = 22\,730,00 \text{ kg} \quad V_y = 22\,730,00 \text{ kg}$$

2.4.3.2.2. Corte basal para módulo 2

A. Período de vibración:

$$T = \frac{0,0906 * H}{\sqrt{B}}$$

$$T_x = \frac{0,0906 * 7,50}{\sqrt{31,70}} = 0,12; \quad T_y = \frac{0,0906 * 7,50}{\sqrt{8,10}} = 0,24$$

$$C = \frac{1}{15 * \sqrt{T}}; \text{ en donde } C \leq 0,12$$

$$C_x = \frac{1}{15 * \sqrt{0,12}} = 0,19; \quad C_y = \frac{1}{15 * \sqrt{0,24}} = 0,14$$

Si $C * S$ excede a 0,14 entonces se usará $C*S = 0,14$

$S =$ cuando el factor se desconoce se utiliza 1,50

$$S * C_x = 1,50 * 0,19 = 0,29 \longrightarrow \text{usar } 0,14$$

$$S * C_y = 1,50 * 0,14 = 0,21 \longrightarrow \text{usar } 0,14$$

$$S_x = \frac{0,14}{C_x} = \frac{0,14}{0,29} = 0,48; \quad S_y = \frac{0,14}{C_y} = \frac{0,14}{0,14} = 1,00$$

B. Peso para el nivel 2, módulo 2 (W2)

o Carga muerta:

$$Losa = 2\,400 \frac{kg}{m^3} * 0,12 m * (8,10 m * 31,70 m) = 73\,949,76 kg$$

$$\begin{aligned} Vigas &= 2\,400 \frac{kg}{m^3} * 0,30 m * 0,40 m * [(3 * 31,73 m) + (8 * 8,10 m)] \\ &= 46\,077,12 kg \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Columnas} &= 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * \left[24 \text{ columnas} * \left(\frac{2,6}{2} \right) \text{ m} \right] \\ &= 6\,739,20 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Muros} = 150 \text{ kg/m}^2 * 64,65 \text{ m}^2 = 9\,697,50 \text{ kg}$$

$$\text{Ventanas} = 25 \text{ kg/m}^2 * 47,60 \text{ m}^2 = 1\,190,00 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga muerta} = 137\,653,58 \text{ kg}$$

- Carga viva

$$\text{Carga Viva} = 100 \text{ kg/m}^2 * (8,10 * 31,70) \text{ m}^2 = 25\,677,00 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga viva} = 25\,677,00 \text{ kg}$$

$$W_2 = CM + 50\% CV = 137\,653,58 \text{ kg} + (0,5 * 25\,677,00) \text{ kg} = 150\,492,08 \text{ kg}$$

- C. Peso para el nivel 1, módulo 2 (W1)

- Carga muerta

$$\text{Losa} = \left(2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,12 \text{ m} \right) * (8,10 \text{ m} * 31,70 \text{ m}) = 73\,949,76 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Vigas} &= 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,30 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * [(3 * 31,70 \text{ m}) + (8 * 8,10 \text{ m})] \\ &= 46\,051,20 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Columnas} &= 2\,400 \text{ kg/m}^3 * 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} * [24 \text{ columnas} * 5,80 \text{ m}] \\ &= 30\,067,20 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Muros} = 150 \text{ kg/m}^2 * 282,82 \text{ m}^2 = 42\,423,00 \text{ kg}$$

$$\text{Ventanas} = 25 \text{ kg/m}^2 * 54,75 \text{ m}^2 = 1\,368,75 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga muerta} = 193\,859,91 \text{ kg}$$

○ Carga viva

$$\text{Carga Viva} = \text{pasillos} = 83,20 \text{ m}^2 * 500 \text{ kg/m}^2 = 41\,600,00 \text{ kg}$$

$$\text{aulas} = 184,45 \text{ m}^2 * 300 \text{ kg/m}^2 = 55\,335,00 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} W_1 &= CM + 50\% CV = 193\,859,91 \text{ kg} + 0,5(41\,600,00 \text{ kg} + 55\,335,00 \text{ kg}) \\ &= 242\,327,41 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$W_{\text{total}} = 150\,492,08 \text{ kg} + 242\,327,41 \text{ kg} = 392\,819,49 \text{ kg}$$

D. Corte basal para módulo 2 del edificio escolar

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

$$Z = 1 \quad I = 1,40 \quad SC = 0,14 \quad K = 0,67 \quad W_{total} = 392\,819,49 \text{ kg}$$

$$V = 1 * 1,40 * 0,14 * 0,67 * 392\,819,49 \text{ kg} = 51\,585,05 \text{ kg}$$

El corte basal debe de encontrarse dentro del siguiente rango:

$$8\% W \leq V \leq 15\% W$$

$$31\,425,56 \text{ kg} \leq V \leq 58\,922,92 \text{ kg}$$

Por lo tanto el corte basal para el segundo módulo sí cumple con los parámetros.

$$V_x = 51\,585,05 \text{ kg} \quad V_y = 51\,585,05 \text{ kg}$$

En la tabla VIII, se encuentran los resultados del cálculo de corte basal para el módulo 1 y módulo 2, que conforman la estructura del edificio escolar.

Tabla VIII. **Corte basal para módulo 1 y módulo 2**

<i>Corte basal para módulo 1 y módulo 2</i>		
<i>Módulo</i>	<i>Corte basal x (V_x)</i>	<i>Corte basal y (V_y)</i>
1	22 730,00 kg	22 730,00 kg
2	51 585,05 kg	51 585,05 kg

Fuente: elaboración propia.

2.4.3.2.3. Fuerzas por nivel módulo 1

Para determinar las fuerzas que actúan en cada uno de los niveles que conforman el edificio escolar, se usa la siguiente ecuación:

$$F_{ni} = \frac{(V - Ft) * (W_i * H_i)}{\sum W_i H_i}$$

F_{ni} = fuerza del nivel

V = corte basal

H_i = altura del nivel considerado

F_t = fuerza de techo, si $T < 0,25$; $F_t = 0$, de lo contrario $F_t = 0,07 * V * T$

W_i = peso propio del nivel + 50% de cargas vivas

A. Fuerzas por nivel para el módulo 1

$$F_{2x} = \frac{(22\,730,00 - 0) * (67\,023,76\text{ kg} * 7,50\text{ m})}{(67\,023,76\text{ kg} * 7,50\text{ m}) + (106\,064,92\text{ kg} * 4,50\text{ m})} = 11\,659,41\text{ kg}$$

$$F_{1x} = \frac{(22\,730,00 - 0) * (106\,064,92\text{ kg} * 4,50\text{ m})}{(67\,023,76\text{ kg} * 7,50\text{ m}) + (106\,064,92\text{ kg} * 4,50\text{ m})} = 11\,070,59\text{ kg}$$

$$F_{2y} = \frac{(22\,730,00 - 0) * (67\,023,76\text{ kg} * 7,50\text{ m})}{(67\,023,76\text{ kg} * 7,50\text{ m}) + (106\,064,92\text{ kg} * 4,50\text{ m})} = 11\,659,41\text{ kg}$$

$$F_{1y} = \frac{(22\,730,00 - 0) * (106\,064,92\text{ kg} * 4,50\text{ m})}{(67\,023,76\text{ kg} * 7,50\text{ m}) + (106\,064,92\text{ kg} * 4,50\text{ m})} = 11\,070,59\text{ kg}$$

En la tabla IX, se encuentran los resultados de las fuerzas por nivel para el módulo 1, que conforman la estructura del edificio escolar.

Tabla IX. **Fuerzas para nivel 1 y nivel 2, módulo 1**

Fuerzas por nivel		
<i>Nivel</i>	<i>Sentido x</i>	<i>Sentido y</i>
2	11 659,41 kg	11 659,41 kg
1	11 070,59 kg	11 070,59 kg

Fuente: elaboración propia.

B. Fuerzas por marco

Los marcos en dirección X y dirección Y en el módulo 1 del edificio escolar no se encuentran a la misma distancia, entonces serán considerados asimétricos, por lo tanto se deben determinar las excentricidades con respecto al centro de masa del edificio escolar, este valor es determinante para el cálculo de momentos torsionantes.

Para el cálculo de rigideces se utilizará la fórmula de Willbur:

$$R_i = \frac{48 E}{h_i \left[\frac{4h_i}{\sum kc_i} + \frac{h_f+h_s}{\sum kv_f} + \frac{h_i+h_f}{\sum kv_i} \right]}$$

Donde:

h = altura

$\sum kc$ = rigidez de columna

$\sum kv$ = rigidez de viga

i = nivel propio

s = nivel superior

f = nivel inferior

C. Coordenadas de rigidez

Las coordenadas del centro de rigidez están dadas por:

$$X_{CR} = \frac{\sum(R_{iy} * x_i)}{\sum R_{iy}} ; Y_{CR} = \frac{\sum(R_{ix} * y_i)}{\sum R_{ix}}$$

Donde:

R_{ix} = marcos alineados en dirección x

R_{iy} = marcos alineados en dirección y

D. Excentricidad calculada y excentricidad de diseño

Para la excentricidad del edificio escolar, se calcularán una excentricidad calculada y una excentricidad de diseño, y se utilizará para efectos de cálculo la más crítica.

$$e_{calculada} = X_{CM} - X_{CR} ; Y_{CM} - Y_{CR}$$

$$e_{diseño} = 1,5 e_c + 0,1 b \quad b = \text{dimensión paralela al cálculo}$$

$$e_{diseño} = e_c - 0,1 b$$

Dimensiones de viga y columna, para edificio escolar de 2 niveles:

$$\text{Columna} = 0,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m} = 0,09 \text{ m}^2$$

$$Viga = 0,30 m * 0,40 m = 0,12 m^2$$

- Rigideces para segundo nivel, módulo 1

Analizando segundo nivel, marco 1:

$$R_{1x} = \frac{48 E}{300 \left[\frac{4(300)}{900} + \frac{300+0}{1220,44} + \frac{300+300}{1220,44} \right]} = 0,077E$$

$$K = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12} * b * h^3}{L} K_{ci} = \frac{\frac{1}{12} * 30 * 30^3}{300} * 4 = 900$$

$$K_{vi} = \frac{\frac{1}{12} * 30 * 40^3}{564} (2) + \frac{\frac{1}{12} * 30 * 40^3}{245} = 1220,44$$

Analizando segundo nivel, marco 2:

$$R_{2x} = \frac{48 E}{300 \left[\frac{4(300)}{900} + \frac{300+0}{1220,44} + \frac{300+300}{1220,44} \right]} = 0,077E$$

Analizando segundo nivel, marco 3:

$$R_{3x} = \frac{48 E}{300 \left[\frac{4(300)}{900} + \frac{300+0}{1220,44} + \frac{300+300}{1220,44} \right]} = 0,077E$$

Analizando segundo nivel, marco A:

$$R_{Ay} = \frac{48 E}{300 \left[\frac{4(300)}{675} + \frac{300+0}{936,75} + \frac{300+300}{936,75} \right]} = 0,06E$$

$$K = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12} * b * h^3}{L} K_{ci} = \frac{\frac{1}{12} * 30 * 30^3}{300} * 3 = 675$$

$$K_{vi} = \frac{\frac{1}{12} * 30 * 40^3}{564} + \frac{\frac{1}{12} * 30 * 40^3}{245} = 936,75$$

Analizando segundo nivel, marco B:

$$R_{By} = \frac{48 E}{300 \left[\frac{4(300)}{675} + \frac{300+0}{936,75} + \frac{300+300}{936,75} \right]} = 0,06E$$

Analizando segundo nivel, marco C:

$$R_{Cy} = \frac{48 E}{300 \left[\frac{4(300)}{675} + \frac{300+0}{936,75} + \frac{300+300}{936,75} \right]} = 0,06E$$

Analizando segundo nivel, marco D:

$$R_{Dy} = \frac{48 E}{300 \left[\frac{4(300)}{675} + \frac{300+0}{936,75} + \frac{300+300}{936,75} \right]} = 0,06E$$

En la tabla X y XI se mostrarán los datos necesarios para calcular las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez.

Tabla X. **Centro de rigidez para marcos letra en dirección X**

<i>Marco</i>	<i>Riy</i>	<i>xi</i>	<i>Riy * xi</i>
A	0,06	0	0
B	0,06	5,64	0,34
C	0,06	8,10	0,48
D	0,06	13,74	0,82
	0,24		1,64

Fuente: elaboración propia.

Tabla XI. **Centro de rigidez para marcos número en dirección Y**

<i>Marco</i>	<i>Rix</i>	<i>yi</i>	<i>Rix * yi</i>
1	0,08	8,10	0,65
2	0,08	2,45	0,20
3	0,08	0	0
	0,24		0,85

Fuente: elaboración propia.

- Coordenadas del centro de rigidez para el módulo 1:

$$X_{CR} = \frac{1,64}{0,24} = 6,83 \quad Y_{CR} = \frac{0,85}{0,24} = 3,54 \quad X_{CR}, Y_{CR} = (6,83, 3,54)$$

- Coordenadas del centro de masa para el módulo 1:

$$X_{CM}, Y_{CM} = (6,87, 4,05)$$

- Excentricidad calculada para módulo 1, se tiene excentricidad solamente para los marcos en dirección Y:

$$e_{c\text{calculada}} = X_{CM} - X_{CR}; Y_{CM} - Y_{CR}$$

$$e_{cx} = 6,87 - 6,83 = 0,04 \quad e_{cy} = 4,05 - 3,54 = 0,51$$

- Excentricidad de diseño para módulo 1, se trabajará con la más crítica:

$$e_{d\text{diseño}x} = 1,5 (0,04) + 0,1 (13,73) = 1,43 ; \text{excentricidad utilizada}$$

$$e_{d\text{diseño}} = (0,02) - 0,1 (13,73) = -1,35$$

$$e_{d\text{diseño}y} = 1,5 (0,51) + 0,1 (8,10) = 1,60; \text{excentricidad utilizada}$$

$$e_{d\text{diseño}} = (0,51) - 0,1 (8,10) = -0,30$$

- El corte directo para cada marco está dado por:

$$V_D = \frac{V * R_i}{\sum R_i}$$

- El momento torsionante está dado por :

$$Mtx = V_x * e_{dy} \quad Mty = V_y * e_{dx}$$

- El corte por torsión para cada marco está dado por:

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} * Y_{it}}{\sum(R_{ix} * Y_{it}^2 + R_{iy} * X_{it}^2)} * M_{tx}$$

Donde:

$$X_{it} = X_i - X_{CR} \quad Y_{it} = Y_i - Y_{CR}$$

En la tabla XII y XIII se observan los resultados de la fuerza por torsión para marcos en dirección X y dirección Y, para el nivel 2 del módulo1.

Tabla XII. **Fuerza por torsión para marcos en dirección X, para nivel 2, módulo 1**

Marco	Ri	xi	Rixi	Vy	V directo	Xit	Riy * Xit	Riy(xit)2	Mtx	V por torsión	V total
A	0,07	0	0	11 660,36	2 915,09	-6,85	-0,48	3,28	18 656,57	-943,96	1 971,13
B	0,07	5,64	0,39	11 660,36	2 915,09	-1,21	-0,08	0,10	18 656,57	-166,74	2 748,35
C	0,07	8,10	0,56	11 660,36	2 915,09	1,25	0,08	0,11	18 656,57	172,26	3 087,35
D	0,07	13,74	0,96	11 660,36	2 915,09	6,89	0,48	3,32	18 656,57	949,47	3 864,56
	0,28		1,92		11 660,36		0,005	6,82			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIII. **Fuerza por torsión para marcos en dirección Y, para nivel 2, módulo 1**

MARCO	Ri	yi	Riyi	VX	V directo	Yit	Rix * Yit	Rix(yit)2	Mty	V torsión	V total
1	0,077	8,1	0,62	1 1660,36	3 886,79	4,58	0,35	1,62	9 794,70	364,49	4 251,27
2	0,077	2,45	0,18	1 1660,36	3 886,79	-1,07	-0,08	0,09	9 794,70	-85,15	3 801,63
3	0,077	0	0	1 1660,36	3 886,79	-3,52	-0,27	0,95	9 794,70	-280,13	3 606,66
	0,231		0,81				-0,0007	2,66			

Fuente: elaboración propia.

- Rigideces para primer nivel, modulo 1

Analizando primer nivel, marco 1:

$$R_1 = \frac{48 E}{300 \left[\frac{4(300)}{900} + \frac{300+0}{1\,220,44} \right]} = 0,10E$$

$$K = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12} * b * h^3}{L} K_{ci} = \frac{\frac{1}{12} * 30 * 30^3}{300} * 4 = 900$$

$$K_{vi} = \frac{\frac{1}{12} * 30 * 40^3}{564} (2) + \frac{\frac{1}{12} * 30 * 40^3}{245} = 1220,44$$

Analizando primer nivel, marco 2:

$$R_2 = \frac{48 E}{300 \left[\frac{4(300)}{900} + \frac{300+0}{1\,220,44} \right]} = 0,10E$$

Analizando primer nivel, marco 3:

$$R_3 = \frac{48 \text{ E}}{300 \left[\frac{4(300)}{900} + \frac{300+0}{1\,220,44} \right]} = 0,10\text{E}$$

Analizando primer nivel, marco A:

$$R_A = \frac{48 \text{ E}}{300 \left[\frac{4(300)}{675} + \frac{300+0}{936,75} \right]} = 0,08\text{E}$$

$$K = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12} * b * h^3}{L} \quad K_{ci} = \frac{\frac{1}{12} * 30 * 30^3}{300} * 3 = 675,00$$

$$K_{vi} = \frac{\frac{1}{12} * 30 * 40^3}{564} + \frac{\frac{1}{12} * 30 * 40^3}{245} = 936,75$$

Analizando primer nivel, marco B:

$$R_B = \frac{48 \text{ E}}{300 \left[\frac{4(300)}{675} + \frac{300+0}{936,75} \right]} = 0,08\text{E}$$

Analizando primer nivel, marco C:

$$R_C = \frac{48 \text{ E}}{300 \left[\frac{4(300)}{675} + \frac{300+0}{936,75} \right]} = 0,08\text{E}$$

Analizando primer nivel, marco D:

$$R_D = \frac{48 E}{300 \left[\frac{4(300)}{675} + \frac{300+0}{936,75} \right]} = 0,08E$$

En la tabla XIV y XV, se observan los resultados de la fuerza por torsión para marcos en dirección X y dirección Y para el primer nivel del módulo 1.

Tabla XIV. **Fuerza por torsión para marcos en dirección X, para nivel 1, módulo 1**

MARCO	Ri	xi	Rixi	Vy	V directo	Xit	Riy * Xit	Riy(xit)2	Mtx	V por torsión	V total
A	0,08	0	0	22 730	5 682,5	-6,85	-0,55	3,75	36 368,00	-1 772,33	3 910,17
B	0,08	5,64	0,45	22 730	5 682,5	-1,21	-0,09	0,12	36 368,00	-313,07	5 369,43
C	0,08	8,10	0,65	22 730	5 682,5	1,25	0,10	0,13	36 368,00	323,42	6 005,92
D	0,08	13,74	1,09	22 730	5 682,5	6,89	0,55	3,80	36 368,00	1 782,68	7 465,18
	0,32		2,19		22 730		0,006	7,79			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XV. **Fuerza por torsión para marcos en dirección Y, para nivel 1, módulo 1**

MARCO	Ri	yi	Riyi	VX	V directo	Yit	Rix * Yit	Rix(yit)2	Mty	V torsión	V total
1	0,1	8,1	0,81	22 730	7 576,67	4,58	0,46	2,10	19 093,20	777,66	8 354,33
2	0,1	2,45	0,24	22 730	7 576,67	-1,07	-0,107	0,11	19 093,20	-181,68	7 394,99
3	0,1	0	0	22 730	7 576,67	-3,52	-0,352	1,24	19 093,20	-597,68	6 978,99
	0,3		1,05				-0,001	3,45			

Fuente: elaboración propia.

2.4.3.2.4. Fuerzas por nivel módulo 2

Se determinarán las fuerzas por nivel para el módulo 2 de acuerdo al procedimiento realizado para el cálculo del módulo 1.

A. Fuerzas por nivel para el módulo 2

$$F_{2x} = \frac{(51\,585,05 - 0) * (150\,492,08\,kg * 7,50\,m)}{(150\,492,08\,kg * 7,50\,m) + (242\,327,41\,kg * 4,50\,m)} = 26\,236,71\,kg$$

$$F_{1x} = \frac{(51\,585,05 - 0) * (242\,327,41\,kg * 4,50\,m)}{(150\,492,08\,kg * 7,50\,m) + (242\,327,41\,kg * 4,50\,m)} = 25\,348,34\,kg$$

$$F_{2y} = \frac{(51\,585,05 - 0) * (150\,492,08\,kg * 7,50\,m)}{(150\,492,08\,kg * 7,50\,m) + (242\,327,41\,kg * 4,50\,m)} = 26\,236,71\,kg$$

$$F_{1y} = \frac{(51\,585,05 - 0) * (242\,327,41 * 4,50\,m)}{(150\,492,08\,kg * 7,50\,m) + (242\,327,41\,kg * 4,50\,m)} = 25\,348,34\,kg$$

En la tabla XVI y XVII se observan los resultados del cálculo de fuerza por torsión para marcos en dirección Y y dirección X, para el segundo nivel del módulo 2.

Tabla XVI. **Fuerza por torsión para marcos en dirección Y, para nivel 2, módulo 2**

MARCO	Ri	yi	Riyi	Vy	V directo	Xit	Rix * Yit	Rix(yit)2	Mty	V por torsion	V total
A	0,12	8,10	0,97	26 237,66	8 745,88	1,25	0,15	0,19	22 039,63	32,09	8 777,97
B	0,12	2,45	0,29	26 237,66	8 745,88	-4,40	-0,53	2,32	22 039,63	-112,94	8 632,94
C	0,12	0	0	26 237,66	8 745,88	-6,85	-0,82	5,63	22 039,63	-175,83	8 570,06
	0,36		1,27		26 237,66		-1,2	8,14			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. **Fuerza por torsión para marcos en dirección X, para nivel 2, módulo 2**

MARCO	Ri	xi	Rixi	VY	V directo	Yit	Rix * Yit	Riy(yit)2	Mtx	V torsion	V total
4	0,07	0	0	26 237,66	3 279,71	-6,85	-0,48	3,28	41 980,25	-195,37	3 084,34
5	0,07	4,05	0,28	26 237,66	3 279,71	-2,80	-0,20	0,55	41 980,25	-79,86	3 199,85
6	0,07	8,10	0,57	26 237,66	3 279,71	1,25	0,08	0,11	41 980,25	35,65	3 315,36
7	0,07	12,15	0,85	26 237,66	3 279,71	5,30	0,37	1,97	41 980,25	151,16	3 430,87
8	0,07	16,20	1,13	26 237,66	3 279,71	9,35	0,65	6,12	41 980,25	266,67	3 546,38
9	0,07	20,70	1,45	26 237,66	3 279,71	13,85	0,97	13,43	41 980,25	395,01	3 674,72
10	0,07	26,20	1,83	26 237,66	3 279,71	19,35	1,35	26,21	41 980,25	551,88	3 831,59
11	0,07	31,70	2,22	26 237,66	3 279,71	24,85	1,74	43,23	41 980,25	708,74	3 988,45
	0,56		8,34				4,50	94,89			

Fuente: elaboración propia.

En la tabla XVIII y XIX se observan los resultados de fuerza por torsión para marcos en dirección Y y dirección X, para el nivel 1 del módulo 2.

Tabla XVIII. **Fuerza por torsión para marcos en dirección Y, para nivel 1, módulo 2**

MARCO	Ri	yi	Riyi	Vy	V directo	Xit	Rix * Yit	Rix(yit)2	Mty	V por torsion	V total
A	0,12	8,10	0,97	51 585,05	17 195,02	1,25	0,15	0,19	433 331,44	630,86	17 825,88
B	0,12	2,45	0,29	51 585,05	17 195,02	-4,40	-0,53	2,32	433 331,44	-2 220,62	14 974,39
C	0,12	0	0	51 585,05	17 195,02	-6,85	-0,82	5,63	433 331,44	-3 457,10	13 737,91
	0,36		1,26		51 585,05		-1,20	8,14			

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. **Fuerza por torsión para marcos en dirección X, para nivel 1, módulo 2**

MARCO	Ri	xi	Rixi	VY	V directo	Yit	Rix * Yit	Riy(yit)2	Mtx	V torsion	V total
4	0,07	0	0	51 585,05	6 448,13	-6,85	-0,48	3,28	82 536,08	-384,11	6 064,02
5	0,07	4,05	0,28	51 585,05	6 448,13	-2,80	-0,19	0,55	82 536,08	-157,01	6 291,12
6	0,07	8,10	0,57	51 585,05	6 448,13	1,25	0,09	0,11	82 536,08	70,09	6 518,22
7	0,07	12,15	0,85	51 585,05	6 448,13	5,30	0,37	1,97	82 536,08	297,19	6 745,32
8	0,07	16,20	1,13	51 585,05	6 448,13	9,35	0,65	6,12	82 536,08	524,29	6 972,42
9	0,07	20,70	1,45	51 585,05	6 448,13	13,85	0,97	13,43	82 536,08	776,63	7 224,76
10	0,07	26,20	1,83	51 585,05	6 448,13	19,35	1,35	26,21	82 536,08	1 085,03	7 533,17
11	0,07	31,70	2,22	51 585,05	6 448,13	24,85	1,74	43,23	82 536,08	1 393,44	7 841,57
	0,56		8,34				4,50	94,89			

Fuente: elaboración propia.

2.4.3.3. Análisis de marcos dúctiles con el Método de Kani

Para determinar el comportamiento de las fuerzas internas en las columnas y vigas de cada uno de los marcos que forman parte del edificio escolar, se utilizó el método de aproximaciones sucesivas y distribución de momentos para expresar el efecto de las rotaciones y desplazamiento en cada nodo.

Para analizar la estructura es necesario determinar los siguientes datos:

- A. Cálculo de momentos fijos (MF_{ik}): determinados al existir cargas gravitacionales.
- B. Cálculo de momentos de sujeción (M_S): determinados al existir cargas verticales, son iguales a la sumatoria de los momentos fijos en cada nodo.

$$M_S = \Sigma(MF_{ik})$$

- C. Determinación de fuerzas de sujeción (H): son calculadas al analizar las fuerzas horizontales aplicadas a cada marco de acuerdo a los niveles que este posea.
- D. Cálculo de fuerza cortante de piso o de nivel (Q_n): es determinada cuando se realiza el análisis de las fuerzas horizontales aplicadas a cada marco.

- E. Cálculo de momentos de piso (M_n) : son determinadas a razón de la altura de cada piso y la fuerza horizontal aplicada a cada marco.

$$M_n = \frac{Q_n * h_n}{3} \quad Q_n = \text{fuerza cortante en el piso } n$$

$$h_n = \text{altura de la columna } n$$

- F. Rigideces de los elementos (K_{ik}):

$$K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}} \quad I = \text{inercia del elemento}$$

$$L = \text{longitud del elemento}$$

- G. Factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{ik}):

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

- H. Factores de corrimiento o desplazamiento (v_{ik}) : se determina debido al ladeo causado por la asimetría de la estructura, también cuando se cuenta con fuerzas horizontales aplicadas a los marcos rígidos.

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\Sigma K_{in}}$$

- I. Cálculo de iteraciones, influencias de giro (M'_{ik}):

$$M''_{ik} = \mu_{ik}(M_S + \Sigma M'_{ni}) \quad \text{sin ladeo}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik}(M_S + \Sigma(M'_{ni} + M''_{in})) \quad \text{con ladeo}$$

- J. Cálculo de iteraciones, influencias de desplazamiento (M''_{ik}), se determinará al existir ladeo en la estructura:

$$M''_{ik} = v_{ik}(\Sigma(M'_{ik} + M'_{ki})) \text{ ladeo por asimetría}$$

$$M''_{ik} = v_{ik}(M_n + \Sigma(M'_{ik} + M'_{ki})) \text{ ladeo por fuerza horizontal}$$

- K. Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik}):

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \text{ sin ladeo}$$

$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \text{ con ladeo}$$

2.4.3.3.1. Análisis de marco típico en dirección Y, carga muerta

- A. Cálculo de rigidez para vigas y columnas $K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}}$:

Inercia de elementos rectangulares:

$$I_{columna} = \frac{1}{12} * 0,30 \text{ m} * (0,30 \text{ m})^3 = 0,000675$$

$$I_{viga} = \frac{1}{12} * 0,30 \text{ m} * (0,40 \text{ m})^3 = 0,0016$$

Inercias relativas:

$$I_{columna} = \frac{0,000675}{0,000675} = 1$$

$$I_{viga} = \frac{0,0016}{0,000675} = 2,37$$

En la tabla XX, se observan los resultados de rigideces para cada nodo, para marco típico en dirección Y.

Tabla XX. **Rigideces para columnas y vigas de marco típico en dirección Y**

Nodo	Dirección	Inercia	Longitud	Rigidez
A	KA – B	2,37	5,64	0,42
	KA – H	1,00	3,00	0,33
ΣKA				0,75
B	KB – A	2,37	5,64	0,42
	KB – C	2,37	2,45	0,97
	KB – G	1,00	3,00	0,33
ΣKB				1,72
C	KC – B	2,37	2,45	0,97
	KC – D	2,37	5,64	0,42
	KC – F	1,00	3,00	0,33
ΣKC				1,72
D	KD – C	2,37	5,64	0,42
	KD – E	1,00	3,00	0,33
ΣKD				0,75

Continuación de la tabla XX.

Nodo	Dirección	Inercia	Longitud	Rigidez
<i>E</i>	<i>KE – F</i>	2,37	5,64	0,42
	<i>KE – D</i>	1,00	3,00	0,33
	<i>KE – L</i>	1,00	4,50	0,22
<i>ΣKE</i>				0,98
<i>F</i>	<i>KF – G</i>	2,37	2,45	0,97
	<i>KF – E</i>	2,37	5,64	0,42
	<i>KF – C</i>	1,00	3,00	0,33
	<i>KF – K</i>	1,00	4,50	0,22
<i>ΣKF</i>				1,94
<i>G</i>	<i>KG – F</i>	2,37	2,45	0,97
	<i>KG – H</i>	2,37	5,64	0,42
	<i>KG – B</i>	1,00	3,00	0,33
	<i>KG – J</i>	1,00	4,50	0,22
<i>ΣKG</i>				1,94
<i>H</i>	<i>KH – A</i>	1,00	3,00	0,33
	<i>KH – G</i>	2,37	5,64	0,42
	<i>KH – I</i>	1,00	4,50	0,22
<i>ΣKH</i>				0,98

Fuente: elaboración propia.

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

$$\mu_{empotrado} = 0$$

$$\mu_{I-H}, \mu_{J-G}, \mu_{K-F}, \mu_{L-E} = 0$$

En la tabla XXI, se observan los resultados de los factores de giro, calculados para columnas y vigas del marco típico en dirección Y.

Tabla XXI. **Factores de giro para columnas y vigas de marco típico en dirección Y**

<i>Dirección</i>	-0,50	<i>Kik</i>	Σik	μ
$\mu A - B$	-0,50	0,42	0,75	-0,28
$\mu A - H$	-0,50	0,33	0,75	-0,22
$\Sigma \mu A$				-0,50
$\mu B - A$	-0,50	0,42	1,72	-0,12
$\mu B - C$	-0,50	0,97	1,72	-0,28
$\mu B - G$	-0,50	0,33	1,72	-0,10
$\Sigma \mu B$				-0,50
$\mu C - B$	-0,50	0,97	1,72	-0,28
$\mu C - D$	-0,50	0,42	1,72	-0,12
$\mu C - F$	-0,50	0,33	1,72	-0,10
$\Sigma \mu C$				-0,50
$\mu D - C$	-0,50	0,42	0,75	-0,28
$\mu D - E$	-0,50	0,33	0,75	-0,22
$\Sigma \mu D$				-0,50
$\mu E - F$	-0,50	0,42	0,98	-0,22
$\mu E - D$	-0,50	0,33	0,98	-0,17
$\mu E - L$	-0,50	0,22	0,98	-0,11
$\Sigma \mu E$				-0,50

Continuación de la tabla XXI.

<i>Dirección</i>	-0.50	<i>K_{ik}</i>	<i>Σik</i>	<i>μ</i>
$\mu F - G$	-0,50	0,97	1,94	-0,25
$\mu F - E$	-0,50	0,42	1,94	-0,11
$\mu F - C$	-0,50	0,33	1,94	-0,09
$\mu F - K$	-0,50	0,22	1,94	-0,06
$\Sigma\mu F$				-0,50
$\mu G - F$	-0,50	0,97	1,94	-0,25
$\mu G - H$	-0,50	0,42	1,94	-0,11
$\mu G - B$	-0,50	0,33	1,94	-0,09
$\mu G - J$	-0,50	0,22	1,94	-0,06
$\Sigma\mu G$				-0,50
$\mu H - A$	-0,50	0,33	0,98	-0,17
$\mu H - G$	-0,50	0,42	0,98	-0,22
$\mu H - I$	-0,50	0,22	0,98	-0,11
$\Sigma\mu H$				-0,50

Fuente: elaboración propia.

C. Factor de corrimiento $v_{ik} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\Sigma K_{in}}$:

$$v_{ik} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{columna}}{\Sigma K_{columnas \text{ por nivel}}}$$

Nivel 2:

$$v_{A-H} = v_{B-G} = v_{C-F} = v_{D-E}$$

$$v_{A-H} = -\frac{3}{2} * \frac{0,33}{(0,33 + 0,33 + 0,33 + 0,33)} = -0,37$$

Nivel 1:

$$v_{H-I} = v_{G-J} = v_{F-K} = v_{E-L}$$

$$v_{H-I} = -\frac{3}{2} * \frac{0,22}{(0,22 + 0,22 + 0,22 + 0,22)} = -0,37$$

D. Momentos fijos (MF_{ik}):

El momento para cargas uniformemente distribuidas es igual a:

$$MF = \pm \frac{W * L^2}{12}$$

$$MF_{A-B} = -\frac{(1\ 050,65\ kg/m * (5,64\ m)^2)}{12} = -2,79\ Ton - m$$

$$MF_{B-A} = +\frac{(1\ 050,65\ kg/m * (5,64\ m)^2)}{12} = 2,79\ Ton - m$$

En la tabla XXII, se observan los resultados de momentos fijos para carga muerta del marco típico en dirección Y.

Tabla XXII. **Tabla resumen de momentos fijos, carga muerta para marco típico en dirección Y**

<i>Dirección</i>	<i>1/12</i>	<i>W (carga)</i>	<i>L2 (longitud)</i>	<i>M(kg – m)</i>	<i>M(Ton – m)</i>
<i>MA – B</i>	0,08	1 050,65	31,81	2 785,06	–2,79
<i>MB – A</i>	0,08	1 050,65	31,81	2 785,06	2,79
<i>MB – C</i>	0,08	964,65	6,00	482,53	–0,48
<i>MC – B</i>	0,08	964,65	6,00	482,53	0,48
<i>MC – D</i>	0,08	1 050,65	31,81	2 785,06	–2,79
<i>MD – C</i>	0,08	1 050,65	31,81	2 785,06	2,79
<i>MH – G</i>	0,08	1 303,40	31,81	3 455,05	–3,46
<i>MG – H</i>	0,08	1 303,40	31,81	3 455,05	3,46
<i>MG – F</i>	0,08	1 802,57	6,00	901,66	–0,90
<i>MF – G</i>	0,08	1 802,57	6,00	901,66	0,90
<i>MF – E</i>	0,08	1 303,40	31,81	3 455,05	–3,46
<i>ME – F</i>	0,08	1 303,40	31,81	3 455,05	3,46

Fuente: elaboración propia.

E. Momentos de sujeción $M_S = \Sigma(MF_{ik})$:

En la tabla XXIII, se observan los resultados de momentos de sujeción para cada nodo del marco típico en dirección Y.

Tabla XXIII. **Momentos de sujeción, para marco típico en dirección Y**

<i>Nodos</i>	<i>Momentos de sujeción (Ton – m)</i>
<i>MSA</i>	-2,79
<i>MSB</i>	2,30
<i>MSC</i>	-2,30
<i>MSD</i>	2,79
<i>MSE</i>	3,46
<i>MSF</i>	-2,55
<i>MSG</i>	2,55
<i>MSH</i>	-3,46

Fuente: elaboración propia.

F. Influencias de giro (M'_{ik})

$$M'_{ik} = \mu_{ik}(M_S + \Sigma(M'_{ni} + M''_{in}))$$

Primera iteración:

Nodo A:

$$M'_{AB} = -0,28(-2,79 + \Sigma(0 + 0)) = 0,78$$

$$M'_{AH} = -0,22(-2,79 + \Sigma(0 + 0)) = 0,62$$

Nodo B:

$$M'_{BA} = -0,12(2,30 + \Sigma(0,78)) = -0,38$$

$$M'_{BC} = -0,28(2,30 + \Sigma(0,78)) = -0,87$$

$$M'_{BG} = -0,10(2,30 + \Sigma(0,78)) = -0,30$$

Nodo C:

$$M'_{CB} = -0,28(-2,30 + \Sigma(-0,87)) = 0,89$$

$$M'_{CD} = -0,12(-2,30 + \Sigma(-0,87)) = 0,39$$

$$M'_{CF} = -0,10(-2,30 + \Sigma(-0,87)) = 0,31$$

Nodo D:

$$M'_{DC} = -0,28(2,79 + \Sigma(0,39)) = -0,88$$

$$M'_{DE} = -0,22(2,79 + \Sigma(0,39)) = -0,70$$

Nodo E:

$$M'_{ED} = -0,17(3,46 + \Sigma(-0,70)) = -0,47$$

$$M'_{EF} = -0,22(3,46 + \Sigma(-0,70)) = -0,59$$

$$M'_{EL} = -0,11(3,46 + \Sigma(-0,70)) = -0,31$$

Nodo F:

$$M'_{FC} = -0,09(-2,55 + \Sigma(0,31 - 0,59 + 0)) = 0,24$$

$$M'_{FE} = -0,11(-2,55 + \Sigma(0,31 - 0,59 + 0)) = 0,31$$

$$M'_{FK} = -0,06(-2,55 + \Sigma(0,31 - 0,59 + 0)) = 0,16$$

$$M'_{FG} = -0,25(-2,55 + \Sigma(0,31 - 0,59 + 0)) = 0,71$$

Nodo G:

$$M'_{GB} = -0,09(2,55 + \Sigma(-0,30 + 0,71)) = -0,25$$

$$M'_{GF} = -0,25(2,55 + \Sigma(-0,30 + 0,71)) = -0,74$$

$$M'_{GJ} = -0,06(2,55 + \Sigma(-0,30 + 0,71)) = -0,17$$

$$M'_{GH} = -0,11(2,55 + \Sigma(-0,30 + 0,71)) = -0,32$$

Nodo H:

$$M'_{HA} = -0,17(-3,46 + \Sigma(0,62 - 0,32 + 0)) = 0,54$$

$$M'_{HG} = -0,22(-3,46 + \Sigma(0,62 - 0,32 + 0)) = 0,68$$

$$M'_{HI} = -0,11(-3,46 + \Sigma(0,62 - 0,32 + 0)) = 0,36$$

Segunda iteración:

Nodo A:

$$M'_{AB} = -0,28(-2,79 + \Sigma(0,54 - 0,38)) = 0,73$$

$$M'_{AH} = -0,22(-2,79 + \Sigma(0,54 - 0,38)) = 0,58$$

Nodo B:

$$M'_{BC} = -0,28(2,30 + \Sigma(0,73 - 0,25 + 0,89)) = -1,03$$

$$M'_{BG} = -0,10(2,30 + \Sigma(0,73 - 0,25 + 0,89)) = -0,36$$

$$M'_{BA} = -0,12(2,30 + \Sigma(0,73 - 0,25 + 0,89)) = -0,45$$

Nodo C:

$$M'_{CD} = -0,12(-2,30 + \Sigma(-1,03 + 0,24 - 0,88)) = 0,49$$

$$M'_{CF} = -0,10(-2,30 + \Sigma(-1,03 + 0,24 - 0,88)) = 0,38$$

$$M'_{CB} = -0,28(-2,30 + \Sigma(-1,03 + 0,24 - 0,88)) = 1,12$$

Nodo D:

$$M'_{DC} = -0,28(0,49 + \Sigma(0,39 - 0,47)) = -0,78$$

$$M'_{DE} = -0,22(2,79 + \Sigma(0,39 - 0,47)) = -0,62$$

Nodo E:

$$M'_{ED} = -0,17(3,46 + \Sigma(-0,62 + 0,31)) = -0,54$$

$$M'_{EF} = -0,22(3,46 + \Sigma(-0,62 + 0,31)) = -0,68$$

$$M'_{EL} = -0,11(3,46 + \Sigma(-0,62 + 0,31)) = -0,36$$

Nodo F:

$$M'_{FC} = -0,09(-2,55 + \Sigma(-0,68 + 0,38 - 0,74 + 0)) = 0,31$$

$$M'_{FE} = -0,11(-2,55 + \Sigma(-0,68 + 0,38 - 0,74 + 0)) = 0,39$$

$$M'_{FK} = -0,06(-2,55 + \Sigma(-0,68 + 0,38 - 0,74 + 0)) = 0,20$$

$$M'_{FG} = -0,25(-2,55 + \Sigma(-0,68 + 0,38 - 0,74 + 0)) = 0,89$$

Nodo G:

$$M'_{GB} = -0,09(2,55 + \Sigma(0,89 - 0,36 + 0,68)) = -0,32$$

$$M'_{GF} = -0,25(2,55 + \Sigma(0,89 - 0,36 + 0,68)) = -0,94$$

$$M'_{GJ} = -0,06(2,55 + \Sigma(0,89 - 0,36 + 0,68)) = -0,22$$

$$M'_{GH} = -0,11(2,55 + \Sigma(0,89 - 0,36 + 0,68)) = -0,41$$

Nodo H:

$$M'_{HA} = -0,17(-3,46 + \Sigma(-0,41 + 0,58 + 0)) = 0,56$$

$$M'_{HG} = -0,22(-3,46 + \Sigma(-0,41 + 0,58 + 0)) = 0,71$$

$$M'_{HI} = -0,11(-3,46 + \Sigma(-0,41 + 0,58 + 0)) = 0,37$$

En la tabla XXIV, se muestran las iteraciones necesarias para llegar a valores semejantes en cada nodo.

Tabla XXIV. **Influencias de giro de carga muerta, para marco típico en dirección Y**

Nodo	Iteración 1	Iteración 2	Iteración 3	Iteración 4
<i>A – B</i>	0,78	0,73	0,75	0,75
<i>A – H</i>	0,62	0,58	0,59	0,60
<i>B – A</i>	-0,38	-0,45	-0,47	-0,46
<i>B – C</i>	-0,87	-1,03	-1,08	-1,07
<i>B – G</i>	-0,30	-0,36	-0,37	-0,37
<i>C – B</i>	0,89	1,12	1,08	1,07
<i>C – D</i>	0,39	0,49	0,47	0,46
<i>C – F</i>	0,31	0,38	0,37	0,37
<i>D – C</i>	-0,88	-0,78	-0,76	-0,75

Continuación de la tabla XXIV.

Nodo	Iteración 1	Iteración 2	Iteración 3	Iteración 4
<i>D – E</i>	-0,70	-0,62	-0,60	-0,60
<i>E – F</i>	-0,59	-0,68	-0,70	-0,70
<i>E – D</i>	-0,47	-0,54	-0,55	-0,56
<i>E – L</i>	-0,31	-0,36	-0,37	-0,37
<i>F – G</i>	0,71	0,89	0,95	0,96
<i>F – E</i>	0,31	0,39	0,41	0,42
<i>F – C</i>	0,24	0,31	0,33	0,33
<i>F – K</i>	0,16	0,20	0,22	0,22
<i>G – F</i>	-0,74	-0,94	-0,96	-0,96
<i>G – H</i>	-0,32	-0,41	-0,42	-0,42
<i>G – B</i>	-0,25	-0,32	-0,33	-0,33
<i>G – J</i>	-0,17	-0,22	-0,22	-0,22
<i>H – A</i>	0,54	0,56	0,56	0,56
<i>H – G</i>	0,68	0,71	0,71	0,71
<i>H – I</i>	0,36	0,37	0,37	0,37

Fuente: elaboración propia.

G. Cálculo de momentos finales en el extremo de cada elemento

$$M_{ik} = M_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

En la tabla XXV, se muestran los momentos finales obtenidos para la carga muerta, correspondientes a cada nodo.

Tabla XXV. **Momentos finales de carga muerta, para marco típico en dirección Y (Ton-m)**

<i>Dirección</i>	<i>Mik</i>	<i>2M'ik</i>	<i>M'ki</i>	<i>Momento final</i>
<i>MA – B</i>	-2,79	1,50	-0,46	-1,75
<i>MB – A</i>	2,79	-0,92	0,75	2,61
<i>MB – C</i>	-0,48	-2,14	1,07	-1,55
<i>MC – B</i>	0,48	2,13	-1,07	1,55
<i>MC – D</i>	-2,79	0,92	-0,75	-2,61
<i>MD – C</i>	2,79	-1,50	0,46	1,75
<i>MH – G</i>	-3,46	1,41	-0,42	-2,46
<i>MG – H</i>	3,46	-0,83	0,71	3,33
<i>MG – F</i>	-0,90	-1,91	0,96	-1,86
<i>MF – G</i>	0,90	1,91	-0,96	1,86
<i>MF – E</i>	-3,46	0,83	-0,70	-3,33
<i>ME – F</i>	3,46	-1,40	0,42	2,46

Fuente: elaboración propia.

2.4.3.3.2. Análisis de marco típico en dirección Y, carga viva

El procedimiento de análisis para carga viva es igual que el procedimiento para carga muerta por lo tanto, solo se presentará la tabla XXVI, mostrando los momentos últimos para cada nodo.

Tabla XXVI. **Momentos finales de carga viva, para marco típico en dirección Y (Ton-m)**

<i>Dirección</i>	<i>M_{ik}</i>	<i>2M'_{ik}</i>	<i>M'_{ki}</i>	<i>Momento final</i>
<i>MA – B</i>	-0,63	0,19	-0,08	-0,51
<i>MB – A</i>	0,63	-0,15	0,10	0,58
<i>MB – C</i>	-0,06	-0,34	0,17	-0,24
<i>MC – B</i>	0,06	0,34	-0,17	0,23
<i>MC – D</i>	-0,63	0,14	-0,10	-0,58
<i>MD – C</i>	0,63	-0,19	0,07	0,51
<i>MH – G</i>	-1,88	0,90	-0,29	-1,27
<i>MG – H</i>	1,88	-0,58	0,45	1,75
<i>MG – F</i>	-0,25	-1,34	0,67	-0,92
<i>MF – G</i>	0,25	1,34	-0,67	0,92
<i>MF – E</i>	-1,88	0,58	-0,45	-1,75
<i>ME – F</i>	1,88	-0,90	0,29	1,27

Fuente: elaboración propia.

2.4.3.3.3. Análisis de marco típico en dirección Y, carga de sismo

A. Fuerzas de sujeción $H = F_m Nivel_n$:

$$\begin{aligned}
 Nivel\ 2 &= 3\ 801,63\ kg & H_2 &= 3,00\ m \\
 Nivel\ 1 &= 7\ 394,99\ kg & H_1 &= 4,50\ m
 \end{aligned}$$

B. Fuerza cortante en el piso $Q_n = \Sigma H$:

$$Q_{nivel\ 2} = 3\ 801,63\ kg$$

$$Q_{nivel\ 1} = 3\ 801,63\ kg + 7\ 394,99\ kg = 11\ 196,62\ kg$$

C. Momentos de piso $M_n = \frac{Q_n * h_n}{3}$:

$$M_{nivel\ 2} = \frac{3\ 801,63\ kg * 3,00\ m}{3} = 3\ 801,63\ kg - m$$

$$M_{nivel\ 2} = 3,80\ Ton - m$$

$$M_{nivel\ 1} = \frac{11\ 196,62\ kg * 4,50\ m}{3} = 16\ 794,93\ kg - m$$

$$M_{nivel\ 1} = 16,79\ Ton - m$$

D. Rigideces, factores de giro y factores de corrimiento serán iguales a los utilizados para el análisis para carga muerta.

$$v_{A-H} = -\frac{3}{2} * \frac{0,33}{(0,33 + 0,33 + 0,33 + 0,33)} = -0,37$$

$$v_{H-I} = v_{G-J} = v_{F-K} = v_{E-L}$$

$$v_{H-I} = -\frac{3}{2} * \frac{0,22}{(0,22 + 0,22 + 0,22 + 0,22)} = -0,37$$

En la tabla XXVII, se aprecian los momentos finales obtenidos por el método del portal para carga sísmica.

Tabla XXVII. **Momentos finales de carga sísmica, para marco típico en dirección Y (Ton-m)**

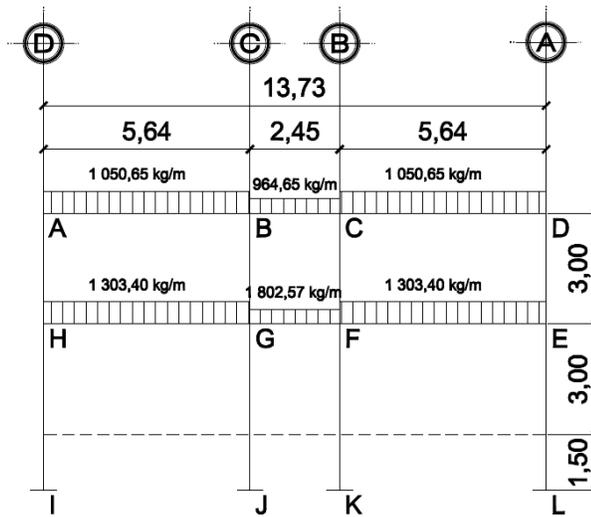
<i>MOMENTOS FINALES</i>	
<i>MA – B</i>	0,95
<i>MA – H</i>	0,95
<i>MB – C</i>	0,95
<i>MB – G</i>	1,90
<i>MC – B</i>	0,95
<i>MC – D</i>	0,95
<i>MC – F</i>	1,90
<i>MD – C</i>	0,95
<i>ME – L</i>	4,20
<i>MF – E</i>	5,15
<i>MF – K</i>	8,39
<i>MG – F</i>	5,15
<i>MG – J</i>	8,39
<i>MH – G</i>	5,14
<i>MH – I</i>	4,20

Fuente: elaboración propia.

En la figura 6 se observa el diagrama de carga muerta distribuida, que se utilizó para determinar los diagramas de momentos para carga muerta mostrados en la figura 7, se realizó el mismo procedimiento con la carga viva distribuida y la carga puntual de sismo, se obtuvieron los diagramas de

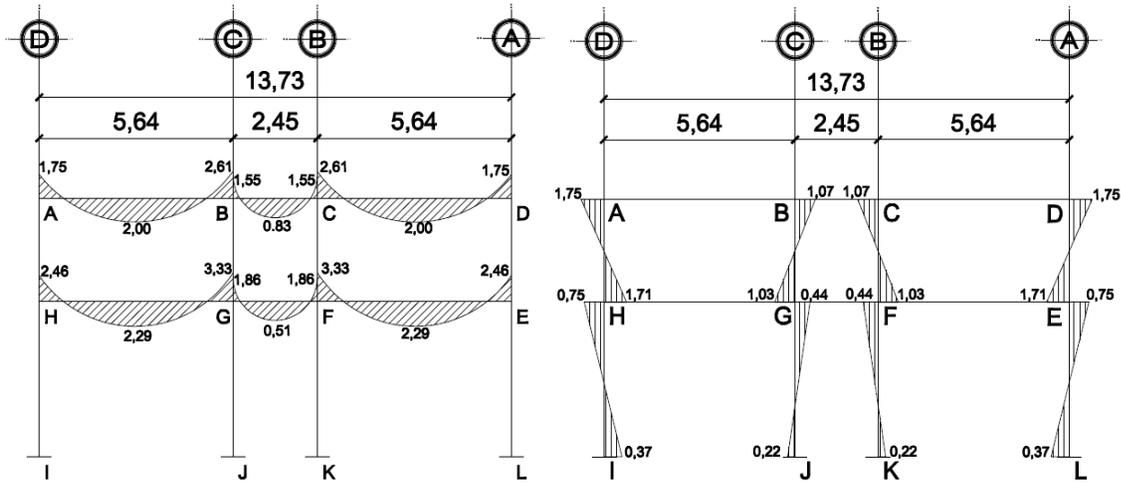
momentos para carga viva mostrados en la figura 8 y carga de sismo mostrados en la figura 9, que afectaron a éste marco en dirección Y, del módulo 1.

Figura 6. **Carga muerta sobre marco del eje Y, para análisis estructural, módulo 1**



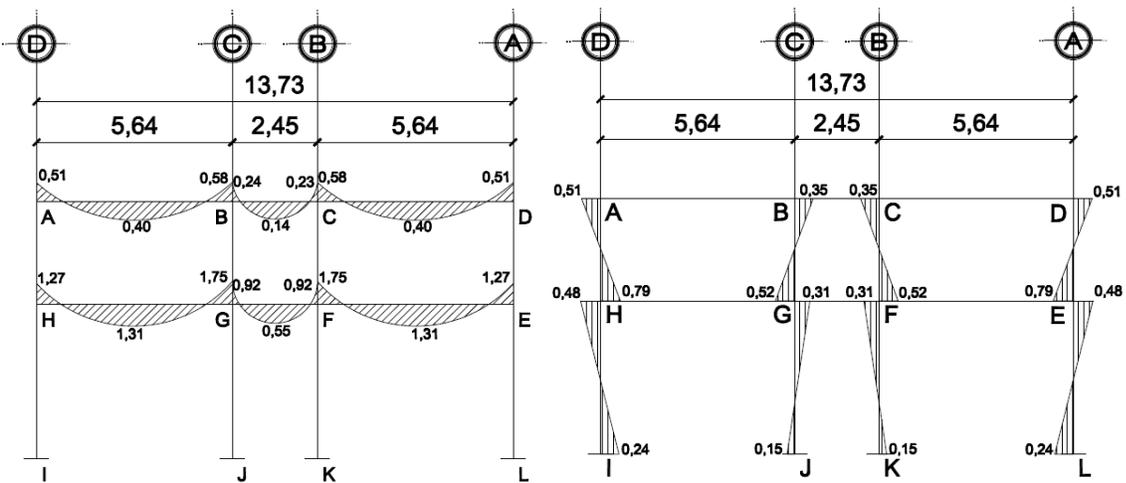
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 7. Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga muerta, marco del eje Y, módulo 1



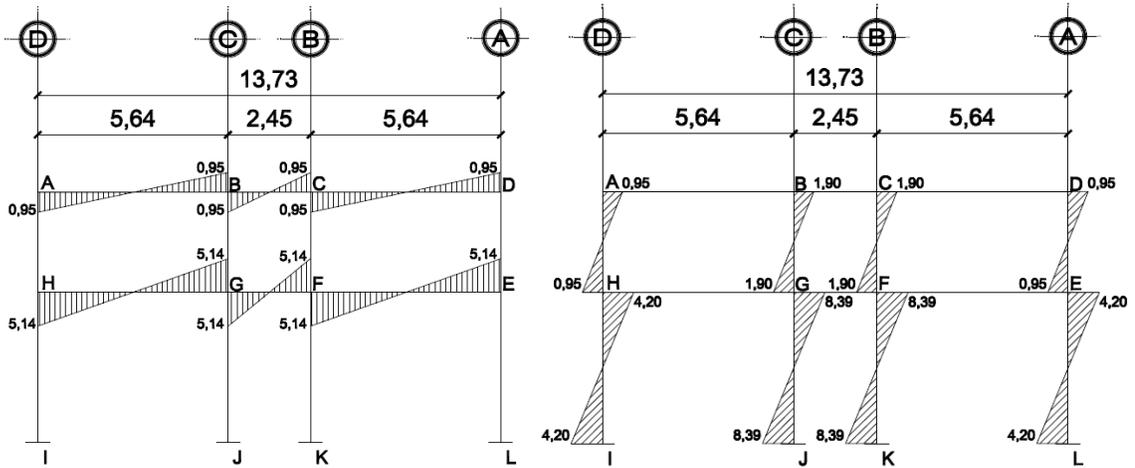
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 8. Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga viva, marco del eje Y, módulo 1



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

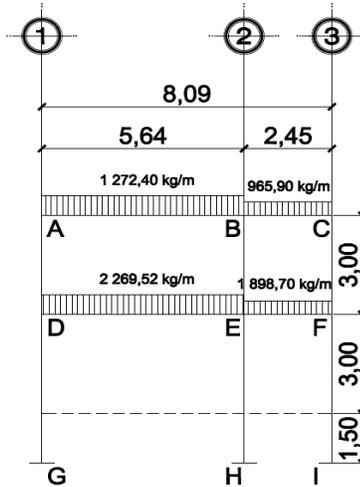
Figura 9. Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga de sismo, marco del eje Y, módulo 1



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

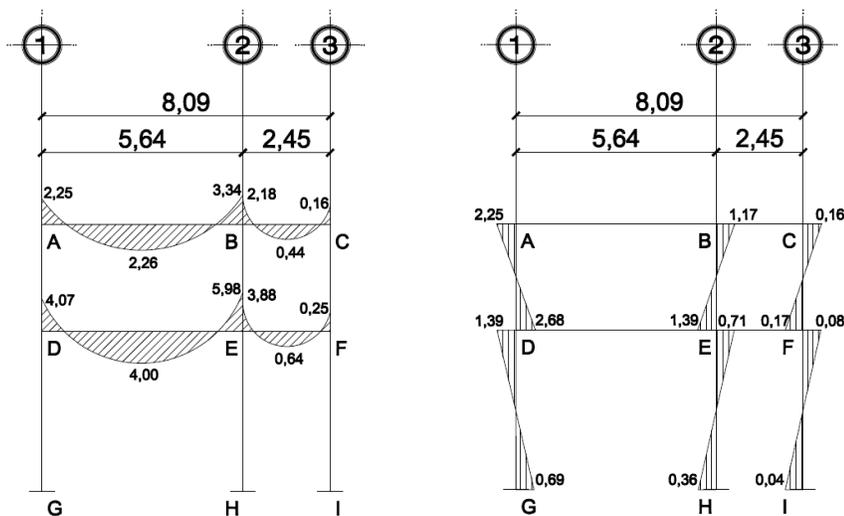
En la figura 10 se muestra la carga muerta distribuida sobre el marco en dirección X, del módulo 1 que se analizó por el Método de Kanni, en la figura 11, figura 12 y figura 13 se muestran los diagramas de momentos resultantes de carga muerta distribuida, carga viva distribuida y carga de sismo puntual.

Figura 10. **Carga muerta sobre marco del eje X, para análisis estructural, módulo 1**



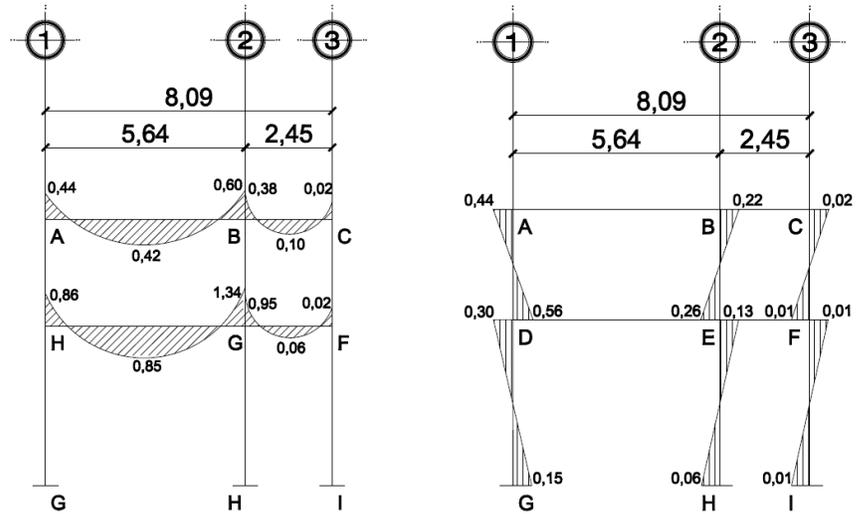
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 11. **Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga muerta, marco del eje X, módulo 1**



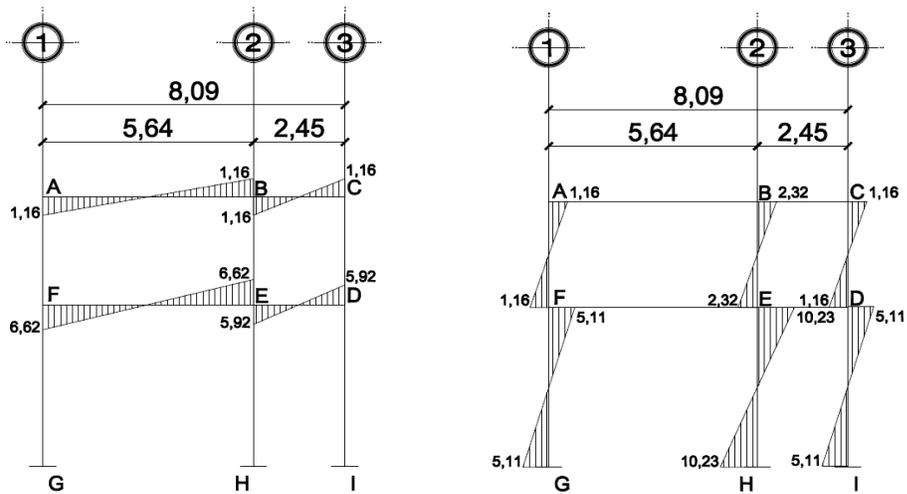
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 12. Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga viva, marco del eje X, módulo 1



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

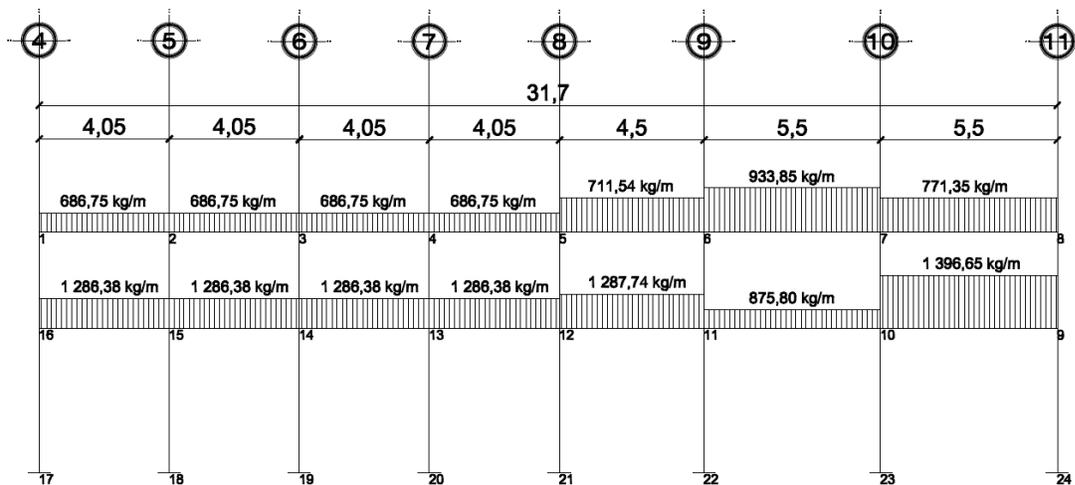
Figura 13. Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga de sismo, marco del eje X, módulo 1



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

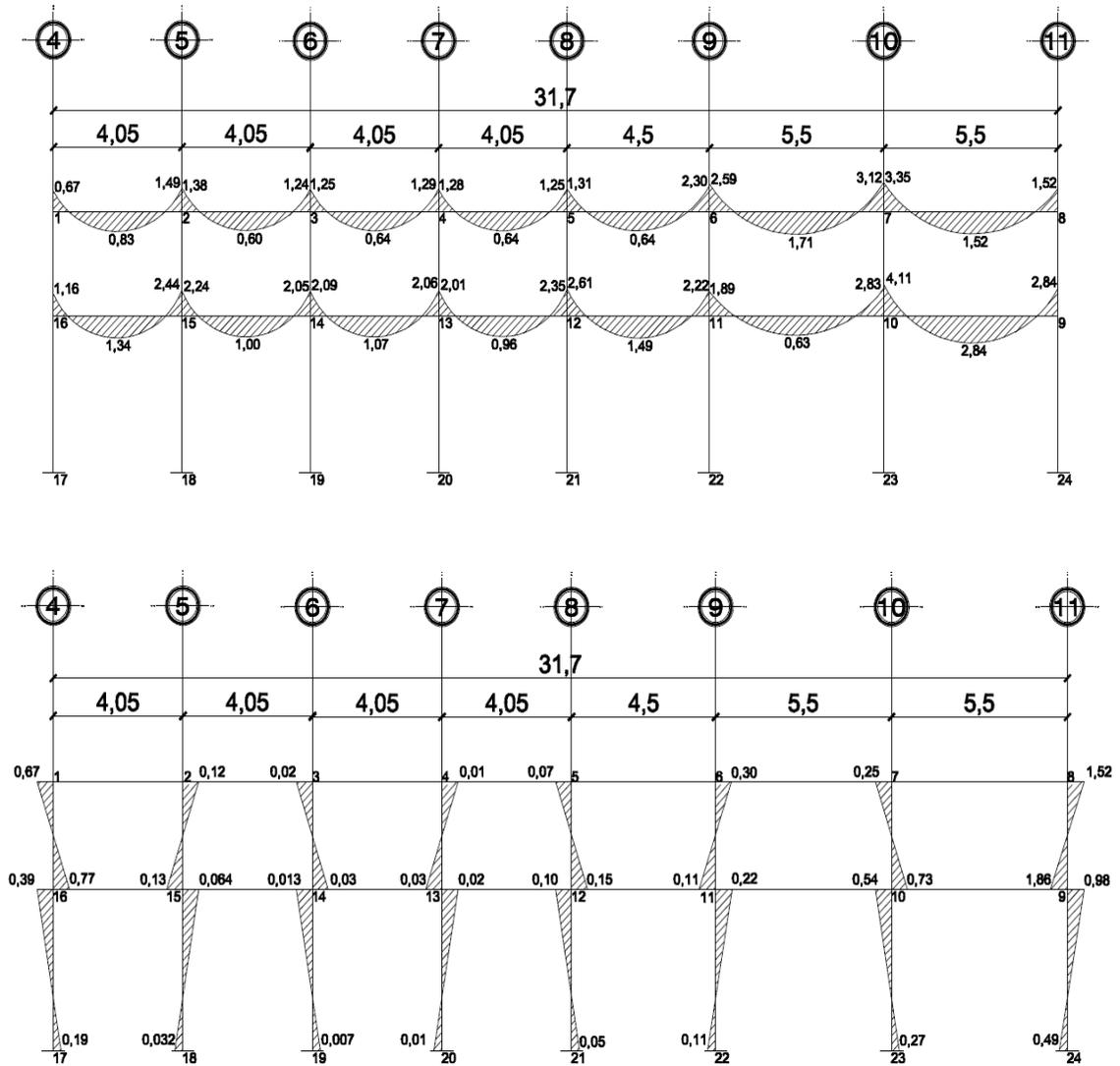
En la figura 14 se observa el diagrama de carga muerta distribuida, que se utilizó para determinar los diagramas de momentos para carga muerta distribuida mostrados en la figura 15, se realizó el mismo procedimiento con la carga viva distribuida y la carga puntual de sismo, se obtuvieron los diagramas de momentos para carga viva mostrados en la figura 16 y carga de sismo mostrados en la figura 17, que afectaron a este marco en dirección Y, del módulo 2.

Figura 14. **Carga muerta sobre marco del eje Y, para análisis estructural, módulo 2**



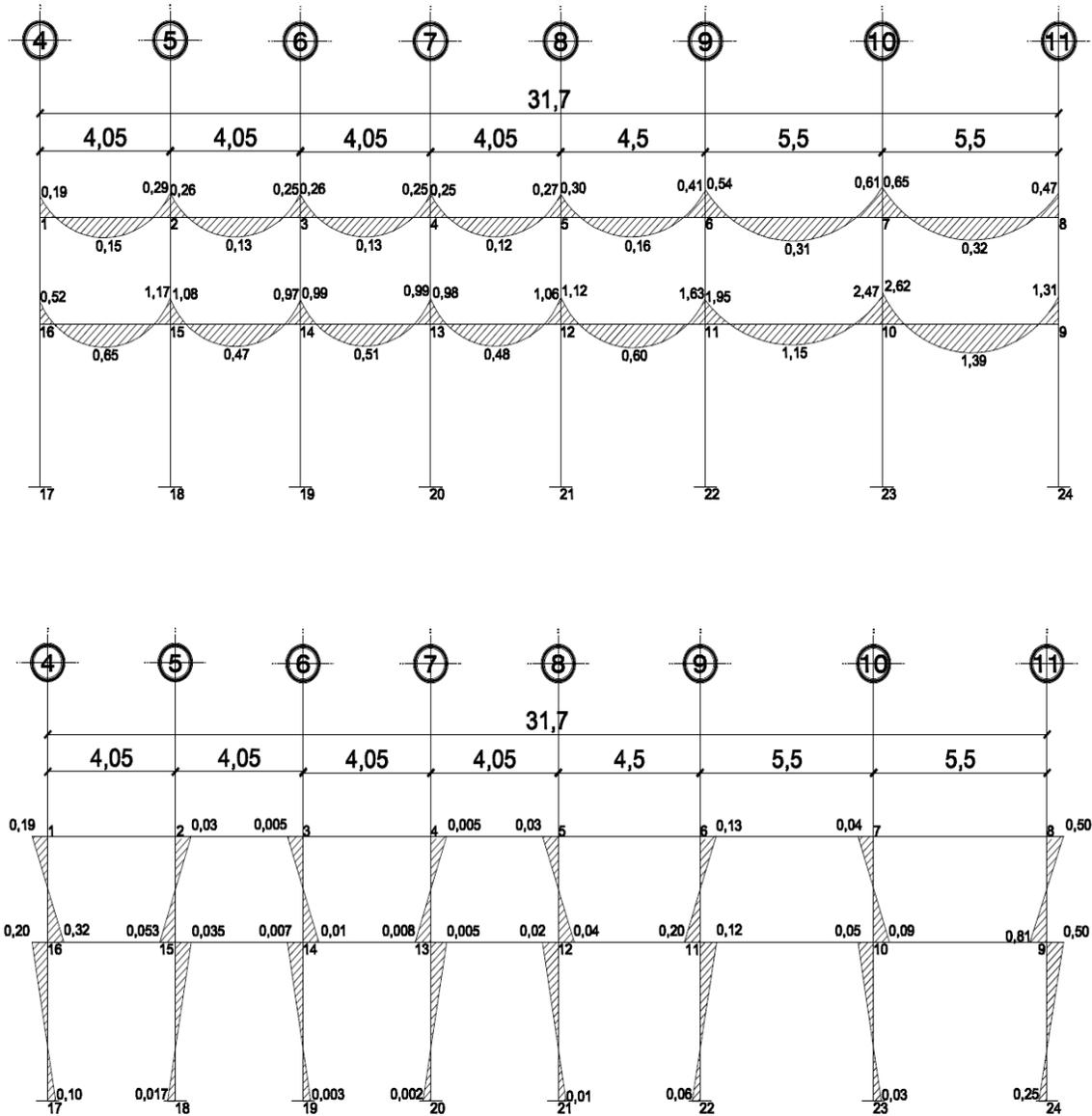
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 15. Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga muerta, marco del eje Y, módulo 2



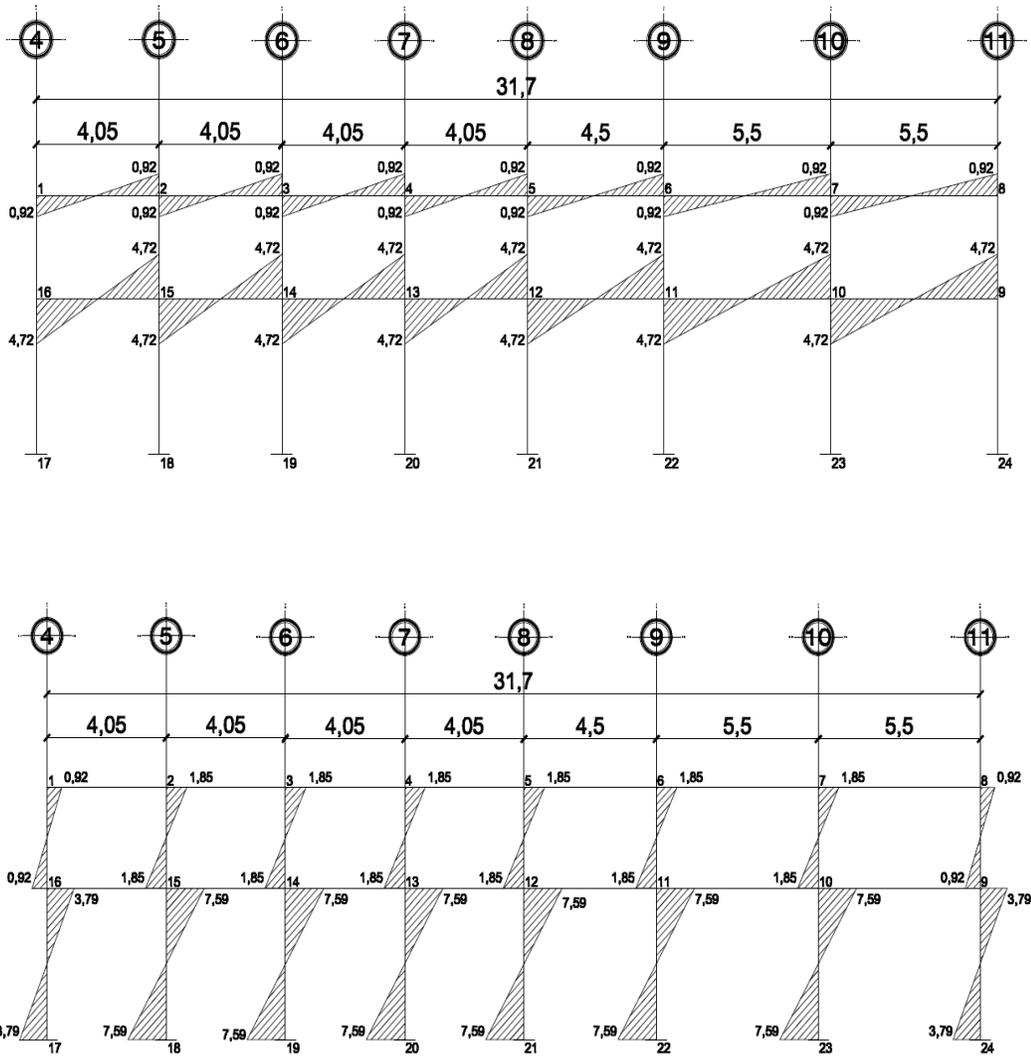
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 16. Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga viva, marco del eje Y, módulo 2



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

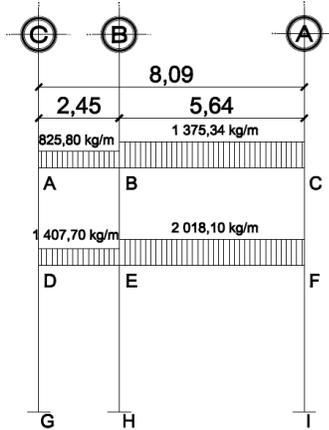
Figura 17. **Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga de sismo, marco del eje Y, módulo 2**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

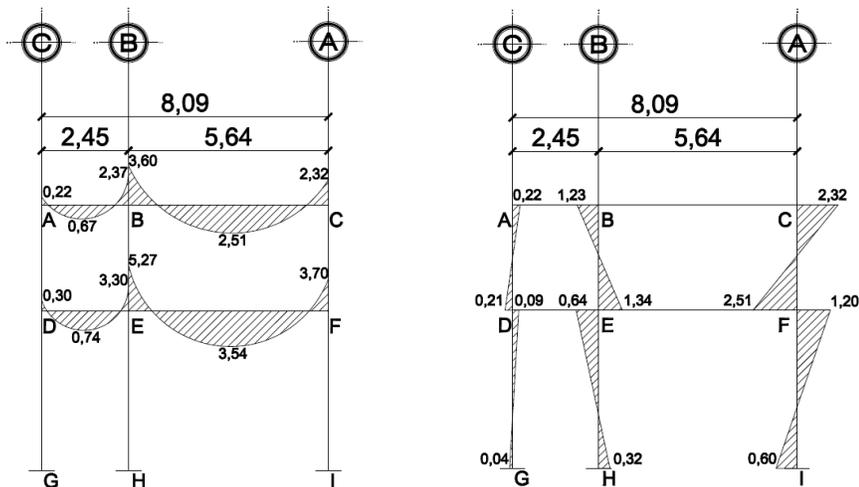
En la figura 18 se muestra la carga muerta distribuida sobre el marco en dirección X, del módulo 2 que se analizó por el Método de Kanni, en la figura 19, figura 20 y figura 21 se muestran los diagramas de momentos resultantes de carga muerta distribuida, carga viva distribuida y carga de sismo puntual.

Figura 18. **Carga muerta sobre marco del eje X, para análisis estructural, módulo 2**



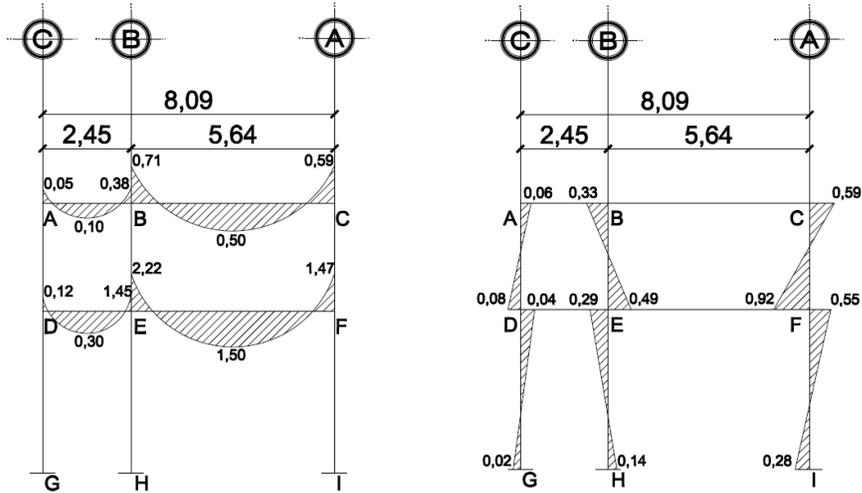
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 19. **Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga muerta, marco del eje X, módulo 2**



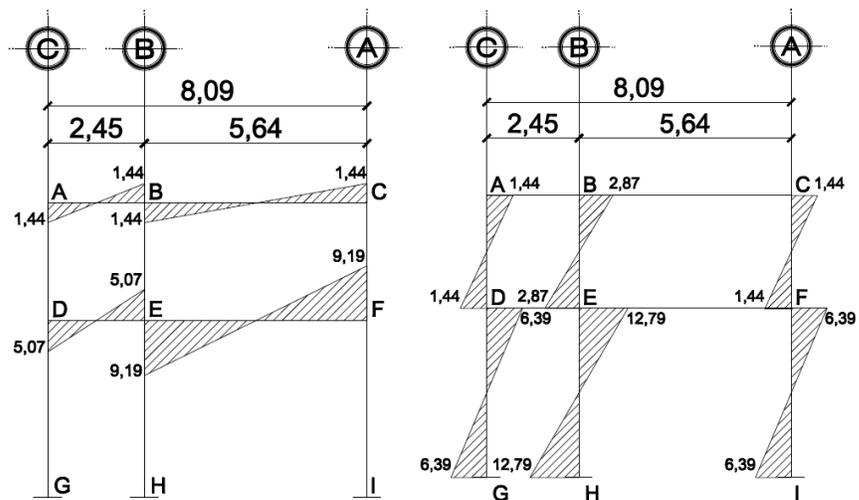
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 20. **Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga viva, marco del eje X, módulo 2**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 21. **Diagrama de momentos (Ton-m), para vigas y columnas, carga de sismo, marco del eje X, módulo 2**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

2.4.3.4. Momentos últimos (envolvente de momentos)

La envolvente de momentos muestra los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir en un elemento estructural como vigas y columnas al superponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga de sismo, las cargas consideradas para el análisis serán uniformemente distribuidas.

De acuerdo al reglamento ACI 318-08, sección 9.2, se considerarán cinco combinaciones de carga con el propósito de determinar la condición de diseño más crítica para vigas y columnas del edificio escolar, generando el diseño que resista las cargas multiplicadas por los factores apropiados, cada factor está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida útil de la estructura.

A. Momentos últimos positivos en vigas:

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

B. Momentos últimos negativos en vigas:

$$M_{(-)} = 0,75 (1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} + 1,87 M_S)$$

$$M_{(-)} = 0,75 (1,4M_{CM} + 1,7M_{CV} - 1,87 M_S)$$

C. Momentos últimos de inversión en vigas:

$$M = 0,9 M_{CM} + 1,4 M_S$$

$$M = 0,9 M_{CM} - 1,4 M_S$$

Calculando los momentos últimos positivos en vigas en kg-m, en marco Y, módulo 1:

$$M_{A-B(+)} = 1,4(2\ 000,63) + 1,7(400,76) = 681,30$$

$$M_{B-C(+)} = 1,4(-828,50) + 1,7(-141,88) = -241,20$$

$$M_{C-D(+)} = 1,4(2\ 000,61) + 1,7(400,01) = 680,02$$

$$M_{H-G(+)} = 1,4(2\ 288,23) + 1,7(1\ 313,91) = 2\ 233,64$$

$$M_{G-F(+)} = 1,4(-506,66) + 1,7(-549,84) = -934,73$$

$$M_{F-E(+)} = 1,4(2\ 287,66) + 1,7(1\ 313,51) = 2\ 232,96$$

Calculando los momentos últimos negativos en vigas en kg-m, en marco Y, módulo 1:

$$M_{A-B(-)} = 0,75 (1,4(-1\ 747,60) + 1,7(-507,39) - 1,87(950)) = -3\ 814,28$$

$$M_{B-A(-)} = 0,75 (1,4(2\ 606,33) + 1,7(575,00) + 1,87(950)) = 4\ 802,15$$

$$M_{B-C(-)} = 0,75 (1,4(-1\ 554,19) + 1,7(-237,71) - 1,87(950)) = -3\ 267,35$$

$$M_{C-B(-)} = 0,75 (1,4(1\ 550,39) + 1,7(232,89) + 1,87(950)) = 3\ 257,21$$

$$M_{C-D(-)} = 0,75 (1,4(-2\ 607,95) + 1,7(-575,39) - 1,87(950)) = -4\ 804,60$$

$$M_{D-C(-)} = 0,75 (1,4(1\ 746,01) + 1,7(508,31) + 1,87(950)) = 3\ 813,78$$

$$M_{H-G(-)} = 0,75 (1,4(-2460,50) + 1,7(-1\ 272,30) - 1,87(5\ 141,25)) = -1\ 1416,31$$

$$M_{G-H(-)} = 0,75 (1,4(3\ 328,21) + 1,7(1\ 751,26) + 1,87(5\ 141,25)) = 12\ 938,07$$

$$M_{G-F(-)} = 0,75 (1,4(-1\ 860,21) + 1,7(-918,19) - 1,87(5\ 151,25)) = -10\ 348,54$$

$$M_{F-G(-)} = 0,75 (1,4(1\ 858,08) + 1,7(916,49) + 1,87(5\ 151,25)) = 10\ 344,15$$

$$M_{F-E(-)} = 0,75 (1,4(-3\ 328,0) + 1,7(-1\ 751,20) - 1,87(5\ 146,25)) = -1\ 2944,79$$

$$M_{E-F(-)} = 0,75 (1,4(2\ 461,83) + 1,7(1\ 273,16) + 1,87(5\ 146,25)) = 11\ 425,82$$

Calculando los momentos últimos de inversión en vigas en kg-m, en marco Y, módulo 1:

$$\begin{aligned}
 M_{A-B(-)} &= 0,9(-1\,747,60) + 1,4(950) = -2\,902,84 \\
 M_{B-A(-)} &= 0,9(2\,606,33) + 1,4(950) = 3\,675,70 \\
 M_{B-C(-)} &= 0,9(-1\,554,19) + 1,4(950) = -2\,728,77 \\
 M_{C-B(-)} &= 0,9(1\,550,39) + 1,4(950) = 2\,725,35 \\
 M_{C-D(-)} &= 0,9(-2\,607,95) + 1,4(950) = -3\,677,15 \\
 M_{D-C(-)} &= 0,9(1\,746,01) + 1,4(950) = 2\,901,41 \\
 M_{H-G(-)} &= 0,90(-2\,460,50) + 1,4(5\,141,25) = -9\,412,20 \\
 M_{G-H(-)} &= 0,90(3\,328,21) + 1,4(5\,141,25) = 10\,193,13 \\
 M_{G-F(-)} &= 0,9(-1\,860,21) + 1,4(5\,151,25) = -8\,885,94 \\
 M_{F-G(-)} &= 0,90(1\,858,08) + 1,4(5\,151,25) = 8\,884,03 \\
 M_{F-E(-)} &= 0,90(-3\,328,00) + 1,4(5\,146,25) = -10\,199,95 \\
 M_{E-F(-)} &= 0,90(2\,461,83) + 1,4(5\,146,25) = 9\,420,40
 \end{aligned}$$

Calculando los momentos últimos en columnas en kg-m, en marco Y, módulo 1:

$$\begin{aligned}
 M_{A-H} &= 0,75 (1,4(1\,751,03) + 1,7(513,89) + 1,87(950,00)) = 3\,826,16 \\
 M_{H-A} &= 0,75 (1,4(1\,714,62) + 1,7(794,49) + 1,87(950,00)) = 4\,145,70 \\
 M_{B-G} &= 0,75 (1,4(1\,067,57) + 1,7(351,52) - 1,87(1\,900,00)) = -4\,233,89 \\
 M_{G-B} &= 0,75 (1,4(1\,028,80) + 1,7(523,37) - 1,87(1\,900,00)) = -4\,412,28 \\
 M_{C-F} &= 0,75 (1,4(1\,066,46) + 1,7(350,21) + 1,87(1\,900,00)) = 4\,231,05 \\
 M_{F-C} &= 0,75 (1,4(1\,027,87) + 1,7(522,42) + 1,87(1\,905,00)) = 4\,417,12 \\
 M_{D-E} &= 0,75 (1,4(1\,751,20) + 1,7(512,17) - 1,87(950,00)) = -3\,824,16 \\
 M_{E-D} &= 0,75 (1,4(1\,713,73) + 1,7(792,97) - 1,87(950,00)) = -4\,142,84 \\
 M_{H-I} &= 0,75 (1,4(745,88) + 1,7(477,82) + 1,87(4\,196,25)) = 7\,277,63 \\
 M_{I-H} &= 0,75 (1,4(372,94) + 1,7(238,91) + 1,87(4\,196,25)) = 6\,581,43
 \end{aligned}$$

$$M_{G-J} = 0,75 (1,4(440,01) + 1,7(308,99) - 1,87(8\ 392,50)) = -12\ 626,45$$

$$M_{J-G} = 0,75 (1,4(220,00) + 1,7(154,49) - 1,87(8\ 392,50)) = -12\ 198,46$$

$$M_{F-K} = 0,75 (1,4(439,68) + 1,7(308,73) + 1,87(8\ 392,50)) = 12\ 625,77$$

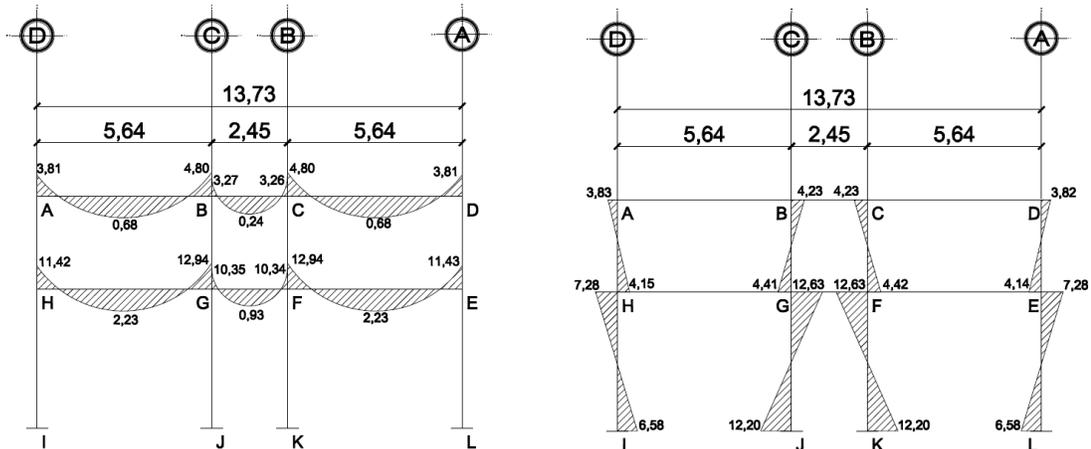
$$M_{K-F} = 0,75 (1,4(219,84) + 1,7(154,36) + 1,87(8\ 392,50)) = 12\ 198,13$$

$$M_{E-L} = 0,75 (1,4(745,01) + 1,7(477,23) - 1,87(4\ 196,25)) = -7\ 275,97$$

$$M_{L-E} = 0,75 (1,4(372,50) + 1,7(238,62) - 1,87(4\ 196,25)) = -6\ 580,61$$

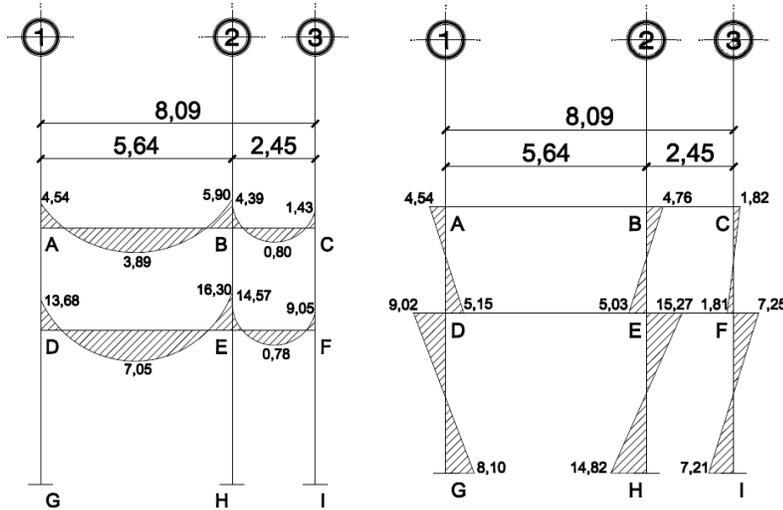
Se realiza el mismo procedimiento para el cálculo de momentos últimos para ambos módulos, en dirección X y dirección Y, en la figura 20, 21, 22 y 23 se muestran los resultados.

Figura 22. **Diagrama de momentos últimos (Ton-m), para vigas y columnas, marco del eje Y, módulo 1**



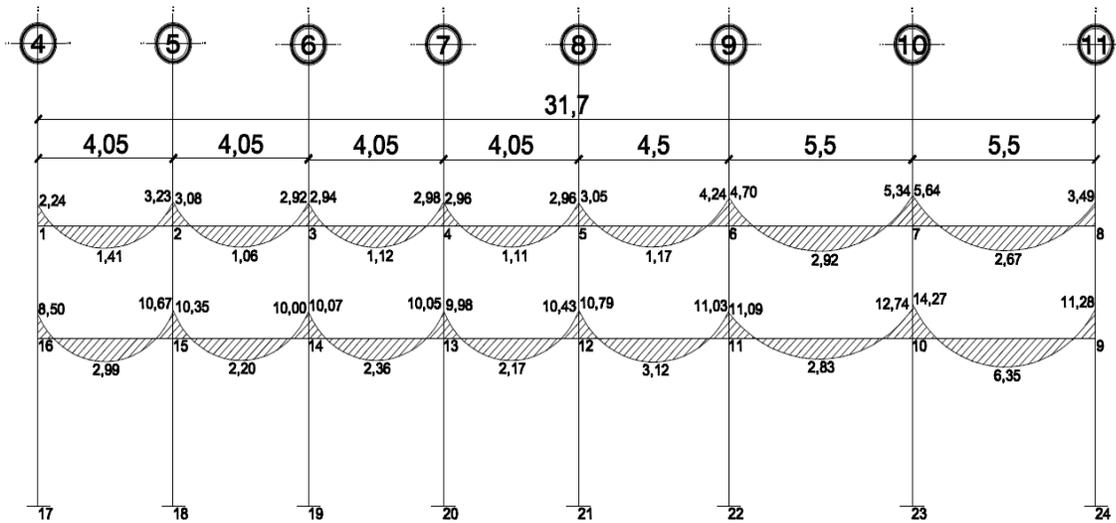
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 23. Diagrama de momentos últimos (Ton-m), para vigas y columnas, marco del eje X, módulo 1

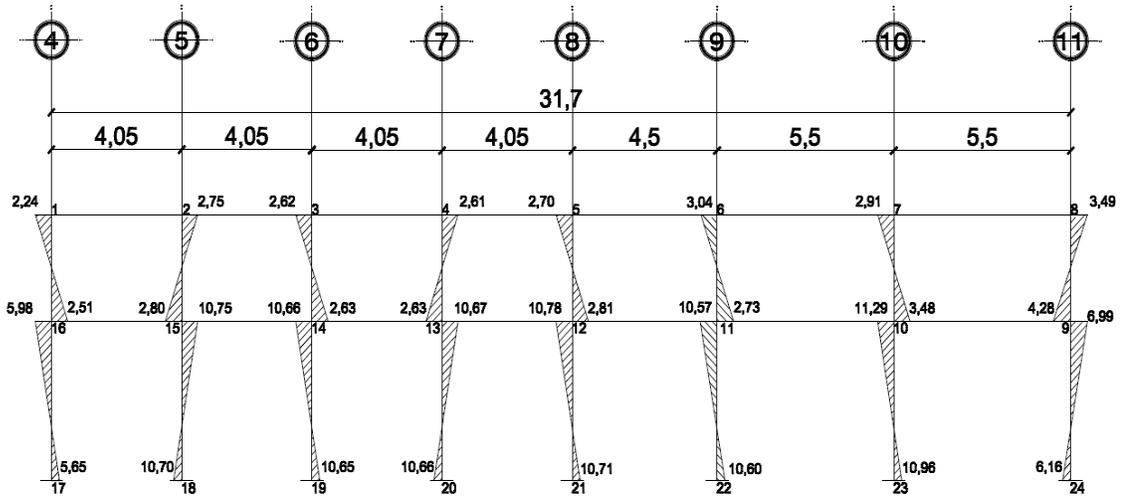


Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 24. Diagrama de momentos últimos (Ton-m), para vigas y columnas, marco del eje Y, módulo 2

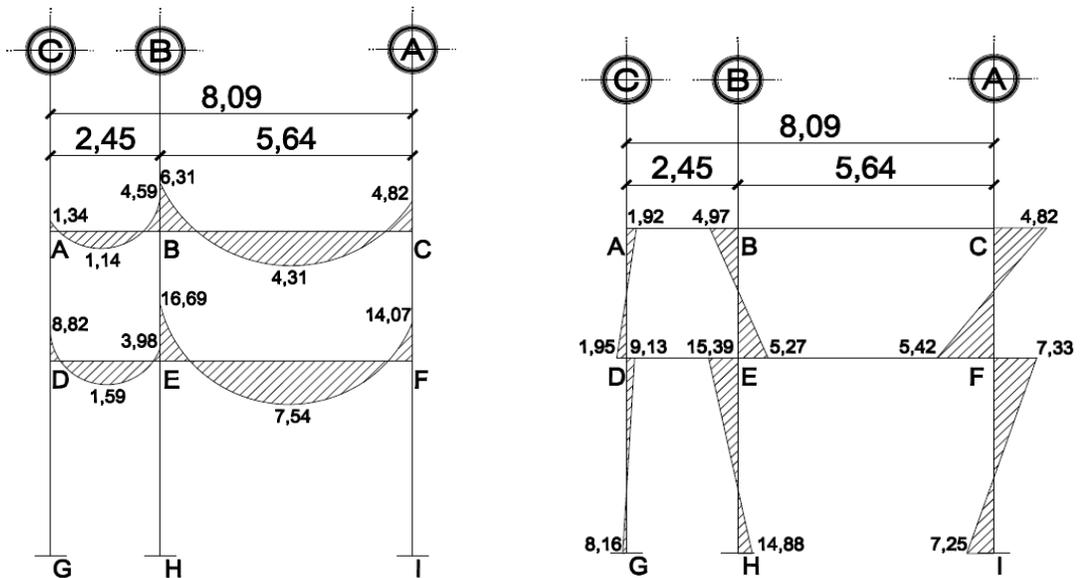


Continuación de la figura 24.



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 25. **Diagrama de momentos últimos (Ton-m), para vigas y columnas, marco del eje X, módulo 2**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

D. Cortes últimos en vigas (V_u)

$$V_{uv} = 0,75 * \left(\frac{1,4 * CM * L}{2} + \frac{1,7 * CV * L}{2} + \frac{1,87 * \Sigma MS}{L} \right)$$

Calculando los cortes últimos en vigas, marco del eje Y, módulo 1, en kg:

$$\begin{aligned} V_{AB} &= 0,75 * \left(\frac{1,4 * 1\,050,65 * 5,64}{2} + \frac{1,7 * 236,90 * 5,64}{2} + \frac{1,87 * \Sigma(1\,900)}{5,64} \right) \\ &= 4\,435,22 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BC} &= 0,75 * \left(\frac{1,4 * 964,65 * 5,64}{2} + \frac{1,7 * 124,50 * 5,64}{2} + \frac{1,87 * \Sigma(1\,900)}{5,64} \right) \\ &= 2\,522,89 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{CD} &= 0,75 * \left(\frac{1,4 * 1\,050,65 * 5,64}{2} + \frac{1,7 * 236,90 * 5,64}{2} + \frac{1,87 * \Sigma(1\,900)}{5,64} \right) \\ &= 4\,435,22 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{HG} &= 0,75 * \left(\frac{1,4 * 1\,303,40 * 5,64}{2} + \frac{1,7 * 710,65 * 5,64}{2} + \frac{1,87 * \Sigma(10\,282,50)}{5,64} \right) \\ &= 8\,971,46 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{GF} &= 0,75 * \left(\frac{1,4 * 1\,802,57 * 5,64}{2} + \frac{1,7 * 489,80 * 5,64}{2} + \frac{1,87 * \Sigma(5\,151,25)}{5,64} \right) \\ &= 8\,981,22 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{FE} &= 0,75 * \left(\frac{1,4 * 1\,303,40 * 5,64}{2} + \frac{1,7 * 710,65 * 5,64}{2} + \frac{1,87 * \Sigma(5\,146,25)}{5,64} \right) \\ &= 8\,973,95 \end{aligned}$$

Calculando los cortes últimos en columnas, marco del eje Y, módulo 1, en kg:

$$V_{UC} = \frac{\Sigma M_{col}}{L}$$

$$V_{AH} = \frac{(3\,826,16 + 4\,145,70)}{3} = 2\,657,29$$

$$V_{BG} = \frac{(4\,233,89 + 4\,412,28)}{3} = 2\,882,06$$

$$V_{CF} = \frac{(4\,231,05 + 4\,417,12)}{3} = 2\,882,72$$

$$V_{DE} = \frac{(3\,824,16 + 4\,142,84)}{3} = 2\,655,66$$

$$V_{HI} = \frac{(7\,277,63 + 6\,581,43)}{4,50} = 3\,079,79$$

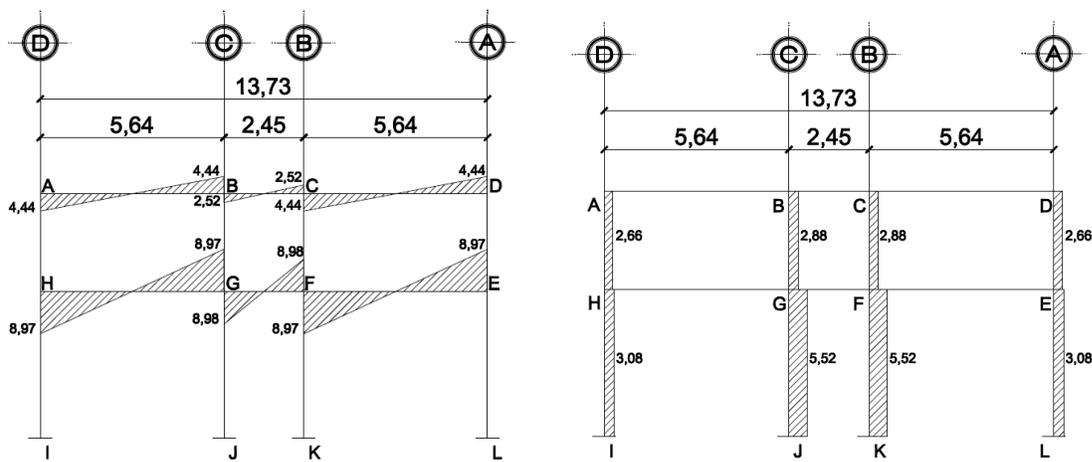
$$V_{GJ} = \frac{(12\,626,45 + 24\,824,91)}{4,50} = 5\,516,65$$

$$V_{FK} = \frac{(12\,625,77 + 24\,823,90)}{4,50} = 5\,516,42$$

$$V_{EL} = \frac{(7\,275,97 + 6\,580,61)}{4,50} = 3\,079,24$$

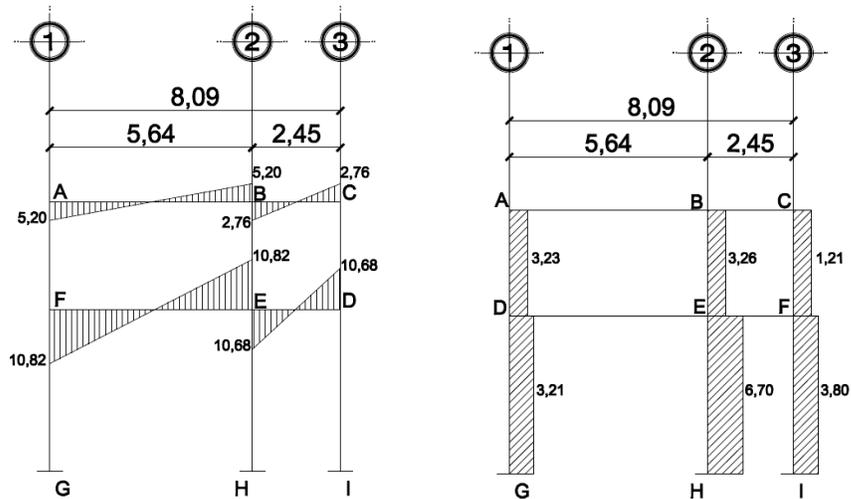
Se realizó el mismo procedimiento para todos los marcos de ambos módulos, en las figuras 23, 24, 25 y 26 se observan los diagramas para vigas y columnas en dirección X y Y.

Figura 26. **Diagrama de cortes últimos (Ton), para vigas y columnas, marco del eje Y, módulo 1**



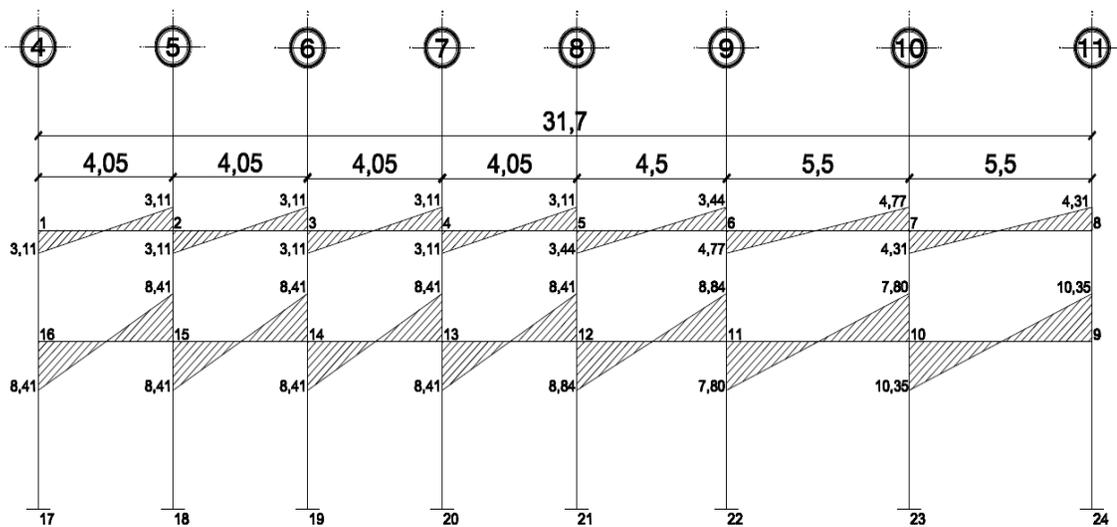
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 27. Diagrama de cortes últimos (Ton), para vigas y columnas, marco del eje X, módulo 1.

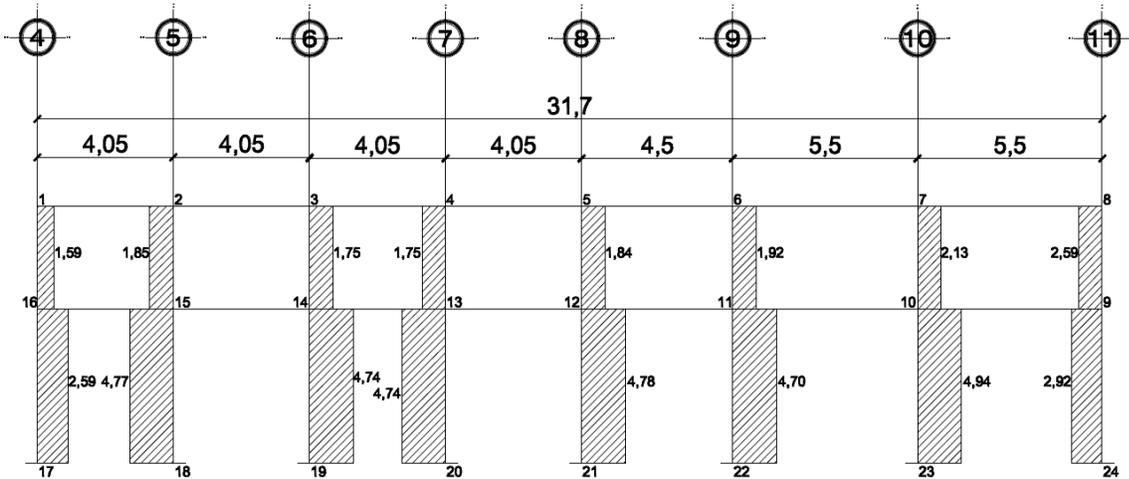


Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 28. Diagrama de cortes últimos (Ton), para vigas y columnas, marco del eje Y, módulo 2

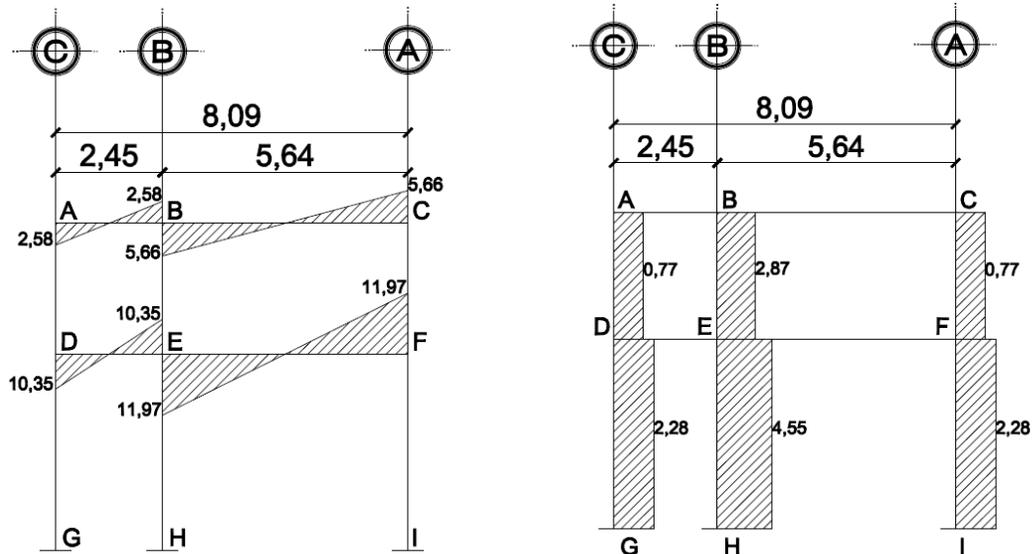


Continuación de la figura 28.



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 29. **Diagrama de cortes últimos (Ton), para vigas y columnas, marco del eje X, módulo 2**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

2.5. Diseño estructural

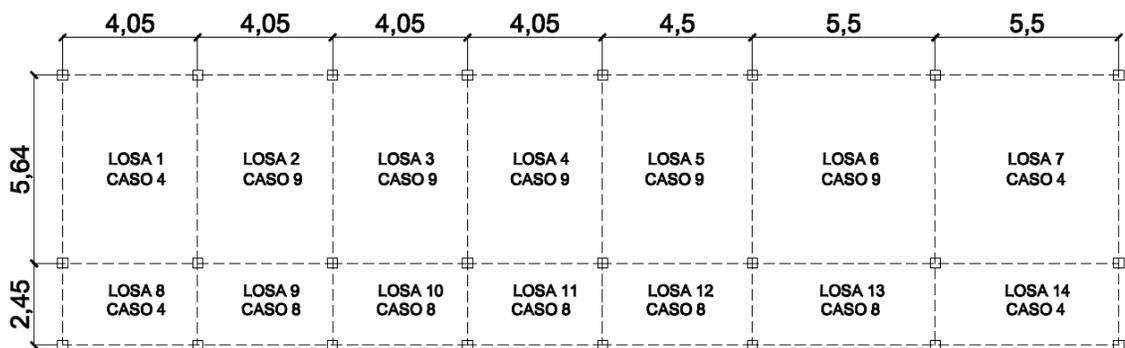
En el diseño estructural se realizan las verificaciones en cada elemento reforzado, para asegurar que soporten la combinación de momentos críticos a la que estarán expuestos durante su vida útil, en este proceso se determina el acero que acompañará al concreto para generar una estructura funcional y resistente.

2.5.1. Diseño de losas

Para diseñar las losas de ambos módulos, se utilizó el método 3 del ACI método de coeficientes, el cálculo de espesor de losa se presentó en la sección 2.3.3., inciso C.

En la figura 30 se observa la planta de distribución de losas utilizada para los dos módulos del edificio escolar, las cargas de diseño se expusieron en la sección 2.3.5.1., detallándose la integración de las cargas aplicadas al edificio.

Figura 30. **Planta de distribución de losas**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

A. Cargas últimas para losas sobre aulas

Para las cargas en losas del primer nivel, sobre aulas de 1 a 7 se utilizarán las siguientes cargas:

$$Carga\ viga_{aulas} = 300 \frac{kg}{m^2} \quad Sobrecarga = 90 \frac{kg}{m^2}$$

$$Carga\ muerta = \left(2\ 400,00 \frac{kg}{m^3} * 0,12m \right) + 90,00 \frac{kg}{m^2} = 378,00 \frac{kg}{m^2}$$

$$Carga\ última = 1,4 * CM + 1,7 * CV$$

$$Carga\ última = 1,4 * 378,00 \frac{kg}{m^2} + 1,7 * 300 \frac{kg}{m^2} = 1\ 039,20 \frac{kg}{m^2} \text{ en aulas}$$

B. Cargas últimas para losas sobre pasillos

Para las cargas en losas del primer nivel, sobre pasillos de 8 a 14 se utilizarán las siguientes cargas:

$$Carga\ muerta = peso\ de\ losa + sobrecarga = 378,00 \frac{kg}{m^2}$$

$$Carga\ viva_{pasillos} = 500,00 \frac{kg}{m^2}$$

$$Carga\ última = 1,4 * 378,00 \frac{kg}{m^2} + 1,7 * 500,00 \frac{kg}{m^2} = 1\ 379,20 \frac{kg}{m^2} \text{ en pasillos}$$

C. Determinación de momentos actuantes:

Se consideran franjas unitarias de un metro de ancho, se deben calcular el momento positivo y negativo de la siguiente manera:

Momento negativo:

Momento positivo:

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

$$M_{a(+)} = C_{a+} * CV_U * a^2 + C_{a+} * CM_U * a^2$$

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

$$M_{b(+)} = C_{b+} * CV_U * b^2 + C_{b+} * CM_U * b^2$$

Donde:

$M =$ momento actuante $C =$ coeficiente ACI 318 – 08

$C_{UV}, C_{UM} =$ carga viva última y carga muerta última

$a, b =$ lado corto y lado largo de la losa

- Analizando losa 1, relación de lados:

$a =$ lado corto de la losa

$b =$ lado largo de la losa

$$m = \frac{4,05}{5,64} = 0,72$$

Para el caso 4, con $m = 0,72$, los coeficientes para momentos negativos en losas, para carga muerta son:

$$C_a = 0,076$$

$$C_b = 0,024$$

$$M_{a(-)} = 0,076 * 1\,039,20 * (4,05)^2 = 1\,295,46 \text{ kg} - m$$

$$M_{b(-)} = 0,024 * 1\,039,20 * (5,64)^2 = 793,36 \text{ kg} - m$$

Para el caso 4, con $m = 0,72$, los coeficientes para momentos positivos en losas, para carga muerta son:

$$C_a = 0,043$$

$$C_b = 0,013$$

Coeficientes para momentos positivos para carga viva son:

$$C_a = 0,052$$

$$C_b = 0,016$$

$$M_{a(+)} = 0,052 * 510,00 * (4,05)^2 + 0,043 * 529,2 * (4,05)^2 = 808,24 \text{ kg} - m$$

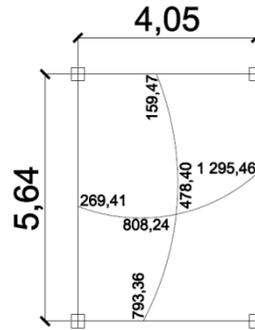
$$M_{b(+)} = 0,016 * 510,00 * (5,64)^2 + 0,013 * 529,2 * (5,64)^2 = 478,40 \text{ kg} - m$$

Para los momentos negativos en bordes discontinuos serán iguales a un tercio del momento positivo $1/3 M_{a(+)}$.

$$1/3 * 808,24 \text{ kg} - m = 269,41 \text{ kg} - m$$

En la figura 31 se observan los momentos actuantes para la losa 1, del primer nivel.

Figura 31. Momentos actuantes para la losa 1, del primer nivel (kg-m)



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

En la tabla XXVIII y XXIX, se observan los resultados del análisis de momentos positivos y negativos para las losas del primer nivel y segundo nivel.

Tabla XXVIII. Momentos positivos y negativos para las losas del primer nivel (kg-m)

Losas	a	b	m	Caso	Ca	Cb	Ca	Cb	Ca	Cb	M(a-)	M(b-)	M(a+)	M(b+)
1	4,05	5,64	0,72	4	0,076	0,024	0,043	0,013	0,052	0,016	1 295,46	793,36	808,24	478,40
2	4,05	5,64	0,72	9	0,078	0,014	0,031	0,007	0,046	0,013	1 329,55	462,79	653,89	328,73
3	4,05	5,64	0,72	9	0,078	0,014	0,031	0,007	0,046	0,013	1 329,55	462,79	653,89	328,73
4	4,05	5,64	0,72	9	0,078	0,014	0,031	0,007	0,046	0,013	1 329,55	462,79	653,89	328,73
5	4,50	5,64	0,80	9	0,075	0,017	0,029	0,010	0,042	0,017	1 578,29	561,96	744,53	444,13
6	5,50	5,64	0,98	9	0,061	0,033	0,023	0,020	0,030	0,028	1 917,58	1 090,87	831,02	790,91
7	5,50	5,64	0,98	4	0,050	0,050	0,027	0,027	0,032	0,032	1 571,79	1 652,83	925,90	973,64
8	2,45	4,05	0,60	4	0,089	0,011	0,053	0,007	0,067	0,009	736,80	248,85	510,20	186,24
9	2,45	4,05	0,60	8	0,080	0,018	0,048	0,007	0,065	0,009	662,29	407,20	484,11	186,24
10	2,45	4,05	0,60	8	0,080	0,018	0,048	0,007	0,065	0,009	662,29	407,20	484,11	186,24
11	2,45	4,05	0,60	8	0,080	0,018	0,048	0,007	0,065	0,009	662,29	407,20	484,11	186,24
12	2,45	4,50	0,54	8	0,085	0,014	0,052	0,005	0,070	0,007	703,69	391,00	522,33	174,07
13	2,45	5,50	0,45	8	0,089	0,010	0,056	0,004	0,076	0,005	736,80	417,21	565,65	192,60
14	2,45	5,50	0,45	4	0,094	0,006	0,059	0,004	0,077	0,005	778,19	250,32	580,28	192,60

Fuente: elaboración propia.

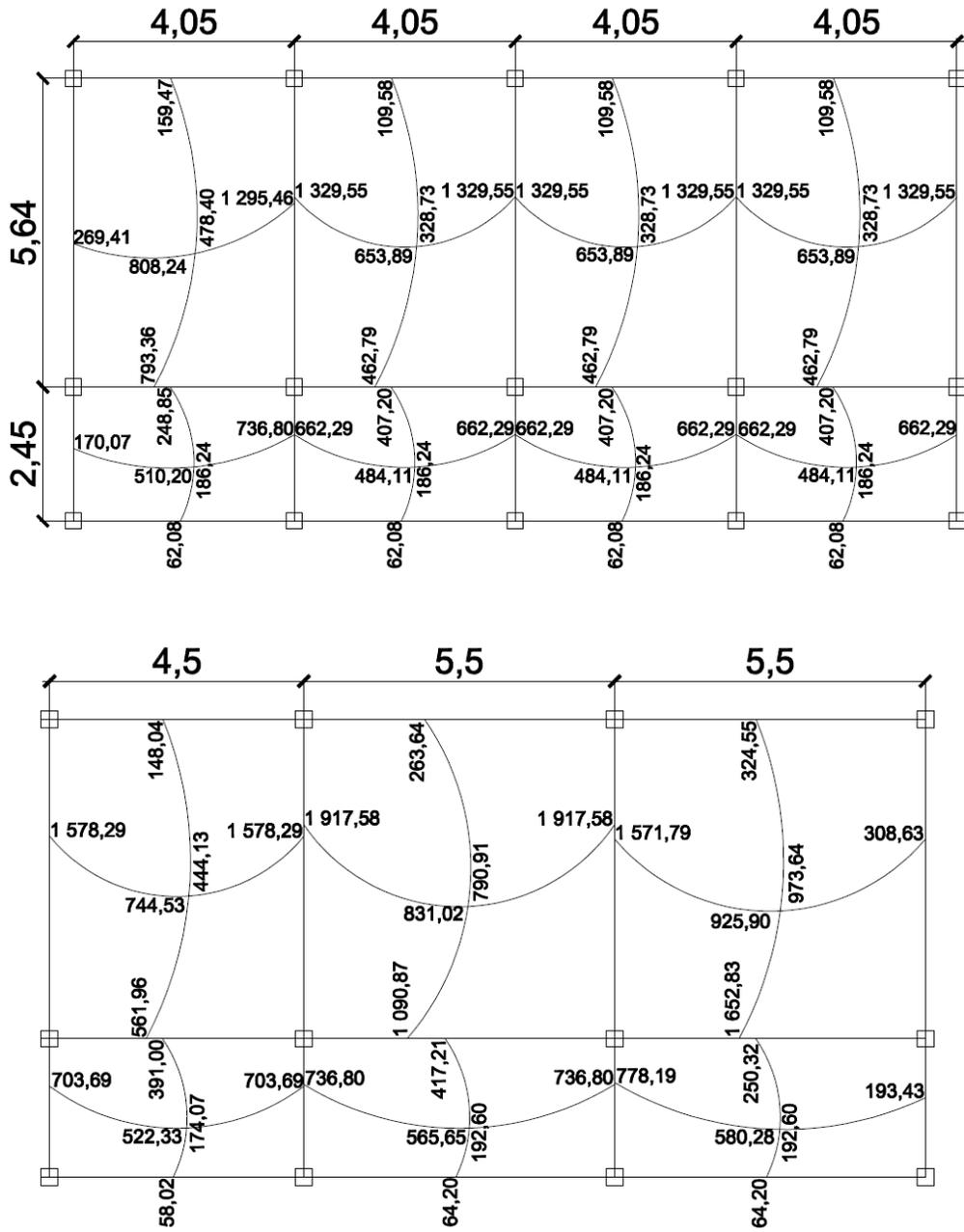
Tabla XXIX. **Momentos positivos y negativos para las losas del segundo nivel (kg-m)**

<i>Losas</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>m</i>	<i>Caso</i>	<i>Ca</i>	<i>Cb</i>	<i>Ca</i>	<i>Cb</i>	<i>Ca</i>	<i>Cb</i>	<i>M(a-)</i>	<i>M(b-)</i>	<i>M(a+)</i>	<i>M(b+)</i>
1	4,05	5,64	0,72	4	0,076	0,024	0,043	0,013	0,052	0,016	871,62	533,79	518,25	305,36
2	4,05	5,64	0,72	9	0,078	0,014	0,031	0,007	0,046	0,013	894,55	311,38	397,35	188,13
3	4,05	5,64	0,72	9	0,078	0,014	0,031	0,007	0,046	0,013	894,55	311,38	397,35	188,13
4	4,05	5,64	0,72	9	0,078	0,014	0,031	0,007	0,046	0,013	894,55	311,38	397,35	188,13
5	4,50	5,64	0,80	9	0,075	0,017	0,029	0,010	0,042	0,017	1 061,91	378,10	455,36	260,27
6	5,50	5,64	0,98	9	0,061	0,033	0,023	0,020	0,030	0,028	1 290,20	733,96	522,47	488,09
7	5,50	5,64	0,98	4	0,050	0,050	0,027	0,027	0,032	0,032	1 057,54	1 112,06	596,78	627,55
8	2,45	4,05	0,60	4	0,089	0,011	0,053	0,007	0,067	0,009	373,53	126,15	236,72	85,86
9	2,45	4,05	0,60	8	0,080	0,018	0,048	0,007	0,065	0,009	335,76	206,44	218,80	85,86
10	2,45	4,05	0,60	8	0,080	0,018	0,048	0,007	0,065	0,009	335,76	206,44	218,80	85,86
11	2,45	4,05	0,60	8	0,080	0,018	0,048	0,007	0,065	0,009	335,76	206,44	218,80	85,86
12	2,45	4,50	0,54	8	0,085	0,014	0,052	0,005	0,070	0,007	356,74	198,22	236,61	77,68
13	2,45	5,50	0,45	8	0,089	0,010	0,056	0,004	0,076	0,005	373,53	211,51	255,44	89,75
14	2,45	5,50	0,45	4	0,094	0,006	0,059	0,004	0,077	0,005	394,51	126,90	265,99	89,75

Fuente: elaboración propia.

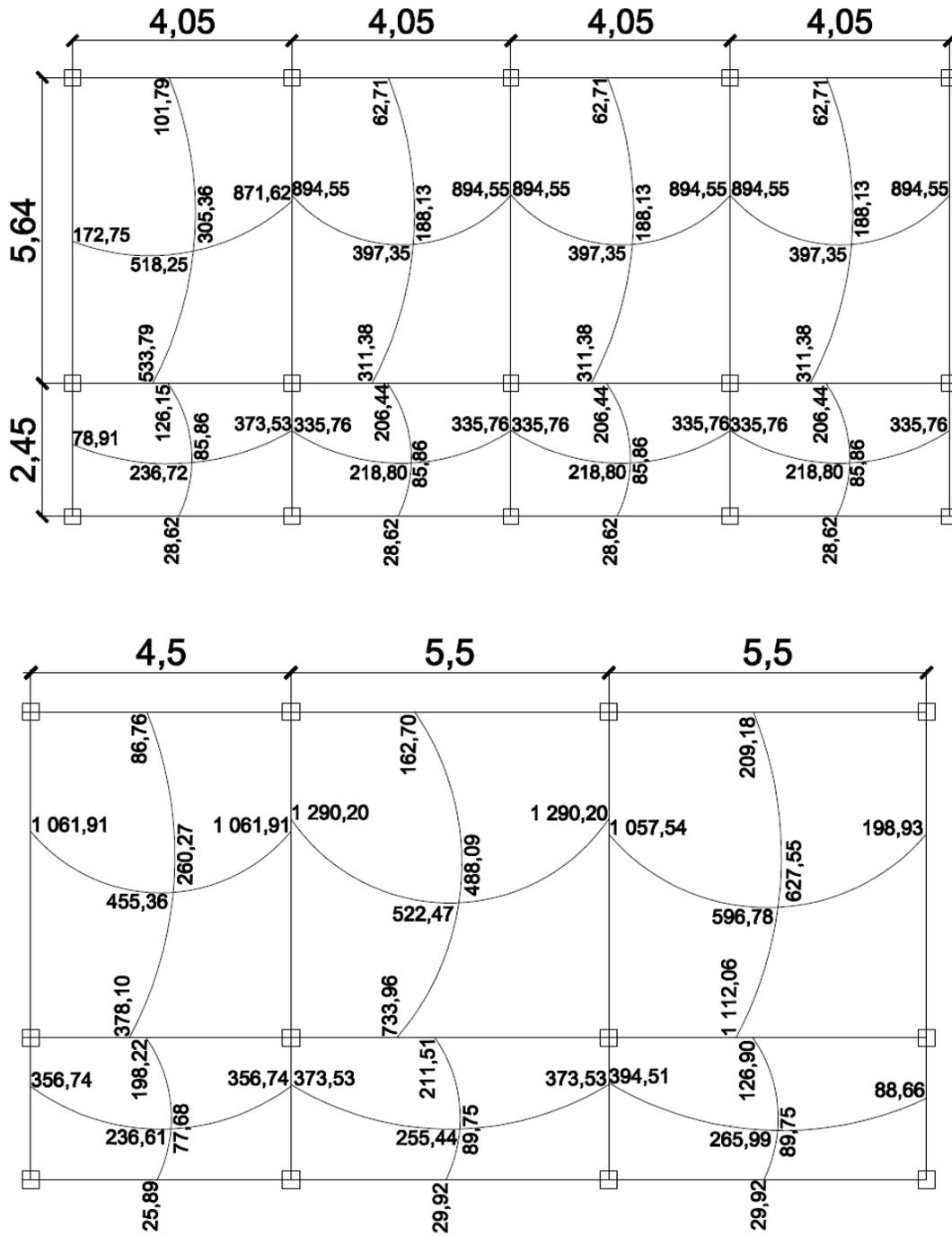
En las figuras 32 y 33 se observan los momentos positivos y negativos actuantes para cada losa del primer nivel y segundo nivel, del edificio escolar.

Figura 32. Momentos actuantes para losas, del primer nivel (kg-m)



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 33. Momentos actuantes para losas, del segundo nivel (kg-m)



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

D. Balance de momentos en losas:

Al tener dentro del diseño losas continuas, se observa que algunas presentan momentos diferentes, por lo tanto estos momentos actuantes deben balancearse, de acuerdo al siguiente criterio:

- Sí $0,80 * M_{mayor} \leq M_{menor}$

$$M_{balanceado} = (M_{mayor} + M_{menor})/2$$

- Sí $0,80 * M_{mayor} > M_{menor}$

$M_{balanceado}$ = será proporcional a su rigidez

$$K_1 = K_2 = \frac{1}{L} \quad K = \text{rigideces de losas}$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2}; D_2 = \frac{K_2}{K_2 + K_1} \quad D = \text{factores de distribución}$$

$$M_{bal\ 1} = M_{menor} + [(M_{mayor} - M_{menor}) * D_1]$$

$$M_{bal\ 2} = M_{mayor} - [(M_{mayor} - M_{menor}) * D_2]$$

- Balanceo de momentos para losa 1 y losa 2 del segundo nivel:

En el lado corto:

a) $0,80 * 1\,329,55 \text{ kg} - m = 1\,063,64 \text{ kg} - m \leq 1\,295,46 \text{ kg} - m$
m Sí cumple

b) $M_{balanceado} = \frac{(1\,329,55 \text{ kg} - m + 1\,295,46 \text{ kg} - m)}{2} = 1\,312,50 \text{ kg} - m$

En el lado largo:

a) $0,80 * 793,36 \text{ kg} - m = 634,69 \text{ kg} - m \leq 248,85 \text{ kg} - m$
No cumple

$$L_{corto} = 2,45\text{m} \quad L_{largo} = 5,64\text{m} \quad K_1 = \frac{1}{2,45} = 0,40 \quad K_2 = \frac{1}{5,64} = 0,17$$

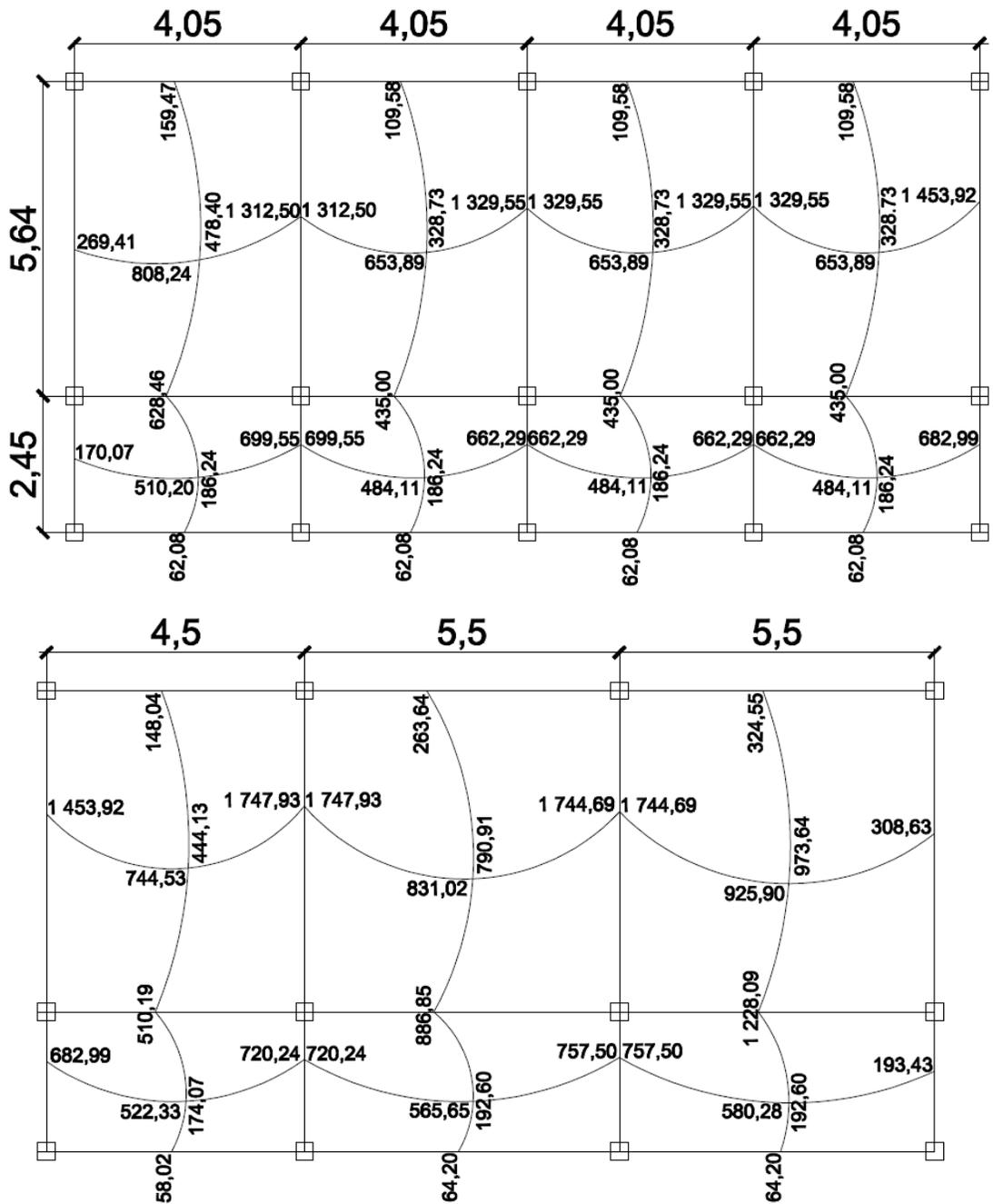
$$D_1 = \frac{0,40}{0,40 + 0,17} = 0,69 \quad D_2 = \frac{0,17}{0,17 + 0,40} = 0,30$$

$$M_{bal\ 1} = 248,85 + [(793,36 - 248,85) * 0,69] = 628,46$$

$$M_{bal\ 2} = 793,36 - [(793,36 - 248,85) * 0,30] = 628,46$$

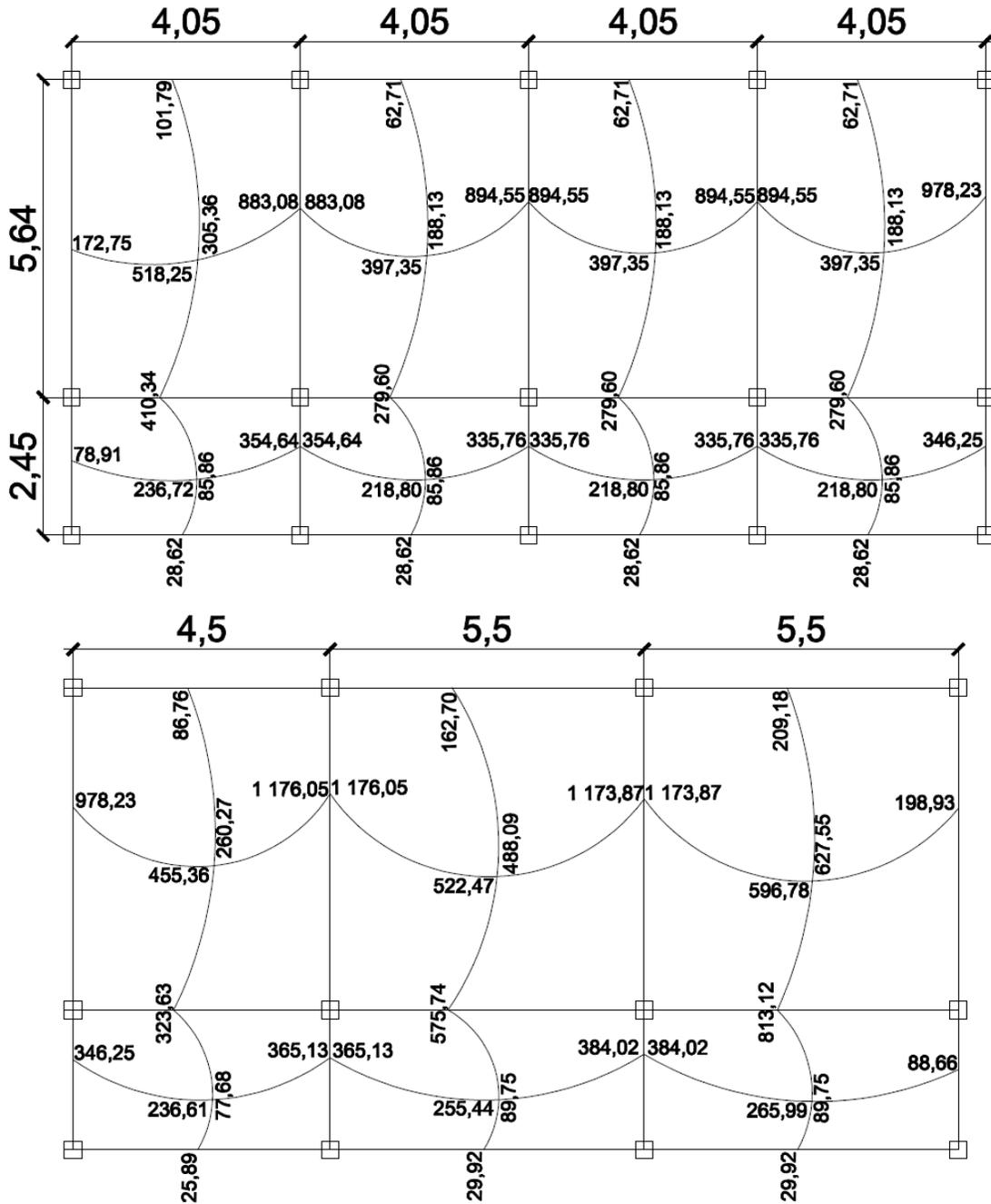
En la figura 34 y 35 se muestran los resultados del proceso de balanceo de momentos para el grupo de losas del primer nivel y segundo nivel del edificio escolar.

Figura 34. **Momentos actuantes balanceados para losas del primer nivel (kg-m)**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 35. Momentos actuantes balanceados para losas del segundo nivel (kg-m)



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

E. Diseño de acero de refuerzo para losas:

Se utilizarán los siguientes parámetros para el diseño del acero de refuerzo para las losas del edificio escolar en ambos niveles:

- Recubrimiento para losas macizas

Recubrimiento = 2,5 cm de acuerdo al ACI 318-08, sección 7.7.1, para barras menores a la No. 36, el recubrimiento no será menor a 20 mm, utilizando varilla No. 3 se tiene:

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

$$\text{Peralte efectivo} = d = t - \left(\text{rec} + \left(\frac{\phi}{2} \right) \right)$$

- Calculando los límites de acero para la losa 1:

$$d = 12,00 \text{ cm} - \left(2,5 \text{ cm} + \left(\frac{0,95 \text{ cm}}{2} \right) \right) = 9,02 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm (franja unitaria)}$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 9,02 \text{ cm} = 4,52 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento de varillas:

$$4,52 \text{ cm}^2 - 100 \text{ cm}$$

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

$$S = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{4,52 \text{ cm}^2} = 15,70 \text{ cm}$$

El requisito de que el espaciamiento medido centro a centro del refuerzo no sea mayor que 2 veces el espesor de la losa se aplica únicamente al refuerzo de losas macizas, esta limitación pretende asegurar la acción de la losa, reducir el agrietamiento y tener en cuenta la posible existencia de cargas concentradas en áreas pequeñas de la losa, de acuerdo al ACI-318-08, capítulo 13, sección 13.3.2.

$$S_{m\acute{a}x} = 2 * t = 2 * 12 \text{ cm} = 24 \text{ cm} > 15,70 \text{ cm}$$

- Momento soportado por acero mínimo:

$$M_{Asm\acute{ı}n} = \phi \left[Asm\acute{ı}n * f_y * \left(d - \frac{Asm\acute{ı}n * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$\phi = 0,90$$

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

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

$$M_{Asmín} = 0,90 \left[4,52 * 2\,810 * \left(9,02 - \frac{4,52 * 2\,810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] = 99\,041,43 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{Asmín} = 990,41 \text{ kg} - \text{m}$$

Se utilizará para refuerzo longitudinal, varilla No. 3 @ 15 centímetros.

- Refuerzo para momentos que excedan el momento cubierto por el acero mínimo

En todos los momentos menores a este valor se utilizará el refuerzo mínimo, para los momentos que lo excedan deberá calcularse el área de acero y espaciamiento requerido, de la siguiente forma:

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

Donde:

$$M_u = \text{Momento último (kg} - \text{m)}$$

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

$$d = 9,02 \text{ cm}$$

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

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

$$A_{s_{req}} = \left[100 * 9,02 - \sqrt{(100 * 9,02)^2 - \left(\frac{1\,228,09 * 100}{0,003825 * 210} \right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2\,810}$$

$$= 5,66 \text{ cm}^2$$

$$5,66 \text{ cm}^2 - 100 \text{ cm}$$

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

$$S = \frac{0,71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{5,66 \text{ cm}^2} = 12,54 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas No. 3 a una distancia de 13 centímetros.

F. Chequeo por corte

Las losas están sometidas a esfuerzos de corte, estos deben ser resistidos únicamente por el concreto, por lo tanto debe comprobarse que el espesor de la losa los soportará.

$$V_n \geq V_u$$

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección considerada

V_n = resistencia nominal al cortante

$$\phi V_u = \frac{C U_{aulas} * L}{2}$$

$$V_n = 45 * \sqrt{f'c} * t$$

Donde:

L = lado corto, tomando el mayor de todos los lados cortos

$$V_u = \frac{1\,039,20 * 5,50}{2} = 2\,857,80 \text{ kg}$$

$$V_n = 45 * \sqrt{210} * 12 = 7\,825,34 \text{ kg}$$

$$2\,857,80 \text{ kg} < 7\,825,34 \text{ kg}$$

Como la fuerza cortante mayorada en la sección considerada es menor a la resistencia nominal al cortante, se concluye que el espesor de la losa es el adecuado.

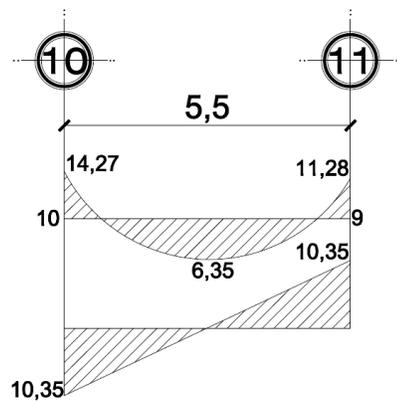
2.5.2. Diseño de vigas

Las vigas de concreto reforzado no pueden ser consideradas homogéneas debido a que están conformadas de dos materiales diferentes (concreto y acero), en cualquier sección transversal de la viga existen fuerzas internas que pueden descomponerse en fuerzas normales y tangenciales.

Las componentes normales a la sección son los esfuerzos de flexión (tensión en un lado del eje neutro y compresión en el otro); su función es la de resistir el momento flector que actúa en la sección. Las componentes tangenciales se conocen como esfuerzos cortantes que resisten las fuerzas transversales o cortantes.

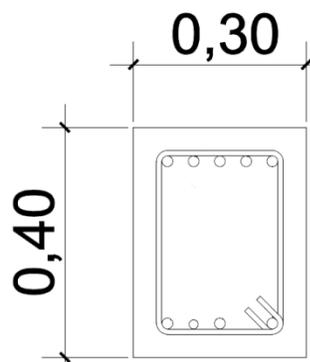
En la figura 36 se encuentran los momentos últimos y cortes últimos que afectan a la viga de primer nivel, correspondiente al marco B, del módulo 2; en la figura 37 se observan las dimensiones de la viga.

Figura 36. **Diagrama de momentos últimos (Ton-m) y cortes últimos para viga tipo V-1.**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 37. **Sección de viga tipo V-1**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

A. Acero de refuerzo longitudinal para vigas:

Para el diseño de acero se debe comprender que las vigas de concreto simple son ineficientes como elementos sometidos a flexión ya que la resistencia a la tensión en flexión es una pequeña fracción de la resistencia a la compresión. En consecuencia, estas vigas fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas mucho antes que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de compresión.

Por esta razón se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión tan cerca como sea posible del extremo de la fibra sometida a tensión, conservando en todo caso una protección adecuada del acero contra el fuego y la corrosión.

$$As_{\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b * d = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$As_{\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} * b * d = 0,5 * \frac{0,85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} * b * d$$

Donde:

$$d = t - \left(rec + \left(\frac{\phi}{2} \right) \right)$$

$$d = 40,00 \text{ cm} - \left(3,00 \text{ cm} + \left(\frac{1,90 \text{ cm}}{2} \right) \right) = 36,00 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

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

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2\,810 \text{ kg/cm}^2} * 30 \text{ cm} * 36,00 \text{ cm} = 5,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,5 * \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2\,810} * \frac{6\,000}{6\,000 + 2\,810} * 30 * 36 = 19,82 \text{ cm}^2$$

El acero para las vigas que componen los marcos dúctiles debe poseer un coeficiente dentro de los siguientes límites:

$$5,42 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ vigas} \leq 19,82 \text{ cm}^2$$

B. Acero longitudinal para vigas:

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

• Para el momento actuante en viga tipo V-1:

$$A_{s_{(-)10}} = \left[30 * 36 - \sqrt{(30 * 36)^2 - \left(\frac{14\,269,60 * 30}{0,003825 * 210} \right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2\,810}$$

$$A_{s_{(-)10}} = \left[1\,080 - \sqrt{(1\,080)^2 - (532\,944,91)} \right] * 0,063 = 17,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(+)}_{10-9} = \left[1\,080 - \sqrt{(1\,080)^2 - (237\,174,60)} \right] * 0,063 = 7,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(-)}_9 = \left[1\,080 - \sqrt{(1\,080)^2 - (421\,129,80)} \right] * 0,063 = 13,65 \text{ cm}^2$$

C. Distribución de acero longitudinal para vigas:

- Acero para cama superior:

$$33\%(A_{S_{req}}M_{(-)mayor}) = 0,33 * 17,90 \text{ cm}^2 = 5,90 \text{ cm}^2$$

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

*Se tomara como área de acero el resultado mayor 5,90 cm²
ésta área será cubierta por 3 varillas de acero No. 6 = 8,55 cm²*

- Acero para cama inferior en apoyos:

$$50\%(A_{S_{req}}M_{(-)mayor}) = 0,50 * 17,90 \text{ cm}^2 = 8,95 \text{ cm}^2$$

$$50\%(A_{S_{req}}M_{(+)}) = 0,50 * 7,31 \text{ cm}^2 = 3,66 \text{ cm}^2$$

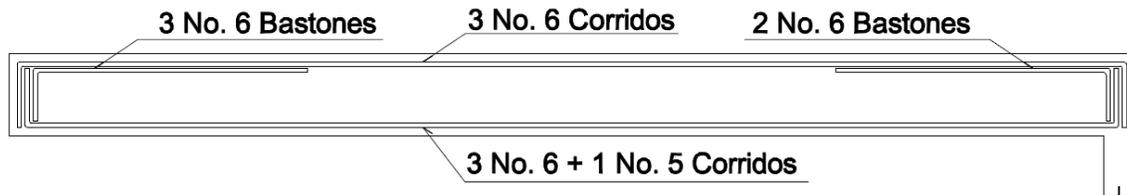
$$A_{S_{min}} = 5,42 \text{ cm}^2$$

*Se tomara como área de acero el resultado mayor 8,95 cm²
ésta área será cubierta por 3 varillas de acero No. 6 + 1 varilla No. 5
= 10,52 cm²*

El acero resultante de la diferencia entre el $A_{s_{requerido}}$ y el $A_{s_{camas superior e inferior}}$, será colocado como bastones adicionales en el armado, los bastones tendrán una longitud de $L / 4$.

En la figura 38 se observa el diagrama de refuerzo longitudinal para la viga tipo V-1, colocada en el primer nivel.

Figura 38. Diagrama de acero de refuerzo para viga tipo V-1



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

D. Refuerzo transversal para vigas:

El objetivo del refuerzo a corte (estribos), es asegurar que el elemento estructural sea capaz de resistir los esfuerzos cortantes a los que estará sometido, además de contribuir a que el refuerzo longitudinal permanezca en la posición correcta y confinar el concreto.

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados de acuerdo al capítulo 11 del ACI-318-08, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, en este caso viga, será:

$$\phi V_n = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

Para el uso de concreto de peso liviano (ACI 8.6.1.), debe emplearse el factor de modificación λ como multiplicador de $\sqrt{f'c}$ en todas las ecuaciones y secciones aplicables, donde $\lambda=0,85$ para concreto liviano de arena de peso normal.

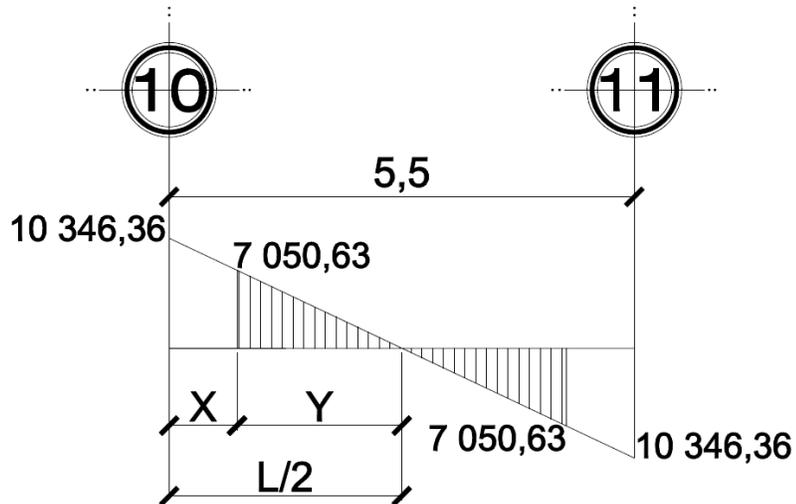
$$\phi V_n = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210} * 30 * 36 = 7\ 050,63 \text{ kg}$$

El corte último en viga, será obtenido en el análisis estructural, para la viga 10-9 del primer nivel para el módulo escolar 2 se tiene:

$$V_U = 10\ 346,36 \text{ kg}$$

Observando los resultados del cortante nominal y el cortante último, se determina que son necesarios estribos confinados para soportar el esfuerzo de corte al que está siendo sometida la viga, en la figura 39 se pueden observar los cortantes resistentes y cortantes últimos.

Figura 39. **Diagrama de triángulos semejantes de cortantes para el diseño de acero transversal para vigas**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Se debe determinar la distancia a la que debemos confinar el acero, siendo esta igual a X, de la siguiente manera:

$$\frac{Y}{7\,050,63} = \frac{L/2}{10\,346,36}$$

$$Y = \frac{2,75}{10\,346,36} * 7\,050,63 = 1,87\,m$$

$$X = \frac{L}{2} - Y = 2,75 - 1,87 = 0,88\,m$$

La distancia a confinar es 0,88 m, entonces:

$$\gamma_u = \frac{V_u}{b * d} \quad S = \frac{2 * A_v * f_y}{\gamma_u * b}$$

$$\gamma_u = \frac{10\,346,36}{30 * 36} = 9,58 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{2 * 0,71cm^2 * 2\,810 \frac{kg}{cm^2}}{9,58 \frac{kg}{cm^2} * 30} = 13,88 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{36}{2} = 18,00 \text{ cm}$$

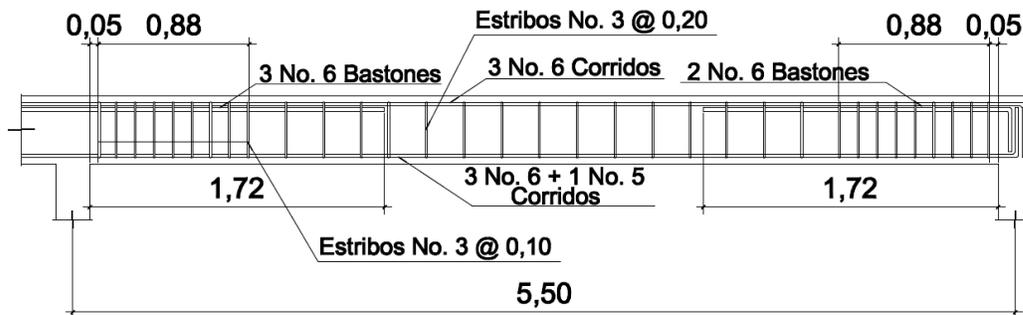
El refuerzo transversal debe ser colocado de acuerdo a las recomendaciones del ACI 318-08, sección 7.10.5.2, el espaciamiento de los estribos no debe exceder de:

- $d / 4 = 36 \text{ cm} / 4 = 9 \text{ cm}$
- 8 diámetros de barra longitudinal = $8 * 1,90 \text{ cm} = 15,24 \text{ cm}$
- 24 diámetros de barra transversal = $24 * 0,95 \text{ cm} = 22,86 \text{ cm}$
- La menor dimensión del elemento, en este caso 30 centímetros
- El primer estribo debe estar situado a no más de 5 centímetros de la cara del elemento de apoyo.

Los estribos serán de varilla No. 3 a una distancia de 10 centímetros en la longitud de confinamiento y seguirán a una distancia de 20 centímetros en la región sin confinar.

En la figura 40 se observa el detalle de armado para la viga tipo 1, correspondiente a vigas del primer nivel del edificio escolar.

Figura 40. **Detalle de armado para viga tipo V-1**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

2.5.3. **Diseño de columnas**

Las columnas son elementos estructurales cuya función principal es soportar cargas a compresión, también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal, pero las fuerzas a compresión dominan su comportamiento. El refuerzo principal en columnas es longitudinal, paralelo a la dirección de la carga, deben colocarse además barras dispuestas en forma de cuadrado, rectángulo o círculo en sentido transversal.

Los momentos flexionantes y el corte actuante críticos serán obtenidos del análisis estructural, analizando la columna crítica mostrada en la figura 5.

En la tabla XXX se encontrarán los datos para el diseño de columnas para primer nivel y segundo nivel.

Tabla XXX. **Momentos y cortantes para el diseño de columna**

Columna 1er. y 2do. nivel	Datos	
<i>Área tributaria</i>	22,24 m ²	
<i>Sección de columna</i>	0,30 m * 0,30 m	
<i>Momento máximo en X</i>	5 274,26 kg – m	15 392,36 kg – m
<i>Momento máximo en Y</i>	4 276,82 kg – m	6 994,56 kg – m
<i>Cortante actuante máximo</i>	2 589,33 kg	4 550,00 kg
<i>Longitud</i>	3,00 m	4,50 m

Fuente: elaboración propia.

A. Carga última:

$$Cu_{N_2} = 1,4[(0,12 * 2\ 400) + (90)] + (1,7 * 100) = 699,20\ kg/m^2$$

$$Cu_{N_1} = 1,4[(0,12 * 2400) + (90 + 150)] + (1,7 * 300) = 1\ 249,20\ kg/m^2$$

B. Cálculo de factor de carga última:

Segundo nivel

$$F_{CU} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{699,20\ \frac{kg}{m^2}}{378,00\ \frac{kg}{m^2} + 100,00\ \frac{kg}{m^2}} = 1,46$$

Primer nivel

$$F_{CU} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1\ 249,20\ \frac{kg}{m^2}}{528,00\ \frac{kg}{m^2} + 300,00\ \frac{kg}{m^2}} = 1,51$$

C. Peso de vigas (Pv):

$$Pv = (b * h * \gamma_c * L)$$

L = longitud de las vigas unidas a la columna, dentro del área tributaria

$$Pv_{1-2} = (0,3 * 0,40 * 2\,400 * 9,55) = 2\,750,40 \text{ kg}$$

D. Carga axial última:

$$P_U = A_{tributaria} * Cu_{N_i} + Pv * F_{CU}$$

$$P_{U2} = 22,24 \text{ m}^2 * 699,20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 2\,750,40 \text{ kg} * 1,46 = 19\,565,79 \text{ kg}$$

$$P_{U1} = 22,24 \text{ m}^2 * 1\,249,20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 2\,750,40 \text{ kg} * 1,51 = 31\,935,31 \text{ kg}$$

E. Cálculo de esbeltez:

Es columna es considerada esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud (B/L), para clasificar una columna de acuerdo a su esbeltez se tienen los siguientes parámetros:

- Columnas cortas; sí $E < 21$
- Columnas intermedias; sí $21 < E < 100$
- Columnas largas; sí $E > 100$

Las columnas cortas serán diseñadas con los momentos resultantes del análisis estructural, si son intermedias se magnifican sus momentos y de ser largas estas no serán diseñadas.

La esbeltez para columnas será obtenida por medio de la ecuación:

$$E = \frac{K * L_u}{\sigma}$$

Donde:

$K =$ factor de longitud efectiva

$L_u =$ longitud de la columna

$\sigma = 0,3 * b$

Las columnas se encuentran restringidas parcialmente por los sistemas de piso, sin que existan articulaciones o empotramientos perfectos. Este grado de restricción depende de la relación entre las rigideces de las columnas y el sistema de piso, la cual puede definirse de la siguiente forma:

$$\psi_A - \psi_B = \frac{\frac{\Sigma E * I_{columnas}}{L}}{\frac{\Sigma E * I_{vigas}}{L}}$$

Determinando para columna de segundo nivel:

$$I_{columna} = \frac{b * h^3}{12} \quad I_{viga} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{columna} = \frac{30cm * 30cm^3}{12} = 67\,500,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{viga} = \frac{30cm * 40cm^3}{12} = 160\,000,00\,cm^4$$

- Extremo superior de la columna segundo nivel:

Se realiza el mismo procedimiento para el análisis de columna del primer nivel, recordando que para el extremo inferior se cuenta con un empotramiento.

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{(1*67\,500,00)}{300,00}}{\frac{(1*160\,000,00)}{550,00} + \frac{(1*160\,000,00)}{550,00}} = \frac{225,00}{581,82} = 0,38$$

$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{(1*67\,500,00)}{300,00}}{\frac{(1*160\,000,00)}{245,00} + \frac{(1*160\,000,00)}{564,00}} = \frac{225,00}{936,75} = 0,24$$

- Extremo inferior de la columna segundo nivel:

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{(1*67\,500,00)}{300,00} + \frac{(1*67\,500,00)}{450,00}}{\frac{(1*160\,000,00)}{550,00} + \frac{(1*160\,000,00)}{550,00}} = \frac{375,00}{581,82} = 0,64$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{(1*67\,500,00)}{300,00} + \frac{(1*67,500)}{450}}{\frac{(1*160\,000,00)}{245,00} + \frac{(1*160\,000,00)}{564,00}} = \frac{375,00}{936,75} = 0,40$$

- Restricción promedio:

$$\psi_{Xpromedio} = \frac{0,38 + 0,64}{2} = 0,51$$

$$\psi_{y\text{promedio}} = \frac{0,24 + 0,40}{2} = 0,32$$

- Factor de longitud efectiva (K):

$$K = \frac{20 - \psi_{\text{promedio}}}{20} * \sqrt{1 + \psi_{\text{promedio}}}$$

$$K_x = \frac{20 - 0,51}{20} * \sqrt{1 + 0,51} = 1,20$$

$$K_y = \frac{20 - 0,32}{20} * \sqrt{1 + 0,32} = 1,13$$

- Determinando la esbeltez:

$$E = \frac{K * L_u}{\sigma}$$

$$E_x = \frac{1,20 * 3,00}{0,09} = 40,00 \quad E_y = \frac{1,13 * 3,00}{0,09} = 38,00$$

Los valores de esbeltez en ambos ejes se encuentran dentro del rango 21 a 100, por lo tanto la columna es considerada intermedia, y se necesita diseñarla como una columna corta equivalente, por medio del factor que considera la carga crítica de Euler.

- F. Magnificación de momentos:

La magnificación de momento se realizará de acuerdo a lo descrito en el código ACI 318-08, sección 10.10.5.

- Factor de flujo plástico:

$$\beta d = \frac{CM_{\text{última}}}{CU}$$

$$\beta d = \frac{(1,4 * 378,00)}{1,4[(0,12 * 2\,400,00) + (90)] + (1,7 * 100)} = \frac{529,20}{699,20} = 0,76$$

- E*I del material:

$$EI = \frac{(E_c * I)/2,50}{1 + \beta d}$$

$$E_c = 15\,100 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 218\,819,80 \text{ kg/cm}^2 \quad I = \frac{30 * 30^3}{12} = 67\,500 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{(218\,819,80 \text{ kg/cm}^2 * 67\,500 \text{ cm}^4)/2,50}{1 + 0,76} = 3,35 * 10^9 \text{ kg - cm}^2$$

$$= 335,68 \text{ Ton - m}^2$$

- Carga crítica de pandeo de Euler:

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

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 335,68 \text{ Ton - m}^2}{(1,20 * 3,00 \text{ m})^2} = 255,63 \text{ Ton}$$

- Magnificador de momentos:

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

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{19,56 \text{ Ton}}{0,70 * 255,63 \text{ Ton}}} = 1,12$$

- G. Momentos de diseño:

Para momentos en sentido X:

$$Md_x = \delta * MU_x$$

$$Md_x = 1,12 * 5 274,26 \text{ kg} - m = 5 907,17 \text{ kg} - m$$

Para momentos en sentido Y:

$$Md_y = \delta * MU_y$$

$$Md_y = 1,12 * 4 276,82 \text{ kg} - m = 4 790,03 \text{ kg} - m$$

- H. Cálculo del acero longitudinal:

Se utilizará el Método de Bresler también llamado el método de las cargas recíprocas, ya que las columnas están sometidas a carga axial y momento biaxial, el método consiste en que conociendo un sistema de cargas actuantes, se debe encontrar el sistema de cargas resistentes, de acuerdo al código ACI 318-08, sección R10.3.6.

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{P'x} + \frac{1}{P'y} - \frac{1}{P'o}$$

Donde:

P'u = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

P'x = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje X

P'y = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad dada a lo largo del eje Y

P'o = Resistencia nominal a cargas axiales para una excentricidad cero

Si $P'u > P_u$, el armado propuesto es correcto, de lo contrario se debe reconsiderar el área de acero y realizar de nuevo los cálculos.

- Límites de acero de refuerzo para columnas:

La relación del área de acero longitudinal A_L , al área de la sección transversal bruta de concreto A_g está en el intervalo de 0,01 a 0,08, de acuerdo al código ACI 318-08 sección 10.9.1.

El límite inferior es necesario para garantizar una resistencia a momentos flectores no tenidos en cuenta en el análisis y para reducir los efectos del flujo plástico y de la retracción de fraguado del concreto sometido a compresión sostenida.

El límite máximo es necesario para la economía de la estructura, también para evitar dificultades de congestión del refuerzo, en zonas de empalme del acero.

$$A_{s_{\min}} = 0,01 * A_g = 0,01 * 30\text{cm} * 30\text{cm} = 9,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0,08 * A_g = 0,08 * 30\text{cm} * 30\text{cm} = 72,00 \text{ cm}^2$$

Se propone un porcentaje de 2 % de acero de refuerzo longitudinal, estando dentro del rango.

$$A_s = 0,02 * 30 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 18,00 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán las siguientes varillas: 4 No. 6 + 4 No. 5 conformando un área de acero igual a $19,32 \text{ cm}^2$.

El método usa los diagramas de interacción para columnas, la gráfica utilizada puede ser observada en la sección de anexos, los cuales requieren de los siguientes datos:

$$\gamma = \frac{h - 2d}{h}$$

De acuerdo con el código ACI 318-08, sección 7.7.1, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor a 4 centímetros para columnas.

$$\gamma = \frac{30 \text{ cm} - 2 * 4 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 0,70$$

- Valor de la curva:

$$\rho_u = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * A_g} = \frac{19,32 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 900 \text{ cm}^2} = 0,34$$

- Excentricidades:

$$e_x = \frac{MD_x}{PU} = \frac{5907,17 \text{ kg} - \text{m}}{19565,79 \text{ kg}} = 0,31$$

$$e_y = \frac{MD_y}{PU} = \frac{4790,03 \text{ kg} - \text{m}}{19565,79 \text{ kg}} = 0,25$$

- Valor de las diagonales:

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0,31}{0,30} = 1,03 \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{0,25}{0,30} = 0,83$$

Con los datos obtenidos, en el diagrama de interacción se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y :

$$K_x = 0,175$$

$$K_y = 0,24$$

$$P'x = K_x * f'c * b * h = 0,175 * 210 * 30 * 30 = 33075,00 \text{ kg}$$

$$P'y = K_y * f'c * b * h = 0,24 * 210 * 30 * 30 = 45360,00 \text{ kg}$$

$$P'o = \varphi [0,85 * f'c (A_g - A_s) + A_s * f_y]$$

$$\begin{aligned}
 P'o &= 0,70[0,85 * 210(900 - 19,32) + 19,32 * 2 810] \\
 &= 0,70[157 201,38 + 54 289,20] = 148 043,41 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Calculando P'u para columna de segundo nivel:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{33 075 \text{ kg}} + \frac{1}{45 360 \text{ kg}} - \frac{1}{148 043,41 \text{ kg}} = 16 766,66 \text{ kg}$$

$$P'u = 21 965,80 \text{ kg} > Pu = 18 568,57 \text{ kg}$$

Al cumplirse la condición la columna posee el porcentaje adecuado de acero, en este caso se utilizara el $2\%A_g$ de acero longitudinal, para cubrir este porcentaje se colocarán las siguientes varillas 4 No. 6 + 4 No. 5 conformando un área de acero igual a $18,00 \text{ cm}^2$.

- Calculando P'u para columna de primer nivel:

$$\frac{1}{P'u} = \frac{1}{51 030,00 \text{ kg}} + \frac{1}{56 700,00 \text{ kg}} - \frac{1}{187 113,28 \text{ kg}} = 31 359,13 \text{ kg}$$

$$P'u = 31 359,13 \text{ kg} > Pu = 30 897,04 \text{ kg}$$

Al cumplirse la condición la columna posee el porcentaje adecuado de acero, en este caso se utilizara el $4\%A_g$ de acero longitudinal, para cubrir este porcentaje se colocarán las siguientes varillas 4 No. 7 + 4 No.6 conformando un área de acero igual a $36,00 \text{ cm}^2$.

I. Refuerzo por transversal para columnas:

El refuerzo a corte para columnas consiste en estribos perpendiculares a la dirección de la carga, requeridos para prevenir el desprendimiento del recubrimiento de concreto o el pandeo local de las varillas longitudinales. Para selección de la separación de los estribos se deben cumplir los siguientes lineamientos:

- El tamaño del estribo no debe ser menor que una varilla No. 3, si el tamaño de la varilla longitudinal es mayor al No. 10, entonces los estribos deberán ser por lo menos No. 4.
- La separación vertical de los estribos no debe exceder a:
Cuarenta y ocho veces el diámetro del estribo
Dieciséis veces el diámetro de la varilla longitudinal
La menor dimensión lateral de la columna

Para el uso de concreto de peso liviano (ACI 8.6.1.), debe emplearse el factor de modificación λ como multiplicador de $\sqrt{f'_c}$ en todas las ecuaciones y secciones aplicables, donde $\lambda = 0,85$ para concreto liviano de arena de peso normal.

- Columna de segundo nivel:

$$\phi V_n = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210} * 30 * 22 = 4\ 308,72\ kg$$

$$V_{m\acute{a}ximo} = 2\ 589,33\ kg$$

Como el cortante resistente $\phi V_n = 4\,308,72\text{ kg} > V_{\text{máximo}} = 2\,589,33\text{ kg}$, entonces se colocará refuerzo mínimo a un espaciamiento máximo $d/2 < 30\text{ cm}$
Espaciamiento en zona no confinada:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{26}{2} = 13\text{ cm}; \text{ los estribos serán No. 3 @ 13 centímetros}$$

- Columna de primer nivel:

$$\phi V_n = 0,53 * 0,85 * \sqrt{210} * 30 * 22 = 4\,308,72\text{ kg}$$

$$V_{\text{máximo}} = 4\,550,00\text{ kg}$$

Como el cortante resistente $\phi V_n = 4\,308,72\text{ kg} < V_{\text{máximo}} = 4\,550,00\text{ kg}$, se deberá determinar el espaciamiento para refuerzo por confinamiento, para la zona no confinada se debe colocar refuerzo mínimo a un espaciamiento máximo $d/2 < 30\text{ cm}$.

- Refuerzo para zona confinada:

La longitud de confinamiento se elige entre la mayor longitud de las siguientes opciones:

- $L_u / 6 = 450 / 6 = 75\text{ cm}$
- L lado mayor de la columna 30 cm
- Longitud de desarrollo 50 cm

La longitud de confinamiento será de 75 centímetros en ambos extremos de la columna.

- Relación volumétrica:

De acuerdo con ACI 318-08, sección 10.9.3 la cuantía volumétrica de refuerzo para elementos a compresión está dada por:

$$\rho_s = 0,45 * \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \left(\frac{f'c}{fy} \right) = 0,45 * \left(\frac{30^2}{22^2} - 1 \right) \left(\frac{210}{2810} \right) = 0,029$$

$$si = \frac{2 * Av}{\rho_s * L_e} = \frac{2 * 1,27}{0,029 * 22} = 3,98 \text{ centímetros}$$

En la zona confinada se colocarán estribos No. 4 @ 4,00 centímetros.

2.5.4. Diseño de cimientos

La cimentación es la parte de la estructura que se coloca por debajo de la superficie del terreno, su función es transmitir las cargas de la estructura al suelo, los requisitos que debe satisfacer una cimentación es el asentamiento pues debe encontrarse en un rango tolerable y fundamentalmente que el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura no exista.

Se consideró una sección cuadrada para la zapata, el diseño está basado en los resultados del ensayo de compresión triaxial:

Peso específico del suelo:	$Ys = 1,42 \text{ Ton}/m^3$
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 30,28^\circ$
Cohesión:	$C = 17,00 \text{ Ton}/m^2$
Peso específico del concreto:	$Yc = 2,4 \text{ Ton}/m^3$

Resistencia del concreto	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del acero	$fy = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$
Momento máximo en X	$M_x = 15\,392,36 \text{ kg} - m$
Momento máximo en Y	$M_y = 6\,994,56 \text{ kg} - m$
Carga axial última	$P_u = 47\,485,52 \text{ kg}$
Factor de carga última	$F_{CU} = 1,51$
Valor soporte del suelo	$V_s = 29,17 \text{ Ton/m}^2$

- Valor soporte del suelo:

Ecuación general de capacidad de carga:

$$q_u = CN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

$C =$ cohesión

$q =$ esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

$\gamma =$ peso específico del suelo $B =$ ancho de la cimentación

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s} =$ factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d} =$ factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i} =$ factores de inclinación de la carga

$N_c, N_q, N_\gamma =$ factores de capacidad de carga adimensionales

$$q = \gamma * D_f = 1,42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 1,50 \text{ m} = 2,13 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga N_q :

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} = 3,94$$

- Factor de capacidad de carga debido a la cohesión N_c :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = 10,98$$

- Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo N_γ :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2,65$$

- Factores de forma

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1,35$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi = 1,27$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \frac{B}{L} = 0,60$$

- Factores de profundidad

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{Df}{B} = 1,04$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{Df}{B} = 1,29$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Factores de inclinación

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 = 1$$

El valor soporte del suelo estará definido de la siguiente forma:

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = 8,50 * 10,98 * 1,35 * 1,04 * 1 + 2,13 * 3,94 * 1,27 * 1,29 * 1 + \frac{1}{2} * 1,42 * 1 * 2,65 * 0,60 * 1 * 1 = 131,00 + 13,75 + 1,12 = 145,87 \text{ Ton}/m^2$$

El valor soporte para el suelo sobre el que se construirá el edificio es igual a:

$$V_s = \frac{q_u}{FS} = 29,17 \text{ Ton}/m^2$$

A. Diseño de zapata aislada

La sección de zapata y su espesor, serán adecuadas para soportar los esfuerzos a los que se encuentran sometidas.

a) Factor de carga última:

$$F_{CU} = \frac{1,4 CM + 1,7 CV}{CM + CV} = \frac{1\,249,20 \frac{kg}{m^2}}{528,00 \frac{kg}{m^2} + 300,00 \frac{kg}{m^2}} = 1,51$$

b) Cargas de trabajo:

$$P_u = 22,24 m^2 * \left(1\,249,20 \frac{kg}{m^2} + 699,20 \frac{kg}{m^2} \right) + 2\,750,40 kg * 1,51 = 47\,485,52 kg$$

$$P_t = \frac{P_u}{F_{CU}} = \frac{47,48 Ton}{1,51} = 32,00 Ton$$

$$M'_{ux} = \frac{M_{ux}}{F_{cu}} = \frac{15,39}{1,51} = 10,19 Ton$$

$$M'_{uy} = \frac{M_{uy}}{F_{cu}} = \frac{6,99}{1,51} = 4,62 Ton$$

c) Predimensionamiento del área de zapata:

$$A_z = \frac{1,5 * P_t}{V_s} = \frac{1,5 * 32,00 Ton}{29,17 Ton/m^2} = 1,64 m^2$$

Las dimensiones de las zapatas propuestas serán $a = 1,85 m$ y

$b = 1,85 m$, con un área de $3,45 m^2$.

d) Chequeo de presión sobre el suelo:

Al determinar el área de zapata, se debe calcular la carga admisible ($q_{m\acute{a}x}$), la cual debe ser menor que el valor soporte V_s , si se supone que las presiones resultantes están linealmente distribuidas, siempre que la excentricidad $e = \frac{M}{P}$ no supere la distancia k del núcleo de la zapata, $e < K = L/6$, cuyo valor se define por la fórmula de flexión normal:

$$q_{m\acute{a}x/m\acute{i}n} = \frac{P}{Az} \pm \frac{M'_{ux}}{S_x} \pm \frac{M'_{uy}}{S_y}$$

$$S = \frac{1}{6} * b * h^2 S_x = \frac{1}{6} * 1,85 * 1,85^2 = 1,10 = S_y$$

$$P = P_t + P_{columna} + P_{suelo} + P_{cimiento}$$

$$\begin{aligned} P &= 32,00 \text{ Ton} + (0,09 \text{ m}^2 * 7,50 \text{ m} * 2,4 \text{ Ton/m}^3) \\ &+ (3,45 \text{ m}^2 * 1,50 \text{ m} * 1,75 \text{ Ton/m}^3) \\ &+ (3,45 \text{ m}^2 * 0,50 \text{ m} * 2,4 \text{ Ton/m}^3) = 49,00 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{M'_{ux}}{S_x} \pm \frac{M'_{uy}}{S_y}$$

$$q_{max,m\acute{i}n} = \frac{49,00 \text{ Ton}}{3,45 \text{ m}^2} \pm \frac{10,19 \text{ Ton}}{1,10} \pm \frac{4,62 \text{ Ton}}{1,10}$$

$q_{m\acute{a}x} = 27,70$, menor que el valor soporte del suelo

$q_{min} = 0,74$, mayor que 0, por lo tanto no existe tensión del suelo

La presión del suelo en cualquier punto de la zapata es único, existen por lo tanto diferentes presiones en diferentes ubicaciones, para diseñar la zapata se debe hacer referencia a una presión constante, en este caso se realizará el diseño con la presión máxima, ésta debe ser afectada por el factor de carga última:

e) Presión última de diseño:

$$q_{diseño} = q_{máx} * F_{CU} = 27,70 \text{ Ton}/m^2 * 1,51 = 41,83 \text{ Ton}/m^2$$

f) Chequeo por corte simple:

La falla por corte ocurre a una distancia “d” del borde de la columna, debe ser revisado ese punto para determinar si el peralte resiste el esfuerzo cortante, en este caso se utilizara varilla No. 6 para el armado:

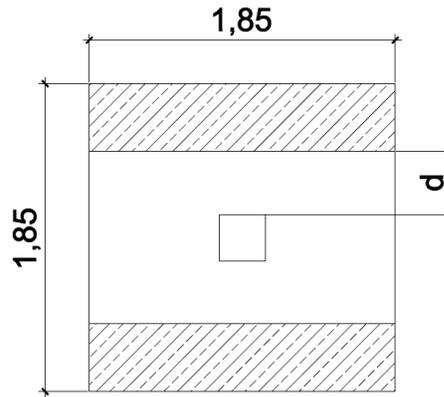
$$d = \text{peralte asumido} - \text{recubrimiento} - \frac{\emptyset}{2}$$

De acuerdo con el código ACI 318-08, sección 7.7.1, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor a 7,5 centímetros para concreto colocado sobre el suelo y expuesto permanentemente a él.

$$d = 50 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - \frac{1,90}{2} = 41,05 \text{ cm}$$

En la figura 41 se observa el detalle de zapata aislada para chequeo por corte simple.

Figura 41. **Chequeo por corte simple para zapata tipo Z-1**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

- Corte actuante:

$$V_{act} = q_{diseño} * \left(\frac{B_{zapata} - B_{columna}}{2} - d \right) * H_{zapata}$$

$$V_{act} = 41,83 \text{ Ton}/m^2 * \left(\frac{1,85 \text{ m} - 0,30 \text{ m}}{2} - 0,41 \text{ m} \right) * 1,85 \text{ m} = 28,24 \text{ Ton}$$

- Corte resistente:

$$V_{res} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 185 * 41,05 = 49,58 \text{ Ton}$$

$$V_{res} = 49,58 \text{ Ton} > V_{act} = 28,24 \text{ Ton}$$

Como el cortante resistente es mayor al cortante actuante se concluye que el peralte de la zapata resiste el corte simple.

g) Chequeo por corte punzonante:

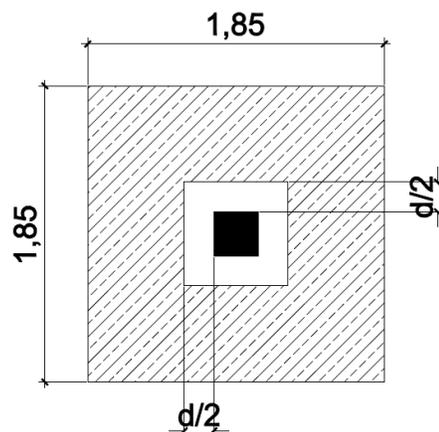
La fuerza que la columna ejerce sobre la zapata es una acción que tiende a perforarla, por lo que debe chequearse el corte punzonante, este actúa a una distancia $d/2$ del borde de la columna.

$$b_o = 2(a + d) + 2(b + d)$$

$$b_o = 2(30 + 41,05) + 2(30 + 41,05) = 284,20 \text{ cm}$$

En la figura 42 se observa el detalle de zapata concéntrica para chequeo por corte punzonante.

Figura 42. **Chequeo por punzonamiento para zapata tipo Z-1**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

- Cortante actuante:

$$V_{act} = q_{diseño} * A_{ashurada}$$

$$V_{act} = 41,83 \text{ Ton}/\text{m}^2 * (1,85 \text{ m} * 1,85 \text{ m} - 0,71 \text{ m} * 0,71 \text{ m}) = 122,07 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

- Corte resistente:

$$V_{res} = \phi * 1,06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$V_{res} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * 284,20 * 41,05 = 152,33 \text{ Ton}$$

$$V_{res} = 152,33 \text{ Ton} > V_{act} = 122,07 \text{ Ton}$$

- h) Diseño de refuerzo por flexión:

Para conocer el refuerzo por flexión se debe considerar la zapata como una losa en voladizo.

$$M_u = \frac{W * L^2}{2} = \frac{41,83 \text{ Ton}/\text{m}^2 * \left(\frac{1,85 \text{ m}}{2} - \frac{0,3 \text{ m}}{2}\right)^2}{2} = 12,56 \text{ Ton} - \text{m}$$

- Área de acero:

Acero mínimo

$$A_{S_{mín}} = \rho_{mín} * b * d = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 41,05 = 20,60 \text{ cm}^2$$

Acero requerido

$$A_{S_{req}} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \left(\frac{Mu * b}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{\lambda * f'c}{f_y}$$

$$A_{S_{req}} = \left[100 * 41,05 - \sqrt{(100 * 41,05)^2 - \left(\frac{12562,07 * 100}{0,003825 * 210} \right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810}$$

$$A_{S_{req}} = [4105,00 - \sqrt{16851025,00 - 1563905,38}] * 0,06 = 11,70 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo es mayor que el acero requerido, se utiliza el refuerzo mínimo, utilizando varilla No. 6 tendremos una separación igual a:

- Sentido x:

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2}{20,60 \text{ cm}^2} = 0,14 \text{ cm}$$

- Sentido y:

$$d_y = dx - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 41,05 \text{ cm} - \frac{1,91 \text{ cm}}{2} - \frac{1,91 \text{ cm}}{2} = 39,14 \text{ cm}$$

$$A_{S_{\min}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 39,14 = 19,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} = \left[100 * 39,14 - \sqrt{(100 * 39,14)^2 - \left(\frac{12\,632,91 * 100}{0,003825 * 210} \right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2\,810}$$

$$A_{S_{req}} = \left[3\,914,00 - \sqrt{15\,319\,396,00 - 1\,572\,724,55} \right] * 0,06 = 12,38 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2}{19,64 \text{ cm}^2} = 0,15 \text{ cm}$$

Se colocará refuerzo No. 6 @ 14 centímetros en el dirección x y refuerzo No. 6 @ 15 centímetros en dirección y.

- Acero por temperatura

$$A_{st} = 0,0018 * b * d$$

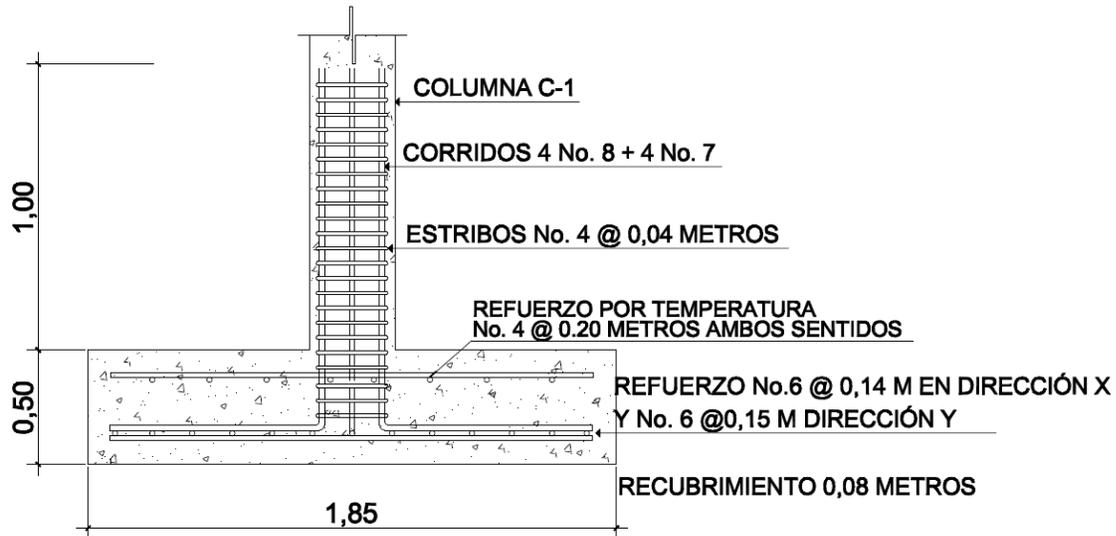
$$A_{st} = 0,0018 * 185 \text{ cm} * 41,05 \text{ cm} = 14,00 \text{ cm}^2$$

$$14,00 \text{ cm}^2 \text{-----} 185 \text{ cm}$$

$$1,29 \text{ cm}^2 \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 17,04$$

Para evitar el agrietamiento se colocará en el área a compresión, varilla No. 4 @ 20 centímetros, en ambos sentidos, en la figura 43 se observa el armado para zapata aislada Z-1 para columna C-1.

Figura 43. Armado de zapata concéntrica tipo Z-1



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

B. Diseño de zapata combinada (excéntrica-concéntrica)

Para resolver el diseño de este tipo de cimentación se deben calcular los valores de las resultantes para la carga P y P' y la distancia al eje de una de las dos columnas.

a) Carga última:

$$Cu_{N_2} = 1,4[(0,12 * 2\ 400) + (90)] + (1,7 * 100) = 699,20\ kg/m^2$$

$$Cu_{N_1} = 1,4[(0,12 * 2\ 400) + (90 + 150)] + (1,7 * 300) = 1\ 249,20\ kg/m^2$$

b) Factor de carga última:

$$F_{CU} = \frac{1,4 CM + 1,7 CV}{CM + CV} = \frac{1\,249,20 \frac{kg}{m^2}}{528,00 \frac{kg}{m^2} + 300,00 \frac{kg}{m^2}} = 1,51$$

c) Cargas de trabajo:

$$\begin{aligned} P_{U1} &= 11,12 m^2 * \left(1\,249,20 \frac{kg}{m^2} + 699,20 \frac{kg}{m^2} \right) + 1\,547,10 kg * 1,51 \\ &= 21\,666,20 kg + 2\,336,12 kg = 24\,002,32 kg = 24,00 Ton \end{aligned}$$

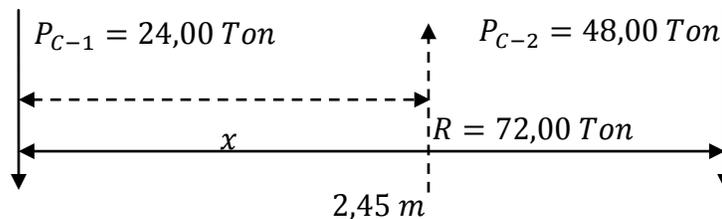
$$\begin{aligned} P_{U2} &= 22,24 m^2 * \left(1\,249,20 \frac{kg}{m^2} + 699,20 \frac{kg}{m^2} \right) + 3\,094,20 kg * 1,51 \\ &= 43\,332,42 kg + 4\,672,24 kg = 48\,004,66 kg = 48,00 Ton \end{aligned}$$

d) Carga resultante

$$R = 48,00 Ton + 24,00 Ton = 72,00 Ton$$

En la figura 44 se observa el diagrama de cargas para zapata combinada.

Figura 44. **Diagrama de cargas para zapata combinada Z-2**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

$$q_e = 29,17 - (0,50 * 2,4) - (1,00 * 1,42) = 26,55 \text{ Ton/m}^2$$

e) Área requerida

$$A = \frac{R}{q_e} = \frac{72,00 \text{ Ton}}{26,55 \text{ Ton/m}^2} = 4,00 \text{ m}^2$$

$$x = \frac{48,00 \text{ Ton} * 2,45 \text{ m}}{72,00 \text{ Ton}} = 1,65 \text{ m}$$

$$L = 2 \left(\frac{b_{col}}{2} + x \right) = 2(0,15 + 1,65) = 3,60 \text{ m}$$

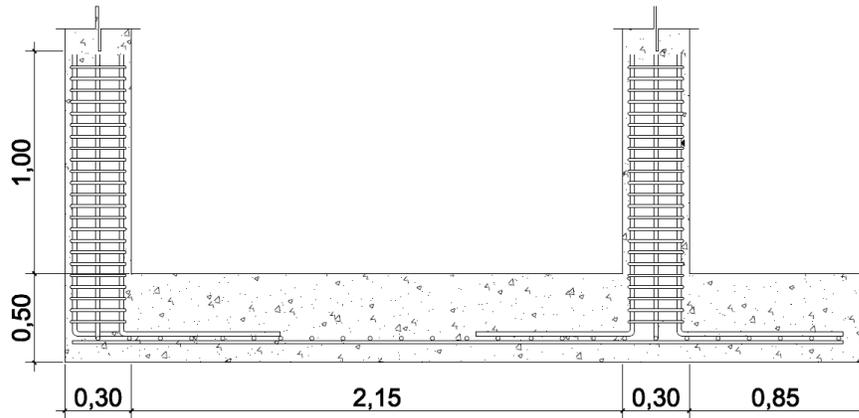
$$B = 1,80 \text{ m}$$

f) Carga admisible

$$q_a = \frac{R}{A} = \frac{72,00 \text{ Ton}}{6,50 \text{ m}^2} = 11,00 \text{ Ton/m}^2$$

En la figura 45 se observan las dimensiones propuestas para la zapata combinada.

Figura 45. Dimensiones de zapata combinada Z-2



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

g) Cortes en zapata combinada

- Cortante en 1

$$V_1 = 0$$

$$F_a = q_a * B = 11,00 \text{ Ton/m}^2 * 1,80 \text{ m} = 19,80 \text{ Ton/m}$$

- Cortante en 2

$$V_2 = -19,80 \text{ Ton/m} * 0,30 \text{ m} + 24,00 \text{ Ton} = 18,06 \text{ Ton}$$

- Cortante en 3

$$V_3 = -19,80 \text{ Ton/m} * 2,45 \text{ m} + 24,00 \text{ Ton} = -24,51 \text{ Ton}$$

- Cortante en 4

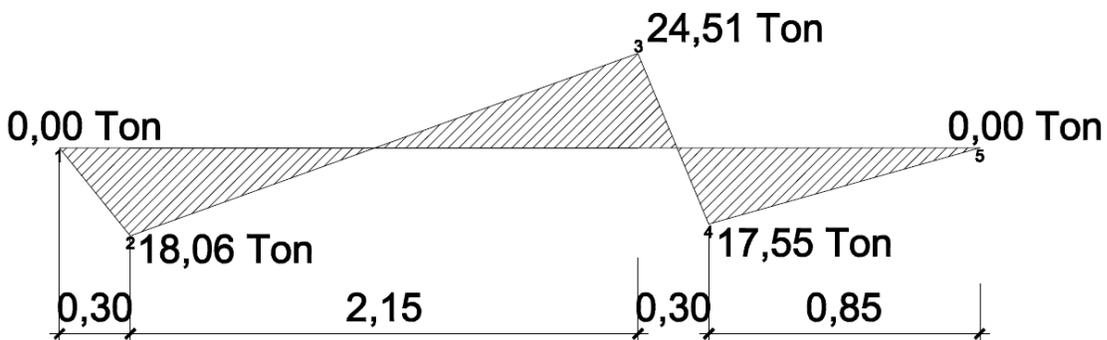
$$V_4 = -19,80 \text{ Ton/m} * 2,75 \text{ m} + 24,00 \text{ Ton} + 48,00 \text{ Ton} = 17,55 \text{ Ton}$$

- Cortante en 5

$$V_5 = -19,80 \text{ Ton/m} * 3,60 \text{ m} + 24,00 \text{ Ton} + 48,00 \text{ Ton} = 0,00 \text{ Ton}$$

En la figura 46 se observa el diagrama de corte de acuerdo a los cálculos previos.

Figura 46. **Diagrama de corte para zapata combinada Z-2**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

- h) Momentos para zapata combinada

$$A_1 = \frac{1}{2} * 0,30 \text{ m} * 18,06 \text{ Ton} = 2,71 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{18,06}{x} = \frac{24,51}{2,15 - x} \quad x = 0,91 \text{ m}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} * 0,91 \text{ m} * 18,06 \text{ Ton} = 8,22 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_3 = \frac{1}{2} * 1,24 \text{ m} * 24,51 \text{ Ton} = 15,20 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{24,51}{x} = \frac{17,55}{0,30 - x} \quad x = 0,17 \text{ m}$$

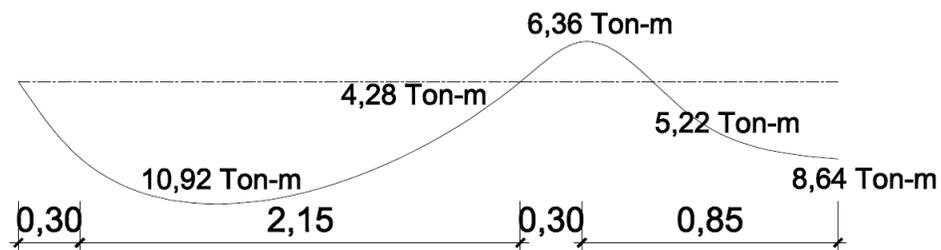
$$A_4 = \frac{1}{2} * 0,17 \text{ m} * 24,51 \text{ Ton} = 2,08 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_5 = \frac{1}{2} * 0,13 \text{ m} * 17,55 \text{ Ton} = 1,14 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_6 = \frac{1}{2} * 0,85 \text{ m} * 17,55 \text{ Ton} = 7,50 \text{ Ton} - \text{m}$$

En la figura 47 se observa el diagrama de momentos para zapata combinada.

Figura 47. **Diagrama de momentos para zapata combinada Z-2**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

i) Chequeo por corte simple

$$d = 41,05 \text{ cm} \quad V_{act} = V_2 - \left[\frac{d}{2} * (q_a * B) \right]$$

$$V_{act} = 18,06 \text{ Ton} - (0,2052 \text{ m} * 19,80 \text{ Ton/m}) = 13,99 \text{ Ton}$$

$$V_{res} = \phi * 2 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$d = \frac{13\,997,04 \text{ kg}}{0,85 * 2 * \sqrt{210} * 180} = 0,31 \text{ m}$$

El peralte propuesto si es satisfactorio $d = 0,50 \text{ m} > 0,31 \text{ m}$

j) Chequeo por punzonamiento

$$V_{der} = P_{trabajo} - [(d + a)^2 * q_a]$$

$$V_{der} = 48,00 \text{ Ton} - [(0,42 \text{ m} + 0,30 \text{ m})^2 * 11,00 \text{ Ton/m}^2] = 42,30 \text{ Ton}$$

$$d = \frac{V_{der}}{\phi * 4 * \sqrt{f'c} * b_o} b_o = 4(a + d)$$

$$d = \frac{42\,300}{0,85 * 4 * \sqrt{210} * 288} = 0,30 \text{ m}$$

El peralte propuesto si es satisfactorio $d = 0,50 \text{ m} > 0,30 \text{ m}$

$$V_{izq} = P_{trabajo} - \left[\left(d + \frac{a}{2} \right) (a + d) * q_a \right]$$

$$V_{izq} = 24,00 \text{ Ton} - ((0,30 + 0,21 \text{ m}) * (0,30 + 0,42 \text{ m})) * 11,00 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

$$= 19,96 \text{ Ton}$$

$$d = \frac{V_{der}}{\phi * 4 * \sqrt{f'c} * b_o} b_o = 2,5(a + d)$$

$$d = \frac{19\,960,80}{0,85 * 4 * \sqrt{210} * 180} = 0,23 \text{ m}$$

El peralte propuesto si es satisfactorio $d = 0,50 \text{ m} > 0,23 \text{ m}$

k) Diseño de acero de refuerzo

$$M_n = 10\,920 \text{ kg} - \text{m} \quad A_{spropuesta} = 15 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b} = \frac{15 \text{ cm}^2 * 2\,810 \text{ kg}/\text{cm}^2}{0,85 * 210 \text{ kg}/\text{cm}^2 * 180} = 1,31 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - a/2)} = \frac{1\,092\,000 \text{ kg} - \text{cm}}{0,85 * 2\,810 \text{ kg}/\text{cm}^2 * (42 \text{ cm} - \frac{1,31 \text{ cm}}{2})} = 11,06 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'c * b} = \frac{11,06 \text{ cm}^2 * 2\,810 \text{ kg}/\text{cm}^2}{0,85 * 210 \text{ kg}/\text{cm}^2 * 180} = 1,00 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - a/2)} = \frac{1\,092\,000 \text{ kg} - \text{cm}}{0,85 * 2\,810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (42\text{cm} - \frac{1,00\text{cm}}{2})} = 11,02 \text{ cm}^2$$

$$M_n = 864\,000 \text{ kg} - \text{cm} \quad A_{s\text{propuesta}} = 15 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b} = \frac{15\text{cm}^2 * 2\,810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 180} = 1,31\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - a/2)} = \frac{864\,000 \text{ kg} - \text{cm}}{0,85 * 2\,810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (42\text{cm} - \frac{1,27\text{cm}}{2})} = 8,75\text{cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b} = \frac{8,75\text{cm}^2 * 2\,810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 180} = 0,80\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - a/2)} = \frac{864\,000 \text{ kg} - \text{cm}}{0,85 * 2\,810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (42\text{cm} - \frac{0,80 \text{ cm}}{2})} = 8,70 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2}{19,00 \text{ cm}^2} = 0,15 \text{ cm}$$

Para el refuerzo de acero en la zapata combinada, se utilizará varilla No. 6 @ 14 centímetros, en dirección x y varilla No. 6 @ 15 centímetros en dirección y.

- Acero por temperatura

$$A_{st} = 0,0018 * b * d$$

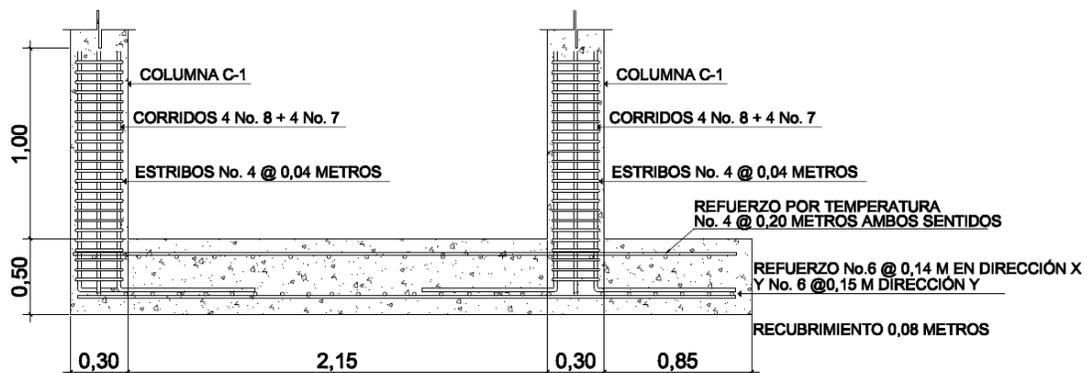
$$A_{st} = 0,0018 * 360 \text{ cm} * 41,05 \text{ cm} = 26,60 \text{ cm}^2$$

$$26,60 \text{ cm}^2 \text{-----} 360 \text{ cm}$$

$$1,29 \text{ cm}^2 \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 17,45$$

Para evitar el agrietamiento se colocará en el área a compresión, varilla No. 4 @ 20 centímetros, en ambos sentidos, en la figura 48 se observa el diagrama de refuerzo para la zapata combinada Z-2.

Figura 48. Diagrama de refuerzo para zapata combinada Z-2



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

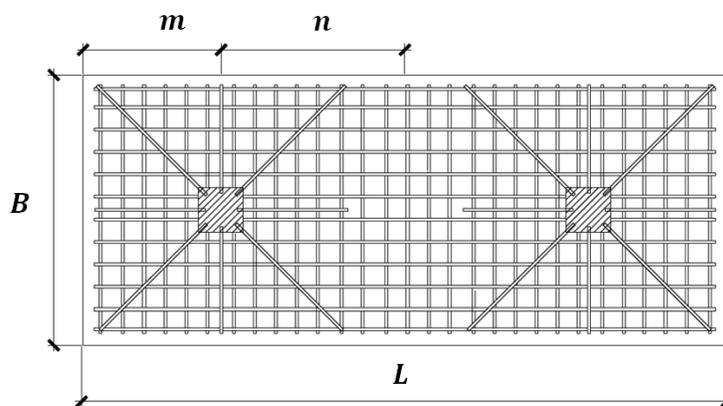
C. Diseño de zapata combina (concéntrica-concéntrica)

Para resolver el diseño de este tipo de cimentación se deben calcular los valores de las resultantes para la carga P y P' y la distancia al eje de una de las dos columnas.

Momento máximo en Y	$M_{y1,y2} = 11\ 286,56\ kg - m$
Momento máximo en X	$M_{x1} = 7\ 328,23\ kg - m$ $M_{x2} = 15\ 392,36\ kg - m$
Factor de carga última	$F_{CU} = 1,51$
Carga axial última	$P_u = 47\ 485,52\ kg$
Peso específico del concreto:	$\gamma_c = 2,4\ Ton/m^3$
Resistencia del concreto	$f'c = 210\ kg/cm^2$
Valor soporte del suelo	$V_s = 29,17\ Ton/m^2$

Se realiza el diagrama estableciendo un cimiento rectangular tomando como base la distancia entre columnas, de acuerdo a la figura 49.

Figura 49. **Predimensionamiento de zapata Z – 3**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

De acuerdo a esos parámetros se tiene:

$$L = 2(m + n) \quad B = \frac{R}{(q * L)} \quad R = P_1 + P_2 \quad q = V_s$$

a) Factor de carga última:

$$F_{CU} = \frac{1,4 CM + 1,7 CV}{CM + CV} = \frac{1\,249,20 \frac{kg}{m^2}}{528,00 \frac{kg}{m^2} + 300,00 \frac{kg}{m^2}} = 1,5$$

b) Cargas de trabajo

$$P'_T = \frac{2(47,48)Toneladas}{1,51} = 64,00 Toneladas$$

$$M_{y1 y2} = \frac{11,29 Toneladas}{1,51} = 7,47 Toneladas$$

$$M_{x1} = \frac{15,39 Toneladas}{1,51} = 10,19 Toneladas$$

$$M_{x2} = \frac{7,33 Toneladas}{1,51} = 4,85 Toneladas$$

c) Predimensionamiento del área de zapata:

Se asumirá por diseño que la longitud m es igual a 0,75 metro

$$m = 0,75 \text{ metro} \quad n = 0,75 \text{ metro}$$

$$L = 2(m + n) = 2(0,75 + 0,75) = 3,20 \text{ metros}$$

$$b = \frac{R}{(q * L)} = \frac{2(47,48 \text{ toneladas})}{(29,17 * 3,20)} = 1,10 \text{ metros}$$

$$A_z = 3,20 \text{ metros} * 1,101 \text{ metros} = 3,23 \text{ metros}$$

Se proponen las siguientes dimensiones:

$$L = 3,65 \text{ metros} \quad B = 1,80 \text{ metros}$$

d) Chequeo de presión sobre el suelo:

Al determinar el área de zapata, se debe calcular la carga admisible ($q_{m\acute{a}x}$), la cual debe ser menor que el valor soporte V_s , si se supone que las presiones resultantes están linealmente distribuidas, siempre que la excentricidad $e = \frac{M}{P}$ no supere la distancia k del núcleo de la zapata, $e < K = L/6$, cuyo valor se define por la fórmula de flexión normal:

$$q_{m\acute{a}x/m\acute{i}n} = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M'_{ux}}{S_x} \pm \frac{M'_{uy}}{S_y}$$

$$S = \frac{1}{6} * b * h^2$$

$$S_y = \frac{1}{6} * 1,80 * 3,65^2 = 4,00 \quad S_x = \frac{1}{6} * 3,65 * 1,80^2 = 2,00$$

$$P = P_t + P_{columna} + P_{suelo} + P_{cimiento}$$

$$\begin{aligned} P &= 64,00 \text{ Ton} + \left(0,09 \text{ m}^2 * 7,50 \text{ m} * 2,4 \text{ Ton/m}^3 \right) \\ &\quad + \left(6,60 \text{ m}^2 * 1,50 \text{ m} * 1,75 \text{ Ton/m}^3 \right) \\ &\quad + \left(6,60 \text{ m}^2 * 0,50 \text{ m} * 2,4 \text{ Ton/m}^3 \right) = 90,55 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{M'_{ux}}{S_x} \pm \frac{M'_{uy}}{S_y}$$

$$q_{max,mín} = \frac{90,55 \text{ Ton}}{6,60 \text{ m}^2} \pm \frac{15,04 \text{ Ton}}{2,00} \pm \frac{12,30 \text{ Ton}}{4,00}$$

$$q_{max} = 24,45, \text{ menor que el valor soporte del suelo}$$

$$q_{mín} = 3,41, \text{ mayor que } 0 \text{ por lo tanto no existe tensión en el suelo}$$

La presión del suelo en cualquier punto de la zapata es único, existen por lo tanto diferentes presiones en diferentes ubicaciones, para diseñar la zapata se debe hacer referencia a una presión constante, en este caso se realizará el diseño con la presión máxima, ésta debe ser afectada por el factor de carga última:

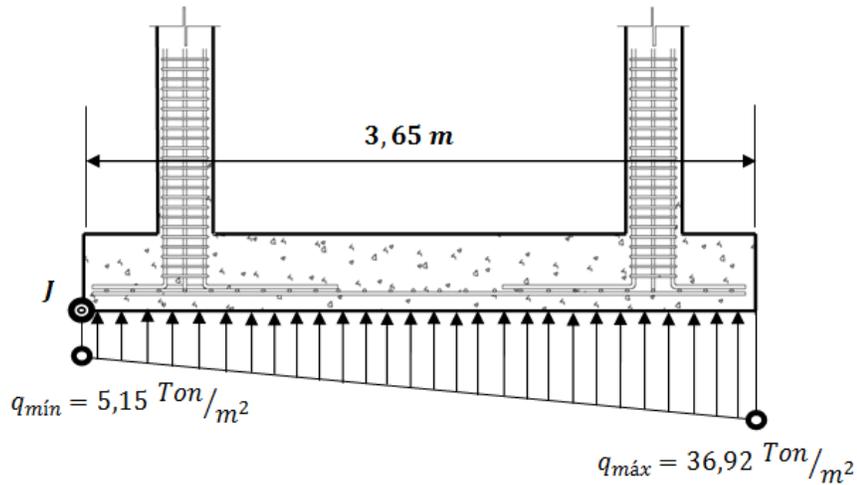
e) Presión última de diseño:

$$q_{diseño} = q_{máx} * F_{CU} = 24,45 \text{ Ton/m}^2 * 1,51 = 36,92 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{diseño} = q_{mín} * F_{CU} = 3,41 \text{ Ton/m}^2 * 1,51 = 5,15 \text{ Ton/m}^2$$

En la figura 50 se observan las cargas de diseño máximas y mínimas que actúan en la zapata combinada.

Figura 50. **Diagrama de cargas de diseño máximas y mínimas bajo zapata combinada Z-3**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

- a) Se tomará como punto cero el punto J , de acuerdo a esto se tendrá el siguiente resultado:

$$\text{punto}_1 = (0, q_{\min}) = (0, 5,15) \text{ punto}_2 = (0, q_{\max}) = (3,60, 36,92)$$

- b) Encontrando la pendiente se tiene:

$$m = \frac{(q_{\max} - q_{\min})}{(x_2 - x_1)} = \frac{(36,92 - 5,15)}{(3,60 - 0)} = \frac{31,77}{3,60} = 8,82$$

- c) Determinando la ecuación de punto pendiente, se obtiene:

$$q_2 - q_1 = m(x_2 - x_1)$$

$$q - 5,15 = 8,82(x - 0)$$

$$q = 8,82x + 5,15$$

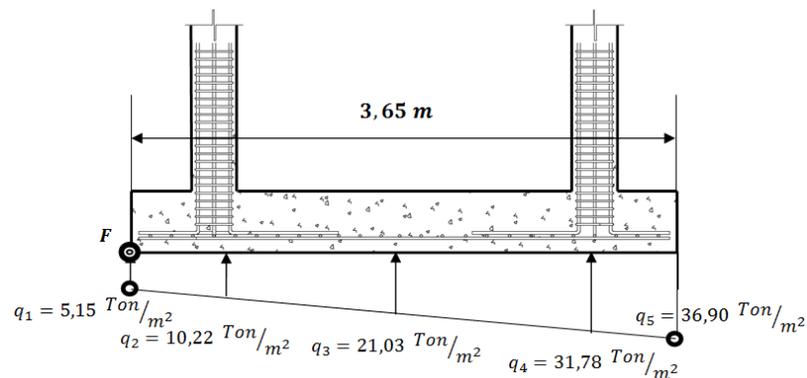
Para conocer las cargas que actúan a lo largo de la zapata, se determinarán las cargas a una distancia de 0,60 metros, 1,80 metros y 3,00 metros sobre ésta respectivamente, en la figura 51 se observa el diagrama de cargas por metro lineal para las distancias indicadas en la zapata combinada.

$$q_2 = 8,82(0,60) + 5,15 = 10,22$$

$$q_3 = 8,82(1,80) + 5,15 = 21,03$$

$$q_4 = 8,82(3,00) + 5,15 = 31,78$$

Figura 51. **Diagrama de cargas sobre la zapata combinada Z-3**



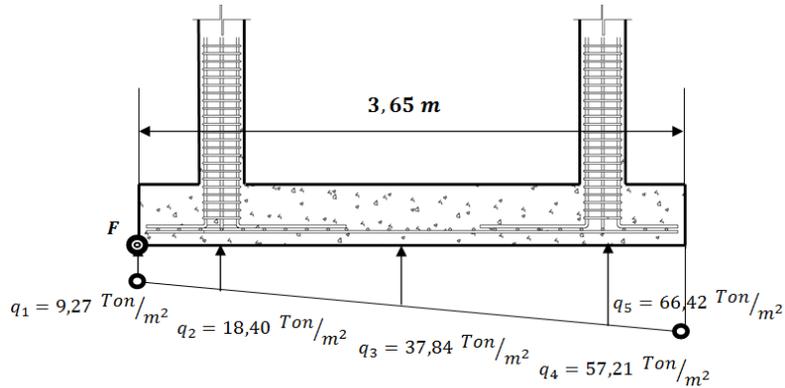
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Las presiones últimas por metro lineal se obtienen de la multiplicación de la dimensión corta con la carga última de diseño, en la figura 52 se observan las presiones por metro lineal.

$$W_{ul} = B * q_{diseño}$$

$$B = 1,80 \text{ metros}$$

Figura 52. Presiones últimas por metro lineal Z-3



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Encontrando una expresión por relación de triángulos para cualquier distancia x una presión última por metro lineal, se obtiene:

$$w(x) = 15,88 x + 9,27$$

Se determina la presión a una distancia $X_{(CG)} = 1,80 \text{ metros}$, se tiene:

$$W_{(1.80)} = 15,88(1,80) + 9,27 = 37,86 \text{ Ton/m}$$

Encontrando los cortantes para la zapata combinada se tiene:

$$V_{ab} = (9,27 + 18,40) * 0,50 = 13,85 \text{ Ton}$$

$$V_b = V_{ab} - 47,48 = 13,85 - 47,48 = -33,65 \text{ Ton}$$

$$V_{bc} = V_b + 18,40y + 15,88y^2 \quad V_{bc} = 0 \quad y = 1,00$$

$$V_{cd} = (57,21 + 66,42) * 0,50 = 61,81 \text{ Ton}$$

$$V_c = 94,96 - 61,81 = 33,15 \text{ Ton}$$

$$M_{ab} = \left(\frac{9,27 * 1^2}{2} + \frac{15,88 * 1^2}{3} \right) = 9,93 \text{ Ton} - m$$

$$M_{m\acute{a}x} = \left(\frac{15,88 * 1,00^2}{2} \right) + \left(\frac{37,84 * 1,00^2}{2} \right) * \frac{1}{3} - 33,65 * 1,00 = -19,40$$

$$M_{cd} = \left(\frac{23,58 * 1^2}{2} \right) + \left(\frac{15,88 * 1^2}{2} \right) * \frac{2}{3} = 17,08$$

a) Chequeo por corte simple

$$d = 50\text{cm} - 8\text{cm} - \frac{1,90}{2} = 41,05\text{cm}$$

$$V_{res} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 180 * 41,05 = 48,24 \text{ Ton}$$

$$V_{res} = 48,24 \text{ Ton} > V_{act} = 33,65 \text{ Ton}$$

El cortante resistente es mayor al cortante actuante.

b) Chequeo por corte punzonante

$$V_{res} = \phi * 1,06 * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * 284,20 * 41,05 = 152,33\text{Ton}$$

$$b_o = 2(a + d) + 2(b + d)$$

$$b_o = 2(30 + 41,05) + 2(30 + 41,05) = 284,20 \text{ cm}$$

$$V_{res} = 152,33 \text{ Ton} > V_{act} = 36,92 \text{ Ton/m}^2$$

El cortante resistente es mayor al cortante actuante.

c) Diseño por flexión

- Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d = \frac{14,1}{f_y} * b * d, \quad b = 180 \text{ cm} \quad d = 41,05 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14,1}{2810} * 180 * 41,05 = 37,10 \text{ cm}^2$$

- Momento resistente de acuerdo al acero mínimo

$$M_{A_{s_{min}}} = \phi \left[A_{s_{min}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{min}} * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$\phi = 0,90$$

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

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

$$M_{Asmín} = 0,90 \left[37,10 * 2810 * \left(41,05 - \frac{37,10 * 2810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] = 3\,699\,336,51 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{Asmín} = 37,00 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se utilizara varilla No. 6 para el refuerzo, éste será colocado a la siguiente distancia:

- Sentido x:

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2 * 180}{37,10 \text{ cm}^2} = 0,14 \text{ cm}$$

- Sentido y:

$$d_y = dx - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 41,05 \text{ cm} - \frac{1,91 \text{ cm}}{2} - \frac{1,91 \text{ cm}}{2} = 39,14 \text{ cm}$$

$$A_{s_{mín}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 39,14 = 19,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = \left[100 * 39,14 - \sqrt{(100 * 39,14)^2 - \left(\frac{12\,632,91 * 100}{0,003825 * 210} \right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2810}$$

$$A_{s_{req}} = \left[3\,914,00 - \sqrt{15\,319\,396,00 - 1\,572\,724,55} \right] * 0,06 = 12,38 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{2,85 \text{ cm}^2}{19,65 \text{ cm}^2} = 0,15 \text{ cm}$$

Se colocará refuerzo No. 6 @ 14 centímetros en el dirección x y refuerzo No. 6 @ 15 centímetros en dirección y.

- Acero por temperatura

$$A_{st} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{st} = 0,0018 * 360cm * 41,05 cm = 26,60 cm^2$$

$$26,60 cm^2 \text{-----} 360 cm$$

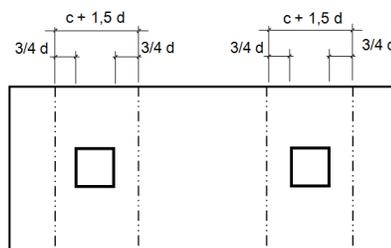
$$1,29 cm^2 \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 17,45$$

Para evitar el agrietamiento se colocará en el área a compresión, varilla No. 4 @ 20 centímetros, en ambos sentidos.

d) Vigas transversales

Para este análisis se asumirá que el ancho de viga será igual a $c + 1,5d$, entonces se realizará el chequeo para la primer columna crítica considerando que la viga será igual para las dos columnas, de acuerdo a la figura 53.

Figura 53. **Vigas transversales Z-3**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

$$d_{y-y} = d_{x-x} - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 41,05 - \frac{2,54}{2} - \frac{1,91}{2} = 38,83 \text{ cm}$$

$$c + 1,5 d = 30 + (1,5 * 38,83) = 88,25 \text{ cm}$$

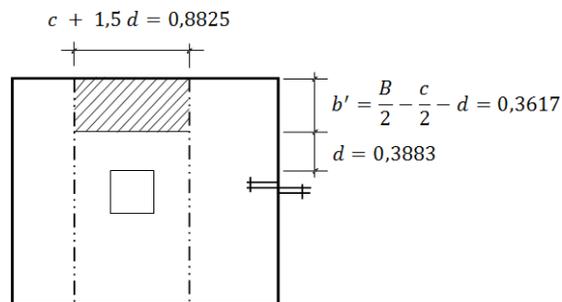
La viga transversal, se diseñará con la presión uniforme, causada por la carga puntual de la columna.

$$q_d = \frac{P_u}{b * (c + 1,5d)} = \frac{47,48}{2 * 0,8825} = 26,90 \text{ Ton/m}^2$$

e) Chequeo por corte simple

En la figura 54 se observa la sección sobre la cual se hará el chequeo por corte simple.

Figura 54. Diagrama de viga de cimentación Z-3



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

$$V_{act} = q_d * b' * (c + 1,5d)$$

$$V_{act} = 26,90 * 0,3617 * 0,8825 = 8,58 \text{ Ton}$$

$$V_{res} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 38,83 * 88,25 = 22,37 \text{ Ton}$$

Como el cortante resistente es mayor al cortante actuante, la sección de viga en la zapata es resistente al cortante.

f) Chequeo por flexión

$$M_{act} = \frac{q_d * b^2}{2} = \frac{26,90 * 1,50^2}{2} = 30,26 \text{ Ton} - m$$

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

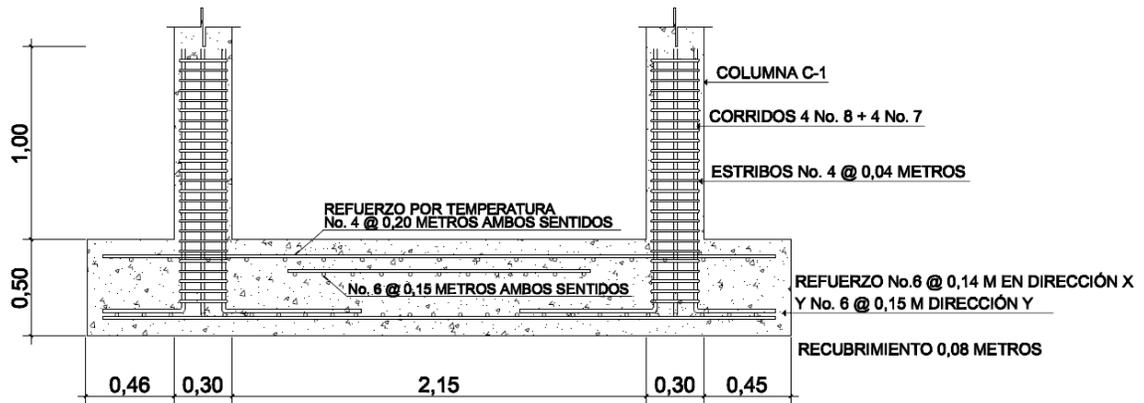
$$A_{s_{req}} = \left[100 * 41,05 - \sqrt{(100 * 41,05)^2 - \left(\frac{30\ 262,50 * 100}{0,003825 * 210} \right)} \right] * \frac{0,85 * 210}{2\ 810}$$

$$A_{s_{req}} = \left[4\ 105 - \sqrt{16\ 851\ 025,00 - 3\ 767\ 507} \right] * 0,06 = 19,00 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{(2,85 \text{ cm}^2)(88,25 \text{ cm})}{19,00 \text{ cm}^2} = 12,88 \text{ cm}$$

Se utilizarán varillas No. 6 @ 15 centímetros, en ambos sentidos, como se observa el diagrama de refuerzo para zapata combinada Z-3.

Figura 55. Diagrama de refuerzo para zapata combinada Z-3



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

D. Diseño de zapata excéntrica aislada

a) Factor de carga última:

$$F_{CU} = \frac{1,4 CM + 1,7 CV}{CM + CV} = \frac{1\ 249,20 \frac{kg}{m^2}}{528 \frac{kg}{m^2} + 300 \frac{kg}{m^2}} = 1,51$$

b) Cargas de trabajo:

$$P_U = 22,24 m^2 * \left(1\ 249,20 \frac{kg}{m^2} + 699,20 \frac{kg}{m^2} \right) + 3\ 094,20 kg * 1,51 = 48\ 004,66 kg$$

$$P' = \frac{P_u}{F_{CU}} = \frac{48,00 Ton}{1,51} = 31,80 Ton$$

$$M'_{ux} = \frac{M_{ux}}{F_{cu}} = \frac{15,39}{1,51} = 10,19 Ton - m$$

c) Predimensionamiento del área de zapata:

$$A_z = \frac{1,5 * P'}{V_s} = \frac{1,5 * 31,80 \text{ Ton}}{29,17 \text{ Ton/m}^2} = 2,00 \text{ m}^2$$

Las dimensiones de la zapatas propuestas son $a = 1,80 \text{ m}$ y $b = 1,80 \text{ m}$ con un área de $3,24 \text{ m}^2$.

d) Presión máxima de diseño

$$P_{col} = (0,3 \text{ m} * 0,3 \text{ m}) * 4,50 \text{ m} * 2,4 \text{ Ton/m}^3 = 1,00 \text{ Ton}$$

$$P_{suelo} = 3,24 \text{ m}^2 * 1,00 \text{ m} * 1,42 \text{ Ton/m}^3 = 5,00 \text{ Ton}$$

$$P_{cimiento} = 3,24 \text{ m}^2 * 0,50 \text{ m} * 2,4 \text{ Ton/m}^3 = 4,00 \text{ Ton}$$

$$P_{C.G.} = P' + P_{col} + P_{suelo} + P_{cimiento} = 41,80 \text{ Ton}$$

$$L_x = \frac{L_{zapata}}{2} - \frac{L_{columna}}{2} = 0,90 - 0,15 = 0,75$$

$$M_{C.G.} = -M'_{ux} + (P' * L_x) + (P_{col} * L_x)$$

$$M_{C.G.} = -10,19 + (31,80 * 0,75) + (1,00 * 0,75) = 14,41 \text{ Ton} - m$$

$$e = \frac{M_{C.G.}}{P_{C.G.}} = \frac{14,41 \text{ Ton} - m}{41,80 \text{ Ton}} = 0,35 \text{ m}$$

$$a = \frac{L}{2} - e = \frac{1,80 \text{ m}}{2} - 0,35 \text{ m} = 0,55 \text{ m}$$

$$3a = 3 * 0,55 \text{ m} = 1,65 \text{ m} < 1,80 \text{ m} \quad L/H = 1,80/6 = 0,30$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{4P_{C.G.}}{3b * (L - 2e)} = \frac{4 * 41,80 \text{ Ton}}{3 * 1,80 \text{ m} * (1,80 \text{ m} - 2 * 0,35 \text{ m})} = \frac{167,20 \text{ Ton}}{5,94 \text{ m}}$$

$$= 28,10 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

$$q_{m\acute{a}x} = 28,10 \text{ Ton}/\text{m}^2 < V_s = 29,17 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

Por lo tanto las dimensiones propuestas para la zapata aislada excéntrica son adecuadas.

e) Presiones últimas

Presión última de diseño

$$q_{dise\tilde{n}o} = q_{m\acute{a}x} * F_{CU} = 28,10 \text{ Ton}/\text{m}^2 * 1,51 = 42,43 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

Presión última de suelo y cimiento

$$q_{dise\tilde{n}o(c+s)} = 1,51 * (1,00 \text{ m} * 1,42 \text{ Ton}/\text{m}^3 + 0,50 \text{ m} * 2,4 \text{ Ton}/\text{m}^3) = 3,95 \text{ Ton}/\text{m}^2$$

$$W_{x/x} = \frac{q_{dise\tilde{n}o}}{3a} = \frac{42,43 \text{ Ton}/\text{m}^2}{1,65 \text{ m}} = 25,71 \text{ Ton}/\text{m}$$

f) Chequeo por punzonamiento

$$t = 50 \text{ cm}$$

$$d = t - \frac{\phi}{2} - \text{recubrimiento} = 50 \text{ cm} - \frac{1,90}{2} - 8 \text{ cm} = 41,05 \text{ cm}$$

$$30 + d = (30 + 41,05) \text{ cm} = 71,05 \text{ cm}$$

$$30 + \frac{d}{2} = 30 + \frac{41,05}{2} = 50,53 \text{ cm}$$

Sección crítica de punzonamiento con respecto a x se localiza:

$$x = 3a - \left(30 + \frac{d}{2}\right) = 3 * 0,55 \text{ m} - \left(0,30 \text{ m} + \frac{0,4105 \text{ m}}{2}\right) = 1,14 \text{ m}$$

Sustituyendo la ecuación de carga

$$W(1,14) = 25,71 \text{ Ton/m} * 1,14 \text{ m} = 29,30 \text{ Ton/m}^2$$

Corte de punzonamiento actuante

$$V_{actuante} = \Sigma F_v$$

$$V_{actuante} = P_U + q_{diseño(c+s)} \left(30 + d * 30 + \frac{d}{2}\right) - (q_{diseño} + W(1,14)) * \left(30 + d * 30 + \frac{d}{2}\right)$$

$$\begin{aligned}
 V_{actuante} &= 48 \text{ Ton} + 3,95 \text{ Ton/m}^2 (0,7105 \text{ m} * 0,5052 \text{ m}) \\
 &\quad - (42,43 \text{ Ton/m}^2 + 29,30 \text{ Ton/m}^2) * (0,7105 \text{ m} * 0,5052 \text{ m}) \\
 &= 48 \text{ Ton} + 4,80 \text{ Ton} - 25,74 \text{ Ton} = 27,06 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Corte resistente

$$V_{resistente} = 0,85 * 1,06 * \sqrt{210} * 100 * 41,05 = 53,59 \text{ Ton}$$

$$V_{resistente} = 53,59 \text{ Ton} > V_{actuante} = 27,06 \text{ Ton}$$

g) Chequeo por corte simple

Sección crítica:

$$x = 3a - (0,30 \text{ m} + d) = 1,65 \text{ m} - (0,30 \text{ m} + 0,4105 \text{ m}) = 0,94 \text{ m}$$

$$V = \Sigma F_V$$

$$V = q_{diseño(c+s)} * (L - 3a) + q_{diseño(c+s)} * x - \frac{1}{2} x * W_{(x/x)} x$$

$$V = 3,95 \text{ Ton/m}^2 * (1,80 - 1,65) + 3,95 \text{ Ton/m}^2 x - 12,85 \text{ Ton/m} * x^2$$

$$\frac{dv}{dx} = 0 = 3,95 \text{ Ton/m}^2 - 12,85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} x$$

$$x = \frac{3,95 \text{ Ton/m}^2}{12,85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}} = 0,30 \text{ m}$$

Corte máximo

$$V_{m\acute{a}x}(0,30) = 3,95 \text{ Ton}/\text{m}^2 * 0,15\text{m} + 3,95 \text{ Ton}/\text{m}^2 (0,30) - 12,85 \text{ Ton}/\text{m} * (0,30)^2$$

$$V_{m\acute{a}x}(0,30) = 0,62 \text{ Ton}/\text{m}$$

Corte simple $x=0,94\text{m}$

$$V_{m\acute{a}x}(0,94) = 3,95 \text{ Ton}/\text{m}^2 * 0,15\text{m} + 3,95 \text{ Ton}/\text{m}^2 (0,94) - 12,85 \text{ Ton}/\text{m} * (0,94)^2$$

$$V_{m\acute{a}x}(0,94) = 7,05 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Corte resistente

$$V_{resistente} = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 41,05 = 26,80 \text{ Ton}$$

$$V_{resistente} = 26,80 \text{ Ton} > V_{actuante}$$

h) Diseño de refuerzo

A rostro de columna

$$x = 1,65 \text{ m} - 0,3 \text{ m} = 1,35 \text{ m}$$

$$V_{(0)} = 0,5925 \text{ Ton}/\text{m}^2 + 3,95 \text{ Ton}/\text{m}^2 x - 12,85 \text{ Ton}/\text{m} * x^2$$

$$x_1 = 0,42 \quad x_2 = -0,11$$

Carga en puntos críticos

$$W_x = 25,70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * x$$

Rostro de columna

$$W_{1.35} = 25,70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 1,35 \text{ m} = 34,69 \text{ Ton}$$

$$W_{0.42} = 25,70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 0,42 \text{ m} = 10,79 \text{ Ton}$$

Haciendo sumatoria de momentos

$$\Sigma M = M_{act}$$

$$M_{act} = q_{diseño(c+s)} * (x + (L - 3a))^2 - \left(w * \frac{x^2}{6} \right)$$

A rostro de columna $x = 1,35$ y $w=34,69$ Ton

$$M_{act} = 3,95 \text{ Ton}/\text{m}^2 * (x + (L - 3a))^2 - \left(w * \frac{x^2}{6} \right)$$

$$M_{act} = 3,95 \text{ Ton}/\text{m}^2 * (1,35\text{m} + 0,15)^2 - \left(34,69 * \frac{1,35^2}{6} \right) = 1,64\text{Ton} - m$$

Para $M_{m\acute{a}x}$ donde $x=0,42$ y $w =10,79$

$$M_{act} = 3,95 \text{ Ton}/\text{m}^2 * (0,42 \text{ m} + 0,15)^2 - \left(10,79 * \frac{1,35^2}{6} \right) = 2,00 \text{ Ton} - m$$

Refuerzo mínimo para espesor t igual a 0,50 m

$$A_{s_{\min}} = 0,002 * b * t = 0,002 * 100 \text{ cm} * 50 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2$$

Momento resistente de acuerdo al acero mínimo

$$M_{As_{\min}} = \phi \left[A_{s_{\min}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{\min}} * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right]$$

$$\phi = 0,90$$

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

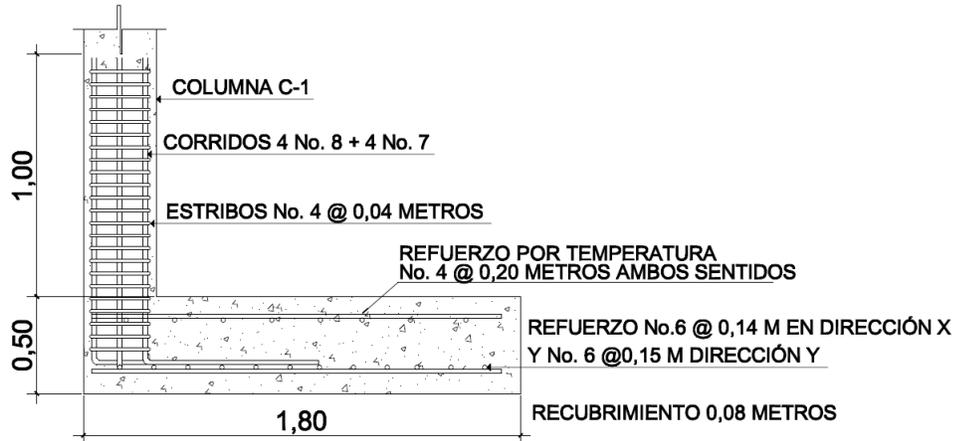
$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} M_{As_{\min}} &= 0,90 \left[10,00 * 2810 * \left(41,05 - \frac{10,00 * 2810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right] \\ &= 1018248,37 \text{ kg} - \text{cm} \end{aligned}$$

$$M_{As_{\min}} = 10,18 \text{ Ton} - \text{m}$$

El momento resistido con el acero mínimo cubre el mayor momento actuante, se colocará varillas No. 6 @ 14 centímetros en dirección x y varilla No. 6 @ 0,15 centímetros en dirección y, en la figura 56 se observa el armado para zapata aislada excéntrica.

Figura 56. **Diagrama de refuerzo para zapata aislada excéntrica Z-4**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

En el caso de zapatas combinadas excéntricas se debe considerar el siguiente criterio, la zapata combinada puede considerarse como dos zapatas individuales conectadas con una contratrabe, Ingeniería de Cimentaciones - Peck - Hanson – Thornburn 2006.

2.5.5. **Diseño de solera hidrófuga - cimiento**

Como función principal la solera de hidrófuga – cimiento debe evitar el ingreso de la humedad por capilaridad hacia el interior de los diversos ambientes de la edificación, para dividir estos espacios se utilizan muros tabiques, que solo soportarán su propio peso, para transmitir estas cargas al suelo se propone el diseño de una solera de humedad trapezoidal que soportará las cargas superpuestas de los muros contribuyendo a la distribución efectiva de las mismas, esto de acuerdo a la resistencia del terreno.

El diseño se basa en las especificaciones establecidas en las Normas de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA), obteniendo al siguiente resultado:

Ancho de corona = ancho del muro más 1 centímetro

Ancho de corona = 0,15 m + 0,01 m = 0,16 m

Ancho de la base = 0,30m Peralte = 0,30 m

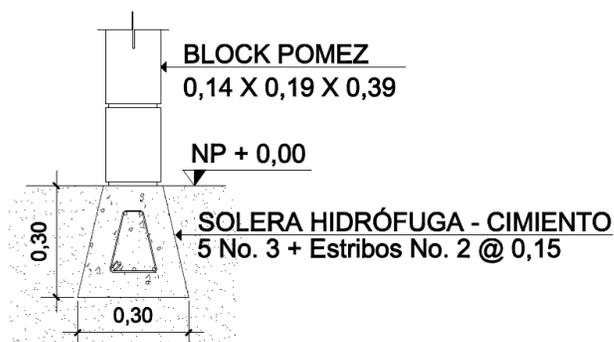
Refuerzo en la cama inferior: 3 varillas No.3

Refuerzo en la cama superior: 2 varillas No.3 Estribos No.2 @ 0,15 m

Recubrimiento: 7,00 cm

En la figura 57 se observa el detalle de sección de la solera hidrófuga – cimiento que será colocada en todos los muros tabiques que forman parte del edificio escolar.

Figura 57. **Detalle solera de hidrófuga-cimiento**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

2.5.6. Diseño de muro de mampostería reforzada

La mampostería reforzada consiste en la construcción de muros de mampostería rodeados con elementos de concreto reforzados fundidos posteriormente a la ejecución del muro cuya función es actuar monolíticamente ante los esfuerzos a los que esté sometido.

Las piezas de mampostería se unen con mortero resultante de la mezcla dosificada de cemento, agregado fino y agua, estos muros deben ser reforzados por elementos de concreto reforzado como vigas y columnas construidos en los extremos del muro en sentido vertical y horizontal, con el objetivo de confinarlo y proporcionarle ductilidad, resistiendo los esfuerzos cortantes y de flexión.

A. Elementos que componen la mampostería reforzada

Columna de confinamiento

Son elementos de concreto reforzado colocados en los extremos y puntos intermedios de muros construidos con elementos mampuestos, las columnas deben ser continuas desde la cimentación hasta la solera superior del muro, el acero de refuerzo debe contar con anclajes y traslapes de sus varillas para lograr la continuidad de los elementos de confinamiento además deben apoyarse posteriormente al levantado de muros en cada piso.

Vigas de confinamiento

Estos elementos de concreto reforzado son colocados en la parte superior e inferior de los muros, las vigas utilizadas para confinar la mampostería se apoyan directamente sobre los muros.

B. Propiedades físicas de la mampostería

Resistencia a compresión de la mampostería (f'_m)

Se define como la resistencia que opone la mampostería a las acciones externas como cargas de sismo y gravitacionales, se recomienda un valor $f'_m = 30 \text{ kg/cm}^2$ o mayor, en este caso se utilizará como elemento mampuesto block pómez, considerando su resistencia mínima 25 kg/cm^2 para Guatemala, aplicando un factor de seguridad se diseñará con una resistencia de 20 kg/cm^2

$$f'_m = 20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{2\,205,00 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} * \frac{(2,54 \text{ cm})^2}{1 \text{ plg}^2} = 284,51 \text{ psi} \sim 285,00 \text{ psi}$$

$$f_y = 40\,000,00 \text{ psi}$$

$$b = 15 \text{ cm} \sim 6 \text{ plgd} = \frac{a}{2} = \frac{6 \text{ plg}}{2} = 3 \text{ plg}$$

$$E_m = 900 f'_m = 900 (285 \text{ psi}) = 256\,500,00 \text{ psi}$$

$$E_s = 29 * 10^6 \text{ psi}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \frac{29 * 10^6 \text{psi}}{256 500,00 \text{psi}} = 113,10 \text{psi}$$

$$F_s = 20 000,00 \text{psi}$$

C. Cargas de diseño

El muro a diseñar solo soportará su propio peso y la fuerza de viento, por lo tanto en el cálculo solo se considerarán esas cargas.

- Fuerza de viento

$$\text{Velocidad del viento} = 100 \frac{\text{millas}}{\text{hora}}$$

$$P_s = 0,0032 v^2 = 0,0032 (100)^2 = 32 \text{ lb/pie}^2$$

- Peso propio del muro

$$1 \text{ block} \approx 10 \text{ kg} \quad 12,5 \text{ blocks} \approx 1 \text{m}^2$$

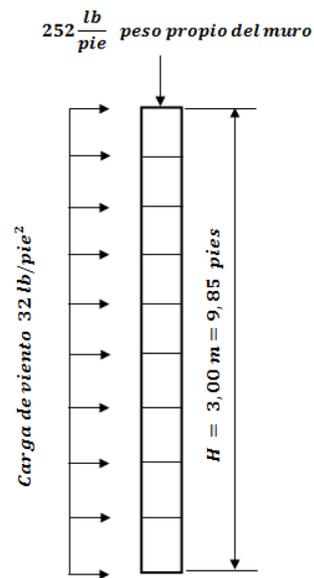
$$W_{\text{muro}} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{block}} * 12,50 \frac{\text{blocks}}{\text{m}^2} = 125,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Cargalineal} = 125,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 96,00 \text{ m}^2 = 12 000,00 \text{ kg}$$

$$\frac{12 000,00 \text{ kg}}{32,00 \text{ m}} = 375,00 \text{ kg/m} = \frac{2,205 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} * \frac{1 \text{ m}}{3,28 \text{ pies}} = 252,00 \frac{\text{lb}}{\text{pie}}$$

En la figura 58 se observan las cargas que soportará el muro perimetral del edificio escolar de dos niveles.

Figura 58. **Cargas horizontales y verticales sobre muro perimetral**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

D. Determinación de fuerzas axiales, fuerzas de corte y momentos de volteo

$$M = \frac{W * l}{8}$$

$$M = \frac{\left(32 \frac{lb}{pie^2}\right) * (9,85pie)^2 * 1\,259,52plg}{8} = 488\,807,12 \approx 488\,810,00 \text{ lb} - plg$$

$$\approx 5\,632,20kg - m$$

$$V = \frac{\left(32 \frac{lb}{pie^2}\right) * 9,85 \text{ pies} * 105 \text{ pies}}{2} = 4 \ 137,00 \text{ lb} \approx 1 \ 876,20 \text{ kg}$$

E. Cantidad preliminar de refuerzo vertical

En muros de 0,14 m de espesor o menos, solo podrá colocarse una varilla en una misma celda, para varillas No. 4 o mayores, y el diámetro máximo de la varilla será el No. 8 (0,250 m). En ningún caso se podrá colocar más de dos varillas por celda.

Asumir $j = 0,843$

$$A_s = \frac{M}{F_s * j * d} = \frac{488 \ 810,00 \text{ lb} - \text{plg}}{\left(20 \ 000,00 \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2}\right) (0,843)(3 \text{ plg})} = 9,66 \text{ plg}^2$$

Proveer 1 varilla No, 5 @ 33 pulgadas.

$$1 \text{ No, 5} = 0,31 \text{ plg}^2$$

$$0,31 \text{ plg}^2 * \left(\frac{1 \ 259,52 \text{ plg}}{39 \text{ plgs}}\right) = 10,00 \text{ plg}^2$$

$$10,00 \text{ plg}^2 > 9,70 \text{ plg}^2$$

El área de acero preliminar es mayor al área de acero de refuerzo vertical calculada.

F. Cálculo de j basado en el refuerzo actual provisto

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{11,83 \text{ plg}^2}{6 \text{ plg} * 1\,259,52 \text{ plg}} = 0,0013$$

$$n\rho = (140)(0,0013) = 0,18$$

$$k = [(n\rho)^2 + 2n\rho]^{\frac{1}{2}} - n\rho$$

$$k = [0,18^2 + 2 * 0,18]^{\frac{1}{2}} - 0,18 = 0,45$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \left(\frac{0,45}{3}\right) = 0,85$$

$$j = 0,85 > 0,843$$

El valor de j resultante es mayor al valor asumido.

G. Esfuerzos para mampostería reforzada

- Esfuerzo axial actuante de la mampostería

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{205 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} * 105 \text{ pies}}{1\,259,52 \text{ plg} * 6 \text{ plg}} = 2,84 \text{ psi} \approx 3,00 \text{ psi} \approx 0,50 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo compresivo actuante de la mampostería

$$f_b = \frac{2 M}{b * k * j * d^2} = \frac{2 * 488\,810,00 \text{ lb} - \text{plg}}{1\,259,52 \text{ plg} * 0,45 * 0,85 * 3^2 \text{ plg}} = 225,47 \text{ psi}$$

$$\approx 226,00 \text{ psi}$$

$$f_b = 15,85 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo del acero a tensión debido a la flexión

$$f_s = \frac{M}{A_s * j * d} = \frac{488\,810,00 \text{ lb} - \text{plg}}{10,00 \text{ plg}^2 * 0,85 * 3 \text{ plg}} = 19\,169,01 \text{ psi} \approx 19\,170,00 \text{ psi}$$

$$f_s = 1\,347,55 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo cortante

$$f_s = \frac{M}{A_s * j * d}$$

$$f_v = \frac{V}{b * d} = \frac{4\,137,00 \text{ lb}}{1\,259,52 \text{ plg} * 3 \text{ plg}} = 1,10 \text{ psi} \approx 0,10 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo a compresión permisible en mampostería depende de la esbeltez del muro. A medida que sea más esbelto el muro, menor será el esfuerzo a compresión permisible. El factor de reducción debido a la esbeltez está en función de la relación h/r en donde r es el radio de giro.

$$f_v = \frac{\sqrt{I}}{A}, \quad A = \text{área de sección transversal del muro}, \quad I = \text{inercia}$$

$$I = \frac{1}{12} * b * d^3 A = b * d$$

$$r = \frac{d}{\sqrt{12}} = \frac{3 \text{ plg}}{12} = 0,87 \text{ plg}$$

$$\frac{h}{r} = \frac{118,20 \text{ plg}}{0,87} = 135,86 \text{ plg}$$

135,86 > 99 se utilizará la ecuación 2 – 13 del MSJC

- Esfuerzo compresivo axial permisible

$$F_a = \frac{1}{4} f'_m [70r/h]^2$$

$$F_a = \frac{1}{4} 285 \text{ psi} \left[\frac{70 * 0,87 \text{ plg}}{118,20 \text{ plg}} \right]^2 = 18,91 \text{ psi} \approx 19,00 \text{ psi} = 1,33 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo de volteo permisible

$$f_b = \frac{1}{3} f'_m = \frac{1}{3} 285 \text{ psi} = 95,00 \text{ psi} \approx 7,00 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo cortante permisible

$$\frac{M}{V * d} = \frac{3 782,40 \text{ lb} - \text{plg}}{4 137,00 \text{ lb} * 1 259,52} = 0,00073 < 1$$

se utiliza la ecuación 2 – 24 delMSJC

$$F_v = \frac{1}{2} \left[4 - \frac{M}{V * d} \right] * \sqrt{f'c} \leq \left[120 - 45 \left(\frac{M}{V * d} \right) \right]$$

$$F_v = \frac{1}{2} [4 - 0,00073] * \sqrt{285 \text{ psi}} \leq [120 - 45 (0,00073)]$$

$$33,75 \leq 119,97$$

$$F_v > f_v$$

El esfuerzo cortante permisible es mayor que el esfuerzo cortante actuante, se colocará entonces el refuerzo horizontal mínimo.

H. Diseño del refuerzo horizontal

Este refuerzo debe ser continuo y debe ser colocado en la parte superior e inferior en todas las aberturas en los muros y a la mitad del muro.

- Cargas actuantes

$$W = 375,00 \text{ kg/m} * 32,00 \text{ m} = 12 000,00 \text{ kg} \approx 26 460,00 \text{ lb}$$

$$V = 0,25 * W = 0,25 * 26 460,00 \text{ lb} = 6 615,00 \text{ lb}$$

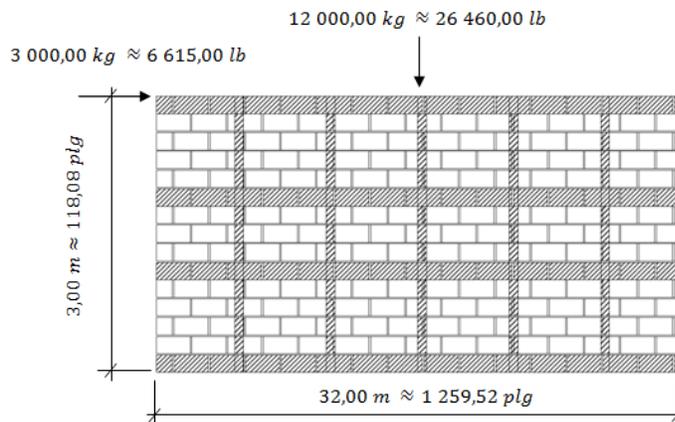
$$P = 7740,00 \text{ lb}$$

Se aplicará una reducción del 40% por suposiciones de construcción.

$$\frac{P}{A} = \frac{(26\,460,00 * 0,60)}{(1\,259,52\ plg * 6\ plg)} = 2,10\ psi$$

En la figura 59 se muestran las cargas que debe soportar el muro de mampostería reforzada.

Figura 59. **Cargas de diseño para el refuerzo horizontal**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

- Momento de volteo

$$M = 32\ lb / pie^2 * 9,85\ pie = 315,20\ lb - pie \approx 44\ kg - m$$

- Módulo de sección

$$S = \frac{b * d^2}{6} = \frac{(6\ plg * 1\,259,52\ plg^2)}{6} = 1\,586\,391,00\ plg^3$$

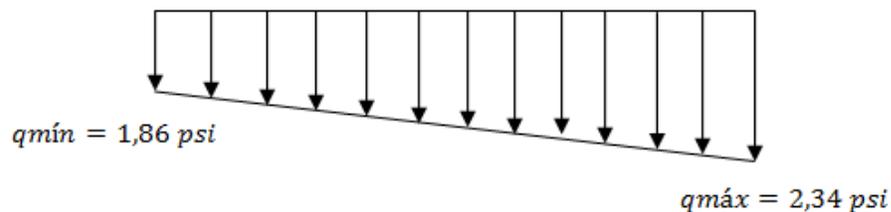
$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{(315,20 \text{ lb} - \text{pie}) \left(12 \frac{\text{plg}}{\text{pie}}\right)}{(1\ 586\ 391,00 \text{ plg}^3)} = \pm 0,24 \text{ psi}$$

Mínimo esfuerzo = 1,86 psi a compresión

Máximo esfuerzo = 2,34 psi a compresión

En la figura 60 se muestra el diagrama de esfuerzos combinados resultantes en el muro de mampostería reforzada.

Figura 60. **Diagrama de esfuerzos combinados**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

- Esfuerzo cortante

$$t_r = 0,95 * t$$

$$f_v = \frac{V}{t_r * l} = \frac{4\ 137,00 \text{ lb}}{(0,95 * 6 \text{ plg}) * 1\ 259,52 \text{ plg}} = 1,00 \text{ psi} \approx 0,10 \text{ kg/cm}^2$$

- Relación

$$\frac{M}{V * d} = \frac{3\,782,40 \text{ lb} - \text{plg}}{4\,137,00 \text{ lb} * 1\,259,52} = 0,00073$$

$0,00073 < 1$ se utiliza la ecuación 2 – 24 delMSJC

- Esfuerzo cortante permisible

$$F_v = \frac{1}{2} \left[4 - \frac{M}{V * d} \right] * \sqrt{f'c} \leq \left[120 - 45 \left(\frac{M}{V * d} \right) \right]$$

$$F_v = \frac{1}{2} [4 - 0,00073] * \sqrt{285 \text{ psi}} \leq [120 - 45 (0,00073)]$$

$$33,75 \leq 119,97$$

$$F_v > f_v$$

Como el cortante permisible es mayor que el esfuerzo cortante actuante, se colocará el refuerzo horizontal mínimo.

- Refuerzo horizontal mínimo

$$A_s = \rho_{\text{mín}} * b * d$$

$$A_s = 0,0007 (6 \text{ plg})(118,08 \text{ plg}) = 0,50 \text{ plg}^2$$

Se colocaran 2 varillas No. 3 a una distancia de 33 pulgadas o 0,80 metros.

$$2 * 0,11 \text{ plg}^2 * \left(\frac{118,08 \text{ plg}}{33 \text{ plg}} \right) = 0,79 \text{ plg}^2$$

Área de acero provista $0,79 \text{ plg}^2 > 0,50 \text{ plg}^2$ área de acero calculada

I. Cálculo de la deriva (Δ)

El muro de mampostería reforzada es un sistema en voladizo, entonces:

$$\Delta = \frac{V}{E_m * t_r} \left(5 \left[4 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right] + 3 \left[4 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right] \right)$$

$$\Delta = \frac{1876,20 \text{ kg}}{\left(900 * 20,05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * (0,95 * 15,24 \text{ cm})} \left(5 \left[4 \left(\frac{3,00}{32,00} \right)^3 + 3 \left(\frac{3,00}{32,00} \right) \right] + 3 \left[4 \left(\frac{3,00}{32,00} \right)^3 + 3 \left(\frac{3,00}{32,00} \right) \right] \right)$$

$$\Delta = 0,00718 (5[4 * 0,00082 + 3 * 0,094] + 3 [4 * 0,00082 + 3 * 0,094])$$

$$\Delta = 0,00718 (1,43 + 0,86) = 0,01644 \text{ cm} = 0,164 \text{ mm}$$

Según la tabla 1617.3.1 del IBC 2003, los desplazamientos permisibles para cualquier grupo sísmico en “Otras edificaciones de muros de corte de mampostería”, el valor será:

$$\Delta = 0,01 * h \quad \Delta = 0,01 * 300 \text{ cm}$$

$$\Delta = 3,00 \text{ cm} > 0,016 \text{ cm}$$

La deriva (desplazamiento) permitida es mayor que la calculada.

J. Cálculo de la rigidez

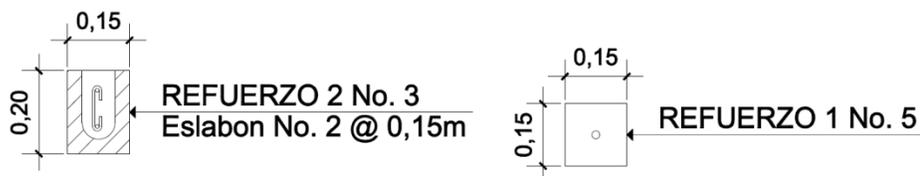
$$k = \frac{1}{\Delta}$$

$$k = \frac{1 \text{ kg}}{0,016 \text{ cm}} \approx 62,50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \approx 350,00 \frac{\text{lb}}{\text{plg}}$$

La cantidad de acero para el muro de mampostería cumple con los requisitos mínimos recomendados por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) en su sección NR-9:2000, las cuales también aparecen como requisitos mínimos en las Normas de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA).

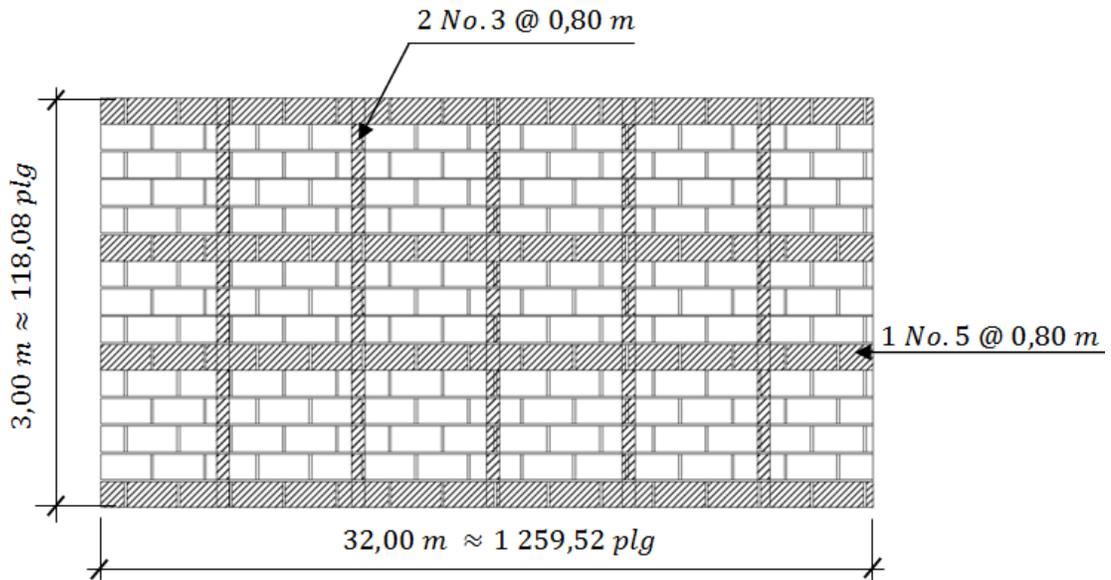
En la figura 61 se muestra la sección del refuerzo horizontal y vertical que debe colocarse en el muro, en la figura 62 se muestra la distancia a la que será colocada el refuerzo horizontal y vertical para el muro de mampostería reforzado, que delimita al edificio escolar de dos niveles.

Figura 61. **Detalle de refuerzo horizontal y vertical para muro perimetral**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 62. **Diagrama de refuerzos combinados**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

La cantidad de acero para el muro de mampostería cumple con los requisitos mínimos recomendados por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) en su sección NR-9:2000, las cuales también aparecen como requisitos mínimos en las Normas de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA).

2.5.7. **Diseño de gradas**

Las gradas son elementos estructurales cuya función principal es comunicar dos ambientes separados por una distancia vertical, las gradas deben proporcionar un recorrido seguro y rápido, la ubicación debe ser funcional de acuerdo a la ocupación del edificio.

Para el diseño de gradas deben determinarse la cantidad de escalones en función de la diferencia de niveles a cubrir, la huella y contrahuella serán diseñadas de acuerdo a los parámetros de comodidad en el recorrido:

$$c = \text{contrahuella} \quad c \leq 20 \text{centímetros}$$

$$H = \text{huella} \quad H > c$$

Donde:

$$2c + H \leq 64 \text{ centímetros}$$

$$c + H = 45 \text{ a } 48 \text{ centímetros}$$

$$c * H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

- Dimensiones de gradas para el edificio escolar

$$\text{Contrahuella } c = 17 \text{cm}$$

$$\text{Diferencia de niveles } h = 3,00$$

$$\text{Escalones} = \frac{h}{c} = \frac{3,00}{0,17} = 18 \text{ escalones}$$

Se colocaran 9 contrahuellas antes del descanso, por lo tanto:

$$\text{No. de Huellas } H = \text{No. de contrahuellas} - 1 = 9 - 1 = 8$$

Las huellas tendrán una dimensión de 29 centímetros.

- Rangos de comodidad para gradas:

$$c = 17 \text{cm} \leq 20 \text{cm}$$

$$H = 29\text{cm} > 20\text{cm}$$

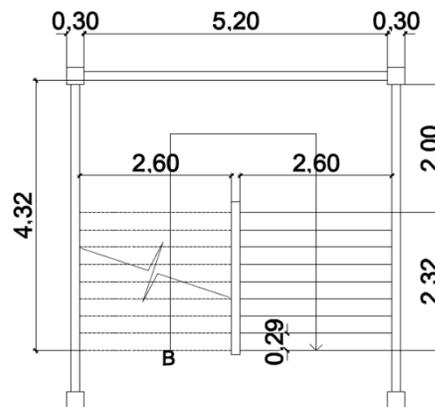
$$2c + H = 2 * 17\text{cm} + 29\text{cm} = 63\text{cm} \leq 64\text{cm}$$

$$c + H = 17\text{cm} + 29\text{cm} = 46\text{cm}$$

$$c * H = 17\text{cm} * 29\text{cm} = 480\text{cm}^2$$

Las gradas para el edificio escolar estarán formadas por 17 contrahuellas y 16 huellas, de acuerdo a la figura 63.

Figura 63. Dimensiones de gradas para el edificio escolar



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

- Diseño de refuerzo para gradas

Datos:

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

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

- Integración de cargas

Peso propio de la escalera

$$W_p = \gamma_c * \left(t + \frac{c}{2} \right)$$

$$W_p = \gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3 * \left(0,15\text{m} + \frac{0,17\text{m}}{2} \right) = 564 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{acabados} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{total} = W_p + W_{acabados} = 564 \text{ kg/m}^2 + 90 \text{ kg/m}^2 = 654 \text{ kg/m}^2$$

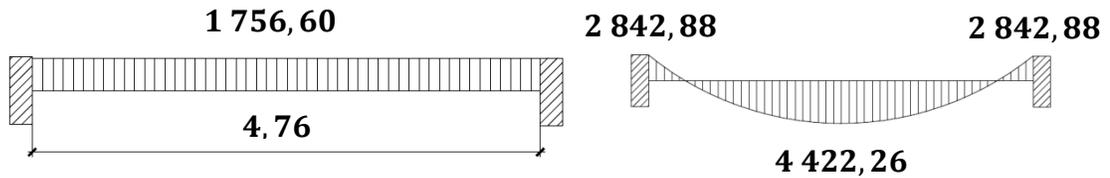
- Carga última

$$C_U = 1,4CM + 1,7CV$$

$$C_U = 1,4 \left(654 \text{ kg/m}^2 \right) + 1,7 \left(500 \text{ kg/m}^2 \right) = 915,60 + 850 = 1765,60 \text{ kg/m}^2$$

En la figura 64 se observa el diagrama de carga muerta distribuida sobre la sección de gradas.

Figura 64. Diagrama de carga muerta distribuida sobre gradas



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

$$D = \sqrt{2,32m^2 + 1,5m^2} = 2,76m$$

- Cálculo de momentos

$$M(+)=\frac{C_U * L^2}{9} = \frac{1\,756,60 \text{ kg/m}^2 * 4,76m^2}{9} = 4\,422,26 \text{ kg} - m$$

$$M(-)=\frac{C_U * L^2}{14} = \frac{1\,756,60 \text{ kg/m}^2 * 4,76m^2}{14} = 2\,842,88 \text{ kg} - m$$

- Acero de refuerzo

$$d = 15,00cm - \left(5,00cm + \left(\frac{0,95cm}{2} \right) \right) = 9,52cm \quad b = 260cm$$

$$As_{\min} = \frac{14,1}{2\,810} * 260 \text{ cm} * 9,52cm = 12,45cm^2$$

$$A_{s_{req}} = \left[260cm * 9,52cm - \sqrt{(260cm * 9,52cm)^2 - \left(\frac{2842,88 kg - m * 260 cm}{0,003825 * 210 \frac{kg}{cm^2}} \right)} \right]$$

$$* \frac{0,85 * 210 \frac{kg}{cm^2}}{2810 \frac{kg}{cm^2}} = (2475,20 - 2281,76) * 0,06 = 11,60cm^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{1,27cm^2}{11,60cm^2} = 0,10cm$$

En la cama superior se utilizará varilla No. 4 @ 10 centímetros.

$$A_{s_{req}} = \left[260cm * 9,52cm - \sqrt{(260 cm * 9,52cm)^2 - \left(\frac{4422,26 kg - m * 260cm}{0,003825 * 210 \frac{kg}{cm^2}} \right)} \right]$$

$$* \frac{0,85 * 210 \frac{kg}{cm^2}}{2810 \frac{kg}{cm^2}} = (2475,20 - 2166,84) * 0,06 = 18,50 cm^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{1,98 cm^2}{18,50 cm^2} = 0,10 cm$$

En la cama superior se utilizará varilla No. 5 @ 10 centímetros. Para evitar el agrietamiento se colocará en el área a compresión, varilla No. 4 @ 25 centímetros, en ambos sentidos.

2.6. Instalaciones

Las instalaciones en el edificio escolar son indispensables para un óptimo funcionamiento, estas son parte de una red pública de suministro y se distribuyen mediante una red interna a los puntos en los que interesa disponer de ellos.

2.6.1. Instalación eléctrica

El diseño de la instalación eléctrica para el edificio escolar está basada en el Manual de Normas para acometidas de servicio eléctrico de la Empresa Eléctrica de Guatemala (EEGSA), de acuerdo a los lineamientos de la sección V: apartamentos, edificios, centros comerciales y construcciones similares.

Normas y códigos para instalación comercial

A. Acometida

Es el conjunto de conductores, componentes y materiales utilizados para transmitir electricidad desde las líneas de distribución de la empresa eléctrica.

La instalación de la acometida constará de los siguientes elementos:

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

- Tableros de distribución

En cada nivel del edificio escolar será necesario colocar un contador y un tablero de distribución con tierra física, para la conexión de electrodos a tierra se debe colocar una varilla de cobre de un diámetro de 1/2" y una longitud mínima de 2,50 m.

B. Circuitos

Según la norma, los circuitos de iluminación y fuerza se protegerán con un flip on de 15 a 30 amperios dependiendo de los elementos conectados al circuito, basándose en los resultados obtenidos en cálculos para ellos se utilizó el método del total de potencia que consiste en la sumatoria de los watts y kilowatt de todos los elementos como lámparas, tomacorrientes y conexiones eléctricas necesarias para obtener la iluminación en cada ambiente.

Para esto entonces se detalla la cantidad de elementos que serán colocados por nivel en el edificio escolar.

Primer nivel

- Lámparas

$$\begin{aligned} 36 \text{ lámparas de } 40 \text{ watts de } 2 \text{ tubos en cada lámpara} &= 36 * 2 * 40 \\ &= 2880 \text{ watts} \end{aligned}$$

- Bombillas

$$3 \text{ bombillas de } 75 \text{ watts} = 225 \text{ watts}$$

- Tomacorrientes

27 tomacorrientes de 300 watts cada uno = 8 100 watts

Potencia total = 11 205 watts

Con base en lo especificado en la norma y teniendo una potencia de 11 205 watts, se colocará en el primer nivel 7 circuitos, 4 para iluminación y 3 para fuerza.

Segundo nivel

- Lámparas

*37 lámparas de 40 watts de 2 tubos en cada lámpara = 37 * 2 * 40*

= 2 960 watts

- Tomacorrientes

24 tomacorrientes de 300 watts cada uno = 7 200 watts

Potencia total = 10 160 watts

Con base en lo especificado en la norma y teniendo una potencia de 10 160 watts, se colocará en el segundo nivel 7 circuitos, 4 para iluminación y 3 para fuerza.

C. Conductores

El calibre de los conductores debe satisfacer la necesidad requerida en cálculos pero en ningún caso podrá ser menor a 12 AWG, el cual posee una capacidad para resistir 20 amperios.

Para determinar el calibre de la iluminación, se debe determinar la corriente de los circuitos para cada nivel, en este caso se calculará el circuito que mayor potencia genera entre los dos niveles:

10 lámparas de 2 tubos de 40 watts cada tubo

$$P = 10 * 2 * 40 \text{ watt} = 800 \text{ watts}$$

$$I_{\text{iluminación}} = \frac{P}{V} = \frac{800 \text{ watts}}{120 \text{ v}} = 6,67 \text{ A}$$

Considerando que la distancia promedio en la ubicación de las lámparas es de 3,45 m, se determina que el calibre del conductor requerido para cargas nominales de 120 voltios con un 2 % de caída de voltaje debe ser 12 AWG.

Para el cálculo del calibre de fuerza, se debe determinar la corriente del circuito para cada nivel, tomando en cuenta el uso simultáneo de los tomacorrientes, en este caso se calculará el circuito que mayor potencia genera entre los dos niveles:

10 tomacorrientes de 300 watts cada uno

$$P = 10 * 300 \text{ watt} = 3\,000 \text{ watts}$$

$$I_{iluminación} = \frac{P}{V} = \frac{3\,000\text{ watts}}{120\text{ v}} = 25\text{ A}$$

Tomando en cuenta que la longitud promedio entre cada tomacorriente es de 4,50 metros, se determina que el calibre del conductor requerido por seguridad y para cargas nominales de 120 v con un 2 % de caída de voltaje es 12 AWG.

La corriente para iluminación es igual a 6,67 A y para fuerza igual a 25 A, de acuerdo a estos resultados se colocará un *flip on* de 15 amperios para cada circuito de iluminación y un *flip on* de 30 amperios por cada circuito de fuerza.

Se colocarán 4 *flip on* de 15 A para los circuitos de iluminación del primer nivel y 3 *flip on* de 30 A para los circuitos de fuerza en el primer nivel, en el segundo nivel para iluminación se utilizarán 4 *flip on* de 15 A así como y 3 *flip on* de 30 A para los circuitos de fuerza respectivamente.

D. Ductos y tuberías

Para los circuitos de iluminación se utilizará tubería plástica (poliducto) de diámetro $\frac{3}{4}$ " para los circuitos de iluminación y se utilizará tubo PVC eléctrico de diámetro $\frac{3}{4}$ " para los circuitos de fuerza.

2.6.2. Instalación hidráulica

Las instalaciones hidráulicas, son el conjunto de tuberías y conexiones de diferentes diámetros y diferentes materiales de gran importancia para alimentar y distribuir agua en el interior del edificio escolar.

La red de distribución de agua de un edificio debe diseñarse para que todos los aparatos sanitarios funcionen correctamente, el sistema debe llenar los requisitos de capacidad suficiente en todas sus partes, para satisfacer las demandas máximas con un costo adecuado, el diseño se realiza de acuerdo con los siguientes parámetros:

- El servicio de agua potable será continuo durante 12 horas al día.
- La dotación mínima es de 200 litros/persona/día.
- El diseño de la red de distribución será por circuitos cerrados.
- Las tuberías de agua potable se colocaron lo más apartado posible de las de drenaje y nunca deben colocarse a un nivel inferior que éstas.
- En los puntos de cruce entre tubería de agua potable y tubería de drenaje, las primeras deben quedar como mínimo 20 centímetros por encima protegidas con mortero o concreto.

A. Cálculo de subramales

Los subramales son pequeñas longitudes de tubería que conectan los ramales a los aparatos sanitarios, se le asigna un diámetro a cada aparato sanitario, de acuerdo a la tabla XXXI.

Lavamanos $\varnothing = 1/2"$

Inodoro con tanque $\varnothing = 1/2"$

Grifo para patio $\varnothing = 1/2"$

Tabla XXXI. **Diámetro de los subramales**

Tipo de aparato sanitario	Diámetro del subramal en pulgadas		
	Presiones hasta 10 m	Presiones mayores de 10 m	Diámetro mínimo
<i>Lavatorio</i>	1/2	1/2	1/2
<i>Bidet</i>	1/2	1/2	1/2
<i>Tina</i>	3/4 – 1/2	3/4	1/2
<i>Ducha</i>	3/4	1/2	1/2
<i>Grifo de cocina</i>	3/4	1/2	1/2
<i>Inodoro con Tanque</i>	1/2	1/2	1/2
<i>Inodoro con Válvula</i>	1 1/2 – 2	1	1 1/4
<i>Urinario con Tanque</i>	1/2	1/2	1/2
<i>Urinario con Válvula</i>	1 – 1/2 – 2	1	1

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p. 54.

B. Cálculo de ramales

Los ramales son tuberías derivadas del alimentador principal y que abastecen agua a un punto de consumo aislado, un baño o a un grupo de aparatos sanitarios.

Utilizando la tabla XXXII, se le asigna un número de equivalencia a cada subramal que forma parte del sistema en función de su diámetro.

$$\varnothing 1/2" = 1,00$$

$$\varnothing 3/4" = 2,90$$

$$\varnothing 1" = 6,20$$

Tabla XXXII. **Equivalencias de gastos en tuberías de agua**

<i>Díámetro del tubo en pulgadas</i>	<i>Número de tubos de 1/2" con la misma capacidad</i>
1/2	1
3/4	2,9
1	6,2
1 1/4	10,9
1 1/2	17,4
2	37,8
2 1/2	65,5
3	110,50
4	189
6	527
8	1 250
10	2 090

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p.
58.

El detalle se inicia desde el punto más alejado respecto al alimentador principal, se analiza ramal por ramal y en función de los números de equivalencias anteriores, se calcula el diámetro por medio de la tabla XXXVI.

Tabla XXXIII. **Equivalencias para diámetros utilizados**

Tramo	Equivalencia	Diámetro
1-2	2,9	3/4 "
2-3	2,9	3/4"
3-4	1,00	1/2"
3-5	2,9	3/4"
5-6	2,9	3/4"
6-7	2,9	3/4"
7-8	2,9	3/4"
8-9	2,9	3/4"
9-10	2,9	3/4"
8-11	2,9	3/4"
11-5	2,9	3/4"
11-1	2,9	3/4"
11-12	2,9	3/4"
12-13	2,9	3/4"
13-14	2,9	3/4"
14-15	2,9	3/4"
15-16	2,9	3/4"

Fuente: elaboración propia.

Se concluye que el tipo de tubería a utilizar será de cloruro de polivinilo (PVC) de 3/4" de diámetro para ramales principales y de 1/2" de diámetro para las conexiones a los artefactos sanitarios (subramales).

C. Cálculo de la línea principal de conducción

De acuerdo con la tabla XXXIV se le asigna un número de unidades de gasto o unidades Hunter (UH) a cada uno de los artefactos sanitarios en función del tipo, quedando de la siguiente manera:

$$\text{Lavamanos UH} = 2$$

$$\text{Inodoro con tanque UH} = 5$$

$$\text{Grifo para patio UH} = 1$$

Tabla XXXIV. **Unidades de gasto para tuberías de distribución**

<i>Piezas</i>	<i>Tipo</i>	<i>Unidades de gasto</i>		
		<i>Total</i>	<i>Agua fría</i>	<i>Agua caliente</i>
<i>Tina</i>		4	3	3
<i>Lavadero de ropa</i>		8	4,50	4,50
<i>Ducha</i>		4	3	3
<i>Inodoro</i>	<i>Con tanque</i>	5	5	...
<i>Inodoro</i>	<i>Con válvula semiautomática</i>	8	8	...
<i>Lavadero de ropa</i>	<i>Cocina hotel, restaurante</i>	4	3	3
<i>Lavadero de ropa</i>	<i>Repostería</i>	3	2	2
<i>Bebedero</i>	<i>Simple</i>	1	1	...
<i>Bebedero</i>	<i>Múltiple</i>	1	1	...
<i>Lavatorio</i>	<i>Corriente</i>	2	1,50	1,50
<i>Lavatorio</i>	<i>Múltiple</i>	2	1,50	1,50
<i>Botadero</i>		3	2	2
<i>Urinario</i>	<i>Con tanque</i>	3	3	...
<i>Urinario</i>	<i>Con válvula semiautomática</i>	5	5	...

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

- Número total de UH Primer nivel

$$6 \text{ lavamanos} \times 2 \text{ UH} = 12 \text{ UH}$$

$$5 \text{ inodoros con tanque} \times 5 \text{ UH} = 25 \text{ UH}$$

$$1 \text{ grifos para patio} \times 1 \text{ UH} = 1 \text{ UH}$$

$$\text{Total: } 38 \text{ UH}$$

- Número total de UH segundo nivel

$$6 \text{ lavamanos} \times 2 \text{ UH} = 12 \text{ UH}$$

$$5 \text{ inodoros con tanque} \times 5 \text{ UH} = 25 \text{ UH}$$

$$\text{Total: } 37 \text{ UH}$$

$$\text{El número total de UH es: } 38 \text{ UH} + 37 \text{ UH} = 75 \text{ UH}$$

$$75 \text{ UH (25 UH con válvulo y 50 UH con tanque)}$$

Con el número total de UH y utilizando la tabla XXXV, se tiene un gasto probable de: 2,55 lt/s (1,42 lt/s con válvula y 1,13 lt/s con tanque).

Tabla XXXV. **Gastos probables para el Método de Hunter (lt/s)**

No. de UH	Gasto		No. de UH	Gasto	
	Tanque	Válvula		Tanque	Válvula
3	0,12	...	40	0,91	1,74
4	0,16	...	42	0,95	1,78
5	0,23	0,91	44	1,00	1,82
6	0,25	0,94	46	1,03	1,84
7	0,28	0,97	48	1,09	1,92
8	0,29	1,00	50	1,13	1,97
9	0,32	1,03	55	1,19	2,04
10	0,34	1,06	60	1,25	2,11
12	0,38	1,12	65	1,31	2,17
14	0,42	1,17	70	1,36	2,23
16	0,46	1,22	75	1,41	2,29
18	0,50	1,27	80	1,45	2,35
20	0,54	1,33	85	1,50	2,40
22	0,58	1,37	90	1,56	2,45
24	0,61	1,42	95	1,62	2,50
26	0,67	1,45	100	1,67	2,55
28	0,71	1,51	110	1,75	2,60
30	0,75	1,55	120	1,83	2,72
32	0,79	1,59	130	1,91	2,80
34	0,82	1,63	140	1,98	2,85
36	0,85	1,67	150	2,06	2,95
38	0,88	1,70	160	2,14	3,04

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

Estimando una velocidad de 1 m/s, una altura de niveles de 3 m para el primero y de 3 m para el segundo y tubería PVC, se calcula el diámetro.

El diámetro se calcula con la siguiente fórmula:

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{1\,743,811 \times L \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times H_f}}$$

Por lo tanto, el diámetro a utilizar para la línea de distribución que alimenta los dos niveles será de 1”.

Todos los accesorios serán de PVC (cloruro de polivinilo), que resistan la presión mínima de trabajo de 14 kg/cm² (2000PSI); cumpliendo con las Normas ASTM 2466.

Todas las juntas de tubería, uniones y conexiones del sistema de distribución deben ser impermeabilizadas, las conexiones con rosca deberán impermeabilizarse cubriendo la rosca con teflón antes de acoplarlas.

2.6.3. Drenaje pluvial

La función del drenaje pluvial es la evacuación de las aguas provenientes de escorrentía generada por la precipitación pluvial, para que su instalación sea efectiva se debe realizar un diseño de acuerdo a los siguientes requisitos:

Las bajadas deben ubicarse si es posible en paredes que den al exterior de la edificación, protegidas con mortero, concreto u otro material.

Se calcula el caudal con la fórmula siguiente:

$$Q = \frac{C.I.A.}{360}$$

Donde:

$$Q = \text{caudal } m^3/s$$

$C =$ coeficiente de escorrentía del concreto (0.90)

$I =$ intensidad de lluvia $\left(\frac{mm}{h}\right)$

$A =$ área a drenar (H_a)

Intensidad de lluvia

Para calcular la intensidad de lluvia se utilizarán los parámetros de ajuste de la estación meteorológica de Chimaltenango, de la tabla XXXVI. Se asumirá un período de retorno $T_r = 2 \text{ años}$.

Tabla XXXVI. **Ecuaciones de intensidad de lluvia por región**

	2 años	5 años	10 años	20 años
Ciudad de Guatemala (Zona Atlántica)	2838/t+18	3706/t+22	4204/t+23	4604/t+24
Ciudad de Guatemala (Zona Pacífica)				6889/t+40
Bananera, Izabal	5771/t+48.8	710395/t+53.8	7961/t+56.63	36677/t+58.43
Labor Ovalle Quetzaltenango	977.7/t+3.8	11285/t+3.24	134554/t+3.49	
La Fragua Zacapa	37005/t+50	39905/t+41.75	4040/t+37.14	
Chimaltenango	1712/t+8.7	2201/t+10.17		

Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, enero 2012.

Analizando para Pastores, Sacatepéquez:

$$I_{lluvia} = \frac{1712}{t + 8,7}$$

Se asume un tiempo de concentración t de 0,5 minutos (30 segundos)

$$I_{lluvia} = \frac{1712}{0,50 + 8,7} = 186,08 \text{ mm/h}$$

El área a drenar por cada bajada será de 63,56 m² o 0,00636 hectáreas.

$$Q = \frac{0,90 * 143,72 * 0,00491}{360} = 0,00176 \text{ m}^3/\text{s} = 1,76 \text{ Lt}/\text{s}$$

$$Q = \frac{0,90 * 186,08 * 0,00636}{360} = 0,00296 \text{ m}^3/\text{s} = 2,96 \text{ Lt}/\text{s}$$

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

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

Como se utilizará tubería de PVC, se estima un coeficiente de rugosidad $n = 0,009$ y se estimará una pendiente de 1,00 %, quedando:

$$D = \left(\frac{691\ 000 * 0,00296 * 0,009}{0,01^{1/2}} \right)^{3/8} = 7,06 \text{ cm}$$

$$D = 7,06 \text{ cm} = 2,78''$$

Por lo tanto, para las bajadas de agua pluvial se utilizará tubería PVC de 3" de diámetro, para colocación de esta tubería deben construirse cajas de unión que conduzcan su salida hacia la candela municipal, pues en Pastores el drenaje es combinado, se utilizará tubería de PVC con diámetro de 3" que cubre un área de drenaje máxima de 100 m², con pendiente del 1 %.

2.6.4. Drenaje sanitario

La función del drenaje sanitario es la recolección de las aguas residuales (aguas jabonosas, aguas grasas, aguas negras) y conducir las a través de tuberías al colector general, las tuberías enterradas para el drenaje sanitario deben tener una pendiente mínima de 2 % y una pendiente máxima de 6 %.

Para el dimensionamiento de las instalaciones de drenajes, es necesario definir el concepto unidad de descarga, se define en forma convencional como la correspondiente a la descarga del agua residual de un lavabo común en uso doméstico y que corresponde a un caudal de 20 litros por minuto, siendo la referencia para estimar las descargas de todos los demás muebles, accesorios o aparatos sanitarios.

Con referencia a la tabla XXXVII se le asigna un número de unidades mueble (UM) y un diámetro de tubería a cada mueble o aparato sanitario, dependiendo de la clase de instalación, para este proyecto se considerará una instalación de primera clase, quedando el cálculo del diámetro de tubería de acuerdo a la tabla XXXVIII.

Tabla XXXVII. **Cálculo del diámetro de las derivaciones simples**

<i>Tipo de mueble o aparato sanitario</i>	<i>Número de unidades mueble (um)</i>	<i>Diámetro pulgadas</i>
<i>Lavamanos</i>	1	1 1/4
<i>Inodoro con tanque</i>	4	3
<i>Drenaje en piso</i>	3	3

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVIII. **Unidades de descarga y diámetro mínimo en derivaciones simples y sifones de descarga**

<i>Tipo de mueble o aparato</i>	<i>Unidades de descarga</i>			<i>Diámetro mínimo del sifón y derivación</i>		
	<i>Clase</i>			<i>Clase</i>		
	<i>1ra</i>	<i>2da</i>	<i>3ra</i>	<i>1ra</i>	<i>2da</i>	<i>3ra</i>
<i>Lavabo</i>	1	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
<i>Inodoro</i>	4	5	6	3	3	3
<i>Tina</i>	3	4	4	1 1/4	2	2
<i>Bidet</i>	2	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
<i>Cuarto de baño completo</i>	7	3	3	3
<i>Regadera</i>	2	3	3	1 1/4	2	2
<i>Urinario suspendido</i>	2	2	2	1 1/4	1 1/4	1 1/4
<i>Urinario vertical</i>	...	4	4	...	2	2
<i>Fregadero de viviendas</i>	3	1 1/4
<i>Fregadero de restaurante</i>	...	8	8	...	3	3
<i>Lavadero (ropa)</i>	3	3	...	1 1/4	1 1/4	...
<i>Vertedero</i>	...	8	8	4	4	...
<i>Bebadero</i>	1	1	1	1 1/4	1 1/4	1 1/4
<i>Lavaplatos de casa</i>	2	1 1/2
<i>Lavaplatos comercial</i>	...	4	2

Fuente: RODRÍGUEZ SOZA, Luis Carlos. Guía para las instalaciones sanitarias en edificios. p. 71.

Todos los accesorios serán de PVC (cloruro de polivinilo), cedula 40 que cumplan con la Norma ASTM 2675, para el diseño del sistema de drenaje se utilizó tubería de 6" entre cajas de unión, tubería de 4" para todo el circuito que funciona por gravedad incluyendo inodoros; lavamanos y duchas utilizarán un diámetro de 2", la pendiente utilizada es del 2 %.

2.7. Planos constructivos

Al concluir toda la fase de diseño se procede a graficar los detalles de cada elemento estructural que formará parte del edificio escolar, colocando especificaciones de diseño y de los materiales que serán utilizados, entre los planos establecidos para la ejecución del proyecto tendremos: planta amueblada, planta acotada, planta de acabados, planta de electricidad, planta de drenajes, planta de instalaciones hidráulicas, planta de cimientos y distribución de columnas, planta de losas y vigas, además de los detalles estructurales, estos planos se encontrarán en los anexos.

2.8. Presupuesto

En el presupuesto del edificio escolar se especifican los renglones que se deben realizar para ejecutar el proyecto, calculando para esto los respectivos precios unitarios, los precios de los materiales usados son valores comúnmente utilizados en el desarrollo de proyectos para Pastores.

2.8.1. Materiales de construcción

Todos los materiales deben cumplir con las dimensiones y características determinadas en las especificaciones técnicas, el concreto tendrá una resistencia de 210 kg/cm^2 , el acero de refuerzo debe ser corrugado de grado 40, los elementos de mampostería (block) que formaran los muros deben tener las siguientes dimensiones $0,14 \text{ m} * 0,19 \text{ m} * 0,39 \text{ m}$, con una resistencia de 25 kg/cm^2 , el agregado grueso debe ser de un diámetro de $\frac{1}{2}$ " libre de residuos vegetales y materiales arcillosos, el agregado fino será arena de río libre de material arcillo y vegetal.

2.8.2. Mano de obra

Los salarios de mano de obra calificada y no calificada son promedios a los usados aplicándose una factor de ayudante y prestaciones.

2.8.3. Costo total del proyecto

Para obtener el valor total del proyecto, es necesario determinar los diferentes renglones de trabajo, necesarios para la realización de cada uno de los componentes por unidades de ejecución, siguiendo una secuencia lógica en la construcción, lo obtenido entonces será la sumatoria del costo directo y el costo indirecto, se debe recordar que el porcentaje aplicado para costos indirectos es igual a 35 %.

En la tabla XXXIX a la XCVIII se detallan los costos unitarios para cada renglón de trabajo y en la tabla XCIX se observa el resumen de costos unitarios para el edificio escolar de dos niveles.

Tabla XXXIX. **Costo unitario limpieza y chapeo**

1	TRABAJOS PRELIMINARES				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
1.1.	LIMPIEZA Y CHAPEO	m ²	568,07	Q. 8,86	Q. 5 033,97
MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Limpieza	m ²	1,00	Q. 2,96	Q. 2,96
	Total mano de obra calificada				Q. 2,96
	Factor de ayudante 32%				Q. 0,95
	Prestaciones 66%				Q. 1,95
	TOTAL MANO DE OBRA				Q. 5,86
TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 5,86
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 2,05
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 7,91
IVA 12%					Q. 0,95
TOTAL LIMPIEZA Y CHAPEO					Q. 8,86

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL. **Costo unitario trazo y nivelación**

1	TRABAJOS PRELIMINARES				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
1.2.	TRAZO Y NIVELACIÓN	m ²	568,07	Q. 16,20	Q. 9 201,89

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	0,12	Q. 5,40	Q. 0,65
	Clavo 3"	libras	0,13	Q. 4,73	Q. 0,61
	Pintura	galones	0,03	Q. 75,15	Q. 2,25
	Hilo	rollos	0,2	Q. 8,00	Q. 1,60
	Alambre de amarre	lb	0,05	Q. 3,45	Q. 0,17
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 5,29
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 4,66

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Albañil trazo y nivelación	m ²	1	Q. 3,50	Q. 3,50
Total mano de obra calificada					Q. 3,50
Factor de ayudante 32%					Q. 1,12
Prestaciones 66%					Q. 2,31
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 6,93

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 11,59
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 4,05
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 15,64
IVA 12%					Q. 0,56
TOTAL TRAZO Y NIVELACIÓN					Q. 16,20

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLI. **Costo unitario excavación de cimentación**

2	CIMENTACIÓN				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
2.1	EXCAVACIÓN DE CIMENTACIÓN	m ³	180,9	Q. 47,90	Q. 8 665,14

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Excavación de cimentación	m ³	1,00	Q. 16,00	Q. 16,00
	Total mano de obra calificada				Q. 16,00
	Factor de ayudante 32%				Q. 5,12
	Prestaciones 66%				Q. 10,56
	TOTAL MANO DE OBRA				Q. 31,68

TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 31,68
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 11,09
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 42,77
IVA 12%				Q. 5,13
TOTAL EXCAVACIÓN DE CIMENTACIÓN				Q. 47,90

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLII. **Costo unitario relleno de cimentación**

2	CIMENTACIÓN				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
2.2	RELLENO DE CIMENTACIÓN	m ³	147,77	Q. 43,41	Q. 6 414,62

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Relleno de cimentación	m ³	1,00	Q. 14,50	Q. 14,50
	Total mano de obra calificada				Q. 14,50
	Factor de ayudante 32%				Q. 4,64
	Prestaciones 66%				Q. 9,57
	TOTAL MANO DE OBRA				Q. 28,71

TOTAL COSTO DIRECTO		Q. 28,71
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%		Q. 10,05
DIRECTOS + INDIRECTOS		Q. 38,76
IVA 12%		Q. 4,65
TOTAL RELLENO DE CIMENTACIÓN		Q. 43,41

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIII. Costo unitario zapata Z-1

2 CIMENTACIÓN				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
2.3 ZAPATA Z-1 (aislada concéntrica)	unidad	22	Q. 2774,29	Q. 61 034,29

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	10,25	Q. 67,85	Q. 695,46
Arena	m3	0,75	Q. 90,00	Q. 67,86
Piedrín	m3	0,97	Q. 240,00	Q. 233,04
Acero No. 6	qq	2,00	Q. 314,75	Q. 629,50
Alambre de amarre	lbs	2,11	Q. 3,45	Q. 7,28
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 1 633,14
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 1 437,16

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/4"	ml	1,00	Q. 2,22	Q. 2,22
Fundición de losa base	m3	1,36	Q. 126,10	Q. 172,63
Centrado de columna	unidad	1,00	Q. 26,00	Q. 26,00
Total mano de obra calificada				Q. 200,85
Factor de ayudante 32%				Q. 64,27
Prestaciones 66%				Q. 132,56
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 397,68

TOTAL COSTO DIRECTO	Q. 1 834,85
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%	Q. 642,20
DIRECTOS + INDIRECTOS	Q. 2 477,04
IVA 12%	Q. 297,24
TOTAL FUNDICIÓN ZAPATA Z-1	Q. 2 774,29

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIV. Costo unitario zapata Z-2

2 CIMENTACIÓN				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
2.4 ZAPATA Z-2 (combinada)	unidad	4	Q. 6 259,21	Q. 25 036,86

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	24,26	Q. 67,85	Q. 1 645,93
Arena	m ³	1,78	Q. 90,00	Q. 160,60
Piedrín	m ³	2,30	Q. 240,00	Q. 551,54
Acero No. 6	qq	4,10	Q. 314,75	Q. 1 290,48
Alambre de amarre	lbs	4,17	Q. 3,45	Q. 14,39
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 3 662,93
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 3 223,38

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/4"	ml	1,00	Q. 2,22	Q. 2,22
Fundición de losa base	m ³	3,24	Q. 126,10	Q. 408,56
Centrado de columna	unidad	1,00	Q. 52,00	Q. 52,00
Total mano de obra calificada				Q. 462,78
Factor de ayudante 32%				Q. 148,09
Prestaciones 66%				Q. 305,44
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 916,31

TOTAL COSTO DIRECTO	Q. 4 139,69
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%	Q. 1 448,89
DIRECTOS + INDIRECTOS	Q. 5 588,58
IVA 12%	Q. 670,63
TOTAL FUNDICIÓN ZAPATA Z-2	Q. 6 259,21

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. **Costo unitario zapata Z-3**

2 CIMENTACIÓN				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
2.5 ZAPATA Z-3 (aislada excéntrica)	unidad	6	Q. 2675,94	Q. 16 055,66

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	9,70	Q. 67,85	Q. 658,37
Arena	m ³	0,71	Q. 90,00	Q. 64,24
Piedrín	m ³	0,92	Q. 240,00	Q. 220,62
Acero No. 6	qq	2,00	Q. 314,75	Q. 629,50
Alambre de amarre	lbs	2,09	Q. 3,45	Q. 7,21
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 1 579,94
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 1 390,35

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/4"	ml	1,00	Q. 2,22	Q. 2,22
Fundición de losa base	m ³	1,296	Q. 126,10	Q. 163,43
Centrado de columna	unidad	1,00	Q. 26,00	Q. 26,00
Total mano de obra calificada				Q. 191,65
Factor de ayudante 32%				Q. 61,33
Prestaciones 66%				Q. 126,49
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 379,46
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 1 769,80
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 619,43
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 2 389,24
IVA 12%				Q. 286,71
TOTAL FUNDICIÓN ZAPATA Z-3				Q. 2 675,94

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. Costo unitario cimiento corrido A

2		CIMENTACIÓN				
2.6		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		CIMIENTO CORRIDO A	ml	138,74	Q. 167,80	Q. 23 280,03
		MATERIALES				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Cemento	sacos	0,60	Q. 67,85	Q. 40,64
		Arena	m ³	0,04	Q. 90,00	Q. 3,97
		Piedrín	m ³	0,06	Q. 240,00	Q. 13,62
		Acero No. 3	qq	0,03698	Q. 321,42	Q. 11,89
		Acero No. 2	qq	0,02008	Q. 316,37	Q. 6,35
		Alambre de amarre	lbs	0,33	Q. 3,45	Q. 1,14
		Block	unidad	6,00	Q. 3,13	Q. 18,78
		Mortero	m ³	0,0096	Q. 127,68	Q. 1,23
		TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 97,61
		TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 85,89
		MANO DE OBRA				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
		Armadura 1/4"	ml	1,00	Q. 1,15	Q. 1,15
		Fundición de cimiento corrido	m ³	0,08	Q. 126,10	Q. 10,09
		Total mano de obra calificada				Q. 12,67
		Factor de ayudante 32%				Q. 4,05
		Prestaciones 66%				Q. 8,36
		TOTAL MANO DE OBRA				Q. 25,08
		TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 110,98
		TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 38,84
		DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 149,82
		IVA 12%				Q. 17,98
		TOTAL CIMIENTO CORRIDO A				Q. 167,80

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVII. **Costo unitario cimiento corrido B**

2	CIMENTACIÓN				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
2.7	CIMIENTO CORRIDO B	ml	97,66	Q. 172,55	Q. 16 851,02

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	0,60	Q. 67,85	Q. 40,64
Arena	m ³	0,04	Q. 90,00	Q. 3,97
Piedrín	m ³	0,06	Q. 240,00	Q. 13,62
Acero No. 3	qq	0,03698	Q. 321,42	Q. 11,89
Acero No. 2	qq	0,02008	Q. 316,37	Q. 6,35
Alambre de amarre	lbs	0,33	Q. 3,45	Q. 1,14
Block	unidad	6	Q. 3,13	Q. 18,78
Mortero	m ³	0,0096	Q. 499,68	Q. 4,80
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 101,18
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 89,04

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
Armadura 1/4"	ml	1,00	Q. 1,15	Q. 1,15
Fundición de cimiento corrido	m ³	0,08	Q. 126,10	Q. 10,09
Total mano de obra calificada				Q. 12,67
Factor de ayudante 32%				Q. 4,05
Prestaciones 66%				Q. 8,36
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 25,08

TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 114,12
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 39,94
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 154,06
IVA 12%				Q. 18,49
TOTAL CIMIENTO CORRIDO B				Q. 172,55

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVIII. Costo unitario viga conectora

2 CIMENTACIÓN				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
2.8 VIGA CONECTORA	ml	53,89	Q. 115,43	Q. 6 220,52

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	0,22	Q. 67,85	Q. 15,24
Arena	m ³	0,02	Q. 90,00	Q. 1,49
Piedrín	m ³	0,02	Q. 240,00	Q. 5,11
Acero No. 4	qq	0,09	Q. 322,50	Q. 28,23
Acero No. 2	qq	0,02	Q. 316,37	Q. 6,35
Alambre de amarre	lbs	0,38	Q. 3,45	Q. 1,31
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 57,73
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 50,80

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 1/2"	ml	1,00	Q. 1,66	Q. 1,66
Armadura 1/4"	ml	1,00	Q. 1,15	Q. 1,15
Fundición de viga conectora	m ³	0,03	Q. 336,27	Q. 10,09
Total mano de obra calificada				Q. 12,90
Factor de ayudante 32%				Q. 4,13
Prestaciones 66%				Q. 8,51
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 25,54
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 76,34
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 26,72
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 103,06
IVA 12%				Q. 12,37
TOTAL VIGA CONECTORA				Q. 115,43

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIX. Costo unitario solera de humedad

2 CIMENTACIÓN				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
2.9 SOLERA DE HUMEDAD	ml	53,89	Q. 167,62	Q. 9 032,83
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	0,22	Q. 67,85	Q. 15,24
Arena	m ³	0,02	Q. 90,00	Q. 1,49
Piedrín	m ³	0,02	Q. 240,00	Q. 5,11
Acero No. 3	qq	0,09	Q. 321,42	Q. 28,14
Acero No. 2	qq	0,02	Q. 316,37	Q. 6,35
Alambre de amarre	lbs	0,38	Q. 3,45	Q. 1,31
Madera tablas 1"x12"x12'	pt	3,28	Q. 5,20	Q. 17,06
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 74,69
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 65,73
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 1/2"	ml	1,00	Q. 1,66	Q. 1,66
Armadura 1/4"	ml	1,00	Q. 1,15	Q. 1,15
Fundición de solera de humedad	m ³	0,03	Q. 220,71	Q. 6,62
Formaleta de solera	ml	1,00	Q. 10,40	Q. 10,40
Retirar formaleta	ml	1,00	Q. 2,96	Q. 2,96
Total mano de obra calificada				Q. 22,79
Factor de ayudante 32%				Q. 7,29
Prestaciones 66%				Q. 15,04
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 45,13
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 110,86
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 38,80
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 149,66
IVA 12%				Q. 17,96
TOTAL SOLERA DE HUMEDAD				Q. 167,62

Fuente: elaboración propia.

Tabla L. Costo unitario solera sillar

3		MUROS				
3.1		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		SOLERA SILLAR	ml	129,71	Q. 93,86	Q. 12 174,72
		MATERIALES				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Cemento	sacos	0,11	Q. 67,85	Q. 7,62
		Arena	m ³	0,01	Q. 90,00	Q. 0,74
		Piedrín	m ³	0,01	Q. 240,00	Q. 2,55
		Acero No. 3	qq	0,02	Q. 321,42	Q. 7,92
		Acero No. 2	qq	0,01	Q. 316,37	Q. 2,35
		Alambre de amarre	lbs	0,1665	Q. 3,45	Q. 0,57
		Madera tablas 1" x 6" x 12'	pt	1,64	Q. 5,20	Q. 8,53
		TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 30,29
		TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 26,66
		MANO DE OBRA				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
		Armadura 1/4"	ml	1,00	Q. 1,15	Q. 1,15
		Formaleta de solera	ml	1,00	Q. 10,40	Q. 10,40
		Retirar formaleta	ml	1,00	Q. 2,96	Q. 2,96
		Fundición de solera sillar	m ³	0,015	Q. 130,00	Q. 1,95
		Total mano de obra calificada				Q. 17,89
		Factor de ayudante 32%				Q. 5,72
		Prestaciones 66%				Q. 11,81
		TOTAL MANO DE OBRA				Q. 35,42
		TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 62,08
		TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 21,73
		DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 83,80
		IVA 12%				Q. 10,06
		TOTAL SOLERA SILLAR				Q. 93,86

Fuente: elaboración propia.

Tabla LI. **Costo unitario solera intermedia tipo U**

3 MUROS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
3.2 SOLERA INTERMEDIA TIPO U	ml	179,37	Q. 40,86	Q. 7 328,83
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	0,09	Q. 67,85	Q. 6,35
Arena	m ³	0,01	Q. 90,00	Q. 0,62
Piedrín	m ³	0,01	Q. 240,00	Q. 2,13
Acero No. 3	qq	0,02	Q. 321,42	Q. 7,92
Acero No. 2	qq	0,01	Q. 316,37	Q. 1,76
Alambre de amarre	lbs	0,15	Q. 3,45	Q. 0,52
Block	unidad	2,75	Q. 3,13	Q. 8,61
Mortero	m ³	0,00085	Q. 499,68	Q. 0,42
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 19,30
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 16,99
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
Armadura 1/4"	ml	1,00	Q. 1,15	Q. 1,15
Fundición solera block U	m ³	0,0125	Q. 199,10	Q. 2,49
Total mano de obra calificada				Q. 5,07
Factor de ayudante 32%				Q. 1,62
Prestaciones 66%				Q. 3,35
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 10,04
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 27,02
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 9,46
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 36,48
IVA 12%				Q. 4,38
TOTAL SOLERA INTERMEDIA TIPO U				Q. 40,86

Fuente: elaboración propia.

Tabla LII. **Costo unitario levantado de block**

3	MUROS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
3.3	LEVANTADO DE BLOCK	m ²	1 142,54	Q. 131,76	Q. 150 542,07

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Cemento	sacos	0,09	Q. 67,85	Q. 6,36
	Arena	m ³	0,02	Q. 90,00	Q. 1,41
	Block	unidad	12,50	Q. 3,13	Q. 39,13
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 7,77
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 6,84

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Muro de Block de 0,15 * 0,20* 0,40	m ²	1,00	Q. 40,56	Q. 40,56
Total mano de obra calificada					Q. 40,56
Factor de ayudante 32%					Q. 12,98
Prestaciones 66%					Q. 26,77
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 80,31

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 87,14
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 30,50
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 117,64
IVA 12%					Q. 14,12
TOTAL LEVANTADO DE BLOCK					Q. 131,76

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIII. Costo unitario columna C-1

4		COLUMNAS				
4.1		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		COLUMNA C-1 (0,30m x 0,30m)	ml	291,6	Q. 733,66	Q. 213 935,99
MATERIALES						
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Cemento	sacos	0,67	Q. 67,85	Q. 45,72
		Arena	m ³	0,05	Q. 90,00	Q. 4,46
		Piedrín	m ³	0,06	Q. 240,00	Q. 15,32
		Acero No. 8	qq	0,27	Q. 319,69	Q. 85,56
		Acero No. 7	qq	0,35	Q. 314,75	Q. 110,22
		Acero No. 4	qq	0,35	Q. 322,50	Q. 112,94
		Alambre de amarre	lbs	1,20	Q. 3,45	Q. 4,14
		Madera tablas 1" x 15"x 12'	pt	4,10	Q. 5,20	Q. 21,32
		Clavo	lbs	0,50	Q. 4,73	Q. 2,37
		TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 402,05
		TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 353,81
MANO DE OBRA						
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Armadura 1"	ml	1,00	Q. 2,91	Q. 2,91
		Armadura 7/8"	ml	1,00	Q. 2,91	Q. 2,91
		Formaleta a 4 caras	ml	1,00	Q. 33,00	Q. 33,00
		Retirar formaleta	ml	1,00	Q. 9,86	Q. 9,86
		Fundición de columna	m ³	0,09	Q. 196,60	Q. 17,69
		Total mano de obra calificada				Q. 66,37
		Factor de ayudante 32%				Q. 21,24
		Prestaciones 66%				Q. 43,81
		TOTAL MANO DE OBRA				Q. 131,42
		TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 485,23
		TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 169,83
		DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 655,06
		IVA 12%				Q. 78,61
		TOTAL COLUMNA C-1				Q. 733,66

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIV. Costo unitario columna C-2

4 COLUMNAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
4.2 COLUMNA C-2 (0,15m x 0,15m)	ml	323,4	Q. 116,79	Q. 37 771,49
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	0,17	Q. 67,85	Q. 11,43
Arena	m ³	0,01	Q. 90,00	Q. 1,12
Piedrín	m ³	0,02	Q. 240,00	Q. 3,83
Acero No. 4	qq	0,01	Q. 314,75	Q. 2,34
Acero No. 2	qq	0,01	Q. 322,50	Q. 2,39
Alambre de amarre	lbs	0,27	Q. 3,45	Q. 0,92
Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	3,28	Q. 5,20	Q. 17,06
Clavo	lbs	0,50	Q. 4,73	Q. 2,37
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 41,44
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 36,47
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 1/2"	ml	1,00	Q. 1,66	Q. 1,66
Armadura 1/4"	ml	1,00	Q. 1,15	Q. 1,15
Formaleta a 2 caras	ml	1,00	Q. 10,40	Q. 10,40
Retirar formaleta	ml	1,00	Q. 2,96	Q. 2,96
Fundición de columna	m ³	0,02	Q. 196,60	Q. 4,42
Total mano de obra calificada				Q. 20,59
Factor de ayudante 32%				Q. 6,59
Prestaciones 66%				Q. 13,59
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 40,78
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 77,25
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 27,04
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 104,28
IVA 12%				Q. 12,51
TOTAL COLUMNA C-2				Q. 116,79

Fuente: elaboración propia.

Tabla LV. Costo unitario columna C-3

4 COLUMNAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
4.3 COLUMNA C-3 (0,15m x 0,10m)	ml	115,50	Q. 110,09	Q. 12 715,04
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	0,11	Q. 67,85	Q. 7,62
Arena	m ³	0,01	Q. 90,00	Q. 0,74
Piedrín	m ³	0,01	Q. 240,00	Q. 2,55
Acero No. 3	qq	0,02	Q. 321,42	Q. 7,92
Acero No. 2	qq	0,01	Q. 316,37	Q. 2,35
Alambre de amarre	lbs	0,17	Q. 3,45	Q. 0,57
Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	3,28	Q. 5,20	Q. 17,06
Clavo	lbs	0,30	Q. 4,73	Q. 1,42
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 40,24
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 35,41
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
Armadura 1/4"	ml	1,00	Q. 1,15	Q. 1,15
Formaleta a 2 caras	ml	1,00	Q. 10,40	Q. 10,40
Retirar formaleta	ml	1,00	Q. 2,96	Q. 2,96
Fundición de columna	m ³	0,015	Q. 196,60	Q. 2,95
Total mano de obra calificada				Q. 18,89
Factor de ayudante 32%				Q. 6,04
Prestaciones 66%				Q. 12,47
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 37,40
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 72,81
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 25,48
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 98,29
IVA 12%				Q. 11,80
TOTAL COLUMNA C-3				Q. 110,09

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVI. Costo unitario columna C-4

4		COLUMNAS				
4.4		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		COLUMNA C-4 (0,10m x 0,10m)	ml	115,50	Q. 79,94	Q. 9 232,72
MATERIALES						
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Cemento	sacos	0,11	Q. 67,85	Q. 7,62
		Arena	m ³	0,01	Q. 90,00	Q. 0,74
		Piedrín	m ³	0,01	Q. 240,00	Q. 2,55
		Acero No. 3	qq	0,02	Q. 321,42	Q. 7,03
		Alambre de amarre	lbs	0,05	Q. 3,45	Q. 0,17
		Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	0,02	Q. 5,20	Q. 0,10
		Clavo	lbs	0,30	Q. 4,73	Q. 1,42
		TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 19,65
		TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 17,29
MANO DE OBRA						
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Armadura 1/2"	ml	1,00	Q. 1,66	Q. 1,66
		Formaleta a 2 caras	ml	1,00	Q. 10,40	Q. 10,40
		Retirar formaleta	ml	1,00	Q. 2,96	Q. 2,96
		Fundición de columna	m ³	0,015	Q. 196,60	Q. 2,95
		Total mano de obra calificada				Q. 17,97
		Factor de ayudante 32%				Q. 5,75
		Prestaciones 66%				Q. 11,86
		TOTAL MANO DE OBRA				Q. 35,58
		TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 52,87
		TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 18,50
		DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 71,37
		IVA 12%				Q. 8,56
		TOTAL COLUMNA C-4				Q. 79,94

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVII. Costo unitario columna C-5

4 COLUMNAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
4.5 COLUMNA C-5 (0,30m x 0,15m)	ml	30,80	Q. 210,32	Q. 6 477,90
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	0,34	Q. 67,85	Q. 22,86
Arena	m ³	0,02	Q. 90,00	Q. 2,23
Piedrín	m ³	0,03	Q. 240,00	Q. 7,66
Acero No. 5	qq	0,07	Q. 321,42	Q. 22,00
Acero No. 4	qq	0,07	Q. 316,37	Q. 20,77
Alambre de amarre	lbs	0,25	Q. 3,45	Q. 0,86
Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	4,10	Q. 5,20	Q. 21,32
Clavo	lbs	0,30	Q. 4,73	Q. 1,42
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 99,13
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 87,23
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 5/8"	ml	1,00	Q. 2,33	Q. 2,33
Armadura 1/2"	ml	1,00	Q. 1,66	Q. 1,66
Formaleta a 2 caras	ml	1,00	Q. 10,40	Q. 10,40
Retirar formaleta	ml	1,00	Q. 2,96	Q. 2,96
Fundición de columna	m ³	0,045	Q. 196,60	Q. 8,85
Total mano de obra calificada				Q. 26,20
Factor de ayudante 32%				Q. 8,38
Prestaciones 66%				Q. 17,29
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 51,87
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 139,10
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 48,69
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 187,79
IVA 12%				Q. 22,53
TOTAL COLUMNA C-5				Q. 210,32

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVIII. Costo unitario viga V-1

5 VIGAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
5.1 VIGA V-1 (0,30m x 0,40m x 5,50m)	unidad	6	Q. 2 067,40	Q. 12 404,37
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	4,94	Q. 67,85	Q. 335,28
Arena	m ³	0,36	Q. 90,00	Q. 32,71
Piedrín	m ³	0,47	Q. 240,00	Q. 112,35
Acero No. 3	qq	0,51	Q. 321,42	Q. 164,34
Acero No. 5	qq	0,19	Q. 313,29	Q. 58,97
Acero No. 6	qq	1,62	Q. 314,75	Q. 511,34
Alambre de amarre	lbs	4,14	Q. 3,45	Q. 14,27
Madera tablas 1"x12"x12'	pt	1,50	Q. 5,20	Q. 7,80
Parales 3" x 2"	pt	4,92	Q. 4,80	Q. 23,62
Clavo	lbs	0,40	Q. 4,73	Q. 1,89
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 1 262,57
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 1 111,06
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
Armadura 5/8"	ml	1,00	Q. 2,33	Q. 2,33
Armadura 3/4"	ml	1,00	Q. 2,22	Q. 2,22
Paraleado	m ²	1,65	Q. 2,60	Q. 4,29
Formaleta de vigas	m ²	1,65	Q. 11,92	Q. 19,66
Retirar formaleta y parales	m ²	1,65	Q. 9,86	Q. 16,27
Fundición de viga	m ³	0,66	Q. 126,10	Q. 83,23
Total mano de obra calificada				Q. 129,43
Factor de ayudante 32%				Q. 41,42
Prestaciones 66%				Q. 85,42
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 256,26
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 1 367,33
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 478,56
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 1 845,89
IVA 12%				Q. 221,51
TOTAL VIGA V-1				Q. 2 067,40

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIX. Costo unitario viga V-2

5 VIGAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
5.2 VIGA V-2 (0,30m x 0,40m x 5,50m)	unidad	6	Q. 2 040,59	Q. 12 243,51
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	4,94	Q. 67,85	Q. 335,28
Arena	m ³	0,36	Q. 90,00	Q. 32,71
Piedrín	m ³	0,47	Q. 240,00	Q. 112,35
Acero No. 3	qq	0,51	Q. 321,42	Q. 164,34
Acero No. 4	qq	0,12	Q. 322,50	Q. 38,82
Acero No. 6	qq	1,62	Q. 314,75	Q. 511,34
Alambre de amarre	lbs	4,14	Q. 3,45	Q. 14,27
Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	1,50	Q. 5,20	Q. 7,80
Parales 3" x 2"	pt	4,92	Q. 4,80	Q. 23,62
Clavo	lbs	0,40	Q. 4,73	Q. 1,89
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 1 242,42
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 1 093,33
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
Armadura 5/8"	ml	1,00	Q. 2,33	Q. 2,33
Armadura 3/4"	ml	1,00	Q. 2,22	Q. 2,22
Formaleta de vigas	m ²	1,65	Q. 11,92	Q. 19,66
Paraleado	m ²	1,65	Q. 2,60	Q. 4,29
Retirar formaleta y parales	m ²	1,65	Q. 9,86	Q. 16,27
Fundición de viga	m ³	0,66	Q. 126,10	Q. 83,23
Total mano de obra calificada				Q. 129,43
Factor de ayudante 32%				Q. 41,42
Prestaciones 66%				Q. 85,42
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 256,26
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 1 349,59
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 472,36
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 1 821,95
IVA 12%				Q. 218,63
TOTAL VIGA V-2				Q. 2 040,59

Fuente: elaboración propia.

Tabla LX. Costo unitario viga V-3

5 VIGAS					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
5.3	VIGA V-3 (0,30m x 0,40m x 4,50m)	unidad	18	Q. 1 601,07	Q. 28 819,33
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Cemento	sacos	4,04	Q. 67,85	Q. 274,32
	Arena	m ³	0,30	Q. 90,00	Q. 26,77
	Piedrín	m ³	0,38	Q. 240,00	Q. 91,92
	Acero No. 3	qq	0,38	Q. 321,42	Q. 120,83
	Acero No. 6	qq	1,33	Q. 314,75	Q. 418,37
	Alambre de amarre	lbs	2,99	Q. 3,45	Q. 10,31
	Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	1,23	Q. 5,20	Q. 6,40
	Parales 3" x 2"	pt	4,92	Q. 4,80	Q. 23,62
	Clavo	lbs	0,40	Q. 4,73	Q. 1,89
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 974,42
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 857,49
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
	Armadura 3/4"	ml	1,00	Q. 2,22	Q. 2,22
	Formaleta de vigas	m ²	1,35	Q. 9,75	Q. 13,16
	Paraleado	m ²	1,35	Q. 2,60	Q. 3,51
	Retirar formaleta y parales	m ²	1,35	Q. 9,86	Q. 13,31
	Fundición de viga	m ³	0,54	Q. 126,10	Q. 68,09
Total mano de obra calificada					Q. 101,73
Factor de ayudante 32%					Q. 32,55
Prestaciones 66%					Q. 67,14
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 201,42
TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 1 058,91
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 370,62
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 1 429,53
IVA 12%					Q. 171,54
TOTAL VIGA V-3					Q. 1 601,07

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXI. Costo unitario viga V-4

5 VIGAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
5.4 VIGA V-4 (0,30m x 0,40m x 4,05m)	unidad	24	Q. 1 474,34	Q. 35 384,16
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	3,64	Q. 67,85	Q. 246,89
Arena	m ³	0,27	Q. 90,00	Q. 24,09
Piedrín	m ³	0,34	Q. 240,00	Q. 82,73
Acero No. 3	qq	0,33	Q. 321,42	Q. 106,33
Acero No. 5	qq	0,07	Q. 313,29	Q. 21,66
Acero No. 6	qq	1,20	Q. 314,75	Q. 376,53
Alambre de amarre	lbs	2,66	Q. 3,45	Q. 9,17
Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	1,11	Q. 5,20	Q. 5,75
Parales 2" x 3"	pt	4,92	Q. 4,80	Q. 23,62
Clavo	lbs	0,40	Q. 4,73	Q. 1,89
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 898,66
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 790,83
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
Armadura 5/8"	ml	1,00	Q. 2,33	Q. 2,33
Armadura 3/4"	ml	1,00	Q. 2,22	Q. 2,22
Formaleta de vigas	m ²	1,215	Q. 8,77	Q. 10,66
Paraleado	m ²	1,215	Q. 2,60	Q. 3,16
Retirar formaleta y parales	m ²	1,215	Q. 9,86	Q. 11,98
Fundición de viga	m ³	0,486	Q. 126,10	Q. 61,28
Total mano de obra calificada				Q. 93,06
Factor de ayudante 32%				Q. 29,78
Prestaciones 66%				Q. 61,42
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 184,27
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 975,09
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 341,28
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 1 316,37
IVA 12%				Q. 157,96
TOTAL VIGA V-4				Q. 1 474,34

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXII. Costo unitario viga V-5

5 VIGAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
5.5 VIGA V-5 (0,30m x 0,40m x 5,64)	unidad	24	Q. 1 460,61	Q. 35 054,64
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	3,64	Q. 67,85	Q. 246,89
Arena	m ³	0,27	Q. 90,00	Q. 24,09
Piedrín	m ³	0,34	Q. 240,00	Q. 82,73
Acero No. 3	qq	0,57	Q. 321,42	Q. 183,67
Acero No. 5	qq	0,07	Q. 313,29	Q. 21,75
Acero No. 6	qq	0,80	Q. 314,75	Q. 251,02
Alambre de amarre	lbs	3,20	Q. 3,45	Q. 11,03
Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	1,11	Q. 5,20	Q. 5,75
Parales	pt	4,92	Q. 4,80	Q. 23,62
Clavo	lbs	0,40	Q. 4,73	Q. 1,89
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 852,44
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 750,15
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
Armadura 5/8"	ml	1,00	Q. 2,33	Q. 2,33
Armadura 3/4"	ml	1,00	Q. 2,22	Q. 2,22
Formaleta de vigas	m ²	1,692	Q. 12,22	Q. 20,67
Paraleado	m ²	1,692	Q. 2,60	Q. 4,40
Retirar formaleta y parales	m ²	1,692	Q. 9,86	Q. 16,68
Fundición de viga	m ³	0,49	Q. 126,10	Q. 61,28
Total mano de obra calificada				Q. 109,02
Factor de ayudante 32%				Q. 34,89
Prestaciones 66%				Q. 71,95
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 215,86
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 966,01
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 338,10
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 1 304,12
IVA 12%				Q. 156,49
TOTAL VIGA V-5				Q. 1 460,61

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIII. Costo unitario viga V-6

5 VIGAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
5.6 VIGA V-6 (0,30m x 0,40m x 2,45m)	unidad	30	Q. 875,49	Q. 26 264,66
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	2,20	Q. 67,85	Q. 149,35
Arena	m ³	0,16	Q. 90,00	Q. 14,57
Piedrín	m ³	0,21	Q. 240,00	Q. 50,05
Acero No. 3	qq	0,33	Q. 321,42	Q. 106,33
Acero No. 5	qq	0,07	Q. 313,29	Q. 21,75
Acero No. 6	qq	0,48	Q. 314,75	Q. 151,85
Alambre de amarre	lbs	1,90	Q. 3,45	Q. 6,56
Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	1,11	Q. 5,20	Q. 5,75
Parales 3" x 2"	pt	4,92	Q. 4,80	Q. 23,62
Clavo	lbs	0,40	Q. 4,73	Q. 1,89
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 531,73
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 467,92
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
Armadura 5/8"	ml	1,00	Q. 2,33	Q. 2,33
Armadura 3/4"	ml	1,00	Q. 2,22	Q. 2,22
Formaleta de vigas	m ²	0,735	Q. 5,31	Q. 3,90
Paraleado	m ²	0,735	Q. 2,60	Q. 1,91
Retirar formaleta y parales	m ²	0,735	Q. 9,86	Q. 7,25
Fundición de viga	m ³	0,29	Q. 126,10	Q. 37,07
Total mano de obra calificada				Q. 56,11
Factor de ayudante 32%				Q. 17,96
Prestaciones 66%				Q. 37,03
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 111,10
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 579,03
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 202,66
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 781,69
IVA 12%				Q. 93,80
TOTAL VIGA V-6				Q. 875,49

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIV. Costo unitario losa de techo

6		LOSAS				
6.1		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		LOSA DE TECHO	m ²	389,74	Q. 571,07	Q. 222 569,47
		MATERIALES				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Cemento	sacos	0,90	Q. 67,85	Q. 60,96
		Arena	m ³	0,07	Q. 90,00	Q. 5,95
		Piedrín	m ³	0,09	Q. 240,00	Q. 20,43
		Acero No. 3	qq	0,54	Q. 314,75	Q. 171,09
		Alambre de amarre	lbs	2,21	Q. 3,45	Q. 7,61
		Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	9,84	Q. 5,20	Q. 51,17
		Parales 3" x 2"	pt	4,92	Q. 4,80	Q. 23,62
		TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 340,82
		TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 299,92
		MANO DE OBRA				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
		Fundición de losa	m ³	0,12	Q. 75,00	Q. 9,00
		Formaleta en losa	m ²	1,00	Q. 16,25	Q. 16,25
		Paraleado	m ²	1,00	Q. 2,60	Q. 2,60
		Desentarrimado de losa	m ²	1,00	Q. 10,00	Q. 10,00
		Total mano de obra calificada				Q. 39,28
		Factor de ayudante 32%				Q. 12,57
		Prestaciones 66%				Q. 25,92
		TOTAL MANO DE OBRA				Q. 77,77
		TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 377,69
		TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 132,19
		DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 509,89
		IVA 12%				Q. 61,19
		TOTAL FUNDICIÓN LOSA DE TECHO				Q. 571,07

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXV. Costo unitario losa de entrepiso

6		LOSAS				
6.2		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		LOSA DE ENTREPISO	m ²	417,50	Q. 571,07	Q. 238 422,42
		MATERIALES				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Cemento	sacos	0,90	Q. 67,85	Q. 60,96
		Arena	m ³	0,07	Q. 90,00	Q. 5,95
		Piedrín	m ³	0,09	Q. 240,00	Q. 20,43
		Acero No. 3	qq	0,54	Q. 314,75	Q. 171,09
		Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	9,84	Q. 5,20	Q. 51,17
		Parales 3" x 2"	pt	4,92	Q. 4,80	Q. 23,62
		Alambre de amarre	lbs	2,21	Q. 3,45	Q. 7,61
		TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 340,82
		TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 299,92
		MANO DE OBRA				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Armadura 3/8"	ml	1,00	Q. 1,43	Q. 1,43
		Fundición de losa	m ³	0,12	Q. 75,00	Q. 9,00
		Formaleta en losa	m ²	1,00	Q. 16,25	Q. 16,25
		Paraleado	m ²	1,00	Q. 2,60	Q. 2,60
		Desentarrimado de losa	m ²	1,00	Q. 10,00	Q. 10,00
		Total mano de obra calificada				Q. 39,28
		Factor de ayudante 32%				Q. 12,57
		Prestaciones 66%				Q. 25,92
		TOTAL MANO DE OBRA				Q. 77,77
		TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 377,69
		TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 132,19
		DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 509,89
		IVA 12%				Q. 61,19
		TOTAL FUNDICIÓN LOSA DE ENTREPISO				Q. 571,07

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXVI. Costo unitario azulejo en paredes

7	PISOS Y AZULEJO				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
7.1	AZULEJO EN PAREDES	m ²	84,52	Q. 160,82	Q. 13 593,57

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Azulejo blanco 0,15m*0,15m	m ²	1,00	Q. 36,00	Q. 36,00
	Cemento	sacos	0,02	Q. 67,85	Q. 1,29
	Arena amarilla	m ³	0,03	Q. 90,00	Q. 2,33
	Estuque	bolsa	1,00	Q. 25,00	Q. 25,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 64,62
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 56,87

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	albañil azulejo con estucado	m ²	1,00	Q. 25,00	Q. 25,00
Total mano de obra calificada					Q. 25,00
Factor de ayudante 32%					Q. 8,00
Prestaciones 66%					Q. 16,50
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 49,50

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 106,37
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 37,23
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 143,59
IVA 12%					Q. 17,23
TOTAL COLOCACIÓN DE AZULEJO					Q. 160,82

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXVII. **Costo unitario piso cerámico**

7	PISOS Y AZULEJO				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
7.2	PISO	m ²	631,36	Q. 212,41	Q. 134 106,95

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Piso cerámico (0,30m * 0,30m)	m ²	1,00	Q. 45,00	Q. 45,00
	Cemento	sacos	0,07	Q. 67,85	Q. 5,08
	Arena	m ³	0,01	Q. 90,00	Q. 0,50
	Estuque	bolsa	0,05	Q. 25,00	Q. 1,25
	Concreto pobre	m ²	1,00	Q. 8,36	Q. 8,36
	TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 60,19
	TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 52,97

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	albañil piso con estucado	m ²	1,00	Q. 29,20	Q. 29,20
	albañil concreto pobre	m ²	1,00	Q. 15,00	Q. 15,00
	Total mano de obra calificada				Q. 44,20
	Factor de ayudante 32%				Q. 14,14
	Prestaciones 66%				Q. 29,17
	TOTAL MANO DE OBRA				Q. 87,52

	TOTAL COSTO DIRECTO	Q. 140,48
	TOTAL COSTO INDIRECTO 35%	Q. 49,17
	DIRECTOS + INDIRECTOS	Q. 189,65
	IVA 12%	Q. 22,76
	TOTAL COLOCACIÓN DE PISO	Q. 212,41

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXVIII. **Costo unitario piso de concreto**

7	PISOS Y AZULEJO				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
7.3	PISO DE CONCRETO	m ²	172,06	Q. 94,82	Q. 16 315,13

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Cemento	sacos	0,37	Q. 67,85	Q. 25,40
	Arena	m ³	0,03	Q. 90,00	Q. 2,48
	Piedrín	m ³	0,04	Q. 240,00	Q. 8,51
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 36,39
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 32,02

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Fundición piso de concreto	m ²	1,00	Q. 15,50	Q. 15,50
Total mano de obra calificada					Q. 15,50
Factor de ayudante 32%					Q. 4,96
Prestaciones 66%					Q. 10,23
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 30,69

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 62,71
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 21,95
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 84,66
IVA 12%					Q. 10,16
TOTAL COLOCACIÓN PISO DE CONCRETO					Q. 94,82

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIX. Costo unitario módulo de gradas

8 GRADAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
8.1 MÓDULO DE GRADAS	m ²	4,63	Q. 2 098,22	Q. 9 712,72
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	7,41	Q. 67,85	Q. 503,04
Arena	m ³	0,55	Q. 90,00	Q. 49,08
Piedrín	m ³	0,70	Q. 240,00	Q. 168,56
Acero No. 5	qq	1,25	Q. 313,29	Q. 392,32
Acero No. 4	qq	0,35	Q. 322,50	Q. 114,07
Alambre de amarre	lbs	2,64	Q. 3,45	Q. 9,10
Madera tablas 1" x 12" x 12'	pt	9,84	Q. 5,20	Q. 51,17
Parales 3" x 2"	pt	2,46	Q. 4,80	Q. 11,81
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 1 299,15
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 1 143,25

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 5/8"	ml	1,00	Q. 2,33	Q. 2,33
Armadura 1/2"	ml	1,00	Q. 1,66	Q. 1,66
Fundición de gradas	m ³	1,00	Q. 115,00	Q. 113,88
Desentaramado de gradas	m ²	1,00	Q. 5,60	Q. 5,60
Total mano de obra calificada				Q. 123,47
Factor de ayudante 32%				Q. 39,51
Prestaciones 66%				Q. 81,49
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 244,46

TOTAL COSTO DIRECTO	Q. 1 387,71
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%	Q. 485,70
DIRECTOS + INDIRECTOS	Q. 1 873,41
IVA 12%	Q. 224,81
TOTAL MÓDULO DE GRADAS	Q. 2 098,22

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXX. Costo unitario repello

9	ACABADOS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
9.1	REPELLO	m ²	631,36	Q. 49,66	Q. 31 352,81

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	0,02	Q. 67,85	Q. 1,36
Arena	m ³	0,02	Q. 90,00	Q. 1,98
Cal hidratada	sacos	0,20	Q. 29,30	Q. 5,86
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 9,20
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 8,09

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Albañil de repello	m ²	1,00	Q. 12,50	Q. 12,50
Total mano de obra calificada				Q. 12,50
Factor de ayudante 32%				Q. 4,00
Prestaciones 66%				Q. 8,25
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 24,75

TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 32,84
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 11,50
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 44,34
IVA 12%				Q. 5,32
TOTAL REPELLO				Q. 49,66

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXI. Costo unitario cernido

9	ACABADOS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
9.2	Cernido	m ²	315,68	Q. 38,64	Q. 12 198,55

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Cemento	sacos	0,02	Q. 67,85	Q. 1,36
	Arena	m ³	0,03	Q. 90,00	Q. 2,70
	Cal hidratada	sacos	0,20	Q. 29,30	Q. 5,86
	TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 9,92
	TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 8,73

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Albañil de cernido	m ²	1,00	Q. 8,50	Q. 8,50
	Total mano de obra calificada				Q. 8,50
	Factor de ayudante 32%				Q. 2,72
	Prestaciones 66%				Q. 5,61
	TOTAL MANO DE OBRA				Q. 16,83

TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 25,56
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 8,94
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 34,50
IVA 12%				Q. 4,14
TOTAL CERNIDO				Q. 38,64

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXII. Costo unitario puerta P-1

10	PUERTAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
10.1	PUERTA P-1 (0,70m x 2,00m)	unidad	4,00	Q. 981,29	Q. 3 925,15

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Puerta de metal 0,7m * 2,00m	unidad	1,00	Q. 490,00	Q. 490,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 490,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 431,20

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. puerta	unidad	1,00	Q. 110,00	Q. 110,00
Total mano de obra calificada					Q. 110,00
Factor de ayudante 32%					Q. 35,20
Prestaciones 66%					Q. 72,60
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 217,80

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 649,00
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 227,15
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 876,15
IVA 12%					Q. 105,14
TOTAL COLOCACIÓN DE PUERTA P-1					Q. 981,29

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXIII. Costo unitario puerta P-2

10	PUERTAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
10.2	PUERTA P-2 (0,80m x 2,00m)	unidad	1,00	Q. 1 007,90	Q. 1 007,90

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Puerta de metal 0,8m * 2,00m	unidad	1,00	Q. 510,00	Q. 510,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 510,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 448,80

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
marco + inst. puerta	unidad	1,00	Q. 110,00	Q. 110,00
Total mano de obra calificada				Q. 110,00
Factor de ayudante 32%				Q. 35,20
Prestaciones 66%				Q. 72,60
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 217,80

TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 666,60
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 233,31
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 899,91
IVA 12%				Q. 107,99
TOTAL COLOCACIÓN DE PUERTA P-2				Q. 1 007,90

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXIV. Costo unitario puerta P-3

10	PUERTAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
10.3	PUERTA P-3 (0,90m x 2,10m)	unidad	2,00	Q. 1 207,48	Q. 2 414,97

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Puerta de metal 0,9m * 2,10m	unidad	1,00	Q. 660,00	Q. 660,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 660,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 580,80

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. puerta	unidad	1,00	Q. 110,00	Q. 110,00
Total mano de obra calificada					Q. 110,00
Factor de ayudante 32%					Q. 35,20
Prestaciones 66%					Q. 72,60
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 217,80

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 798,60
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 279,51
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 1 078,11
IVA 12%					Q. 129,37
TOTAL COLOCACIÓN DE PUERTA P-3					Q. 1 207,48

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXV. **Costo unitario puerta P-4**

10	PUERTAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
10.4	PUERTA P-4 (1,0m x 2,10m)	unidad	4,00	Q. 1 307,28	Q. 5 229,10

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Puerta de metal 1,0m * 2,10m	unidad	1,00	Q. 735,00	Q. 735,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 735,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 646,80

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. puerta	unidad	1,00	Q. 110,00	Q. 110,00
Total mano de obra calificada					Q. 110,00
Factor de ayudante 32%					Q. 35,20
Prestaciones 66%					Q. 72,60
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 217,80

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 864,60
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 302,61
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 1 167,21
IVA 12%					Q. 140,07
TOTAL COLOCACIÓN DE PUERTA P-4					Q. 1 307,28

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXVI. Costo unitario puerta P-5

10 PUERTAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
10.5 PUERTA P-5 (1,20m x 2,10m)	unidad	4,00	Q. 1 500,21	Q. 6 000,83

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Puerta de metal 1,20m * 2,10m	unidad	1,00	Q. 880,00	Q. 880,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 880,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 774,40

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
marco + inst. puerta	unidad	1,00	Q. 110,00	Q. 110,00
Total mano de obra calificada				Q. 110,00
Factor de ayudante 32%				Q. 35,20
Prestaciones 66%				Q. 72,60
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 217,80

TOTAL COSTO DIRECTO	Q. 992,20
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%	Q. 347,27
DIRECTOS + INDIRECTOS	Q. 1 339,47
IVA 12%	Q. 160,74
TOTAL COLOCACIÓN DE PUERTA P-5	Q. 1 500,21

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXVII. Costo unitario puerta P-6

10		PUERTAS			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL	
10.6	PUERTA P-6 (2,78m x 2,10m)	unidad	1,00	Q. 3 101,87	Q. 3 101,87

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Puerta de metal 2,78m * 2,10m	unidad	1,00	Q. 2050,00	Q. 2 050,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 2 050,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 1 804,00

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
marco + inst. puerta	unidad	1,00	Q. 125,00	Q. 125,00
Total mano de obra calificada				Q. 125,00
Factor de ayudante 32%				Q. 40,00
Prestaciones 66%				Q. 82,50
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 247,50

TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 2051,50
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 718,03
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 2 769,53
IVA 12%				Q. 332,34
TOTAL COLOCACIÓN DE PUERTA P-6				Q. 3 101,87

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXVII. Costo unitario ventana V-1

11	VENTANAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.1	VENTANA V-1 (1,00 m x 1,20 m)	unidad	4,00	Q. 403,44	Q. 1 613,77

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Ventana aluminio 1,00 m * 1,20 m	unidad	1,00	Q. 250,00	Q. 250,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 250,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 220,00

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada					Q. 23,65
Factor de ayudante 32%					Q. 7,57
Prestaciones 66%					Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 266,83
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 93,39
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 360,22
IVA 12%					Q. 43,23
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-1					Q. 403,44

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXIX. Costo unitario ventana V-2

11	VENTANAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.2	VENTANA V-2 (1,05 m x 1,20 m)	unidad	1,00	Q. 420,07	Q. 420,07

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Ventana aluminio 1,05 m * 1,20 m	unidad	1,00	Q. 262,50	Q. 262,50
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 262,50
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 231,00

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada					Q. 23,65
Factor de ayudante 32%					Q. 7,57
Prestaciones 66%					Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 277,83
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 97,24
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 375,07
IVA 12%					Q. 45,01
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-2					Q. 420,07

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXX. Costo unitario ventana V-3

11	VENTANAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.3	VENTANA V-3 (1,13m x 1,20m)	unidad	2,00	Q. 446,69	Q. 893,37

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Ventana aluminio 1,13 m * 1,20 m	unidad	1,00	Q. 282,50	Q. 282,50
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 282,50
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 248,60

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada					Q. 23,65
Factor de ayudante 32%					Q. 7,57
Prestaciones 66%					Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 295,43
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 103,40
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 398,83
IVA 12%					Q. 47,86
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-3					Q. 446,69

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXI. Costo unitario ventana V-4

11	VENTANAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.4	VENTANA V-4 (1,37 m x 1,20 m)	unidad	4,00	Q. 526,52	Q. 2 106,08

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Ventana aluminio 1,37 m * 1,20 m	unidad	1,00	Q. 342,50	Q. 342,50
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 342,50
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 301,40

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada					Q. 23,65
Factor de ayudante 32%					Q. 7,57
Prestaciones 66%					Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 348,23
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 121,88
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 470,11
IVA 12%					Q. 56,41
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-4					Q. 526,52

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXII. Costo unitario ventana V-5

11	VENTANAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.5	VENTANA V-5 (1,53 m x 0,80 m)	unidad	4,00	Q. 410,10	Q. 1 640,38

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Ventana aluminio 1,53 m * 0,80 m	unidad	1,00	Q. 255,00	Q. 255,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 255,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 224,40

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada					Q. 23,65
Factor de ayudante 32%					Q. 7,57
Prestaciones 66%					Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 271,23
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 94,93
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 366,16
IVA 12%					Q. 43,94
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-5					Q. 410,10

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXIII. **Costo unitario ventana V-6**

11	VENTANAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.6	VENTANA V-6 (1,66 m x 1,20 m)	unidad	14,00	Q. 622.,98	Q. 8 721,79

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Ventana aluminio 1,66m * 1,20 m	unidad	1,00	Q. 415,00	Q. 415,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 415,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 365,20

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada					Q. 23,65
Factor de ayudante 32%					Q. 7,57
Prestaciones 66%					Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 412,03
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 144,21
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 556,24
IVA 12%					Q. 66,75
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-6					Q. 622,98

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXIV. Costo unitario ventana V-7

11		VENTANAS				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.7		VENTANA V-7 (1,73 m x 1,20 m)	unidad	26,00	Q. 646,27	Q. 16 803,01

MATERIALES						
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Ventana aluminio 1,73 m * 1,20 m	unidad	1,00	Q. 432,50	Q. 432,50
TOTAL DE MATERIALES CON IVA						Q. 432,50
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA						Q. 380,60

MANO DE OBRA						
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada						Q. 23,65
Factor de ayudante 32%						Q. 7,57
Prestaciones 66%						Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA						Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO						Q. 427,43
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%						Q. 149,60
DIRECTOS + INDIRECTOS						Q. 577,03
IVA 12%						Q. 69,24
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-7						Q. 646,27

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXV. **Costo unitario ventana V-8**

11	VENTANAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.8	VENTANA V-8 (1,88 m x 1,20 m)	unidad	12,00	Q. 696,17	Q. 8 353,99

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Ventana aluminio 1,88 m * 1,20 m	unidad	1,00	Q. 470,00	Q. 470,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 470,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 413,60

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada					Q. 23,65
Factor de ayudante 32%					Q. 7,57
Prestaciones 66%					Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 460,43
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 161,15
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 621,58
IVA 12%					Q. 74,59
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-8					Q. 696,17

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXVI. Costo unitario ventana V-9

11	VENTANAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.9	VENTANA V-9 (1,95 m x 1,20 m)	unidad	4,00	Q. 719,45	Q. 2 877,80

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Ventana aluminio 1,95 m * 1,20 m	unidad	1,00	Q. 487,50	Q. 487,50
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 487,50
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 429,00

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada					Q. 23,65
Factor de ayudante 32%					Q. 7,57
Prestaciones 66%					Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 475,83
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 166,54
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 642,37
IVA 12%					Q. 77,08
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-9					Q. 719,45

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXVII. **Costo unitario ventana V-10**

11 VENTANAS				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.10 VENTANA V-10 (2,15m x 1,20m)	unidad	2,00	Q. 789,30	Q. 1 578,61

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Ventana aluminio 2,15 m * 1,20 m	unidad	1,00	Q. 540,00	Q. 540,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 540,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 475,20

MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada				Q. 23,65
Factor de ayudante 32%				Q. 7,57
Prestaciones 66%				Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 522,03
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 182,71
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 704,74
IVA 12%				Q. 84,57
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-10				Q. 789,30

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXVIII. Costo unitario ventana V-11

11	VENTANAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
11.11	VENTANA V-11 (2,45m x 0,80m)	unidad	4,00	Q. 603,03	Q. 2 412,11

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Ventana aluminio 2,45 m * 0,80 m	unidad	1,00	Q. 400,00	Q. 400,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 400,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 352,00

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	marco + inst. ventana	unidad	1,00	Q. 23,65	Q. 23,65
Total mano de obra calificada					Q. 23,65
Factor de ayudante 32%					Q. 7,57
Prestaciones 66%					Q. 15,61
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 46,83

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 398,83
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 139,59
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 538,42
IVA 12%					Q. 64,61
TOTAL COLOCACIÓN DE VENTANA V-11					Q. 603,03

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXIX. **Costo unitario baranda de metal**

12	BARANDAS				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
12.1	BARANDAS DE METAL	ml	31,70	Q. 326,57	Q. 10 352,25

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Baranda 1,40 m*1,0 0m	ml	1,00	Q. 210,00	Q. 210,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 210,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 184,80

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	inst. baranda	unidad	1,00	Q. 15,75	Q. 15,75
Total mano de obra calificada					Q. 15,75
Factor de ayudante 32%					Q. 5,04
Prestaciones 66%					Q. 10,40
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 31,19

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 215,99
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 75,59
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 291,58
IVA 12%					Q. 34,99
TOTAL COLOCACIÓN DE BARANDA DE METAL					Q. 326,57

Fuente: elaboración propia.

Tabla XC. Costo unitario instalación de agua potable

13		INSTALACIÓN HIDRÁULICA				
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL	
13.1	Instalación de agua potable	global	1,00	Q. 7 073,60	Q. 7 073,60	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL	
	Tubería de 1/2"	unidad	10,59	Q. 22,50	Q. 238,20	
	Tubería de 3/4"	unidad	8,89	Q. 27,30	Q. 242,79	
	Codo horizontal 90° 3/4"	unidad	6,00	Q. 3,15	Q. 18,90	
	Tee horizontal 1/2"	unidad	11,00	Q. 2,29	Q. 25,19	
	Tee lisa reducida 3/4" - 1/2"	unidad	11,00	Q. 6,65	Q. 73,15	
	Tee horizontal 3/4"	unidad	11,00	Q. 3,62	Q. 39,82	
	Codo vertical 90° 1/2"	unidad	28,00	Q. 3,19	Q. 89,32	
	Válvula de paso	unidad	1,00	Q. 57,14	Q. 57,14	
	Contador	unidad	1,00	Q. 240,00	Q. 240,00	
	Válvula de compuerta	unidad	1,00	Q. 69,00	Q. 69,00	
	Válvula de cheque	unidad	1,00	Q. 63,00	Q. 63,00	
	Pegamento para P.V.C.	unidad	0,40	Q. 94,00	Q. 37,60	
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 1 194,12	
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 1 050,82	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL	
	Colocación de tubería y accesorios	ml	118,83	Q. 12,78	Q. 1 518,65	
	Zanjas en pared	ml	20,40	Q. 14,79	Q. 301,72	
	Zanjas en suelo y compactado	m ³	0,468	Q. 25,00	Q. 11,70	
Total mano de obra calificada					Q. 1 832,06	
Factor de ayudante 32%					Q. 586,26	
Prestaciones 66%					Q. 1 209,16	
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 3 627,49	
TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 4 678,31	
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 1 637,41	
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 6 315,72	
IVA 12%					Q. 757,89	
TOTAL INSTALACIÓN AGUA POTABLE					Q. 7 073,60	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCI. **Costo unitario instalación de lavatrastos de aluminio**

13	INSTALACIÓN SANITARIA				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
13.2	LAVATRASTOS DE ALUMINIO	unidad	1,00	Q. 1 851,14	Q. 1 851,14

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Lavatrastos de dos fosas y un ala	unidad	1,00	Q. 1200,00	Q. 1 200,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 1 200,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 1 056,00

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Instalación	unidad	1,00	Q. 85,00	Q. 85,00
Total mano de obra calificada					Q. 85,00
Factor de ayudante 32%					Q. 27,20
Prestaciones 66%					Q. 56,10
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 168,30

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 1 224,30
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 428,51
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 1 652,81
IVA 12%					Q. 198,34
TOTAL INSTALACIÓN DE LAVATRASTOS					Q. 1 851,14

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCII. Costo unitario instalación sanitaria

14		INSTALACIÓN SANITARIA				
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL	
14.1	INSTALACIÓN SANITARIA	global	1,00	Q. 9 649,82	Q. 9 649,82	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL	
	Tubería P.V.C. de 2"	unidad	9,44	Q. 80,00	Q. 755,28	
	Tubería P.V.C. de 4"	unidad	3,80	Q. 230,00	Q. 875,13	
	Tubería P.V.C. 6"	unidad	1,26	Q. 619,00	Q. 782,38	
	Codo horizontal 90° 4"	unidad	13,00	Q. 49,60	Q. 644,80	
	Tee horizontal 4"	unidad	15,00	Q. 51,00	Q. 765,00	
	Reducción 4" - 2"	unidad	6,00	Q. 21,00	Q. 126,00	
	Tee horizontal 2"	unidad	6,00	Q. 18,00	Q. 108,00	
	Codo vertical 90° 2"	unidad	12,00	Q. 13,00	Q. 156,00	
	Pegamento para P.V.C.	unidad	0,40	Q. 94,00	Q. 37,60	
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 4 250,19	
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 3 740,16	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL	
	Colocación de tubería y accesorios	ml	80,8	Q. 12,78	Q. 1032,62	
	Zanjas en pared	ml	20,4	Q. 14,79	Q. 301,72	
Total mano de obra calificada					Q. 1 334,34	
Factor de ayudante 32%					Q. 426,99	
Prestaciones 66%					Q. 880,66	
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 2 641,99	
TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 6 382,16	
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 2 233,75	
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 8 615,91	
IVA 12%					Q. 1 033,91	
TOTAL INSTALACIÓN SANITARIA					Q. 9 649,82	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCIII. **Costo unitario instalación lavamanos**

14	INSTALACIÓN SANITARIA				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
14.2	LAVAMANOS	unidad	10,00	Q. 738,46	Q. 7 384,61

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Lavamanos blanco + accesorios	unidad	1,00	Q. 375,00	Q. 375,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 375,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 330,00

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Instalación de lavamanos	unidad	1,00	Q. 80,00	Q. 80,00
Total mano de obra calificada					Q. 80,00
Factor de ayudante 32%					Q. 25,60
Prestaciones 66%					Q. 52,80
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 158,40

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 488,40
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 170,94
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 659,34
IVA 12%					Q. 79,12
TOTAL INSTALACIÓN DE LAVAMANOS					Q. 738,46

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCIV. **Costo unitario instalación de inodoros**

14	INSTALACIÓN SANITARIA				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
14.3	INODOROS	unidad	6,00	Q. 913,10	Q. 5 478,58

MATERIALES					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Inodoro blanco + accesorios	unidad	1,00	Q. 450,00	Q. 450,00
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 450,00
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 396,00

MANO DE OBRA					
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Instalación de inodoro	unidad	1,00	Q. 105,00	Q. 105,00
Total mano de obra calificada					Q. 105,00
Factor de ayudante 32%					Q. 33,60
Prestaciones 66%					Q. 69,30
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 207,90

TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 603,90
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 211,37
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 815,27
IVA 12%					Q. 97,83
TOTAL INSTALACIÓN DE INODOROS					Q. 913,10

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCV. **Costo unitario instalación pluvial**

15	INSTALACIÓN PLUVIAL				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
15.1	INSTALACIÓN PLUVIAL	global	1,00	Q. 7 671,88	Q. 7 671,88
	MATERIALES				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Tubería P.V.C. de 3"	unidad	5,90	Q. 139,00	Q. 820,33
	Tubería P.V.C. de 4"	unidad	7,00	Q. 230,00	Q. 1610,75
	Codo 90°	unidad	6,00	Q. 31,60	Q. 189,60
	Ladrillo	unidad	150,00	Q. 2,63	Q. 394,50
	Cemento	unidad	0,56	Q. 67,85	Q. 38,10
	Arena	unidad	0,04	Q. 90,00	Q. 3,72
	Piedrín	unidad	0,05	Q. 240,00	Q. 12,77
	TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 3 069,77
	TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 2 701,39
	MANO DE OBRA				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Colocación de tubería y accesorios	ml	78,72	Q. 12,78	Q. 1 006,04
	Zanjas en suelo y compactado	m3	15,37	Q. 12,50	Q. 192,24
	Total mano de obra calificada				Q. 1 198,28
	Factor de ayudante 32%				Q. 383,45
	Prestaciones 66%				Q. 790,87
	TOTAL MANO DE OBRA				Q. 2 372,60
	TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 5 073,99
	TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 1 775,90
	DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 6 849,89
	IVA 12%				Q. 821,99
	TOTAL INSTALACIÓN PLUVIAL				Q. 7 671,88

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCVI. Costo unitario instalación acometida eléctrica

16		INSTALACIÓN ELÉCTRICA				
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL	
16.1	ACOMETIDA ELECTRICA	global	1,00	Q. 3 802,14	Q. 3 802,14	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL	
	Cable THHN # 4	metro	20,00	Q. 10,20	Q. 204,00	
	Varilla de cobre 5/8" x 8'	unidad	1,00	Q75,00	Q. 75,00	
	Cable THHN # 6	metro	20,00	Q. 7,35	Q. 147,00	
	Caja socket cuadrada monofásica 120/240V	unidad	1,00	Q. 235,00	Q. 235,00	
	Tubo conduit galvanizado 1 1/4"	unidad	1,00	Q. 62,35	Q. 62,35	
	Accesorios de entrada 1 1/4"	unidad	1,00	Q. 18,00	Q. 18,00	
	Abrazadera para niple de acometida 1 1/4"	unidad	1,00	Q. 1,15	Q. 1,15	
	Caja cuadrada 4" x 4"	unidad	1,00	Q. 5,25	Q. 5,25	
	Cable THHN # 12	metro	250,00	Q. 2,41	Q. 602,50	
	Tablero de distribución 12 circuitos monofásico flip on 30 A	unidad	1,00	Q. 350,00	Q. 350,00	
	Cable calibre No. 12	metro	2,00	Q. 1,75	Q. 3,50	
TOTAL DE MATERIALES CON IVA					Q. 1 703,75	
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA					Q. 1 499,30	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL	
	Acometida	unidad	1,00	Q. 375,00	Q. 375,00	
	Instalación tablero de distribución	unidad	1,00	Q. 137,80	Q. 137,80	
Total mano de obra calificada					Q. 512,80	
Factor de ayudante 32%					Q. 164,10	
Prestaciones 66%					Q. 338,45	
TOTAL MANO DE OBRA					Q. 1 015,34	
TOTAL COSTO DIRECTO					Q. 2 514,64	
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%					Q. 880,13	
DIRECTOS + INDIRECTOS					Q. 3 394,77	
IVA 12%					Q. 407,37	
TOTAL ACOMETIDA ELECTRICA					Q. 3 802,14	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCVII. **Costo unitario instalación iluminación**

16	INSTALACIÓN ELÉCTRICA				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
16.2	ILUMINACIÓN	global	1,00	Q. 29 317,15	Q. 29 317,15
	MATERIALES				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Lámpara de 2' x 2', 2 x 40 watts	unidad	73,00	Q. 215,00	Q. 15 695,00
	Plafonera	unidad	3,00	Q. 5,23	Q. 15,69
	Bombillas 75watss	unidad	3,00	Q. 7,35	Q. 22,05
	Caja octogonal	unidad	76,00	Q. 6,13	Q. 465,88
	Tubo p.v.c. 3/4 rollo 300'	unidad	2,03	Q. 135,50	Q. 274,78
	THHN #12 vivo retorno neutro puente	metro	278,22	Q. 4,00	Q. 1 112,86
	Interruptor doble con placa	unidad	22,00	Q. 18,59	Q. 408,98
	Interruptor 3way	unidad	4,00	Q. 28,27	Q. 113,08
	Cajas rectangulares dobles simples	unidad	26,00	Q. 2,41	Q. 62,66
	TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 18 170,98
	TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 15 990,46
	MANO DE OBRA				
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Alambrado	ml	27,82	Q. 27,56	Q. 766,76
	Colocación de lámparas	unidad	76,00	Q. 12,50	Q. 950,00
	Total mano de obra calificada				Q. 1 716,76
	Factor de ayudante 32%				Q. 549,36
	Prestaciones 66%				Q. 1 133,06
	TOTAL MANO DE OBRA				Q. 3 399,19
	TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 19 389,65
	TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 6 786,38
	DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 26 176,03
	IVA 12%				Q. 3 141,12
	TOTAL ACOMETIDA ILUMINACIÓN				Q. 29 317,15

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCVIII. Costo unitario instalación fuerza

16		INSTALACIÓN ELÉCTRICA				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
16.3	FUERZA	global		1,00	Q. 4 577,09	Q. 4 577,09
MATERIALES						
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Placas dobles	unidad		51,00	Q. 5,00	Q. 255,00
	Tubo P.V.C. 3/4" rollo 300'	unidad		2,49	Q. 5,23	Q. 13,05
	THHN #12 vivo	metro		217,33	Q. 4,00	Q. 869,34
	Tomacorrientes	unidad		51,00	Q. 14,00	Q. 714,00
	Cajas rectangulares dobles simples	unidad		51,00	Q. 2,41	Q. 122,91
TOTAL DE MATERIALES CON IVA						Q. 1 974,30
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA						Q. 1 737,38
MANO DE OBRA						
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
	Entrada subterránea hasta caja	ml		8,69	Q. 10,40	Q. 90,41
	Colocación tomacorrientes	unidad		51,00	Q. 11,00	Q. 561,00
Total mano de obra calificada						Q. 651,41
Factor de ayudante 32%						Q. 208,45
Prestaciones 66%						Q. 429,93
TOTAL MANO DE OBRA						Q. 1 289,79
TOTAL COSTO DIRECTO						Q. 3 027,17
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%						Q. 1 059,51
DIRECTOS + INDIRECTOS						Q. 4 086,69
IVA 12%						Q. 490,40
TOTAL ACOMETIDA FUERZA						Q. 4 577,09

Fuente: elaboración propia.

Tabla XCIX. Presupuesto edificio escolar de dos niveles, aldea San Luis Pueblo Nuevo, Pastores, Sacatepéquez

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total	Total
1 Trabajos preliminares					
1.1. Limpieza y chapeo	m ²	568,07	Q. 8,86	Q. 5 033,97	\$ 630,82
1.2. Trazo y nivelación	m ²	568,07	Q. 16,20	Q. 9 201,89	\$ 1 153,12
2 Cimentación					
2.1. Excavación de cemento	m ³	180,90	Q. 47,90	Q. 8 665,14	\$ 1 085,86
2.2. Relleno de cemento	m ³	147,77	Q. 43,41	Q. 6 414,62	\$ 803,84
2.3. Zapata Z-1	U	22,00	Q. 2 774,29	Q. 61 034,29	\$ 7 648,41
2.4. Zapata Z-2	U	4,00	Q. 6 259,21	Q. 25 036,86	\$ 3 137,45
2.5. Zapata Z-3	U	6,00	Q. 2 675,94	Q. 16 055,66	\$ 2 011,99
2.6. Cimiento corrido A	ml	138,74	Q. 167,80	Q. 23 280,03	\$ 2 917,30
2.7. Cimiento corrido B	ml	97,66	Q. 172,55	Q. 16 851,02	\$ 2 111,66
2.8. Viga conectora	ml	53,89	Q. 115,43	Q. 6 220,52	\$ 779,51
2.9. Solera de humedad	ml	53,89	Q. 167,62	Q. 9 032,83	\$ 1 131,93
3 Muros					
3.1. Solera sillar	ml	129,71	Q. 93,86	Q. 12 174,72	\$ 1 525,65
3.2. Solera intermedia tipo U	ml	179,37	Q. 40,86	Q. 7 328,83	\$ 918,40
3.3. Levantado de block	m ²	1 142,54	Q. 131,76	Q. 150 542,07	\$ 18 864,92

Continuación de la tabla XCIX.

4 Columnas						
4.1.	Columna C-1	ml	291,60	Q. 733,66	Q. 213 935,99	\$. 26 809,02
4.2.	Columna C-2	ml	323,40	Q. 116,79	Q. 37 771,49	\$. 4 733,27
4.3.	Columna C-3	ml	115,50	Q. 110,09	Q. 12 715,04	\$. 1 593,36
4.4.	Columna C-4	ml	115,50	Q. 79,94	Q. 9 232,72	\$. 1 156,98
4.5.	Columna C-5	ml	30,80	Q. 210,32	Q. 6 477,90	\$. 811,77
5 Vigas						
5.1.	Viga V-1	U	6,00	Q. 2 067,40	Q. 12 404,37	\$. 1 554,43
5.2.	Viga V-2	U	6,00	Q. 2 040,59	Q. 12 243,51	\$. 1 534,27
5.3.	Viga V-3	U	18,00	Q. 1 601,07	Q. 28 819,33	\$. 3 611,45
5.4.	Viga V-4	U	24,00	Q. 1 474,34	Q. 35 384,16	\$. 4 434,10
5.5.	Viga V-5	U	24,00	Q. 1 460,61	Q. 35 054,64	\$. 4 392,81
5.6.	Viga V-6	U	30,00	Q. 875,49	Q. 26 264,66	\$. 3 291,31
6 Losas						
6.1.	Losas de techo	m ²	389,74	Q. 571,07	Q. 222 569,47	\$. 27 890,91
6.2.	Losas de entrepiso	m ²	417,50	Q. 571,07	Q. 238 422,42	\$. 29 877,50
7 Piso y azulejo						
7.1.	Azulejo en paredes	m ²	84,52	Q. 160,82	Q. 13 593,57	\$. 1 703,46
7.2.	Piso	m ²	631,36	Q. 212,41	Q. 134 106,95	\$. 16 805,38
7.3.	Piso de concreto	m ²	172,06	Q. 94,82	Q. 16 315,13	\$. 2 044,50

Continuación de la tabla XCIX.

8							Gradas						
8.1.	Módulo de gradas	m ²	4,63	Q. 2 098,22	Q. 9 712,72	Q. 1 217,13							
9							Acabados						
9.1.	Repello	m ²	631,36	Q. 49,66	Q. 31 352,81	\$ 3 928,92							
9.2.	Cernido	m ²	315,68	Q. 38,64	Q. 12 198,55	\$ 1 528,64							
10							Puertas						
10.1.	Puerta P-1	U	4,00	Q. 981,29	Q. 3 925,15	\$ 491,87							
10.2.	Puerta P-2	U	1,00	Q. 1 007,90	Q. 1 007,90	\$ 126,30							
10.3.	Puerta P-3	U	2,00	Q. 1 207,48	Q. 2 414,97	\$ 302,63							
10.4.	Puerta P-4	U	4,00	Q. 1 307,28	Q. 5 229,10	\$ 655,28							
10.5.	Puerta P-5	U	4,00	Q. 1 500,21	Q. 6 000,83	\$ 751,98							
10.6.	Puerta P-6	U	1,00	Q. 3 101,87	Q. 3 101,87	\$ 388,71							
11							Ventanas						
11.1.	Ventana V-1	U	4,00	Q. 403,44	Q. 1 613,77	\$ 202,23							
11.2.	Ventana V-2	U	1,00	Q. 420,07	Q. 420,07	\$ 52,64							
11.3.	Ventana V-3	U	2,00	Q. 446,69	Q. 893,37	\$ 111,95							
11.4.	Ventana V-4	U	4,00	Q. 526,52	Q. 2 106,08	\$ 263,92							
11.5.	Ventana V-5	U	4,00	Q. 410,10	Q. 1 640,38	\$ 205,56							
11.6.	Ventana V-6	U	14,00	Q. 622,98	Q. 8 721,79	\$ 1 092,96							
11.7.	Ventana V-7	U	26,00	Q. 646,27	Q. 16 803,01	\$ 2 105,64							
11.8.	Ventana V-8	U	12,00	Q. 696,17	Q. 8 353,99	\$ 1 046,87							

Continuación de la tabla XCIX.

11.9.	Ventana V-9	U	4,00	Q. 719,45	Q. 2 877,80	\$ 360,63
11.10.	Ventana V-10	U	2,00	Q. 789,30	Q. 1 578,61	\$ 197,82
11.11.	Ventana V-11	U	4,00	Q. 603,03	Q. 2 412,11	\$ 302,27
12	Barandas					
12.1.	Barandas de metal	ml	31,70	Q. 326,57	Q. 10 352,25	\$ 1 297,27
13	Instalación Hidráulica					
13.1.	Instalación agua potable	global	1,00	Q. 7 073,60	Q. 7 073,60	\$ 886,42
13.2.	Lavatrastos de aluminio	U	1,00	Q. 1 851,14	Q. 1 851,14	\$ 231,97
14	Instalación Sanitaria					
14.1.	Instalación Sanitaria	global	1,00	Q. 9 649,82	Q. 9 649,82	\$ 1 209,25
14.2.	Lavamanos	U	10,00	Q. 738,46	Q. 7 384,61	\$ 925,39
14.3.	Inodoros	U	6,00	Q. 913,10	Q. 5 478,58	\$ 686,54
15	Instalación Pluvial					
15.1.	Instalación pluvial	global	1,00	Q. 7 671,88	Q. 7 671,88	\$ 961,39
16	Instalación Eléctrica					
16.1.	Acometida eléctrica	global	1,00	Q. 3 802,14	Q. 3 802,14	\$ 476,46
16.2.	Iluminación	global	1,00	Q. 29 317,15	Q. 29 317,15	\$ 3 673,83
16.3.	Fuerza	global	1,00	Q. 4 577,09	Q. 4 577,09	\$ 573,57
					Q. 1 579 024,79	\$ 197 872,78

Fuente: elaboración propia.

Tabla C. **Cronograma físico-financiero del edificio escolar de dos niveles, aldea San Luis Pueblo Nuevo, Pastores, Sacatepéquez**

SUB-RENGLONES DE TRABAJO	1 MES				2 MES				3 MES				4 MES				5 MES				6 MES				7 MES				8 MES				Avance	Costo	Costo				
	1				2				3				4				5				6				7				8										
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4				1	2	3	4
1 Limpieza y chapeo																																					0,37%	Q. 5 033,97	\$ 630,82
2 Trazo y nivelación																																	0,68%	Q. 9 201,89	\$ 1 153,12				
3 Cimentación																																	10,90%	Q. 146 784,66	\$ 18 394,07				
4 Muros																																	12,05%	Q. 162 272,19	\$ 20 334,86				
5 Columnas																																	16,80%	Q. 226 148,73	\$ 28 339,44				
6 Vigas																																	10,10%	Q. 136 020,16	\$ 17 045,13				
7 Losas																																	24,16%	Q. 325 322,88	\$ 40 767,28				
8 Piso y azulejo																																	9,16%	Q. 123 352,16	\$ 15 457,66				
9 Gradás																																	0,66%	Q. 8 861,56	\$ 1 110,47				
10 Acabados																																	3,21%	Q. 43 248,51	\$ 5 419,61				
11 Puertas																																	1,61%	Q. 21 679,81	\$ 2 716,77				
12 Ventanas																																	3,52%	Q. 47 420,98	\$ 5 942,48				
14 Barandas																																	0,77%	Q. 10 352,25	\$ 1 297,27				
15 Instalación Hidráulica																																	0,66%	Q. 8 924,74	\$ 1 118,39				
16 Instalación Sanitaria																																	1,67%	Q. 22 513,01	\$ 2 821,18				
17 Instalación Pluvial																																	0,57%	Q. 7 640,60	\$ 957,47				
18 Instalación Eléctrica																																	2,80%	Q. 37 696,38	\$ 4 723,86				
19 Limpieza final																																	0,30%	Q. 4 027,18	\$ 504,66				
																																	100,0 %	Q1 346 501,65	\$ 168 734,54				

Fuente: elaboración propia.

2.9. Estudio de impacto ambiental

La evaluación de riesgo que podría causar la ejecución del proyecto del edificio escolar, se realizó mediante una boleta de riesgo utilizada en la municipalidad de Pastores, para la gestión de evaluación en el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, de acuerdo a la tabla CI.

Tabla CI. **Boleta de riesgos ambientales, edificio escolar de dos niveles**

Boleta de Riesgos Ambientales					
NO.	Aspecto Ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental(de acuerdo con la descripción del cuadro anterior)	Indicar los lugares donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental indicar qué se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario
1	Aire	Presencia de polvo en los alrededores de la comunidad	Generación de partículas de polvo durante la construcción	Movimiento de tierra y nivelación del terreno, etapa de construcción, mezclas, transporte pesado	Dotar de equipo de protección como mascarillas a los albañiles en la etapa de construcción

Continuación de la tabla CI.

		Ruido	Generación de ruido arriba de los niveles permisibles	Movimiento de tierras, etapa de construcción maquinaria y herramientas	Realizar los movimientos de tierra en horarios convenientes, dotar de equipo de protección a los albañiles, usar materiales aislantes de ruido.
		Vibraciones	Generada por maquinaria pesada	Compactación y nivelación del suelo	Entibaciones con materiales reciclados y equipo de protección
2	Agua	Abastecimiento de agua	Gran demanda de agua en la etapa de construcción	Mezclas para fundiciones, levantada de muros, aplicación de acabados, limpiezas y riegos.	Racionalizar el uso de agua en la construcción, almacenar el agua en tinacos, reutilización de agua pluvial.
		Aguas residuales ordinarias	Generada por los estudiantes y catedráticos	Servicios sanitarios	Crear las instalaciones adecuadas para la evacuación de agua residuales, construir fosa séptica y pozo de absorción.

Continuación de la tabla CI.

3	Suelo	Desechos sólidos (basura común)	Cantidad: Variada según las actividades a realizarse	En la ejecución del proyecto y en su funcionamiento	Ubicar depósitos de desechos en puntos estratégicos y evacuarlos constantemente.
		Modificación del relieve o topografía del área	Modificación del relieve natural	Movimiento de tierras y nivelación del terreno	Conformar las pendientes de los taludes y plataformas, recubrir los taludes con material fibra de coco y grama de la localidad
4	Biodiversidad	No aplica			
5	Visual	Modificación del paisaje	Alteración del paisaje	Todo el proyecto	Integración del proyecto con el entorno y armonizarlo con la naturaleza
6	Social	Beneficio para las personas	Será de gran beneficio para las personas de la localidad para descentralizar la educación en la cabecera	En su funcionamiento	Construir adecuadamente para no poner en riesgo a los estudiantes en el momento que la escuela esté en funcionamiento

Fuente: Municipalidad de Pastores, septiembre 2011.

2.10. Evaluación socioeconómica del proyecto

La evaluación de proyectos se inicia con la verificación de presupuestos de costos y los cuadros auxiliares de gastos e ingresos, finalizando con las alternativas de inversión, en base a los siguientes indicadores:

- Valor actual o Presente Neto (VPN)
- Tasa Interna de Retorno (TIR)

La selección de proyectos de inversión se realiza en base de los resultados de los indicadores cuyos valores con signos de mayor, menor o igual permiten recomendar como proyecto aceptado, proyecto postergado o proyecto rechazado.

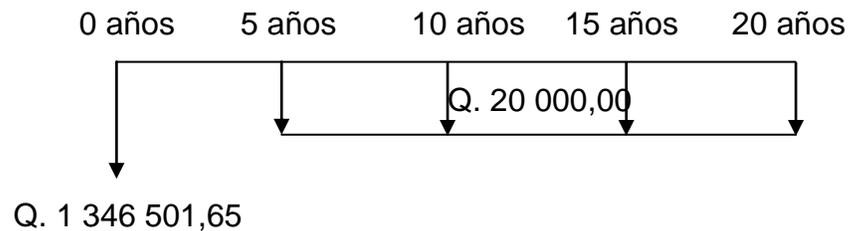
- $VPN > 0$
- $TIR > 1$

2.10.1. Valor Presente Neto

Se define como la sumatoria de los flujos netos de caja anuales actualizados menos la inversión inicial, con este indicador de evaluación se conoce el valor del dinero actual que va a recibir el proyecto en el futuro, a una tasa de interés y un período determinado, a fin de comparar este valor con la inversión inicial.

En la figura 65 se observa el diagrama de flujo para el edificio escolar de dos niveles, mostrando la inversión inicial más el desembolso por mantenimiento calculado en períodos de 5 años.

Figura 65. Diagrama de flujo de caja para el edificio escolar



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Para el flujo de caja del edificio escolar, se tiene la inversión inicial correspondiente a Q. 1 346 501,65 y un costo de mantenimiento promedio a cada 5 años de Q. 20 000,00, por ser una edificación de carácter social no se proyectan ingresos.

$$P/A = \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}; n = 20; i = 15\% \text{ anual}$$

$$P/A = A * \frac{(1+0,15)^{20} - 1}{0,15(1+0,15)^{20}} = Q. 125 186,65$$

$$VPN = VPB - VPC$$

VPB = Valor presente de beneficios = 0

VPC = Valor presente de costos = Q. 1 471 688,30

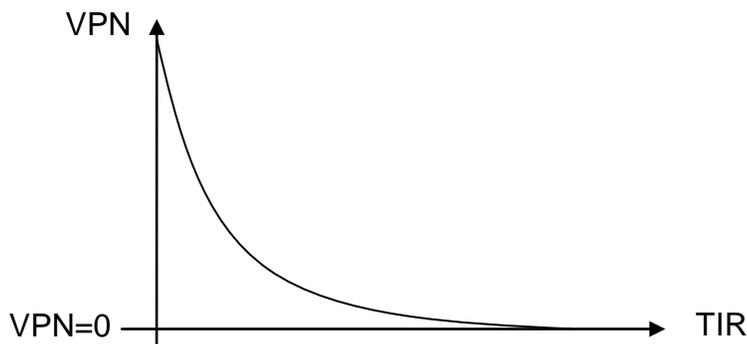
$$VPN = Q. 0,00 - Q. 1 471 688,30$$

Por lo tanto el valor presente neto es menor a cero, mostrando que el proyecto del edificio escolar no es rentable, regularmente los proyectos municipales no son rentables, debido a que básicamente lo que se busca beneficiar a la comunidad.

2.10.2. Tasa Interna de Retorno

Es la tasa que iguala la suma de los ingresos actualizados, con la suma de los egresos actualizados, también se puede decir que es la tasa de interés que hace que el VPN del proyecto sea igual a cero, ésta tasa es un criterio de rentabilidad y no de ingreso monetario neto como lo es el VPN, ayuda a medir en términos relativos la rentabilidad de una inversión, en la figura 66 se muestra el concepto principal de tasa interna de retorno.

Figura 66. Variación de VPN debido a la TIR



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Para obtener la tasa interna de retorno se utilizará el método de interpolación de manera que se obtenga un valor presente neto positivo lo más cercano posible a cero y la segunda con un valor presente neto negativo siempre lo más cercano a cero, se tomarán las diferencias entre estos

resultados y será multiplicado por el primer valor VPN_1 y se divide por la diferencia entre los valores netos, la tasa obtenida se suma a la diferencia y obtendremos el resultado de la tasa interna de retorno:

$$TIR = Tasa_{menor} + (Tasa_{mayor} - Tasa_{menor}) \left(\frac{VPN_{menor}}{VPN_+ + |VPN_-|} \right)$$

El edificio escolar es un proyecto que busca el beneficio de la comunidad, de acuerdo a esto no se considera algún tipo de utilidad más allá del impacto positivo que ejerza sobre la comunidad de la aldea San Luis Pueblo Nuevo, la TIR se tomará igual a 4,1 % siendo este el costo que el Estado debe desembolsar, para la ejecución del proyecto, de acuerdo a la tasa libre de riesgo de Guatemala para el 2012.

3. MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

3.1. Función de los muros de contención

Los muros de contención son construidos con el propósito de contener, retener o proporcionar aislamiento lateral para materiales sólidos, granulados y líquidos, cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales.

El material suelto retenido empuja contra el muro, tendiendo a volcarlo o desplazarlo. Los muros de retención se usan en muchos casos donde existen cambios abruptos en la pendiente del terreno, cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, cumpliendo con el objetivo de reducir el empuje horizontal debido a tierra, agua, vientos en la vías de comunicación terrestre, fluvial, oleaje, aludes y erosión de riberas.

3.2. Estructuras de contención

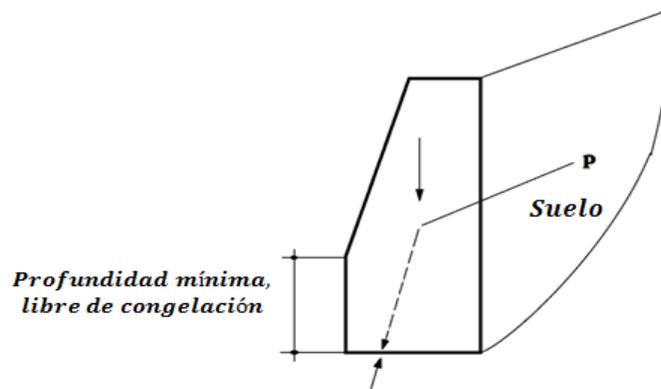
Existen diferentes estructuras que satisfacen las necesidades de contención y aislamiento, éstas son construidas en función de los esfuerzos a los que serán sometidos y las dimensiones que desean cubrir, a continuación se detallan los muros de contención de uso más frecuente.

3.2.1. Muros de contención tipo gravedad

Este muro contiene la tierra trabajando únicamente con su propio peso, para proveer estabilidad contra el deslizamiento y el volteo; es utilizado para muros de 3,00 metros hasta 4,00 metros de altura aproximadamente. Su construcción es usualmente con concreto simple o mampostería, como se observa en la figura 67.

Comúnmente este muro de contención es tan resistente que no se refuerza con acero. Los esfuerzos de tensión calculados con el método de esfuerzos de trabajo se mantienen generalmente inferiores a $1,6\sqrt{f'c}$.

Figura 67. Muro de contención tipo gravedad



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

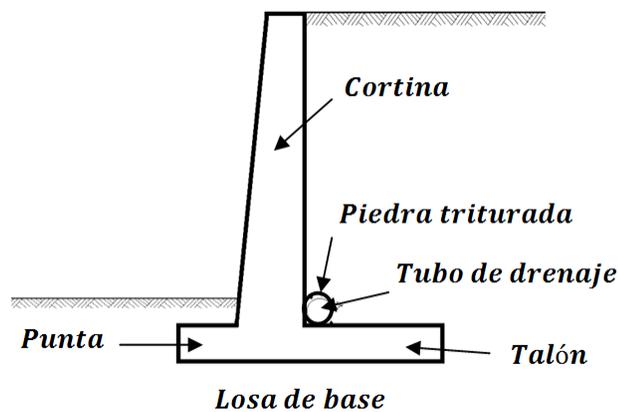
3.2.2. Muros de contención en voladizo (concreto reforzado)

Este muro está conformado por un cuerpo vertical que contiene la tierra y se mantiene en posición gracias a la zapata o losa base, en el análisis al muro vertical se le llama cortina, a la parte de la zapata que oprime al suelo más

intensamente se le llama punta y a la parte que tiende a ser levantada se le llama talón; el peso del relleno por encima del talón, además del peso propio del muro, contribuye a la estabilidad de la estructura.

La cortina trabaja como un voladizo vertical, por lo tanto su espesor requerido aumenta rápidamente con el incremento de la altura del muro. Los muros en voladizo son económicos para alturas aproximadas de 8,00 metros, su forma geométrica puede observarse en la figura 68.

Figura 68. **Muro de contención en voladizo (concreto reforzado)**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

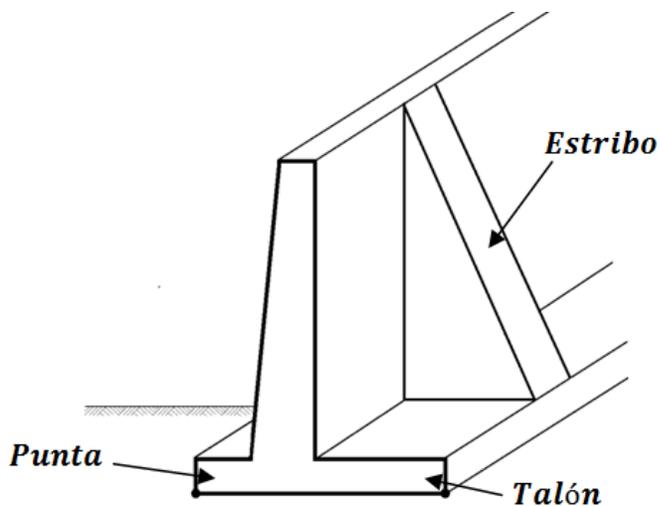
3.2.3. Muros de contención con estribos y contrafuertes

Estos son similares a los muros en voladizo, a intervalos regulares se introducen losas transversales verticales en la parte frente o la posterior a la cortina, enlazando ésta a losa base; con el propósito de reducir la fuerza cortante y los momentos flexionantes.

Si las losas transversales quedan atrás de la cortina sobre el talón, dentro del suelo y no son visibles, los muros de contención son llamados muros con estribos, puede observarse su geometría en la figura 69. Si las losas transversales quedan visibles, sobre el lado de la punta, los muros son llamados con contrafuertes de acuerdo a la figura 70.

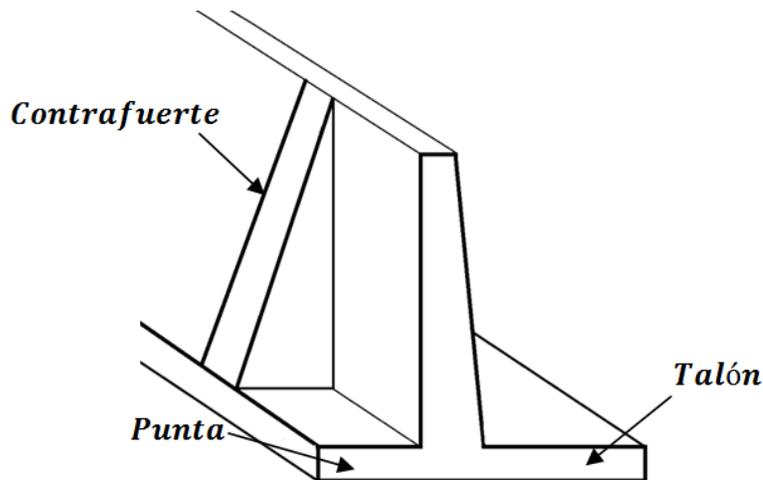
Las losas transversales usualmente se colocan entre sí a distancias aproximadamente iguales a la mitad de la altura de la cortina.

Figura 69. **Muro de contención con estribos**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 70. **Muro de contención con contrafuertes**



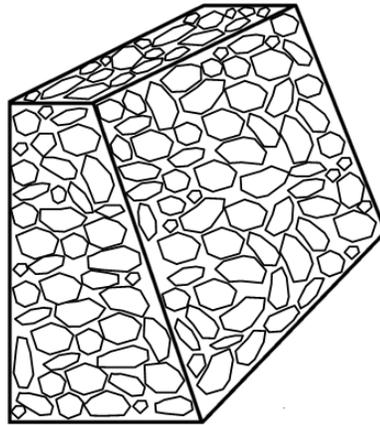
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

3.2.4. **Muros de contención de mampostería**

Los muros construidos con mampostería son sólidos y económicos, la construcción es realizada de forma manual, no requieren un mantenimiento sofisticado.

Para la construcción de este tipo de muro se emplean piedras de tamaños mayores a 30 centímetros, que no posean grietas, fisuras o inclusiones de materiales diferentes a la composición de la piedra como arcilla o vetas de cal, no deben utilizarse piedras con bordes redondeados pues disminuyen la resistencia a corte, los espacios entre los elementos no deben ser mayores de 2,50 centímetros, las piedras más grandes deberán ser colocadas en la parte inferior, en la figura 71 puede observarse la geometría de un muro construido con piedra.

Figura 71. **Muro de contención de mampostería**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

3.2.5. Muros de contención prefabricados

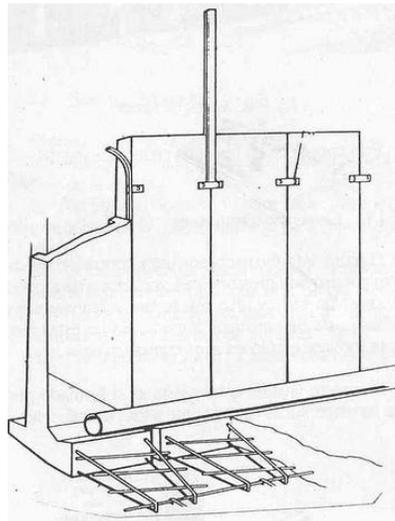
Los muros prefabricados poseen una gran variedad de diseños de acuerdo a las necesidades que se deseen satisfacer, en Guatemala las más utilizadas son fabricados de forma previa a su colocación en un proceso industrial, deben ser transportados a la obra, este tipo de muro es muy competitivo, pues no necesita de encofrados, están conformados por elementos modulares de secciones nervadas, empotrados en una zapata hormigonada *in situ*, siendo ésta la receptora de los esfuerzos de flexocompresión, pueden ser utilizados hasta una altura de 9 metros.

Los cálculos de estabilidad al deslizamiento, volcamiento y presiones portantes, son los mismos que para muros voladizos o con contrafuertes fundidos en el sitio, con la estabilidad proporcionada por el peso combinado del muro de concreto y el relleno posterior seleccionado y compactado.

Se puede observar también los conformados por bloques de concreto en diferentes formas, colores y texturas, siendo su objetivo formar una estructura capaz de salvar diferencias de cota en los terrenos, pueden tener una función decorativa, funcional y estética; pueden ser colocados en muros rectos, curvos, terrazados, esquineros y escaleras, para su colocación es necesario contar con datos esenciales como empuje del suelos, malla de refuerzo, tubería de filtración además de una buena compactación.

En la figura 72 se puede observar la geometría de un muro de contención prefabricado, la tubería de drenaje y el acero de refuerzo en la zapata.

Figura 72. **Muro de contención prefabricado**



Fuente: Muros prefabricados Guatemala, http://4.bp.blogspot.com/-yiwgRsDLIU/TWfKI3OgC0I/AAAAAAAAADoA/xMn7iX5VAC8/s1600/4515291599_477842bc64.jpg, noviembre 2011.

Para un muro en voladizo las dimensiones se basan de acuerdo a las cargas de servicio y presiones actuantes para multiplicarlas por factores de carga, la longitud de la zapata y la posición de la cortina, toman en consideración las características del relleno real del suelo, como la presión lateral estimada y el coeficiente de fricción por deslizamiento del suelo.

Para diseñar el refuerzo de la cortina y la zapata se utilizó el método por resistencia, obteniendo las presiones de apoyo, los momentos y las fuerzas cortantes requeridas en el diseño.

A. Diseño de la cortina

Los valores de la fuerza cortante y el momento en la base de la cortina debido a las presiones laterales del suelo, se calculan y se usan para determinar tanto el espesor de la cortina como el refuerzo necesario, estas presiones laterales son consideradas cargas vivas, por lo tanto se utiliza un factor de carga de 1,7.

Debido al momento flexionante se requiere el uso de un refuerzo vertical en el lado inferior de la cortina, debiéndose proporcionar refuerzo por temperatura y contracción, de acuerdo al código ACI en la sección 14.3.3., referente a cuantía mínima para refuerzo horizontal, ρ_t en muros en voladizo es igual a 0,0025 del área $b \cdot t$ de la cortina, también determina la cantidad mínima de refuerzo vertical igual a 0,0015.

La cara expuesta de la cortina es la que sufre los mayores cambios de temperatura, por esta razón es recomendable colocar la dos terceras partes de refuerzo horizontal; el concreto debe ser colocado en forma especial a fin de

evitar esfuerzo adicionales de contracción, es recomendable colocarlo a distancias cortas no mayores de 0,50 – 0,75 metros.

B. Diseño del talón

La presión lateral generada por el suelo que contiene el muro, tiende a hacerlo alrededor de su punta, provocando que el talón de levante, el relleno empuja hacia abajo sobre el voladizo del talón, generando tensión en su parte superior.

La mayor fuerza aplicada al talón es el peso hacia abajo del relleno detrás del muro, la reacción hacia arriba necesaria para mantenerlo unido a la cortina es proporcionada por su refuerzo vertical de tensión, esta es prolongada dentro de toda la zapata; la fuerza cortante puede determinar el espesor de la cortina de acuerdo a su magnitud, se utilizará un factor de 1,4 para el cálculo de datos pues de trabaja con material arenoso y concreto.

En el talón será colocado un porcentaje de acero de flexión $\rho_{\min} = \frac{200}{f_y}$; $\frac{3\sqrt{f_c}}{f_y}$, ya que el talón será analizado como una viga.

C. Diseño de la punta

La punta debe soportar el peso de la cortina en voladizo y la presión hacia arriba del suelo bajo ella, la mayor presión sobre la punta es causada por la fuerza P debida al material retenido en la cortina, para realizar los cálculos de esta fuerza se utiliza un factor de 1,7.

El momento máximo para diseño se toma en la cara de la cortina, aunque se supone que la fuerza cortante máxima para diseño ocurre a una distancia d de la cara de la cortina, porque la reacción en la dirección de la fuerza cortante no introduce compresión en la punta de la zapata.

En la construcción suele utilizarse una llave de amarre por cortante entre la base del muro y la zapata, con dimensiones de 2×4 o de 2×6 .

3.4. Ensayos de laboratorio de suelos

Es necesario realizar un estudio de las condiciones del subsuelo cuando se diseñan estructuras de cierta importancia, para garantizar la seguridad y economía de estas. El conocimiento de las principales características físicas de los suelos es de fundamental importancia, pues mediante su clara interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de un terreno bajo cargas.

Dentro de ciertos límites, los suelos se comportan bajo la acción de las cargas como materiales elásticos, aunque en algunos casos se producen deformaciones mayores que las normales, teniéndose que recurrir entonces a cálculos que tengan en cuenta la plasticidad del suelo.

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa del suelo con respecto al resto del mismo.

Para determinar las propiedades de un suelo en laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo, un muestreo adecuado es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí.

3.4.1. Ensayo de corte directo

Esta prueba induce la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado. Sobre este plano actúan dos fuerzas (esfuerzos), un esfuerzo normal debido a una carga vertical P_v aplicada externamente y un esfuerzo cortante debido a la aplicación de una carga horizontal P_h . Estos son calculados de la siguiente forma:

$$\sigma_n = \frac{P_v}{A} \quad \tau = \frac{P_h}{A}$$

A = área nominal de la muestra (o de la caja de corte) usualmente no se corrige para tener en cuenta el cambio de área causada por el desplazamiento lateral de la muestra P_h . Estos esfuerzos deberían satisfacer la ecuación de Coulomb.

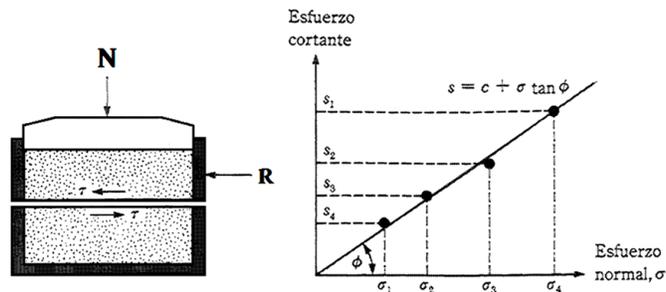
$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

En ésta ecuación existen dos cantidades desconocidas (c y ϕ), se requiere obtener dos valores, como mínimo, de esfuerzo normal y esfuerzo cortante para obtener una solución.

Como el esfuerzo cortante τ y el esfuerzo normal σ_n tienen el mismo significado dado en la construcción del círculo de Mohr, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas para c y $\tan \phi$, es posible dibujar en un plano de ejes coordenados los valores de τ contra σ_n para los diferentes ensayos, se debe dibujar una línea a través del lugar geométrico de los puntos resultantes, o del promedio del lugar geométrico de los puntos, y establecer la

pendiente de la línea como el ángulo de fricción interna y el intercepto con el eje τ como la cohesión c , de acuerdo a la figura 74.

Figura 74. Diagrama del ensayo de corte directo



Fuente: BRAJA, M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. p. 56.

Los ensayos de corte directo pueden clasificarse como sigue:

- Ensayos no consolidados - no drenados o ensayos U. El corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal P_v . Si el suelo es cohesivo y saturado, se desarrollará exceso de presión de poros. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial no consolidado-drenado.
- Ensayo consolidado-no drenado. Se aplica la fuerza normal y se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que pare el asentamiento antes de aplicar fuerza cortante. Este ensayo puede situarse entre los ensayos triaxiales consolidado-no drenado y consolidado-drenado.
- Ensayo consolidado-drenado. La fuerza normal se aplica y se demora la aplicación del corte hasta que se haya desarrollado todo el asentamiento; se aplica a continuación la fuerza cortante tan lento como sea posible

para evitar el desarrollo de presiones de poros en la muestra. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial consolidación-drenado.

3.4.2. Ensayo de compresión triaxial

Esta prueba se realiza en la cámara de compresión triaxial, pueden efectuarse en arenas y arcillas; consiste esencialmente en colocar una muestra de suelo dentro de una membrana de hule en una cámara de lucita transparente, en la que puede regularse tanto los esfuerzos normales como el grado de saturación, el grado de consolidación y la velocidad de deformación en una dirección.

Se aplica una presión de confinamiento (σ_3) alrededor de la muestra por medio del fluido en la cámara (generalmente agua o glicerina). Un esfuerzo adicional ($\Delta\sigma$) puede también aplicarse a la muestra en la dirección axial para provocar la falla ($\Delta\sigma = \Delta\sigma_j$).

El drenaje del espécimen puede ser permitido o detenido, dependiendo de las condiciones de la prueba, para conocer el comportamiento en diversos estados de un material, siendo necesario para el análisis de estabilidad de cortinas, cortes y cimentaciones.

Se efectúan tres tipos principales de pruebas con equipo triaxial están son:

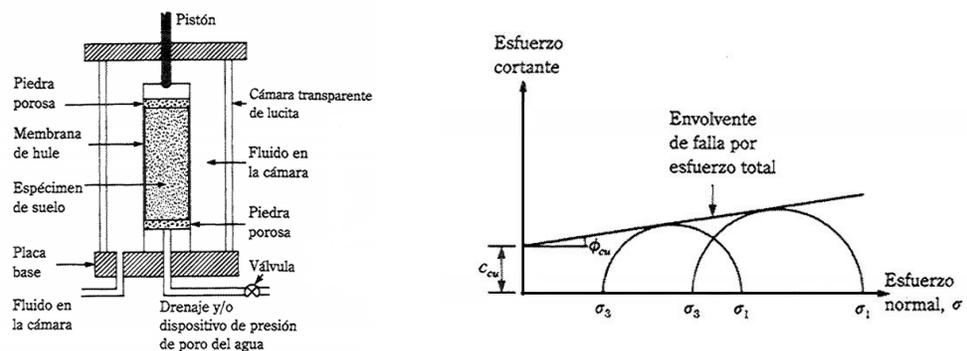
- Prueba consolidada drenada (prueba CD)
- Prueba consolidada no drenada (prueba CU)
- Prueba no consolidada no drenada (prueba UU)

Cambiando (σ_3) se pueden efectuar más pruebas de este tipo en varias muestras de arcilla. Los parámetros de resistencia cortante (C y ϕ) se determinan dibujando el círculo de Mohr en la falla y trazando una tangente a los círculos de Mohr.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

En la figura 75 puede observarse el equipo necesario para realizar el ensayo de compresión triaxial así como el trazo de los círculos de Mohr.

Figura 75. **Diagrama de ensayo de compresión triaxial**



Fuente: BRAJA, M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. p. 58.

3.5. Características de los suelos

El suelo al recibir cargas que son transmitidas por la cimentación tiende a deformarse en una o varias de sus capas, produciendo asentamientos en la superficie de contacto las cuales pueden variar con el tiempo o con algunas características propias.

3.5.1. Ángulo de fricción interna

Es definido como el ángulo límite bajo el cual la componente de peso de una partícula de suelo, carente de cohesión, es igual a la resistencia al rozamiento que la equilibra, por lo tanto la fricción entre las partículas de suelo y su densidad es suficiente para impedir que rueden unas sobre otras, suelos granulares tienen superficies de contacto mayores siendo sus partículas angulares, presentan una alta fricción interna, los suelos finos tienen una fricción baja.

3.5.2. Cohesión

Es la fuerza interior que actúa entre las partículas de suelo, originada por las fuerzas moleculares y partículas de agua, evitando que rueden libremente unas sobre otras, las teorías para calcular empuje asumen masas de tierra sin cohesión tratando de emular el caso más crítico, puesto que mientras más cohesivo sea el suelo este producirá menos empuje.

La cohesión hace que al existir un muro de contención, el plano de falla ya no sea el del talud natural del terreno, sino que el mismo se transforma a otro con volumen menor de suelo el cual producirá una fuerza de empuje menor, la cohesión de un suelo variará si cambia su contenido de humedad, el método de colocación y compactación, la unidad de medida de cohesión es de Ton/m^3 .

3.5.3. Peso específico del suelo

Es muy importante para el cálculo y diseño del muro, considerar los efectos que sobre él mismo tenga el peso del suelo. El contenido del agua del suelo influye considerablemente en la magnitud del empuje, variando desde

cero, cuando el material está completamente seco, hasta la completa presión hidráulica cuando el suelo se encuentra saturado.

El contenido de agua de un relleno es fundamental para la aplicación correcta de las teorías de presión de la tierra.

3.5.4. Sobrecargas

Si existe tierra u otras cargas sobre la superficie del terreno, la presión horizontal aplicada al muro será mayor. Si la sobrecarga es uniforme sobre el área deslizante detrás del muro, la presión resultante se supone igual a la presión que sería causada por una altura incrementada del relleno que tuviere el mismo peso total que la sobrecarga.

Si la sobrecarga no cubre completamente el área detrás del muro, existen algunas teorías algo complejas sobre suelos que consideran las presiones horizontales resultantes.

3.5.5. Empujes

Es la acción o reacción de la tierra ejercida sobre una estructura, se deben distinguir dos situaciones diferentes, en el primer caso, la acción de la tierra sobre una estructura, se denomina “empuje activo”, en cambio en el segundo caso, la acción de la estructura sobre la tierra, se denomina “empuje pasivo”.

La presión del terreno sobre un muro está fuertemente condicionada por la deformabilidad del muro, entendiéndose por tal no sólo la deformación que el muro experimenta como pieza de concreto armado, sino también la que produce en el muro la deformación del terreno de cimentación.

En la interacción entre el muro y el terreno sobre el que se cimenta puede ocurrir que las deformaciones sean prácticamente nulas, diciéndose que la masa de suelo se encuentra en estado de reposo y se está en el caso de “empuje al reposo”, algunos muros de gravedad y de sótano pueden encontrarse en ese caso.

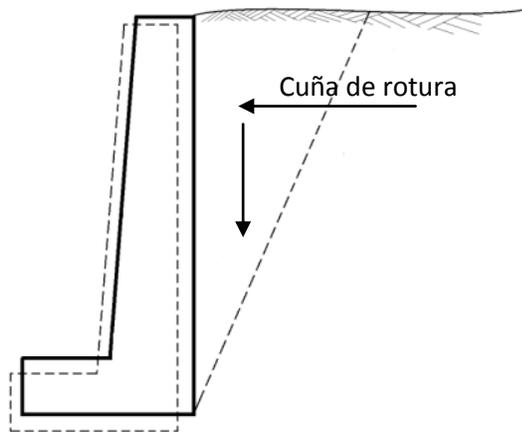
3.6. Presión lateral de tierra

Los taludes verticales o casi verticales de suelo son soportados por muros de retención, el diseño adecuado de estos elementos requieren de la estimación adecuada de varios factores entre ellos: el tipo y magnitud del movimiento de los muros, parámetros de resistencia cortante del suelo, el peso específico del suelo y las condiciones de drenaje en el relleno.

3.6.1. Presión activa de tierra de Rankine

Esta presión existe cuando un muro tiende a desplazarse, permitiendo la expansión lateral del suelo, se produce un fallo por corte del suelo, y la cuña de rotura avanza hacia el muro y desciende. La presión se reduce desde el valor de la presión al reposo hasta el denominado valor de presión activa, que es el mínimo valor posible del empuje, en la figura 76 puede observarse el diagrama de falla.

Figura 76. **Diagrama de falla por corte del suelo debido a la presión activa**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

3.6.1.1. **Presión activa de tierra de Rankine para relleno inclinado**

Si el relleno de un muro sin fricción es un suelo granular ($C=0$) y se eleva con un ángulo α con respecto a la horizontal, el coeficiente de presión activa de la tierra K_a , se determina en función de su ángulo de fricción interna y el ángulo de inclinación.

El coeficiente de presión activa será igual:

$$K_a = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

Donde ϕ es igual al ángulo de fricción del suelo, a cualquier profundidad z , la presión activa de Rankine se expresa como:

$$\sigma_a = \gamma * z * K_a$$

La fuerza total por unidad de longitud del muro es igual:

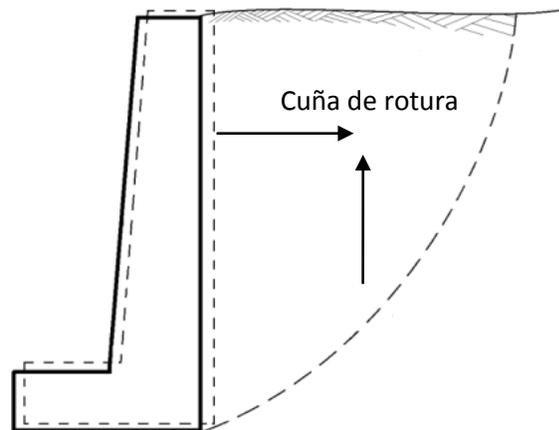
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

En el caso de terraplén inclinado, la dirección de la fuerza resultante P_a estará inclinada a un ángulo α con la horizontal y cruzará el muro a una distancia de $H/3$ desde la base del muro.

3.6.2. Presión pasiva de tierra de Rankine

Si se aplican fuerzas al muro de forma que éste presione al relleno, la falla se produce mediante una cuña mucho más amplia, que experimenta un ascenso. Este valor recibe el nombre de presión pasiva y es el mayor valor que puede alcanzar la presión, la figura 77 muestra la acción de la presión pasiva.

Figura 77. **Diagrama de falla por corte del suelo debido a la presión pasiva**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

3.6.2.1. **Presión pasiva de tierra de Rankine para relleno inclinado**

Si el relleno de un muro sin fricción es un suelo granular ($C=0$) y se eleva con un ángulo α con respecto a la horizontal, el coeficiente de presión pasiva de la tierra K_p , se expresa de la siguiente forma:

$$K_p = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

En el caso de terraplén inclinado, la dirección de la fuerza resultante P_a estará inclinada a un ángulo α con la horizontal y cruzará el muro a una distancia de $H/3$ desde la base del muro.

3.7. Drenaje en el relleno del muro de contención

En la construcción de muros de contención es de mucha importancia la prevención de la acumulación de agua detrás de la cortina. Si se permite que el agua se deposite en ese lugar, pueden llegar a existir grandes presiones laterales del agua contra la cortina y en climas fríos condiciones peores de grandes presiones por la formación de hielo.

El mejor relleno para un muro de contención es un suelo sin cohesión y bien drenado, además del relleno de material granular se hacen agujeros en las paredes (lloraderos) de 4" de diámetro o más (los tamaños mayores se usan para facilitar la limpieza) aproximadamente a distancias de 1,50 metros de centro a centro, horizontal y verticalmente.

Si el relleno consiste en arena gruesa, es conveniente poner unas cuantas paladas de grava alrededor de los lloraderos para impedir que la arena obstruya los agujeros.

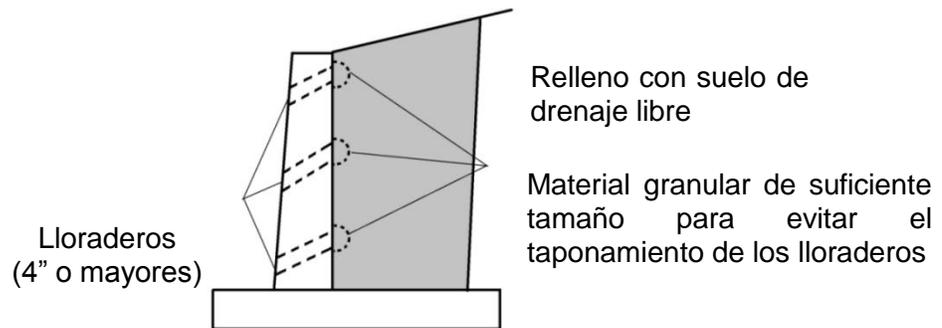
Los lloraderos tienen la desventaja de que el agua que sale por ellos tiene muy mal aspecto y también puede causar un ablandamiento del suelo en la zona de mayor presión (bajo la punta de la zapata). Un mejor método consiste en usar un tubo perforado de 6" a 8" en una cama de grava a lo largo de la base de la cortina.

Los lloraderos como los tubos perforados pueden taparse, generándose así una mayor presión del agua. La acción de las heladas puede causar grandes movimiento en las paredes, no sólo en términos de centímetros sino aun en términos de metros y al cabo de cierto tiempo pueden conducir a fallas

de las estructuras, la acción de las heladas puede reducirse considerablemente si se colocan materiales gruesos, apropiadamente drenados, detrás de la pared.

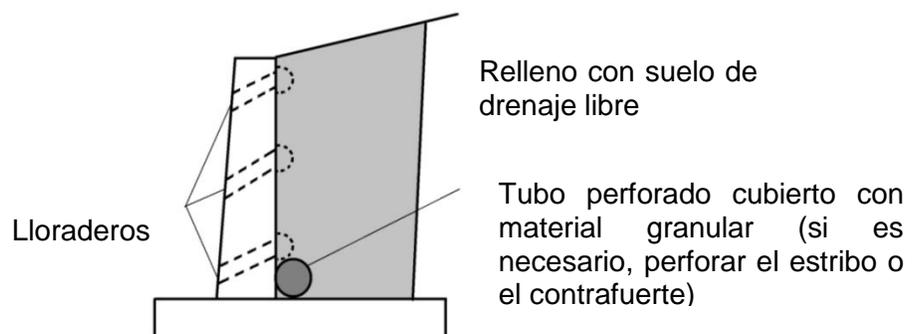
En la figura 78 y 79 se detalla la colocación de los lloraderos en la cortina del muro en voladizo, y el tubo perforado de drenaje longitudinal en la base de la cortina.

Figura 78. **Ubicación de lloraderos en muro de contención en voladizo**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Figura 79. **Ubicación de tubo longitudinal de drenaje en muro de contención en voladizo**



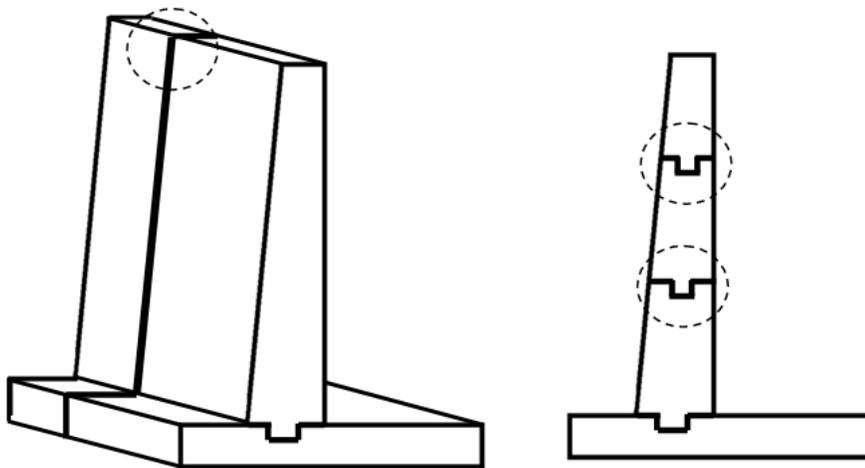
Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

3.8. Juntas de construcción en muros de contención

Los cambios de temperatura originan dilataciones y contracciones en el concreto, generando fisuras y grietas en este; las juntas de dilatación o expansión, son utilizadas para disminuir la fisuración y agrietamiento en el concreto.

Las juntas son de esencial apoyo cuando no se provee al muro de suficiente acero por temperatura, en la figura 80 se observan las juntas de construcción horizontal y vertical para un muro en voladizo.

Figura 80. Juntas de construcción horizontales y verticales



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

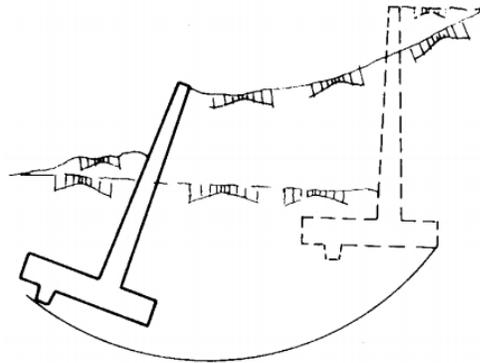
3.9. Fallas en muros de contención

Los muros de contención pueden presentar diversos tipos de fallas, las más comunes son:

- Deslizamiento profundo del muro

Esta falla puede presentarse al existir bajo la cimentación del muro una capa de suelo blando a una profundidad aproximada de una vez y media la altura total del muro, puede observarse la falla en la figura 81.

Figura 81. **Falla por deslizamiento profundo en muro de contención en voladizo**

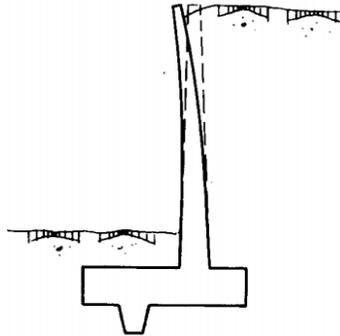


Fuente: LÓPEZ PERALES, Jesús Antonio. Muros de contención y de sótano. p. 24.

- Deformación excesiva de la cortina

Esta falla sucede comúnmente en muros de gran altura, en la figura 82 se observa la falla.

Figura 82. **Falla por deformación excesiva de la cortina**

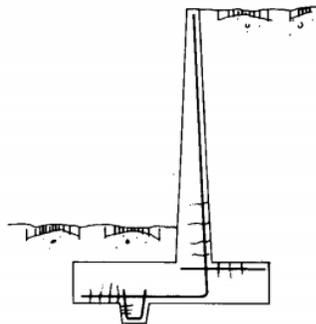


Fuente: LÓPEZ PERALES, Jesús Antonio. Muros de contención y de sótano. p. 24.

- **Fisuración excesiva**

Esta falla se presenta en todas las regiones en tensión, es considerada falla debido al ancho excesivo de las fisuras en la región en contacto con terreno húmedo, se observa en la figura 83.

Figura 83. **Falla por fisuración excesiva**

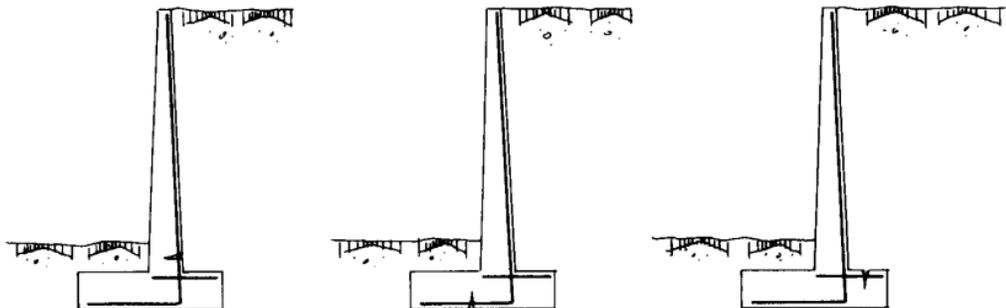


Fuente: LÓPEZ PERALES, Jesús Antonio. Muros de contención y de sótano. p. 25.

- Falla por flexión

Esta falla puede ocurrir en la cortina, la punta o en el talón, el porcentaje de acero en muros suele ser baja, y las fallas en la región a tensión pasan desapercibidos por estar en contacto con el material granuloso, en la figura 84 puede observarse el lugar del muro donde comúnmente ocurre esta falla.

Figura 84. **Falla por flexión para muro en voladizo**



Fuente: LÓPEZ PERALES, Jesús Antonio. Muros de contención y de sótano. p. 25.

4. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO PARA LA ALDEA CERRO NIÑO

4.1. Descripción del proyecto

El muro de contención en voladizo (concreto armado) soportará un talud de 7,00 metros de altura con una longitud de 33,00 metros, estará formado por módulos y cada uno tendrá una longitud de 5,00 metros con juntas de construcción de 5,00 centímetros.

4.2. Resultado del ensayo de compresión triaxial

Con el objetivo de determinar las características con que cuenta el suelo en la región de la aldea Cerro Niño, se realizó un ensayo de compresión triaxial que permite conocer los parámetros de corte del suelo, para esto se obtuvo una muestra inalterada con un volumen de 1 pie cúbico, se excavó hasta una altura de 3,00 metros siendo ésta una muestra representativa, se procedió a cubrirla con parafina para conservar las características del material.

Obteniendo los resultados de laboratorio, se muestran los siguientes datos:

Peso específico del suelo:	$\gamma_s = 1,42 \text{ Ton}/m^3$
Ángulo de fricción interna:	$\phi = 30,28^\circ$
Cohesión:	$C = 17 \text{ Ton}/m^2$
Ángulo de talud inclinado:	$\alpha = 10^\circ$

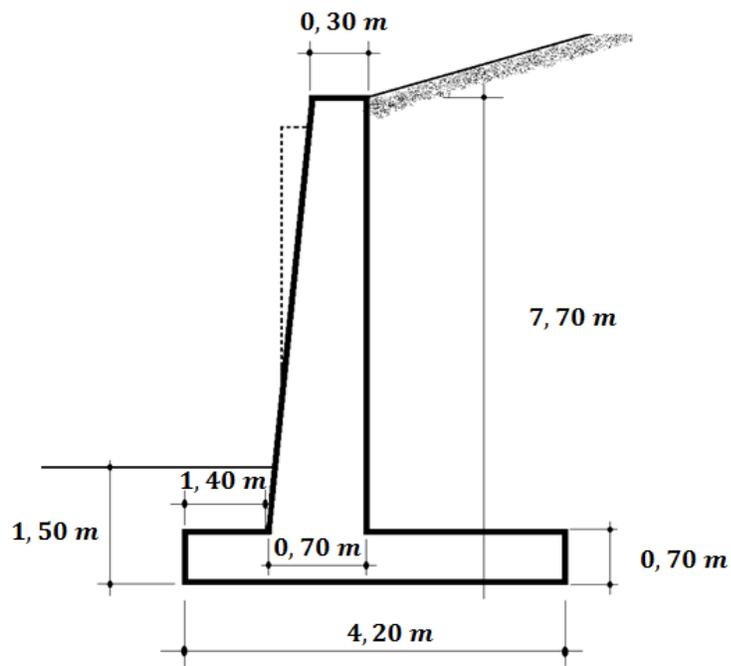
Peso específico del concreto:	$\gamma_c = 2,4 \text{ Ton/m}^3$
Resistencia del concreto	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del acero	$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$

4.3. Dimensionamiento del muro de contención en voladizo

Para el diseño del muro en voladizo, se deben proponer dimensiones que satisfagan los requisitos de estabilidad y que posean un costo razonable, de lo contrario deberán de calcularse nuevamente.

Para iniciar con el dimensionamiento se tienen proporciones generales de las distintas componentes, mostradas en la figura 85.

Figura 85. Dimensionamiento de muro en voladizo

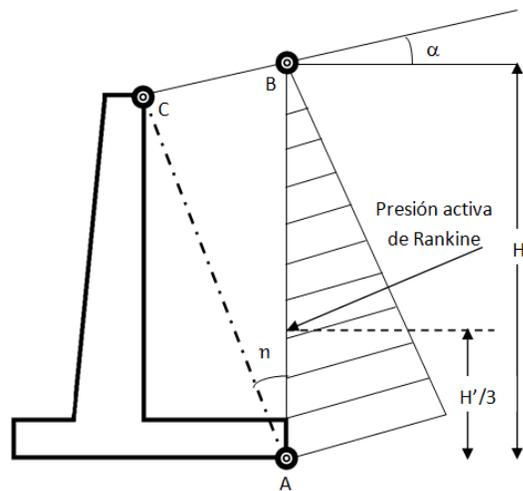


Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

4.4. Revisión para el desarrollo de la presión activa de Rankine

En el diseño del muro en voladizo se hará uso de la teoría de la presión de Rankine para revisiones de estabilidad, la cual implica dibujar una línea vertical que se extiende desde el borde del talón de la losa base hasta la superficie del suelo retenido, siendo identificada como la línea que une el punto A al punto B, como muestra la figura 86.

Figura 86. Desarrollo de la presión activa de Rankine



Fuente: BRAJA, M. Das. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. p. 390.

Se supone que la condición activa de Rankine existe a lo largo del plano vertical AB. La hipótesis para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara frontal AB es teóricamente correcta si la zona de cortante limitada por la línea AC no es obstruida por el cuerpo del muro, para determinar este requisito, se utiliza la siguiente fórmula:

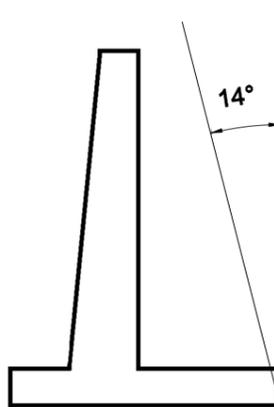
$$n = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi}{2} - \text{sen}^{-1} \frac{\text{sen}\alpha}{\text{sen}\phi}$$

De acuerdo a las condiciones del muro en voladizo, el ángulo η formado con la vertical AC será:

$$n = 45 + \frac{10^\circ}{2} - \frac{30,28^\circ}{2} - \text{sen}^{-1} \frac{\text{sen}(10^\circ)}{\text{sen}(30,28^\circ)} = 45 + 5 - 15,14 - 20,14 = 14,72^\circ$$

La zona de cortante en este caso no es obstruida por el cuerpo del muro, como puede observarse en la figura 87, entonces puede ser utilizada la hipótesis para el desarrollo de la presión activa de Rankine.

Figura 87. **Ángulo η , zona de cortante**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

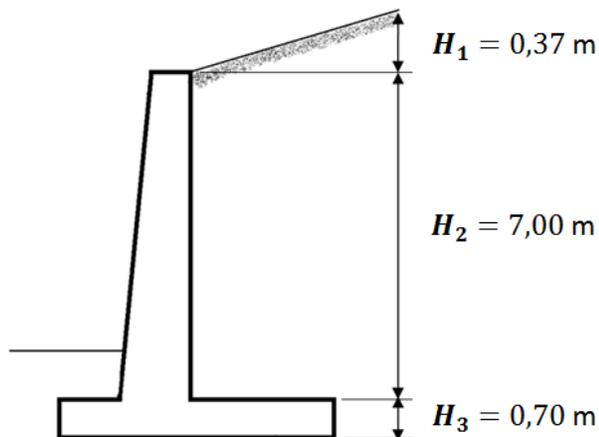
4.5. Aplicación de la teoría de presión lateral de tierra de Rankine

En el análisis de estabilidad del muro, deben tomarse en consideración la fuerza activa de Rankine $P_{a(Rankine)}$, el peso del suelo arriba del talón W_s y el peso W_c del concreto.

4.5.1. Revisión por volteo

Para revisar la estabilidad de un muro de contención por volteo, necesitamos hacer referencia a las dimensiones planteadas en la figura 85, se deben determinar la altura total del muro y las fuerzas activas P_a y pasivas P_p actuantes, en la figura 88 se observan los resultados.

Figura 88. Cálculo de altura total de muro en voladizo



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

a) Cálculo de la altura total del muro H_T :

$$\begin{aligned}H_T &= H_1 + H_2 + H_3 \\H_1 &= 2,10 \text{ m} * \tan(10^\circ) = 0,37 \text{ m} \\H_2 &= \text{altura del talud} = 7,00 \text{ m} \\H_3 &= 0,10 * 7,00 \text{ m} = 0,70 \text{ m} \\H_T &= 0,37 \text{ m} + 7,00 \text{ m} + 0,70 \text{ m} = 8,07 \text{ m}\end{aligned}$$

b) Cálculo de coeficiente activo y pasivo del empuje de tierras de Rankine:

$$K_a = \cos(10^\circ) \frac{\cos(10^\circ) - \sqrt{\cos^2(10^\circ) - \cos^2(30,28^\circ)}}{\cos(10^\circ) + \sqrt{\cos^2(10^\circ) - \cos^2(30,28^\circ)}} = 0,9848 \frac{0,5114}{1,4582} = 0,34$$

$$K_p = \cos(10^\circ) \frac{\cos(10^\circ) + \sqrt{\cos^2(10^\circ) - \cos^2(30,28^\circ)}}{\cos(10^\circ) - \sqrt{\cos^2(10^\circ) - \cos^2(30,28^\circ)}} = 0,9848 \frac{1,4582}{0,5114} = 2,81$$

c) Cálculo de la fuerza activa de Rankine por unidad de longitud de muro:

$$\begin{aligned}P_a &= 1/2 * \gamma_s * K_a * H_T^2 \\P_a &= 1/2 * 1,42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 0,34 * (8,07 \text{ m})^2 = 15,72 \text{ Ton/m}\end{aligned}$$

d) Componente vertical, P_v y horizontal P_h de la fuerza activa de Rankine son:

$$\begin{aligned}P_v &= (15,72 \text{ Ton/m}) \text{sen}(10^\circ) = 2,73 \text{ Ton/m} \\P_h &= (15,72 \text{ Ton/m}) \text{cos}(10^\circ) = 15,48 \text{ Ton/m}\end{aligned}$$

4.5.1.1. Factor de seguridad contra volteo

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, es expresado de la siguiente manera:

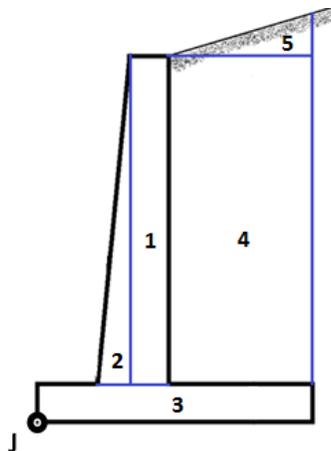
$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_J}$$

ΣM_R = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto J.

ΣM_J = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro respecto al punto J.

En la figura 89 se observa la distribución de áreas del muro en voladizo, para el cálculo de factor de seguridad contra volteo.

Figura 89. **Distribución de áreas de concreto y suelo para muro en voladizo**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

En la tabla CII, se observan los cálculos de áreas conformadas por concreto y áreas conformadas por suelo, determinando el momento generadas por éstas y que contribuyan a soportar el volteo del muro en voladizo.

Tabla CII. **Cálculo de áreas de concreto y suelo para determinar el ΣM_R**

<i>Sección</i>	<i>Área</i> (m^2)	<i>Peso</i> <i>Específico</i> Ton/m^3	<i>Peso/unidad</i> (Ton/m)	<i>Brazo</i> (m)	<i>Momento</i> ($Ton - m$)
1	$0,30 * 7,00 = 2,10$	2,4	5,04	1,95	9,83
2	$0,5 * 0,40 * 7,00 = 1,40$	2,4	3,36	1,67	5,61
3	$0,70 * 4,20 = 2,94$	2,4	7,05	2,10	14,80
4	$2,10 * 7,00 = 14,70$	1,42	20,87	3,15	65,74
5	$0,5 * 2,10 * 0,37 = 0,39$	1,42	0,55	3,50	1,93
P_v			2,73	4,20	11,47
			39,60		109,38
			ΣV		ΣM_R

Fuente: elaboración propia.

El momento que genera volteo en el muro M_J , se calcula de la siguiente manera:

$$M_J = P_h \left(\frac{H_T}{3} \right) = 15,48 \text{ Ton/m} \left(\frac{8,07 \text{ m}}{3} \right) = 41,64 \text{ Ton} - m$$

Se determina entonces el factor de seguridad por volteo $FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_J}$, utilizando los valores del momento resistente y el momento que genera volteo en el muro.

$$FS_{volteo} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_J} = \frac{109,38 \text{ Ton} - m}{41,64 \text{ Ton} - m} = 2,63 > 2 \text{ SICUMPLE}$$

Como $FS_{volteo} > 2$, se concluye que el muro si chequea por volteo.

4.5.2. Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por la fuerzas de corte entre el suelo-base y la resistencia pasiva de tierra en contacto con el frente de la estructura, para que el muro de contención no presente ninguna alteración.

4.5.2.1. Factor de seguridad contra deslizamiento

El factor de seguridad contra el deslizamiento de un muro de contención, es determinado con la siguiente ecuación:

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_d}$$

ΣF_R = suma de las fuerzas horizontales resistentes

ΣF_d = suma de las fuerzas horizontales deslizantes

$$\Sigma F_R = (\Sigma V) \tan(\kappa_1 \phi) + B \kappa_2 C + P_p$$

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha$$

$$FS_{deslizamiento} = \frac{(\Sigma V) \tan(\kappa_1 \phi) + B \kappa_2 C + P_p}{P_a \cos \alpha}$$

a) Se tomará para la realización de este cálculo:

$$\kappa_1 = \kappa_2 = \frac{2}{3}$$

b) Cálculo de la fuerza pasiva de Rankine para una longitud:

$$K_p = \cos(10^\circ) \frac{\cos(10^\circ) + \sqrt{\cos^2(10^\circ) - \cos^2(30,28^\circ)}}{\cos(10^\circ) - \sqrt{\cos^2(10^\circ) - \cos^2(30,28^\circ)}} = 0,9848 \frac{1,4582}{0,5114} = 2,81$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_s D^2 + 2C \sqrt{K_p} D$$

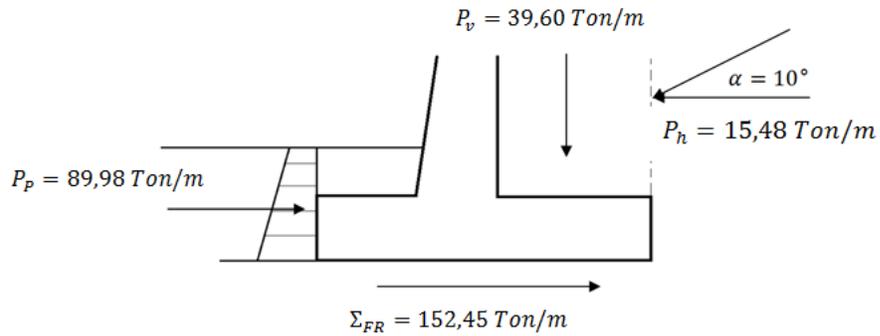
$$\begin{aligned} P_p &= \frac{1}{2} * 2,81 * 1,42 \text{ Ton}/\text{m}^3 * (1,50 \text{ m})^2 + 2 * 17 \text{ Ton}/\text{m}^3 * \sqrt{2,81} * 1,50 \text{ m} \\ &= 89,98 \text{ T}/\text{m} \end{aligned}$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(39,60) \tan(0,67 * 30,28) + (4,20 * 0,67 * 17) + 89,98}{15,48} = \frac{152,45}{15,48}$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = 9,85$$

Como el $FS_{\text{deslizamiento}}$ $9,85 > 1,5$ entonces el muro si chequea por deslizamiento, en la figura 90 se observan las fuerzas actuantes en el muro, necesarias para determinar el factor de seguridad contra deslizamiento.

Figura 90. **Diagrama de las fuerzas actuantes en el muro, factor de seguridad contra deslizamiento**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

4.5.3. Revisión de la falla por capacidad de apoyo

En un muro de contención, es elemental que la presión vertical transmitida al suelo por la losa de base no supere la capacidad de carga última del suelo.

Deben ser calculadas las presiones máximas y mínimas actuantes en los extremos de la losa base.

4.5.3.1. Factor de seguridad contra falla por capacidad de apoyo

Es necesario determinar en qué lugar actúan las presiones verticales, por lo tanto debe ser considerada su excentricidad, calculada de la siguiente manera:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_J}{\Sigma V}$$

a) Cálculo de excentricidad con datos previamente calculados:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_J}{\Sigma V} = \frac{4,20 \text{ m}}{2} - \frac{109,38(\text{Ton} - m) - 41,64 (\text{Ton} - m)}{39,60 \text{ Ton/m}}$$

$$e = 2,10 \text{ m} - 1,71 \text{ m} = 0,39 \text{ m}$$

$$0,39 < \frac{B}{6} = \frac{4,20}{6} = 0,70$$

Como el valor de la excentricidad e es menor que $B/6$, la carga mínima no resultará negativa, por lo tanto no existirán esfuerzos de tensión en el extremo de la sección del talón.

b) Cálculo de la carga máxima en el extremo de la punta $q_{m\acute{a}x}$ y carga mínima $q_{m\acute{i}n}$ en el extremo del talón:

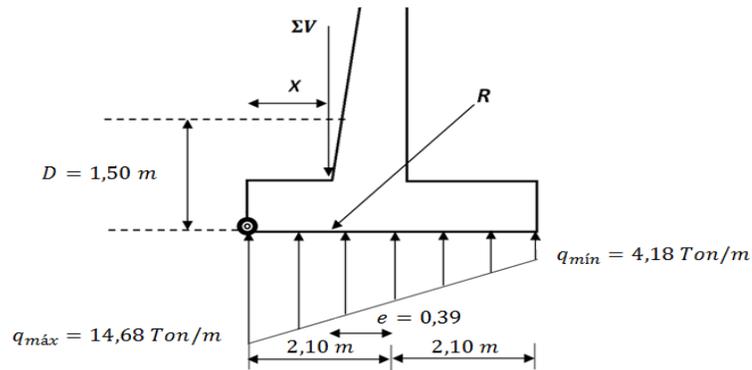
$$q_{\text{talón}} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{m\acute{a}x} = q_{\text{punta}} = \frac{39,60}{4,20} \left(1 + \frac{6(0,39)}{4,20} \right) = 14,68 \text{ T/m}^2$$

$$q_{m\acute{i}n} = q_{\text{talón}} = \frac{39,60}{4,20} \left(1 - \frac{6(0,39)}{4,20} \right) = 4,18 \text{ T/m}^2$$

En la figura 91 se observa el diagrama de variación de presión vertical transmitida por la losa base al suelo.

Figura 91. Diagrama de la variación de la presión vertical transmitida por losa de base al suelo



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

4.5.3.1.1. Carga última del suelo

Para determinar la capacidad de carga última del suelo, se considera que la cimentación muestra una relación ancho entre longitud con tendencia a cero, así como la excentricidad en la que son aplicadas las presiones verticales.

Se utilizará la ecuación de Terzaghi, en donde será reemplazada B por B', debido a la excentricidad con que cuenta el muro en voladizo.

$$q_u = CN_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

- Se deben determinar los factores de capacidad de carga:

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

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{30,28}{2} \right) e^{\pi \tan 0,07} = 18,40$$

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

$$N_c = (18,40 - 1) \cot 30,28^\circ = 30,14$$

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

$$N_\gamma = 2(18,40 + 1) \tan 30,28^\circ = 22,40$$

$$q = \gamma * D$$

$$q = 1,42 \text{ T/m}^2 * 1,5 \text{ m} = 2,13 \text{ T/m}$$

$$B' = B - 2e$$

$$B' = (4,20 \text{ m}) - (2 * 0,39 \text{ m}) = 3,42 \text{ m}$$

Como el muro de contención en voladizo, es considerado como una cimentación continua los factores de forma F_{cs} , F_{qs} y $F_{\gamma s}$ serán tomados igual a uno.

- Se determinan los factores de profundidad:

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \left(\frac{D}{B'} \right) = 1 + 0,4 \left(\frac{1,5 \text{ m}}{3,42 \text{ m}} \right) = 1,17$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D}{B'} \right)$$

$$= 1 + 2 \tan(30,28) (1 - \sin(30,28))^2 \left(\frac{1,5}{3,42} \right) = 1,12$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Se determinan los factores de inclinación:

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{15,48}{39,60} \right) = 21,35^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2 = \left(1 - \frac{21,35^\circ}{90^\circ} \right)^2 = 0,58$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\emptyset} \right)^2 = \left(1 - \frac{21,35^\circ}{30,28^\circ} \right)^2 = 0,07$$

Entonces la capacidad de carga para las condiciones del muro en voladizo para Cerro Niño es:

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q_u = (17)(18,40)(1)(1,17)(0,58) + (2,13)(30,14)(1)(1,12)(0,58) + \frac{1}{2} (1,42)(3,42)(22,40)(1)(1)(0,07)$$

$$q_u = (212,26) + (41,70) + (3,80) = 257,76 \text{ Ton}/m^2$$

Factor de seguridad capacidad de carga es calculado de la siguiente forma:

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}}$$

$$FS_{\text{capacidad de carga}} = \frac{85,92}{14,68} = 5,85 > 3$$

Como el $FS_{\text{capacidad de carga}} > 3$ entonces el muro sí chequea contra falla por capacidad de apoyo.

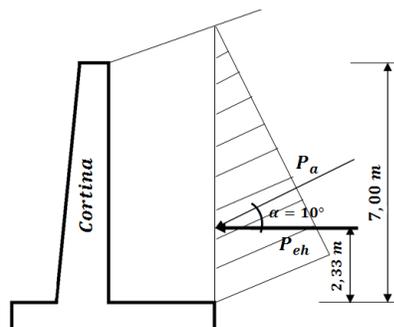
4.6. Diseño del armado del muro en voladizo

Para que la estructura de contención resista los esfuerzos de flexo compresión es necesario proporcionarle acero de refuerzo en sentido horizontal y vertical, considerando además los empalmes será necesario entonces analizar cada uno de los miembros que lo conforman.

4.6.1. Diseño del armado de cortina

Para determinar el acero requerido en el muro, es necesario calcular las fuerzas que actúan en el elemento de cortina, de acuerdo a la figura 92, se obtendrán las fuerzas que actúan sobre la cortina.

Figura 92. Diagrama de fuerzas actuantes, sobre la cortina del muro en voladizo



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

a) Componente horizontal de la fuerza efectiva

Se debe conocer la magnitud de la componente horizontal Ph de la fuerza efectiva que actúa sobre la cortina del muro en voladizo:

$$P_{eh} = P_a \cos \alpha$$

$$P_{eh} = \frac{1}{2} (0,34)(1,42)(7,00)^2 * \cos 10^\circ = 11,65 \text{ Ton/m}$$

b) Chequeo por corte

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante deben satisfacer el siguiente criterio: la resistencia nominal al cortante afectado por un factor ϕ , debe ser mayor a la fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$V_u =$ fuerza cortante mayorada en la sección considerada

$V_n =$ resistencia nominal al cortante

c) Cálculo de la fuerza cortante mayorada para la cortina:

$$V_u = 1,7 * P_{eh} = (1,7)(11,65 \text{ Ton/m}) = 19,80 \text{ Ton/m}$$

Todos los elementos estructurales deben ser diseñados en base a un peralte efectivo, para el chequeo por corte en la cortina tendremos, un diámetro de varilla No. 8.

$$d = \text{espesor de la cortina} - \text{recubrimiento} - \text{diámetro de varilla No. 8}/2$$

$$d = 70 \text{ cm} - 7,50 \text{ cm} - \frac{2,54 \text{ cm}}{2} = 61,23 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados de acuerdo al capítulo 11 del ACI, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, como en este caso el muro en voladizo está dado por:

$$\phi V_n = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$b = \text{base unitaria (100cm)}$$

$$d = 61,23 \text{ cm}$$

Para el uso de concreto de peso liviano (ACI 8.6.1.), debe emplearse el factor de modificación λ como multiplicador de $\sqrt{f'_c}$ en todas las ecuaciones y secciones aplicables, donde $\lambda=0,85$ para concreto liviano de arena de peso normal.

$$\phi V_n = \frac{0,53 * 0,85 * \sqrt{350 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 61,23 \text{ cm}}{1000 \text{ kg}} = 51,60 \text{ Ton/cm}$$

$$51,60 \text{ Ton/m} \geq 19,80 \text{ Ton/m}$$

Por lo tanto el espesor de la cortina sí chequea por cortante.

d) Chequeo de cortina por flexión:

La resistencia de diseño al momento ϕM_n , para la combinación de carga axial y flexión, debe cumplir con el siguiente criterio: la resistencia al momento flector de diseño afectado por un factor ϕ , debe ser mayor al momento flector mayorado en la sección a considerar.

$$\phi M_n > M_u$$

$M_u =$ Momento flector mayorado

$$M_u = (1,7)P_{eh} \frac{H}{3} = (1,7)(11,65) \left(\frac{7}{3}\right) = 46,20 \text{ Ton} - m/m$$

$\phi M_n =$ Resistencia al momento flector de diseño

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

$$A_{s_{req}} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \left(\frac{M_u * 1000 * b}{0,003825 * f'c}\right)} \right] * \frac{\lambda * f'c}{f_y}$$

$$M_n = \frac{\phi \left[A_{s_{req}} * f_y \left(d - \frac{(A_{s_{req}} * f_y)}{1,7 (f'c)(b)} \right) \right]}{1000}$$

Para la cortina del muro de contención en voladizo se tiene:

$$d = 70 \text{ cm} - 7,50 \text{ cm} - \frac{2,54 \text{ cm}}{2} = 61,23 \text{ cm}$$

$$b = \text{base unitaria (100cm)}$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$As_{min} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 61,23 = 30,72 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = \left[(100 * 61,23) - \sqrt{(100 * 61,23)^2 - \left(\frac{46,21 * 1000 * 100}{0,003825 * 350} \right)} \right] * \frac{0,85 * 350}{2810}$$

$$As_{req} = 31,00 \text{ cm}^2$$

$$M_n = \frac{0,90 \left[31 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 \left(61,23 \text{ cm} - \frac{(31 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2)}{1,7 (350 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})} \right) \right]}{100000}$$

$$M_n = 47,00 \text{ Ton} - m$$

Como el $\phi M_n > M_u$, entonces se determina la cantidad de acero por temperatura:

$$A_{st} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{st} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 61,23 \text{ cm} = 11,02 \text{ cm}^2$$

$$11,02 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$1,29 \text{ cm}^2 \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 11,70$$

Para evitar el agrietamiento se colocará en el área a compresión, varilla No. 4 @ 15 centímetros, en ambos sentidos.

El armado principal para la cortina del muro en voladizo, quedará de la siguiente manera:

Armado principal en sentido transversal, cumpliendo con el 0,0015 del área $b \cdot t$.

$$\begin{aligned} 31,00 \text{ cm}^2 & \text{-----} 100 \text{ cm} \\ 5,09 \text{ cm}^2 & \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 16,50 \end{aligned}$$

Se utilizará varilla No. 8 G 40 @ 20 centímetros

Armado principal en sentido longitudinal, cumpliendo con el 0,0025 del área $b \cdot t$.

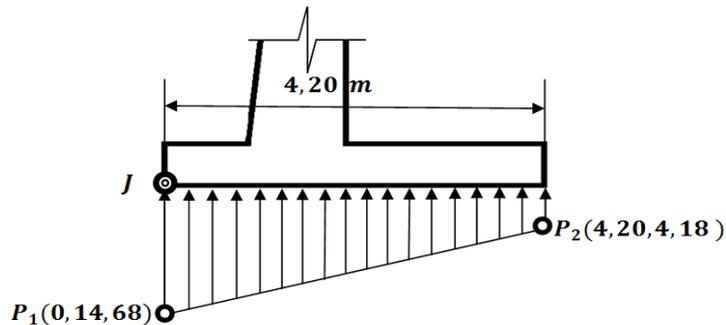
$$\begin{aligned} 52,50 \text{ cm}^2 & \text{-----} 100 \text{ cm} \\ 5,09 \text{ cm}^2 & \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 15,00 \end{aligned}$$

Se utilizará varilla No. 8 G 40 @ 20 centímetros

4.6.2. Diseño del armado de la losa base

Se debe determinar una ecuación que permita determinar la carga q para cualquier distancia x a lo largo de la losa base, medida desde el punto J , para esto necesitamos referirnos a la figura 93.

Figura 93. Diagrama de cargas bajo la losa base



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

4.6.3. Diseño del armado de puntal

a) Se tomará como punto cero el punto J , de acuerdo a esto se tiene:

$$punto_1 = (0, q_{max}) = (0, 14,68) \quad punto_2 = (4,20, q_{min}) = (4,20, 4,18)$$

b) Encontrando la pendiente se obtiene:

$$m = \frac{(q_{min} - q_{max})}{(x_2 - x_1)} = \frac{(4,18 - 14,68)}{(4,20 - 0)} = \frac{-10,50}{4,20} = -2,50$$

c) Determinando la ecuación de punto pendiente, se tiene:

$$q_2 - q_1 = m(x_2 - x_1)$$

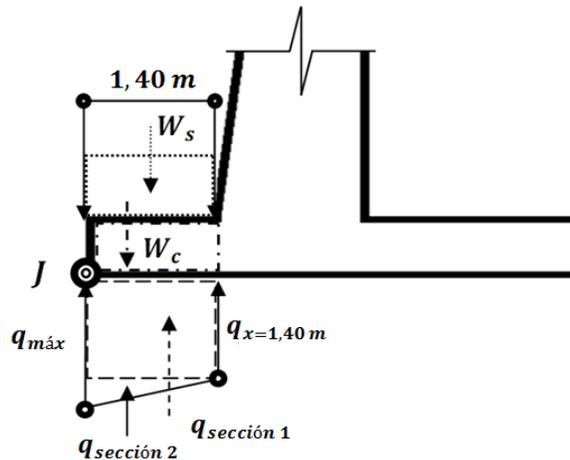
$$q - 14,68 = -2,50(x - 0)$$

$$q = 14,68 - 2,50x$$

Se debe conocer la carga que actúa bajo la sección de la losa del puntal, esta será desde el punto J hasta el inicio de la pantalla $x = 1,40 \text{ m}$, de acuerdo a la figura 94.

$$q_{1,40 \text{ m}} = 14,68 - 2,50(1,40) = 11,18 \text{ Ton/m}^2$$

Figura 94. Diagrama de cargas sobre la sección del puntal



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Donde:

$$q_1 = (q_{1,40 \text{ m}} * longitud \text{ del puntal})$$

$$q_1 = (11,18 \text{ Ton}/\text{m}^2 * 1,40\text{m}) = 15,65 \text{ Ton}/\text{m}$$

$$q_2 = \frac{1}{2} * (q_{\text{máx}} - q_{1,4 \text{ m}}) * \text{longitud del puntal}$$

$$q_2 = \frac{1}{2} * (14,68 - 11,18) * 1,40 \text{ m} = 2,45 \text{ Ton}/\text{m}$$

$$q_T = q_1 + q_2 = 15,65 \text{ Ton}/\text{m} + 2,45 \text{ Ton}/\text{m} = 18,10 \text{ Ton}/\text{m}$$

- d) Calculando el peso de la sección de suelo sobre el puntal y la sección de concreto que compone el puntal:

$$W_c = t * \text{Longitud del puntal} * \gamma_c = 0,70 \text{ m} * 1,40 \text{ m} * 2,4 \text{ Ton}/\text{m}^3 = 2,35 \text{ Ton}/\text{m}$$

$$W_s = d * \text{Longitud del puntal} * \gamma_s = 0,80\text{m} * 1,40\text{m} * 1,42 \text{ Ton}/\text{m}^3 = 1,59 \text{ Ton}/\text{m}$$

- e) Chequeo por corte

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe satisfacer el siguiente criterio: la resistencia nominal al cortante afectado por un factor ϕ , debe ser mayor a la fuerza cortante mayorada en la sección considerada

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$V_u =$ fuerza cortante mayorada en la sección considerada

$V_n =$ resistencia nominal al cortante

f) Cálculo de la fuerza cortante mayorada para la sección de puntal:

$$V_u = (1,7)(18,10 \text{ Ton/m}) - (0,90)(2,35 \text{ Ton/m}) = 28,66 \text{ Ton/m}$$

Todos los elementos estructurales deben ser diseñados en base a un peralte efectivo, para el chequeo por corte en la punta tendremos, un diámetro de varilla No. 4.

$$d = \text{espesor de la cortina} - \text{recubrimiento} - \text{diámetro de varilla No.4}$$

$$d = 70 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - 0,635 \text{ cm} = 61,87 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados de acuerdo al capítulo 11 del ACI, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, como en este caso el muro en voladizo esta dado por:

$$\phi V_n = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$b = \text{base unitaria (100cm)}$$

$$d = 61,87 \text{ cm}$$

Para el uso de concreto de peso liviano (ACI 8.6.1.), debe emplearse el factor de modificación λ como multiplicador de $\sqrt{f'c}$ en todas las ecuaciones y secciones aplicables, donde $\lambda=0,85$ para concreto liviano de arena de peso normal.

$$\phi V_n = \frac{0,53 * 0,85 * \sqrt{350} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 61,87 \text{ cm}}{1000 \text{ kg}} = 52,14 \text{ Ton/cm}$$

$$52,14 \text{ T/m} \geq 28,66 \text{ T/m}$$

El cortante de diseño es mayor al cortante mayorado por lo tanto el espesor de losa base sí resiste los esfuerzos de corte a los que estará sometido.

g) Chequeo de puntal por flexión:

La resistencia de diseño a momento ϕM_n , para la combinación de carga axial y flexión, debe cumplir con el siguiente criterio: la resistencia al momento flector de diseño afectado por un factor ϕ , debe ser mayor al momento flector mayorado en la sección considerada.

$$\phi M_n > M_u$$

$$M_u = \text{Momento flector mayorado}$$

$$M_u = (1,7) \left[q_1 \left(\text{longitud de puntal} /_2 \right) + q_2 \left(\text{longitud de puntal} /_3 \right) \right] \\ - (0,90) \left[W_c \left(\text{longitud del puntal} /_2 \right) \right]$$

$$M_u = (1,7) \left[15,65 \text{ Ton/m} \left(1,40 \text{ m/2} \right) + 2,45 \text{ Ton/m} \left(1,40 \text{ m/3} \right) \right] \\ - (0,90) \left[2,35 \text{ Ton/m} \left(1,40/2 \right) \right] = 19,08 \text{ Ton} - \text{m/m}$$

$\phi M_n = \text{Resistencia al momento flector de dise\u00f1o}$

$$A_{s_{\text{m\u00edn}}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \left(\frac{M_u * 1000 * b}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{\lambda * f'c}{f_y}$$

$$M_n = \frac{\phi \left[A_{s_{\text{req}}} * f_y \left(d - \frac{(A_{s_{\text{req}}} * f_y)}{1,7 (f'c)(b)} \right) \right]}{1000}$$

Para el puntal del muro de contenci\u00f3n en voladizo se tiene:

$$d = 70 \text{ cm} - 7,50 \text{ cm} - \frac{1,27 \text{ cm}}{2} = 61,87 \text{ cm}$$

$b = \text{base unitaria (100 cm)}$

$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

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

$$A_{s_{\text{m\u00edn}}} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 61,87 = 31,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = \left[(100 * 61,87) - \sqrt{(100 * 61,87)^2 - \left(\frac{19,08 * 1000 * 100}{0,003825 * 350} \right)} \right] * \frac{0,85 * 350}{2810}$$

$$A_{s_{req}} = 12,31 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el acero mínimo para el cálculo del momento nominal mayorado.

$$M_n = \frac{0,90 \left[31,05 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 \left(61,87 \text{ cm} - \frac{(31,05 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2)}{1,7 (350 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})} \right) \right]}{100000}$$

$$M_n = 47,43 \text{ Ton} - m$$

$$47,43 \text{ Ton} - m/m > 19,08 \text{ Ton} - m/m$$

Como el $\phi M_n > M_u$, entonces se determina la cantidad de acero por temperatura:

$$A_{st} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{st} = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 61,87 \text{ cm} = 11,14 \text{ cm}^2$$

$$11,14 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$1,29 \text{ cm}^2 \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 11,60$$

Para evitar el agrietamiento se colocará en el área a compresión, varilla No. 4 @ 15 centímetros, en ambos sentidos.

El armado para el puntal del muro en voladizo, quedará de la siguiente manera:

Armado principal en sentido transversal, cumpliendo con $0,0015 b * t$

$$\begin{aligned} 31,05 \text{ cm}^2 & \text{-----} 100 \text{ cm} \\ 5,09 \text{ cm}^2 & \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 16,40 \end{aligned}$$

Se utilizará varilla No. 8 G 40 @ 20 centímetros en sentido transversal.

Armado principal en sentido longitudinal, cumpliendo con $0.0025 b * t$

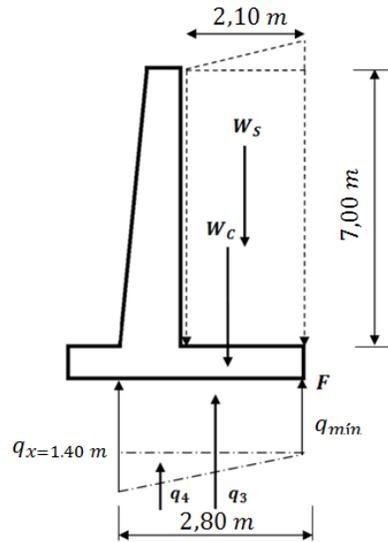
$$\begin{aligned} 24,50 \text{ cm}^2 & \text{-----} 100 \text{ cm} \\ 5,09 \text{ cm}^2 & \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 20,77 \end{aligned}$$

Se utilizará varilla No. 8 @ 20 centímetros en sentido longitudinal.

4.6.4. Diseño del armado del talón

Se debe conocer la carga que actúa bajo la sección de la losa del talón, esta será desde el punto al final de la pantalla hasta el extremo del talón en el punto F , siendo $x = 2,80 \text{ m}$; de acuerdo a la figura 95.

Figura 95. Diagrama de cargas sobre la sección del talón



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

- a) Se determinarán las cargas que ejerce el suelo sobre la losa en la sección del talón:

$$q_3 = (q_{\text{mín}})(2,80\text{m}) = 4,18 \text{ Ton/m} * 2,80\text{m} = 11,70 \text{ Ton/m}$$

$$q_4 = \frac{1}{2} (q_{x=1,40} - q_{\text{mín}})(2,80\text{m}) = \frac{1}{2} (11,18 \text{ Ton/m} - 4,18 \text{ Ton/m}) * 2,80\text{m} \\ = 9,80 \text{ Ton/m}$$

$$q_T = 11,70 \text{ Ton/m} + 9,80 \text{ Ton/m} = 21,50 \text{ Ton/m}$$

Se necesita conocer el peso de la sección de la losa del talón y de la porción de suelo sobre ésta, de acuerdo a la figura 80.

$$W_c = (0,70 \text{ m})(2,80 \text{ m}) \left(2,4 \text{ Ton}/\text{m}^3 \right) = 4,70 \text{ Ton}/\text{m}$$

$$W_s = \left(2,10 \text{ m} * 7,00 \text{ m} * 1,42 \text{ Ton}/\text{m}^3 \right) + \left(1/2 * 2,10 \text{ m} * 0,37 \text{ m} * 1,42 \text{ Ton}/\text{m}^3 \right)$$

$$W_s = 21,43 \text{ Ton}/\text{m}$$

b) Chequeo por corte

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe satisfacer el siguiente criterio: la resistencia nominal al cortante afectado por un factor ϕ , debe ser mayor a la fuerza cortante mayorada en la sección considerada:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$V_u =$ fuerza cortante mayorada en la sección considerada

$V_n =$ resistencia nominal al cortante

c) Cálculo de la fuerza cortante mayorada para la sección de talón:

$$V_u = (1,4)(W_c + W_s) = 1,4 (4,70 \text{ Ton}/\text{m} + 21,43 \text{ Ton}/\text{m}) = 36,58 \text{ Ton}/\text{m}$$

Todos los elementos estructurales deben ser diseñados en base a un peralte efectivo, para el chequeo por corte en el talón se cuenta con un diámetro de varilla No. 4.

$d = \text{espesor de la cortina} - \text{recubrimiento} - \text{diámetro de varilla No. 4}$

$$d = 70 \text{ cm} - 7,5 \text{ cm} - 0,635 \text{ cm} = 61,87 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados de acuerdo al capítulo 11 del ACI, para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión, como en este caso el muro en voladizo está dado por:

$$\phi V_n = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$b = \text{base unitaria (100cm)}$

$d = 61,87 \text{ cm}$

Para el uso de concreto de peso liviano (ACI 8.6.1.), debe emplearse el factor de modificación λ como multiplicador de $\sqrt{f'c}$ en todas las ecuaciones y secciones aplicables, donde $\lambda = 0,85$ para concreto liviano de arena de peso normal.

$$\phi V_n = \frac{0,53 * 0,85 * \sqrt{350} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 61,87 \text{ cm}}{1000 \text{ kg}} = 52,14 \text{ Ton/cm}$$

$$52,14 \text{ Ton/m} \geq 26,13 \text{ Ton/m}$$

d) Chequeo de talón por flexión:

La resistencia de diseño a momento ϕM_n , para la combinación de carga axial y flexión, debe cumplir con el siguiente criterio: la resistencia al momento

flector de diseño afectado por un factor ϕ , debe ser mayor al momento flector mayorado en la sección considerada.

$$\phi M_n > M_u$$

$M_u =$ Momento flector mayorado

$$M_u = (1,4) \left[W_c \left(\text{longitud inicio de pantalla al punto } F/2 \right) + W_s \left(\text{longitud de talón}/2 \right) \right]$$

$$M_u = (1,4) \left[4,70 \text{ Ton/m} \left(2,80 \text{ m}/2 \right) + 21,43 \text{ Ton/m} \left(2,10 \text{ m}/2 \right) \right] \\ = 40,71 \text{ Ton} - \text{m}/\text{m}$$

$\phi M_n =$ Resistencia al momento flector de diseño

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

$$A_{s_{\text{req}}} = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \left(\frac{M_u * 1000 * b}{0,003825 * f'c} \right)} \right] * \frac{\lambda * f'c}{f_y}$$

$$M_n = \frac{\phi \left[A_{s_{\text{req}}} * f_y \left(d - \frac{(A_{s_{\text{req}}} * f_y)}{1,7 (f'c)(b)} \right) \right]}{1000}$$

Para el talón del muro de contención en voladizo se tiene:

$$d = 70 \text{ cm} - 7,50 \text{ cm} - \frac{1,27 \text{ cm}}{2} = 61,87 \text{ cm}$$

$b = \text{base unitaria (100cm)}$

$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

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

$$As_{\min} = \frac{14,1}{2810} * 100 * 61,87 = 31,05 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = \left[(100 * 61,87) - \sqrt{(100 * 61,87)^2 - \left(\frac{19,08 * 1000 * 100 \text{ cm}}{0,003825 * 350} \right)} \right] * \frac{0,85 * 350}{2810} = 12,31 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el acero mínimo para el cálculo del momento nominal mayorado.

$$M_n = \frac{0,90 \left[31,05 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 \left(61,87 \text{ cm} - \frac{(31,05 \text{ cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2)}{1,7 (350 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})} \right) \right]}{100000} = 47,43 \text{ Ton} - m$$

$$47,43 \text{ Ton} - m/m > 40,71 \text{ Ton} - m/m$$

Como el $\phi M_n > M_u$, entonces se determinará la cantidad de acero por temperatura.

$$A_{st} = 0,0018 * b * d$$

$$A_{st} = 0,0018 * 100cm * 61,87 cm = 11,14 cm^2$$

$$11,14 cm^2 \text{-----} 100 cm$$

$$1,29 cm^2 \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 11,60$$

Para evitar el agrietamiento se colocará en el área a compresión, varilla No. 4 @ 15 centímetros, en ambos sentidos.

El armado para el talón del muro en voladizo, quedará de la siguiente manera:

Armado principal en sentido transversal, cumpliendo con $0,0015 b * t$

$$31,05 cm^2 \text{-----} 100 cm$$

$$5,09 cm^2 \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 16,40$$

Se utilizará varilla No. 8 G 40 @ 20 centímetros en sentido transversal.

Armado principal en sentido longitudinal, cumpliendo con $0,0025 b * t$

$$49,00 cm^2 \text{-----} 100 cm$$

$$5,09 cm^2 \text{-----} \text{espaciamiento de varillas} = 11,00$$

Se utilizará varilla No. 8 @ 20 centímetros en sentido longitudinal.

4.7. Juntas de construcción en muro en voladizo

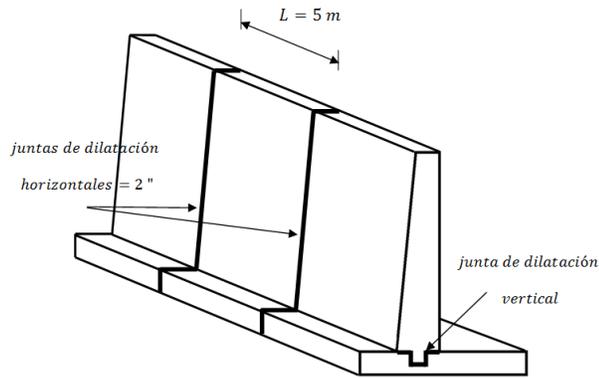
En la construcción de muros de contención son necesarias juntas de dilatación con el objetivo de controlar la ubicación de las grietas ocasionadas por la contracción del concreto, en este caso son generadas por la fricción entre los diversos módulos debido a la gran longitud de suelo que deben contener; debemos considerar además que el gran volumen de concreto requerido no se puede colocar en una sola colada, se debe realizar por etapas, de esta forma se generaran juntas de construcción verticales y horizontales.

La superficie que deja la junta de construcción debe ser rugosa, con salientes y entrantes, incrementando de esta forma la fricción en los planos en contacto, garantizando la continuidad del material. Estas deben ser llenadas con materiales elásticos de flexibilidad permanente, impidiendo el paso de humedad a través de ella.

Para este muro en voladizo utilizaremos juntas de contracción de 2 pulgadas de ancho, cada modulo tendrá una longitud de 5,00 metros pues ésta longitud no debe exceder los 25,00 metros entre juntas, y la abertura de la junta no debe ser menor a 1 pulgada.

La figura 96 muestra las juntas de dilación que formaran parte del muro de contención en voladizo, a lo largo de 33,00 metros, para la aldea Cerro Niño.

Figura 96. **Juntas de construcción en muro de contención en voladizo**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

4.8. Drenaje para muro en voladizo

Los muros de contención de concreto reforzado deben contar con un eficiente sistema de filtración, conducción y evacuación del agua, siendo capaz de eliminar el agua del suelo saturado que generarían cargas hidrostáticas que pudieran desestabilizar el sistema, evitando así que aparezca la humedad provocada por la saturación del suelo en contacto con el muro, se utilizan entonces tres métodos que permitirán mantener el muro en funcionamiento estable y libre de agua, lloraderos, drenajes longitudinales y relleno granular.

En zonas de alta y media precipitación, el muro de contención debe contar con drenaje a diferentes alturas para evitar la acumulación de agua, éstos se colocarán en función de la altura del muro y la permeabilidad del suelo, a partir de 2,00 metros de altura del muro de contención se recomienda colocar la primera línea de drenajes, los subsecuentes se colocarán con una separación vertical y horizontal de 1,00 metros entre sí intercalados, hasta la altura final del muro.

Para evitar el problema de acumulación de agua en el relleno del muro en voladizo, se colocarán lloraderos, conformados por tubos de P.V.C con un diámetro de 3 pulgadas con un ángulo inverso de 15 grados a una distancia de 1,50 metros, en dirección vertical y horizontal ya que Pastores muestra una alta frecuencia de lluvia.

En la pared del muro se deberá disponer de un filtro formado por piedrín de $\frac{1}{2}$ " con un espesor mínimo de 40 centímetros para evitar la acumulación de agua en el talón del muro, ya que el muro estará en contacto con una ladera natural, con este relleno se busca materializar entonces la transición granulométrica entre el terreno natural, distribuir de manera uniforme los empujes sobre la pantalla del muro y dificultar la salida del terreno natural a través de los lloraderos.

Se colocará además una tubería ranurada con un diámetro de 6 pulgadas en la base de la pantalla que permitirá el drenado del agua acumulada evitando así la debilidad de la unión entre la pantalla y el talón, además debe colocarse una protección de concreto pobre bajo el apoyo de la tubería ranurada impermeabilizando el contacto entre la tubería y el talón.

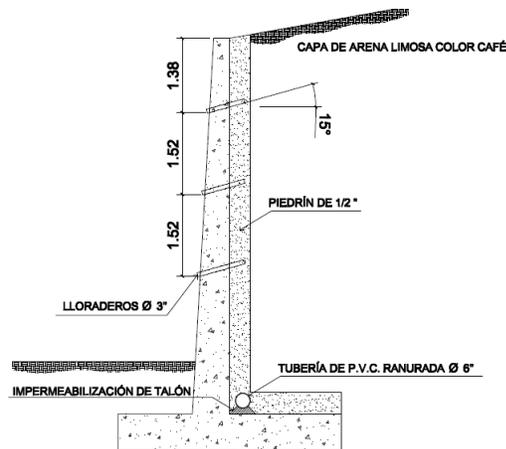
La presencia de agua en la base del relleno del muro en voladizo, aumentaría considerablemente el empuje sobre el muro generando un mayor esfuerzo en el suelo bajo el talón, en la figura 84 se muestran los parámetros que los lloraderos en la pantalla del muro y la tubería ranurada en la base de la pantalla deben cumplir, en la tabla CIII se observan las especificaciones para los elementos de drenaje y en la figura 97 el detalle de la colocación del drenaje dentro del muro en voladizo.

Tabla CIII. **Especificaciones para drenaje de muro en voladizo**

<i>Elementos de drenaje</i>	
<i>Lloraderos</i>	$\varnothing 3''$
<i>Ángulo inverso</i>	15°
<i>Distancia vertical y horizontal</i>	1,50 m
<i>Filtro de piedrín</i>	1/2"
<i>Espesor de filtro</i>	0,40 m
<i>Tubería ranurada</i>	$\varnothing 6''$

Fuente: elaboración propia.

Figura 97. **Drenaje para muro de contención en voladizo**



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

4.9. Presupuesto de muro en voladizo

En la integración del presupuesto del muro de contención en voladizo para la aldea Cerro Niño, se consideraron los siguientes aspectos:

- Materiales se tomaron como base los precios actuales en la región.
- Mano de obra fue considerada la mano de obra calificada y no calificada, aplicando salarios promedio.
- Costo indirecto definidos como los gastos técnico- administrativos necesarios para la ejecución de los diversos procesos constructivos.

Tabla CIV. **Unitario para limpieza**

1 TRABAJOS PRELIMINARES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
1.1. LIMPIEZA	m ²	138,60	Q. 8,86	Q. 1 228,21
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Albañil	m ²	1,00	Q. 2,96	Q. 2,96
Total mano de obra calificada				Q. 2,96
Factor de ayudante 32%				Q. 0,95
Prestaciones 66%				Q. 1,95
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 5,86
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 5,86
TOTAL COSTO INDIRECTO				Q. 2,05
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 7,91
IVA 12%				Q. 0,95
TOTAL LIMPIEZA Y CHAPEO				Q. 8,86

Fuente: elaboración propia.

Tabla CV. Unitario trazo y nivelación

1 TRABAJOS PRELIMINARES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
1.2. TRAZO Y NIVELACIÓN	m ²	138,60	Q. 27,59	Q. 3 823,35
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Madera tablas 12"x12"x12'	pt	0,12	Q. 5,40	Q. 0,65
Clavo 3"	libras	0,13	Q. 4,73	Q. 0,61
Pintura	galones	0,03	Q. 75,15	Q. 2,25
Hilo	rollos	0,20	Q. 8,00	Q. 1,60
Alambre de amarre	lb	0,05	Q. 3,45	Q. 0,17
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 5,29
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 4,66
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Albañil trazo y nivelación	m ²	1,00	Q. 7,76	Q. 7,76
Total mano de obra calificada				Q. 7,76
Factor de ayudante 32%				Q. 2,48
Prestaciones 66%				Q. 5,12
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 15,36
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 20,02
TOTAL COSTO INDIRECTO				Q. 7,01
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 27,03
IVA 12%				Q. 0,56
TOTAL TRAZO Y NIVELACIÓN				Q. 27,59

Fuente: elaboración propia.

Tabla CVI. Unitario excavación para losa

2		CIMENTACIÓN		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
2.1 EXCAVACIÓN PARA LOSA	m ³	207,90	Q. 117,62	Q. 24 454,20
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Encargado	m ³	1,00	Q. 52,29	Q. 52,29
Albañil	m ³	1,00	Q. 39,29	Q. 39,29
Total mano de obra calificada				Q. 39,29
Factor de ayudante 32%				Q. 12,57
Prestaciones 66%				Q. 25,93
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 77,79
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 77,79
TOTAL COSTO INDIRECTO				Q. 27,23
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 105,02
IVA 12%				Q. 12,60
TOTAL EXCAVACIÓN DE LOSA BASE				Q. 117,62

Fuente: elaboración propia.

Tabla CVII. Unitario fundición de losa base

2		CIMENTACIÓN				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
2.2		FUNDICIÓN LOSA BASE	m ³	97,02	Q. 2 247,47	Q. 218 049,93
		MATERIALES				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Cemento	sacos	8,46	Q. 67,85	Q. 574,01
		Arena	m ³	0,44	Q. 90,00	Q. 39,60
		Piedrín	m ³	0,81	Q. 240,00	Q. 194,40
		Acero No. 8	qq	1,22	Q. 319,69	Q. 390,02
		Acero No. 4	qq	0.20	Q. 322,50	Q. 64,50
		Alambre de amarre	lbs	4,00	Q. 3,45	Q. 13,80
TOTAL DE MATERIALES CON IVA						Q. 1 276,33
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA						Q. 1 123,17
		MANO DE OBRA				
		DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
		Armadura 1/2"	ml	10,10	Q. 1,66	Q. 16,77
		Armadura 1"	ml	13,95	Q. 2,91	Q. 40,59
		Fundición de losa base	m ³	1,00	Q. 126,10	Q. 126,10
Total mano de obra calificada						Q. 183,46
Factor de ayudante 32%						Q. 58,71
Prestaciones 66%						Q. 121,08
TOTAL MANO DE OBRA						Q. 363,25
TOTAL COSTO DIRECTO						Q. 1 486,42
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%						Q. 520,25
DIRECTOS + INDIRECTOS						Q. 2 006,67
IVA 12%						Q. 240,80
TOTAL FUNDICIÓN LOSA BASE						Q. 2 247,47

Fuente: elaboración propia.

Tabla CVIII. Unitario fundición de cortina

3		ESTRUCTURAS		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
3.1 FUNDICIÓN CORTINA	m ³	115,50	Q. 3 183,53	Q. 367 697,27
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	8,46	Q. 67,85	Q. 574,01
Arena	m ³	0,44	Q. 90,00	Q. 39,60
Piedrín	m ³	0,81	Q. 240,00	Q. 194,40
Acero No. 8	qq	2,32	Q. 319,69	Q. 741,68
Acero No. 4	qq	0,53	Q. 322,50	Q. 170,93
Alambre de amarre	lbs	2,45	Q. 3,45	Q. 8,45
Tabla de 1"x12"x10'	pt	1,00	Q. 5,20	Q. 5,20
Paral de 3"x3"x10'	pt	1,00	Q. 4,80	Q. 4,80
Clavo 3"	lbs	0,15	Q. 4,73	Q. 0,71
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 1 739,78
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 1 531,01
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Armadura 1/2"	ml	24,38	Q. 1,66	Q. 40,47
Armadura 1"	ml	26,44	Q. 2,91	Q. 76,94
Formaleta para cortina	m ²	2,10	Q. 9,75	Q. 20,48
Paraleado	m ²	2,10	Q. 2,60	Q. 5,46
Retirar formaleta y parales	m ²	2,10	Q. 9,86	Q. 20,71
Fundición de losa base	m ³	1,00	Q. 126,10	Q. 126,10
Total mano de obra calificada				Q. 290,15
Factor de ayudante 32%				Q. 92,85
Prestaciones 66%				Q. 191,50
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 574,50
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 2 105,51
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 736,93
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 2 842,43
IVA 12%				Q. 341,09
TOTAL FUNDICIÓN DE CORTINA				Q. 3 183,53

Fuente: elaboración propia.

Tabla CIX. Unitario drenaje en cortina y talón

4.1 DRENAJE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
4.1 DRENAJE CORTINAYTALÓN	ml	33	Q. 753,45	Q. 24 863,85
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Cemento	sacos	0,42	Q. 67,85	Q. 28,50
Arena	m ³	0,02	Q. 90,00	Q. 1,80
Piedrín	m ³	0,04	Q. 240,00	Q. 9,60
Tubería P.V.C. ø 3" cortina	ml	0,36	Q. 139,00	Q. 50,04
Tubería P.V.C. ø 6" talón	ml	0,16	Q. 519,00	Q. 83,04
Piedrín 3/4" filtro	m ³	1,18	Q. 190,00	Q. 224,20
TOTAL DE MATERIALES CON IVA				Q. 397,18
TOTAL DE MATERIALES SIN IVA				Q. 349,52
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	Q.U.	TOTAL
Colocación de tubería	ml	0,52	Q. 37,14	Q. 19,31
Colocación de piedrín	m ³	1,18	Q. 47,32	Q. 55,84
Total mano de obra calificada				Q. 75,15
Factor de ayudante 32%				Q. 24,05
Prestaciones 66%				Q. 49,60
TOTAL MANO DE OBRA				Q. 148,80
TOTAL COSTO DIRECTO				Q. 498,31
TOTAL COSTO INDIRECTO 35%				Q. 174,41
DIRECTOS + INDIRECTOS				Q. 672,72
IVA 12%				Q. 80,73
TOTAL DRENAJE CORTINA Y TALÓN				Q. 753,45

Fuente: elaboración propia.

Tabla CX. **Presupuesto muro de contención en voladizo, aldea Cerro Niño, Pastores, Sacatepéquez.**

PRESUPUESTO						
MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO						
	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Total	Total
1	Trabajos preliminares					
1.1.	Limpieza	m ²	138,60	Q. 8,86	Q. 1 228,21	\$. 153,91
1.2.	Trazo y nivelación	m ²	138,60	Q. 27,59	Q. 3 823,35	\$. 479,12
2	Cimentación					
2.1.	Excavación para losa base	m ³	207,90	Q. 117,62	Q. 24 454,20	\$. 3 064,44
2.2.	Losa base	m ³	97,02	Q. 2 247,47	Q. 218 049,93	\$. 27 324,55
3	Estructuras					
3.1.	Cortina	m ³	115,5	Q. 3183,53	Q. 367 697,27	\$. 46 077,35
4	Drenaje					
4.1.	Drenaje cortina y talón	ml	33	Q. 753,45	Q. 24 863,85	\$. 3 115,77
					Q. 640 116,82	\$. 80 215,14

Fuente: elaboración propia.

Tabla CXI. **Cronograma físico-financiero del muro de contención en voladizo, aldea Cerro Niño, Pastores, Sacatepéquez**

CRONOGRAMA FÍSICO-FINANCIERO																				
MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO																				
SUB-REGLONES DE TRABAJO	1				2				3				4				5	Avance	Costo	
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1			2
1 Limpieza																			0,20%	Q. 1 228,21
2 Trazo y nivelación																			0,63%	Q. 3823,35
3 Excavación para losa base																			4,08%	Q. 24 454,20
4 Fundición de losa base																			34,51%	Q. 206 773,71
5 Fundición de cortina																			56,44%	Q. 338 145,70
6 Drenaje en cortina y talón																			4,11%	Q. 24 673,42
																			99,97%	Q. 599 098,60

Fuente: elaboración propia.

4.10. Planos constructivos de muro en voladizo

Se procede a mostrar las representaciones gráficas de cada elemento que conformará el edificio escolar, conteniendo en ellos los detalles de refuerzo longitudinal y transversal así como las dimensiones geométricas que cada uno tendrá para soportar los esfuerzos de flexión y corte.

4.11. Estudio de impacto ambiental

Se define al ambiente como el conjunto de factores externos que actúan sobre un organismo, una población o una comunidad, siendo la totalidad de los que existe a nuestro alrededor, contemplando las obras construidas por la sociedad.

El estudio de impacto ambiental es la alteración, modificación o cambio en el ambiente o en alguno de sus componentes de cierta magnitud y complejidad originado o producido por los efectos de la acción o actividad humana, que tiene como objetivo primordial un manejo de asuntos humanos de forma que exista armonía entre el sistema de vida y la naturaleza.

- Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño, cálculo y planificación para la construcción de un muro en voladizo para los habitantes de la aldea Cerro Niño, Pastores, Sacatepéquez.

El muro de contención tendrá la siguiente descripción:

Longitud del muro:	33,00 metros
Alto del talud a contener:	7,00 metros
Alto total del muro:	7,70 metros
Material de construcción:	concreto armado

- Consideraciones sobre áreas protegidas

El muro de contención no se encuentra dentro de un área protegida por consiguiente no se toman consideraciones sobre estas áreas.

- Consideraciones sobre ecosistemas naturales

¿Cruza el proyecto un sistema terrestre natural?	No
Estado actual del ecosistema:	No aplica

- Otras consideraciones

Zona de alto valor escénico:	No
Área turística:	No
Sitio ceremonial:	No
Sitio arqueológico:	No
Área de protección agrícola:	No
Área de asentamiento humano:	Sí
Área de producción forestal:	No

- Trabajo necesarios para la preparación del terreno

Disposición final de materiales sólidos provenientes de la limpieza, cortes y excavaciones del terreno.

- Uso de recursos naturales del área

No se hará uso de los recursos naturales del área.

- Sustancias o materiales que serán utilizados

Madera, cemento, arena, pedrín y material de relleno.

4.11.1. Impacto ambiental generado por el muro de contención

- Residuos y/o contaminantes que serán generados

Dentro de los residuos generados se tendrán las emisiones de partículas a la atmósfera y descarga de agua residuales.

- Emisiones a la atmósfera

La atmósfera se verá afectada por las siguientes actividades:

- Operación de maquinaria y equipo, debido a la emanación de gases por la combustión de combustible.
 - Traslado de material de excavación, generando un riesgo para los pobladoras pues estas partículas quedan en suspensión y pueden generar enfermedades en las vías respiratorias.
- Sitios arqueológicos

El proyecto no se encuentra cerca de un sitio arqueológico, por lo tanto su construcción no genera ningún efecto.

- Desechos sólidos

Los contaminantes que se producirán en la fase de construcción del muro tendremos, los residuos de la excavación de cimentación, desechos de las compactadoras como filtros, depósitos de aceite y la basura generada por la cuadrilla de trabajadores.

- Ruidos y/o vibraciones

Durante la construcción del muro es la única etapa en la cual la maquinaria y equipo de traslado de materiales pueden afectar a la población cercana al proyecto.

- Contaminación visual

El lugar designado para la colocación de la bodega de materiales y el sitio para depositar los desechos de la cuadrilla, serán los elementos que pueden alterar visualmente el entorno al proyecto.

4.11.2. Medidas de mitigación

- Emisiones a la atmósfera

Verificar el registro de servicios preventivos a toda la maquinaria necesaria para la ejecución del proyecto, permitiendo evitar reparaciones en la obra, ya que esto generaría mayor cantidad de emisiones y la prolongación de la utilización del equipo.

- Ruidos y/o vibraciones

Proporcionarle a todo el personal tapones de oídos, para reducir el impacto generado por la maquinaria utilizada en la construcción del muro, que pueda afectar de forma parcial o permanente el sistema auditivo.

- Contaminación visual

Es necesario colocar el campamento de la cuadrilla y la bodega de materiales en un área que pueda ser readecuada para la recreación de la población, mejorándola con un proyecto de reforestación que contribuirá a la estabilidad del suelo.

4.12. Estudio socioeconómico

La evaluación de proyectos se inicia con la verificación de presupuestos de costos y los cuadros auxiliares de gastos e ingresos, finalizando con las alternativas de inversión, en base a los siguientes indicadores:

- Valor actual o Presente Neto (VPN)
- Tasa Interna de Retorno (TIR)

La selección de proyectos de inversión se realiza a base de los resultados de los indicadores cuyos valores con signos de mayor, menor o igual permiten recomendar como proyecto aceptado, proyecto postergado o proyecto rechazado.

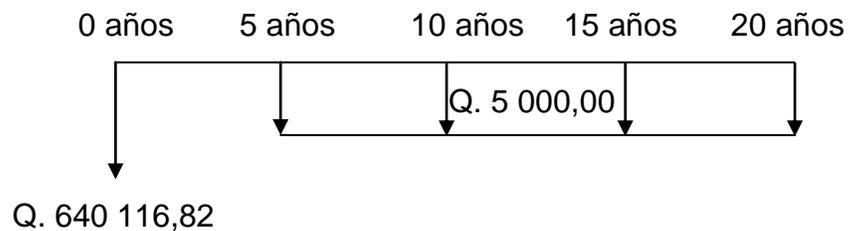
- $VPN > 0$
- $TIR > 1$

4.12.1. Valor Presente Neto

Se define como la sumatoria de los flujos netos de caja anuales actualizados menos la inversión inicial, con este indicador de evaluación se conoce el valor del dinero actual que va a recibir el proyecto en el futuro, a una tasa de interés y un período determinado, a fin de comparar este valor con la inversión inicial.

En la figura 98 se observa el diagrama de flujo para el muro en voladizo, mostrando la inversión inicial más el desembolso por mantenimiento calculado en períodos de 5 años.

Figura 98. Diagrama de flujo de caja para muro en voladizo



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Para el flujo de caja del muro en voladizo, se tiene la inversión inicial correspondiente a Q. 640 116,82 y un costo de mantenimiento promedio a cada 5 años de Q. 5 000,00, por ser una edificación de carácter social no se proyectan ingresos.

$$P/A = \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}; n = 20; i = 15\% \text{ anual}$$

$$P/A = A * \frac{(1 + 0,15)^{20} - 1}{0,15(1 + 0,15)^{20}} = Q. 31 296,65$$

$$VPN = VPB - VPC$$

VPB = Valor presente de beneficios = 0

VPC= Valor presente de costos = Q. 671 413,47

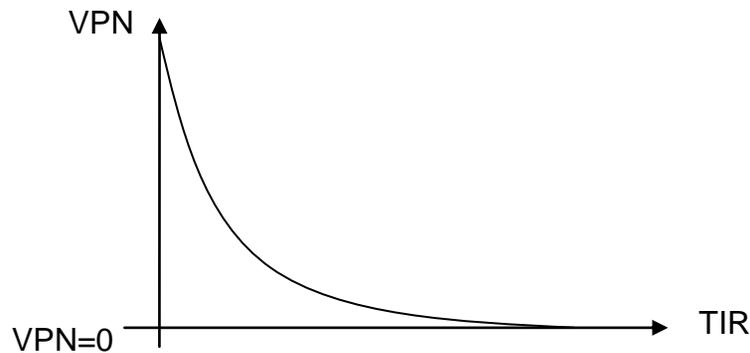
$$VPN = Q. 0,00 - Q. 671 413,47$$

Por lo tanto el valor presente neto es menor a cero, mostrando que el proyecto del muro en voladizo no es rentable, regularmente los proyectos municipales no son rentables, debido a que básicamente lo que se busca beneficiar a la comunidad.

4.12.2. Tasa Interna de Retorno

Es la tasa que iguala la suma de los ingresos actualizados, con la suma de los egresos actualizados, también se puede decir que es la tasa de interés que hace que el VPN del proyecto sea igual a cero, esta tasa es un criterio de rentabilidad y no de ingreso monetario neto como lo es el VPN, ayuda a medir en términos relativos la rentabilidad de una inversión, en la figura 99 se muestra el concepto principal de tasa interna de retorno.

Figura 99. Variación de VPN debido a la TIR



Fuente: elaboración propia, con base en Autocad 2012.

Para obtener la tasa interna de retorno se utilizará el método de interpolación de manera que se obtenga un valor presente neto positivo lo más cercano posible a cero y la segunda con un valor presente neto negativo siempre lo más cercano a cero, se tomarán las diferencias entre estos resultados y será multiplicado por el primer valor VPN_1 y se divide por la diferencia entre los valores netos, la tasa obtenida se suma a la diferencia y obtendremos el resultado de la tasa interna de retorno:

$$TIR = Tasa_{menor} + (Tasa_{mayor} - Tasa_{menor}) \left(\frac{VPN_{menor}}{VPN_+ + |VPN_-|} \right)$$

El edificio escolar es un proyecto que busca el beneficio de la comunidad, de acuerdo a esto no se considera algún tipo de utilidad más allá del impacto positivo que ejerza sobre la comunidad de la aldea Cerro Niño, la TIR se tomará igual a 4,1 % siendo este el costo que el Estado debe desembolsar, para la ejecución del proyecto, de acuerdo a la tasa libre de riesgo de Guatemala para el 2012.

CONCLUSIONES

1. La construcción del edificio escolar de dos niveles promoverá el acceso a la educación primaria y básica para toda la población de Pastores, siendo la aldea San Luis Pueblo Nuevo la más alejada de la cabecera pero con un alto porcentaje de habitantes, generando la obtención de aptitudes y competencias entre la población adolescente que constituye un gran porcentaje de la mano de obra activa, el diseño del edificio escolar cuenta con especificaciones obtenidas del código ACI, asegurando la resistencia de esta edificación a movimientos sísmicos.
2. La construcción del muro en voladizo permitirá la tecnificación de los pobladores de Pastores, pues un requisito de la municipalidad es contratar solamente a los pobladores para los trabajos municipales, permitiendo que la población tenga un trabajo cerca a su residencia y se mejore la actividad económica, haciendo más diversa la capacitación de la población adulta siempre contando con la asesoría de los técnicos dentro de la Dirección Municipal de Planificación como en el diseño de la resistencia del concreto para el muro en voladizo debido al contacto con suelo saturado, asegurando así un funcionamiento adecuado de la obra.
3. Generar por medio de los COCODES el reconocimiento de zonas vulnerables para construir viviendas, ya que de acuerdo a la topografía de Pastores muchas viviendas se encuentran en riesgo de deslave por saturación, trascendiendo que esta comunidad ha sido seriamente afectada por inundaciones y deslaves en el pasado, se promueve la actitud preventiva y no de mitigación ante estos desastres.

RECOMENDACIONES

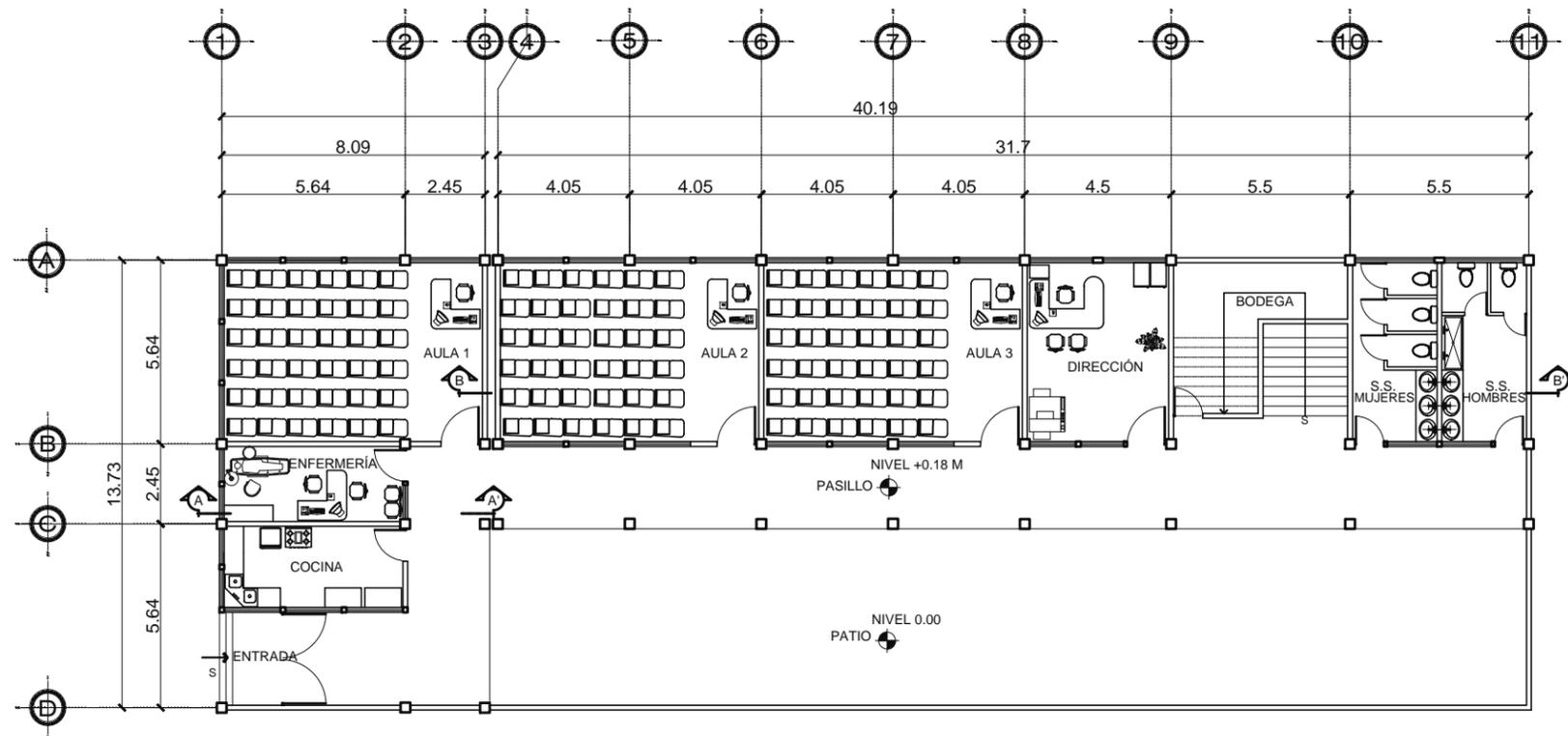
1. La población y la municipalidad deben organizarse para buscar apoyo económico a instituciones internacionales, colocando a la población como aporte de mano de obra y así poder ejecutar las obras con respaldo económico y en un tiempo más corto.
2. Realizar un mantenimiento periódico al edificio escolar sobre instalaciones de agua potable, drenajes e iluminación, para permitir que el edificio escolar colabore en desarrollo de las actividades curriculares impartidas para niños y jóvenes.
3. Contribuir al mantenimiento del muro en voladizo, enfocándose en el drenaje para evitar que el muro contenga mas presiones sobre la cortina, los lloraderos deben estar libres de arena para permitir la salida de agua fácilmente.
4. Actualizar los precios contenidos en el presupuesto para evitar incongruencias al momento de la contratación para la ejecución de los proyectos, debido a la variación de los precios en función de la economía.

BIBLIOGRAFÍA

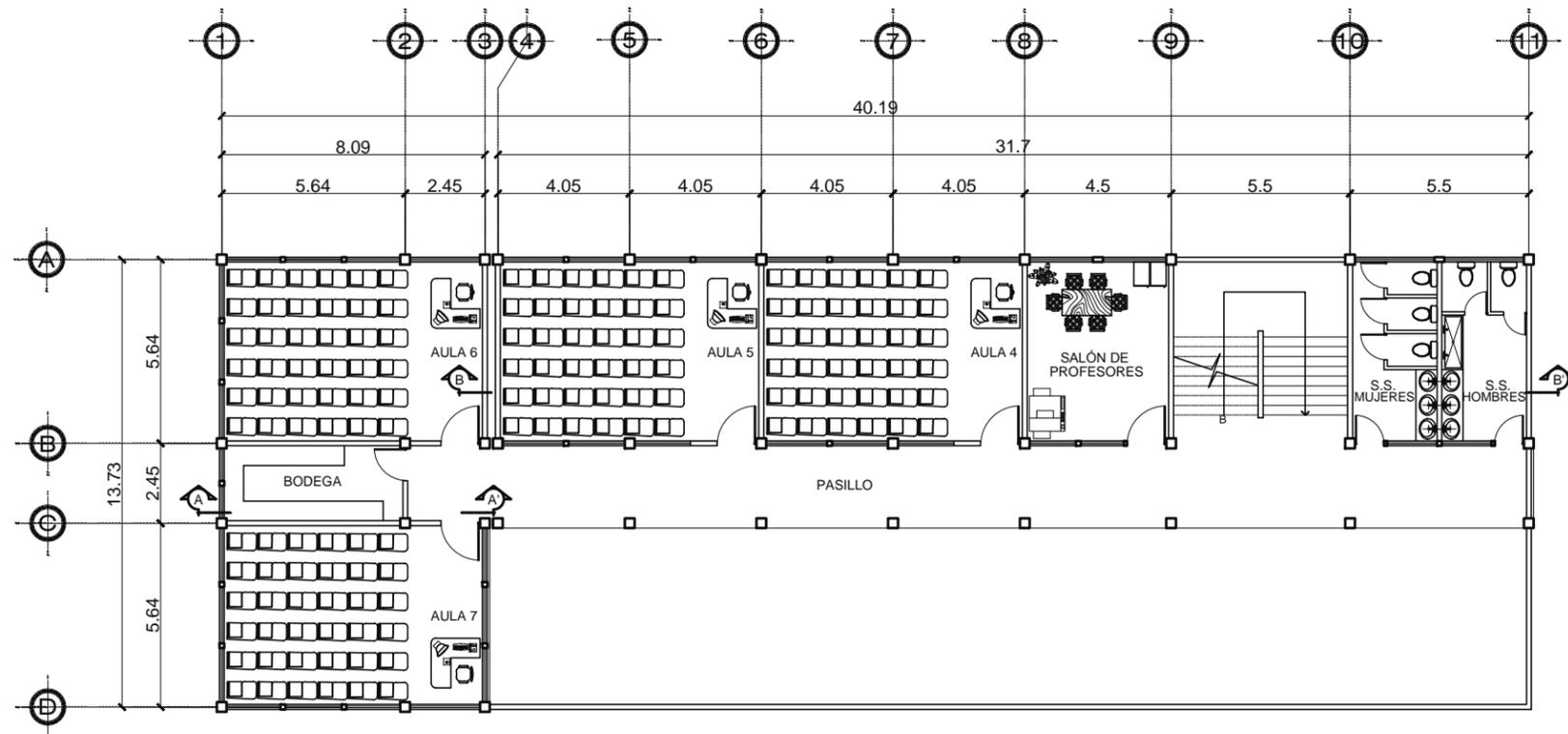
1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI 318-08. *Reglamento para las construcciones de concreto estructural y comentarios*. Estados Unidos de América: ACI, 2005. 518 p.
2. ARTHUR, H. Nilson. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. México: McGraw-Hill, 2001. 772 p.
3. BRAJA, M. Das. *Principios de ingeniería de cimentaciones*. 4a ed. México: Thomson, 2001. 862 p.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 4a ed. México: Limusa, 2005. 650 p.

APÉNDICES

1. Planos constructivos del edificio escolar de dos niveles para la aldea San Luis Pueblo Nuevo, Pastores, Sacatepéquez.
2. Planos constructivos para el muro de contención en voladizo para la aldea Cerro Niño, Pastores, Sacatepéquez.

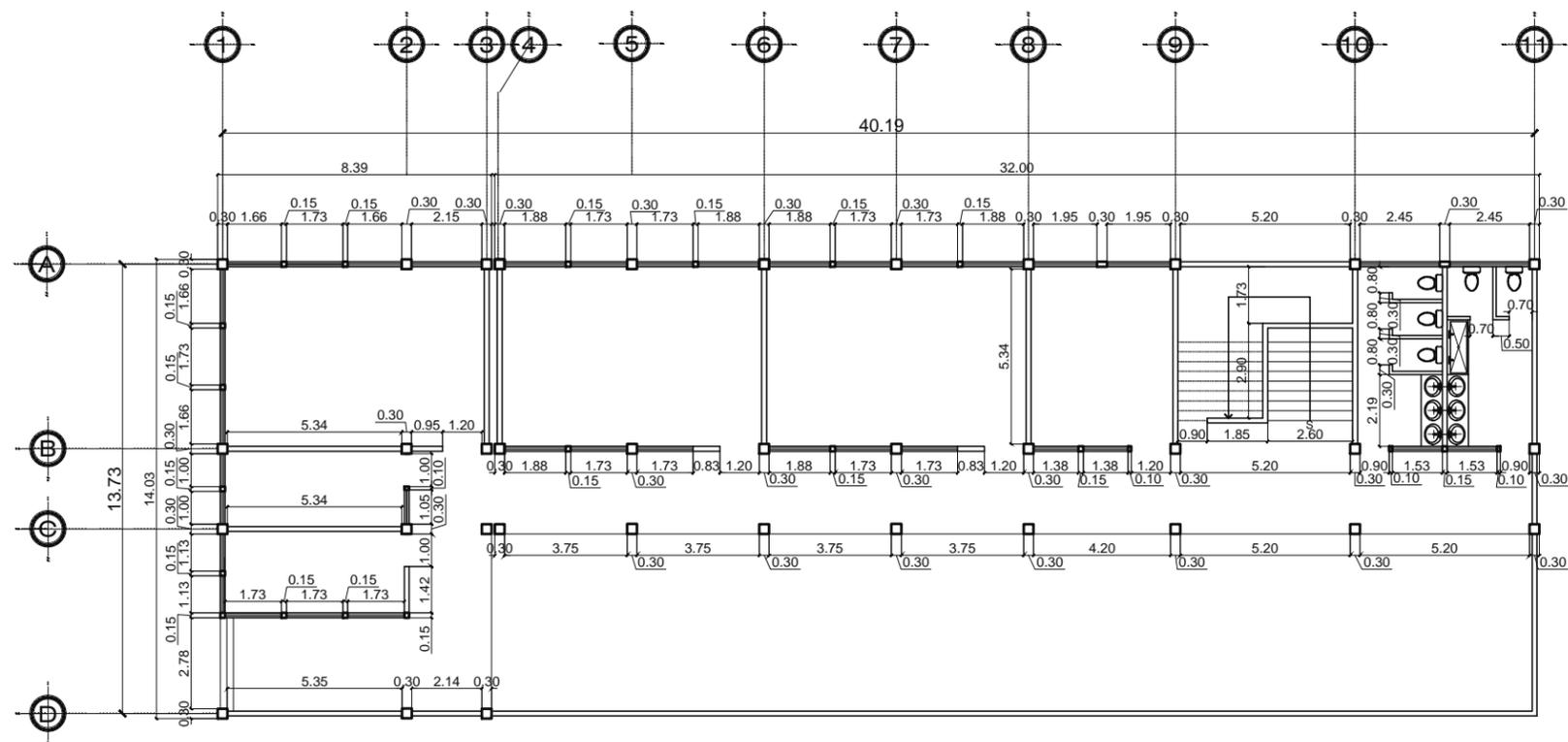


PLANTA AMUEBLADA
1ER. NIVEL
ESCALA: 1/100

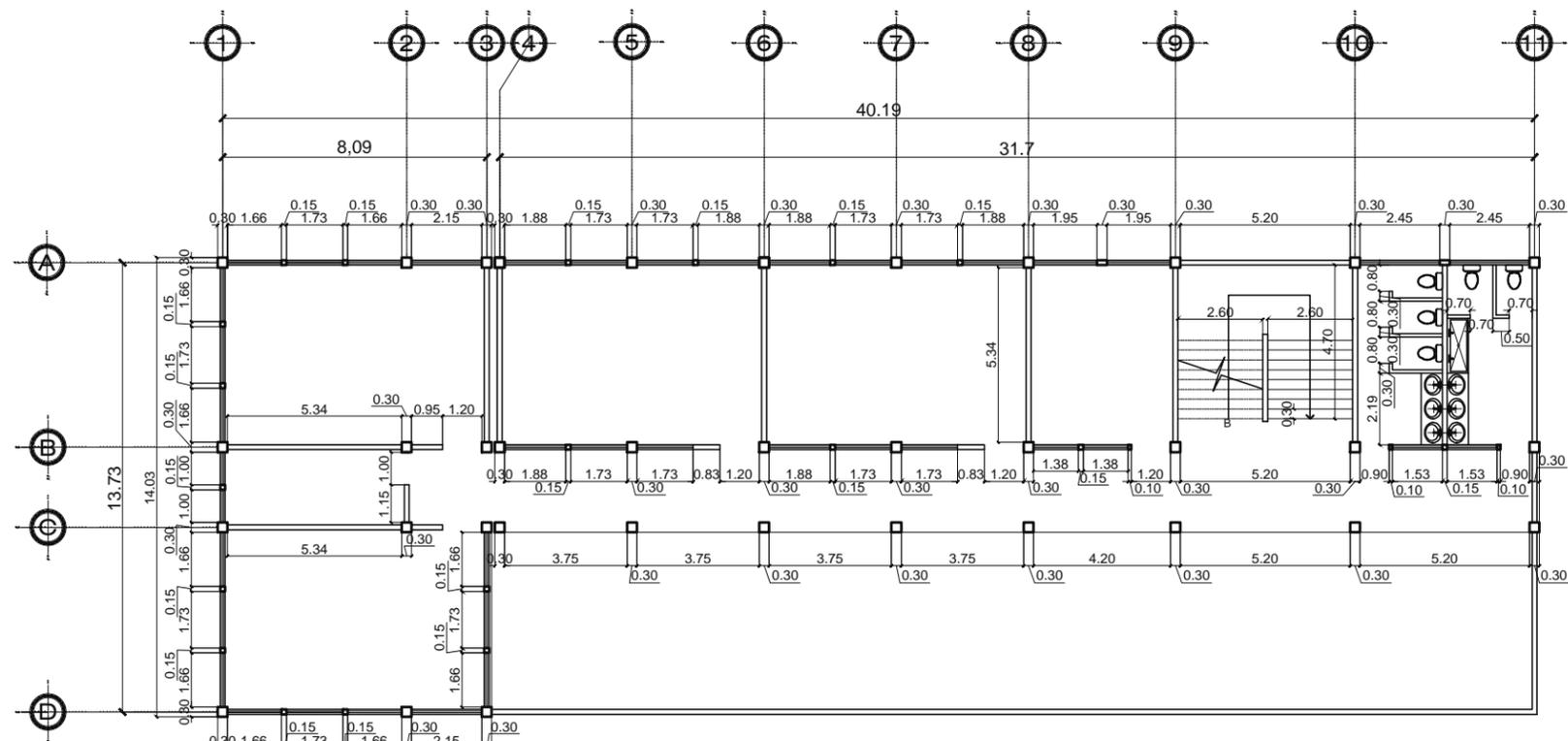


PLANTA AMUEBLADA
2DO. NIVEL
ESCALA: 1/100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	HOJA No. 01
CÁLCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: PLANTA AMUEBLADA 1ER. NIVEL PLANTA AMUEBLADA 2DO. NIVEL	13
DIBUJO: JESSICA SANTOS		FECHA: ABRIL 2013
ESCALA: 1 / 100	ASESOR - SUPERVISOR INGA. CRISTINA CLASSON DE PINTO	
		ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LOPEZ BARAHONA



PLANTA ACOTADA
1ER. NIVEL
ESCALA: 1/100



PLANTA ACOTADA
2DO. NIVEL
ESCALA: 1/100

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA	
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	HOJA No.	
CÁLCULO: JESSICA SANTOS		02	
DIBUJO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: PLANTA ACOTADA 1ER. NIVEL PLANTA ACOTADA 2DO. NIVEL	13	
ESCALA: 1 / 100		FECHA: ABRIL 2013	
ASESOR - SUPERVISOR INGA. CHRISTA CLASSON DE PINTO		ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LOPEZ BARAHONA	

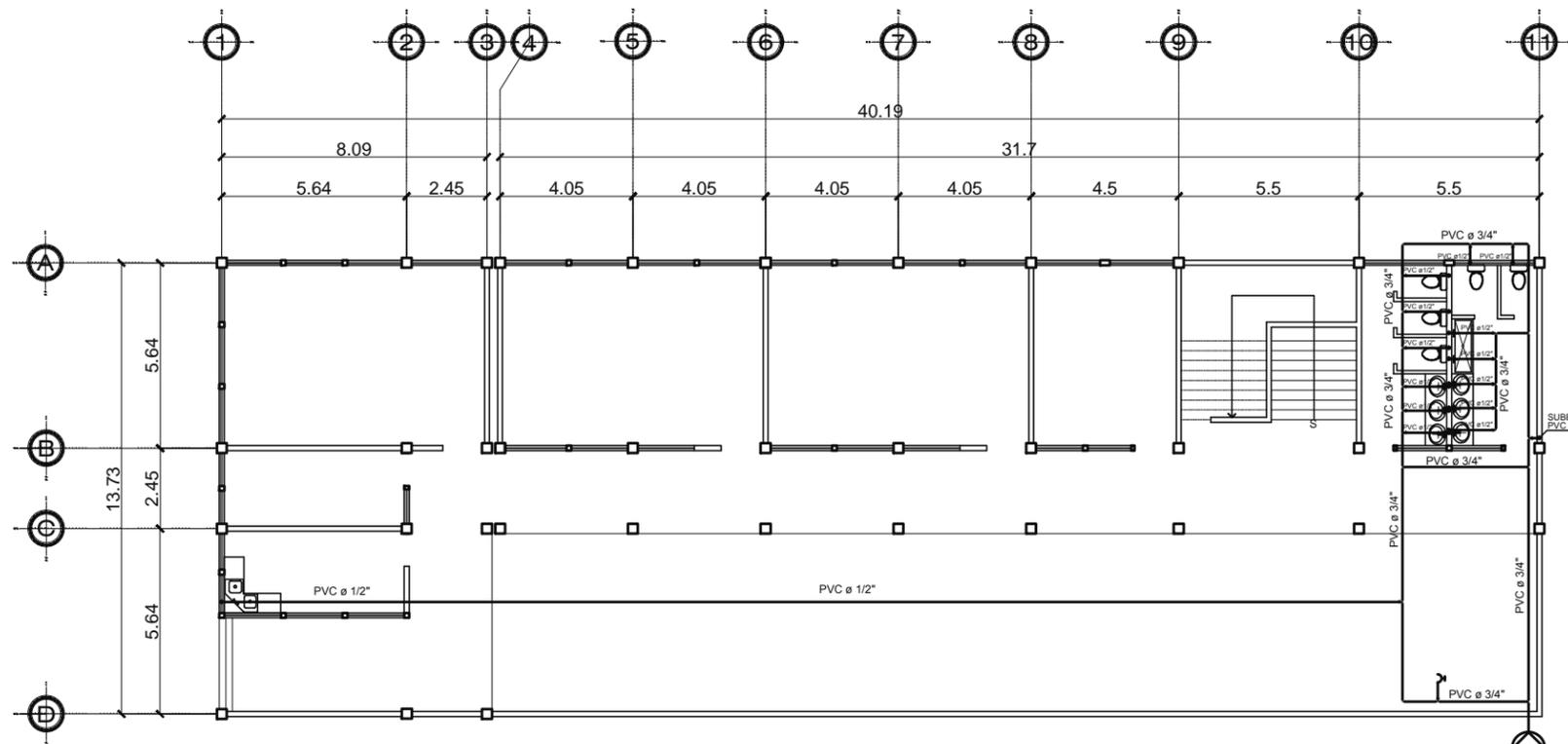


SIMBOLOGÍA INSTALACIÓN HIDRÁULICA

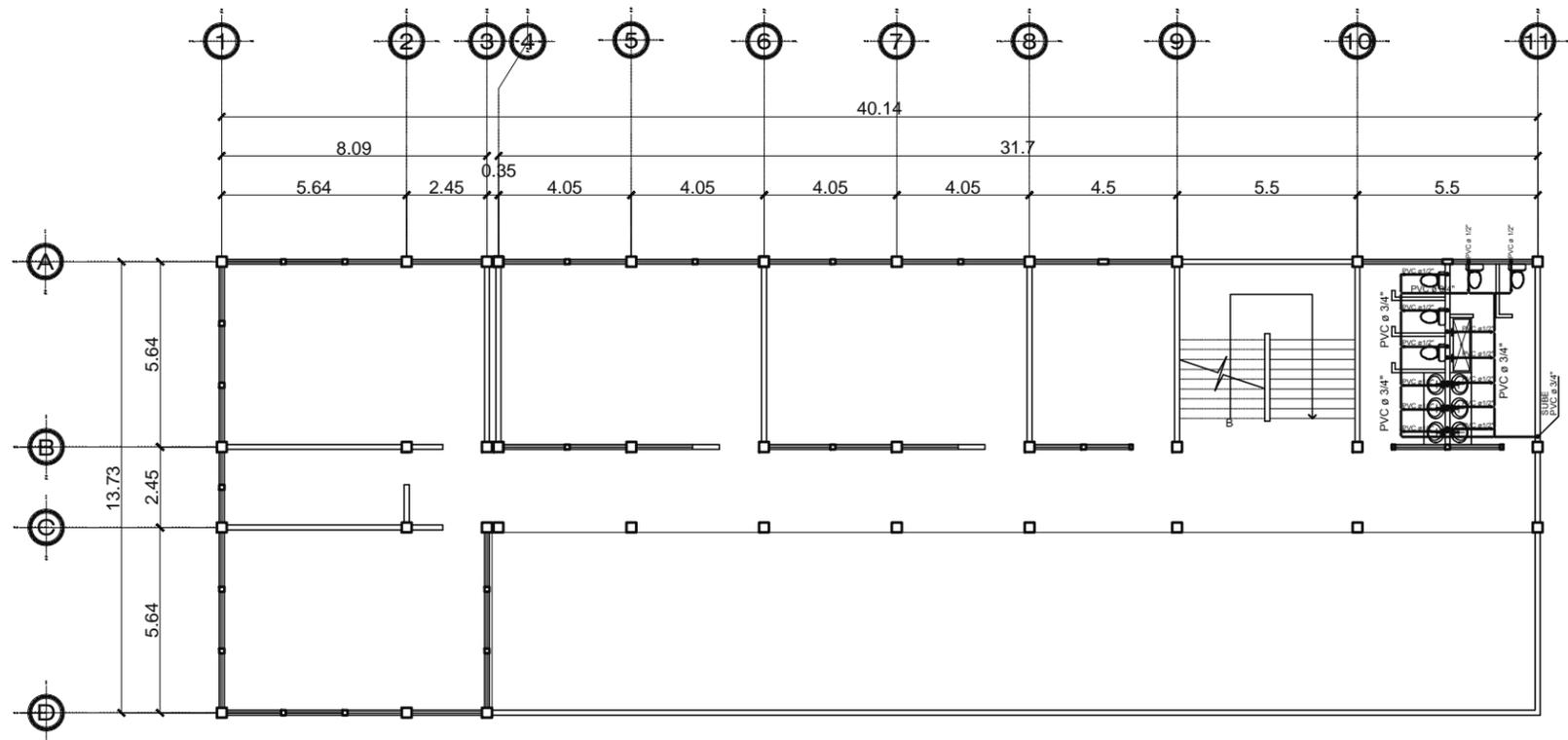
	VALVULA DE PASO
	VALVULA DE CONTADOR
	VALVULA DE COMPUERTA
	VALVULA DE CHEQUE
	TUBERIA DE P.V.C. DIAMETRO INDICADO
	TEE HORIZONTAL DIAMETRO INDICADO
	CODO A 90° HORIZONTAL DIAMETRO INDICADO
	CODO A 90° VERTICAL DIAMETRO INDICADO
	GRIFO PARA MANGUERA H= 0.3 msnp
	REDUCIDOR DE ϕ 3/4" A ϕ 1/2"

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
INSTALACIÓN HIDRAULICA**

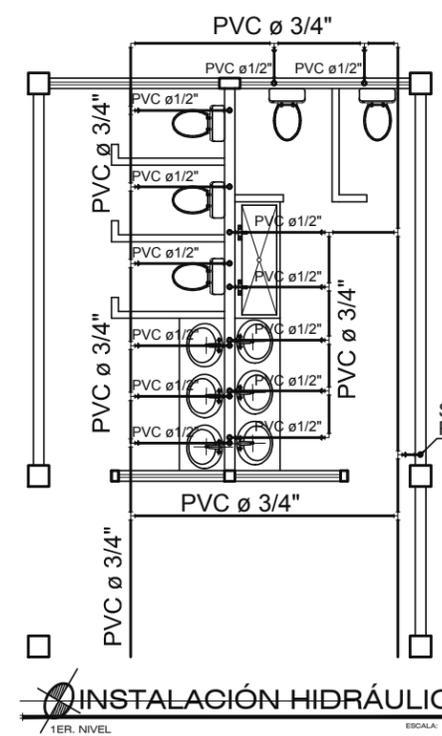
1. TODA LA TUBERÍA SERÁ DE CLORURO DE POLIVINILO (P.V.C.) QUE CUMPLA CON LA NORMA ASTM D1785, BAJO CÉDULA 40
2. EL CIRCUITO GENERAL SERÁ DE TUBERÍA P.V.C. ϕ 3/4", EN LA ENTRADA A LOS ACCESORIOS LA TUBERÍA SERÁ REDUCIDA A UN ϕ 1/2"
3. TODAS LAS JUNTAS DE TUBERÍA, UNIONES Y CONEXIONES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA SERÁN IMPERMEABILIZADAS CUBRIENDO LA ROSCA CON CINTA DE TEFLON ANTES DE ACOPLARLAS.
4. TODO EL CIRCUITO DEBE SER COLOCADO A UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.30 METROS BAJO EL NIVEL DE PISO TERMINADO.
5. LAS VÁLVULAS Y LLAVES DEBERÁN SER PARA 125 PSI COMO MÍNIMO, TODOS LOS ACCESORIOS TENDRÁN CONTRALLAVE CROMADA DE ϕ 1/2"



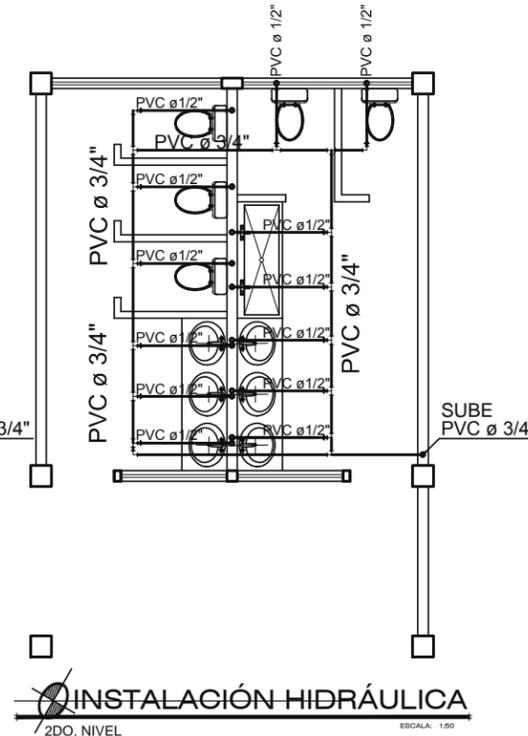
INSTALACIÓN HIDRÁULICA
1ER. NIVEL
ESCALA: 1/100



INSTALACIÓN HIDRÁULICA
2DO. NIVEL
ESCALA: 1/100



INSTALACIÓN HIDRÁULICA
1ER. NIVEL
ESCALA: 1/50



INSTALACIÓN HIDRÁULICA
2DO. NIVEL
ESCALA: 1/50

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA</p>		
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	HOJA No. 03
CÁLCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: INSTALACIÓN HIDRÁULICA 1ER. NIVEL INSTALACIÓN HIDRÁULICA 2DO. NIVEL	13
DIBUJO: JESSICA SANTOS	ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2013
ASESOR - SUPERVISOR INGA. CRISTINA CLASSON DE PINTO		ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LÓPEZ BARAHONA

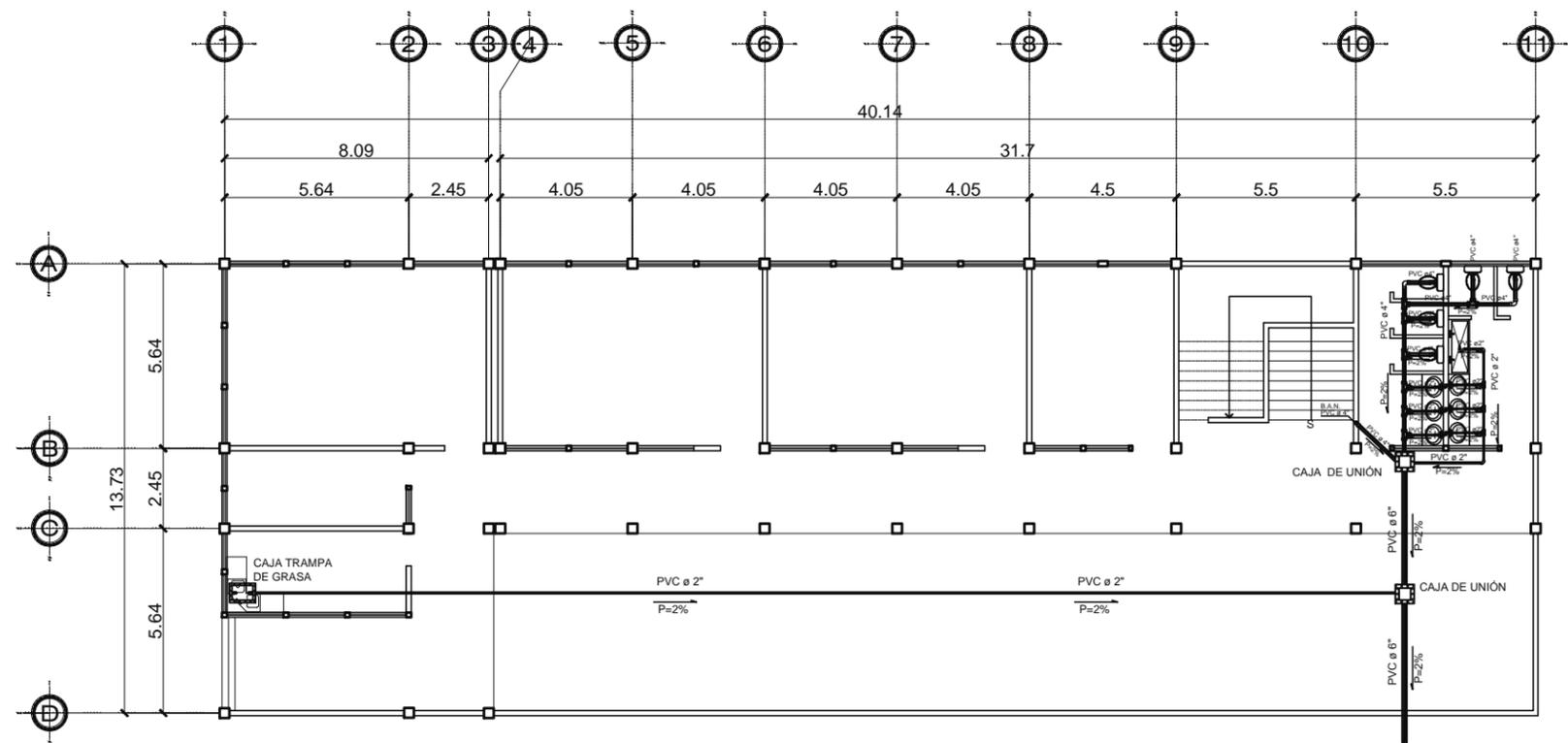


SIMBOLOGÍA INSTALACIÓN SANITARIA

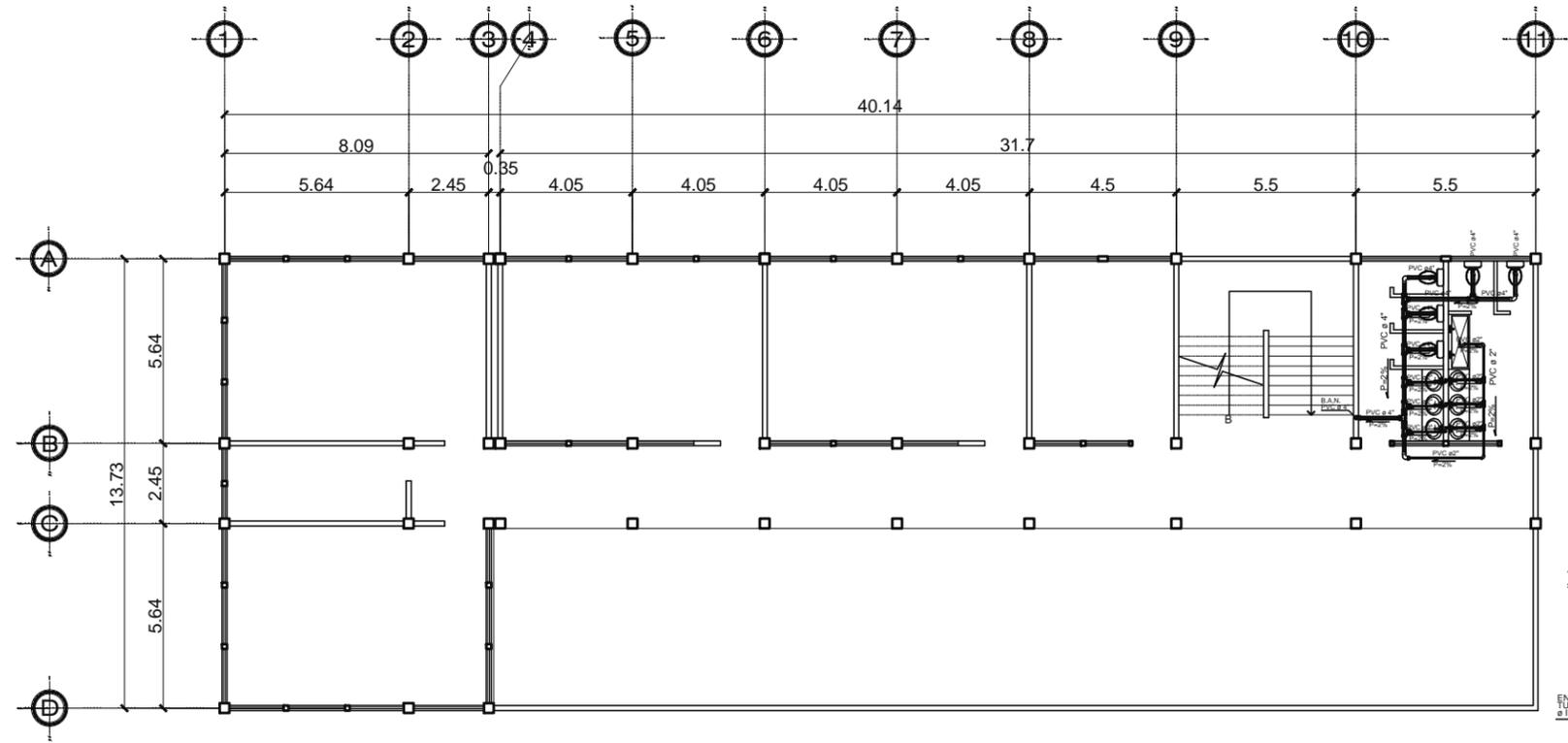
	CAJA DE UNIÓN
	TUBERÍA P.V.C. AGUA NEGRAS DIÁMETRO INDICADO
	CODO SANITARIO 90° VERTICAL
	CODO SANITARIO 90° HORIZONTAL
	TEE SANITARIA HORIZONTAL DIÁMETRO INDICADO
	SIFÓN
	CAJA TRAMPA DE GRASA
	REDUCTOR P.V.C. DE Ø 4" A Ø 2"
	BAJADA DE AGUAS NEGRAS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS INSTALACIÓN SANITARIA

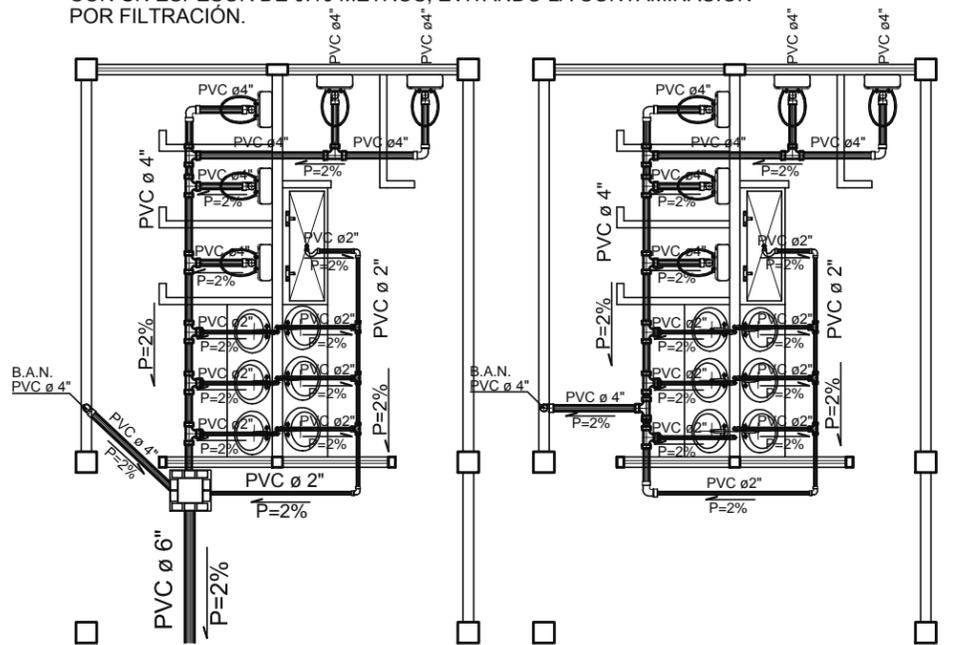
1. TODA LA TUBERÍA SERÁ DE CLORURO DE POLIVINILO (P.V.C.) QUE CUMPLA CON LA NORMA ASTM D1785, BAJO CÉDULA 40
2. TODA LA TUBERÍA DEBERÁ TENER UNA PENDIENTE MÍNIMA DEL 2%.
3. LA INSTALACIÓN SANITARIA DEBE SER COLCOADA A UNA PROFUNDIDAD DE 0.40 METROS BAJO EL NIVEL DE PISO TERMINADO.
4. LA INSTALACIÓN SANITARIA DEBE SER COLCOCADA BAJO LA INSTALACIÓN HIDRÁULICA CON UNA CAPA DE MATERIAL SELECTO CON UN ESPESOR DE 0.10 METROS, EVITANDO LA CONTAMINACIÓN POR FILTRACIÓN.



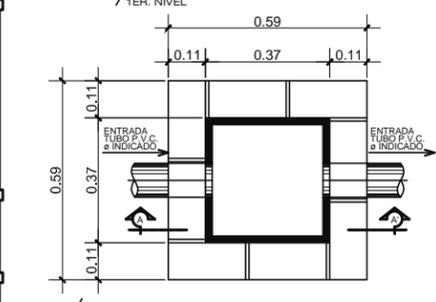
INSTALACIÓN SANITARIA
1ER. NIVEL
ESCALA: 1/100



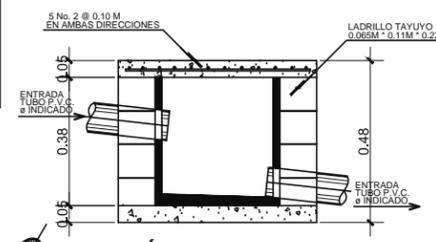
INSTALACIÓN SANITARIA
2DO. NIVEL
ESCALA: 1/100



INSTALACIÓN SANITARIA 1ER. NIVEL ESCALA: 1/100
INSTALACIÓN SANITARIA 2DO. NIVEL ESCALA: 1/100



PLANTA CAJA DE UNIÓN
DETALLE SANITARIO ESCALA: 1/10

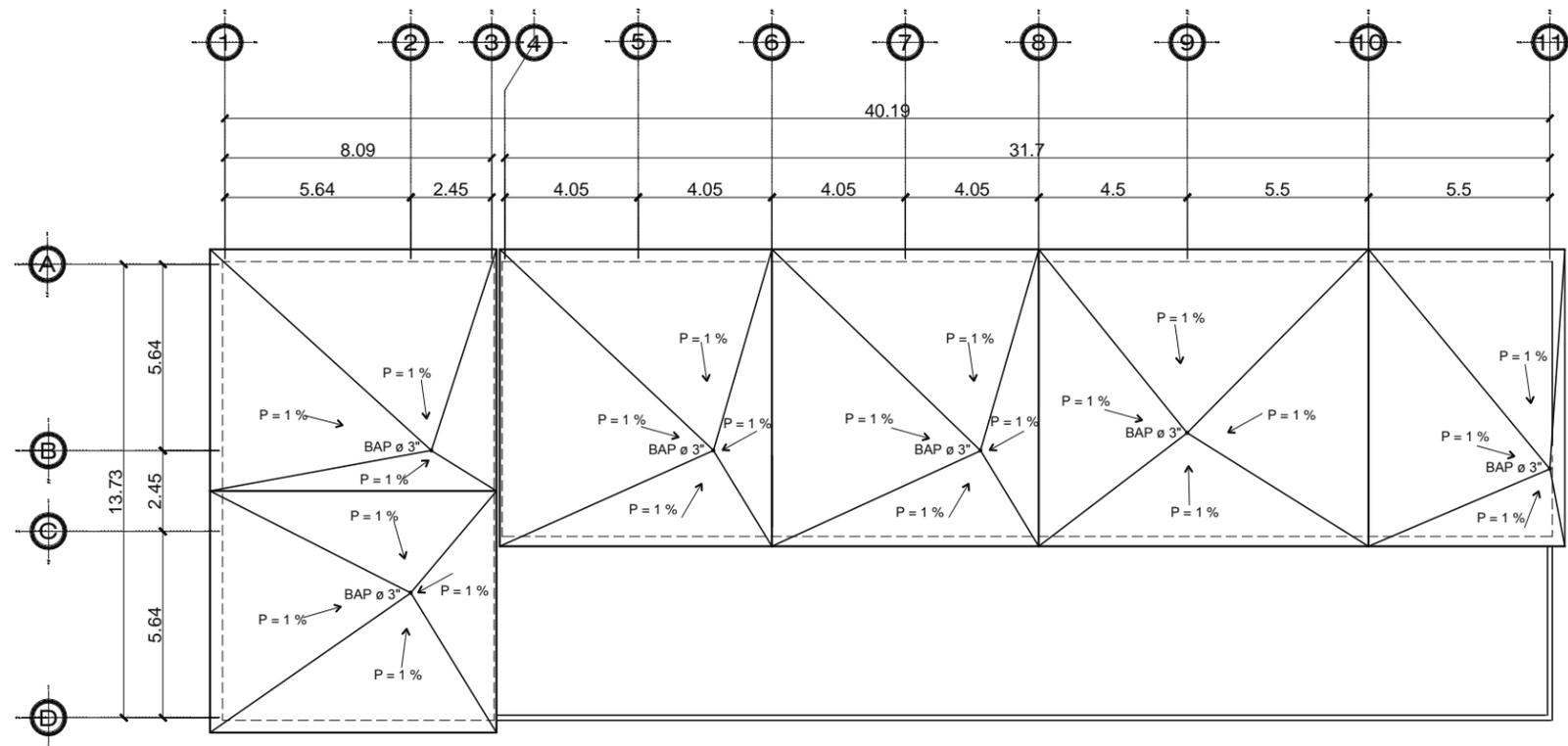


SECCIÓN A - A'
DETALLE SANITARIO ESCALA: 1/10

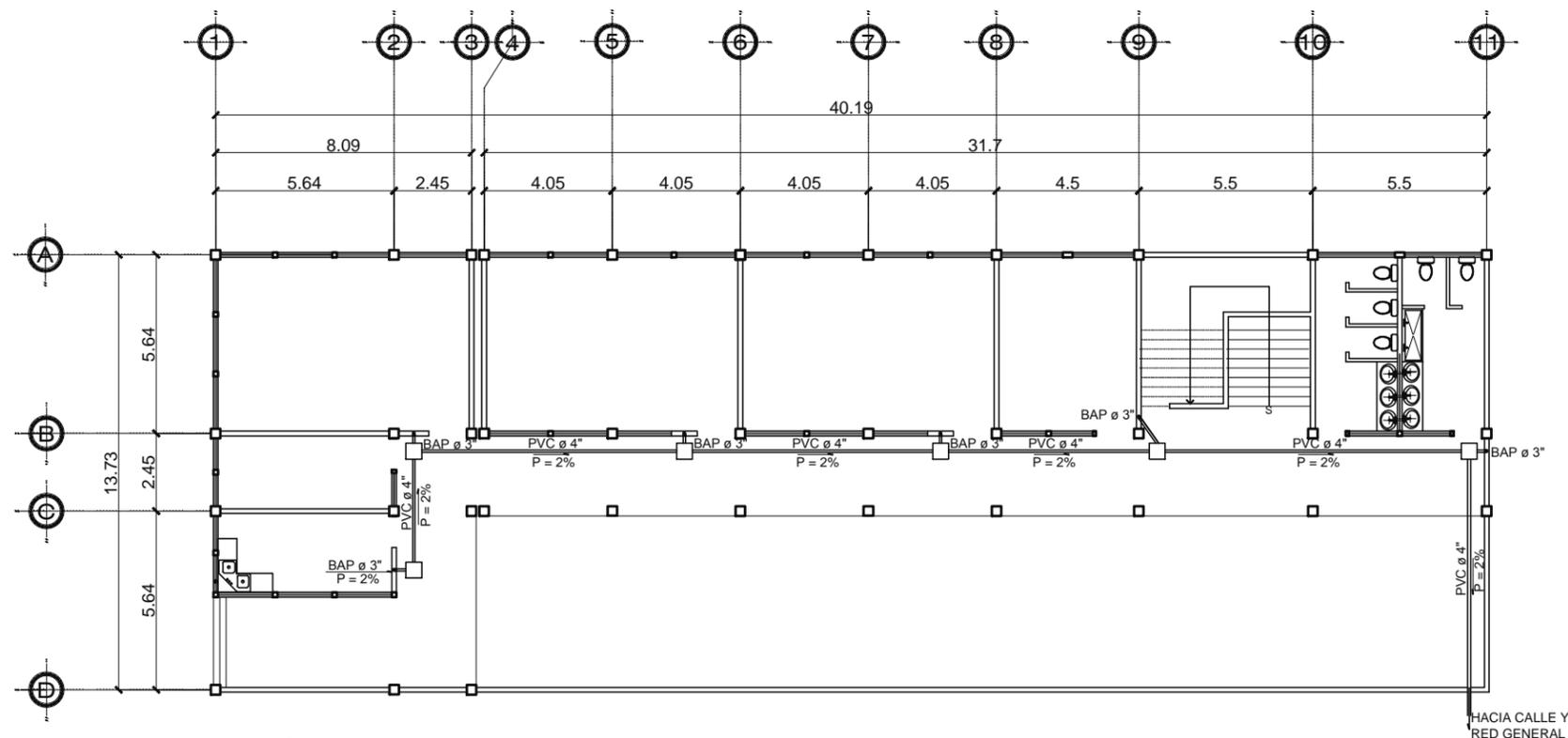
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	HOJA No.
CÁLCULO: JESSICA SANTOS		04
DIBUJO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: INSTALACIÓN SANITARIA 1ER. NIVEL INSTALACIÓN SANITARIA 2DO. NIVEL	13
ESCALA: INDICADA	FECHA: ABRIL 2013	

ASESOR - SUPERVISOR: INGA. CHRISTA CLASSON DE PINTO
 ALCALDE MUNICIPAL: SR. MIGUEL LÓPEZ BARAHONA

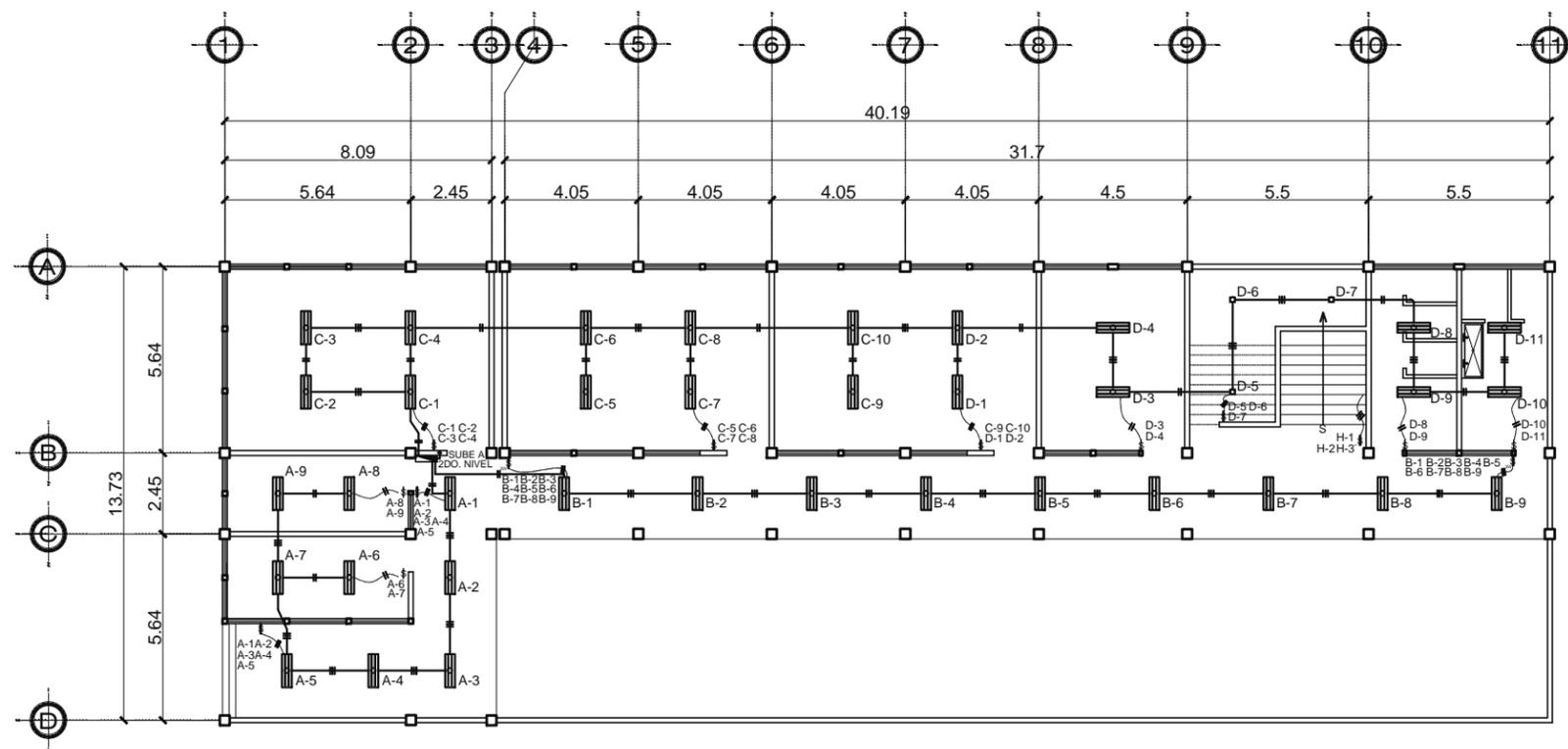


INSTALACIÓN DRENAJE PLUVIAL
1ER. NIVEL
ESCALA: 1/100

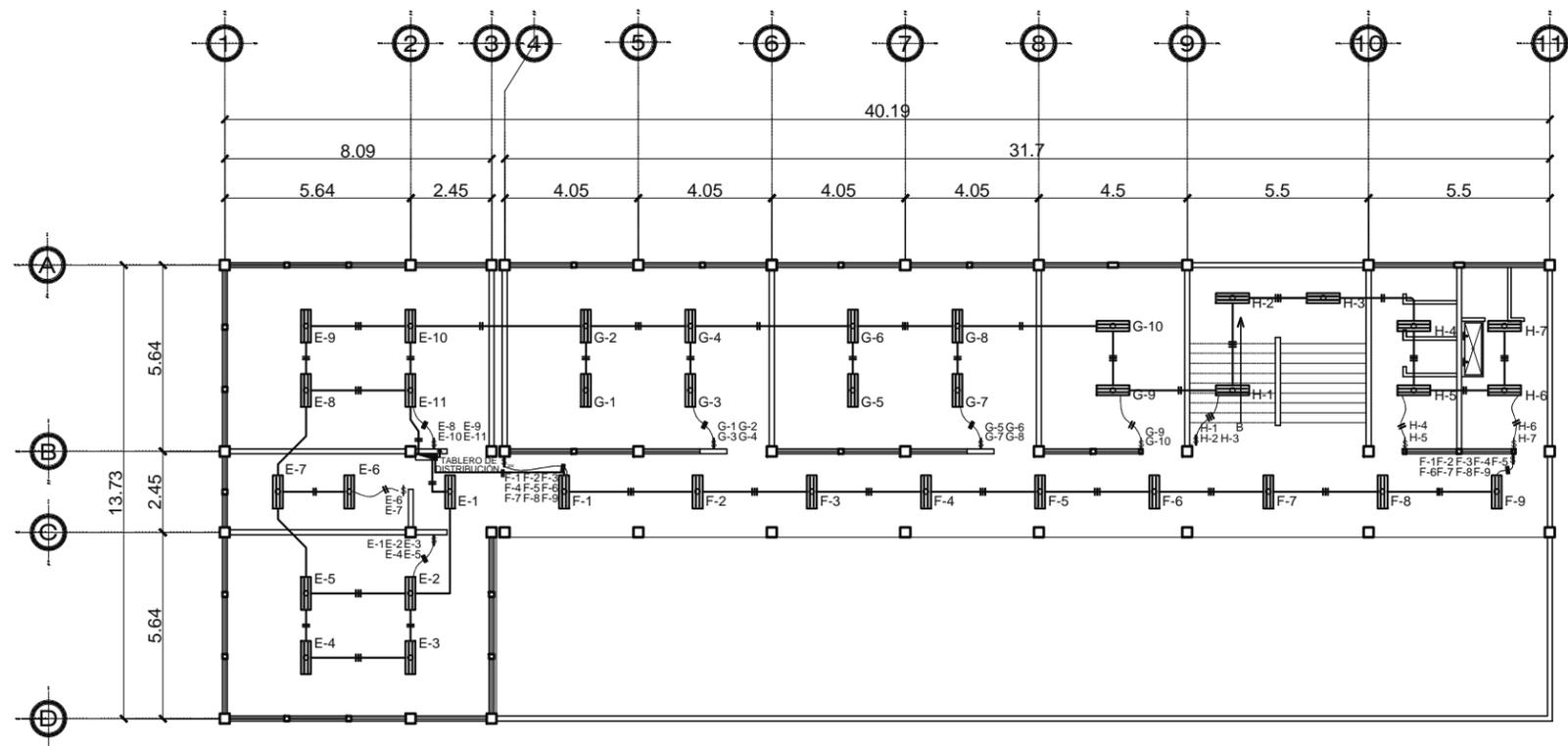


INSTALACIÓN DRENAJE PLUVIAL
2DO. NIVEL
ESCALA: 1/100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	HOJA No. 05 / 13
CALCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: DRENAJE PLUVIAL 1ER. NIVEL DRENAJE PLUVIAL 2DO. NIVEL	FECHA: ABRIL 2013
DIBUJO: JESSICA SANTOS	ESCALA: 1 / 100	
ASESOR - SUPERVISOR INGA. CHRISTA CLASSON DE PINTO		ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LOPEZ BARAHONA



INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)
1ER. NIVEL ESCALA: 1/100



INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)
2DO. NIVEL ESCALA: 1/100

SIMBOLOGÍA INSTALACIÓN ELÉCTRICA ILUMINACIÓN

	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN H=1.70 METROS
	POLIDUCTO Ø 3/4" EN CIELO
	POLIDUCTO Ø 3/4" EN PISO O MUROS
	LÁMPARA FLUORESCENTE (2 TUBOS x 40 Watts) EN CIELO
	LÁMPARA INCANDESCENTE PLAFONERA + FOCO
	INTERRUPTOR SIMPLE H=1.40 METROS S.N.P.T.
	INTERRUPTOR DOBLE H=1.40 METROS S.N.P.T.
	INTERRUPTOR THREE WAY H=1.40 METROS S.N.P.T.
	CONDUCTOR VIVO
	CONDUCTOR NEUTRO
	RETORNO

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
INSTALACIÓN ELÉCTRICA (ILUMINACIÓN)**

1. TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 4 CIRCUITOS 120/240 VOLTIOS 60 CICLOS C.A. CARGA NOMINAL DE 3060W BARRAS DE 50 AMPERIOS FLIPONES DE 20A.
2. CADA CONDUCTOR SERA IDENTIFICADO DE ACUERDO A LOS SIGUIENTES COLORES: POSITIVO = ROJO, NEGATIVO = NEGRO, RETORNO = BLANCO
3. EL CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERÁ THW No. 12 AWG
4. LA TUBERÍA A UTILIZAR SERÁ POLIDUCTO ELÉCTRICO DE Ø 3/4"
5. TUBERÍA DE ACOMETIDA HG Ø 1 1/2", LONGITUD L=4 METROS + CODO 1 1/2" A 90° + ACCESORIO DE ENTRADA.

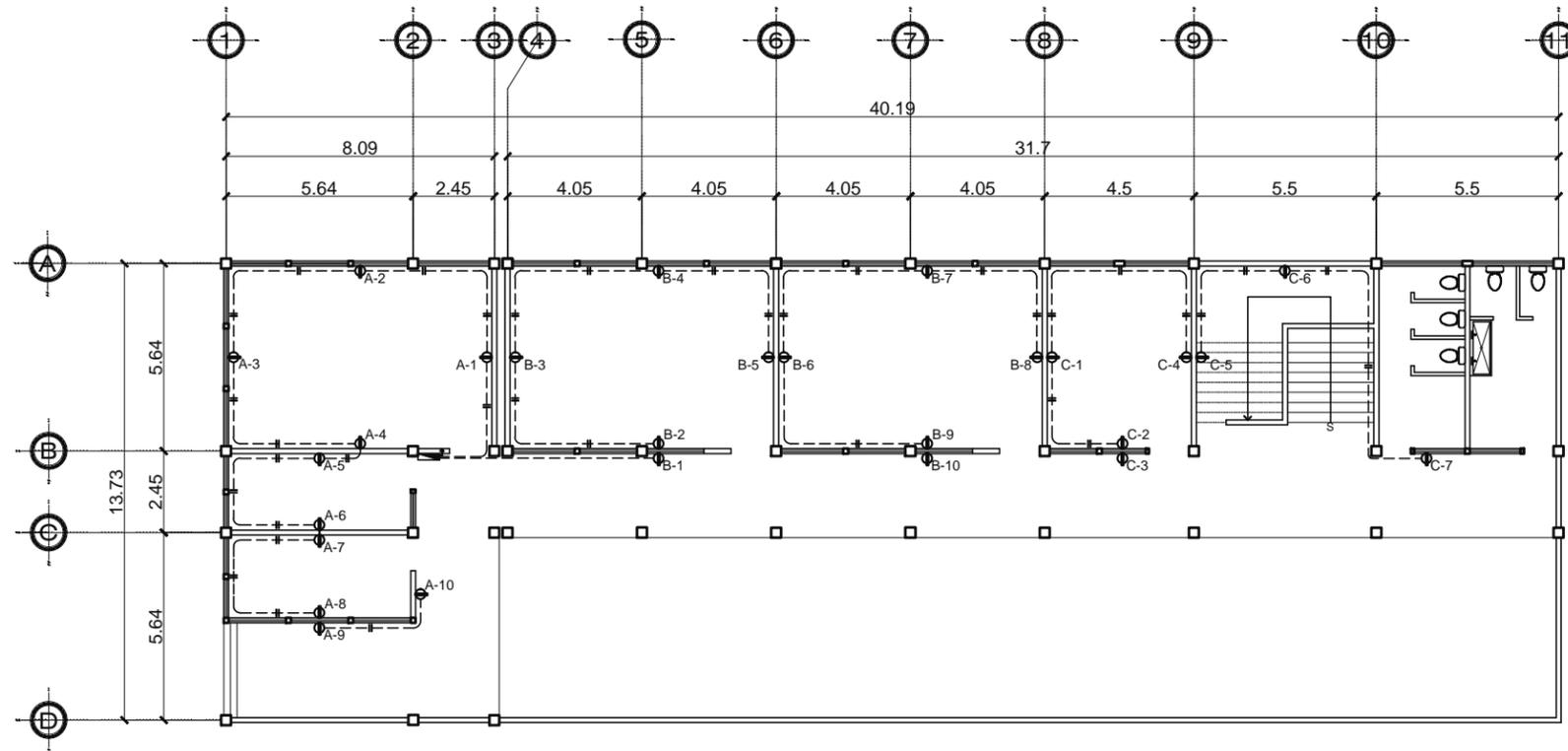
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	HOJA No. 06 / 13
CÁLCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: INSTALACIÓN ELÉCTRICA ILUMINACIÓN 1ER. Y 2DO. NIVEL	FECHA: ABRIL 2013
DIBUJO: JESSICA SANTOS	ESCALA: 1 / 100	ASesor - SUPERVISOR INGA. CRISTINA CLASSON DE PINTO
ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LÓPEZ BARAHONA		



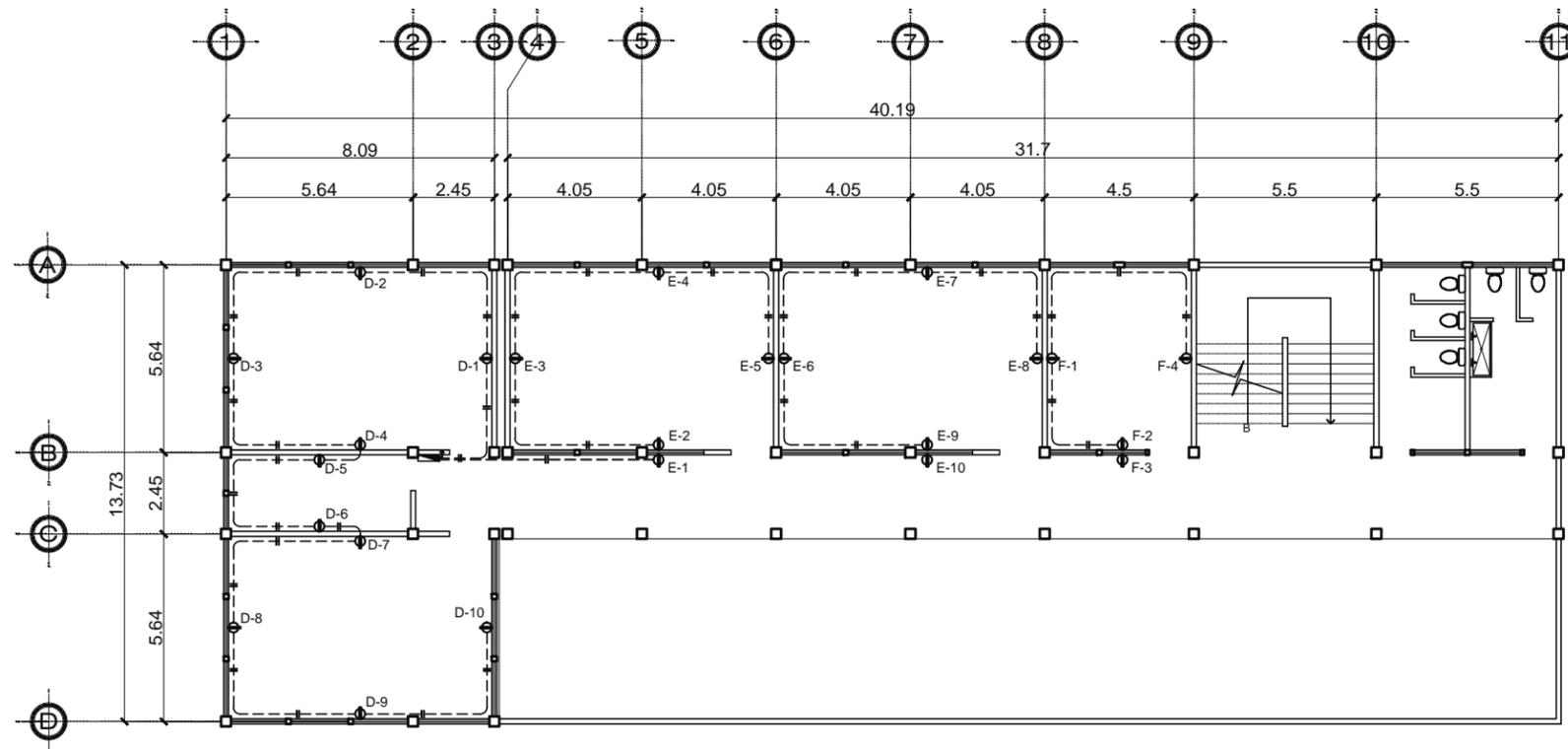
SIMBOLOGÍA INSTALACIÓN ELÉCTRICA FUERZA	
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN H=1.70 METROS
	POLIDUCTO ϕ 3/4" EN PISO O MUROS
	TOMACORRIENTE DOBLE 110 v. H=0.40 METROS S.N.P.T.
	CONDUCTOR VIVO
	CONDUCTOR NEUTRO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)

- TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 4 CIRCUITOS 120/240 VOLTIOS 60 CICLOS C.A. CARGA NOMINAL DE 3060W BARRAS DE 50 AMPERIOS FLIPONES DE 20A.
- CADA CONDUCTOR SERA IDENTIFICADO DE ACUERDO A LOS SIGUIENTES COLORES: POSITIVO = ROJO, NEGATIVO = NEGRO.
- EL CALIBRE DE LOS CONDUCTORES SERÁ THW No. 12 AWG
- LA TUBERÍA A UTILIZAR SERÁ POLIDUCTO ELÉCTRICO DE ϕ 3/4"
- LOS TOMACORRIENTES SERÁN COLOCADOS A UNA ALTURA DE 0.40 METROS S.N.P.T.

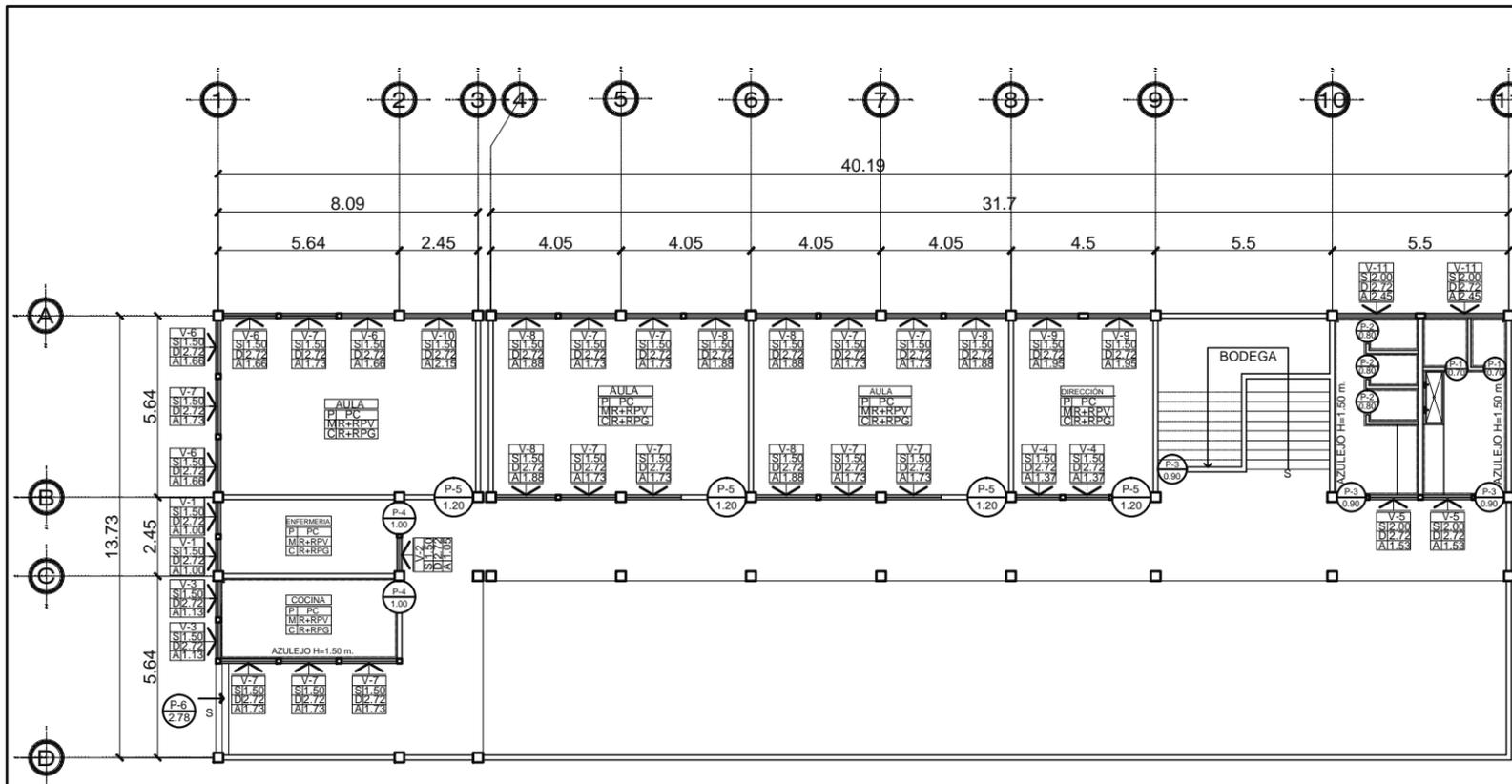


INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)
1ER. NIVEL ESCALA: 1/100

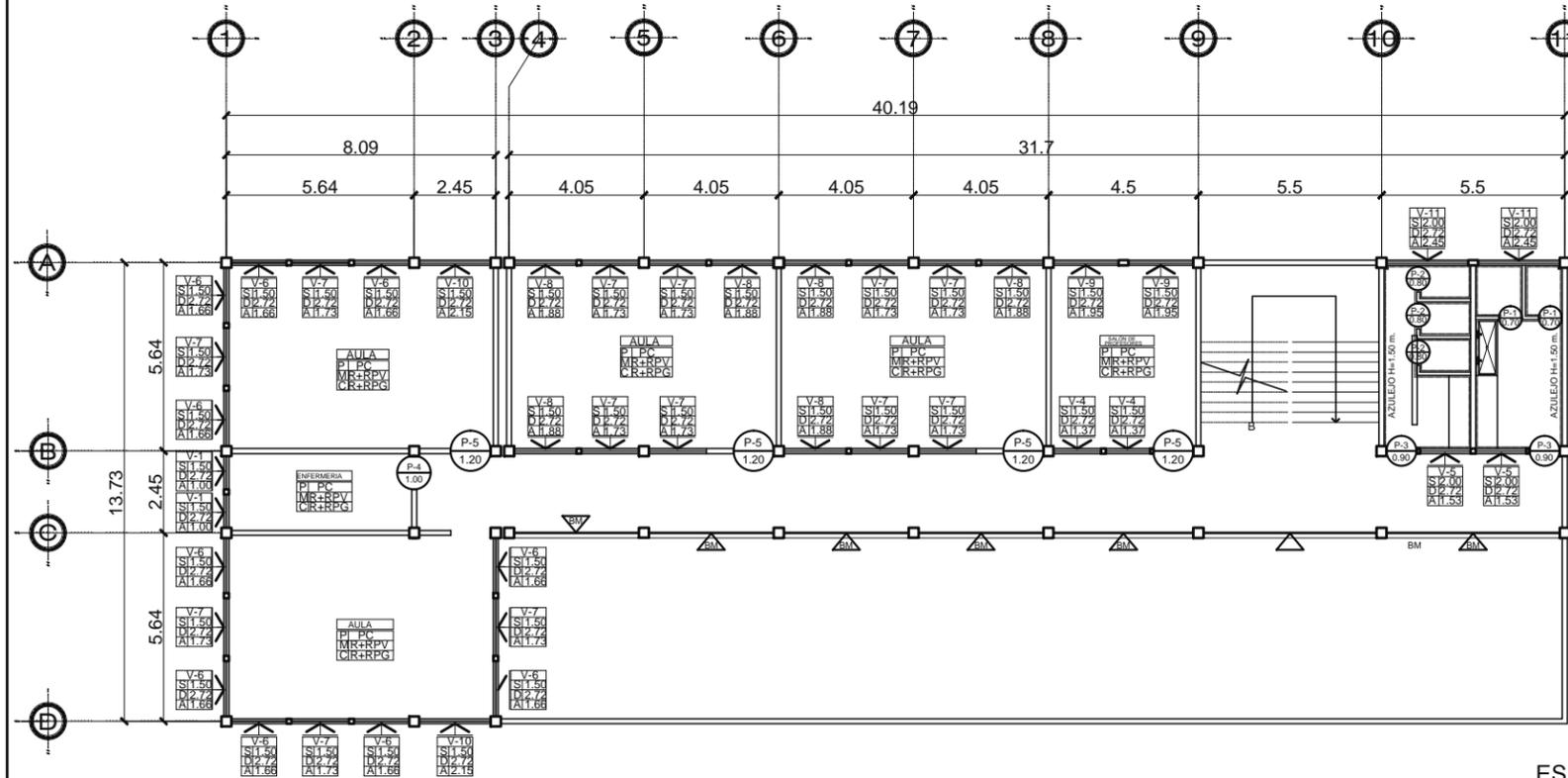


INSTALACIÓN ELÉCTRICA (FUERZA)
2DO. NIVEL ESCALA: 1/100

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA</p>		
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPÉQUEZ	HOJA No. 07 / 13
CÁLCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: INSTALACIÓN ELÉCTRICA FUERZA 1ER. Y 2DO. NIVEL	FECHA: ABRIL 2013
DIBUJO: JESSICA SANTOS	ESCALA: 1 / 100	ASESOR - SUPERVISOR INGA. CRISTA CLASSON DE PINTO
		ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LÓPEZ BARAHONA



PLANTA DE ACABADOS
1ER. NIVEL
ESCALA: 1/100



PLANTA DE ACABADOS
2DO. NIVEL
ESCALA: 1/100

SIMBOLOGÍA DE ACABADOS

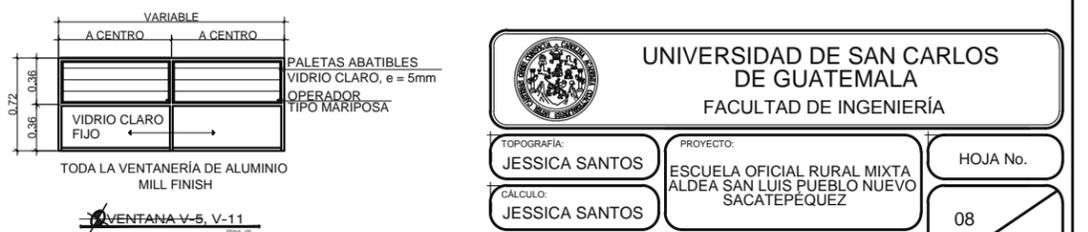
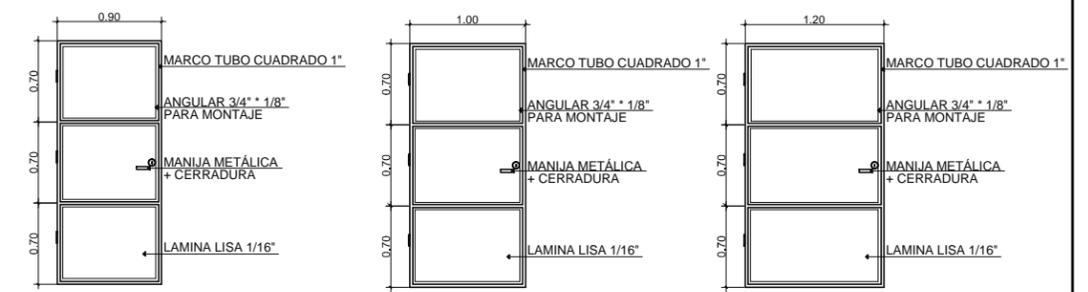
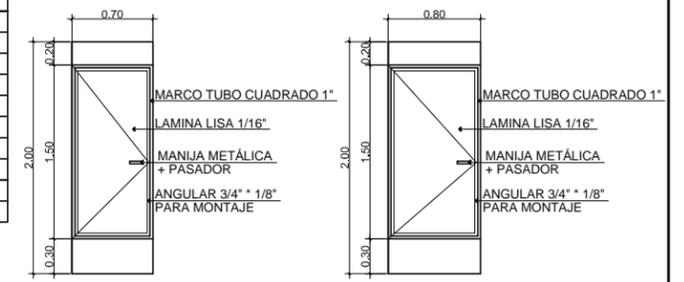
	INDICA TIPO DE PUERTA
	INDICA ANCHO DE PUERTA
	PISO CERAMICO NACIONAL 0.33 METROS X 0.33 METROS
	MURO RESANADO + REVESTIMIENTO TIPO VERTICAL
	CIELO RESANADO+REVESTIMIENTO TIPO GRANCEADO
	INDICA TIPO DE VENTA
	INDICA ALTURA DE SILLAR
	INDICA ALTURA DE DINTEL
	INDICA ANCHO DE VENTANA
	BARANDA METÁLICA H= 1.20 METROS
	INDICA AZULEJO EN MURO H=1.50 METROS

PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	UNIDAD	ANCHO	ALTO	SILLAR	DINTEL
V-1	4.00	1.00	1.40	1.40	2.80
V-2	1.00	1.05	1.40	1.40	2.80
V-3	2.00	1.13	1.40	1.40	2.80
V-4	4.00	1.37	1.40	1.40	2.80
V-5	4.00	1.53	0.80	1.00	2.80
V-6	14.00	1.66	1.40	1.40	2.80
V-7	26.00	1.73	1.40	1.40	2.80
V-8	12.00	1.88	1.40	1.40	2.80
V-9	4.00	1.95	1.40	1.40	2.80
V-10	2.00	2.15	1.40	1.40	2.80
V-11	4.00	2.45	0.80	2.00	2.80

PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	UNIDAD	ANCHO	ALTO	MATERIAL
P-1	4.00	0.70	2.00	METAL
P-2	1.00	0.80	2.00	METAL
P-3	2.00	0.90	2.10	METAL
P-4	4.00	1.00	2.10	METAL
P-5	4.00	1.20	2.10	METAL
P-6	14.00	2.78	2.10	METAL



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ACABADOS

- EL VIDRIO SERÁ OPACO EN LAS VENTANAS DE SERVICIOS SANITARIOS.
- LA HOLGURA ENTRE LAS PUERTAS Y EL PISO DEBERÁ SER UNIFORME Y DE MEDIO CENTÍMETRO.
- LAS CHAPAS DEBERÁN SER DE PRIMERA CALIDAD Y BISAGRAS.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS
PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ
CÁLCULO: JESSICA SANTOS
DIBUJO: JESSICA SANTOS
ESCALA: INDICADA

HOJA No. 08
CONTENIDO: PLANTA ACABADOS Y DETALLES 1ER. Y 2DO. NIVEL
FECHA: ABRIL 2013

ASESOR - SUPERVISOR: INGA. CHRISTA CLASSON DE PINTO
ALCALDE MUNICIPAL: SR. MIGUEL LÓPEZ BARAHONA

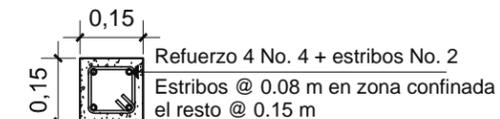


SIMBOLOGÍA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

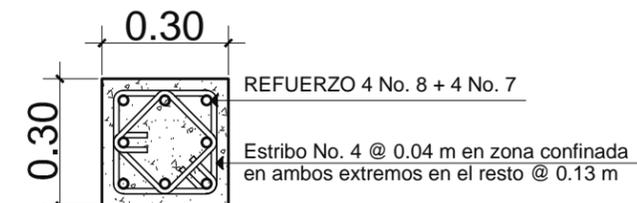
	INDICA ZAPATA Z-1, Z-2, Z-3
	INDICA CIMENTADO CORRIDO
	INDICA COLUMNA TIPO C-1
	INDICA COLUMNA TIPO C-2, C-3, C-4, C-5
	INDICA VIGA CONECTORA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS CIMENTACIÓN Y COLUMNAS

1. El concreto deberá tener un $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
2. El agregado grueso, deberá tener un diámetro de $1/2''$
3. El acero deberá tener un $f_c = 2,810 \text{ kg/cm}^2$



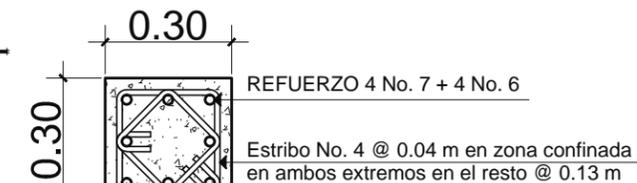
COLUMNA G - 2
ESCALA: 1/10



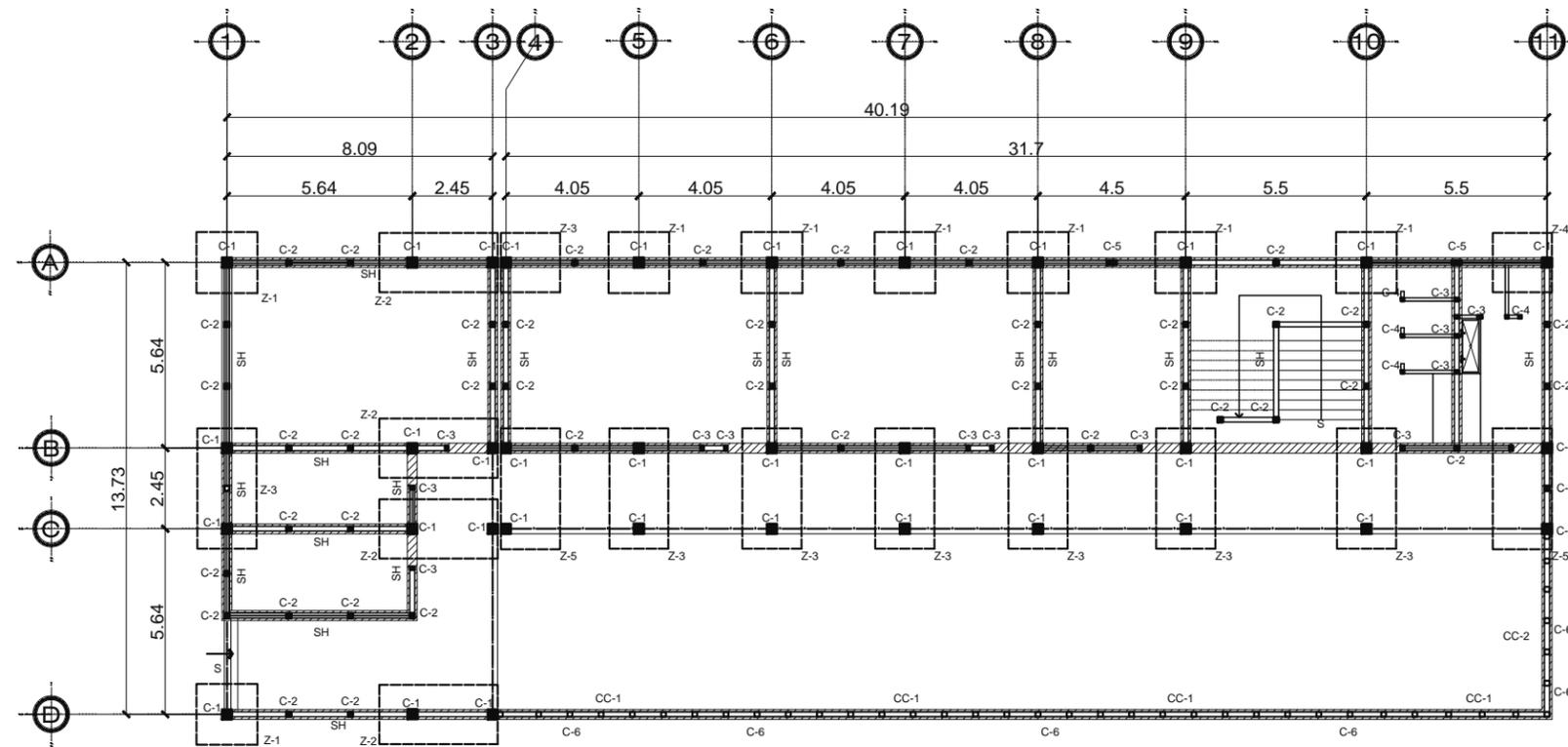
COLUMNA G-1
PRIMER NIVEL
ESCALA: 1/10



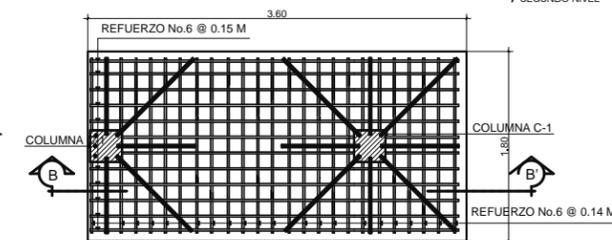
COLUMNA G - 3
ESCALA: 1/10



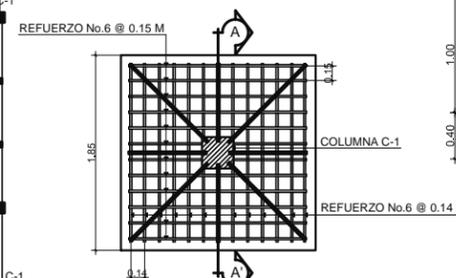
COLUMNA G-1
SEGUNDO NIVEL
ESCALA: 1/10



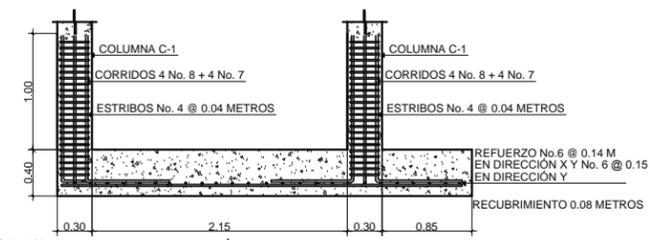
PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS
1ER. NIVEL
ESCALA: 1/100



ZAPATA Z - 2
DETALLE
ESCALA: 1/25



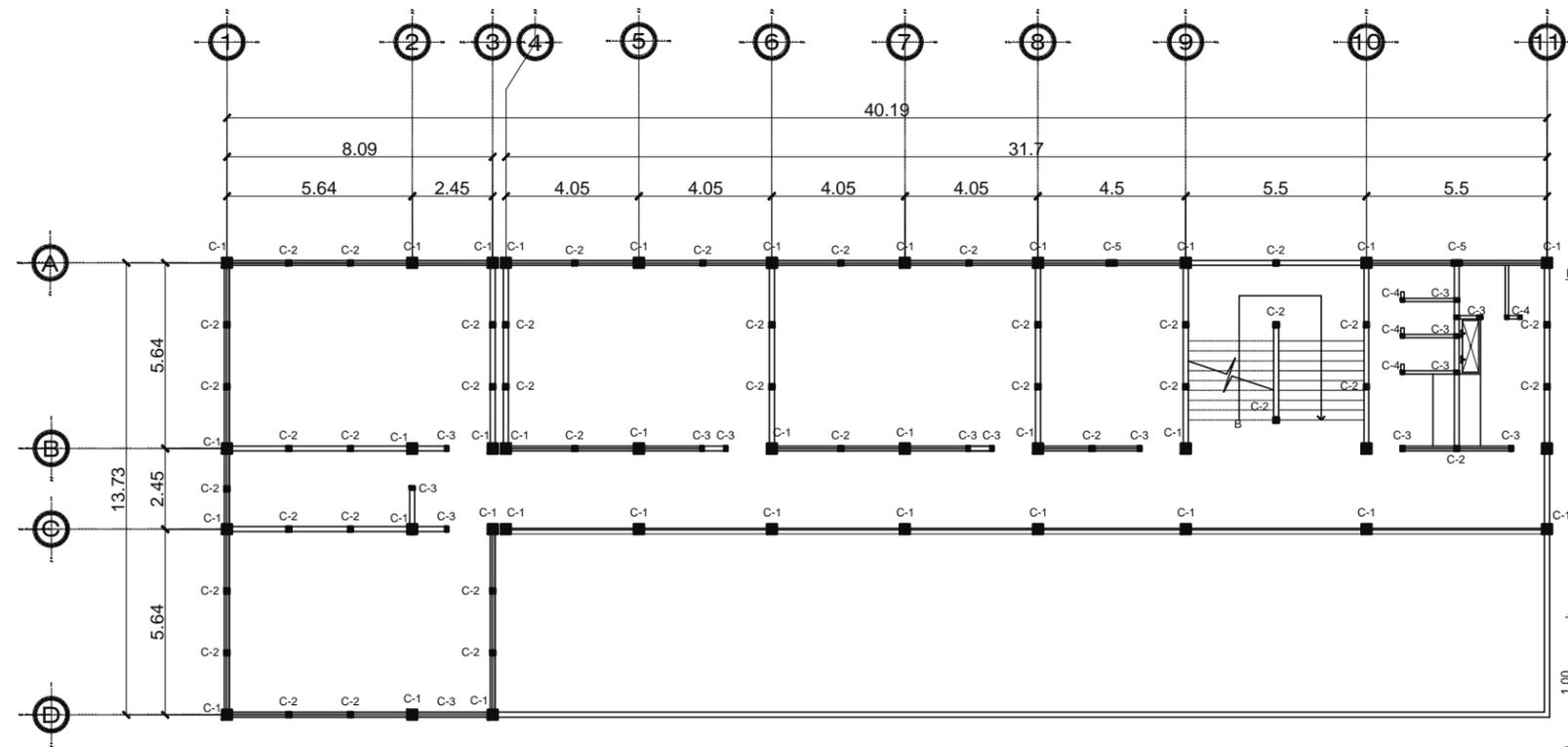
ZAPATA Z - 1
DETALLE
ESCALA: 1/25



SECCIÓN B - B'
DETALLE
ESCALA: 1/25

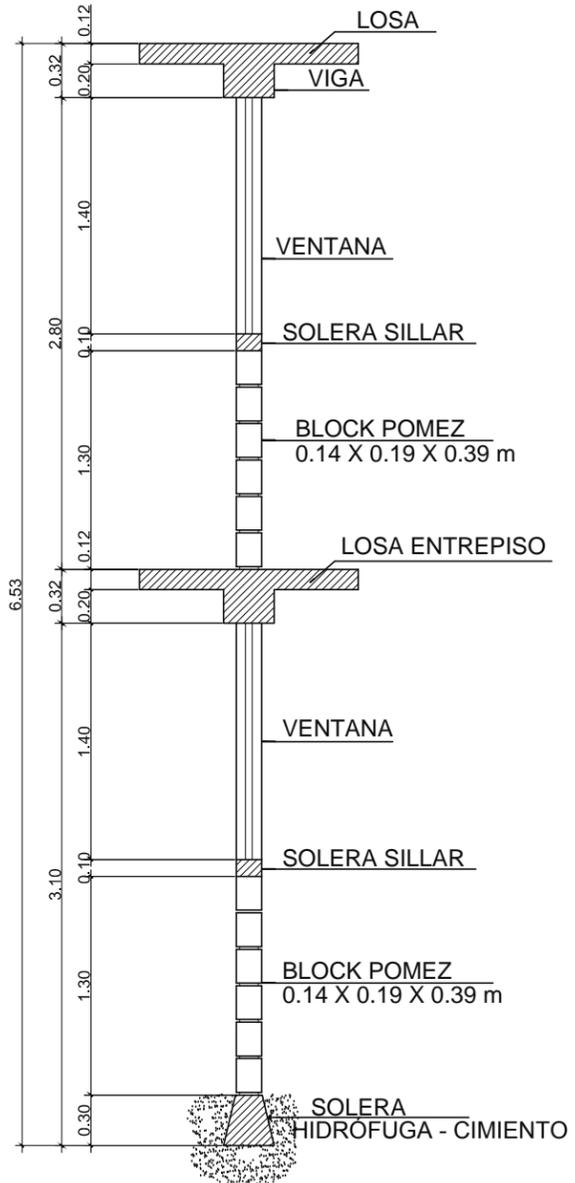


SECCIÓN A - A'
DETALLE
ESCALA: 1/20

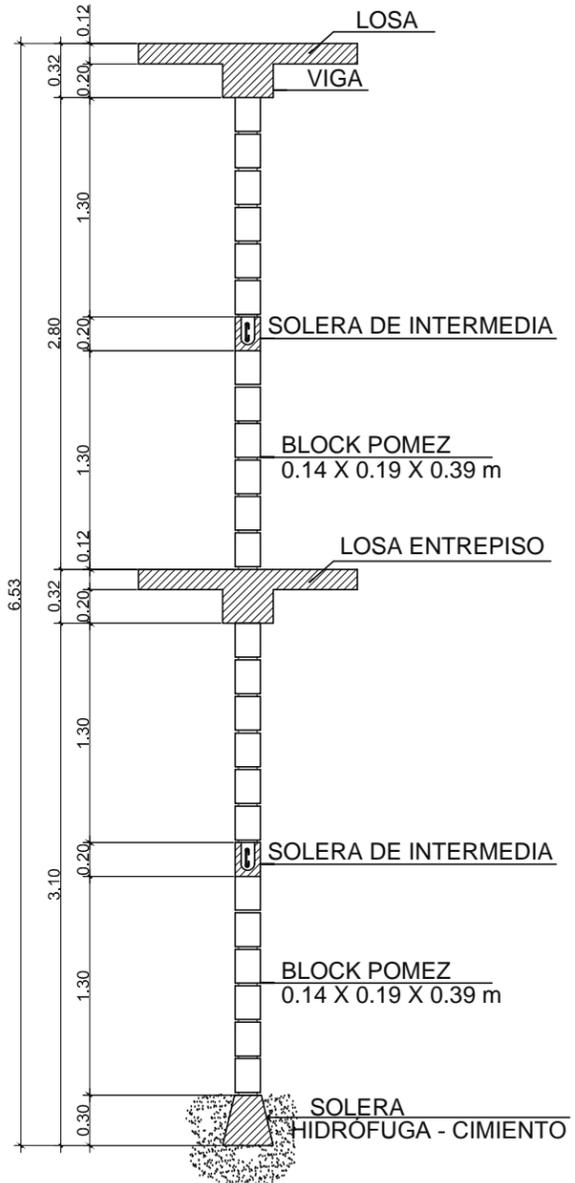


PLANTA DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS
2DO. NIVEL
ESCALA: 1/100

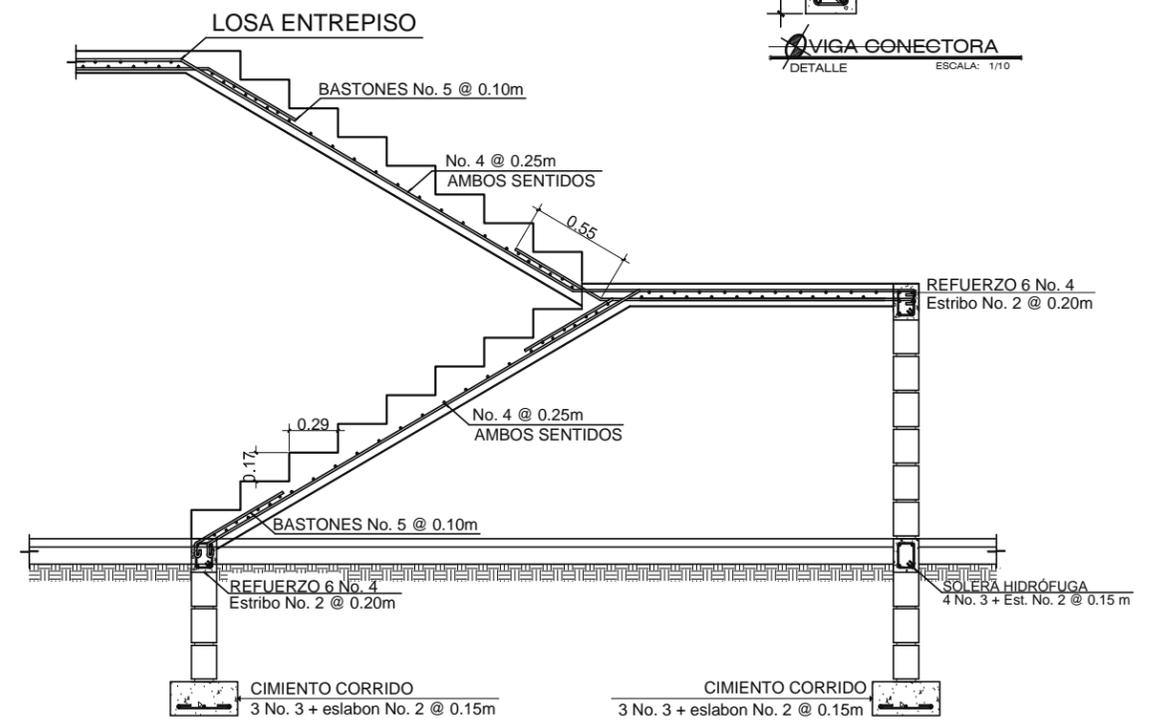
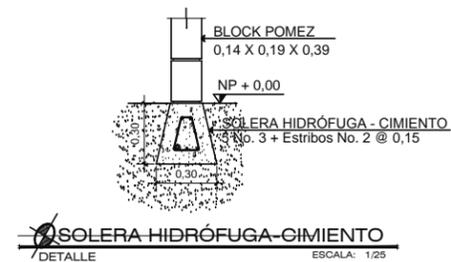
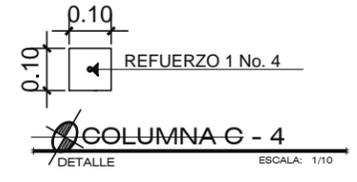
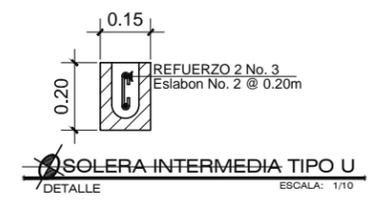
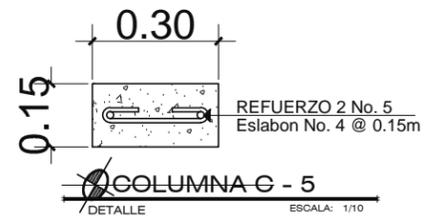
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	HOJA No. 09
CÁLCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACIÓN Y DE COLUMNAS 1ER. Y 2DO. NIVEL	13
DIBUJO: JESSICA SANTOS	ESCALA: 1 / 100	FECHA: ABRIL 2013
ASESOR - SUPERVISOR INGA. CHRISTA CLASSON DE PINTO		ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LÓPEZ BARAHONA



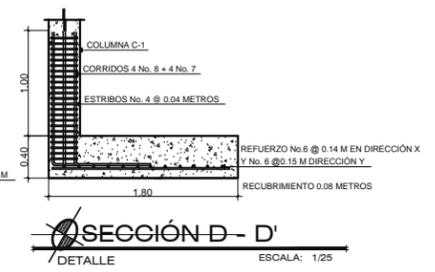
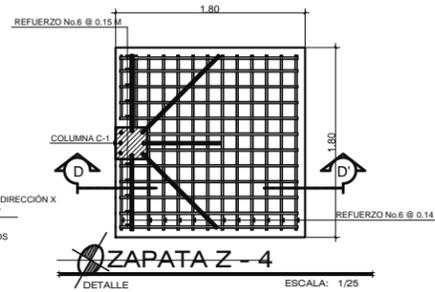
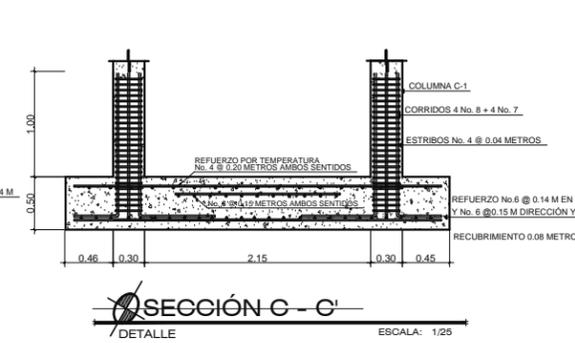
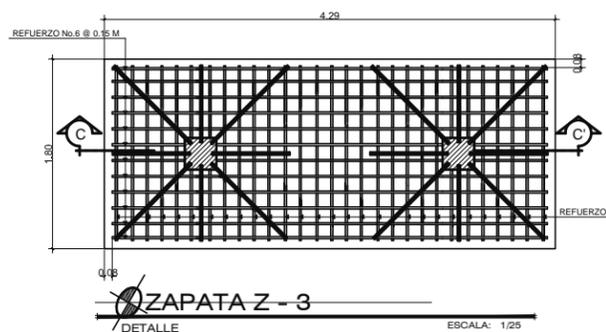
MURO - VENTANA
DETALLES ESCALA: 1/5



MURO
DETALLES ESCALA: 1/5



GRADAS
DETALLES ESCALA: 1/5



 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	HOJA No. 10 / 13
CÁLCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: DETALLES	FECHA: ABRIL 2013
DIBUJO: JESSICA SANTOS	ESCALA: 1 / 100	ASESOR - SUPERVISOR INGA. CRISTINA CLASSON DE PINTO
		ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LÓPEZ BARAHONA



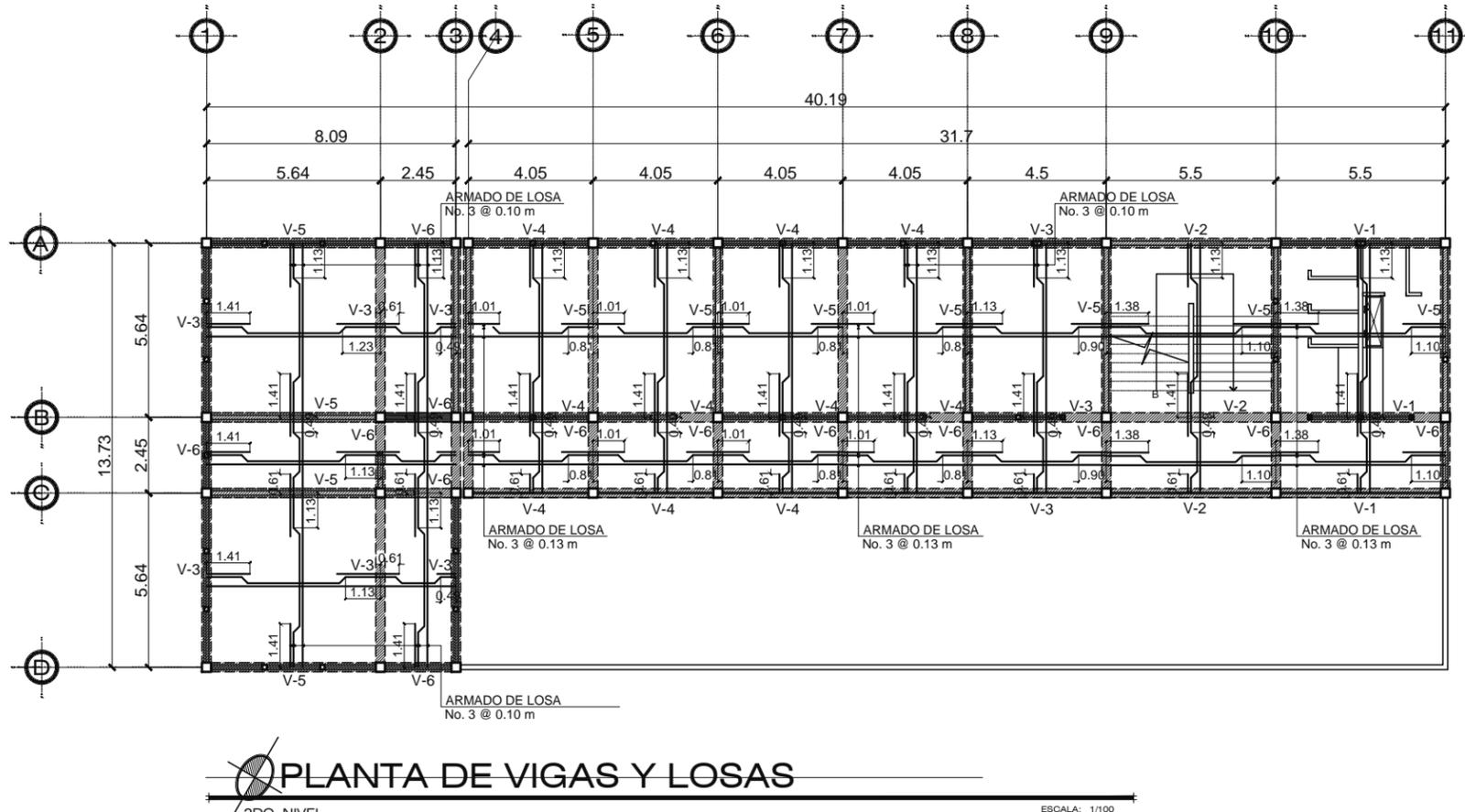
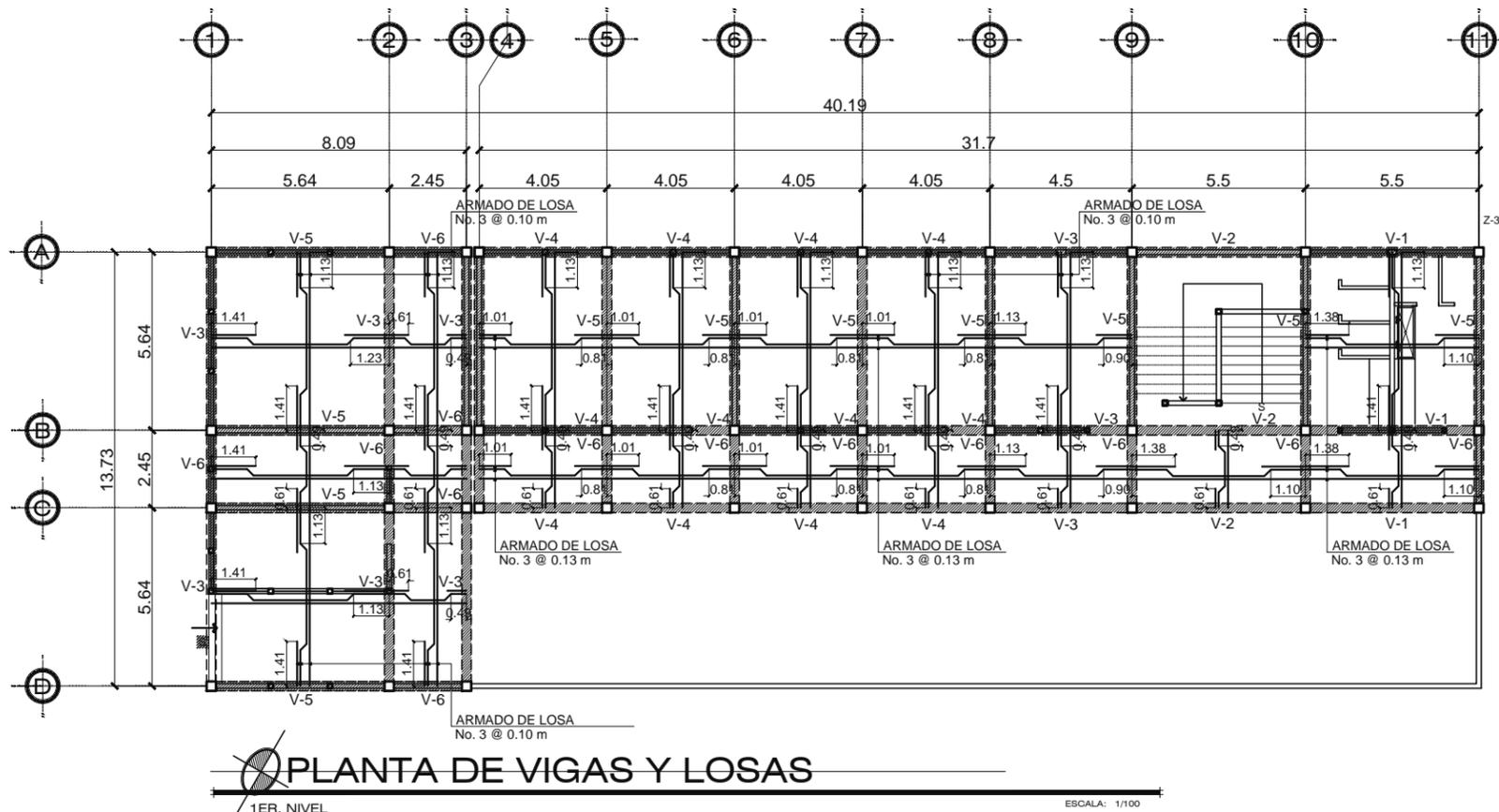
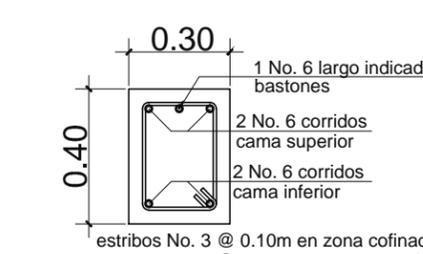
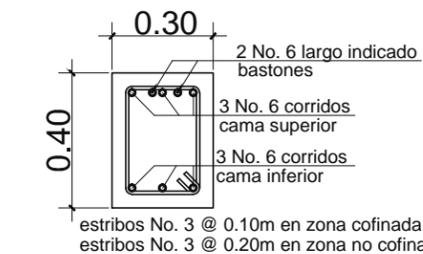
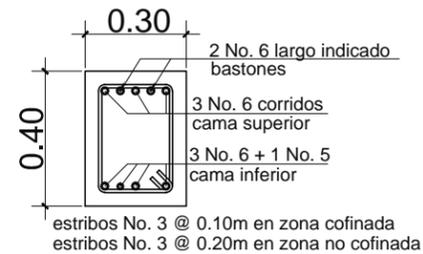
SIMBOLOGÍA DE VIGAS Y LOSAS

	VIGA
	BASTÓN L/4
	TENSIÓN L/5
	RIEL
	INDICA TIPO DE REFUERZO EN VIGA

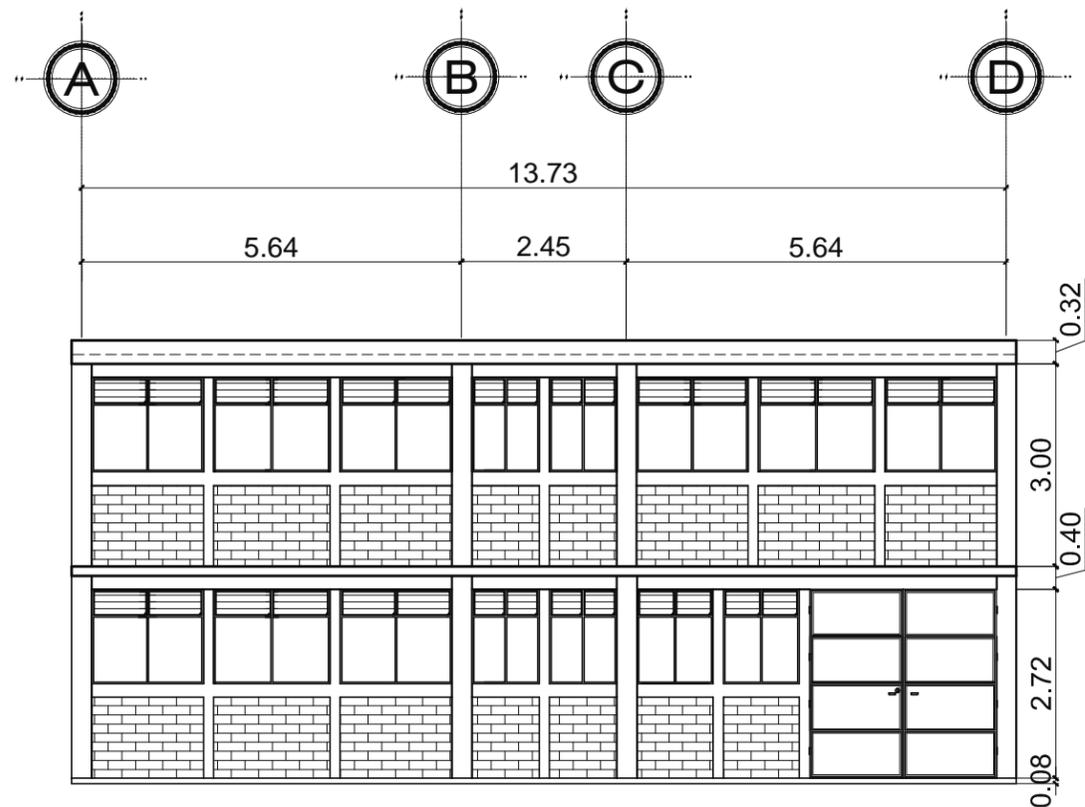
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
VIGAS Y LOSAS

- El concreto deberá tener un $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- El agregado grueso, deberá tener un diámetro de $1/2"$
- El acero deberá tener un $f_c = 2,810 \text{ kg/cm}^2$
- Longitudes de desarrollo (L_d) de varillas sujetas a tensión y traslapes

No. 3 --- 0.30 m.
No. 4 --- 0.30 m.
No. 5 y No. 6 --- 0.36 m.



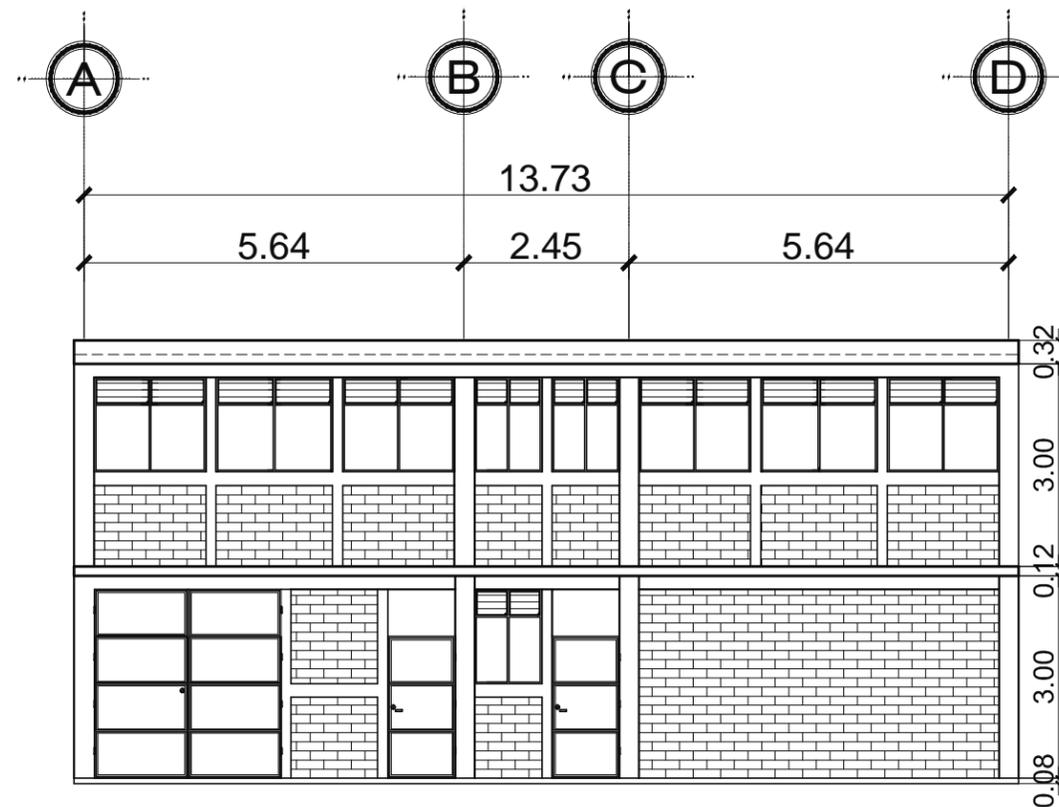
<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA</p>		HOJA No.
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	11
CÁLCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: PLANTA DE VIGAS Y LOSAS 1ER. Y 2DO. NIVEL	
DIBUJO: JESSICA SANTOS	ESCALA: INDICADA	13
<p>ASESOR - SUPERVISOR INGA. CRISTINA CLASSON DE PINTO</p>		<p>FECHA: ABRIL 2013</p>
<p>ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LÓPEZ BARAHONA</p>		



ELEVACIÓN FRONTAL

MÓDULO 1

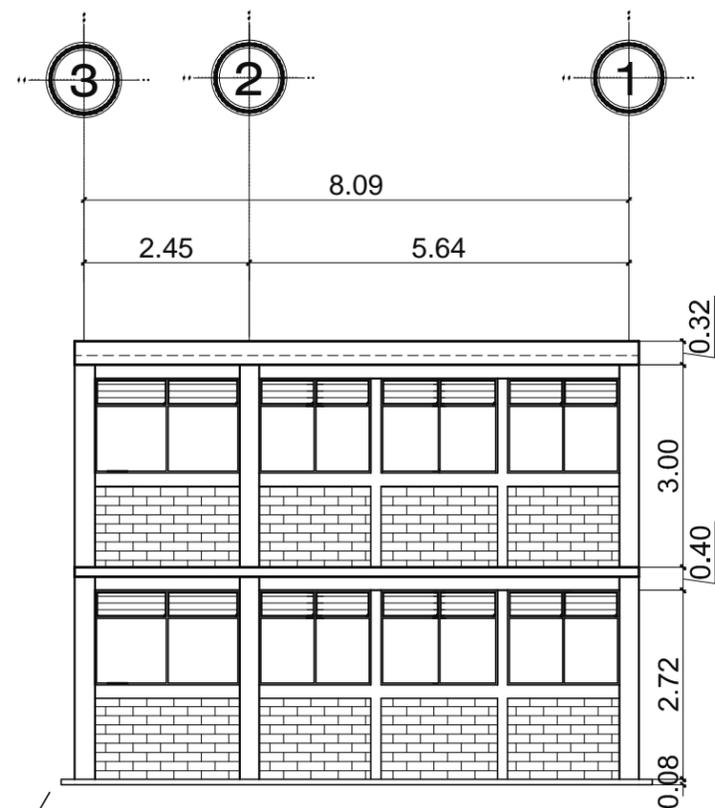
ESCALA: 1/20



ELEVACIÓN POSTERIOR

MÓDULO 1

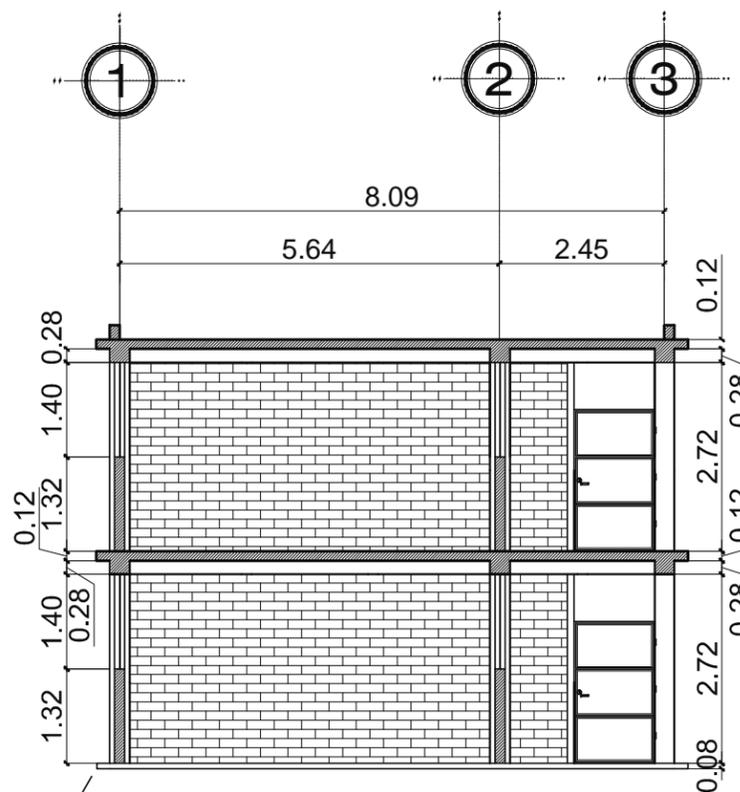
ESCALA: 1/20



ELEVACIÓN LATERAL

MÓDULO 1

ESCALA: 1/20

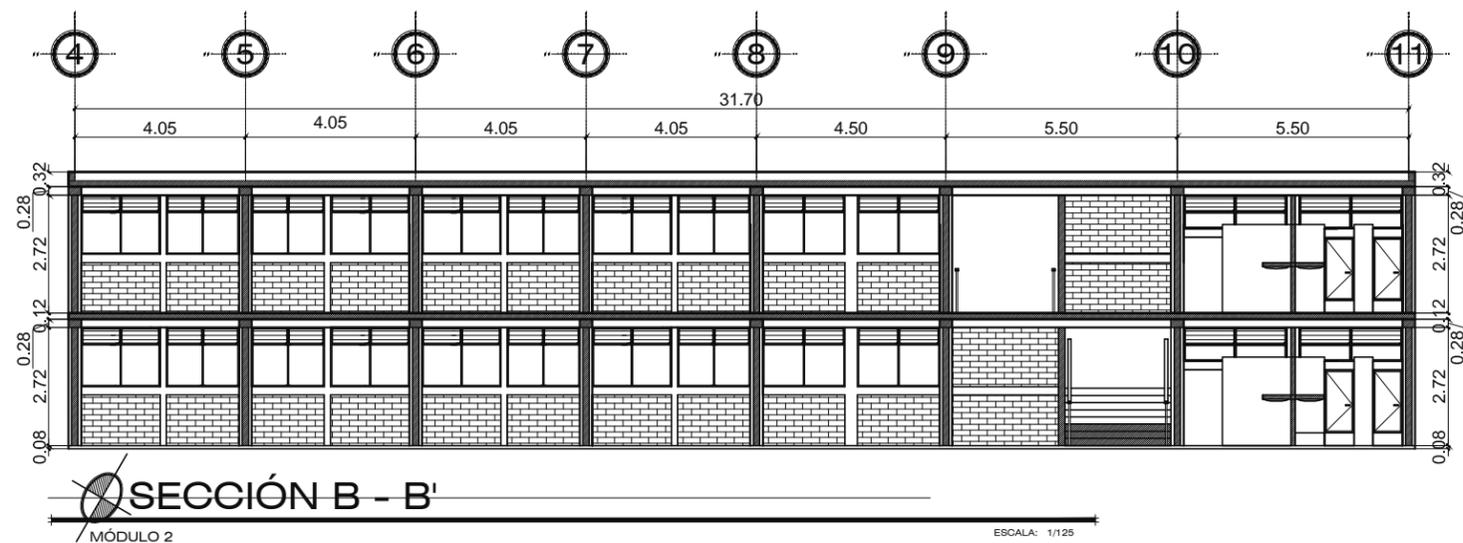
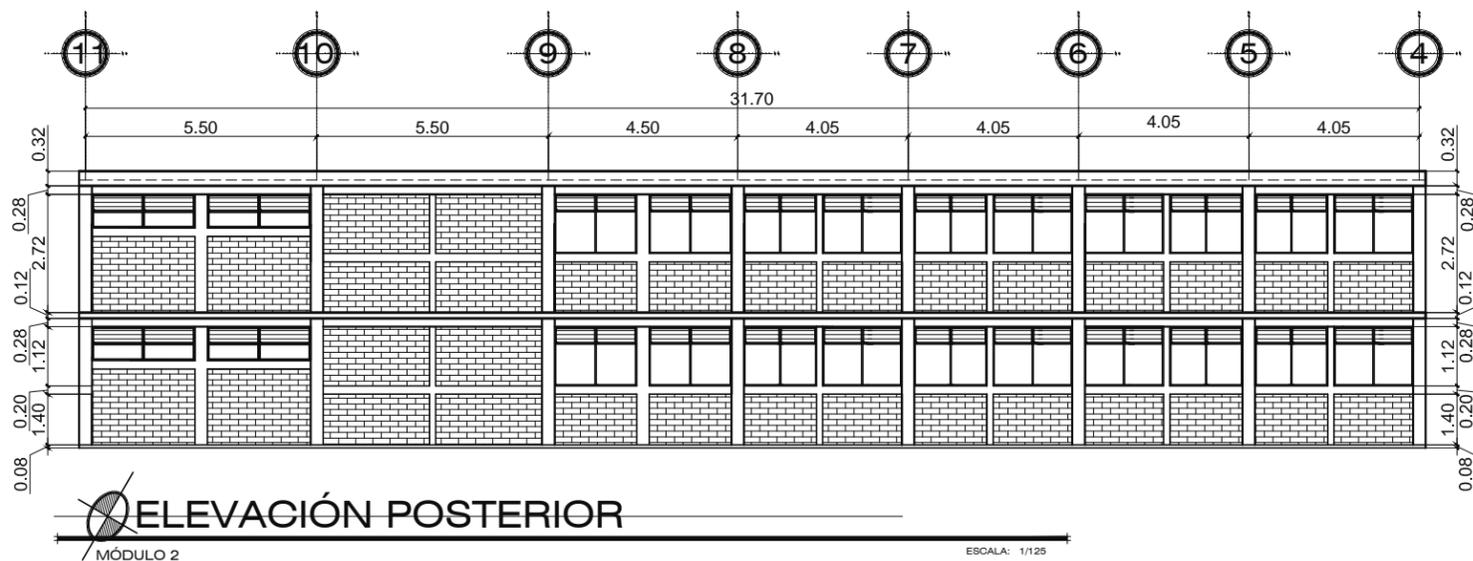
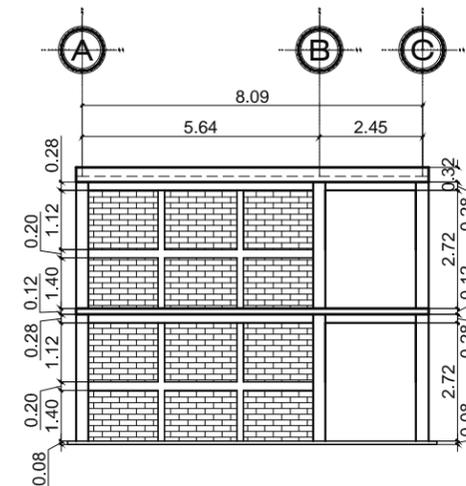
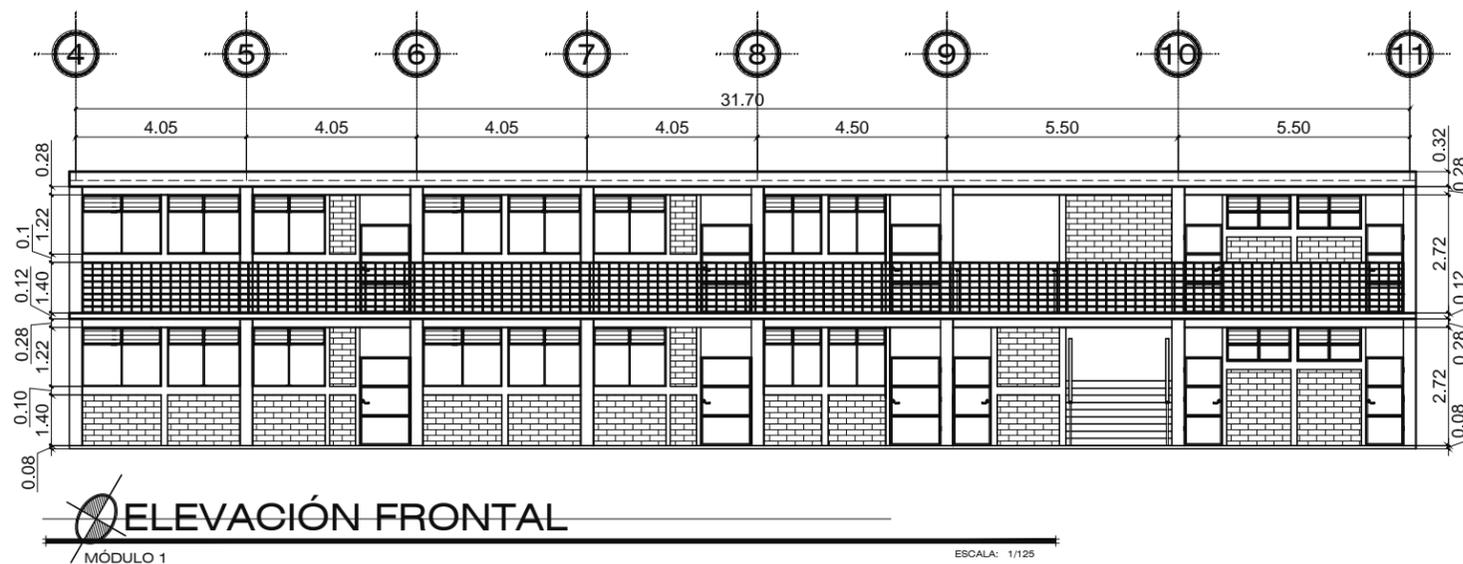


SECCIÓN A - A'

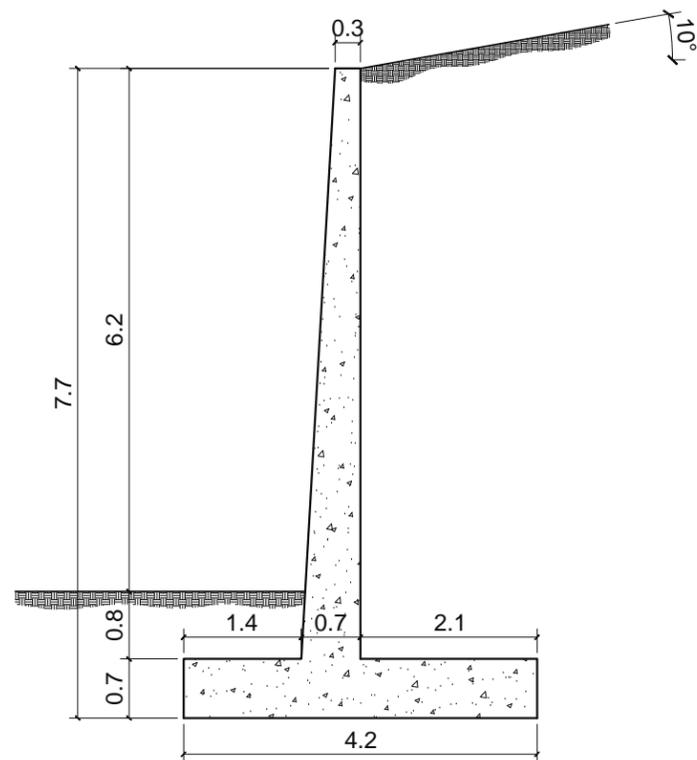
MÓDULO 1

ESCALA: 1/20

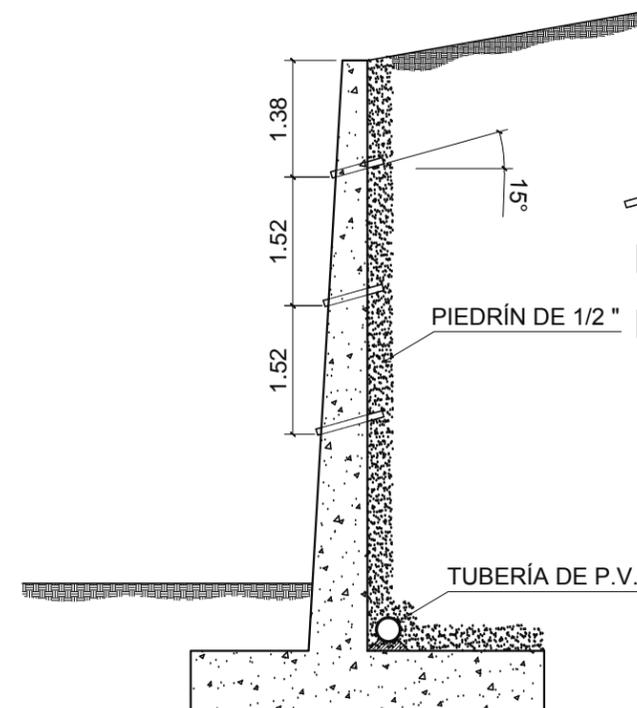
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	HOJA No. 12
CÁLCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: ELEVACIÓN FRONTAL ELEVACIÓN POSTERIOR ELEVACIÓN LATERAL SECCIÓN A-A', MÓDULO 1	13
DIBUJO: JESSICA SANTOS	ESCALA: 1 / 20	FECHA: ABRIL 2013
ASESOR - SUPERVISOR INGA. CRISTA CLASSON DE PINTO		ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LOPEZ BARAHONA



 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: ESCUELA OFICIAL RURAL MIXTA ALDEA SAN LUIS PUEBLO NUEVO SACATEPEQUEZ	HOJA No. 13
CÁLCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: ELEVACIÓN FRONTAL ELEVACIÓN POSTERIOR ELEVACIÓN LATERAL SECCIÓN B-B', MÓDULO 2	13
DIBUJO: JESSICA SANTOS		FECHA: ABRIL 2013
ESCALA: 1 / 125	ASESOR - SUPERVISOR INGA. CRISTA CLASSON DE PINTO	ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LOPEZ BARAHONA

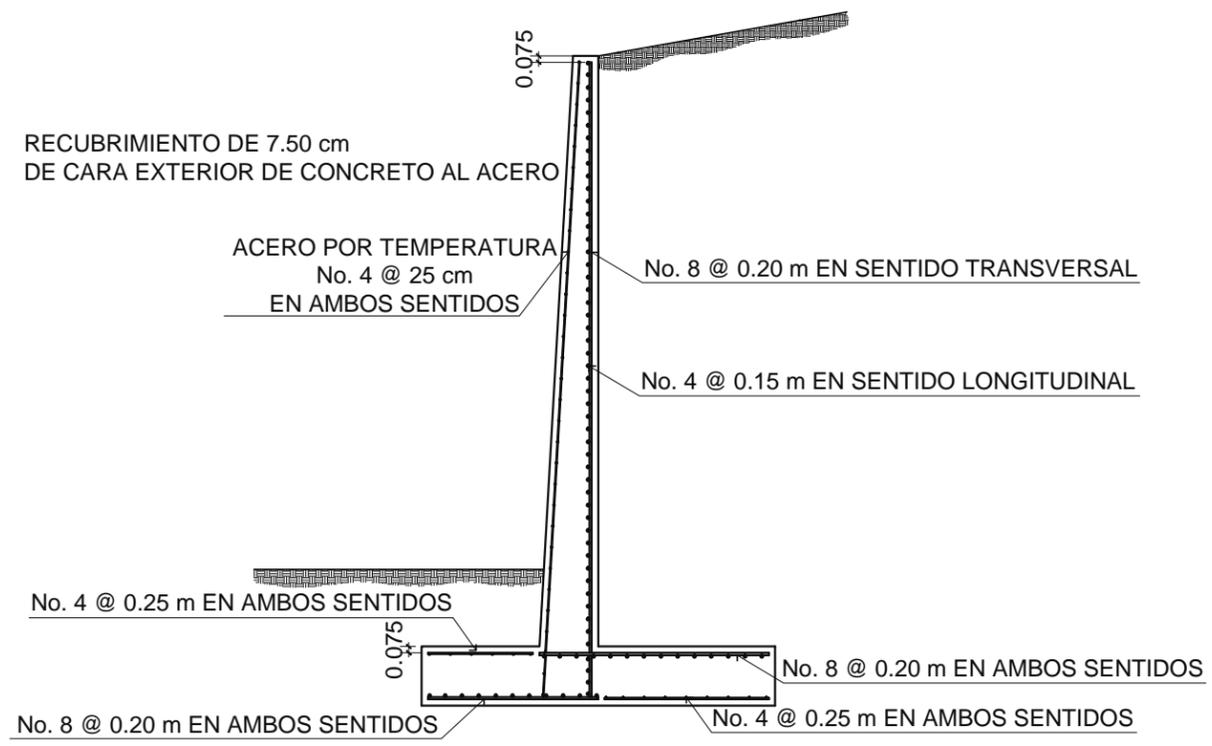


DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO
 CERRO NIÑO ESCALA: 1/50



DETALLE DE TUBERÍA DE DRENAJE
 CERRO NIÑO ESCALA: 1/50

- TUBERÍA DE DRENAJE PARA MURO EN VOLADIZO
 $\varnothing = 3"$ DE 160 PSI, SEPARACIÓN 1.50 m.
- FILTRO DE PIEDRÍN, $\varnothing = 1/2"$, ESPESOR DE 15 cm.
- CAPA DE ARENA LIMOSA COLOR CAFÉ



DETALLE DE REFUERZO PARA MURO EN VOLADIZO
 CERRO NIÑO ESCALA: 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA		
TOPOGRAFIA: JESSICA SANTOS	PROYECTO: MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO ALDEA CERRO NIÑO PASTORES, SACATEPÉQUEZ	HOJA No. 1
CÁLCULO: JESSICA SANTOS	CONTENIDO: DIMENSIONES DEL MURO EN VOLADIZO TUBERÍA DE DRENAJE EN MURO ACERO DE REFUERZO PARA MURO	FECHA: ABRIL 2013
DIBUJO: JESSICA SANTOS		
ESCALA: 1 / 50		
ASESOR - SUPERVISOR INGA. CHRISTA CLASSON DE PINTO		ALCALDE MUNICIPAL SR. MIGUEL LÓPEZ BARAHONA

ANEXOS

Informe ensayo de compresión triaxial



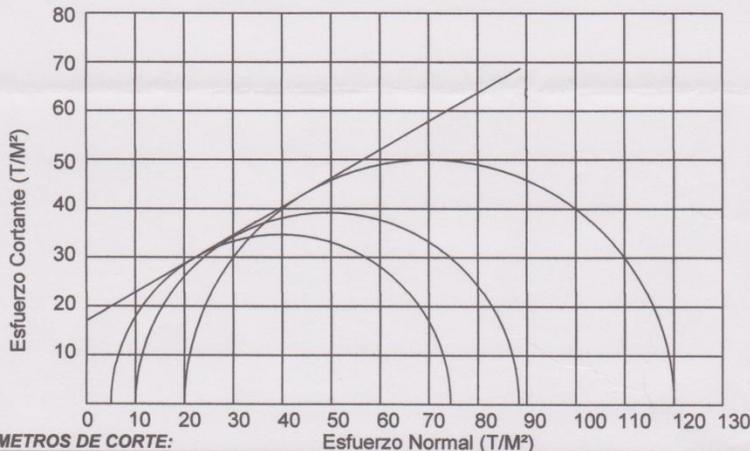
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 15861

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0410 S.S. O.T.: 28,847
 INTERESADO: Jessica Fabiola Santos López
 PROYECTO: Diseño de edificio escolar de dos niveles en aldea San Luis Pueblo Nuevo
 Ubicación: Pastores Sacatepéquez
 Fecha: 23 de septiembre del 2011
 pozo: 1 Profundidad: 3 Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE: **ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA: $\phi = 30.28$** **COHESIÓN: $C_u = 17 \text{ Tm/m}^2$**

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena limosa color café
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESIÓN LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	39.71	49.21	70.01
PRESIÓN INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA Er (%)	2.0	3.0	4.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.42	1.42	1.42
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.74	1.74	1.74
HUMEDAD (%H)	8.2	8.2	8.2

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Informe ensayo de granulometría



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 15859

INFORME No. 411 S.S.

O.T.: 28,847

Interesado: Jessica Fabiola Santos López

Tipo de Ensayo: Con tamices y lavado previo.

Norma: A.A.S.H.T.O. T-27

Proyecto: Diseño de edificio Escolar de dos niveles

Ubicación: Aldea San Luis Pueblo Nuevo

Procedencia: Pastores Sacatépequez

Muestra No. 1

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50	100.00
3/4"	19.05	100.00
4	4.76	97.57
10	2	89.15
40	0.42	41.23
200	0.074	16.47

% de Grava: 0.00
 % de Arena: 81.11
 % de Limos: 16.47



Clasificación: S.C.U.:

P.R.A.:

0

Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

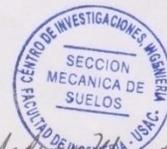
Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTOR CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



Informe Límites de Atterberg



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 15860

INFORME No. 412 S. S. O.T.: 28,847

Interesado: Jessica Fabiola Santos López
Proyecto: EPS- Diseño de edificio Escolar de dos niveles

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Pastores, Departamento de Sacatepéquez

FECHA: 23 de septiembre del 2011

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0	0	S.M.	Arena limosa color café

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Marcela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



Diagrama de iteración

