



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

**DISEÑO DE ESCUELA DE DOS NIVELES Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN
COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA**

Mario Andres Monzón Mauricio

Asesorado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano

Guatemala, octubre de 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE ESCUELA DE DOS NIVELES Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN
COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

MARIO ANDRES MONZÓN MAURICIO

ASESORADO POR EL ING. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2019

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE ESCUELA DE DOS NIVELES Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 3 de abril de 2018.



Mario Andres Monzon Mauricio

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 19 de febrero de 2019
REF.EPS.DOC.164.02.2019

Ing. Oscar Argueta Hernández
Director
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Argueta Hernández:

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Mario Andres Monzón Mauricio**, CUI 2284 67160 0501 y **Registro Universitario 201213038** de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE ESCUELA DE DOS NIVELES Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA.**

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"

X
Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
SJRS/ra



Guatemala,
26 de julio de 2019

Ingeniero
Pedro Antonio Aguilar Polanco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

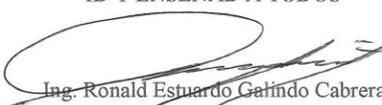
Estimado Ingeniero Aguilar:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DE ESCUELA DE DOS NIVELES Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Mario Andres Monzón Mauricio, con Registro Estudiantil No. 201213038, quien contó con la asesoría del Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

/mrm.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 02 de septiembre de 2019
Ref.EPS.D.285.09.19

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Aguilar Polanco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE ESCUELA DE DOS NIVELES Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Mario Andres Monzón Mauricio, CUI 2284 67160 0501 y Registro Académico 201213038**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Silvio José Rodríguez Serrano.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

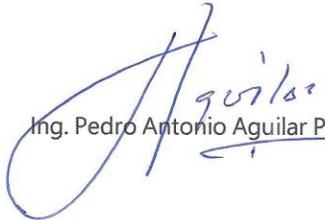
Ing. Oscar Argueta Hernández
Director Unidad de EPS



OAH/ra



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Silvio José Rodríguez Serrano y del Coordinador de E.P.S. Ing. Oscar Argueta Hernández, al trabajo de graduación del estudiante Mario Andres Monzón Mauricio titulado **DISEÑO DE ESCUELA DE DOS NIVELES Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala, octubre 2019

/mrrm.



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref.DTG.423.2019

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE ESCUELA DE DOS NIVELES Y DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario: **Mario Andres Monzón Mauricio**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
Decana

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
DECANA
FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala, Octubre de 2019

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por estar presente en cada etapa de mi vida y hacer realidad los deseos más profundos de mi corazón.
- Mi madre** Marleny Mauricio, por ser mi guía, inspiración y fortaleza, por demostrarme que las cosas buenas se logran con lucha, perseverancia y honestidad. Por brindarme su amor de forma incondicional y estar siempre para mí.
- Mi padre** Sergio Monzón (q. e. p. d.), por ser un padre ejemplar y enseñarme a ayudar a los demás sin esperar nada a cambio.
- Mi familia** Abuela, tíos y primos, por brindarme su cariño y siempre estar ahí.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por haberme abierto las puertas para desarrollar una carrera universitaria.
Facultad de Ingeniería	Por haberme acogido en sus salones y brindarme conocimientos que me servirán para desarrollarme como profesional.
Municipalidad de San Miguel Petapa (DMP)	Por darme la oportunidad de realizar mis proyectos de graduación y apoyo brindado en la recopilación de información de los proyectos.
Mancomunidad Gran Ciudad del Sur	Por compartir capacitaciones para el desarrollo de los proyectos de graduación.
Bertha Solís	Por su apoyo incondicional en el desarrollo de mi trabajo de graduación.
Ing. Mario Corzo	Por su interés total en mi aprendizaje, por brindarme su amistad y conocimiento de una manera desinteresada, por ser el guía en mi formación profesional y humana.
Ing. Silvio Rodríguez	Por compartir su conocimiento y apoyo incondicional en el desarrollo de mi trabajo de graduación.

**Sección de estructuras
del Centro de
Investigaciones de
Ingeniería**

Por haberme abierto las puertas para desarrollar mis prácticas finales y por todos los buenos momentos que se vivieron allí.

1.2.	Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de San Miguel Petapa	8
1.2.1.	Descripción de necesidades.....	8
1.2.2.	Análisis y priorización de las necesidades	9
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11
2.1.	Diseño de escuela de dos niveles para municipio de San Miguel Petapa	11
2.1.1.	Descripción del proyecto	11
2.1.2.	Levantamiento topográfico	11
2.1.3.	Estudio de suelos	12
2.1.4.	Normas utilizadas en el diseño de edificios educativos	17
2.1.5.	Diseño arquitectónico	17
2.1.5.1.	Requerimiento de áreas	17
2.1.6.	Análisis y diseño estructural	18
2.1.6.1.	Selección del sistema estructural a utilizar	18
2.1.6.2.	Predimensionamiento estructural	19
2.1.6.2.1.	Predimensionamiento de losas.....	19
2.1.6.2.2.	Predimensionamiento de vigas.....	22
2.1.6.2.3.	Predimensionamiento de columnas.....	24
2.1.6.3.	Integración de cargas por AGIES.....	36
2.1.6.3.1.	Carga viva (CV).....	36
2.1.6.3.2.	Carga muerta (CM)	37
2.1.6.3.3.	Carga sismo (CS).....	39

2.1.6.4.	Cálculos de cargas por nivel.....	48
2.1.6.5.	Diseño de losas	63
2.1.6.6.	Diseño de vigas	89
2.1.6.7.	Diseño de columna	105
2.1.6.8.	Diseño en mampostería.....	112
	2.1.6.8.1. Procedimiento de análisis y diseño en mampostería.....	113
2.1.6.9.	Diseño de módulo de gradas	173
2.1.6.10.	Diseño de cimentaciones.....	193
2.1.7.	Presupuesto del proyecto	213
2.1.8.	Instalaciones eléctricas.....	214
	2.1.8.1. Tomacorrientes.....	216
	2.1.8.2. Iluminación eléctrica	218
2.1.9.	Instalaciones hidráulicas.....	221
	2.1.9.1. Instalaciones de agua potable	221
	2.1.9.2. Instalaciones de drenajes de aguas negras (sanitarios).....	224
	2.1.9.3. Instalaciones de drenajes de agua pluvial	225
2.1.10.	Evaluación de impacto ambiental	227
2.2.	Diseño de salón de usos múltiples para municipio de San Miguel Petapa.....	228
	2.2.1. Descripción del proyecto	228
	2.2.2. Estudio de suelos	229
	2.2.3. Diseño arquitectónico	233
	2.2.3.1. Distribución de espacios.....	234
	2.2.3.2. Alturas	234
2.2.4.	Análisis y diseño estructural	234

2.2.4.1.	Selección del sistema estructural a utilizar	235
2.2.4.2.	Integración de cargas por AGIES	235
2.2.4.2.1.	Carga viva (CV).....	235
2.2.4.2.2.	Carga muerta (CM)	236
2.2.4.2.3.	Carga sismo (CS).....	237
2.2.4.2.4.	Cálculos de cargas por nivel.....	246
2.2.4.3.	Diseño de estructura de techo.....	252
2.2.4.3.1.	Costanera.....	252
2.2.4.3.2.	Tendal	261
2.2.4.3.3.	Análisis de resistencia de muros de mampostería a cubierta metálica de dos aguas.....	270
2.2.4.3.4.	Pernos.....	276
2.2.4.4.	Diseño de estructuras en mampostería	277
2.2.4.4.1.	Diseño por flexión	278
2.2.4.4.2.	Diseño universal por flexión elástica.....	278
2.2.4.4.3.	Refuerzo vertical y horizontal.....	279
2.2.4.5.	Diseño de cimentaciones	314
2.2.5.	Presupuesto del proyecto.....	326
2.2.6.	Instalaciones eléctricas	328
2.2.6.1.	Tomacorrientes	330
2.2.6.2.	Iluminación eléctrica.....	332

2.2.7.	Instalaciones hidráulicas.....	335
2.2.7.1.	Instalaciones de agua potable	335
2.2.7.2.	Instalaciones de drenajes de aguas negras (sanitarios).....	337
2.2.7.3.	Instalaciones de drenajes de agua pluvial	339
2.2.8.	Evaluación de impacto ambiental	340
CONCLUSIONES		343
RECOMENDACIONES		345
BIBLIOGRAFÍA		347
APÉNDICES		349
ANEXOS		353

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del municipio de San Miguel Petapa	2
2.	Organigrama general Municipalidad de San Miguel Petapa	4
3.	Planta segundo nivel	20
4.	Altura mínima de vigas no preesforzadas	23
5.	Planta de columnas segundo nivel.....	25
6.	Factor de obra gris	27
7.	Caras de columnas que trabajan	29
8.	Factor de obra gris	33
9.	Caras de columnas que trabajan	34
10.	Coeficientes de sitio F_a	40
11.	Coeficientes de sitio F_v	40
12.	Factor para períodos cortos de vibración N_a	42
13.	Factor para períodos largos de vibración N_v	43
14.	Factores K_d de acuerdo con el nivel de sismo	44
15.	Parámetros de espectro genérico probable	46
16.	Combinaciones de carga.....	64
17.	Losas primero y segundo nivel.....	69
18.	Losa 1, caso 4.....	71
19.	Losa 2, caso 9.....	72
20.	Losa 12, caso 8.....	73
21.	Losa 16, caso 2.....	74
22.	Losa 11, caso 4.....	75
23.	Losa 15, caso 9.....	76

24.	Distribución de momentos en losas	78
25.	Balance de momentos	79
26.	Distribución de momentos finales en losas	83
27.	Área tributaria a vigas de pasillo	90
28.	Detalle de armado viga de pasillos	97
29.	Área tributaria a vigas de aula	98
30.	Detalle de armado viga de aulas	105
31.	Detalle de armado columna aislada.....	109
32.	Detalle de armado mocheta	112
33.	Enumeración de muros primer nivel	114
34.	Enumeración de muros segundo nivel.....	142
35.	Detalle de armado solera de corona	172
36.	Detalle de armado solera de hidrófuga e intermedia	172
37.	Planta de gradas.....	176
38.	Detalle elevación de gradas.....	185
39.	Detalle de armado de cimiento	203
40.	Detalle de armado de cimiento	212
41.	Presupuesto de escuela de dos niveles.....	213
42.	Tabla de relación amperios / calibre	216
43.	Distribución de tomacorrientes.....	217
44.	Distribución de tomacorrientes.....	218
45.	Tabla de iluminación	219
46.	Tabla de iluminación	220
47.	Condiciones de instalación	222
48.	Diámetro de artefactos.....	225
49.	Diámetros de bajadas de agua	226
50.	Coeficientes de sitio Fa.....	238
51.	Coeficientes de sitio Fv	239
52.	Factor para períodos cortos de vibración Na	241

53.	Factor para períodos largos de vibración N_v	241
54.	Factores K_d de acuerdo con el nivel de sismo	242
55.	Parámetros de espectro genérico probable	244
56.	Datos de costanera Multigroup	253
57.	Datos de lámina Multigroup.....	254
58.	Datos de tendal Multigroup	262
59.	Datos de lámina Multigroup.....	263
60.	Área tributaria en tendales	271
61.	Diagrama de cuerpo libre	273
62.	Diagrama de corte.....	274
63.	Valores del diagrama de corte	275
64.	Diagrama de momento.....	275
65.	Valores del diagrama de momento	276
66.	Detalle de armado mocheta	282
67.	Enumeración de muros	283
68.	Detalle de armado solera de corona	312
69.	Detalle de armado solera de hidrófuga e intermedia.....	312
70.	Combinaciones de carga.....	317
71.	Detalle de armado de cimiento.....	326
72.	Presupuesto de salón de usos múltiples	327
73.	Tabla de relación amperios / calibre	330
74.	Distribución de tomacorrientes	331
75.	Distribución de tomacorrientes.....	332
76.	Tabla de iluminación	333
77.	Tabla de iluminación	333
78.	Condiciones de instalación.....	335
79.	Diámetro de artefactos	338
80.	Diámetros de bajadas de agua	340

TABLAS

I.	Caras de columnas que trabajan	29
II.	Caras de columnas que trabajan	34
III.	Tipo de carga ocupacional, AGIES NSE 2.....	37
IV.	Condiciones generales, análisis del coeficiente sísmico.....	39
V.	Factores K_T y X	41
VI.	Parámetros de espectro genérico probable	46
VII.	Corte basal por módulo.....	60
VIII.	Distribución de fuerza sísmica por nivel, módulo uno	61
IX.	Cantidad de ejes por muro, módulo uno	62
X.	Fuerza sísmica por sentido X o Y, módulo uno	62
XI.	Distribución de fuerza sísmica por nivel, módulo dos	62
XII.	Cantidad de ejes por muro, módulo dos	63
XIII.	Fuerza sísmica por sentido X o Y, módulo dos.....	63
XIV.	Enumeración de muros primer nivel	115
XV.	Pesos de muro primer nivel	117
XVI.	Peso total de muros por módulo	118
XVII.	Coordenadas de muros	118
XVIII.	Centros de masa de cada muro.....	120
XIX.	Pesos por coordenadas módulo uno	121
XX.	Pesos por coordenadas módulo dos.....	122
XXI.	Rigideces de muro primer nivel	124
XXII.	Sumatoria de rigideces por modulo y eje.....	125
XXIII.	Centros de rigidez de cada muro	126
XXIV.	Rigideces por longitud de muro, módulo uno.....	127
XXV.	Rigideces por longitud de muro, módulo dos.....	128
XXVI.	Fuerza directa, módulo uno y dos.....	130
XXVII.	Factor de fuerza torsional	133

XXVIII.	Fuerza torsional	135
XXIX.	Tabla de valores de corte por unidad de longitud	136
XXX.	Comparación de fuerzas, primer nivel.....	136
XXXI.	Chequeo de esfuerzos actuantes y permisibles	140
XXXII.	Esfuerzos actuantes y permisibles, primer nivel	141
XXXIII.	Enumeración de muros segundo nivel	143
XXXIV.	Pesos de muro segundo nivel	145
XXXV.	Peso total de muros por módulo	146
XXXVI.	Coordenadas de muros.....	146
XXXVII.	Centros de masa de cada muro	148
XXXVIII.	Pesos por coordenadas módulo uno.....	149
XXXIX.	Pesos por coordenadas módulo dos	150
XL.	Rigideces de muro segundo nivel	152
XLI.	Sumatoria de rigideces por modulo y eje	153
XLII.	Centros de rigidez de cada muro	154
XLIII.	Rigideces por longitud de muro, módulo uno	155
XLIV.	Rigideces por longitud de muro, módulo dos	156
XLV.	Fuerza directa, módulo uno y dos	158
XLVI.	Factor de fuerza torsional.....	160
XLVII.	Fuerza torsional	162
XLVIII.	Tabla de valores de corte por unidad de longitud	163
XLIX.	Comparación de fuerzas, segundo nivel	163
L.	Chequeo de esfuerzos actuantes y permisibles	167
LI.	Esfuerzos actuantes y permisibles, primer nivel	168
LII.	Tipo de carga ocupacional, AGIES NSE 2	236
LIII.	Condiciones generales, análisis del coeficiente sísmico	238
LIV.	Factores KT y X.....	240
LV.	Parámetros de espectro genérico probable	245
LVI.	Distribución de fuerza sísmica	251

LVII.	Cantidad de ejes por muro.....	252
LVIII.	Fuerza sísmica por sentido X o Y	252
LIX.	Enumeración de muros.....	283
LX.	Pesos de muro.....	286
LXI.	Coordenadas de muros	287
LXII.	Centros de masa de cada muro.....	289
LXIII.	Pesos por coordenadas	290
LXIV.	Rigideces de muro	292
LXV.	Centros de rigidez de cada muro	294
LXVI.	Rigideces por longitud de muro	295
LXVII.	Fuerza directa	297
LXVIII.	Factor de fuerza torsional	299
LXIX.	Fuerza torsional	301
LXX.	Tabla de valores de corte por unidad de longitud	302
LXXI.	Comparación de fuerzas.....	303
LXXII.	Chequeo de esfuerzos actuantes y permisibles	307
LXXIII.	Esfuerzos actuantes y permisibles.....	307

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura de muro o columna analizada
h	Altura de sección de elemento
Hn	Altura en metros del edificio
bw	Ancho tributario
As	Área de acero
Asmpr	Área de acero de momento máximo probable
Asmax	Área de acero máxima
Asmin	Área de acero mínima
Ag	Área gruesa
Atc	Área total de columnas
Atm	Área total de muros
Atrib	Área tributaria
b	Base
Pu	Carga axial
W	Carga distribuida
CM	Carga muerta
CU	Carga última
CV	Carga viva
cm	Centímetro
Cm	Centro de masa
Cr	Centro de rigidez
Cs	Coefficiente sísmico al límite de cedencia
Vb	Corte basal

pb	Cuantía de acero balanceado
Δ	Deriva
Df	Desplante de cimentación
\emptyset	Diámetro
Vu	Esfuerzo a corte actuante
fv	Esfuerzo a corte actuante
Vc	Esfuerzo a corte del concreto
Fv	Esfuerzo a corte permisible
fa	Esfuerzo axial actuante
Fa	Esfuerzo axial permisible
S	Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de la longitud de confinamiento
t	Espesor de losa
e	Excentricidad
FCU	Factor de carga última
Fs	Factor de seguridad
β_1	Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro
FT	Fuerza a torsión
FD	Fuerza directa
m	Metros
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
M	Momento
Mb	Momento balanceado
d	Peralte efectivo
γ_s	Peso específico del suelo
γ_c	Peso volumétrico del concreto
rec	Recubrimiento

m	Relación entre lado corto y lado largo en losas
f'c	Resistencia a compresión del concreto
fy	Resistencia a la fluencia del refuerzo en acero
K	Rigidez

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Análisis estructural	Es el proceso en el cual se analizan las fuerzas internas y deformaciones que sufre el sistema estructural con el fin de desarrollar un buen diseño para los elementos que lo conforman.
Carga axial	Fuerza que actúa directamente en el centro de un elemento en dirección paralela al eje.
Carga muerta	La carga muerta total de una estructura, son los pesos de los diversos elementos estructurales y los pesos de objetos que se encuentran unidos de forma permanente a la estructura.
Carga viva	Son cargas que pueden variar respecto a su magnitud y ubicación. Estas cargas son ocasionadas por objetos colocados provisionalmente sobre la estructura. Por lo general, son cargas inducidas por la gravedad.

Carga de sismo	Es aquella producida por los movimientos que son generados por el roce de placas tectónicas, la cual puede ser estimada por el método equivalente, el cual asume y simplifica la estructura tridimensional en masas ubicadas aproximadamente a la altura de las losas en la edificación.
Centro de rigidez	Es el punto con respecto al cual un edificio puede sufrir una deformación o desplazamiento (horizontal, vertical, giro), dependiendo de la magnitud de la fuerza que se ejerza sobre el punto.
Columna	Elementos verticales que trabajan a compresión y su finalidad es transmitir las cargas que reciben hacia la cimentación.
Cimiento corrido	Elemento estructural que tiene como finalidad transmitir la carga total de la estructura al suelo, para que la misma pueda ser disipada.
Confinamiento	Colocación de refuerzo en zonas donde se espera altas concentraciones de esfuerzos.
Corte basal	Fuerza lateral que se ejerce a una edificación, para crear un modelo matemático que simule el efecto de sismo en la estructura.
Estribo	Elemento que conforma un miembro estructural con el fin de resistir el esfuerzo de corte actuante.

Excentricidad	Acción provocada cuando el centro de masa de una estructura y su centro de rigidez no coinciden en las mismas coordenadas.
Lechada	Componente importante en la construcción, añade rigidez a la pared y aumenta la capacidad de flexión.
Losa	Elemento estructural encargado de transmitir las cargas que recibe hacia las vigas, para posteriormente transmitirlo a las columnas y finalmente que llegue al cimiento.
Mampostería	Es la combinación de unidades y elementos básicos como: hormigón, mortero, lechada y refuerzo para resistir esfuerzos de corte y carga axial.
Solera	Elemento estructural horizontal de un muro, el cual disminuye los esfuerzos de corte actuante a dicho elemento.
Torsión	Deformación que sufren los elementos cuando son sometidos a fuerzas pares que actúan en direcciones opuestas a plano de carga.
Triaxial	Ensayo que tiene como finalidad determinar las propiedades y características del suelo para resistir esfuerzos cortantes.

RESUMEN

El municipio de San Miguel Petapa se encuentra localizado al sur del departamento de Guatemala, en dicho municipio se desarrollarán dos proyectos en el área de Prados de Villa Hermosa, zona 7, los cuales consisten en el diseño de una escuela de dos niveles y diseño de un salón de usos múltiples.

Lo planteado en este proyecto es la aplicación del conocimiento teórico adquiridos durante la formación académica, basándose en un diagnóstico preliminar derivado de inspecciones técnicas, realizadas en el lugar antes mencionado, y enfocándose básicamente en las actividades siguientes: monografía del lugar, análisis general de la comunidad, diseño del salón de usos múltiples, diseño de la escuela, elaboración de planos, cuantificaciones y presupuestos. Para el diseño de la escuela de dos niveles se tomó en consideración un área de 450m², repartido en dos módulos. Los cuales cuentan con 8 ambientes para impartir clases y otros 2 ambientes para la dirección general y sanitarios. En el salón de usos múltiples se consideró un área de 464 m². Los dos diseños se diseñaron con el sistema estructural de mampostería reforzada.

Los criterios principales que se aplicarán son para implementar soluciones que se adapten de manera efectiva a cada situación en particular.

En síntesis, explica, define y puntualiza recomendaciones y especificaciones básicas sobre el diseño de una escuela de dos niveles de un salón de usos múltiples.

OBJETIVOS

General

Proponer el diseño de la escuela de dos niveles y del salón de usos múltiples para el municipio de San Miguel Petapa, para contribuir con el desarrollo del municipio y crear un ambiente sano en la comunidad.

Específicos

1. Aplicar las bases y la normativa vigente para el análisis y diseño, en el desarrollo de los proyectos propuestos, a nivel de ingeniería.
2. Proveer a la municipalidad de planos y presupuestos necesarios para la construcción de los proyectos: escuela de dos niveles y salón de usos múltiples.
3. Realizar un diseño de ingeniería adecuado para que la escuela de dos niveles y el salón de usos múltiples sea capaz de desarrollar todas las actividades comunitarias, sociales y culturales que se generan en la colonia Prados de Villa Hermosa, San Miguel Petapa.
4. Realizar una investigación monográfica y diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de San Miguel Petapa.

INTRODUCCIÓN

Mediante la investigación que se realizó de tipo diagnóstico, se logró determinar la necesidad que posee el sector de Prados de Villa Hermosa del municipio de San Miguel Petapa. Respecto a temas de infraestructura, dando como resultado principal el diseño de una escuela de dos niveles y de un salón de usos múltiples.

El diseño de ambos proyectos se determinó mediante diagnósticos realizados por la Dirección Municipal de Planificación (DMP), personal de la Mancomunidad Gran Ciudad del Sur y visitas previamente realizadas por personal municipal. Siguiendo a esto, se definió la solución técnica del diseño de la escuela de dos niveles y el salón de usos múltiples.

El diseño de la escuela de 2 niveles contará con cinco ambientes en cada uno de sus niveles. La infraestructura estará conformada por: 8 ambientes que serán destinados para impartir clases, otro de los ambientes estará destinado para la dirección general del establecimiento y el último ambiente será para las instalaciones sanitarias de la escuela. El sistema estructural para utilizar será mampostería reforzada.

Por otro lado, el proyecto del salón de usos múltiples contará con servicios sanitarios, una oficina donde se podrá realizar la reservación del salón y una bodega para el almacenamiento de equipo. El diseño de tal salón tiene como finalidad cubrir las necesidades de: actividades de escuelas alrededor del salón, eventos especiales del lugar y el resguardo de los pobladores en caso de algún evento natural como albergue temporal.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de San Miguel Petapa

San Miguel Petapa es un municipio en el departamento de Guatemala, localizado al sur de la Ciudad Capital. Tiene una población aproximada de 111 389 habitantes de acuerdo con el censo realizado por el INE en el 2002.

En el presente capítulo se brindará la información más relevante sobre el municipio de San Miguel Petapa, departamento de Guatemala, en donde se realizaron los proyectos.

1.1.1. Aspectos físicos

Limita al norte con el municipio de Villa Nueva, Guatemala; al sur con el Lago de Amatitlán, Guatemala; al este con el municipio de Villa Canales Guatemala; y al oeste con el municipio de Villa Nueva, Guatemala, cuenta con una extensión territorial de 24,64 kilómetros cuadrados.

1.1.1.1. Ubicación

El municipio de San Miguel Petapa se encuentra situado en la parte sur del departamento de Guatemala.

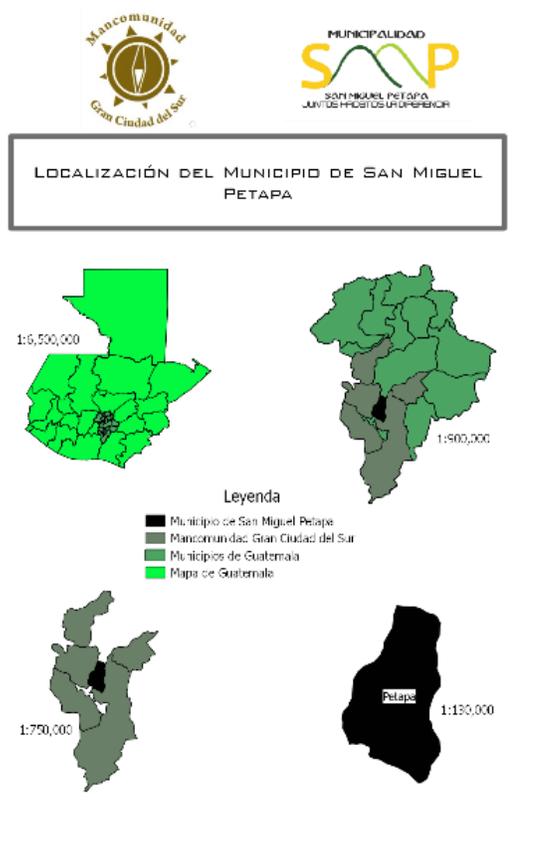
Se encuentra a una distancia de 20 kilómetros de la cabecera departamental de Guatemala.

La municipalidad cuenta con un pueblo, la aldea Santa Inés Petapa y 2 caseríos.

1.1.1.2. Localización

La localización del municipio de San Miguel Petapa se presenta en la figura 1.

Figura 1. Localización del municipio de San Miguel Petapa



Fuente: elaboración propia, empleando Visio 2018.

1.1.1.3. División política

En años anteriores el municipio contaba con baja participación ciudadana ya que no tenían organizaciones sociales en todas las comunidades, lo cual cambió por el surgimiento de la Dirección Municipal de Planificación (DMP).

1.1.1.3.1. Misión municipal

“Somos una institución autónoma, que vela por el bienestar de la población al trabajar y promover el desarrollo del municipio, administrando sus servicios de manera eficaz, y transformando estos servicios en calidad y de atención para sus habitantes, por medio de personal capacitado, eficiente y comprometido, con la búsqueda del bien común, planificando proyectos municipales de excelencia.”¹

1.1.1.3.2. Visión municipal

“Ser una municipalidad moderna, capaz y eficiente para promover el desarrollo social integral, por medio de programas comunitarios, distribuyendo los recursos municipales de manera equitativa, lo que permitirá fortalecer el desarrollo municipal con valores éticos, morales, espirituales y sociales, fomentando la participación y formación ciudadana.”²

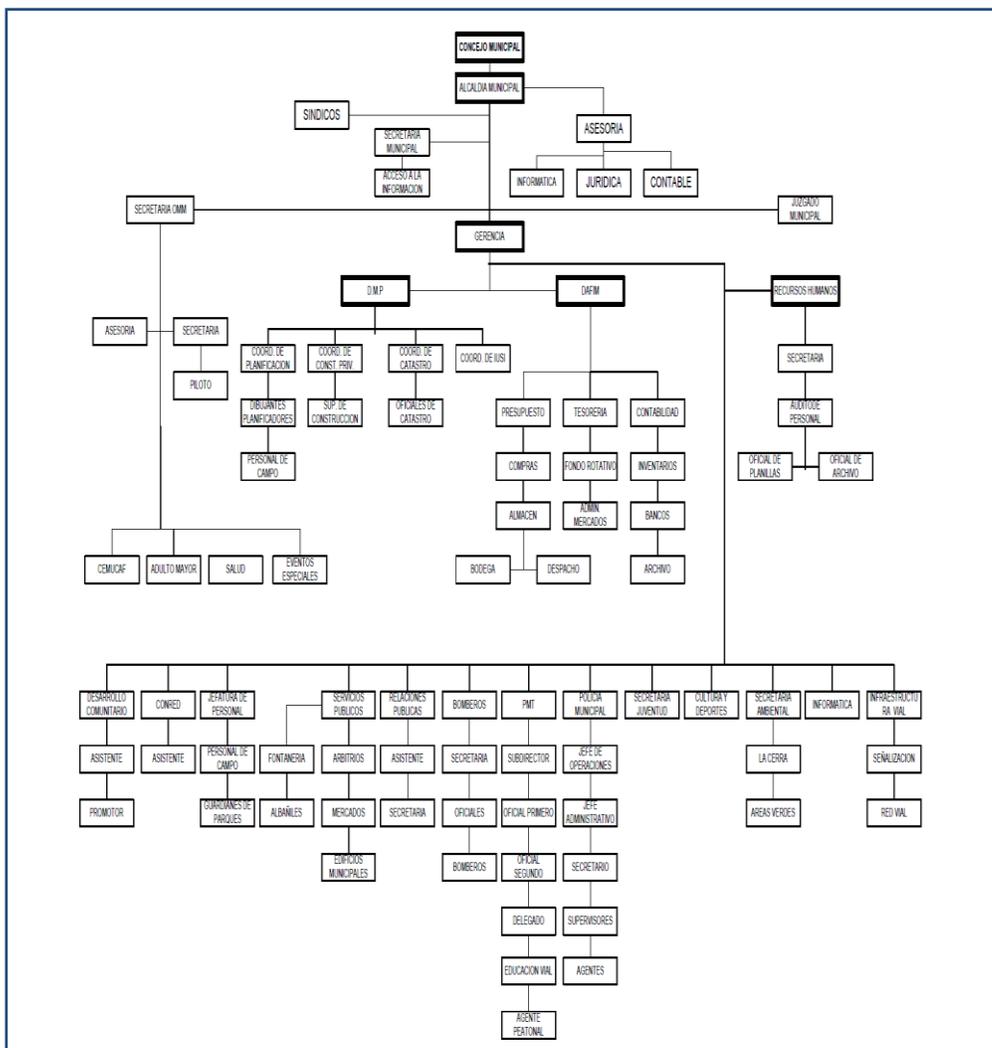
¹ Municipalidad de San Miguel Petapa.

² *Ibíd.*

1.1.1.3.3. Estructura de la administración municipal

En la figura 2 se presenta el organigrama general de la Municipalidad de San Miguel Petapa.

Figura 2. Organigrama general Municipalidad de San Miguel Petapa



Fuente: Municipalidad de San Miguel Petapa.

1.1.1.4. Clima

Su clima es templado y agradable. Durante el año, se acentúa las épocas: seca y lluviosa, con sofocantes calores que recuerdan la costa; y época lluviosa, con sus copiosas lluvias durante los meses de mayo a octubre. La temperatura promedio es de 20 °C, y una humedad del 50 %. La precipitación pluvial media de 1 000 mm / año.

1.1.1.5. Población

Según datos proporcionados por el INE el municipio de San Miguel Petapa tenía en el último censo un total de 111 389 habitantes, en donde el 6,9 % en área rural, y un 93,1 % en el área urbana, con un porcentaje de 6,3 % de población indígena, con una proyección de 181 704 habitantes para el 2014.

San Miguel Petapa estaba originalmente compuesto por una población indígena de descendencia Pokoman, situación que se ve reflejada en su nombre, que significa lugar de esteras o petates. Otro significado etimológico señala como una palabra compuesta de *petque* que significa esfera y *thap* que quiere decir agua, surgiendo el nombre de esfera de agua o cama de agua.

1.1.1.6. Educación

A lo largo de los años se ha mantenido la tasa en todos los niveles, teniendo una mayor cobertura a nivel primario faltando únicamente una tasa de 27,38 % en el 2007 para completar el 100 % de cobertura.

Según el estudio realizado de establecimientos abiertos al 2 de diciembre del 2009 y con código en el Ministerio de Educación. Existen 26 establecimientos abiertos en el municipio de San Migue Petapa.

En el municipio se detectó que la tasa neta de matriculación por nivel (preprimaria, primaria, secundaria, ciclo básico y ciclo diversificado) es del 53 %. Mientras que la tasa bruta de matriculación por nivel es de 61,95 %. La proporción de alumnos que comienzan el primer grado y llegan al último grado de enseñanza primaria es del 72,71 %, lo que indica que más del 50 % finaliza la primaria.

En párvulos aumentó la escolaridad a un 2,64 % desde el 2003 al 2007, para el nivel primario aumentó un 4,82 %, para nivel básicos disminuyó 6,69 %, para el nivel diversificado disminuyó un 0,86 %. Lo anterior nos indica que los estudios que más se continúan son a nivel primario. Aquí se puede identificar las vulnerabilidades institucionales a nivel de educación y el índice de deserción escolar.

1.1.2. Aspectos de infraestructura

Un total de 19 018 viviendas hacen uso del servicio de agua suministrada por chorro con uso exclusivo el cual equivale al 83,56 %. La utilización de chorro suministrado para varios hogares lo constituye un total de 1 319 hogares el cual equivale al 5,80 %. Mientras la utilización de chorro público fuera del local tiene un total de 538 hogares equivalente al 2,64 %.

En cuanto al alumbrado, el de mayor uso es el eléctrico en donde 22 179 hogares se benefician de este el cual equivale a un 97,45 %, 98 hogares utilizan panel solar equivalente a un 0,43 %, 36 utilizan lámpara de gas corriente el cual

es equivalente a un 0,16 %, 432 utilizan candela el cual equivale a un 1,89 %, 15 hogares de otro tipo de alumbrado no especificado equivalente a un 0,07 %. Con lo anterior se concluye que un 97,45 % de la población cuentan con alumbrado eléctrico.

En el municipio se reconocen (según INE, 2002) oficialmente un total de 69 lugares poblados. El 76,81 % por ciento del municipio está integrado por colonias (53 reconocidas oficialmente) y el porcentaje restante está compuesto por 1 pueblo, 1 aldea, 4 fincas, 2 asentamientos, 4 caseríos, 1 residencial, 2 condominios y 1 paraje, con esta información se confirma que la mayor concentración de población se encuentra en el área urbana.

1.1.2.1. Vías de acceso

El acceso a la Municipalidad de San Miguel Petapa se puede realizar a través de tres accesos, uno de ellos por medio de la carretera Interoceánica CA-9 al sur pasando por el Municipio de Villa Nueva, el segundo acceso por la carretera interdepartamental que parte del Obelisco, hasta llegar al Municipio de Villa Canales y de este hacia San Miguel Petapa, que dista a 4 kilómetros al noreste y el tercer acceso, que inicia desde el trébol hasta el Parque de San Miguel Petapa, siendo esta la razón por la cual esta avenida lleva el nombre de Avenida Petapa.

1.1.2.2. Servicios públicos

Se cuenta con energía eléctrica pública y domiciliar, agua potable, servicio de transporte, servicio telefónico, escuelas primarias y secundarias, centros de salud y servicio de internet.

1.1.2.3. Organización comunitaria

En San Miguel Petapa las comunidades se han organizado y a la fecha existen seis Consejos Comunitarios de Desarrollo (COCODE), los que pertenecen a igual número de comunidades, los cuales facilitan la gestión de proyectos, los temas que más se tratan son los que se refieren a mejoramiento de los sistemas de agua potable, drenajes, caminos, muros de contención y vivienda. Estas organizaciones comunitarias se encuentran en los siguientes lugares poblados: Paraje Las Palmas, Portal Santa Inés, Comunidad la Paz, colonia Cendist, Área Rural y Brisas de Gerona.

1.2. Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de San Miguel Petapa

Debido al crecimiento poblacional, índices de analfabetismo y la carencia de centros de acopio que se han presentado en los últimos 8 años, se ha optado en comunión con integrantes de juntas directivas, personal de la municipalidad y padres de familia. La creación de centros de estudios y centros de convergencia. Por lo cual da origen al diseño de la escuela de dos niveles y el salón de usos múltiples en el sector 8 Prados de Villa Hermosa, zona 7 del municipio de San Miguel Petapa. Con lo cual se pretende en segundo plano el desarrollo de la comunidad.

1.2.1. Descripción de necesidades

Debido a la carencia de infraestructura en el ámbito educativo en el sector 8 de Prados de Villa Hermosa se hizo necesaria la construcción de un lugar limpio y sano donde se pueda impartir conocimientos básicos.

La realización de actividades culturales tiene un papel importante, debido a que por estos mismos se logra un beneficio en la población. Por lo que al tener un lugar donde se puedan realizar actos culturales se cumplirá con el objetivo del desarrollo comunitario.

1.2.2. Análisis y priorización de las necesidades

La priorización de las necesidades se realizó en comunión con integrantes de juntas directivas, personal de la municipalidad y padres de familia. Finalmente, se optó por lo siguiente:

- Diseño de escuela de dos niveles, para disminuir el índice de analfabetismo que ataca actualmente al municipio de San Miguel Petapa.
- Diseño de salón de usos múltiples, para que la población tenga un lugar donde pueda realizar actividades patronales y centro de acopio en el caso de una emergencia producido por un fenómeno natural.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de escuela de dos niveles para municipio de San Miguel Petapa

Para realizar el diseño de una escuela de 2 niveles, es necesario hacer una descripción del proyecto a realizar, hacer un levantamiento topográfico, un estudio de los suelos, así como un diseño arquitectónico del proyecto, basado en las normas que rigen las construcciones de edificios educativos.

2.1.1. Descripción del proyecto

Con el diseño de la escuela de 2 niveles, el cual es una ampliación del establecimiento ya existente, se pretende satisfacer la necesidad en temas de infraestructura en el área de Prados de Villa Hermosa del municipio de San Miguel Petapa.

La escuela estará conformada por 2 niveles, los cuales estarán distribuidos de la siguiente manera; el primer nivel estará conformado por cuatro aulas con pasillo al frente y un ambiente para servicios sanitarios. El segundo nivel estará conformado por cuatro aulas con pasillo al frente y un ambiente para dirección.

2.1.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico, se realiza para obtener parámetros y límites de terreno que serán útiles para el desarrollo del diseño estructural de cualquier

proyecto. Esta actividad se realiza con el fin de determinar la configuración del terreno y el posicionamiento que se tiene sobre la superficie de la tierra. Para realizar el levantamiento topográfico se utilizó el siguiente equipo:

- Estación total
- Estacas
- Brújula
- Cinta métrica

2.1.3. Estudio de suelos

Entre las actividades importantes del diseño de la edificación se encuentra el estudio de suelos, ya que con tal estudio se procede a ver las características y propiedades que posee el suelo donde se requiere realizar la edificación. Uno de los parámetros más importantes en este tipo de estudios es, la capacidad de carga admisible o valor soporte del suelo, ya que con este estudio se verifica si la carga que posee la estructura en su totalidad será soportada por el suelo analizado.

Para determinar el valor soporte del suelo se procedió a realizar el ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr. La finalidad que tiene este tipo de ensayo es obtener la resistencia al esfuerzo de corte (cohesión y ángulo de fricción interna). Para luego determinar el valor soporte del suelo a través del método del Dr. Karl Terzagui.

$$q_u = 1,3 * C * N_c + \gamma_s * D * (N_q - 1) + 0,4 * \gamma_s * B * N_\gamma$$

Donde:

- q_u = valor soporte del suelo
- C = cohesión del suelo (ton/m²)
- N_c = factor de flujo de carga última
- γ_s = peso específico del suelo (ton/m³)
- D = desplante de cimentación (m)
- N_q = factor de flujo de carga
- B = ancho tributario (m)
- N_γ = factor de flujo del suelo

- Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr

Para realizar este tipo de ensayo se necesita una muestra de suelo inalterada aproximadamente de 1 pie³ en una perforación a pozo abierto, a una profundidad de 1,50m. Ensayo realizado en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII). Los resultados que se obtuvieron mediante este ensayo se presentan a continuación y pueden ser verificados en los anexos:

- Descripción del suelo: arena limosa color café oscuro
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 19,0^\circ$
- Cohesión: (C) = 1,32 ton/m²
- Densidad seca = 1,03 ton/m³
- Densidad húmeda = 1,37 ton/m³
- Desplante: 1,50m (profundidad a la que se tomó la muestra)
- Peso específico del suelo (γ_s) = 1,50 ton/m³

Como se mencionó con anterioridad para realizar el cálculo de valor soporte del suelo o capacidad de carga última admisible, se usará el método de Dr. Karl Terzagui, el cual requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, dicho factor puede ser de 3 a 4, debido a incertidumbres, riesgos implicados y la complejidad del comportamiento del suelo. Al igual que se utiliza un factor de seguridad (FS) en algunos casos se utiliza otro factor de seguridad el cual es el factor de seguridad respecto a la falla por corte (Fscorte), este valor en la mayoría de los casos posee un valor entre 1,4 a 1,6.

A continuación, se procede a calcular los factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción interna.

- Cohesión (Fscorte)

$$C_d = \frac{C}{FScorte}$$

$$C_d = \frac{1,32 \text{ ton}/m^2}{1,4}$$

$$C_d = 0,94 \text{ ton}/m^2$$

Nota: usar la función DEG en la calculadora para este tipo de cálculos.

- Ángulo de fricción interna (FScorte)

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FScorte} \right)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 19}{1,40} \right)$$

$$\phi_d = 13,81^\circ$$

Nota: usar la función DEG en la calculadora para este tipo de cálculos.

- Factor de flujo de carga (N_q)

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

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{2}{3}\pi - \frac{19 * \pi}{180}\right) * \tan 19}}{2 * \left(\cos\left(45 + \frac{19}{2}\right)\right)^2}$$

$$N_q = 6,70$$

Nota: usar la función DEG en la calculadora para este tipo de cálculos.

- Factor de flujo de carga última (N_c)

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

$$N_c = \cot(19) * (6,70 - 1)$$

$$N_c = 16,56$$

Nota: usar la función DEG en la calculadora para este tipo de cálculos.

- Factor de flujo del suelo (N_γ)

$$N_\gamma = (N_q - 1) * \tan(1,4 * \theta)$$

$$N_\gamma = (6,70 - 1) * \tan(1,4 * 19)$$

$$N_\gamma = 2,86$$

Nota: usar la función DEG en la calculadora para este tipo de cálculos.

- Capacidad de carga última bruta (q_u)

$$q_u = 1,3 * C * N_c + \gamma_s * D * (N_q - 1) + 0,4 * \gamma_s * B * N_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 1,32 * 16,56 + 1,50 * 1,50 * (6,70 - 1) + 0,4 * 1,50 * 1 * 2,86$$

$$q_u = 42,95 \text{ ton/m}^2$$

- Capacidad de carga última admisible

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_{adm} = \frac{42,95 \text{ ton/m}^2}{3}$$

$$q_{adm} = 14,32 \text{ ton/m}^2$$

Nota: la carga admisible obtenida, según datos obtenidos en laboratorio se comparó con la carga que permite el manual de diseño sismo, resistente simplificado mampostería de block de concreto (cuadro 6-E1 método simplificado) y se encuentra dentro de los límites de diseño, por lo cual se utilizó la carga actuante calculada en el capítulo 2 inciso 2.1.6.10.

2.1.4. Normas utilizadas en el diseño de edificios educativos

Para la disposición y distribución de las diferentes áreas que componen una infraestructura educativa se utilizó el manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales del Ministerio de Educación del Gobierno de Guatemala publicado en el 2016.

2.1.5. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico consiste en satisfacer las necesidades y distribución de ambientes habitables de un proyecto, con el fin de obtener lugares apropiados para el desempeño de actividades diarias del personal que cohabita en la estructura, toma en consideración los siguientes factores como: iluminación, ventilación, altura, entre otros.

2.1.5.1. Requerimiento de áreas

Según el manual utilizado, el área óptima por estudiante es de 1,50m² para desempeñarse de una buena manera dentro del ambiente de estudios. La capacidad máxima que se establece por el tipo de ambiente es de 40 personas máximas. Por los dos parámetros antes mencionados se llegó a determinar que los salones de clase son de 10,00 x 6,00m. La altura de piso a cielo se determinó en 3m por nivel.

2.1.6. Análisis y diseño estructural

- Análisis estructural

Es el proceso mediante el cual, se estudian las acciones internas que pueden llegar a sufrir los elementos estructurales sometidos a cargas. Siendo esta una parte fundamental para el diseño de los elementos estructurales. El éxito de este estudio está condicionado por la correcta integración de cargas y los métodos aplicados para el análisis de la estructural.

- Diseño estructural

Es el proceso que sigue del análisis estructural, tiene como finalidad el determinar las características de los diferentes elementos estructurales, por medio de una serie de cálculos, para proporcionar seguridad y vida útil de la estructura.

2.1.6.1. Selección del sistema estructural a utilizar

El sistema estructural por utilizar será el que se denomina muros de mampostería reforzada, losa tradicional de concreto reforzado y en la cimentación un cimiento corrido.

Para la selección del sistema estructural se consideraron factores económicos, materiales disponibles en el área y técnica constructiva para realizar la obra.

2.1.6.2. Predimensionamiento estructural

Es el proceso en el cual se le dan medidas preliminares a los elementos estructurales que conforman una estructura. Esto se hace mediante métodos analíticos cortos, con el fin de que los elementos que conforman la estructura resistan cualquier tipo de carga a la que sean sometidos. Entre estos elementos podemos mencionar:

- Losas
- Vigas
- Columna

2.1.6.2.1. Predimensionamiento de losas

Para determinar si la losa debe estar reforzada en una o dos direcciones se obtiene una relación del lado corto dividido el lado largo de la losa. Al obtener la relación, se verifica si debe estar reforzada en una o dos direcciones. Al momento de verificar en cuantos lados debe estar reforzada la losa, se determina el método que se utilizará para estimar el espesor mínimo que tendrá la losa.

Si se obtiene que la losa necesita ser reforzada solo en una dirección, se utilizará el método estipulado en la sección 7,3 del ACI 318SUS-14 (límites de diseño). O de lo contrario si se obtiene que la losa necesita ser reforzada en dos direcciones se utilizará el método estipulado en el capítulo predimensionamiento de elementos estructurales.

Dentro de los parámetros que se recomienda en el ACI 318SUS-14, es que el espesor de losa no sea mayor a 15cm o menor a 9cm, de lo contrario si es mayor a 15cm se debe proponer una losa nervada.

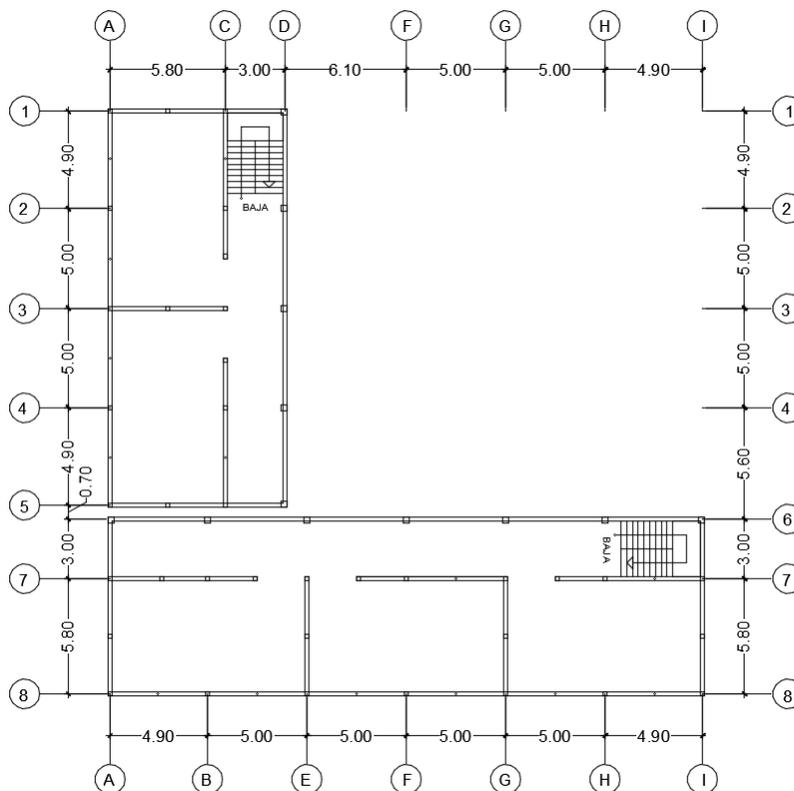
- Sentido que trabaja la losa

- Losa segundo nivel

a = sentido corto de la losa = 5m

b = sentido largo de la losa = 6m

Figura 3. Planta segundo nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Relación lado corto / lado largo

Si $m < 0,5$, la losa trabaja en un sentido

Si $m \geq 0,5$, la losa trabaja en dos sentidos

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

$$m = \frac{5m}{6m}$$

$$m = 0,83$$

$0,83 \geq 0,5$; la losa trabaja en dos sentidos

- Espesor de losa

$$t = \frac{P}{180}$$

Donde:

t = espesor de losa

P = perímetro de losa

$$t = \frac{(2 * 5m) + (2 * 6m)}{180}$$

$$t = 0,12m$$

Por lo que se propone una losa maciza de 12 cm de espesor reforzada en las dos direcciones.

2.1.6.2.2. Predimensionamiento de vigas

Al igual que en el predimensionamiento de losas existen dos métodos para el predimensionamiento de vigas. En uno de los métodos se considera el 8 % de la longitud de la viga y se determina si la viga será de borde o interna, este método se encuentra en el capítulo predimensionamiento de elementos estructurales. Y por el otro lado está el método que propone la sección 9,3 del ACI 318SUS-14 (límites de diseño), en el cual se determina la condición de apoyo que tendrá la viga.

- Primer método

$$H = 8 \% * L$$

Donde:

H = peralte de la viga

L = luz libre crítica (5,6m)

$$H = 8 \% * 5,6 m$$

$$H = 0,45 m$$

- Determinar si es viga borde o viga interna

$$b_{(viga\ borde)} = \frac{H}{1,5}$$

$$b_{(viga\ interna)} = \frac{H}{2}$$

Se determina que la viga a usar será interna

$$b_{(viga\ interna)} = \frac{0,45\ m}{2}$$

$$b_{(viga\ interna)} = 0,22\ m$$

Viga propuesta = 0,20 m x 0,40 m (ancho x alto)

- Segundo método

Figura 4. **Altura mínima de vigas no preesforzadas**

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

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

Fuente: elaboración propia.

Se selecciona una condición de apoyo y se determina la altura mínima que tendrá la viga (peralte). Para obtener el ancho mínimo que debe de tener la viga vemos la sección 18.6.2 del ACI 318SUS-14 (límites dimensionales), donde especifica que el ancho mínimo debe ser al menos igual al menor de $0,3h$ y 10 pulg (25,4cm).

La condición de apoyo seleccionada es con un extremo continuo.

$$h = \frac{5,6 \text{ m}}{18,5}$$

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

$$b_1 = 0,3 * (0,30 \text{ m})$$

$$b_1 = 0,09 \text{ m}$$

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

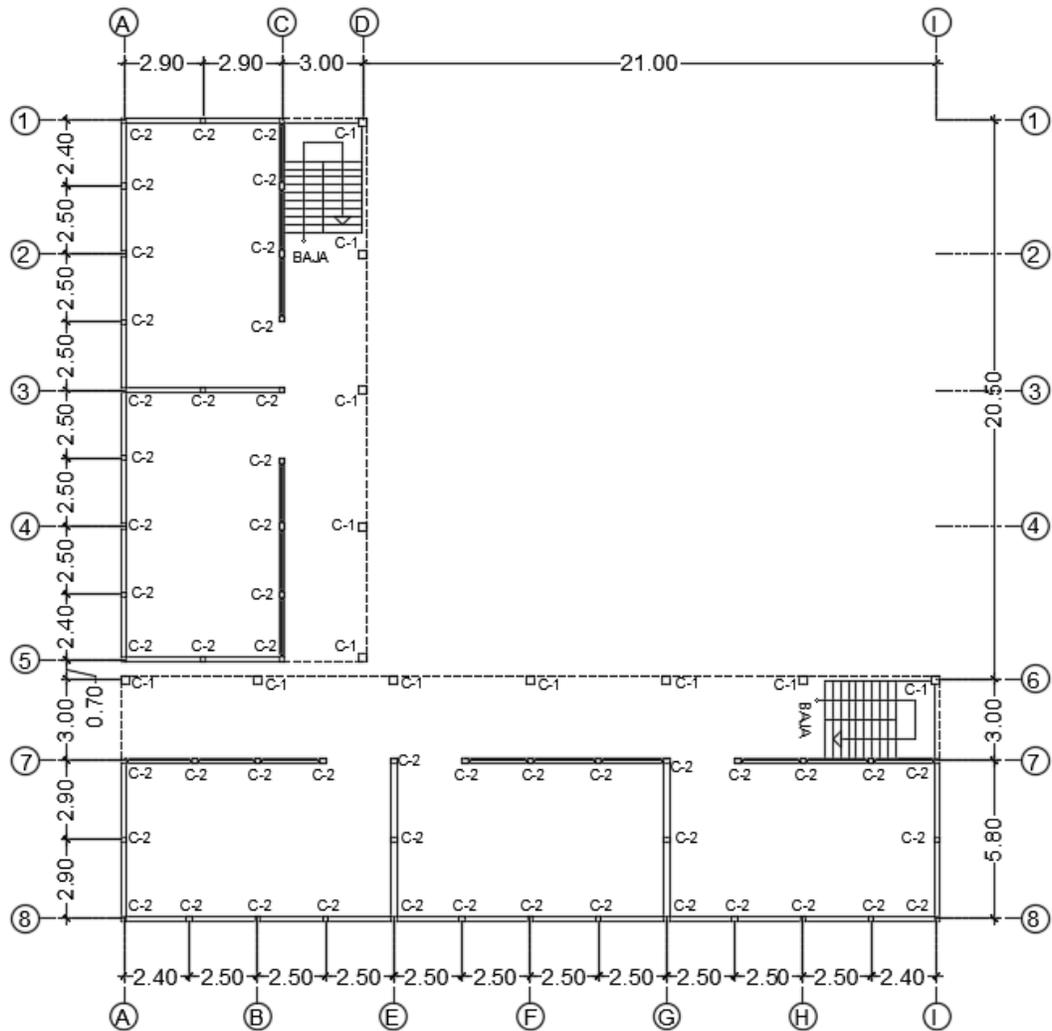
Viga propuesta = 0,25 m x 0,30 m (ancho x alto)

2.1.6.2.3. Predimensionamiento de columnas

El método que se utilizará para predimensionar las columnas, se basa en el cálculo de la carga axial aplicada a la columna crítica. De esta manera se determina el área bruta de la sección de la columna.

Por medio de la ecuación que se especifica en la sección 18.7.5.6 del ACI 318SUS-14, se puede proponer las medidas de la sección que cumplan con el área bruta obtenida.

Figura 5. **Planta de columnas segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Columnas de aulas (mampostería)

En esta sección se hará el predimensionamiento de las columnas que serán usadas dentro de los muros de mampostería reforzada.

- Datos del predimensionamiento

Altura de segundo nivel (h) = 3 m

Altura de primer nivel (h) = 3 m

Factor para cimentación = 0,4 (curso de mampostería, Ingeniería, USAC)

Longitud de construcción (L_c) = 30 m (módulo uno)

Ancho de construcción (A_c) = 6 m

Factor de obra gris = 7 % (curso de mampostería, Ingeniería, USAC)

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

Resistencia a compresión del concreto (f'_c) = 280 Kg/cm²

Cantidad de columnas = 30

$$P_u = 0,10 * A_g * f'_c$$

Donde:

P_u = carga axial

A_g = área gruesa

f'_c = resistencia a compresión del concreto

- Cálculo de predimensionamiento

$$A = L_c * A_c$$

Donde:

A = área

L_c = longitud de construcción (m)

A_c = ancho de construcción (m)

$$A = 30 \text{ m} * 6 \text{ m}$$

$$A = 180 \text{ m}^2$$

$$V = A * h$$

Donde:

V = volumen de construcción

A = área (m²)

h = altura total (m)

$$V = 180\text{m}^2 * \left((3 + 3) + \left(((3\text{m} + 3\text{m}) * 0,1) + 0,4 \right) \right)$$

$$V = 1\,260 \text{ m}^3$$

Al obtener el volumen total de la estructura se procede a calcular el volumen de obra gris, lo cual se hace multiplicando el volumen total por el factor de obra gris.

Figura 6. **Factor de obra gris**

FACTOR DE OBRA GRIS

Marcos Estructurales	3 – 7
Mampostería	5 – 10

Fuente: Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería. *Curso de mampostería 2017.*

$$V_{\text{obragris}} = 1\,260\text{m}^3 * 7 \%$$

$$V_{Obragris} = 88,20 \text{ m}^3$$

Luego de obtener el volumen de obra gris, se procede a calcular la carga de la estructura en su totalidad.

$$W = V_{Obragris} * \gamma_c$$

Donde:

W = carga

$V_{Obragris}$ = volumen de obra gris

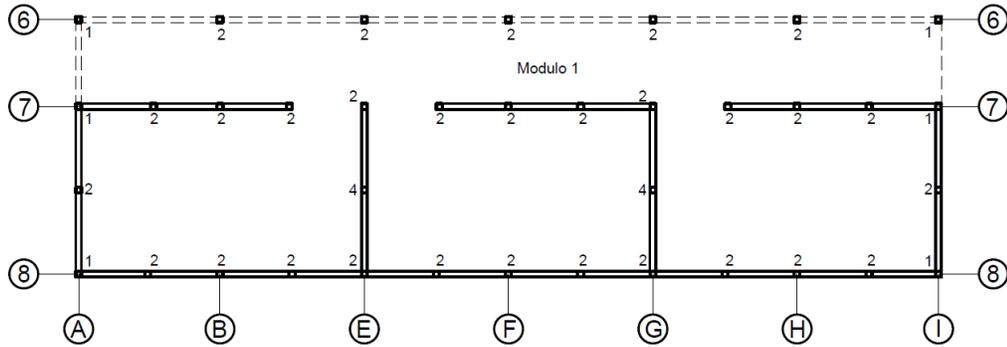
γ_c = peso específico del concreto

$$W = 88,20\text{m}^3 * 2\,400\text{Kg}/\text{m}^3$$

$$W = 211\,680\text{Kg}$$

La carga que se calculó es de toda la estructura, por lo cual se debe de distribuir en las columnas que trabajaran en la edificación. Esto se realiza de manera que se divide la carga total dentro de columnas que trabajan en su totalidad (trabajando las cuatro caras de la columna). Esto se muestra en la figura 7, y tabla I.

Figura 7. **Caras de columnas que trabajan**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Tabla I. **Caras de columnas que trabajan**

Caras	Núm. Columnas	Equivalente a 4 caras
1	4	$\frac{4 * 1}{4} = 1$
2	24	$\frac{24 * 2}{4} = 12$
3	0	$\frac{0 * 3}{4} = 0$
4	2	$\frac{2 * 4}{4} = 2$
Total, de columnas equivalentes a 4 caras		15

Fuente: elaboración propia.

Luego de obtener la cantidad de columnas o mochetas equivalente a 4 caras (mochetas), la carga total ya antes calculada se divide dentro de estas mochetas. Esto con el fin de determinar la carga que debe soportar cada una de ellas y definir la sección de deberá tener cada mocheta en la estructura. Esto se realiza con la siguiente ecuación:

$$P_u = \frac{W}{\text{Cantidad de columnas equivalente a 4 caras}}$$

Donde:

P_u = carga axial

W = carga

$$P_u = \frac{211\,680\text{Kg}}{15}$$

$$P_u = 14\,112\text{ Kg}$$

Ya determinada la carga axial por mocheta, se procede a realizar el cálculo para definir la sección de mocheta que se necesita para resistir la carga aplicada.

$$P_u = 0,10 * A_g * f'c$$

Como se tiene ya determinada la carga axial, la ecuación puede modificarse de la siguiente manera.

$$A_g = \frac{P_u}{0,10 * f'c}$$

$$A_g = \frac{14\,112\text{ Kg}}{0,10 * 280\text{ kg/cm}^2}$$

$$A_g = 504\text{ cm}^2$$

Por lo que, si se desea una mocheta cuadrada, al dato obtenido le sacamos la raíz cuadrada y se obtiene la sección que soportará la carga axial calculada.

$$\text{sección de mocheta} = \sqrt{A_g}$$

$$\text{sección de mocheta} = \sqrt{504\text{cm}^2}$$

$$\text{sección de mocheta} = 22,44 \text{ cm}$$

Con el cálculo realizado se obtiene que la sección de la mocheta a usar es de 0,20 x 0,20 m.

- Columnas de pasillos (columna aislada)

En esta sección se hará el predimensionamiento de las columnas que serán usadas en el área de pasillos.

- Datos del predimensionamiento

Altura de segundo nivel (h) = 3 m

Altura de primer nivel (h) = 3 m

Factor para cimentación = 0,4

Longitud de construcción (L_c) = 30 m (módulo uno)

Ancho de construcción (A_c) = 3 m

Factor de obra gris = 7 %

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

Resistencia a compresión del concreto ($f'c$) = 280 Kg/cm²

Cantidad de columnas = 20

$$P_u = 0,10 * A_g * f'_c$$

Donde:

P_u = carga axial

A_g = área gruesa

f'_c = resistencia a compresión del concreto

- Cálculo de predimensionamiento

$$A = L_c * A_c$$

Donde:

A = área

L_c = longitud de construcción (m)

A_c = ancho de construcción (m)

$$A = 30 \text{ m} * 3 \text{ m}$$

$$A = 90 \text{ m}^2$$

$$V = A * h$$

Donde:

V = volumen de construcción

A = área (m²)

h = altura total (m)

$$V = 90m^2 * \left((3 + 3) + \left(((3m + 3m) * 0,1) + 0,4 \right) \right)$$

$$V = 630 m^3$$

Al obtener el volumen total de la estructura se procede a calcular el volumen de obra gris, lo cual se hace multiplicando el volumen total por el factor de obra gris.

Figura 8. **Factor de obra gris**

FACTOR DE OBRA GRIS

Marcos Estructurales	3 – 7
Mampostería	5 – 10

Fuente: USAC. Curso de mampostería 2017, Facultad de Ingeniería.

$$V_{Obragris} = 630m^3 * 7 \%$$

$$V_{Obragris} = 44,10 m^3$$

Luego de obtener el volumen de obra gris, procedemos a calcular la carga de la estructura en su totalidad.

$$W = V_{Obragris} * \gamma_c$$

Donde:

W = carga

$V_{Obragris}$ = volumen de obra gris

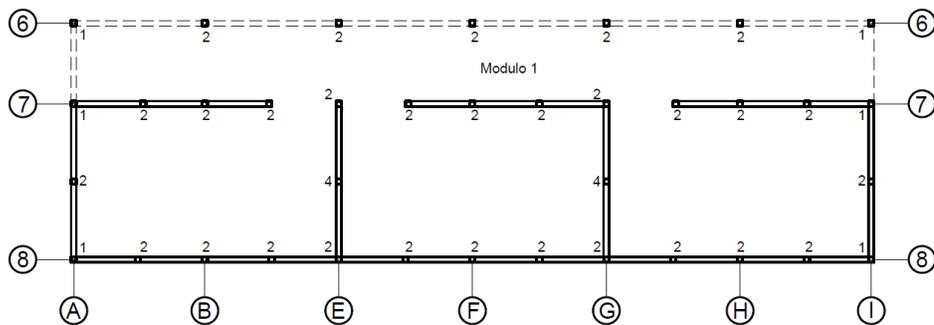
γ_c = peso específico del concreto

$$W = 44,10m^3 * 2\,400Kg/m^3$$

$$W = 105\,840Kg$$

La carga que se calculó es de toda la estructura, por lo cual se debe de distribuir en las columnas que trabajarán en la edificación. Esto se realiza de manera que se divide la carga total dentro de columnas que trabajan en su totalidad (trabajando las cuatro caras de la columna). Esto se realiza como se muestra en la figura 9 y tabla II

Figura 9. **Caras de columnas que trabajan**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Tabla II. **Caras de columnas que trabajan**

Caras	Núm. columnas	Equivalente a 4 caras
1	4	$\frac{4 * 1}{4} = 1$
2	16	$\frac{16 * 2}{4} = 8$
3	0	$\frac{0 * 3}{4} = 0$
4	0	$\frac{2 * 4}{4} = 0$
Total, de columnas equivalentes a 4 caras		9

Fuente: elaboración propia.

Luego de obtener la cantidad de columnas equivalente a 4 caras, la carga total ya antes calculada se divide dentro de estas columnas. Esto con el fin de determinar la carga que debe soportar cada una de ellas y definir la sección de deberá tener cada columna en la estructura. Esto se realiza con la siguiente ecuación:

$$P_u = \frac{W}{\text{Cantidad de columnas equivalente a 4 caras}}$$

Donde:

P_u = carga axial

W = carga

$$P_u = \frac{105\,840\text{Kg}}{9}$$

$$P_u = 11\,760\text{ Kg}$$

Ya determinada la carga axial por columna, se procede a realizar el cálculo para definir la sección de columna que se necesita para resistir la carga aplicada.

$$P_u = 0,10 * A_g * f'c$$

Como se tiene ya determinada la carga axial, la ecuación puede modificarse de la siguiente manera.

$$A_g = \frac{P_u}{0,10 * f'c}$$

$$A_g = \frac{11\,760\text{ Kg}}{0,10 * 280\text{ kg/cm}^2}$$

$$A_g = 420\text{ cm}^2$$

Por lo que, si una columna cuadrada, al dato obtenido le sacamos la raíz cuadrada y se obtiene la sección que soportará la carga axial calculada.

$$\text{sección de columna} = \sqrt{A_g}$$

$$\text{sección de columna} = \sqrt{420 \text{ cm}^2}$$

$$\text{sección de columna} = 20,49 \text{ cm}$$

Con el cálculo realizado se tiene que la sección de la columna a usar es de 0,20 x 0,20 m. Por motivos de ser columna aislada, se recomienda cumplir con lo establecido en la sección 18.7.2 del ACI 318SUS-14 (límites dimensionales).

Donde establece que: la dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 12 pulg (30,48 cm). Por lo que la sección a utilizar en pasillo será de 0,30 x 0,30 m.

2.1.6.3. Integración de cargas por AGIES

La integración de cargas consiste en determinar el peso vivo y muerto que soportará la estructura. Para la determinar el peso vivo de ambientes en la estructura se utilizaron las Normas AGIES 2018.

2.1.6.3.1. Carga viva (CV)

Son todas aquellas cargas que se mantienen en movimiento constante, lo que provoca que tengan un valor considerable en el diseño de cualquier

edificación. Por lo que el cálculo de estas es importante por la magnitud y distribución que son inciertas en la estructura. Según Normas AGIES 18 se tomaron las siguientes.

Tabla III. **Tipo de carga ocupacional, AGIES NSE 2**

Educativos	
Aulas	200 kg/m ²
Pasillos y escaleras	500 kg/m ²

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2*. p.18.

A continuación, se procederá a calcular la carga viva por metro cuadrado para la estructura analizada.

$$C_v = \text{Carga aulas} + \text{Carga pasillos}$$

$$C_v = 200\text{kg}/\text{m}^2 + 500\text{kg}/\text{m}^2$$

$$C_v = 700\text{kg}/\text{m}^2$$

2.1.6.3.2. Carga muerta (CM)

Son todas aquellas cargas que permanecen actuando en la estructura toda la vida. Entre estas cargas se incluyen todos los elementos estructurales que componen la edificación como: losas, vigas, columnas y muros. En el caso de estas cargas se pueden calcular fácilmente según los volúmenes y pesos específicos.

- Integración de carga muerta
 - Datos para integración de carga muerta

Cantidad de block/m² = 12,5

Peso block = 33 lbs ≈ 14,97Kg

Espesor de losa (t) = 0,12m

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

- Cálculo de muros

$$W_m = \text{Cantidad de block} * \text{Peso block}$$

$$W_m = 12,5 \frac{\text{block}}{\text{m}^2} * 14,97 \text{ kg}$$

$$W_m = 187,16 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de losa

$$W_l = t * \gamma_c$$

$$W_l = 0,12\text{m} * 2\,400\text{kg/m}^3$$

$$W_l = 293,33\text{kg/m}^2$$

$$C_m = W_m + W_l$$

$$C_m = 187,16\text{kg/m}^2 + 293,33 \text{ kg/m}^2$$

$$C_m = 480,49 \text{ kg/m}^2$$

2.1.6.3.3. Carga sismo (CS)

Son las cargas inducidas a una estructura debido a las vibraciones y oscilaciones que se producen en la superficie terrestre. Este tipo de vibraciones se ocasionan por la liberación de energía, creándose de cierta manera movimientos que provocan disturbios en los elementos estructurales lo cual conlleva al colapso de estas.

Por lo que se hace un análisis basado en el peso propio de la estructura para obtener la fuerza probable que llegará al sistema y diseñar elementos que soporten la fuerza calculada.

Para encontrar la fuerza sísmica que llega al edificio se utiliza el método propuesto por AGIES, el cual se describe en la tabla IV.

Tabla IV. **Condiciones generales, análisis del coeficiente sísmico**

Municipio	San Miguel Petapa, Guatemala
Io	4,2 (Tabla A-1 NSE-2-2018)
Scr (g)	1,50 (Tabla A-1 NSE-2-2018)
S1r (g)	0,55 (Tabla A-1 NSE-2-2018)
Velocidad básica del viento (KPH)	100 (Tabla A-1 NSE-2-2018)
Nivel de protección	Importante (Capítulo 3 NSE-1-2018)
Clase de sitio	D (Tabla 4.2.2-1 NSE-2-2018)
Clasificación del sistema	E2 (Tabla 1.6.14-1 NSE-3-2018)
Tipo de fuente sísmica	B (Tabla 4.6.2-1 NSE-2-2018)
Nivel de sismo	Sismo severo (Sección 4.4.2 NSE-2-2018)
Factor de reducción (R)	4 (Tabla 1.6.14-1 NSE-3-2018)

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2*. p.18.

- Ajustes por clase de sitio (Fa, Fv)

Para determinar los coeficientes de sitio se necesitan las siguientes condiciones: clase de sitio e índice de sismicidad (D, 4,2).

Figura 10. **Coeficientes de sitio Fa**

Tabla 4.5-1 — Coeficientes de sitio F_a

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1 4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C ^[1]	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.3	1.1	1.0	0.9
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4				

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_a se tomará del suelo C.

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2*. p. 18.

Figura 11. **Coeficientes de sitio Fv**

Tabla 4.5-2 — Coeficientes de sitio F_v

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1 4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D ^[1]	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4				

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_v se tomará del suelo D.

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2*. p. 18.

Al verificar en las tablas de AGIES se determina que los valores correspondientes a cada coeficiente son: $F_a = 1$ y $F_v = 1,7$.

- Período fundamental de vibración empírico (T_a)

Para determinar el período fundamental de vibración empírico se necesita la siguiente condición: clasificación del sistema (E2). Y la siguiente ecuación:

$$T_a = K_T * h_n^x$$

Donde:

K_T = depende de la clasificación del sistema

x = depende de la clasificación del sistema

h_n = altura total del edificio

Tabla V. **Factores K_T y x**

Clasificación del sistema	K_T	x
E2, E3, E4 o E5	0,049	0,75
E1 (de concreto reforzado, abiertos, fachada de vidrio o paneles livianos)	0,047	0,90
E1 (de concreto reforzado y fachada rígida)	0,047	0,85
E1 (de acero, abiertos, fachada de vidrio o paneles livianos)	0,072	0,80
E3 o E4 (aceros rigidizados)	0,072	0,75

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE)* 3. p. 18.

Como el sistema a utilizar es E2, el $K_T = 0,049$ y el $x = 0,75$.

$$T_a = 0,049 * 7,5m^{0,75}$$

$$T_a = 0,22s$$

- Ajustes por intensidades sísmicas especiales (S_{CS} , S_{1S})

Para determinar los ajustes por intensidades sísmicas especiales primero se debe de definir cuáles serán los factores de periodo largo y corto de vibración que se necesitan. Por lo tal se deben de cumplir las siguientes condiciones: tipo de fuente sísmica y distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (B, 5 Km).

Figura 12. Factor para períodos cortos de vibración N_a

Tabla 4.6.2-2 — Factor N_a para períodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^[1] ^[2]		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor N_a obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2*. p. 18.

Figura 13. Factor para períodos largos de vibración N_v

Tabla 4.6.2-3 — Factor N_v para períodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^{[1][2]}			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor N_v obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural* (NSE) 2. p. 18.

Al verificar en las tablas de AGIES se determina que los valores correspondientes a cada factor son: $N_a = 1$ y $N_v = 1,1$. Por lo que se procede a calcular los ajustes por intensidades sísmicas especiales.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

$$S_{cs} = 1,50 * 1 * 1$$

$$S_{1s} = 0,55 * 1,7 * 1,1$$

$$S_{cs} = 1,50$$

$$S_{1s} = 1,03$$

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

Para determinar la probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño primero se debe de definir el factor K_d . Por lo tal se deben de cumplir la siguiente condición: nivel de sismo (Severo).

Figura 14. Factores K_d de acuerdo con el nivel de sismo

Tabla 4.5.5-1 — Factores K_d de acuerdo al nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

Fuente: AGIES. Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2. p. 20.

Al verificar en las tablas de AGIES se determina que el valor correspondiente al factor es: $K_d = 0,80$. Por lo que se procede a calcular la probabilidad de ocurrencia de los sismos de diseño.

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

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

$$S_{cd} = 0,80 * 1,50$$

$$S_{1d} = 0,80 * 1,03$$

$$S_{cd} = 1,20$$

$$S_{1d} = 0,83$$

- Períodos de vibración de transición (T_s, T_o)

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}}$$

Este tipo de período separa los períodos cortos de los largos.

$$T_o = 0,2 * T_s$$

Este tipo de período define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro.

$$T_s = \frac{1,03}{1,50}$$

$$T_o = 0,2 * T_s$$

$$T_s = 0,69$$

$$T_o = 0,14$$

- Selección del período T a utilizar

Según sección 2.1.9 NSE-3-2018 el período T a utilizar, será directamente el período empírico T_a .

- Espectro genérico probable $S_a(T)$

Para determinar el espectro genérico probable debe de cumplir con los siguientes parámetros.

Figura 15. **Parámetros de espectro genérico probable**

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_S$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando } T > T_S$$

$$S_a(T) = S_{cd} \left[0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{cuando } T < T_0$$

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2*, 18. p.

Tabla VI. **Parámetros de espectro genérico probable**

T_0	0,14
T	0,22
T_S	0,69

Fuente: elaboración propia.

Al determinar cuál de los parámetros es el que cumplen los datos ya calculados, se procede a realizar el cálculo del espectro genérico probable. En nuestro caso el parámetro que cumple es el primero.

$$S_a(T) = S_{cd}$$

$$S_a(T) = 1,20$$

- Coeficiente sísmico al límite de cedencia (C_s)

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

Donde:

$S_a(T)$ = espectro genérico probable

R = factor de reducción

$$C_s = \frac{1,20}{4}$$

$$C_s = 0,30$$

- Valores mínimos de (C_s)

Para verificar si el coeficiente sísmico al límite de cedencia es el correcto se busca que cumpla con lo siguiente:

$$C_s \geq 0,044 * S_{cd} \geq 0,01$$

$$C_s \geq \frac{0,75 * K_d * S_{1r}}{R}$$

$$C_s \geq 0,044 * 1,20 \geq 0,01$$

$$C_s \geq \frac{0,75 * 0,80 * 0,55}{4}$$

$$C_s \geq 0,05 \geq 0,01$$

$$C_s \geq 0,08$$

Al realizar los cálculos anteriores se observa que el C_s calculado cumple con los parámetros establecidos.

2.1.6.4. Cálculos de cargas por nivel

El cálculo de cargas por nivel tiene como finalidad determinar el peso que tiene cada nivel de la estructura, para obtener el corte de basal actuante. En este caso se realizará el cálculo para nivel de cada módulo.

- Cálculo de pesos por nivel módulo 1, utilizando las siguientes ecuaciones:

Para el cálculo de pesos por nivel se tomará en consideración los elementos que se mencionan a continuación: losa, viga, columna y muros. Como la edificación está separada por módulos (1 y 2) se trabajan por separado. El módulo con el que se trabajará es el módulo uno.

- Datos para peso total del segundo nivel (W_{2N})

Espesor de losa (t) = 0,12 m

Longitud de construcción (L_c) = 30 m (módulo uno)

Ancho de construcción (A_c) = 9 m

Sección de viga = 0,25 m x 0,30 m (ancho x alto)

Longitud de eje aulas (B, F, H) = 5,6 m (módulo uno)

Longitud de eje pasillos (A, B, E, F, G, H, I) = 2,8 m (módulo uno)

Longitud de eje pasillos (6) = 30 m (módulo uno)

Sección de columna = 0,30 m x 0,30 m (ancho x alto)

Altura segundo nivel (h) según AGIES (m) = 1,5 m (mitad de altura de 2do nivel)

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

Cantidad de columnas = 37 columnas

Longitud de muros eje x = 50,60 m

Longitud de muros eje y = 22,40 m

Peso de muros (W_m) = 187,16 Kg/m²

Carga viva de pasillos = 500 Kg/m²

Área de pasillos = 80,08 Kg/m²

- Cálculo del peso muerto por nivel del edificio utilizando las siguientes ecuaciones:

$$W_{losa} = L_c * A_c * t * \gamma_c$$

$$W_{losa} = 30m * 9m * 0,12m * 2\,400kg/m^3$$

$$W_{losa} = 77\,760kg$$

$$W_{viga} = Sección\ de\ viga * longitud\ de\ eje * cantidad\ de\ eje * \gamma_c$$

$$W_{viga} = 0,30m * 0,25m * ((5,6m * 3) + (2,8m * 7) + (30m * 1)) * 2\,400kg/m^3$$

$$W_{viga} = 11\,952,00kg$$

$$W_{columna} = Sección\ de\ columna * h * \gamma_c * Cantidad\ de\ columnas$$

$$W_{columna} = 0,30m * 0,30m * 1,5m * 2\,400kg/m^3 * 37$$

$$W_{columna} = 11\,988kg$$

$$W_{muro} = (Longitud\ de\ muro\ x + y) * h * W_m$$

$$W_{muro} = (50,60m + 22,40m) * 1,5m * 187,16kg/m^2$$

$$W_{muro} = 20\,494,02kg$$

$$W_{2N} = W_{losa} + W_{viga} + W_{columna} + W_{muro}$$

$$W_{2N} = 77\,760kg + 11\,952,00kg + 11,988kg + 20\,494,02kg$$

$$W_{CM} = 122\,194,02kg$$

- Cálculo del peso vivo por nivel del edificio utilizando la siguiente ecuación:

$$W_{CVpasillo} = Carga\ viva\ de\ pasillos * \acute{a}rea\ de\ pasillos$$

$$W_{CVpasillo} = 500kg/m^2 * 80,08m^2$$

$$W_{CVpasillo} = 40\,040kg$$

- Cálculo del peso total por nivel del edificio, estipulado en la sección 1.11.3 del NSE 3 - 2018 (Peso sísmico efectivo) utilizando la siguiente ecuación:

$$W_{2N} = W_{CM} + (0,25 * W_{CVpasillo})$$

$$W_{2N} = 122\,194,02\text{kg} + (0,25 * 40\,040\text{kg})$$

$$W_{2N} = 132\,204,02\text{kg}$$

$$W_{2N} = 132,20\text{ ton}$$

- Datos para peso total del primer nivel (W_{1N})

Espesor de losa (t) = 0,12 m

Longitud de construcción (L_c) = 30 m (módulo uno)

Ancho de construcción (A_c) = 9 m

Sección de viga = 0,25 m x 0,30 m (ancho x alto)

Longitud de eje aulas (B, F, H) = 5,6 m (módulo uno)

Longitud de eje pasillos (A, B, E, F, G, H, I) = 2,8 m (módulo uno)

Longitud de eje pasillos (6) = 30 m (módulo uno)

Sección de columna = 0,30 m x 0,30 m (ancho x alto)

Altura primer nivel (h) según AGIES (m) = 6 m (mitad de altura de 2do nivel + altura de primer nivel + desplante de cimentación (df))

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

Cantidad de columnas = 37 columnas

Longitud de muros eje x = 50,20 m

Longitud de muros eje y = 28 m

Peso de muros (W_m) = 187,16 Kg/m²

Carga viva de pasillos = 500 Kg/m²

Área de pasillos = 80,08 Kg/m²

- Cálculo del peso muerto por nivel del edificio utilizando las siguientes ecuaciones:

$$W_{\text{losa}} = L_c * A_c * t * \gamma_c$$

$$W_{\text{losa}} = 30\text{m} * 9\text{m} * 0,12\text{m} * 2\,400\text{kg/m}^3$$

$$W_{\text{losa}} = 77\,760\text{kg}$$

$$W_{\text{viga}} = \text{Sección de viga} * \text{longitud de eje} * \text{cantidad de eje} * \gamma_c$$

$$W_{\text{viga}} = 0,30\text{m} * 0,25\text{m} * ((5,6\text{m} * 3) + (2,8\text{m} * 7) + (30\text{m} * 1)) * 2\,400\text{kg/m}^3$$

$$W_{\text{viga}} = 11\,952,00\text{kg}$$

$$W_{\text{columna}} = \text{Sección de columna} * h * \gamma_c * \text{Cantidad de columnas}$$

$$W_{\text{columna}} = 0,30\text{m} * 0,30\text{m} * 6\text{m} * 2\,400\text{kg/m}^3 * 37$$

$$W_{\text{columna}} = 47\,952,00\text{kg}$$

$$W_{\text{muro}} = (\text{Longitud de muro x + y}) * h * W_m$$

$$W_{\text{muro}} = (50,20\text{m} + 28\text{m}) * 6\text{m} * 187,16\text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{muro}} = 87\,815,47\text{kg}$$

$$W_{2N} = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{columna}} + W_{\text{muro}}$$

$$W_{2N} = 777\,60\text{kg} + 11\,952,00\text{kg} + 47\,952,00\text{kg} + 87\,815,47\text{kg}$$

$$W_{CM} = 225\,479,47\text{kg}$$

- Cálculo del peso vivo por nivel del edificio utilizando la siguiente ecuación:

$$W_{CVpasillo} = \text{Carga viva de pasillos} * \text{área de pasillos}$$

$$W_{CVpasillo} = 500\text{kg/m}^2 * 80,08\text{m}^2$$

$$W_{CVpasillo} = 40\,040\text{kg}$$

- Cálculo del peso total por nivel del edificio, estipulado en la sección 1.11.3 del NSE 3 - 2018 (Peso sísmico efectivo) utilizando la siguiente ecuación:

$$W_{1N} = W_{CM} + (0,25 * W_{CVpasillo})$$

$$W_{1N} = 225\,479,47\text{kg} + (0,25 * 40\,040\text{kg})$$

$$W_{1N} = 235\,489,47\text{kg}$$

$$W_{1N} = 235,49\text{ ton}$$

- Peso total del módulo 1 (W_t)

$$W_t = W_{1N} + W_{2N}$$

$$W_t = 235,49\text{Ton} + 132,20\text{ ton}$$

$$W_t = 367,69\text{ ton}$$

- Cálculo de pesos por nivel módulo 2, utilizando las siguientes ecuaciones:

Para el cálculo de pesos por nivel se tomará en consideración los elementos que se mencionan a continuación: losa, viga, columna y muros. Como la edificación está separada por módulos (1 y 2) se trabajan por separado. El módulo con el que se trabajará es el módulo dos.

- Datos para peso total del segundo nivel (W_{2N})

Espesor de losa (t) = 0,12 m

Longitud de construcción (L_c) = 20 m (módulo dos)

Ancho de construcción (A_c) = 9 m

Sección de viga = 0,25 m x 0,30 m (ancho x alto)

Longitud de eje aulas (2, 4) = 5,6 m (módulo dos)

Longitud de eje pasillos (1, 2, 3, 4, 5) = 2,8 m (módulo dos)

Longitud de eje pasillos (D) = 20 m (módulo dos)

Sección de columna = 0,30 m x 0,30 m (ancho x alto)

Altura segundo nivel (h) según AGIES (m) = 1,5 m (mitad de altura de 2do nivel)

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

Cantidad de columnas = 26 columnas

Longitud de muros eje x = 16,80 m

Longitud de muros eje y = 33,60 m

Peso de muros (W_m) = 187,16 Kg/m²

Carga viva de pasillos = 500 Kg/m²

Área de pasillos = 53,20 Kg/m²

- Cálculo del peso muerto por nivel del edificio utilizando las siguientes ecuaciones:

$$W_{\text{losa}} = L_c * A_c * t * \gamma_c$$

$$W_{\text{losa}} = 20\text{m} * 9\text{m} * 0,12\text{m} * 2\,400\text{kg/m}^3$$

$$W_{\text{losa}} = 51\,840\text{kg}$$

$$W_{\text{viga}} = \text{Sección de viga} * \text{longitud de eje} * \text{cantidad de eje} * \gamma_c$$

$$W_{\text{viga}} = 0,30\text{m} * 0,25\text{m} * ((5,6\text{m} * 2) + (2,8\text{m} * 5) + (20\text{m} * 1)) * 2\,400\text{kg/m}^3$$

$$W_{\text{viga}} = 8\,136,00\text{kg}$$

$$W_{\text{columna}} = \text{Sección de columna} * h * \gamma_c * \text{Cantidad de columnas}$$

$$W_{\text{columna}} = 0,30\text{m} * 0,30\text{m} * 1,5\text{m} * 2\,400\text{kg/m}^3 * 26$$

$$W_{\text{columna}} = 8\,424\text{kg}$$

$$W_{\text{muro}} = (\text{Longitud de muro x} + \text{y}) * h * W_m$$

$$W_{\text{muro}} = (16,80\text{m} + 33,60\text{m}) * 1,5\text{m} * 187,16\text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{muro}} = 14\,149,30\text{kg}$$

$$W_{2N} = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{columna}} + W_{\text{muro}}$$

$$W_{2N} = 51\,840\text{kg} + 8\,136,00\text{kg} + 8\,424\text{kg} + 14149,30\text{kg}$$

$$W_{CM} = 82\,549,30\text{kg}$$

- Cálculo del peso vivo por nivel del edificio utilizando la siguiente ecuación:

$$W_{CVpasillo} = \text{Carga viva de pasillos} * \text{área de pasillos}$$

$$W_{CVpasillo} = 500\text{kg/m}^2 * 53,20\text{m}^2$$

$$W_{CVpasillo} = 26\,600\text{kg}$$

- Cálculo del peso total por nivel del edificio, estipulado en la sección 1.11.3 del NSE 3 - 2018 (peso sísmico efectivo) utilizando la siguiente ecuación:

$$W_{2N} = W_{CM} + (0,25 * W_{CVpasillo})$$

$$W_{2N} = 82\,549,30\text{kg} + (0,25 * 26\,600\text{kg})$$

$$W_{2N} = 89\,199,30\text{kg}$$

$$W_{2N} = 89,20\text{Ton}$$

- Datos para peso total del primer nivel (W_{1N})

Espesor de losa (t) = 0,12 m

Longitud de construcción (L_c) = 20 m (módulo dos)

Ancho de construcción (A_c) = 9 m

Sección de viga = 0,25 m x 0,30 m (ancho x alto)

Longitud de eje aulas (2, 4) = 5,6 m (módulo dos)

Longitud de eje pasillos (1, 2, 3, 4, 5) = 2,8 m (módulo dos)

Longitud de eje pasillos (D) = 20 m (módulo dos)

Sección de columna = 0,30 m x 0,30 m (ancho x alto)

Altura primer nivel (h) según AGIES (m) = 6 m (mitad de altura de 2do nivel + altura de primer nivel + desplante de cimentación (df))

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

Cantidad de columnas = 26 columnas

Longitud de muros eje x = 16,80 m

Longitud de muros eje y = 33,60 m

Peso de muros (W_m) = 187,16 Kg/m²

Carga viva de pasillos = 500 Kg/m²

Área de pasillos = 53,20 Kg/m²

- Cálculo del peso muerto por nivel del edificio utilizando las siguientes ecuaciones:

$$W_{losa} = L_c * A_c * t * \gamma_c$$

$$W_{losa} = 20m * 9m * 0,12m * 2\,400kg/m^3$$

$$W_{losa} = 51\,840kg$$

$$W_{viga} = \text{Sección de viga} * \text{Longitud de eje} * \text{Cantidad de eje} * \gamma_c$$

$$W_{viga} = 0,30m * 0,25m * ((5,6m * 2) + (2,8m * 5) + (20m * 1)) * 2\,400kg/m^3$$

$$W_{\text{viga}} = 8\,136,00\text{kg}$$

$W_{\text{columna}} = \text{Sección de columna} * h * \gamma_c * \text{Cantidad de columnas}$

$$W_{\text{columna}} = 0,30\text{m} * 0,30\text{m} * 6\text{m} * 2\,400\text{kg/m}^3 * 26$$

$$W_{\text{columna}} = 33\,696\text{kg}$$

$$W_{\text{muro}} = (\text{Longitud de muro } x + y) * h * W_m$$

$$W_{\text{muro}} = (16,80\text{m} + 33,60\text{m}) * 6\text{m} * 187,16\text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{muro}} = 56\,597,18\text{kg}$$

$$W_{2N} = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{columna}} + W_{\text{muro}}$$

$$W_{2N} = 51\,840\text{kg} + 8\,136,00\text{kg} + 33\,696\text{kg} + 56\,597,18\text{kg}$$

$$W_{CM} = 150\,269,18\text{kg}$$

- Cálculo del peso vivo por nivel del edificio utilizando la siguiente ecuación:

$$W_{CV\text{pasillo}} = \text{Carga viva de pasillos} * \text{Área de pasillos}$$

$$W_{CV\text{pasillo}} = 500\text{kg/m}^2 * 53,20\text{m}^2$$

$$W_{CV\text{pasillo}} = 26\,600\text{kg}$$

Cálculo del peso total por nivel del edificio, estipulado en la sección 1.11.3 del NSE 3 - 2018 (peso sísmico efectivo) utilizando la siguiente ecuación:

$$W_{1N} = W_{CM} + (0,25 * W_{CVpasillo})$$

$$W_{1N} = 150\ 269,18\text{kg} + (0,25 * 26\ 600\text{kg})$$

$$W_{1N} = 156\ 919,18\text{kg}$$

$$W_{1N} = 156,92\ \text{ton}$$

- Peso total del módulo 2 (W_t)

$$W_t = W_{1N} + W_{2N}$$

$$W_t = 156,92\ \text{ton} + 89,20\ \text{ton}$$

$$W_t = 246,12\ \text{ton}$$

- Corte basal

Es la fuerza lateral total que se aplica en la base de la edificación para simular, respecto a un modelo matemático, los efectos del sismo en la estructura. La fuerza lateral se expresa como un porcentaje del peso total de la edificación, según lo especifica las Normas de Seguridad Estructural AGIES.

Para determinar la fuerza lateral que llega a la edificación, se utilizará la siguiente ecuación:

$$V_s = C_s * W$$

Donde:

C_s = coeficiente sísmico al límite de cedencia

W = peso total de la estructura

- Corte basal módulo uno

$$V_s = 0,25 * 367,69 \text{ ton}$$

$$V_s = 110,31 \text{ ton}$$

- Corte basal módulo dos

$$V_s = 0,25 * 246,10 \text{ ton}$$

$$V_s = 73,84 \text{ ton}$$

Tabla VII. **Corte basal por módulo**

V_b (módulo 1)	110,31 ton
V_b (módulo 2)	73,84 ton

Fuente: elaboración propia.

- Distribución de fuerza sísmica

$$F_x = C_{yx} * V_b$$

$$C_{yx} = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i * h_i^k)}$$

Donde:

F_x = cortante de cedencia en el nivel x (ton)

h_x = altura del nivel x sobre la base sísmica (m)

h_l = sumatoria de alturas sobre la base sísmica (m)

$k = 1$, para $T \leq 0,5$ segundos

$k = 0,75 + 0,5T_s$, para $0,5 < T \leq 2,5$ segundos

$k = 2$, para $T > 2,5$ segundos

W_x = peso en el nivel x (ton)

W_l = sumatoria de los pesos (ton)

Tabla VIII. **Distribución de fuerza sísmica por nivel, módulo uno**

Nivel	W_x (Ton)	h_x (m)	h_x^k (m)	$W_x * h_x^k$	C_{yx}	V_b	F_x (Ton)
2	132,20	7,50	7,50	991,53	0,48	110,31	53,32
1	235,49	4,50	4,50	1059,70	0,52	110,31	56,99

Fuente: elaboración propia.

$$F_{x(xy)} = \frac{F_x}{n}$$

Donde:

$F_{x(xy)}$ = fuerza sísmica por sentido x o y (ton)

F_x = cortante de cedencia en el nivel x (ton)

n = cantidad de ejes por muro

Tabla IX. **Cantidad de ejes por muro, módulo uno**

Eje x	Eje y
3	4

Fuente: elaboración propia.

Tabla X. **Fuerza sísmica por sentido x o y, módulo uno**

Nivel	F_x (Ton)	$F_{x(xy)}$ (Ton)	$F_{y(yx)}$ (Ton)
2	53,32	13,33	17,77
1	56,99	14,25	19,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla XI. **Distribución de fuerza sísmica por nivel, módulo dos**

Nivel	W_x (Ton)	h_x (m)	h_x^k (m)	$W_x * h_x^k$	C_{yx}	V_b	F_x (Ton)
2	89,20	7,50	7,50	668,99	0,49	73,84	35,92
1	156,92	4,50	4,50	706,14	0,51	73,84	37,91

Fuente: elaboración propia.

$$F_{x(xy)} = \frac{F_x}{n}$$

Donde:

$F_{x(xy)}$ = fuerza sísmica por sentido x o y (ton)

F_x = cortante de cedencia en el nivel x (ton)

n = cantidad de ejes por muro

Tabla XII. **Cantidad de ejes por muro, módulo dos**

Eje x	Eje y
3	3

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIII. **Fuerza sísmica por sentido x o y, módulo dos**

Nivel	F_x (ton)	$F_{x(xy)}$ (ton)	$F_{y(yx)}$ (ton)
2	35,92	11,97	11,97
1	37,91	12,64	12,64

Fuente: elaboración propia.

2.1.6.5. **Diseño de losas**

El diseño de losas se realizará por medio del método 3 del código ACI-63, también conocido como el método de coeficientes. El espesor de losa que se utilizará es el calculado en el capítulo 2.1.6.2.1.

- Datos para diseño de losa

Espesor de losa = 0,12 m

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

Resistencia a compresión del concreto (f'_c) = 280 Kg/cm²

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

Carga muerta (muros + losa) CM = 480,49 Kg/m²

Carga viva (aulas + pasillos) CV = 700 Kg/m²

La carga muerta que se utilizará es la calculada en el capítulo 2.1.6.3.2. y la carga viva del capítulo 2.1.6.3.1.

- Integración de cargas

Para realizar el cálculo de carga última o carga mayorada se utilizará la ecuación que se establece en la tabla 5.3.1 del ACI 318SUS-14 (Combinaciones de carga).

Figura 16. **Combinaciones de carga**

Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Fuente: ACI 318SUS-14. *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. p. 20.

- Carga muerta mayorada

$$C_{MM} = 1,2 * CM$$

$$C_{MM} = 1,2 * 480,49\text{kg/m}^2$$

$$C_{MM} = 576,59\text{kg/m}^2$$

- Carga viva de aula mayorada

$$C_{VAM} = 1,6 * CVA$$

$$C_{VAM} = 1,6 * 200\text{kg/m}^2$$

$$C_{VAM} = 320\text{kg/m}^2$$

- Carga viva de pasillos mayorada

$$C_{VPM} = 1,6 * CVP$$

$$C_{VPM} = 1,6 * 500\text{kg/m}^2$$

$$C_{VPM} = 800\text{kg/m}^2$$

- Carga total de aulas mayorada

$$C_{UA} = (1,2 * CM) + (1,6 * CVA)$$

$$C_{UA} = (576,59\text{kg/m}^2) + (320\text{kg/m}^2)$$

$$C_{UA} = 896,59\text{kg/m}^2$$

- Carga total de pasillos mayorada

$$C_{UP} = (1,2 * CM) + (1,6 * CVP)$$

$$C_{UP} = (576,59\text{kg/m}^2) + (800\text{kg/m}^2)$$

$$C_{UP} = 1\,376,59\text{kg/m}^2$$

- Carga total mayorada

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

$$C_U = (576,59\text{kg/m}^2) + (320\text{kg/m}^2 + 800\text{kg/m}^2)$$

$$C_U = 1\,696,59\text{kg/m}^2$$

- Chequeo por corte

El cortante puede ser crítico en losas donde se aplica carga concentrada, tal es el caso de las losas planas. Dichas cargas deben ser resistidas por el concreto, por lo cual se debe chequear si el peralte predimensionado es el correcto. Esto se realiza verificando que el corte actuante en los dos sentidos de la losa sea menor al corte que resiste el concreto. Utilizando las ecuaciones siguientes:

$$V_{\text{act}} = \frac{C_U * L * b}{2}$$

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

La ecuación del corte actuante ya es una ecuación estandarizada y la ecuación del corte que resiste el concreto se encuentra en la sección 22.5.5.1 del ACI 318SUS-14 (sistema mks esfuerzos en kgf/cm^2).

Donde:

V_{act} = corte actuante (kg)

C_U = carga mayorada (kg/m²)

L = longitud de sentidos de losa (m)

b = ancho unitario (m)

ϕ = factor de reducción de resistencia (Tabla 21.2.1 del ACI 318SUS-14)

V_C = corte que resiste el concreto (kg)

λ = factor de modificación (Tabla 19.2.4.2 del ACI 318SUS-14)

f'_c = resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

rec = recubrimiento (cm)

d = peralte efectivo (cm)

- Corte actuante en sentido corto

$$C_U = 1\,696,59 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 4,80 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$V_{act} = \frac{1\,696,59 * 4,80 * 1}{2}$$

$$V_{act} = 4\,071,67 \text{ kg}$$

- Corte actuante en sentido largo

$$C_U = 1\,696,59 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 5,60 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$V_{act} = \frac{1\,696,59 * 5,60 * 1}{2}$$

$$V_{act} = 4\,750,45 \text{ kg}$$

- Corte que resiste el concreto

$$\lambda = 1 \text{ (peso normal)}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (corte)}$$

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

$$t = 12 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 2,54 \text{ cm}$$

$$d = 9,68 \text{ cm (12cm - 2,54)}$$

$$\phi V_C = 0,75 * 0,53 * 1 * \sqrt{280} * 100 * 9,68$$

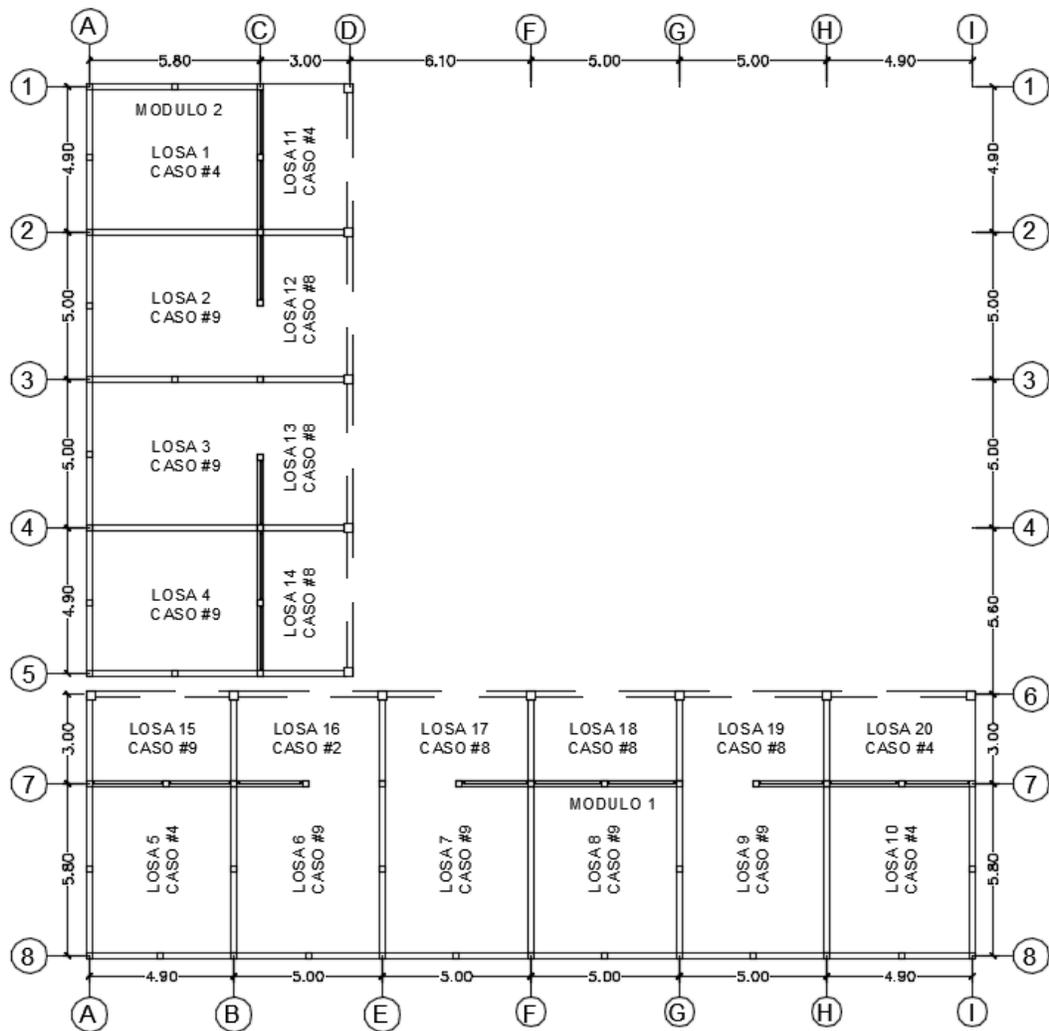
$$\phi V_C = 6\,440,08 \text{ kg}$$

Como $V_C > V_{act}$ el espesor (t) propuesto para losas es correcto.

El método 3 del ACI-63 permite calcular los momentos producidos en el centro de las losas (momentos positivos) y en las esquinas o uniones de losas (momentos negativos). Esto por medio de tablas de coeficientes de momentos, las cuales se encuentran en la sección de anexos. Para determinar los coeficientes de momentos se necesita de la relación entre sentido corto de la losa y sentido largo de la losa.

Existen losas que comparten las mismas dimensiones y caso a trabajar, por lo que se determinarán los momentos solo para una losa y serán los mismos para las demás.

Figura 17. Losas primero y segundo nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Las losas similares son:

Losa 1 = losa 5 = losa 10

Losa 2 = losa 3 = losa 4 = losa 6 = losa 7 = losa 8 = losa 9

Losa 11 = losa 20

Losa 12 = losa 13 = losa 14 = losa 17 = losa 18 = losa 19

- Cálculo de momentos actuantes $M (\pm)$

Para determinar los momentos que actuarán en cada losa se hará necesario el uso de las siguientes ecuaciones:

- Momentos negativos

$$M_a(-) = C_a * C_U * a^2$$

$$M_b(-) = C_b * C_U * b^2$$

- Momentos positivos

$$M_a(+) = (C_{am} * C_{MM} * a^2) + (C_{av} * C_{VM} * a^2)$$

$$M_b(+) = (C_{bm} * C_{MM} * b^2) + (C_{bv} * C_{VM} * b^2)$$

Donde:

M_a = momento actuante en sentido corto de la losa

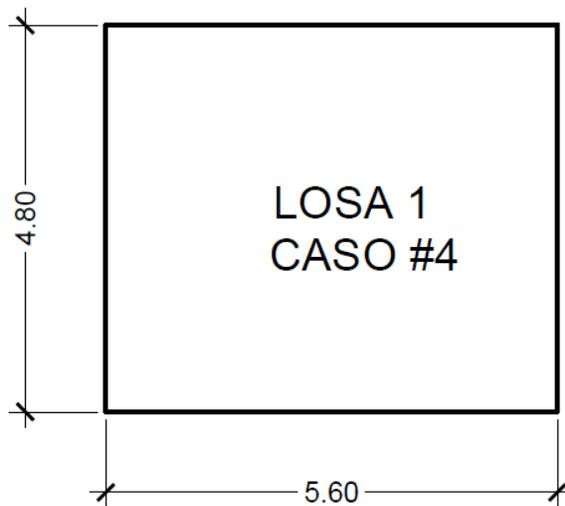
M_b = momento actuante en sentido largo de la losa

C_a, C_b = coeficientes para momentos negativos

- C_U = carga mayorada
 a = sentido corto de la losa
 b = sentido largo de la losa
 C_{am}, C_{bm} = coeficientes para momentos positivos debido a carga muerta
 C_{MM} = carga muerta mayorada
 C_{av}, C_{bv} = coeficientes para momentos positivos debido a carga viva
 C_{VM} = carga viva mayorada

Se realizará el cálculo para cinco losas, que trabajen en dos direcciones y que sean de diferentes casos de continuidad, para las demás losas se debe realizar el mismo procedimiento descrito a continuación. Los casos que se trabajan son: 2, 4, 8 y 9.

Figura 18. **Losa 1, caso 4**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Caso 4

$$m = \frac{4,80\text{m}}{5,60\text{m}} = 0,857 \cong 0,85$$

Losa en dos sentidos

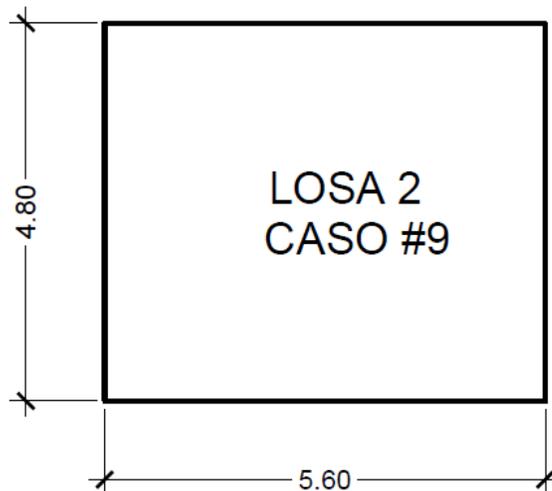
$$M_a(-) = 0,066 * 896,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2 = 1\,363,39 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_b(-) = 0,034 * 896,59\text{kg/m}^2 * (5,60\text{m})^2 = 955,98 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_a(+) &= (0,036 * 576,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) + (0,043 * 320\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) \\ &= 795,28 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b(+) &= (0,019 * 576,59\text{kg/m}^2 * (5,60\text{m})^2) + (0,023 * 320\text{kg/m}^2 * (5,60\text{m})^2) \\ &= 574,36 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Figura 19. **Losa 2, caso 9**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Caso 9

$$m = \frac{4,80\text{m}}{5,60\text{m}} = 0,857 \cong 0,85$$

Losa en dos sentidos

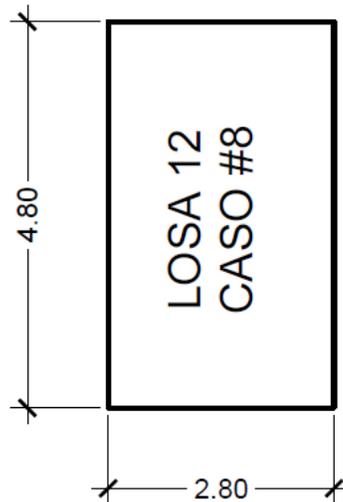
$$M_a(-) = 0,072 * 896,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2 = 1\,487,33 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_b(-) = 0,021 * 896,59\text{kg/m}^2 * (5,60\text{m})^2 = 590,46 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_a(+) = (0,028 * 576,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) + (0,039 * 320\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) \\ = 659,51 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_b(+) = (0,013 * 576,59\text{kg/m}^2 * (5,60\text{m})^2) + (0,020 * 320\text{kg/m}^2 * (5,60\text{m})^2) \\ = 435,77 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 20. **Losa 12, caso 8**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Caso 8

$$m = \frac{2,80\text{m}}{4,80\text{m}} = 0,583 \cong 0,60$$

Losa en dos sentidos

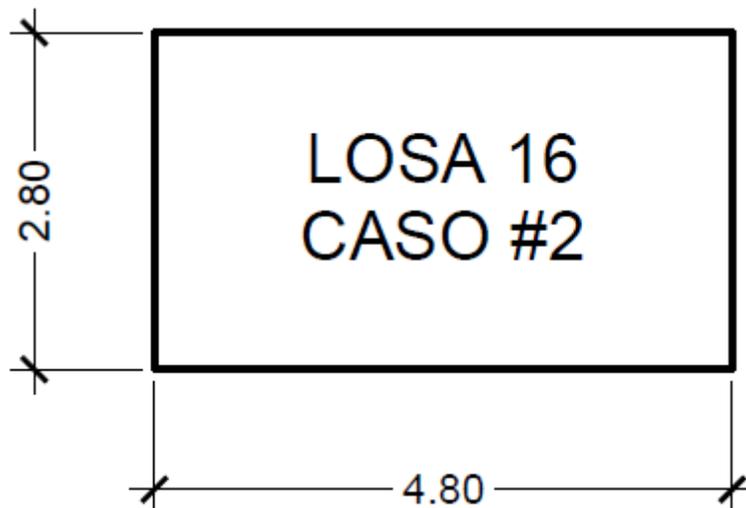
$$M_a(-) = 0,08 * 1\,376,59\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2 = 863,40 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_b(-) = 0,018 * 1\,376,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2 = 570,90 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_a(+) &= (0,048 * 576,59\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2) + (0,065 * 800\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2) \\ &= 624,66 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b(+) &= (0,007 * 576,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) + (0,009 * 800\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) \\ &= 258,88 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Figura 21. Losa 16, caso 2



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Caso 2

$$m = \frac{2,80\text{m}}{4,80\text{m}} = 0,583 \cong 0,60$$

Losa en dos sentidos

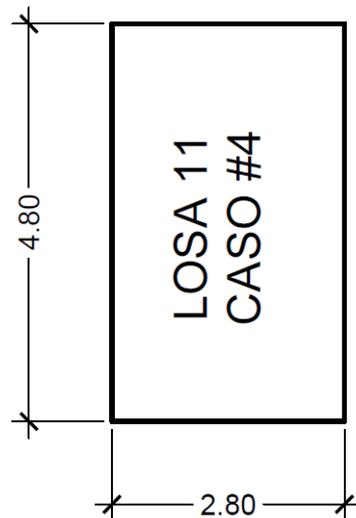
$$M_a(-) = 0,081 * 1376,59\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2 = 874,19 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_b(-) = 0,01 * 1376,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2 = 317,17 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_a(+) = (0,034 * 576,59\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2) + (0,058 * 800\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2) \\ = 517,47 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_b(+) = (0,004 * 576,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) + (0,007 * 800\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) \\ = 182,16 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 22. **Losa 11, caso 4**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Caso 4

$$m = \frac{2,80\text{m}}{4,80\text{m}} = 0,583 \cong 0,60$$

Losa en dos sentidos

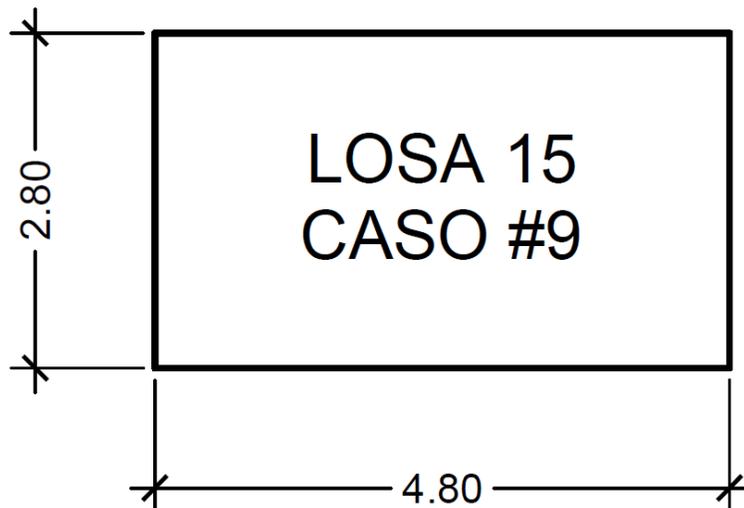
$$M_a(-) = 0,089 * 1\,376,59\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2 = 960,53 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_b(-) = 0,011 * 1\,376,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2 = 348,88 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_a(+) &= (0,053 * 576,59\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2) + (0,067 * 800\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2) \\ &= 659,81 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b(+) &= (0,007 * 576,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) + (0,009 * 800\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) \\ &= 258,88 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Figura 23. Losa 15, caso 9



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Caso 9

$$m = \frac{2,80\text{m}}{4,80\text{m}} = 0,583 \cong 0,60$$

Losa en dos sentidos

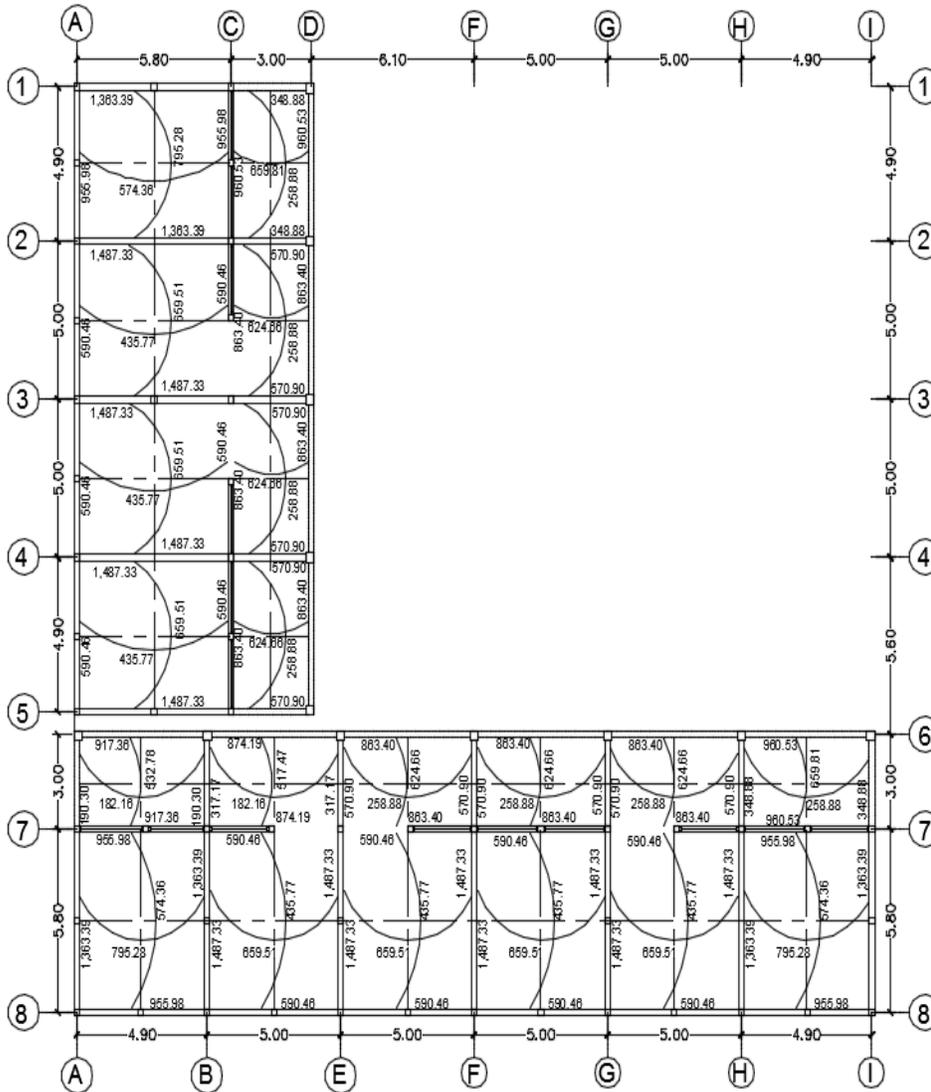
$$M_a(-) = 0,085 * 1376,59\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2 = 917,36 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_b(-) = 0,006 * 1376,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2 = 190,30 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\begin{aligned} M_a(+) &= (0,036 * 576,59\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2) + (0,059 * 800\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2) \\ &= 532,78 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b(+) &= (0,004 * 576,59\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) + (0,007 * 800\text{kg/m}^2 * (4,80\text{m})^2) \\ &= 182,16 \text{ kg} - \text{m} \end{aligned}$$

Figura 24. Distribución de momentos en losas



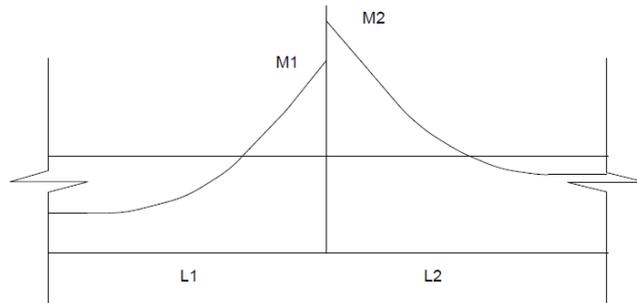
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Balance de momentos

Cuando las losas tienen un lado en común y cada una posee momentos negativos diferentes, se deben balancear dichos momentos antes de proceder a

diseñar los refuerzos que requiere. Los momentos se pueden balancear como se muestra en la figura 25:

Figura 25. **Balace de momentos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$M_2 > M_1$$

- Sí $M_1 > 0,8 * M_2$; entonces $M_B = (M_1 + M_2) / 2$
- Sí $M_1 < 0,8 * M_2$; entonces M_B se distribuye proporcional a la rigidez de las losas, de la siguiente manera:

$$K_1 = \frac{1}{L_1} \quad K_2 = \frac{1}{L_2}$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} \quad D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

Donde:

M_B = momento balanceado

K_1, K_2 = rigideces de losas 1 y 2

L_1, L_2 = longitudes de losas 1 y 2

D_1, D_2 = factores de distribución de momentos en losas 1 y 2

Y los momentos balanceados se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$MB_1 = M1 + ((M2 - M1) * D_1)$$

$$MB_2 = M2 - ((M2 - M1) * D_2)$$

○ Balance de momentos entre losa 1 y losa 2

▪ Datos de balance de momentos

$$M1 = 1\,363,39 \text{ kg-m}$$

$$M2 = 1\,487,33 \text{ kg-m}$$

$$\text{Si } M1 > 0,8 * M2; \text{ entonces } MB = (M1 + M2) / 2$$

$$1\,363,39 > 0,8 * (1\,487,33)$$

$$1\,363,39 > 1\,189,86 \text{ (aplica } MB = (M1 + M2) / 2)$$

$$\text{Si } M1 < 0,8 * M2; \text{ entonces } MB_1 = M1 + ((M2 - M1) * D_1)$$

$$1\,363,39 < 0,8 * (1\,487,33)$$

$$1\,363,39 > 1\,189,86 \text{ (no aplica } MB_1, MB_2)$$

Los momentos balanceados son:

$$MB = \frac{(M1 + M2)}{2}$$

$$MB = \frac{(1\,363,39 + 1\,487,33)}{2}$$

$$MB = 1\,425,36 \text{ kg - m}$$

- Balance de momentos entre losa 2 y losa 12

- Datos de balance de momentos

$$M1 = 590,46 \text{ kg-m}$$

$$M2 = 863,40 \text{ kg-m}$$

$$\text{Si } M1 > 0,8 * M2; \text{ entonces } MB = (M1 + M2) / 2$$

$$590,46 > 0,8 * (863,0)$$

$$590,46 > 690,72 \text{ (no aplica } MB = (M1 + M2) / 2)$$

$$\text{Si } M1 < 0,8 * M2; \text{ entonces } MB_1 = M1 + ((M2 - M1) * D_1)$$

$$1\ 363,39 < 0,8 * (1\ 487,33)$$

$$590,46 < 690,72 \text{ (aplica } MB_1, MB_2)$$

$$K_1 = \frac{1}{L_1} = \frac{1}{5,60\text{m}} = 0,18$$

$$K_2 = \frac{1}{L_2} = \frac{1}{2,80\text{m}} = 0,36$$

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0,18}{0,18 + 0,36}$$

$$D_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{0,36}{0,18 + 0,36}$$

$$D_1 = 0,33$$

$$D_2 = 0,67$$

Los momentos balanceados son:

$$MB_1 = M1 + ((M2 - M1) * D_1)$$

$$MB_1 = 590,46 + ((863,40 - 590,46) * 0,33)$$

$$MB_1 = 681,44 \text{ kg} - \text{m}$$

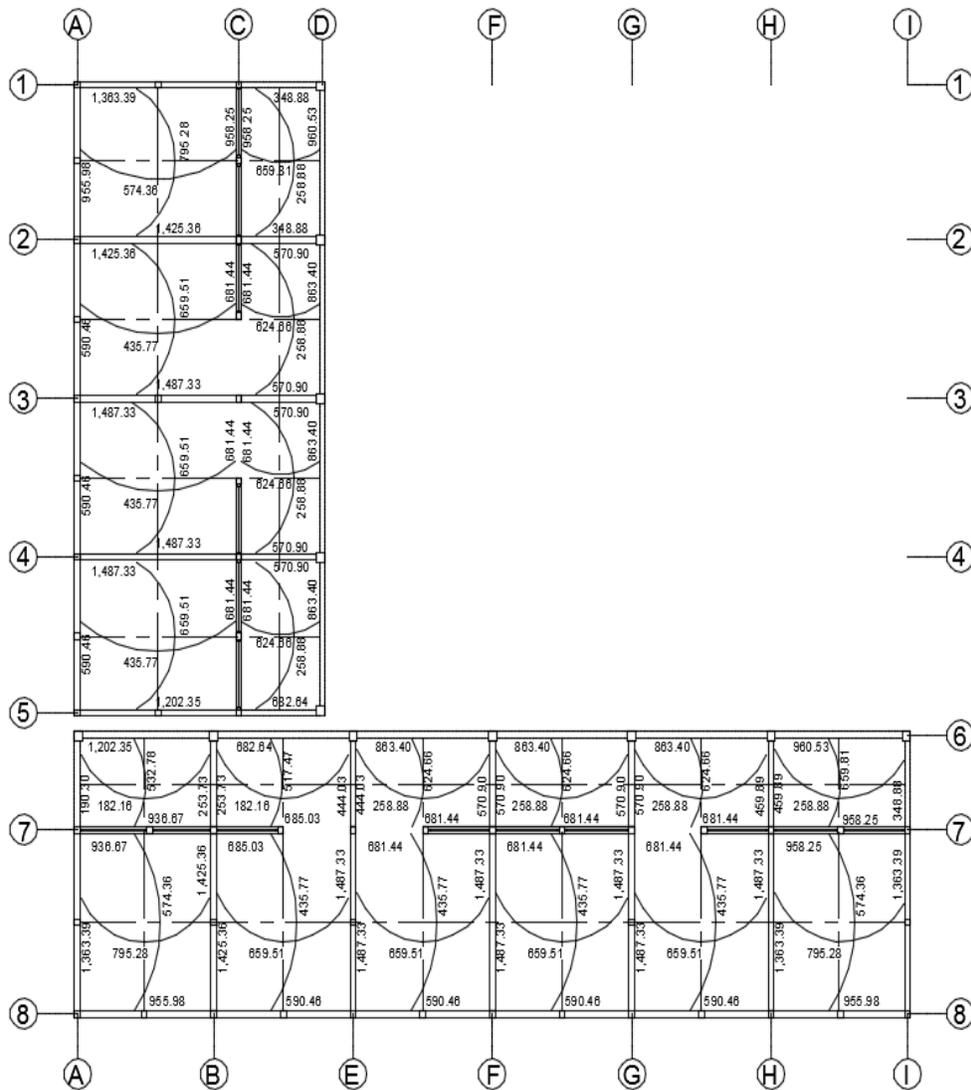
$$MB_2 = M2 - ((M2 - M1) * D_2)$$

$$MB_2 = 863,40 - ((863,40 - 590,46) * 0,67)$$

$$MB_2 = 681,44 \text{ kg} - \text{m}$$

Se aplicó el mismo procedimiento para realizar los balances de momentos en todas las losas. Los resultados de los momentos finales se observan en la figura 26:

Figura 26. Distribución de momentos finales en losas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Diseño de armado de losa

Se realizará el diseño de armado de losa, para un ancho unitario de un metro, con lo cual debe de definirse la cantidad de acero mínimo para resistir el momento actuante.

- Datos de armado de losa

Espesor de losa (t) = 0,12 m

Resistencia a compresión del concreto ($f'c$) = 280 Kg/cm²

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

Ancho unitario (b) = 100 cm

Recubrimiento (rec) = 2,54 cm

Peralte efectivo (d) = 9,68 cm (d = b – rec)

Momento máximo actuante = 1 487,33 kg-m

- Cálculo de área de acero mínimo

El cálculo del área de acero mínimo de una losa se calcula según sección 8.7.5.6.3.1 del ACI 318SUS-14 (sistema mks esfuerzos en kgf/cm²)

$$A_{smin} = \frac{1.2 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$$

$$A_{smin-minimo} = \frac{21 * b * d}{f_y}$$

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

$$A_{smin} = 4,63cm^2$$

$$A_{smin-minimo} = \frac{21 * 100cm * 9,68cm}{4 200kg/cm^2}$$

$$A_{smin-minimo} = 4,84cm^2$$

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

- Cálculo de área de acero requerido

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

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

$$A_{sreq} = \frac{0,85 * 280}{4 200} * \left[(100 * 9,68) - \sqrt{(100 * 9,68)^2 - \frac{1 487,33 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{sreq} = 4,23cm^2$$

Para el cálculo del área de acero requerida, las dimensionales que se usarán son: para f_y y $f'c = kg/cm^2$, para (b) y $(d) = cm$ y para $M = kg-m$. Esto con el fin de que el área calculada, su dimensional sea cm .

- Cálculo de área de acero del momento máximo probable

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

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

$$A_{sMPR} = \frac{0,85 * 280}{1,25 * 4 200} * \left[(100 * 9,68) - \sqrt{(100 * 9,68)^2 - \frac{1 487,33 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{sMPR} = 3,38\text{cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero del momento máximo probable, las dimensionales que se usarán son: para fy y f'c = kg/cm², para (b) y (d) = cm y para M = kg-m. Esto con el fin de que el área calculada, su dimensional sea cm.

- Cálculo de área de acero máximo

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

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

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

Donde:

A_{smax} = área de acero máximo

ρ_b = rho balanceado

B = ancho unitario (cm)

d = peralte efectivo (cm)

β_1 = distribución rectangular equivalente (Tabla 22.2.2.4.3)

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto

fy = resistencia a la fluencia del refuerzo en acero

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

$$\rho_b = 0,03$$

$$A_{smax} = 0,03 * 0,5 * 100 * 9,68$$

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

- Cálculo de espaciamiento mínimo (S_{min})

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

- Cálculo de espaciamiento mínimo, mínimo-mínimo y requerido

Con el área de acero mínimo, mínimo-mínimo y requerido se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas No. 3 ($A = 0,71255 \text{ cm}^2$). Usando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\text{Área de la varilla} * 100}{\text{Área calculada}}$$

$$S_{\min} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{4,63\text{cm}^2}$$

$$S_{\min} = 15,40\text{cm} \cong 15\text{cm}$$

$$S_{\min-\minimo} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{4,84\text{cm}^2}$$

$$S_{\min-\minimo} = 14,72\text{cm} \cong 15\text{cm}$$

$$S_{\text{req}} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{4,23\text{cm}^2}$$

$$S_{\text{req}} = 16,84\text{cm} \cong 15\text{cm}$$

- Cálculo de espaciamiento de área de acero del momento máximo probable

Con el área de acero del momento máximo probable se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas núm. 3 (A = 0,71255 cm²). Usando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\text{Área de la varilla} * 100}{\text{Área calculada}}$$

$$S_{\min} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{3,38\text{cm}^2}$$

$$S_{\min} = 21,08\text{cm} \cong 20\text{cm}$$

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

- Cálculo de espaciamiento máximo (S_{max})

Según el ACI 318SUS-14 sección 8.7.2.2 el espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal corrugado debe ser el menor entre $2h$ y 18 pulg. en las secciones críticas.

- Selección de espaciamiento del armado de losa

Al haber realizado los calculados de área de acero se determinó que el área a usar será el de $4,84\text{cm}^2$, por lo que la separación entre barras será de 15cm.

2.1.6.6. Diseño de vigas

En el sistema estructural planteado no es necesario el uso de vigas, por el motivo que se usan los elementos llamados soleras. Pero se hizo necesario el diseño de vigas para disminuir el espesor de losa y el emplazamiento de estas.

La longitud de la viga en aulas será de 5,60m y la de pasillos será de 2,80m, se calculó para cada uno, para determinar el armado que necesita cada viga.

- Diseño de viga de pasillos

Los datos que se necesitan para esta viga se presentan a continuación.

- Datos de vigas de pasillos

Área tributaria a la viga (A_t) = 4,20 m²

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

Carga muerta (CM) = 480,49 Kg/m²

Recubrimiento (rec) = 2,54 cm

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

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

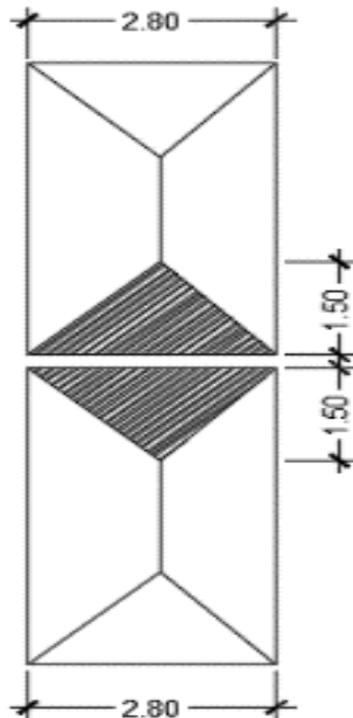
Ancho (b) = 25 cm

Alto (h) = 30 cm

Longitud (L) = 2,8 m

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

Figura 27. **Área tributaria a vigas de pasillo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Las ecuaciones que utilizar son:

$$W = \frac{C_U * A_t}{L} + P_U$$

$$P_U = b * h * \gamma_c$$

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

$$C_U = (1,2 * 480,49) + (1,6 * 500)$$

$$C_U = 1\,376,59 \text{ kg/m}^2$$

$$P_U = 0,25\text{m} * 0,30\text{m} * 2\,400\text{kg/m}^3$$

$$P_U = 180\text{kg/m}$$

$$W = \frac{1\,376,59 \text{ kg/m}^2 * 4,20\text{m}^2}{2,80\text{m}} + 180\text{kg/m}$$

$$W = 2\,244,88\text{kg/m}$$

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

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

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

$$M^- = \frac{2\,244,88 * 2,8^2}{16}$$

$$M^- = 1\,099,99 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M^+ = \frac{2\,244,88 * 2,8^2}{14}$$

$$M^+ = 1\,257,13 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de área de acero mínimo

El cálculo del área de acero mínimo de una viga se calcula según sección 9.6.1.2 del ACI 318SUS-14 (sistema mks esfuerzos en kgf/cm²).

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

$$A_{smin-minimo} = \frac{14 * b * d}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{280\text{kg/cm}^2} * 25\text{cm} * (30\text{cm} - 2,54\text{cm})}{4\,200\text{kg/cm}^2}$$

$$A_{smin} = 2,19\text{cm}^2$$

$$A_{smin-minimo} = \frac{14 * 25\text{cm} * (30\text{cm} - 2,54\text{cm})}{4\,200\text{kg/cm}^2}$$

$$A_{smin-minimo} = 2,29\text{cm}^2$$

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

- Cálculo de área de acero requerido

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

$$A_{s\text{requerido}} = \frac{0,85 * f'c}{f_y} * \left[(b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0,03825 * f'c}} \right]$$

$$A_{s\text{req}}M^- = \frac{0,85 * 280}{4 200} * \left[(25 * 27,46) - \sqrt{(25 * 27,46)^2 - \frac{1 082,35 * 25}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s\text{req}}M^- = 1,07\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{req}}M^+ = \frac{0,85 * 280}{4 200} * \left[(25 * 27,46) - \sqrt{(25 * 27,46)^2 - \frac{1 236,97 * 25}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s\text{req}}M^+ = 1,23\text{cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero requerida, las dimensionales que se usarán son: para f_y y $f'c = \text{kg/cm}^2$, para (b) y $(d) = \text{cm}$ y para $M = \text{kg-m}$. Esto con el fin de que el área calculada, su dimensional sea cm .

- Cálculo de área de acero máximo

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

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

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

Donde:

A_{smax} = área de acero máximo

ρ_b = rho balanceado

b = ancho unitario (cm)

d = peralte efectivo (cm)

β_1 = distribución rectangular equivalente (Tabla 22.2.2.4.3)

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto

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

$$\rho_b = 0,03$$

$$A_{smax} = 0,03 * 0,5 * 25 * 27,46$$

$$A_{smax} = 9,80\text{cm}^2$$

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

- Cálculo de espaciamiento

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

$$S = \frac{d}{4}$$

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

$$S = 24 * \phi_E$$

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

Donde:

S = espaciamiento

d = peralte de a viga

ϕ_{VL} = diámetro de varilla longitudinal

ϕ_E = diámetro de varilla estribo

$$S = \frac{27,46 \text{cm}}{4} = 6,87 \text{cm}$$

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

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

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

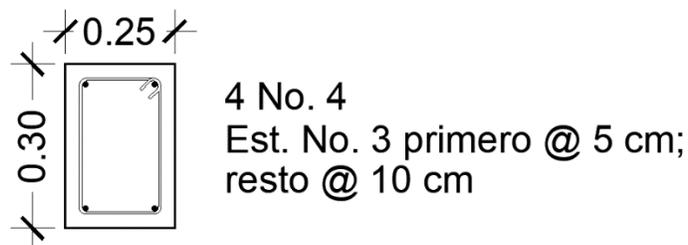
El valor mínimo es 6,87 cm, por lo que se usará un esparcimiento de 10 cm.

- Requerimientos mínimos que debe de cumplir el armado final
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 9.6.1.1: se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión A_{smin} en toda la sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 18.4.2.1: las vigas deben de tener al menor dos barras continuas en las caras superior e inferior.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 18.4.2.2: la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 18.4.2.4: en ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud de $2h$ medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 2 pulg. de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d): (a) $d/4$, (b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal, (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento y (d) 12 pulg.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 18.6.3.1: la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 25.2.1: para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en capa horizontal, la

distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 1 pulg., d_b , y $(4/3) d_{agg}$.

- ✓ ACI 318SUS-14 sección 25.2.2: cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 1 pulg.

Figura 28. **Detalle de armado viga de pasillos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Diseño de viga de aulas

Los datos que se necesitan para esta viga se presentan a continuación.

- Datos de vigas de aulas

Área tributaria a la viga (A_t) = 14,88 m²

Carga viva (aulas) (CV) = 200 Kg/m²

Carga muerta (CM) = 480,49 Kg/m²

Recubrimiento (rec) = 2,54 cm

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

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

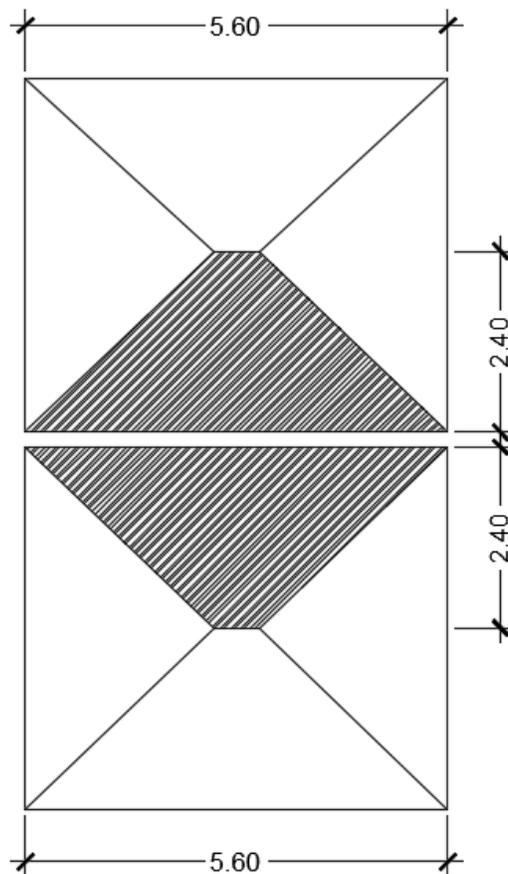
Ancho (b) = 30 cm

Alto (h) = 40 cm

Longitud (L) = 5,6 m

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

Figura 29. **Área tributaria a vigas de aula**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Las ecuaciones a utilizar son:

$$W = \frac{C_U * A_t}{L} + P_U$$

$$P_U = b * h * \gamma_c$$

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

$$C_U = (1,2 * 480,49) + (1,6 * 200)$$

$$C_U = 896,59 \text{ kg/m}^2$$

$$P_U = 0,30\text{m} * 0,40\text{m} * 2\,400\text{kg/m}^3$$

$$P_U = 288\text{kg/m}$$

$$W = \frac{896,59 \text{ kg/m}^2 * 14,88\text{m}^2}{5,60\text{m}} + 288\text{kg/m}$$

$$W = 2\,670,36\text{kg/m}$$

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

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

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

$$M^- = \frac{2\,670,36 * 5,6^2}{16}$$

$$M^- = 5\,233,91 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M^+ = \frac{2\,670,36 * 5,6^2}{14}$$

$$M^+ = 5\,981,61 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de área de acero mínimo

El cálculo del área de acero mínimo de una viga se calcula según sección 9.6.1.2 del ACI 318SUS-14 (sistema mks esfuerzos en kgf/cm²).

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

$$A_{smin-minimo} = \frac{14 * b * d}{fy}$$

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{280 \text{kg/cm}^2} * 30 \text{cm} * (40 \text{cm} - 2,54 \text{cm})}{4\,200 \text{kg/cm}^2}$$

$$A_{smin} = 3,58 \text{cm}^2$$

$$A_{smin-minimo} = \frac{14 * 30 \text{cm} * (40 \text{cm} - 2,54 \text{cm})}{4\,200 \text{kg/cm}^2}$$

$$A_{smin-minimo} = 3,75 \text{cm}^2$$

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

- Cálculo de área de acero requerido

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

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

$$A_{s\text{req}}M^- = \frac{0,85 * 280}{4\ 200} * \left[(30 * 37,46) - \sqrt{(30 * 37,46)^2 - \frac{5\ 233,91 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s\text{req}}M^- = 3,81\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{req}}M^+ = \frac{0,85 * 280}{4\ 200} * \left[(30 * 37,46) - \sqrt{(30 * 37,46)^2 - \frac{5\ 981,61 * 30}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s\text{req}}M^+ = 4,37\text{cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero requerida, las dimensionales que se usarán son: para f_y y $f'c = \text{kg/cm}^2$, para (b) y $(d) = \text{cm}$ y para $M = \text{kg-m}$. Esto con el fin de que el área calculada, su dimensional sea cm .

- Cálculo de área de acero máximo

El cálculo de área de acero máximo de una viga se calcula de la siguiente manera: (ρ no debe de exceder 0,025).

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

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

Donde:

A_{smax} = área de acero máximo

ρ_b = rho balanceado

b = ancho unitario (cm)

d = peralte efectivo (cm)

β_1 = distribución rectangular equivalente (Tabla 22.2.2.4.3)

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto

f_y = resistencia a la fluencia del refuerzo en acero

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

$$\rho_b = 0,03$$

$$A_{smax} = 0,03 * 0,5 * 30 * 37,46$$

$$A_{smax} = 16,05\text{cm}^2$$

- Cálculo de espaciamiento

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

$$S = \frac{d}{4}$$

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

$$S = 24 * \phi_E$$

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

Donde:

S = espaciamiento

d = peralte de la viga

ϕ_{VL} = diámetro de varilla longitudinal

ϕ_E = diámetro de varilla estribo

$$S = \frac{37,46\text{cm}}{4} = 9,37\text{cm}$$

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

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

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

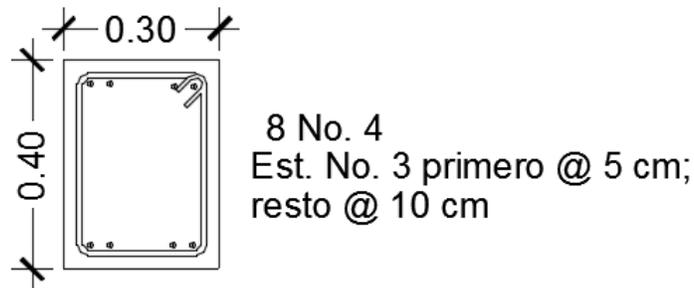
El valor mínimo es 9,37 cm, por lo que se usará un esparcimiento de 10 cm.

- Requerimientos mínimos que debe de cumplir el armado final
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 9.6.1.1: se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión A_{smin} en toda la sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 18.4.2.1: las vigas deben de tener al menor dos barras continuas en las caras superior e inferior.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 18.4.2.2: la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 18.4.2.4: en ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud de $2h$ medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 2 pulg. de la cara del miembro de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (d): (a) $d/4$, (b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal, (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento y (d) 12 pulg.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 18.6.3.1: la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 25.2.1: para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en capa horizontal, la

distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 1 pulg., d_b , y $(4/3) d_{agg}$.

- ✓ ACI 318SUS-14 sección 25.2.2: cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas horizontales, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 1 pulg.

Figura 30. **Detalle de armado viga de aulas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

2.1.6.7. **Diseño de columna**

Las columnas son elementos verticales que absorben la carga completa del edificio para trasladarla a la cimentación. Están sometidas principalmente a esfuerzos de compresión axial y a momentos flexionantes.

En el caso de la estructura en análisis, el elemento que se encargará de trasladar las cargas a la cimentación son los muros. Pero se tiene el caso especial, donde se hizo el diseño de columna aislada, por lo que se hizo necesario el diseño de dicho elemento.

Adicionalmente, se realizó el diseño de las columnas que van dentro de los muros de mampostería, los que comúnmente se llaman mochetas.

- Diseño de columna aislada

Los datos que se necesitan para esta columna se presentan a continuación.

- Datos de columna aislada

Ancho (b) = 30 cm

Alto (h) = 30 cm

$A_g (30\text{cm} * 30\text{cm}) = 900\text{cm}^2$

- Cálculo de área de acero

El cálculo del área de acero de una columna se calcula según sección 18.7.4.1 del ACI 318SUS-14.

$$A_s = (0,01 * A_g) \sim (0,06 * A_g)$$

El valor que se usará para calcular el área de acero será 0,02.

$$A_s = (0,02 * 900\text{cm}^2)$$

$$A_s = 18\text{cm}^2$$

El área de acero calculado se distribuirá en la toda la columna.

- Distribución de área de acero

$$4 \text{ varillas núm. 6} = 4 * (2,85 \text{ cm}^2) = 11,40 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ varillas núm. 5} = 4 * (1,98 \text{ cm}^2) = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 19,32 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de espaciamiento

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

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

$$S = 24 * \phi_E$$

$$S = \frac{a}{2}$$

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

Donde:

S = espaciamiento

a = la menor dimensión de la sección transversal de la columna

ϕ_{VL} = diámetro de varilla longitudinal

ϕ_E = diámetro de varilla estribo

$$S = 8 * 1,59\text{cm} = 12,72\text{cm}$$

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

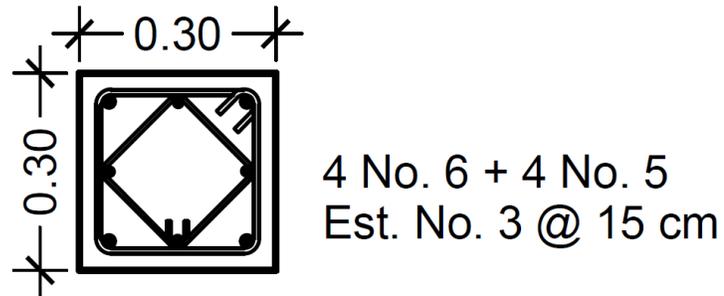
$$S = \frac{30\text{cm}}{2} = 15\text{cm}$$

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

El valor mínimo es 12,72 cm, por lo que se usará un espaciamiento de 15 cm.

- Requerimientos mínimos que debe de cumplir el armado final
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 18.4.3.3: en ambos extremos de la columna deben colocarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o en una longitud l_o medida desde la cara del nudo. El espaciamiento S_o no debe exceder el menor de (a) hasta (d): (a) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, (b) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, (c) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna y (d) 12 pulg.
 - ✓ ACI 318SUS-14 sección 18.4.3.4: el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de $S_o/2$ de la cara del nudo.

Figura 31. **Detalle de armado columna aislada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Diseño de mocheta

Los datos que se necesitan para esta columna se presentan a continuación.

- Datos de mocheta

Ancho (b) = 20 cm

Alto (h) = 20 cm

A_g (20cm * 20cm) = 400cm²

- Cálculo de área de acero

El cálculo del área de acero de una columna se calcula de la siguiente manera:

$$A_{smin} = (0,0025 * A_g)$$

$$A_{smax} = (0,04 * A_g)$$

$$A_{smin} = (0,0025 * 400cm^2)$$

$$A_{smin} = 1cm^2$$

$$A_{smax} = (0,04 * 400cm^2)$$

$$A_{smax} = 16cm^2$$

Se distribuirá en la toda la columna varillas de acero para estar en el rango del acero mínimo y máximo.

- Distribución de área de acero

$$4 \text{ varillas núm. 4} = 4 * (1,27 \text{ cm}^2) = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 5,08 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de espaciamiento

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

$$S = 16 * \phi_{VL}$$

$$S = 48 * \phi_E$$

$$S = a$$

Donde:

S = espaciamiento

a = la menor dimensión de la sección transversal de la columna

\emptyset_{VL} = diámetro de varilla longitudinal

\emptyset_E = diámetro de varilla estribo

$$S = 16 * 1,27\text{cm} = 20,32\text{cm}$$

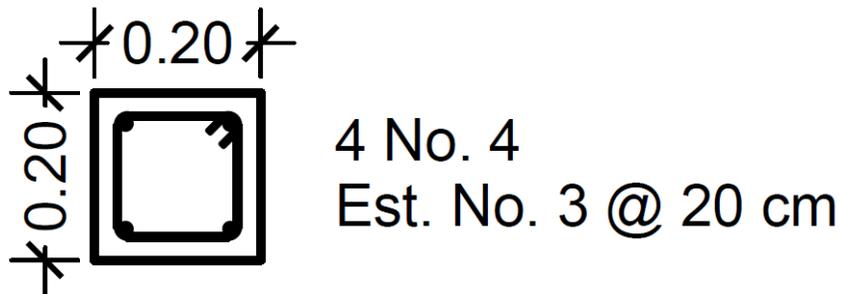
$$S = 48 * 0,95\text{cm} = 45,72\text{cm}$$

$$S = 20 = 20\text{cm}$$

El valor mínimo es 20 cm, por lo que se usará un esparcimiento de 20 cm.

- Requerimientos mínimos que debe de cumplir el armado final
 - ✓ Notas mampostéricas de una sabandija p. 129: *refuerzo vertical mínimo* $\geq 0,0025 * A_g$.
 - ✓ Notas mampostéricas de una sabandija p. 129: *refuerzo vertical máximo* $\leq 0,04 * A_g$.
 - ✓ Notas mampostéricas de una sabandija p. 129: *número mínimo de varillas 4*.
 - ✓ Notas mampostéricas de una sabandija p. 129: *espaciamiento vertical de estribos, el menor de (a) hasta (c): (a) 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal, (b) 48 veces el diámetro de la barra del estribo y (c) lado menor de la columna.*

Figura 32. **Detalle de armado mocheta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

2.1.6.8. Diseño en mampostería

Para el diseño de mampostería reforzada, según el MSJC, UBC e IBC se puede realizar mediante los siguientes métodos:

- Esfuerzos permisibles, conocido como esfuerzos de trabajo
- Por resistencia
- Empírico

Cada uno de los métodos mencionados tiene sus características especiales para diseñar estructuras en mampostería. El método que se seleccionó para el caso de la estructura en análisis es el método de esfuerzos de trabajo.

Las premisas básicas de este método son las combinaciones de carga viva, muerta, sismo y viento. En el caso del método a usar los elementos de mampostería pueden soportar cargas reales que actúan en la estructura, siempre y cuando cumpla con las siguientes hipótesis:

- La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- Los muros de mampostería fallan cuando se alcanza la deformación unitaria máxima a compresión, el dato a tomar es 0,003.
- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal del elemento se mantiene plana.

2.1.6.8.1. Procedimiento de análisis y diseño en mampostería

El primer paso para el análisis y diseño será la determinación de cargas sísmicas que actúan en la estructura, después se procederá a la identificación y enumeración de muros, luego se realizará el cálculo de centro de masa y centro de rigidez de la estructura y de cada muro que lo conforman. Esto con el fin de determinar que la estructura resistirá los efectos de sismo.

En todo diseño de estructuras es recomendable la simetría en geometría y rigidez de estas, con el fin de hacer mínimos los efectos de torsión.

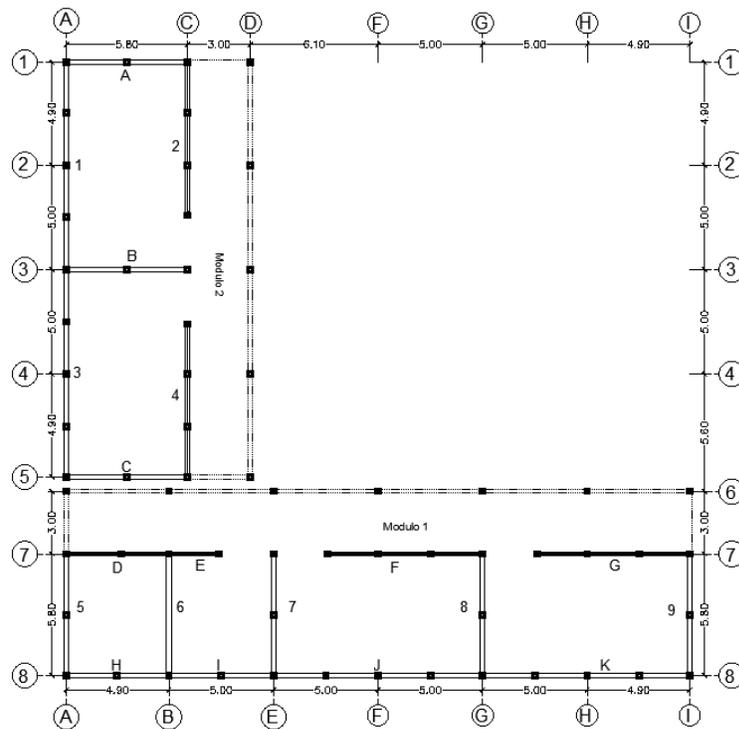
Para llevar a cabo el análisis y diseño de mampostería se realizarán los siguientes pasos:

- Cálculo de fuerza de sismo (calculada con anterioridad)
- Identificación y enumeración de muros
- Cálculo de centro de masa y centro de rigidez
- Cálculo de fuerza directa
- Cálculo de fuerza torsional
- Chequeos de esfuerzos permisibles
- Cálculo de refuerzo horizontal

Para realizar los anteriores pasos mencionados se trabajará por niveles:

- Primer nivel
 - Identificación y enumeración de muros

Figura 33. Enumeración de muros primer nivel



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Para la enumeración de los muros se tomó el criterio que muros horizontales X (vistos en planta) se identificaron con letras y los muros en vertical Y (visto en planta) se identificaron con números.

Tabla XIV. **Enumeración de muros primer nivel**

Datos de muros		
ID. Muro	Eje que trabaja	Longitud de muro (m)
1	Y	9,70
2	Y	7,10
3	Y	9,70
4	Y	7,10
5	Y	5,60
6	Y	5,60
7	Y	5,60
8	Y	5,60
9	Y	5,60
A	X	5,60
B	X	5,60
C	X	5,60
D	X	4,70
E	X	2,20
F	X	7,20
G	X	7,10
H	X	4,70
I	X	4,80
J	X	9,80
K	X	9,70

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de centro de masa y centro de rigidez

El cálculo del centro de masa y rigidez se calcularon de la siguiente manera:

- ✓ Centro de masa de la estructura

$$C_{m(x,y)} = \frac{\sum W_m * C_o}{\sum W}$$

- ✓ Centro de rigidez

$$C_{R(x,y)} = \frac{\sum K * L}{\sum K}$$

- ✓ Centro de masa de cada muro

$$C_{m(x,y)} = \frac{W_m * C_o}{\sum W}$$

- ✓ Centro de rigidez de cada muro

$$C_{R(x,y)} = \frac{K * C_o}{\sum K}$$

Donde:

$C_{m(x,y)}$ = centro de masa de la estructura (x o y)

W_m = peso de muros

C_o = coordenada de muros (x o y)

$C_{R(x,y)}$ = centro de rigidez de la estructura (x o y)

K = rigidez de muro

L = longitud de muro

$C_{m(x,y)}$ = centro de masa de cada muro (x o y)

$C_{R(x,y)}$ = centro de rigidez de cada muro (x o y)

Como se logra observar en las ecuaciones anteriores se necesita del peso del muro (peso de cada muro) para determinar el valor de su centro de masa. Para determinar el peso de muro se hará con la siguiente ecuación:

$$W_m = A_m * W_b * \text{Unidades de block} * F. F. S$$

Donde:

A_m = área de muros (altura * longitud)

W_b = peso de block

$F.F.S K$ = factor de fundición de solera (15 % - 20 %)

$$W_m = (3m * 5,6m) * 14,97kg * 12,5 \frac{\text{uni}}{\text{m}^2} * 1,15$$

$$W_m = 3\ 615,93kg$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del primer nivel para el cálculo del peso de muro. A continuación, se presentará una tabla donde se encuentran ya calculados los pesos de muros del primer nivel.

Tabla XV. **Pesos de muro primer nivel**

ID. Muro	Peso de muros (kg)
1	6 263,30
2	4 584,48
3	6 263,30
4	4 584,48
5	3 615,93
6	3 615,93
7	3 615,93
8	3 615,93
9	3 615,93
A	3 615,93
B	3 615,93
C	3 615,93
D	3 034,79
E	1 420,54

Continuación de la tabla XV.

F	4 649,05
G	4 584,48
H	3 034,79
I	3 099,36
J	6 327,87
K	6 263,30

Fuente: elaboración propia.

Como se mencionó con anterioridad la estructura en análisis se separó por módulos (módulo uno y módulo dos), por lo cual en la tabla XVI se hace la separación de pesos de muro por módulo.

Tabla XVI. **Peso total de muros por módulo**

Pesos totales de muros por módulo	
Módulo uno	Módulo dos
50 493,82 kg	32 543,33 kg

Fuente: elaboración propia.

Ya obtenido los pesos de cada uno de los muros el siguiente paso es identificar las coordenadas que tiene cada muro respecto a un eje. Tales coordenadas se presentan en la tabla XVII.

Tabla XVII. **Coordenadas de muros**

Coordenadas de muro		
ID. Muro	X (m)	Y (m)
1	0,00	24,40
2	5,60	25,75

Continuación de la tabla XVII.

3	0,00	14,30
4	5,60	12,85
5	0,00	2,80
6	4,90	2,80
7	9,90	2,80
8	19,90	2,80
9	29,60	2,80
A	2,80	29,10
B	2,80	19,40
C	2,80	9,50
D	2,35	5,60
E	6,00	5,60
F	16,10	5,60
G	26,05	5,60
H	2,35	0,00
I	7,30	0,00
J	14,80	0,00
K	24,80	0,00

Fuente: elaboración propia.

Con los pesos y coordenadas de cada muro calculados se procederá al cálculo del centro de masa de cada uno de estos. Esto con el fin de determinar el centro de masa de toda la estructura.

$$C_{m(x,y)} = \frac{W_m * C_o}{\sum W}$$

$$C_{m(x)} = \frac{3\,615,93\text{kg} * 0,00\text{m}}{50\,493,82\text{kg}} = 0\text{m}$$

$$C_{m(y)} = \frac{3\,615,93\text{kg} * 2,80\text{m}}{50\,493,82\text{kg}} = 0,20\text{m}$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del primer nivel, módulo uno para el cálculo del centro de masa. A continuación, se presentará una tabla donde se encuentran ya calculados los centros de masa de cada muro del primer nivel.

Tabla XVIII. **Centros de masa de cada muro**

Centros de masa de cada muro		
ID. Muro	X (m)	Y (m)
1	0,00	4,70
2	0,79	3,63
3	0,00	2,75
4	0,79	1,81
5	0,00	0,20
6	0,35	0,20
7	0,71	0,20
8	1,43	0,20
9	2,12	0,20
A	0,31	3,23
B	0,31	2,16
C	0,31	1,06
D	0,14	0,34
E	0,17	0,16
F	1,48	0,52
G	2,37	0,51
H	0,14	0,00
I	0,45	0,00
J	1,85	0,00
K	3,08	0,00

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el centro de masa de la estructura se necesita la sumatoria de pesos multiplicado por las coordenadas.

✓ Centro de masa de la estructura módulo uno

El módulo uno está conformado por los muros: 5, 6, 7, 8, 9, D, E, F, G, H, I, J y K, por lo tanto, solo de esos muros serán considerados los datos para el cálculo del centro de masa.

Tabla XIX. **Pesos por coordenadas módulo uno**

Pesos de muros por coordenadas de muros			
ID. Muro	Peso de muros (kg)	X (kg-m)	Y (kg-m)
5	3 615,93	0,00	10 124,59
6	3 615,93	17 718,04	10 124,59
7	3 615,93	35 797,66	10 124,59
8	3 615,93	71 956,92	10 124,59
9	3 615,93	107 031,40	10 124,59
D	3 034,79	7 131,77	16 994,85
E	1 420,54	8 523,25	7 955,04
F	4 649,05	74 849,66	26 034,66
G	4 584,48	119 425,63	25 673,07
H	3 034,79	7 131,77	0,00
I	3 099,36	22 625,36	0,00
J	6 327,87	93 652,47	0,00
K	6 263,30	155 329,83	0,00
Sumatoria	50 493,82	721 173,76	127 280,58

Fuente: elaboración propia.

$$C_{m(x,y)} = \frac{\sum W_m * C_o}{\sum W}$$

$$C_{m(x)} = \frac{721\,173,76\text{kg} - \text{m}}{50\,493,82\text{kg}} = 14,28\text{m}$$

$$C_{m(y)} = \frac{127\,280,58\text{kg} - \text{m}}{50\,493,82\text{kg}} = 2,52\text{m}$$

- ✓ Centro de masa de la estructura módulo dos

El módulo dos está conformado por los muros: 1, 2, 3, 4, A, B y C, por lo tanto, solo de esos muros serán considerados los datos para el cálculo del centro de masa.

Tabla XX. **Pesos por coordenadas módulo dos**

Pesos de muros por coordenadas de muros			
ID. Muro	Peso de muros (kg)	X (kg-m)	Y (kg-m)
1	6 263,30	0,00	152 824,51
2	4 584,48	25 673,07	118 050,28
3	6 263,30	0,00	89 565,19
4	4 584,48	25 673,07	58 910,53
A	3 615,93	10 124,59	105 223,43
B	3 615,93	10 124,59	70 148,96
C	3 615,93	10 124,59	34 351,29
Sumatoria	32 543,33 kg	81 719,92	629 074,20

Fuente: elaboración propia.

$$C_{m(x,y)} = \frac{\sum W_m * C_o}{\sum W}$$

$$C_{m(x)} = \frac{81\,719,92\text{kg} - \text{m}}{32\,543,33\text{kg}} = 2,51\text{m}$$

$$C_{m(y)} = \frac{629\,074,20\text{kg} - \text{m}}{32\,543,33\text{kg}} = 19,33\text{m}$$

Como se logra observar en las ecuaciones anteriores se necesita la rigidez de muro (rigidez de cada muro) para determinar el valor de su centro de rigidez. Para determinarla se hará uso de las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{1}{\Delta}$$

$$K' = \frac{1}{\Delta'}$$

$$\Delta = \frac{F_s}{750 * f'm * t} * \left[4 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right]$$

$$\Delta' = \left[4 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right]$$

Donde:

K = rigidez de muro

Δ = deriva o deflexión

F_s = fuerza sísmica en el nivel y eje

$f'm$ = resistencia a compresión del mamposte

t = espesor de muro

h = altura de nivel analizado

l = longitud de muro analizado

No existe inconveniente en utilizar la ecuación de Δ o Δ' y K o K' , no afecta en el cálculo. La ecuación de Δ , se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta' = \left[4 \left(\frac{3m}{5,6m} \right)^3 + 3 \left(\frac{3m}{5,6m} \right) \right]$$

$$\Delta' = 2,22$$

$$K = \frac{1}{2,22}$$

$$K = 0,45$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del primer nivel para el cálculo de rigidez de cada muro. A continuación, se presentará la tabla XXI, donde se encuentran ya calculados las rigideces de muros del primer nivel.

Tabla XXI. **Rigideces de muro primer nivel**

ID. Muro	Rigidez de muro
1	0,96
2	0,64
3	0,96
4	0,64
5	0,45
6	0,45
7	0,45
8	0,45
9	0,45
A	0,45
B	0,45
C	0,45
D	0,34
E	0,07
F	0,65
G	0,64
H	0,34
I	0,35
J	0,97
K	0,96

Fuente: elaboración propia.

En el caso de la rigidez se tiene que realizar la sumatoria independiente de las rigideces que trabajan por módulo y eje de trabajo. A continuación, se presentan las respectivas sumatorias de rigideces.

Tabla XXII. **Sumatoria de rigideces por modulo y eje**

ID. Muro	Eje	Rigidez de muro
1	Y	0,96
2	Y	0,64
3	Y	0,96
4	Y	0,64
Sumatoria (módulo dos) Y		3,19
5	Y	0,45
6	Y	0,45
7	Y	0,45
8	Y	0,45
9	Y	0,45
Sumatoria (módulo uno) Y		2,25
A	X	0,45
B	X	0,45
C	X	0,45
Sumatoria (módulo dos) X		1,35
D	X	0,34
E	X	0,07
F	X	0,65
G	X	0,64
H	X	0,34
I	X	0,35
J	X	0,97
K	X	0,96
Sumatoria (módulo uno) X		4,31

Fuente: elaboración propia.

Con las rigideces y coordenadas de cada muro calculados se procederá al cálculo del centro de rigidez de cada uno de estos. Esto con el fin de determinar el centro de rigidez de toda la estructura.

$$C_{R(x,y)} = \frac{K * C_o}{\sum K}$$

$$C_{R(x)} = \frac{0,45 * 0,00m}{2,25} = 0,00m$$

$$C_{R(y)} = \frac{0,45 * 2,80m}{2,25} = 0,56m$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del primer nivel, módulo uno para el cálculo del centro de rigidez. A continuación, se presentará la tabla XXIII donde se encuentran ya calculados los centros de rigidez de cada muro del primer nivel.

Tabla XXIII. **Centros de rigidez de cada muro**

Centros de rigidez de cada muro		
ID. Muro	X (m)	Y (m)
1	0,00	7,32
2	1,12	5,15
3	0,00	4,29
4	1,12	2,57
5	0,00	0,56
6	0,98	0,56
7	1,98	0,56
8	3,98	0,56
9	5,92	0,56
A	0,93	9,70
B	0,93	6,47
C	0,93	3,17

Continuación de la tabla XXIII.

D	0,18	0,44
E	0,10	0,09
F	2,43	0,84
G	3,85	0,83
H	0,18	0,00
I	0,59	0,00
J	3,33	0,00
K	5,50	0,00

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el centro de rigidez de la estructura se necesita la sumatoria de rigideces multiplicado por la longitud de muro.

✓ Centro de rigidez de la estructura módulo uno

El módulo uno está conformado por los muros: 5, 6, 7, 8, 9, D, E, F, G, H, I, J y K, por lo tanto, solo de esos muros serán considerados los datos para el cálculo del centro de rigidez.

Tabla XXIV. **Rigideces por longitud de muro, módulo uno**

Rigideces de muros por longitud de muros		
ID. Muro	Rigidez	K*L (m)
5	0,45	2,52
6	0,45	2,52
7	0,45	2,52
8	0,45	2,52
9	0,45	2,52
Sumatoria (Y)	2,25	12,60
D	0,34	1,59
E	0,07	0,15

Continuación de la tabla XXIV.

F	0,65	4,68
G	0,64	4,52
H	0,34	1,59
I	0,35	1,68
J	0,97	9,49
K	0,96	9,27
Sumatoria (X)	4,31	32,98

Fuente: elaboración propia.

$$C_{R(x,y)} = \frac{\sum K * L}{\sum K}$$

$$C_{R(x)} = \frac{32,98m}{4,31} = 7,65m$$

$$C_{R(y)} = \frac{12,60m}{2,25} = 5,60m$$

✓ Centro de rigidez de la estructura módulo dos

El módulo dos está conformado por los muros: 1, 2, 3, 4, A, B y C, por lo tanto, solo de esos muros serán considerados los datos para el cálculo del centro de rigidez.

Tabla XXV. **Rigideces por longitud de muro, módulo dos**

Rigideces de muros por longitud de muros		
ID. Muro	Rigidez	K*L (m)
1	0,96	9,27
2	0,64	4,52

Continuación de la tabla XXV.

3	0,96	9,27
4	0,64	4,52
Sumatoria (Y)	3,19	27,59
A	0,45	2,52
B	0,45	2,52
C	0,45	2,52
Sumatoria (X)	1,35	7,56

Fuente: elaboración propia.

$$C_{R(x,y)} = \frac{\sum K * L}{\sum K}$$

$$C_{R(x)} = \frac{7,56m}{1,35} = 5,60m$$

$$C_{R(y)} = \frac{27,59m}{3,19} = 8,66m$$

- Cálculo de fuerza directa

Para calcular la fuerza directa que llega a cada muro, se debe de tomar en consideración la fuerza sísmica que llega al nivel y eje analizado. Lo que se explica a continuación:

$$F_D = F_s * F.F_D$$

$$F.F_D = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Donde:

F_D = fuerza directa (ton)

F_s = fuerza sísmica en el nivel y eje (ton) (Tabla x)

$F.F_D$ = factor de fuerza directa

K_i = rigidez

$$F.F_D = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

$$F.F_D = \frac{0,45}{2,25}$$

$$F.F_D = 0,20$$

$$F_D = F_S * F.F_D$$

$$F_D = 14,25\text{ton} * 0,20$$

$$F_D = 2,85\text{ton}$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del primer nivel, módulo uno para el cálculo de fuerza directa. A continuación, se presentará la tabla XXVI, donde se encuentran ya calculadas las fuerzas directas de cada muro del primer nivel.

Tabla XXVI. **Fuerza directa, módulo uno y dos**

Fuerza directa por cada muro	
ID. Muro	F_D (ton)
1	3,79
2	2,53
3	3,79
4	2,53
5	2,85
6	2,85
7	2,85
8	2,85
9	2,85

Continuación de la tabla XXVI

A	4,21
B	4,21
C	4,21
D	1,49
E	0,31
F	2,86
G	2,81
H	1,49
I	1,55
J	4,27
K	4,21

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de fuerza torsional

Para calcular la fuerza torsional que llega a cada muro, se debe de tomar en consideración la fuerza directa que llega al nivel y eje analizado y la excentricidad total perpendicular a la fuerza directa. El cálculo se despliega de la siguiente manera:

$$F_T = F_D * F.F_T * e_{(x,y)}$$

$$F.F_T = \frac{D_i * K}{\sum(D_i)^2 * K_i}$$

$$D_i = |C_{R(x,y)} - C_o|$$

Donde:

F_T = fuerza torsional (ton)

F_D = fuerza directa

$F.F_T$ = factor de fuerza torsional

$e_{(x,y)}$ = excentricidad total perpendicular a la fuerza directa

D_i = distancia del centro de rigidez hacia las coordenadas de muro

K_i = rigidez

C_o = coordenada de muros (x o y)

$C_{R(x,y)}$ = centro de rigidez de la estructura (x o y)

$$D_i = |C_{R(x,y)} - C_o|$$

$$D_{iX} = |7,65\text{m} - 0,00\text{m}| = 7,65\text{m}$$

$$D_{iY} = |5,60\text{m} - 2,80\text{m}| = 2,80\text{m}$$

$$F.F_T = \frac{D_i * K}{\sum(D_i)^2 * K_i}$$

$$F.F_T = \frac{7,65\text{m} * 0,45}{398,21\text{m}^2} = 0,01$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del primer nivel, módulo uno para el cálculo de D_i y $F.F_T$. A continuación, se presentará la tabla XXVII, donde se encuentran ya calculadas las distancias y los factores de cada muro del primer nivel, separados por módulos.

Tabla XXVII. **Factor de fuerza torsional**

Factor de fuerza torsional					
Módulo uno					
ID. Muro	$D_i (x)$	$D_i (y)$	$D_i * K$	$D_i^2 * K$	$F.F_T$
5	7,65	2,80	3,44	26,37	0,01
6	2,75	2,80	1,24	3,41	0,00
7	2,25	2,80	1,01	2,27	0,00
8	12,25	2,80	5,51	67,48	0,01
9	21,95	2,80	9,88	216,73	0,02
D	5,30	0,00	0,00	0,00	0,00
E	1,65	0,00	0,00	0,00	0,00
F	8,45	0,00	0,00	0,00	0,00
G	18,40	0,00	0,00	0,00	0,00
H	5,30	5,60	1,90	10,61	0,00
I	0,35	5,60	1,96	11,00	0,00
J	7,15	5,60	5,42	30,35	0,01
K	17,15	5,60	5,35	29,98	0,01
Sumatoria	110,60	36,40	-----	398,21	-----
Módulo dos					
ID. Muro	$D_i (x)$	$D_i (y)$	$D_i * K$	$D_i^2 * K$	$F.F_T$
1	5,60	15,74	5,35	29,98	0,02
2	0,00	17,09	0,00	0,00	0,00
3	5,60	5,64	5,35	29,98	0,02
4	0,00	4,19	0,00	0,00	0,00
A	2,80	20,44	9,20	188,01	0,03
B	2,80	10,74	4,83	51,91	0,02
C	2,80	0,84	0,38	0,32	0,00
Sumatoria	19,60	74,68	-----	300,19	-----

Fuente: elaboración propia.

Ya calculado el factor de fuerza torsional se calcula la excentricidad total de la estructura, esto con la finalidad de obtener la fuerza torsional que llega a cada muro.

$$e_D = |C_{m(x,y)} - C_{R(x,y)}|$$

$$e_A = 5 \% * L_{(x,y)}$$

$$e_T = e_D + e_A$$

Donde:

e_D = excentricidad directa

e_A = excentricidad accidental

e_T = excentricidad total

$$e_D = |C_{m(x,y)} - C_{R(x,y)}|$$

$$e_{Dx} = |14,28m - 7,65m| = 6,63m$$

$$e_{Dy} = |2,52m - 5,60m| = 3,08m$$

$$e_A = 5 \% * L_{(x,y)}$$

$$e_{Ax} = 5 \% * 30m = 1,50m$$

$$e_{Ay} = 5 \% * 9m = 0,45m$$

$$e_T = e_D + e_A$$

$$e_{Tx} = 6,63m + 1,50m = 8,13m$$

$$e_{Ty} = 3,08m + 0,45m = 3,53m$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del primer nivel, módulo uno para el cálculo de fuerza. A continuación, se presentará la tabla XXVIII, donde se encuentran ya calculadas las fuerzas torsionales de cada muro del primer nivel.

Tabla XXVIII. **Fuerza torsional**

Fuerza torsional por cada muro		
Módulo uno		
ID. Muro	e_{Tx}	F_T (ton)
5	8,13	0,20
6	8,13	0,07
7	8,13	0,06
8	8,13	0,32
9	8,13	0,57
ID. Muro	e_{Ty}	F_T (ton)
D	3,53	0,00
E	3,53	0,00
F	3,53	0,00
G	3,53	0,00
H	3,53	0,03
I	3,53	0,03
J	3,53	0,21
K	3,53	0,20
Módulo dos		
ID. Muro	e_{Tx}	F_T (ton)
1	3,54	0,24
2	3,54	0,00
3	3,54	0,24
4	3,54	0,00
ID. Muro	e_{Ty}	F_T (ton)
A	11,67	1,51
B	11,67	0,79
C	11,67	0,06

Fuente: elaboración propia.

- Chequeos de valores de corte por unidad de longitud

Para determinar si las fuerzas que llegan a cada muro son aceptables o se pasan del rango, se hace una comparación con una tabla de valores de cortes proporcionada en el curso de mampostería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería.

Tabla XXIX. **Tabla de valores de corte por unidad de longitud**

Valores de corte por unidad de longitud			
Cantidad de niveles	Propiedad	Rango de valor mínimo (ton/ml)	Rango de valor máximo (ton/ml)
1	Actuante	1,00	1,00
	Resistente	1,50	1,75
2	Actuante	1,25	1,50
	Resistente	2,00	2,25
3	Actuante	1,50	2,00
	Resistente	2,25	2,50

Fuente: Tabla de valores de corte por unidad de longitud.

Tabla XXX. **Comparación de fuerzas, primer nivel**

Comparación de fuerzas						
ID. Muro	Longitud de muro (m)	F_D (ton)	F_T (ton)	$F_D + F_T$ (ton)	$F_D + F_T$ (ton/ml)	Cumpl e (Ok, Nok)
1	9,70	3,79	0,24	4,03	0,42	Ok
2	7,10	2,53	0,00	2,53	0,36	Ok
3	9,70	3,79	0,24	4,03	0,42	Ok
4	7,10	2,53	0,00	2,53	0,36	Ok
5	5,60	2,85	0,20	3,05	0,54	Ok
6	5,60	2,85	0,07	2,92	0,52	Ok
7	5,60	2,85	0,06	2,91	0,52	Ok
8	5,60	2,85	0,32	3,17	0,57	Ok

Continuación de la tabla XXX.

9	5,60	2,85	0,57	3,42	0,61	Ok
A	5,60	4,21	1,51	5,72	1,02	Ok
B	5,60	4,21	0,79	5,00	0,89	Ok
C	5,60	4,21	0,06	4,27	0,76	Ok
D	4,70	1,49	0,00	1,49	0,32	Ok
E	2,20	0,31	0,00	0,31	0,14	Ok
F	7,20	2,86	0,00	2,86	0,40	Ok
G	7,10	2,81	0,00	2,81	0,40	Ok
H	4,70	1,49	0,03	1,52	0,32	Ok
I	4,80	1,55	0,03	1,57	0,33	Ok
J	9,80	4,27	0,21	4,47	0,46	Ok
K	9,70	4,21	0,20	4,41	0,46	Ok

Fuente: elaboración propia.

- Chequeo por esfuerzos actuantes y permisibles

Otro método para determinar si el análisis de mampostería está bien realizado es, el chequeo por esfuerzos. Las ecuaciones son las siguientes:

$$F_a = 0,25 * f'm * \left[1 - \left(\frac{h'}{140 * r} \right)^2 \right]$$

$$F_v = 3,00 * \sqrt{f'm} \text{ o } \leq 150\text{PSI}$$

$$f_a = \frac{P}{b * d}$$

$$f_v = \frac{V}{b * d}$$

Donde:

F_a = esfuerzo axial de compresión permisible

$f'm$ = resistencia a compresión del mamposte ($70\text{kg/cm}^2 \approx 995,35\text{lb/plg}^2$)

h' = 0,8 de la altura del nivel en análisis

r = radio de giro

F_v = esfuerzo de corte permisible

f_a = esfuerzo axial de compresión actuante

P = carga axial (kg) $\left(\frac{W_{losa} + W_{viga}}{\text{Área de módulo}} * \text{Área de muro}\right)$

b = ancho de muro (se multiplica por un % que es el de vacíos del block
1- 100 %)

d = longitud de muro (se restan 10cm que son de protección de muro)

f_v = esfuerzo de corte actuante (Ton) ($F_D + F_T$)

V = carga a corte

$$f_a = \frac{P}{b * d}$$

$$f_a = \frac{\frac{87\,321,60\text{kg}}{30\text{m} * 9\text{m}} * (0,20\text{m} * 5,60\text{m})}{(20\text{cm} * 60\%) * (560\text{cm} - 10\text{cm})}$$

$$f_a = 0,05\text{kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{b * d}$$

$$f_v = \frac{3,05\text{ton} * 1\,000\text{kg}}{(19\text{cm} * 60\%) * (560\text{cm} - 10\text{cm})}$$

$$f_v = 0,49\text{kg/cm}^2$$

$$F_v = 3,00 * \sqrt{f'm} \text{ o } \leq 150\text{PSI}$$

$$F_v = 3.00 * \sqrt{995,35\text{lb/plg}^2} \text{ o } \leq 150\text{PSI}$$

$$F_v = 94,65\text{lb/plg}^2 \text{ o } \leq 150\text{lb/plg}^2$$

$$F_v = \frac{94,65\text{lb/plg}^2}{14,22} \text{ o } \leq \frac{150\text{lb/plg}^2}{14,22}$$

$$F_v = 6,66\text{kg/cm}^2 \text{ o } \leq 10,55\text{kg/cm}^2$$

$$F_v = 6,66\text{kg/cm}^2$$

Para determinar el esfuerzo axial de compresión permisible se requiere del radio de giro para cada muro el cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

r = radio de giro

I = inercia de muro ($\frac{1}{12} * b^3 * L$)

A = área de muro ($b * L$)

Los datos que se meten en las ecuaciones son del sistema inglés, cuando se obtienen los resultados se hace la conversión para el sistema internacional.

$$r = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * b^3 * L}{b * L}}$$

$$r = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * \left(\frac{20\text{cm}}{2,54\text{cm}}\right)^3 * \left(\frac{5,60\text{m} * 100\text{cm}}{2,54}\right)}{\frac{20\text{cm}}{2,54\text{cm}} * \left(\frac{5,60\text{m} * 100\text{cm}}{2,54\text{cm}}\right)}}$$

$$r = 2,16\text{plg}$$

$$F_a = 0,25 * f'm * \left[1 - \left(\frac{h'}{140 * r}\right)^2\right]$$

$$F_a = 0,25 * 995,35\text{lb/plg}^2 * \left[1 - \left(\frac{\frac{3\text{m} * 100\text{cm}}{2,54\text{cm}} * 0,80}{140 * 2,16\text{plg}}\right)^2\right]$$

$$F_a = 224,54\text{lb/plg}^2$$

$$F_a = \frac{224,54\text{lb/plg}^2}{14,22}$$

$$F_a = 15,79\text{kg/cm}^2$$

Tabla XXXI. **Chequeo de esfuerzos actuantes y permisibles**

Esfuerzo	Actuante (kg/cm^2)	Permisible (kg/cm^2)
Corte	0,49	6,66
Axial de compresión	0,05	15,79

Fuente: elaboración propia.

Por lo que se puede determinar que el análisis es el correcto, ya que cumple los dos métodos de chequeos.

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del primer nivel, módulo uno para el cálculo y chequeo de esfuerzos. A continuación, se presentará la tabla XXXII, donde se encuentran ya calculados los esfuerzos actuantes y permisibles de cada muro del primer nivel.

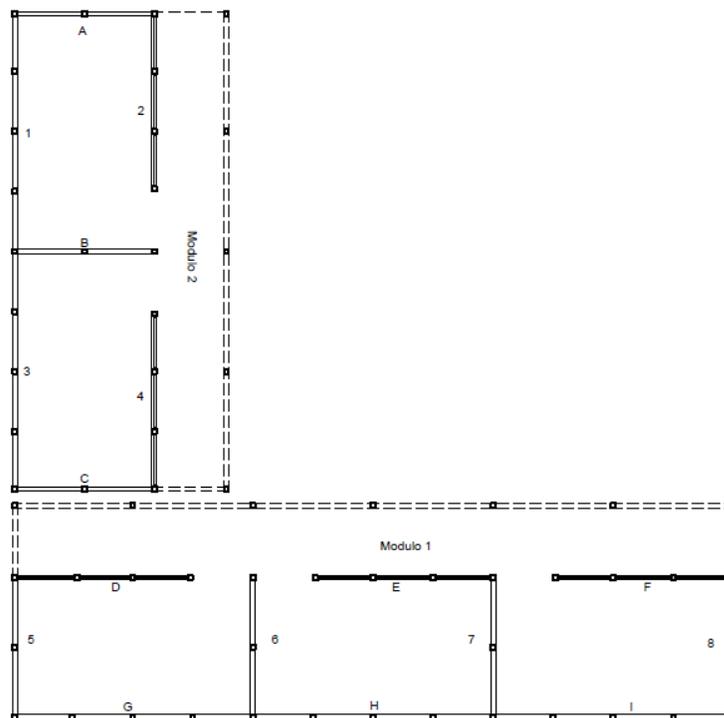
Tabla XXXII. **Esfuerzos actuantes y permisibles, primer nivel**

Tabla de esfuerzos				
ID. Muro	f_v (kg/cm ²)	f_a (kg/cm ²)	F_v (kg/cm ²)	F_a (kg/cm ²)
1	0,37	0,05	6,66	15,79
2	0,32	0,05	6,66	15,79
3	0,37	0,05	6,66	15,79
4	0,32	0,05	6,66	15,79
5	0,49	0,05	6,66	15,79
6	0,47	0,05	6,66	15,79
7	0,46	0,05	6,66	15,79
8	0,51	0,05	6,66	15,79
9	0,55	0,05	6,66	15,79
A	0,91	0,05	6,66	15,79
B	0,80	0,05	6,66	15,79
C	0,68	0,05	6,66	15,79
D	0,28	0,05	6,66	15,79
E	0,13	0,05	6,66	15,79
F	0,35	0,05	6,66	15,79
G	0,35	0,05	6,66	15,79
H	0,29	0,05	6,66	15,79
I	0,29	0,05	6,66	15,79
J	0,40	0,05	6,66	15,79
K	0,40	0,05	6,66	15,79

Fuente: elaboración propia.

- Segundo nivel
 - Identificación y enumeración de muros

Figura 34. **Enumeración de muros segundo nivel**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Para la enumeración de los muros se tomó el criterio que muros horizontales X (vistos en planta) se identificaron con letras y los muros en vertical Y (visto en planta) se identificaron con números.

Tabla XXXIII. **Enumeración de muros segundo nivel**

Datos de muros		
ID. Muro	Eje que trabaja	Longitud de muro (m)
1	Y	9,70
2	Y	7,10
3	Y	9,70
4	Y	7,10
5	Y	5,60
6	Y	5,60
7	Y	5,60
8	Y	5,60
A	X	5,60
B	X	5,60
C	X	5,60
D	X	7,10
E	X	7,20
F	X	7,10
G	X	9,70
H	X	9,80
I	X	9,70

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de centro de masa y centro de rigidez

El cálculo del centro de masa y rigidez se calcularon de la siguiente forma:

- ✓ Centro de masa de la estructura

$$C_{m(x,y)} = \frac{\sum W_m * C_o}{\sum W}$$

- ✓ Centro de rigidez

$$C_{R(x,y)} = \frac{\sum K * L}{\sum K}$$

- ✓ Centro de masa de cada muro

$$C_{m(x,y)}_{cm} = \frac{W_m * C_o}{\sum W}$$

- ✓ Centro de rigidez de cada muro

$$C_{R(x,y)}_{cm} = \frac{K * C_o}{\sum K}$$

Donde:

$C_{m(x,y)}$ = centro de masa de la estructura (x o y)

W_m = peso de muros

C_o = coordenada de muros (x o y)

$C_{R(x,y)}$ = centro de rigidez de la estructura (x o y)

K = rigidez de muro

L = longitud de muro

$C_{m(x,y)}_{cm}$ = centro de masa de cada muro (x o y)

$C_{R(x,y)}_{cm}$ = centro de rigidez de cada muro (x o y)

Como se logra observar en las ecuaciones anteriores se necesita del peso del muro (peso de cada muro) para determinar el valor de su centro de masa. Para determinar el peso de muro se hará con la siguiente ecuación:

$$W_m = A_m * W_b * \text{Unidades de block} * F. F. S$$

Donde:

A_m = área de muros (altura * longitud)

W_b = peso de block

$F.F.S K$ = factor de fundición de solera (15 % - 20 %)

$$W_m = (3m * 5.6m) * 14,97kg * 12,5 \frac{\text{uni}}{\text{m}^2} * 1,15$$

$$W_m = 3\,615,93kg$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del segundo nivel para el cálculo del peso de muro. A continuación, se presentará la tabla XXXIV, donde se encuentran ya calculados los pesos de muros del segundo nivel.

Tabla XXXIV. **Pesos de muro segundo nivel**

ID. Muro	Peso de muros (kg)
1	6 263,30
2	4 584,48
3	6 263,30
4	4 584,48
5	3 615,93
6	3 615,93
7	3 615,93
8	3 615,93
A	3 615,93
B	3 615,93
C	3 615,93
D	4 584,48
E	4 649,05
F	4 584,48

Continuación de la tabla XXXIV.

G	6 263,30
H	6 327,87
I	6 263,30

Fuente: elaboración propia.

Como se mencionó con anterioridad la estructura en análisis se separó por módulos (módulo uno y módulo dos), por lo cual en la tabla XXXV, se hace la separación de pesos de muro por módulo.

Tabla XXXV. **Peso total de muros por módulo**

Pesos totales de muros por módulo	
Módulo uno	Módulo dos
47 136,17 kg	32 543,33 kg

Fuente: elaboración propia.

Ya obtenido los pesos de cada uno de los muros el siguiente paso es identificar las coordenadas que tiene cada muro respecto a un eje. Tales coordenadas se presentan en la tabla XXXVI.

Tabla XXXVI. **Coordenadas de muros**

Coordenadas de muro		
ID. Muro	X (m)	Y (m)
1	0,00	24,40
2	5,60	25,75
3	0,00	14,30
4	5,60	12,85
5	0,00	2,80

Continuación de la tabla XXXVI.

6	9,90	2,80
7	19,90	2,80
8	29,60	2,80
A	2,80	29,10
B	2,80	19,40
C	2,80	9,50
D	3,55	5,60
E	16,10	5,60
F	26,05	5,60
G	4,85	0,00
H	14,80	0,00
I	24,80	0,00

Fuente: elaboración propia.

Con los pesos y coordenadas de cada muro calculados se procederá al cálculo del centro de masa de cada uno de estos. Esto con el fin de determinar el centro de masa de toda la estructura.

$$C_{m(x,y)}^{cm} = \frac{W_m * C_o}{\sum W}$$

$$C_{m(x)}^{cm} = \frac{3\,615,93kg * 0,00m}{47\,136,17kg} = 0m$$

$$C_{m(y)}^{cm} = \frac{3\,615,93kg * 2,80m}{47\,136,17kg} = 0,21m$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del segundo nivel, módulo uno para el cálculo del centro de masa. A continuación, se presentará la tabla

XXXVII, donde se encuentran ya calculados los centros de masa de cada muro del segundo nivel.

Tabla XXXVII. **Centros de masa de cada muro**

Centros de masa de cada muro		
ID. Muro	X (m)	Y (m)
1	0,00	4,70
2	0,79	3,63
3	0,00	2,75
4	0,79	1,81
5	0,00	0,21
6	0,76	0,21
7	1,53	0,21
8	2,27	0,21
A	0,31	3,23
B	0,31	2,16
C	0,31	1,06
D	0,35	0,54
E	1,59	0,55
F	2,53	0,54
G	0,64	0,00
H	1,99	0,00
I	3,30	0,00

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el centro de masa de la estructura se necesita la sumatoria de pesos multiplicado por las coordenadas.

✓ Centro de masa de la estructura módulo uno

El módulo uno está conformado por los muros: 5, 6, 7, 8, D, E, F, G, H, y I, por lo tanto, solo de esos muros serán considerados los datos para el cálculo del centro de masa.

Tabla XXXVIII. **Pesos por coordenadas módulo uno**

Pesos de muros por coordenadas de muros			
ID. Muro	Peso de muros (kg)	X (kg-m)	Y (kg-m)
5	3 615,93	0,00	10 124,59
6	3 615,93	35 797,66	10 124,59
7	3 615,93	71 956,92	10 124,59
8	3 615,93	107 031,40	10 124,59
D	4 584,48	16 274,89	25 673,07
E	4 649,05	74 849,66	26 034,66
F	4 584,48	119 425,63	25 673,07
G	6 263,30	30 377,00	0,00
H	6 327,87	93 652,47	0,00
I	6 263,30	155 329,83	0,00
Sumatoria	47 136,17	704 695,47	117 879,17

Fuente: elaboración propia.

$$C_{m(x,y)} = \frac{\sum W_m * C_o}{\sum W}$$

$$C_{m(x)} = \frac{704\,695,47kg - m}{47\,136,17kg} = 14,95m$$

$$C_{m(y)} = \frac{117\,879,17kg - m}{47\,136,17kg} = 2,50m$$

✓ Centro de masa de la estructura módulo dos

El módulo dos está conformado por los muros: 1, 2, 3, 4, A, B y C, por lo tanto, solo de esos muros serán considerados los datos para el cálculo del centro de masa.

Tabla XXXIX. **Pesos por coordenadas módulo dos**

Pesos de muros por coordenadas de muros			
ID. Muro	Peso de muros (kg)	X (kg-m)	Y (kg-m)
1	6 263,30	0,00	152 824,51
2	4 584,48	25 673,07	118 050,28
3	6 263,30	0,00	89 565,19
4	4 584,48	25 673,07	58 910,53
A	3 615,93	10 124,59	105 223,43
B	3 615,93	10 124,59	70 148,96
C	3 615,93	10 124,59	34 351,29
Sumatoria	32 543,33	81 719,92	629 074,20

Fuente: elaboración propia.

$$C_{m(x,y)} = \frac{\sum W_m * C_o}{\sum W}$$

$$C_{m(x)} = \frac{81\,719,92\text{kg} - \text{m}}{32\,543,33\text{kg}} = 2,51\text{m}$$

$$C_{m(y)} = \frac{629\,074,20\text{kg} - \text{m}}{32\,543,33\text{kg}} = 19,33\text{m}$$

Como se logra observar en las ecuaciones anteriores se necesita la rigidez de muro (rigidez de cada muro) para determinar el valor de su centro de rigidez. Para determinarla se hará uso de las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{1}{\Delta}$$

$$K' = \frac{1}{\Delta'}$$

$$\Delta = \frac{F_s}{750 * f'm * t} * \left[4 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right]$$

$$\Delta' = \left[4 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right]$$

Donde:

K = rigidez de muro

Δ = deriva o deflexión

F_s = fuerza sísmica en el nivel y eje

$f'm$ = resistencia a compresión del mamposte

t = espesor de muro

h = altura de nivel analizado

l = longitud de muro analizado

No existe inconveniente en utilizar la ecuación de Δ o Δ' y K o K' , no afecta en el cálculo. La ecuación de Δ , se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta' = \left[4 \left(\frac{3m}{5,6m} \right)^3 + 3 \left(\frac{3m}{5,6m} \right) \right]$$

$$\Delta' = 2,22$$

$$K = \frac{1}{2,22}$$

$$K = 0,45$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del segundo nivel para el cálculo de rigidez de cada muro. A continuación, se presentará la tabla XL, donde se encuentran ya calculados las rigideces de muros del segundo nivel.

Tabla XL. **Rigideces de muro segundo nivel**

ID. Muro	Rigidez de muro
1	0,96
2	0,64
3	0,96
4	0,64
5	0,45
6	0,45
7	0,45
8	0,45
A	0,45
B	0,45
C	0,45
D	0,64
E	0,65
F	0,64
G	0,96
H	0,97
I	0,96

Fuente: elaboración propia.

En el caso de la rigidez, se tiene que realizar la sumatoria independiente de las rigideces que trabajan por módulo y eje de trabajo. A continuación, se presentan las respectivas sumatorias de rigideces.

Tabla XLI. **Sumatoria de rigideces por modulo y eje**

ID. Muro	Eje	Rigidez de muro
1	Y	0,96
2	Y	0,64
3	Y	0,96
4	Y	0,64
Sumatoria (módulo dos) Y		3,19
5	Y	0,45
6	Y	0,45
7	Y	0,45
8	Y	0,45
Sumatoria (módulo uno) Y		1,80
A	X	0,45
B	X	0,45
C	X	0,45
Sumatoria (módulo dos) X		1,35
D	X	0,64
E	X	0,65
F	X	0,64
G	X	0,96
H	X	0,97
I	X	0,96
Sumatoria (módulo uno) X		4,80

Fuente: elaboración propia.

Con las rigideces y coordenadas de cada muro calculados se procederá al cálculo del centro de rigidez de cada uno de estos. Esto con el fin de determinar el centro de rigidez de toda la estructura.

$$C_{R(x,y)} = \frac{K * C_o}{\sum K}$$

$$C_{R(x)} = \frac{0,45 * 0,00m}{1,80} = 0,00m$$

$$C_{R(y)} = \frac{0,45 * 2,80m}{1,80} = 0,70m$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del segundo nivel, módulo uno para el cálculo del centro de rigidez. A continuación, se presentará la tabla XLII, donde se encuentran ya calculados los centros de rigidez de cada muro del segundo nivel.

Tabla XLII. **Centros de rigidez de cada muro**

Centros de rigidez de cada muro		
ID. Muro	X (m)	Y (m)
1	0,00	7,32
2	1,12	5,15
3	0,00	4,29
4	1,12	2,57
5	0,00	0,70
6	2,48	0,70
7	4,98	0,70
8	7,40	0,70
A	0,93	9,70
B	0,93	6,47
C	0,93	3,17
D	0,47	0,74
E	2,18	0,76
F	3,46	0,74
G	0,97	0,00
H	2,98	0,00
I	4,93	0,00

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el centro de rigidez de la estructura se necesita la sumatoria de rigideces multiplicado por la longitud de muro.

- ✓ Centro de rigidez de la estructura módulo uno

El módulo uno está conformado por los muros: 5, 6, 7, 8, D, E, F, G, H y I, por lo tanto, solo de esos muros serán considerados los datos para el cálculo del centro de rigidez.

Tabla XLIII. **Rigideces por longitud de muro, módulo uno**

Rigideces de muros por longitud de muros		
ID. Muro	Rigidez	K*L (m)
5	0,45	2,52
6	0,45	2,52
7	0,45	2,52
8	0,45	2,52
Sumatoria (Y)	1,80	10,08
D	0,64	4,52
E	0,65	4,68
F	0,64	4,52
G	0,96	9,27
H	0,97	9,49
I	0,96	9,27
Sumatoria (X)	4,80	41,76

Fuente: elaboración propia.

$$C_{R(x,y)} = \frac{\sum K * L}{\sum K}$$

$$C_{R(x)} = \frac{41,76m}{4,80} = 8,69m$$

$$C_{R(y)} = \frac{10,08m}{1,80} = 5,60m$$

- ✓ Centro de rigidez de la estructura módulo dos

El módulo dos está conformado por los muros: 1, 2, 3, 4, A, B y C, por lo tanto, solo de esos muros serán considerados los datos para el cálculo del centro de rigidez.

Tabla XLIV. **Rigideces por longitud de muro, módulo dos**

Rigideces de muros por longitud de muros		
ID. Muro	Rigidez	K*L (m)
1	0,96	9,27
2	0,64	4,52
3	0,96	9,27
4	0,64	4,52
Sumatoria (Y)	3,19	27,59
A	0,45	2,52
B	0,45	2,52
C	0,45	2,52
Sumatoria (X)	1,35	7,56

Fuente: elaboración propia.

$$C_{R(x,y)} = \frac{\sum K * L}{\sum K}$$

$$C_{R(x)} = \frac{7,56m}{1,35} = 5,60m$$

$$C_{R(y)} = \frac{27,59m}{3,19} = 8,66m$$

- Cálculo de fuerza directa

Para calcular la fuerza directa que llega a cada muro, se debe de tomar en consideración la fuerza sísmica que llega al nivel y eje analizado. El cálculo se hace según la siguiente formula:

$$F_D = F_S * F.F_D$$

$$F.F_D = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Donde:

F_D = fuerza directa (ton)

F_S = fuerza sísmica en el nivel y eje (ton) (tabla X)

$F.F_D$ = factor de fuerza directa

K_i = rigidez

$$F.F_D = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

$$F.F_D = \frac{0,45}{1,80}$$

$$F.F_D = 0,25$$

$$F_D = F_S * F.F_D$$

$$F_D = 13,33\text{ton} * 0,25$$

$$F_D = 3,33\text{ton}$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del segundo nivel, módulo uno para el cálculo de fuerza directa. A continuación, se presentará la tabla XLV, donde se encuentran ya calculadas las fuerzas directas de cada muro del segundo nivel.

Tabla XLV. **Fuerza directa, módulo uno y dos**

Fuerza directa por cada muro	
ID. Muro	F_D (Ton)
1	3,59
2	2,39
3	3,59
4	2,39
5	3,33
6	3,33
7	3,33
8	3,33
A	3,99
B	3,99
C	3,99
D	2,36
E	2,40
F	2,36
G	3,54
H	3,58
I	3,54

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de fuerza torsional

Para calcular la fuerza torsional que llega a cada muro, se debe de tomar en consideración la fuerza directa que llega al nivel y eje analizado y la excentricidad total perpendicular a la fuerza directa. El cálculo se hace de la siguiente manera:

$$F_T = F_D * F.F_T * e_{(x,y)}$$

$$F.F_T = \frac{D_i * K}{\sum(D_i)^2 * K_i}$$

$$D_i = |C_{R(x,y)} - C_o|$$

Donde:

F_T = fuerza torsional (ton)

F_D = fuerza directa

$F.F_T$ = factor de fuerza torsional

$e_{(x,y)}$ = excentricidad total perpendicular a la fuerza directa

D_i = distancia del centro de rigidez hacia las coordenadas de muro

K_i = rigidez

C_o = coordenada de muros (x o y)

$C_{R(x,y)}$ = centro de rigidez de la estructura (x o y)

$$D_i = |C_{R(x,y)} - C_o|$$

$$D_{iX} = |8,69m - 0,00m| = 8,69m$$

$$D_{iY} = |5,60m - 2,80m| = 2,80m$$

$$F.F_T = \frac{D_i * K}{\sum(D_i)^2 * K_i}$$

$$F.F_T = \frac{8,69m * 0,45}{378,21m^2} = 0,01$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del segundo nivel, módulo uno para el cálculo de D_i y $F.F_T$. A continuación, se presentará la tabla XLVI, donde se encuentran ya calculadas las distancias y los factores de cada muro del primer nivel, separados por módulos.

Tabla XLVI. **Factor de fuerza torsional**

Factor de fuerza torsional					
Módulo uno					
ID. Muro	$D_i (x)$	$D_i (y)$	$D_i * K$	$D_i^2 * K$	$F.F_T$
5	8,69	2,80	3,91	34,00	0,01
6	1,21	2,80	0,54	0,66	0,00
7	11,21	2,80	5,04	56,53	0,01
8	20,91	2,80	9,41	196,72	0,02
D	5,14	0,00	0,00	0,00	0,00
E	7,41	0,00	0,00	0,00	0,00
F	17,36	0,00	0,00	0,00	0,00
G	3,84	5,60	5,35	29,98	0,01
H	6,11	5,60	5,42	30,35	0,01
I	16,11	5,60	5,35	29,98	0,01
Sumatoria	97,98	28,00	-----	378,21	-----
Módulo dos					
ID. Muro	$D_i (x)$	$D_i (y)$	$D_i * K$	$D_i^2 * K$	$F.F_T$
1	5,60	15,74	5,35	29,98	0,02
2	0,00	17,09	0,00	0,00	0,00
3	5,60	5,64	5,35	29,98	0,02
4	0,00	4,19	0,00	0,00	0,00
A	2,80	20,44	9,20	188,01	0,03
B	2,80	10,74	4,83	51,91	0,02
C	2,80	0,84	0,38	0,32	0,00
Sumatoria	19,60	74,68	-----	300,19	-----

Fuente: elaboración propia.

Ya calculado el factor de fuerza torsional se debe calcular la excentricidad total de la estructura, esto con la finalidad de obtener la fuerza torsional que llega a cada muro.

$$e_D = |C_{m(x,y)} - C_{R(x,y)}|$$

$$e_A = 5 \% * L_{(x,y)}$$

$$e_T = e_D + e_A$$

Donde:

e_D = excentricidad directa

e_A = excentricidad accidental

e_T = excentricidad total

$$e_D = |C_{m(x,y)} - C_{R(x,y)}|$$

$$e_{Dx} = |14,95m - 8,69m| = 6,26m$$

$$e_{Dy} = |2,50m - 5,60m| = 3,10m$$

$$e_A = 5 \% * L_{(x,y)}$$

$$e_{Ax} = 5 \% * 30m = 1,50m$$

$$e_{Ay} = 5 \% * 9m = 0,45m$$

$$e_T = e_D + e_A$$

$$e_{Tx} = 6,26m + 1,50m = 7,76m$$

$$e_{Ty} = 3,10m + 0,45m = 3,55m$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del segundo nivel, módulo uno para el cálculo de fuerza. A continuación, se presentará la tabla XLVII, donde se encuentran ya calculadas las fuerzas torsionales de cada muro del segundo nivel.

Tabla XLVII. **Fuerza torsional**

Fuerza torsional por cada muro		
Módulo uno		
ID. Muro	e_{Tx}	F_T (Ton)
5	7,76	0,27
6	7,76	0,04
7	7,76	0,34
8	7,76	0,64
ID. Muro	e_{Ty}	F_T (Ton)
D	3,55	0,00
E	3,55	0,00
F	3,55	0,00
G	3,55	0,18
H	3,55	0,18
I	3,55	0,18
Módulo dos		
ID. Muro	e_{Tx}	F_T (Ton)
1	3,54	0,23
2	3,54	0,00
3	3,54	0,23
4	3,54	0,00
ID. Muro	e_{Ty}	F_T (Ton)
A	11,67	1,43
B	11,67	0,75
C	11,67	0,06

Fuente: elaboración propia.

- Chequeos de valores de corte por unidad de longitud

Para determinar si las fuerzas que llegan a cada muro son aceptables o se pasan del rango, se hace una comparación con la tabla XLVIII de valores de cortes:

Tabla XLVIII. **Tabla de valores de corte por unidad de longitud**

Valores de corte por unidad de longitud			
Cantidad de niveles	Propiedad	Rango de valor mínimo (ton/ml)	Rango de valor máximo (ton/ml)
1	Actuante	1,00	1,00
	Resistente	1,50	1,75
2	Actuante	1,25	1,50
	Resistente	2,00	2,25
3	Actuante	1,50	2,00
	Resistente	2,25	2,50

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIX. **Comparación de fuerzas, segundo nivel**

Comparación de fuerzas						
ID. Muro	Longitud de muro (m)	F_D (Ton)	F_T (Ton)	$F_D + F_T$ (Ton)	$F_D + F_T$ (Ton/ml)	Cumple (Ok, Nok)
1	9,70	3,59	0,23	3,82	0,39	Ok
2	7,10	2,39	0,00	2,39	0,34	Ok
3	9,70	3,59	0,23	3,82	0,39	Ok
4	7,10	2,39	0,00	2,39	0,34	Ok
5	5,60	3,33	0,27	3,60	0,64	Ok
6	5,60	3,33	0,04	3,37	0,60	Ok
7	5,60	3,33	0,34	3,68	0,66	Ok
8	5,60	3,33	0,64	3,98	0,71	Ok
A	5,60	3,99	1,43	5,42	0,97	Ok

Continuación de la tabla XLIX.

B	5,60	3,99	0,75	4,74	0,85	Ok
C	5,60	3,99	0,06	4,05	0,72	Ok
D	7,10	2,36	0,00	2,36	0,33	Ok
E	7,20	2,40	0,00	2,40	0,33	Ok
F	7,10	2,36	0,00	2,36	0,33	Ok
G	9,70	3,54	0,18	3,71	0,38	Ok
H	9,80	3,58	0,18	3,76	0,38	Ok
I	9,70	3,54	0,18	3,71	0,38	Ok

Fuente: elaboración propia.

- Chequeo por esfuerzos actuantes y permisibles

Otro método para determinar si el análisis de mampostería está bien realizado es, el chequeo por esfuerzos. Las ecuaciones que utilizan se encuentran detalladas de la siguiente forma:

$$F_a = 0,25 * f'_m * \left[1 - \left(\frac{h'}{140 * r} \right)^2 \right]$$

$$F_v = 3,00 * \sqrt{f'_m} \text{ o } \leq 150\text{PSI}$$

$$f_a = \frac{P}{b * d}$$

$$f_v = \frac{V}{b * d}$$

Donde:

F_a = esfuerzo axial de compresión permisible

$f'm$ = resistencia a compresión del mamposte ($70\text{kg/cm}^2 \approx 995,35\text{lb/plg}^2$)

h' = 0,8 de la altura del nivel en análisis

r = radio de giro

F_v = esfuerzo de corte permisible

f_a = esfuerzo axial de compresión actuante

P = carga axial (kg) $\left(\frac{W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}}}{\text{Área de módulo}}\right) * \text{área de muro}$

b = ancho de muro (se multiplica por un porcentaje que es el de vacíos del block 1-100 %)

d = longitud de muro (se restan 10cm que son de protección de muro)

f_v = esfuerzo de corte actuante (ton) ($F_D + F_T$)

V = carga a corte

$$f_a = \frac{P}{b * d}$$

$$f_a = \frac{\frac{87321,60\text{kg}}{30\text{m} * 9\text{m}} * (0,20\text{m} * 5,60\text{m})}{(20\text{cm} * 60\%) * (560\text{cm} - 10\text{cm})}$$

$$f_a = 0,05\text{kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{b * d}$$

$$f_v = \frac{3,60\text{ton} * 1\,000\text{kg}}{(19\text{cm} * 60\%) * (560\text{cm} - 10\text{cm})}$$

$$f_v = 0,57\text{kg/cm}^2$$

$$F_v = 3,00 * \sqrt{f_v} \text{ o } \leq 150\text{PSI}$$

$$F_v = 3,00 * \sqrt{995,35\text{lb/plg}^2} \text{ o } \leq 150\text{PSI}$$

$$F_v = 94,65\text{lb/plg}^2 \text{ o } \leq 150\text{lb/plg}^2$$

$$F_v = \frac{94,65\text{lb/plg}^2}{14,22} \text{ o } \leq \frac{150\text{lb/plg}^2}{14,22}$$

$$F_v = 6,66\text{kg/cm}^2 \text{ o } \leq 10,55\text{kg/cm}^2$$

$$F_v = 6,66\text{kg/cm}^2$$

Para determinar el esfuerzo axial de compresión permisible se requiere del radio de giro para cada muro el cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

r = radio de giro

I = inercia de muro ($\frac{1}{12} * b^3 * L$)

A = área de muro (b * L)

Los datos que se meten en las ecuaciones son del sistema inglés, cuando se obtienen los resultados se hace la conversión para el sistema internacional.

$$r = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * b^3 * L}{b * L}}$$

$$r = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * \left(\frac{20\text{cm}}{2,54\text{cm}}\right)^3 * \left(\frac{5,60\text{m} * 100\text{cm}}{2,54}\right)}{\frac{20\text{cm}}{2,54\text{cm}} * \left(\frac{5,60\text{m} * 100\text{cm}}{2,54\text{cm}}\right)}}$$

$$r = 2,16\text{plg}$$

$$F_a = 0,25 * f'm * \left[1 - \left(\frac{h'}{140 * r}\right)^2\right]$$

$$F_a = 0,25 * 995,35\text{lb/plg}^2 * \left[1 - \left(\frac{\frac{3\text{m} * 100\text{cm}}{2,54\text{cm}} * 0,80}{140 * 2,16\text{plg}}\right)^2\right]$$

$$F_a = 224,54\text{lb/plg}^2$$

$$F_a = \frac{224,54\text{lb/plg}^2}{14,22}$$

$$F_a = 15,79\text{kg/cm}^2$$

Tabla L. **Chequeo de esfuerzos actuantes y permisibles**

Esfuerzo	Actuante (kg/cm^2)	Permisible (kg/cm^2)
Corte	0,57	6,66
Axial de compresión	0,05	15,79

Fuente: elaboración propia.

Por lo que se puede determinar que el análisis es el correcto, ya que cumple los dos métodos de chequeos.

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 del segundo nivel, módulo uno para el cálculo y chequeo de esfuerzos. A continuación, se presentará la tabla LI, donde se encuentran ya calculados los esfuerzos actuantes y permisibles de cada muro del segundo nivel.

Tabla LI. **Esfuerzos actuantes y permisibles, primer nivel**

Tabla de esfuerzos				
ID. Muro	f_v (kg/cm ²)	f_a (kg/cm ²)	F_v (kg/cm ²)	F_a (kg/cm ²)
1	0,35	0,05	6,66	15,79
2	0,30	0,05	6,66	15,79
3	0,35	0,05	6,66	15,79
4	0,30	0,05	6,66	15,79
5	0,57	0,05	6,66	15,79
6	0,54	0,05	6,66	15,79
7	0,59	0,05	6,66	15,79
8	0,63	0,05	6,66	15,79
A	0,86	0,05	6,66	15,79
B	0,76	0,05	6,66	15,79
C	0,65	0,05	6,66	15,79
D	0,30	0,05	6,66	15,79
E	0,30	0,05	6,66	15,79
F	0,30	0,05	6,66	15,79
G	0,34	0,05	6,66	15,79
H	0,34	0,05	6,66	15,79
I	0,34	0,05	6,66	15,79

Fuente: elaboración propia.

Con el diseño de mampostería ya realizado se puede determinar el armado de las soleras que se necesita para soportar las cargas ya calculadas.

Para realizar el cálculo del armado se ubica cual será el muro crítico y con base en ese muro se diseña el refuerzo horizontal.

- Diseño de solera

El muro seleccionado para el diseño de la solera es: muro H del segundo nivel. El criterio que se utilizó para la selección de muro fue: al que le llegar mayor cantidad de fuerza combinada ($F_D + F_T$) y longitud de muro.

- Datos de muro

Ancho (b) = 20 cm

Alto (h) = 3 m

Longitud de muro = 9,80 m

- Cálculo de área de acero

El cálculo del área de acero de un muro se calcula de la siguiente forma:

$$A_{s\text{min Horizontal}} = (0,0013 * b * L)$$

$$A_{s\text{min Vertical}} = (0,0007 * b * h)$$

$$A_{s\text{ Requerido}} = \frac{V * S}{F_s * d}$$

Donde:

b = ancho de muro (cm)

L = longitud de muro (cm)

h = altura de muro (cm)

V = corte actuante (kg)

S = espaciamiento del refuerzo ($\frac{d}{2}$ o 1,20m, el menor de los dos)

F_s = esfuerzo de tensión ($0,40 * f_y$)

d = longitud de muro (se restan 10cm que son de protección de muro)

$$A_{smin\ horizontal} = (0,0013 * b * L)$$

$$A_{smin\ horizontal} = (0,0013 * 19cm * 970cm)$$

$$A_{smin\ horizontal} = 23,96cm^2$$

$$A_{smin\ vertical} = (0,0007 * b * h)$$

$$A_{smin\ vertical} = (0,0007 * 19cm * 300cm)$$

$$A_{smin\ vertical} = 3,99cm^2$$

$$A_{s\ Requiere} = \frac{V * S}{F_s * d}$$

$$A_{s\ Requiere} = \frac{(3,76ton * 1\ 000kg) * 120cm}{(0,40 * 4\ 200kg/cm^2) * (980cm - 10cm)}$$

$$A_{s\ Requiere} = 0,27cm^2$$

$$A_{smin\ Horizontal} > A_{s\ Requiere}$$

$$A_{smin\ Vertical} > A_{s\ Requiere}$$

Se distribuirá en todo el muro en el sentido horizontal varillas de acero para cumplir la cantidad de refuerzo que necesita.

✓ Distribución de área de acero

Una solera de corona

$$6 \text{ varillas núm. 5} = 6 * (1,97 \text{ cm}^2) = 11,88 \text{ cm}^2$$

Dos soleras (1 intermedia + 1 hidrófuga)

$$4 \text{ varillas núm. 5} = 4 * (1,97 \text{ cm}^2) = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ varillas núm. 5} = 4 * (1,97 \text{ cm}^2) = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 11,88 \text{ cm}^2 + 7,92 \text{ cm}^2 + 7,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 27,72 \text{ cm}^2$$

✓ Cálculo de espaciamiento

Para determinar el espaciamiento que deben de tener los estribos se multiplicará 24 veces el diámetro del estribo.

$$S = 24 * \phi_E$$

Donde:

S = espaciamiento

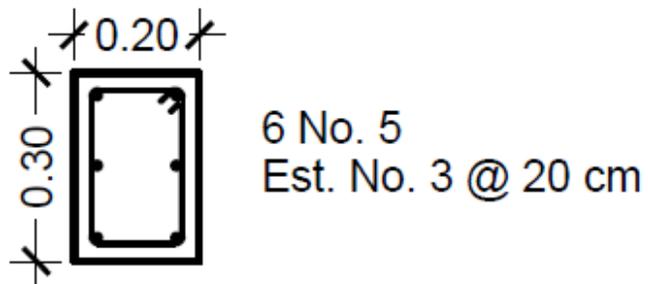
ϕ_E = diámetro de varilla estribo ($\phi=3''$)

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

$$S = 22,86\text{cm}$$

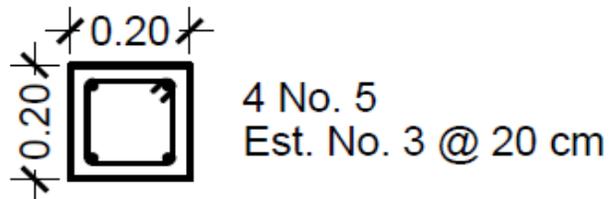
El valor del espaciamiento es de 20 cm.

Figura 35. **Detalle de armado solera de corona**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 36. **Detalle de armado solera de hidrófuga e intermedia**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

2.1.6.9. Diseño de módulo de gradas

La forma, disposición y ubicación que se le da a una escalera depende principalmente de las dimensiones e importancia de edificación, del espacio que el proyecto les otorgue, del material y tipo de construcción escogida. Para una ubicación correcta se debe tomar en cuenta que la circulación en los diferentes niveles no se problemática; además, debe tener iluminación y ventilación aceptable.

- Diseño de huella y contrahuella en base a relaciones

El que una escalera sea cómoda y segura depende de su relación de pendiente o relación de dimensiones de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella. Las siguientes garantizan la comodidad de una escalera:

$$C \leq 20cm$$

$$H > C$$

$$(2 * C) + H \leq 64cm \text{ (valor cercano)}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$C * H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Donde:

C = contrahuella

H = huella

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

$$17\text{cm} \leq 20\text{cm}$$

$$H > C$$

$$29\text{cm} > 17\text{cm}$$

$$(2 * C) + H \leq 64\text{cm (valor cercano)}$$

$$(2 * 17\text{cm}) + 29\text{cm} \leq 64\text{cm}$$

$$63\text{cm} \leq 64\text{cm}$$

$$C + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$17\text{cm} + 29\text{cm} = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$46\text{m} = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}$$

$$C * H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

$$17\text{cm} * 29\text{cm} = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

$$493 \text{ cm}^2 = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Con las relaciones evaluadas, se obtiene que la huella y contrahuella garantizan la comodidad de la escalera.

- Cálculo de número de escalones (contrahuellas) y huellas

$$\#Escalones = \frac{h}{C}$$

$$\#Huellas = \#Escalones - 1$$

Donde:

h = altura de nivel analizado

C = contrahuella

- Datos para cálculo de huellas y contrahuellas

Altura del nivel analizado (h) = 3 m

Contrahuella (C) = 17 cm

- Cálculo de número de escalones y huellas

$$\#Escalones = \frac{h}{C}$$

$$\#Escalones = \frac{3\text{m} * 100\text{cm}}{17\text{cm}} = 18$$

$$\#Huellas = \#Escalones - 1$$

$$\#Huellas = 18 - 1 = 17$$

- Diseño de losa de descanso
 - Datos para diseño de losa de descanso

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

Carga viva de escaleras = 500 Kg/m²

Resistencia a compresión del concreto (f'_c) = 280 Kg/cm²

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

Sentido corto de la losa (a) = 1,40 m

Sentido largo de la losa (b) = 2,80 m

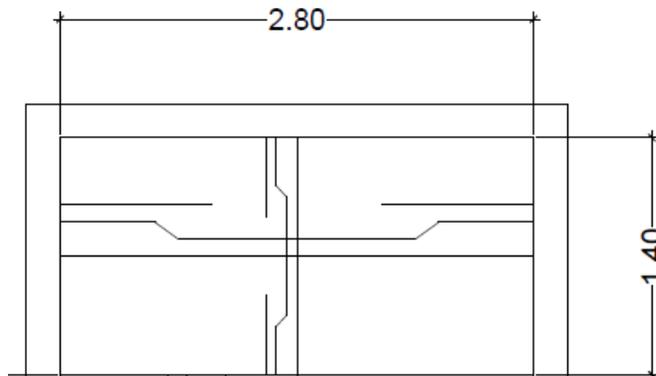
Espesor de losa (t) = 0,12 m

Ancho unitario (b) = 100 cm

Recubrimiento (rec) = 2,54 cm

Peralte efectivo (d) = 9,46 cm ($d = b - rec$)

Figura 37. **Planta de gradas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Relación lado corto / lado largo

Si $m < 0,5$, la losa trabaja en un sentido

Si $m \geq 0,5$, la losa trabaja en dos sentidos

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

$$m = \frac{1,40m}{2,80m}$$

$$m = 0,50$$

$0,50 \geq 0,5$; la losa trabaja en dos sentidos

- Espesor de losa

$$t = \frac{P}{180}$$

Donde:

t = espesor de losa

P = perímetro de losa

$$t = \frac{(2 * 1,40m) + (2 * 2,80m)}{180}$$

$$t = 0,05m$$

Por lo que se propone usar el mismo espesor de losa de toda la estructura, la cual es de 12 cm.

- Integración de cargas

- ✓ Carga muerta (CM)

$$\text{Peso propio (PP)} = \gamma_c * \left(t + \left(\frac{C}{2} \right) \right)$$

$$\text{Peso propio (PP)} = 2400 \text{kg/m}^3 * \left(0,12 \text{m} + \left(\frac{0,17 \text{m}}{2} \right) \right)$$

$$\text{Peso propio (PP)} = 492,00 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = (10 - 15)\% * \text{PP}$$

$$\text{Acabados} = (12)\% * 492,00 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 59,04 \text{kg/m}^2$$

$$\text{CM} = \text{PP} + \text{acabados}$$

$$\text{CM} = 492,00 \text{kg/m}^2 + 59,04 \text{kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 551,04 \text{kg/m}^2$$

- ✓ Carga viva (CV)

$$\text{CV (escaleras)} = 500,00 \text{kg/m}^2$$

- ✓ Carga muerta mayorada

$$C_{MM} = 1,2 * \text{CM}$$

$$C_{MM} = 1,2 * 551,04\text{kg/m}^2$$

$$C_{MM} = 661,25\text{kg/m}^2$$

- ✓ Carga viva mayorada

$$C_V = 1,6 * CV$$

$$C_V = 1,6 * 500\text{kg/m}^2$$

$$C_V = 800\text{kg/m}^2$$

- ✓ Carga total mayorada

$$C_U = (1,2 * CM) + (1,6 * CVA)$$

$$C_U = (661,25\text{kg/m}^2) + (800\text{kg/m}^2)$$

$$C_U = 1\,461,25\text{kg/m}^2$$

- Cálculo de momentos

Como anteriormente se realizó el cálculo de la relación y se obtuvo que la losa trabaja en dos sentidos el método que se utilizará para el cálculo de momentos es el método 3 del ACI-63.

Caso 8

$$m = \frac{1,40\text{m}}{2,80\text{m}} = 0,50$$

Losa en dos sentidos

$$M_a(-) = 0,089 * 1\,461,25\text{kg/m}^2 * (1,40\text{m})^2 = 254,90 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_b(-) = 0,01 * 1\,461,25\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2 = 114,56 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_a(+) = (0,056 * 661,25\text{kg/m}^2 * (1,40\text{m})^2) + (0,076 * 800\text{kg/m}^2 * (1,40\text{m})^2) \\ = 191,75 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_b(+) = (0,004 * 661,25\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2) + (0,005 * 800\text{kg/m}^2 * (2,80\text{m})^2) \\ = 52,10 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento (-) máximo actuante = 254,90 kg-m

Momento (+) máximo actuante = 191,75 kg-m

- Cálculo de área de acero mínimo

El cálculo del área de acero mínimo de una losa se calcula según sección 8.7.5.6.3.1 del ACI 318SUS-14 (sistema mks esfuerzos en kgf/cm^2).

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

$$A_{s\text{min-minimo}} = \frac{21 * b * d}{f_y}$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{1,2 * \sqrt{\frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100\text{cm} * 9,46\text{cm}}{4\,200\text{kg/cm}^2}$$

$$A_{s\text{min}} = 4,52\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{min-minimo}} = \frac{21 * 100\text{cm} * 9,46\text{cm}}{4\,200\text{kg/cm}^2}$$

$$A_{s\text{min-minimo}} = 4,73\text{cm}^2$$

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

- Cálculo de área de acero requerido

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

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

$$A_{s\text{reqM}(-)} = \frac{0,85 * 280}{4 * 200} * \left[(100 * 9,46) - \sqrt{(100 * 9,46)^2 - \frac{254,90 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s\text{req}} = 0,72\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{reqM}(+)} = \frac{0,85 * 280}{4 * 200} * \left[(100 * 9,46) - \sqrt{(100 * 9,46)^2 - \frac{191,75 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s\text{req}} = 0,54\text{cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero requerida, las dimensionales que se usarán son: para f_y y $f'c = \text{kg/cm}^2$, para (b) y $(d) = \text{cm}$ y para $M = \text{kg-m}$. Esto con el fin de que el área calculada, su dimensional sea cm .

- Cálculo de área de acero máximo

El cálculo de área de acero máximo de una losa se calcula según la siguiente ecuación: (ρ no debe de exceder 0,025).

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

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

Donde:

A_{smax} = área de acero máximo

ρ_b = rho balanceado

b = ancho unitario (cm)

d = peralte efectivo (cm)

β_1 = distribución rectangular equivalente (Tabla 22.2.2.4.3)

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto

f_y = resistencia a la fluencia del refuerzo en acero

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

$$\rho_b = 0,03$$

$$A_{smax} = 0,03 * 0,5 * 100 * 9,46$$

$$A_{smax} = 13,51\text{cm}^2$$

- Cálculo de espaciamiento mínimo (S_{min})

Según el ACI 318SUS-14 sección 25.2 el espaciamiento mínimo entre barras paralelas de una capa debe ser al menos 1 pulg.

- Cálculo de espaciamiento mínimo, mínimo-mínimo y requerido

Con el área de acero mínimo, mínimo-mínimo y requerido se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas núm. 3 ($A = 0,71255 \text{ cm}^2$). Usando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\text{Área de la varilla} * 100}{\text{Área calculada}}$$

$$S_{min} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{4,52\text{cm}^2}$$

$$S_{min} = 15,76\text{cm} \cong 15\text{cm}$$

$$S_{min-minimo} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{4,73\text{cm}^2}$$

$$S_{min-minimo} = 15,06\text{cm} \cong 15\text{cm}$$

$$S_{reqM(-)} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{0,72\text{cm}^2}$$

$$S_{reqM(-)} = 98,96\text{cm} \cong 100\text{cm}$$

$$S_{reqM(+)} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{0,54\text{cm}^2}$$

$$S_{reqM(+)} = 131,95\text{cm} \cong 130\text{cm}$$

- Cálculo de espaciamiento máximo (S_{max})

Según el ACI 318SUS-14 sección 8.7.2.2 el espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal corrugado debe ser el menor entre 2h y 18 pulg. en las secciones críticas.

- Selección de espaciamiento del armado de losa

Al haber realizado los calculados de área de acero se determinó que el área a usar será el de 4,84cm², por lo que el esparcimiento entre barras será de 15cm.

- Diseño de losa de gradas
 - Datos para diseño de losa de gradas

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

Carga viva de escaleras = 500 Kg/m²

Resistencia a compresión del concreto ($f'c$) = 280 Kg/cm²

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

Sentido corto de la losa (a) = 1,40 m

Sentido largo de la losa (b) = 2,76 m

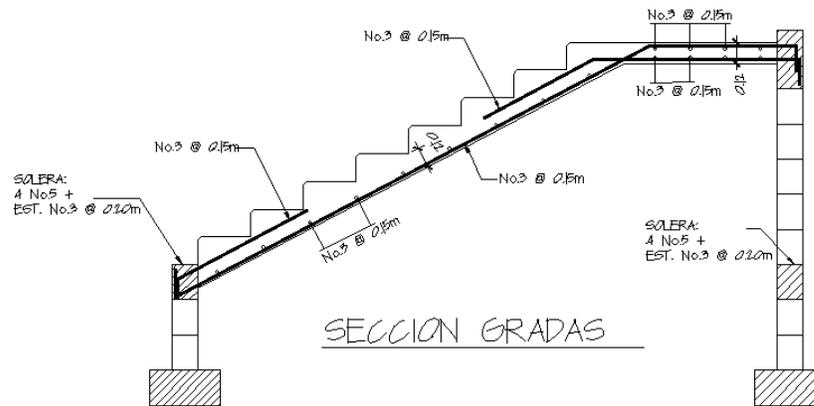
Espesor de losa (t) = 0,12 m

Ancho unitario (b) = 100 cm

Recubrimiento (rec) = 2,54 cm

Peralte efectivo (d) = 9,46 cm ($d = b - rec$)

Figura 38. Detalle elevación de gradas



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$\text{Longitud de losa } (L_L) = \sqrt{(2,32\text{m})^2 + (1,50\text{m})^2}$$

$$\text{Longitud de losa } (L_L) = 2,76\text{m}$$

- Relación lado corto / lado largo

Si $m < 0,5$, la losa trabaja en un sentido

Si $m \geq 0,5$, la losa trabaja en dos sentidos

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

$$m = \frac{1,40\text{m}}{2,76\text{m}}$$

$$m = 0,507 \cong 0,50$$

$0,50 \geq 0,5$; la losa trabaja en dos sentidos

- Espesor de losa

$$t = \frac{P}{180}$$

Donde:

t = espesor de losa

P = perímetro de losa

$$t = \frac{(2 * 1,40m) + (2 * 2,76m)}{180}$$

$$t = 0,05m$$

Por lo que se propone usar el mismo espesor de losa de toda la estructura, la cual es de 12 cm.

- Integración de cargas

- ✓ Carga muerta (CM)

$$\text{Peso propio (PP)} = \gamma_c * \left(t + \left(\frac{C}{2} \right) \right)$$

$$\text{Peso propio (PP)} = 2400 \text{kg/m}^3 * \left(0,12m + \left(\frac{0,17m}{2} \right) \right)$$

$$\text{Peso propio (PP)} = 492,00 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = (10 - 15)\% * \text{PP}$$

$$\text{Acabados} = (12)\% * 492,00\text{kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = 59,04\text{kg/m}^2$$

$$\text{CM} = \text{PP} + \text{Acabados}$$

$$\text{CM} = 492,00\text{kg/m}^2 + 59,04\text{kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 551,04\text{kg/m}^2$$

✓ Carga viva (CV)

$$CV (\text{escaleras}) = 500,00\text{kg/m}^2$$

✓ Carga muerta mayorada

$$C_{MM} = 1,2 * \text{CM}$$

$$C_{MM} = 1,2 * 551,04\text{kg/m}^2$$

$$C_{MM} = 661,25\text{kg/m}^2$$

✓ Carga viva mayorada

$$C_V = 1,6 * CV$$

$$C_V = 1,6 * 500\text{kg/m}^2$$

$$C_V = 800\text{kg/m}^2$$

✓ Carga total mayorada

$$C_U = (1,2 * CM) + (1,6 * CVA)$$

$$C_U = (661,25\text{kg/m}^2) + (800\text{kg/m}^2)$$

$$C_U = 1\,461,25\text{kg/m}^2$$

▪ Cálculo de momentos

Como anteriormente se realizó el cálculo de la relación y se obtuvo que la losa trabaja en dos sentidos el método que se utilizará para el cálculo de momentos es el método 3 del ACI-63.

Caso 8

$$m = \frac{1,40\text{m}}{2,76\text{m}} = 0,50$$

Losa en dos sentidos

$$M_a(-) = 0,089 * 1\,461,25\text{kg/m}^2 * (1,40\text{m})^2 = 254,90\text{ kg} - m$$

$$M_b(-) = 0,01 * 1\,461,25\text{kg/m}^2 * (2,76\text{m})^2 = 111,53\text{ kg} - m$$

$$\begin{aligned} M_a(+) &= (0,056 * 661,25\text{kg/m}^2 * (1,40\text{m})^2) + (0,076 * 800\text{kg/m}^2 * (1,40\text{m})^2) \\ &= 191,75\text{ kg} - m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b(+) &= (0,004 * 661,25\text{kg/m}^2 * (2,76\text{m})^2) + (0,005 * 800\text{kg/m}^2 * (2,76\text{m})^2) \\ &= 50,72\text{ kg} - m \end{aligned}$$

Momento (-) máximo actuante = 254,90 kg-m

Momento (+) máximo actuante = 191,75 kg-m

- Cálculo de área de acero mínimo

El cálculo del área de acero mínimo de una losa se calcula según sección 8.7.5.6.3.1 del ACI 318SUS-14 (sistema mks esfuerzos en kgf/cm²)

$$A_{smin} = \frac{1,2 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y}$$

$$A_{smin-minimo} = \frac{21 * b * d}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{1,2 * \sqrt{\frac{280kg}{cm^2}} * 100cm * 9,46cm}{4 200kg/cm^2}$$
$$A_{smin} = 4,52cm^2$$

$$A_{smin-minimo} = \frac{21 * 100cm * 9,46cm}{4 200kg/cm^2}$$

$$A_{smin-minimo} = 4,73cm^2$$

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

- Cálculo de área de acero requerido

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

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

$$A_{s\text{reqM}(-)} = \frac{0,85 * 280}{4\ 200} * \left[(100 * 9,46) - \sqrt{(100 * 9,46)^2 - \frac{254,90 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s\text{req}} = 0,72\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{reqM}(+)} = \frac{0,85 * 280}{4\ 200} * \left[(100 * 9,46) - \sqrt{(100 * 9,46)^2 - \frac{191,75 * 100}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s\text{req}} = 0,54\text{cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero requerida, las dimensionales que se usarán son: para f_y y $f'c = \text{kg/cm}^2$, para (b) y $(d) = \text{cm}$ y para $M = \text{kg-m}$. Esto con el fin de que el área calculada, su dimensional sea cm.

- Cálculo de área de acero máximo

El cálculo de área de acero máximo de una losa se calcula según la siguiente ecuación (ρ no debe de exceder 0,025).

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

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

Donde:

A_{smax} = área de acero máximo

ρ_b = rho balanceado

b = ancho unitario (cm)

d = peralte efectivo (cm)

β_1 = distribución rectangular equivalente (Tabla 22.2.2.4.3)

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto

f_y = resistencia a la fluencia del refuerzo en acero

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

$$\rho_b = 0,03$$

$$A_{smax} = 0,03 * 0,5 * 100 * 9,46$$

$$A_{smax} = 13,51\text{cm}^2$$

- Cálculo de espaciamiento mínimo (S_{min})

Según el ACI 318SUS-14 sección 25.2 el espaciamiento mínimo entre barras paralelas de una capa debe ser al menos 1 pulg.

- Cálculo de espaciamiento mínimo, mínimo-mínimo y requerido

Con el área de acero mínimo, mínimo-mínimo y requerido se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas núm. 3 (A = 0,71255 cm²). Usando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\text{Área de la varilla} * 100}{\text{Área calculada}}$$

$$S_{\min} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{4,52\text{cm}^2}$$

$$S_{\min} = 15,76\text{cm} \cong 15\text{cm}$$

$$S_{\min-\minimo} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{4,73\text{cm}^2}$$

$$S_{\min-\minimo} = 15,06\text{cm} \cong 15\text{cm}$$

$$S_{\text{reqM}(-)} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{0,72\text{cm}^2}$$

$$S_{\text{reqM}(-)} = 98,96\text{cm} \cong 100\text{cm}$$

$$S_{\text{reqM}(+)} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{0,54\text{cm}^2}$$

$$S_{\text{reqM}(+)} = 131,95\text{cm} \cong 130\text{cm}$$

- Cálculo de espaciamiento máximo (S_{max})

Según el ACI 318SUS-14 sección 8.7.2.2 el espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal corrugado debe ser el menor entre $2h$ y 18 pulg. en las secciones críticas.

- Selección de espaciamiento del armado de losa

Al haber realizado los calculados de área de acero se determinó que el área a usar será el de $4,84 \text{ cm}^2$, por lo que el esparcimiento entre barras será de 15 cm.

2.1.6.10. Diseño de cimentaciones

El edificio escolar estará soportado por cimiento corrido, el cual recibirá las cargas inducidas por los muros de mampostería, estas cargas inducidas se deben de comparar con la carga admisible del suelo para verificar si el cimiento soporta el peso de la estructura.

- Determinación de la capacidad de carga última bruta (q_u)

Para la determinación de q_u , se hizo una toma de muestra de suelo inalterada. Esto con el fin de verificar si los esfuerzos actuantes en el suelo son menores a los esfuerzos permisibles.

$$q_u = 42,95 \text{ ton/m}^2$$

Para seguridad del diseño se recomienda aplicar un factor de seguridad a la capacidad de carga última bruta. El factor está en el rango de 2 a 4, el valor a usar será 3.

$$q_{adm} = \frac{42,95 \text{ ton/m}^2}{3}$$

$$q_{adm} = 14,32 \text{ ton/m}^2$$

- Diseño de cimiento corrido, módulo uno

Este servirá para soportar el peso total de la estructura, debido a los muros de corte diseñados. Se harán dos diseños por separados uno para cada uno de los módulos antes analizados.

- Datos para el diseño de cimiento corrido, módulo uno

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

Resistencia a compresión del concreto (f'_c) = 280 Kg/cm²

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

Base (b) = 0,60 m

Altura desde la cimentación hacia nivel de piso (l) = 1,00 m

Altura de levantado bajo del nivel de piso (b) = 0,80 m

Espesor de cimientos (t) = 0,20 m

Recubrimiento (rec) = 7,62 cm

Peso total del módulo 1 (W_t) = 362,91 ton

Longitud total de muros módulo uno (L_t) = 78,20 m

Carga total mayorada (C_U) = 1 696,59 Kg/m²

Carga muerta (C_m) = 480,49 Kg/m²

Carga viva (C_v) = (200+500) Kg/m²

Peso específico del suelo húmedo ($\gamma_{SHumedo}$) = 1 370 Kg/m³

- Cálculo de carga soportada por el cimiento corrido

$$W_U = \frac{W_{\text{módulo}}}{L_t}$$

$$W_U = \frac{362,91 \text{ ton}}{78,20\text{m}}$$

$$W_U = 4,64 \text{ ton/ml}$$

- Cálculo de factor de carga última

$$F_{CU} = \frac{C_U}{C_m + C_v}$$

$$F_{CU} = \frac{1\,696,59\text{kg/m}^2}{480,49\text{kg/m}^2 + 700\text{kg/m}^2}$$

$$F_{CU} = 1,44$$

- Cálculo de carga de trabajo

Es la presión vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga soportada por el cimiento y el factor de carga última.

$$W_T = \frac{W_U}{F_{CU}}$$

$$W_T = \frac{4,64 \text{ ton/ml}}{1,44}$$

$$W_T = 3,23 \text{ ton/ml}$$

$$W_T = 3,23 \frac{\text{ton}}{\text{ml}} * 1,00\text{m} = 3,23 \text{ ton}$$

Nota: la carga de trabajo se multiplica por el ancho unitario para obtener la carga en toneladas.

- Cálculo de presión actuante

Es la presión total vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga total y el área de la cimentación; incluye todas las componentes verticales (peso de la estructura, peso del cimiento, peso de la tierra).

$$Q_{\text{Act}} = \frac{P_T}{A_C}$$

$$P_T = W_T + W_S + W_C$$

$$W_S = \gamma_{\text{THumedo}} * b * h * I$$

$$W_S = 1,37 \text{ ton/m}^3 * 0,60\text{m} * 0,80\text{m} * 1,00\text{m}$$

$$W_S = 0,66\text{ton}$$

$$W_C = \gamma_c * b * t * I$$

$$W_C = \frac{2\,400\text{kg/m}^3}{1\,000\text{kg}} * 0,60\text{m} * 0,20\text{m} * 1,00\text{m}$$

$$W_C = 0,29\text{ton}$$

$$P_T = W_T + W_S + W_C$$

$$P_T = 3,23\text{ton} + 0,66\text{ton} + 0,29\text{ton}$$

$$P_T = 4,17\text{ton}$$

$$Q_{\text{Act}} = \frac{P_T}{(b * l)}$$

$$Q_{\text{Act}} = \frac{4,17\text{ton}}{0,60\text{m} * 1,00\text{m}}$$

$$Q_{\text{Act}} = 6,96\text{ton}/\text{m}^2$$

- Chequeo de capacidad del suelo

$$Q_{\text{ACT}} < q_{\text{adm}}$$

Según el cálculo realizado anteriormente ($q_{\text{adm}} = 14,32\text{ton}/\text{m}^2$) es mayor a la presión actuante ($Q_{\text{ACT}} = 6,96 \text{ ton}/\text{m}^2$), por lo que se puede determinar que el cimiento corrido soporta las cargas que serán transferidas por los muros. La capacidad admisible para el tipo de cimiento a usar es de $10 \text{ ton}/\text{m}^2$.

$$\frac{6,96 \text{ ton}}{\text{m}^2} < 14,32\text{ton}/\text{m}^2$$

Ok

- Diseño de espesor de cimiento

$$d = t - \text{rec} - \left(\frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} \right)$$

$$d = 20\text{cm} - 7,62\text{cm} - \left(\frac{\frac{3}{8} \text{plg} * 2,54\text{cm}}{2} \right)$$

$$d = 11,90\text{cm}$$

- Cálculo de cortante actuante

Para determinar el cortante actuante se necesita la presión actuante mayorada. Esto se logra multiplicando la presión actuante con el factor de carga última.

$$Q_{\text{Dis}} = Q_{\text{ACT}} * F_{\text{CU}}$$

$$V_{\text{ACT}} = Q_{\text{Dis}} * \left[\left(\frac{b - t}{2} - d \right) * b \right]$$

$$Q_{\text{Dis}} = Q_{\text{ACT}} * F_{\text{CU}}$$

$$Q_{\text{Dis}} = 6,96\text{ton/m}^2 * 1,44$$

$$Q_{\text{Dis}} = 10,00\text{ton/m}^2$$

$$V_{\text{ACT}} = Q_{\text{Dis}} * \left[\left(\frac{b - t}{2} - d \right) * b \right]$$

$$V_{\text{ACT}} = 10,00\text{ton/m}^2 * \left[\left(\frac{0,60\text{m} - 0,20\text{m}}{2} - 0,1190\text{m} \right) * 0,60\text{m} \right]$$

$$V_{\text{ACT}} = 0,49\text{ton} = 490\text{kg}$$

- Cálculo de cortante del concreto

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

$\lambda = 1$ (peso normal)

$\phi = 0,75$ (corte)

$$\phi V_C = 0,75 * 0,53 * 1 * \sqrt{\frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 60\text{cm} * 11,90\text{cm}$$

$$\phi V_C = 4\,750,63\text{Kg}$$

$$V_{\text{ACT}} < \phi V_C$$

Ok

- Diseño a flexión cálculo de momento último

$$M_U = \frac{Q_{\text{Dis}} * L^2}{2}$$

$$L = \frac{b - t}{2}$$

$$L = \frac{0,60\text{m} - 0,20\text{m}}{2}$$

$$L = 0,20\text{m}$$

$$M_U = \frac{Q_{\text{Dis}} * L^2}{2}$$

$$M_U = \frac{10,00\text{ton/m}^2 * (0,20\text{m})^2}{2}$$

$$M_U = 0,20\text{ton} \cong 200\text{kg}$$

$$M_U = 200\text{kg} * 1\text{m}$$

$$M_U = 200\text{kg} - m$$

Nota: el momento último se multiplica por el ancho unitario para obtener el momento en kilogramo por metro lineal.

- Cálculo de área de acero mínimo

El cálculo del área de acero mínimo se calcula según sección 9.6.1.2 del ACI 318SUS-14 (sistema mks esfuerzos en kgf/cm^2). El cálculo se hará como el de una viga.

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

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

$$A_{s\text{min}} = \frac{0,80 * \sqrt{280\text{kg}/\text{cm}^2} * 60\text{cm} * 11,90}{4 * 200\text{kg}/\text{cm}^2}$$

$$A_{s\text{min}} = 2,28\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{min-minimo}} = \frac{14 * 60\text{cm} * 11,90\text{cm}}{4 * 200\text{kg}/\text{cm}^2}$$

$$A_{s\text{min-minimo}} = 2,38\text{cm}^2$$

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

- Cálculo de área de acero requerido

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

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

$$A_{s\text{req}} = \frac{0,85 * 280}{4\ 200} * \left[(60 * 11,90) - \sqrt{(60 * 11,90)^2 - \frac{200\text{kg} * 60}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{s\text{req}} = 0,45\text{cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero requerida, las dimensionales que se usarán son: para f_y y $f'c = \text{kg/cm}^2$, para (b) y $(d) = \text{cm}$ y para $M = \text{kg-m}$. Esto con el fin de que el área calculada, su dimensional sea cm .

- Cálculo de espaciamiento mínimo (S_{min})

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

- Cálculo de espaciamiento mínimo, mínimo-mínimo y requerido

Con el área de acero mínimo, mínimo-mínimo y requerido se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas núm. 3 ($A = 0,71255 \text{ cm}^2$). Usando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\text{Área de la varilla} * 100}{\text{Área calculada}}$$

$$S_{\min} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{2,28\text{cm}^2}$$

$$S_{\min} = 31,25\text{cm} \cong 30\text{cm}$$

$$S_{\min-\minimo} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{2,38\text{cm}^2}$$

$$S_{\min-\minimo} = 29,93\text{cm} \cong 30\text{cm}$$

$$S_{\text{reqM}(-)} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{0,45\text{cm}^2}$$

$$S_{\text{req}} = 158,24\text{cm} \cong 160\text{cm}$$

- Cálculo de espaciamiento máximo (S_{\max})

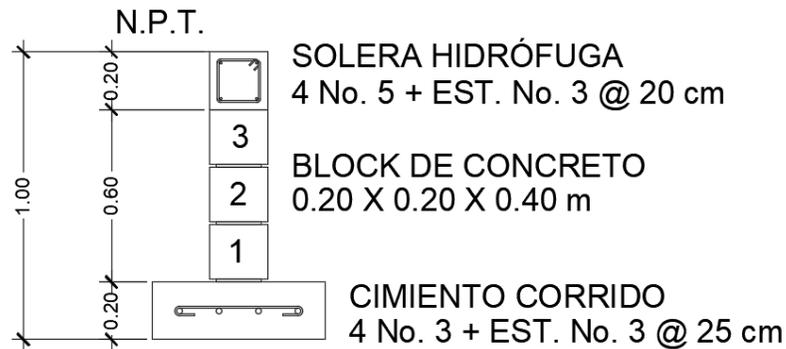
Según el ACI 318SUS-14 sección 8.7.2.2 el espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal corrugado debe ser el menor entre 2h y 18 pulg. en las secciones críticas.

- Selección de espaciamiento del armado de cimiento

Al haber realizado los calculados de área de acero se determinó que el área a usar será el de 2,38cm² y el espaciamiento que requiere el área a utilizar es de 30 cm, pero por motivos de seguridad de armado propuesto por el manual

de diseño sismo resistente simplificado mampostería de block de concreto para Guatemala.

Figura 39. **Detalle de armado de cimiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Datos para el diseño de cimiento corrido, módulo dos

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

Resistencia a compresión del concreto (f'_c) = 280 Kg/cm²

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

Base (b) = 0,60 m

Altura desde la cimentación hacia nivel de piso (l) = 1,00 m

Altura de levantado bajo del nivel de piso (b) = 0,80 m

Espesor de cimientos (t) = 0,20 m

Recubrimiento (rec) = 7,62 cm

Peso total del módulo 2 (W_t) = 242,86 ton

Longitud total de muros módulo uno (L_t) = 50,40 m

Carga total mayorada (C_U) = 1 696,59 Kg/m²

Carga muerta (C_m) = 480,49 Kg/m²

Carga viva (C_v) = (200+500) Kg/m²

Peso específico del suelo húmedo ($\gamma_{SHumedo}$) = 1 370 Kg/m³

- Cálculo de carga soportada por el cimiento corrido

$$W_U = \frac{W_{módulo}}{L_t}$$

$$W_U = \frac{242,82\text{ton}}{50,40\text{m}}$$

$$W_U = 4,82\text{ton/ml}$$

- Cálculo de factor de carga última

$$F_{CU} = \frac{C_U}{C_m + C_v}$$

$$F_{CU} = \frac{1\,696,59\text{kg/m}^2}{480,49\text{kg/m}^2 + 700\text{kg/m}^2}$$

$$F_{CU} = 1,44$$

- Cálculo de carga de trabajo

Es la presión vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga soportada por el cimiento y el factor de carga última.

$$W_T = \frac{W_U}{F_{CU}}$$

$$W_T = \frac{4,82\text{ton/ml}}{1,44}$$

$$W_T = 3,35\text{ton/ml}$$

$$W_T = 3,35\text{ton/ml} * 1,00\text{m} = 3,35\text{ton}$$

Nota: la carga de trabajo se multiplica por el ancho unitario para obtener la carga en toneladas.

- Cálculo de presión actuante

Es la presión total vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga total y el área de la cimentación; incluye todas las componentes verticales (peso de la estructura, peso del cemento, peso de la tierra).

$$Q_{Act} = \frac{P_T}{A_C}$$

$$P_T = W_T + W_S + W_C$$

$$W_S = \gamma_{THumedo} * b * h * l$$

$$W_S = 1,37\text{Ton/m}^3 * 0,60\text{m} * 0,80\text{m} * 1,00\text{m}$$

$$W_S = 0,66\text{ton}$$

$$W_C = \gamma_c * b * t * l$$

$$W_C = \frac{2\,400\text{kg/m}^3}{1\,000\text{kg}} * 0,60\text{m} * 0,20\text{m} * 1,00\text{m}$$

$$W_C = 0,29\text{ton}$$

$$P_T = W_T + W_S + W_C$$

$$P_T = 3,35\text{ton} + 0,66\text{ton} + 0,29\text{ton}$$

$$P_T = 4,30\text{ton}$$

$$Q_{\text{Act}} = \frac{P_T}{(b * l)}$$

$$Q_{\text{Act}} = \frac{4,30\text{ton}}{0,60\text{m} * 1,00\text{m}}$$

$$Q_{\text{Act}} = 7,16\text{ton/m}^2$$

- Chequeo de capacidad del suelo

$$Q_{\text{ACT}} < q_{\text{adm}}$$

Según el cálculo realizado anteriormente ($q_{\text{adm}} = 14,32 \text{ ton/m}^2$) es mayor a la presión actuante ($Q_{\text{ACT}} = 7,16 \text{ ton/m}^2$), por lo que se puede determinar que el cimiento corrido soporta las cargas que serán transferidas por los muros. La capacidad admisible para el tipo de cimiento a usar es de 10 ton/m^2 .

$$7,16\text{ton/m}^2 < 14,32\text{ton/m}^2$$

Ok

- Diseño de espesor de cimiento

$$d = t - \text{rec} - \left(\frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} \right)$$

$$d = 20\text{cm} - 7,62\text{cm} - \left(\frac{\frac{3}{8} \text{plg} * 2,54\text{cm}}{2} \right)$$

$$d = 11,90\text{cm}$$

- Cálculo de cortante actuante

Para determinar el cortante actuante se necesita la presión actuante mayorada. Esto se logra multiplicando la presión actuante con el factor de carga última.

$$Q_{\text{Dis}} = Q_{\text{ACT}} * F_{\text{CU}}$$

$$V_{\text{ACT}} = Q_{\text{Dis}} * \left[\left(\frac{b - t}{2} - d \right) * b \right]$$

$$Q_{\text{Dis}} = Q_{\text{ACT}} * F_{\text{CU}}$$

$$Q_{\text{Dis}} = 7,16 \text{ ton/m}^2 * 1,44$$

$$Q_{\text{Dis}} = 10,30 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{\text{ACT}} = Q_{\text{Dis}} * \left[\left(\frac{b - t}{2} - d \right) * b \right]$$

$$V_{ACT} = 10,30 \text{ton/m}^2 * \left[\left(\frac{0,60\text{m} - 0,20\text{m}}{2} - 0,1190\text{m} \right) * 0,60\text{m} \right]$$

$$V_{ACT} = 0,50\text{ton} = 500\text{kg}$$

- Cálculo de cortante del concreto

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

$\lambda = 1$ (peso normal)

$\phi = 0,75$ (corte)

$$\phi V_C = 0,75 * 0,53 * 1 * \sqrt{\frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 60\text{cm} * 11,90\text{cm}$$

$$\phi V_C = 4\,750,63\text{Kg}$$

$$V_{ACT} < \phi V_C$$

Ok

- Diseño a flexión cálculo de momento último

$$M_U = \frac{Q_{Dis} * L^2}{2}$$

$$L = \frac{b - t}{2}$$

$$L = \frac{0,60\text{m} - 0,20\text{m}}{2}$$

$$L = 0,20\text{m}$$

$$M_U = \frac{Q_{Dis} * L^2}{2}$$

$$M_U = \frac{10,30 \text{ ton/m}^2 * (0,20\text{m})^2}{2}$$

$$M_U = 0,21\text{ton} \cong 206\text{kg}$$

$$M_U = 206\text{kg} * 1\text{m}$$

$$M_U = 206\text{kg} - \text{m}$$

Nota: el momento último se multiplica por el ancho unitario para obtener el momento en kilogramo por metro lineal.

- Cálculo de área de acero mínimo

El cálculo del área de acero mínimo se calcula según sección 9.6.1.2 del ACI 318SUS-14 (sistema mks esfuerzos en kgf/cm²). El cálculo se hará como el de una viga.

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

$$A_{smin-minimo} = \frac{14 * b * d}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{280kg/cm^2} * 60cm * 11,90}{4 * 200kg/cm^2}$$

$$A_{smin} = 2,28cm^2$$

$$A_{smin-minimo} = \frac{14 * 60cm * 11,90cm}{4 * 200kg/cm^2}$$

$$A_{smin-minimo} = 2,38cm^2$$

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

- Cálculo de área de acero requerido

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

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

$$A_{sreq} = \frac{0,85 * 280}{4 * 200} * \left[(60 * 11,90) - \sqrt{(60 * 11,90)^2 - \frac{206kg * 60}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{sreq} = 0,46cm^2$$

Para el cálculo del área de acero requerida, las dimensionales que se usarán son: para f_y y $f'_c = \text{kg/cm}^2$, para (b) y (d) = cm y para M = kg-m. Esto con el fin de que el área calculada, su dimensional sea cm.

- Cálculo de espaciamiento mínimo (S_{min})

Según el ACI 318SUS-14 sección 25.2 el espaciamiento mínimo entre barras paralelas de una capa debe ser al menos 1 pulg.

- Cálculo de espaciamiento mínimo, mínimo-mínimo y requerido

Con el área de acero mínimo, mínimo-mínimo y requerido se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas núm. 3 ($A = 0,71255 \text{ cm}^2$). Usando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\text{Área de la varilla} * 100}{\text{Área calculada}}$$

$$S_{min} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{2,28\text{cm}^2}$$

$$S_{min} = 31,25\text{cm} \cong 30\text{cm}$$

$$S_{min-minimo} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{2,38\text{cm}^2}$$

$$S_{min-minimo} = 29,93\text{cm} \cong 30\text{cm}$$

$$S_{reqM(-)} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{0,46\text{cm}^2}$$

$$S_{req} = 154,90\text{cm} \cong 155\text{cm}$$

- Cálculo de espaciamiento máximo (S_{max})

Según el ACI 318SUS-14 sección 8.7.2.2 el espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal corrugado debe ser el menor entre 2h y 18 pulg. en las secciones críticas.

- Selección de espaciamiento del armado de cimiento

Al haber realizado los calculados de área de acero se determinó que el área a usar será el de 2,38cm² y el espaciamiento que requiere el área a utilizar es de 30 cm, pero por motivos de seguridad de armado propuesto por el manual de diseño sismo-resistente simplificado mampostería de block de concreto para Guatemala, el espaciamiento a utilizar será de 25 cm.

Figura 40. **Detalle de armado de cimiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

2.1.7. Presupuesto del proyecto

A continuación el presupuesto de gastos para la construcción de una escuela de dos niveles.

Figura 41. Presupuesto de escuela de dos niveles

MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA DIRECCIÓN MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN					
PROYECTO: DISEÑO DE ESCUELA DE DOS NIVELES EN COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA					
UBICACIÓN: COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA					
RENGLONES DE TRABAJO					
No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				32 394,91
1,01	Rótulo de identificación del proyecto	Global	1	Q 674,80	Q674,80
1,02	Bodega y guardiana	Global	1	5 497,03	5 497,03
1,03	Chapeo, limpieza y nivelación	m ²	450	Q 58,27	26 223,08
2	EXCAVACIONES + CIMIENTOS				98 158,70
2,01	Excavación estructural (cimiento corrido)	m ³	113,88	Q 156,24	17 792,48
2,02	Relleno estructural (cimiento corrido)	m ³	60,74	Q 140,35	8 524,58
2,03	Cimiento corrido 0,60mx1,00m	m	189,80	Q 267,37	50 746,41
2,04	Solera hidrófuga	m	189,80	Q 111,14	21 095,24
3	MUROS				316 551,29
3,01	Solera intermedia primer nivel	m	189,80	Q 111,14	21 095,24
3,02	Solera intermedia segundo nivel	m	189,80	Q 111,14	21 095,24
3,03	Solera de corona primer nivel	m	189,80	Q 111,14	21 095,24
3,04	Solera de corona final	m	189,80	Q 111,14	21 095,24
3,05	Levantado de muro con block 0,20x0,20x0,40	m ²	1 138,80	Q 203,87	232 170,34
4	COLUMNAS				49 027,92
4,01	Columna tipo C-1 primer nivel (aislada)	m	36	Q 247,54	8 911,61
4,02	Columna tipo C-1 segundo nivel (aislada)	m	36	Q 247,54	8 911,61
4,03	Columna tipo C-2 primer nivel	m	156	Q 101,12	15 774,17
4,04	Columna tipo C-2 segundo nivel	m	153	Q 100,85	15 430,54
5	VIGAS				45 719,67
5,01	Viga tipo V-1 primer nivel	m	86	Q 219,14	18 846,40
5,02	Viga tipo V-2 primer nivel	m	24	Q 135,42	3 250,13
5,03	Viga tipo V-1 segundo nivel	m	92	Q 221,45	20 373,00
5,04	Viga tipo V-2 segundo nivel	m	24	Q 135,42	3 250,13
6	LOSAS				351 189,96
6,01	Losa primer nivel	m ²	450	Q 392,97	176 834,97
6,02	Losa segundo nivel	m ²	450	Q 387,46	174 354,99
7	MODULO DE GRADAS				7 086,97
7,01	Modulo de gradas	m ²	11,65	Q 608,32	7 086,97
8	ACABADOS				223 441,91
8,01	Repello en pared (interior)	m ²	1 138,80	Q 72,21	82 229,38
8,02	Cernido en pared (interior)	m ²	1 138,80	Q 68,17	77 637,55
8,03	Cernido fino en losa	m ²	450	Q 71,83	32 329,35
8,04	Piso	m ²	450	Q 69,45	31 250,89
9	HERRERIA				33 693,19
9,01	Pasamanos de HG de \varnothing 2"	Global	1	Q 4.647,34	4 647,34
9,02	barandal de HG de \varnothing 2"	Global	1	Q 29.045,85	29 045,85
10	INSTALACIONES				168 676,99
10,01	Instalación y elaboración de puertas	Global	1	Q 37.251,36	37 251,36
10,02	Instalación y elaboración de ventanas	Global	1	Q 33.262,71	33 262,71
10,03	Instalación eléctrica (fuerza e iluminación)	Global	1	Q 67.792,15	67 792,15
10,04	Instalación pluvial y sanitaria (incluye aparatos sanitarios)	Global	1	Q 29.487,22	29 487,22
10,05	Instalación hidráulica (incluye materiales)	Global	1	Q 883,55	883,55
ÚLTIMA LÍNEA					
TOTAL					1 325 941,51

Fuente: elaboración propia.

2.1.8. Instalaciones eléctricas

Se denomina acometida eléctrica a la parte de la instalación comprendida entre la red de distribución pública y la caja general de protección o tablero principal. Se debe indicar la situación de la línea más próxima desde la que se puede establecer la acometida, con exacta definición del punto de conexión, así como la tensión de servicio y la potencia máxima admisible.

Para el diseño de los sistemas o redes de iluminación y fuerza es necesario considerar lo siguiente:

- La acometida eléctrica se diseña e instala de acuerdo con las normas establecidas por la Empresa Eléctrica de Guatemala S.A. (EEGSA), la CNEE o empresas locales distribuidoras de energía, y las ordenanzas municipales jurisdiccionales sobre el tema.
- El sistema o red lo forman las tuberías, accesorios y conductores aéreos o subterráneos que distribuyen la energía en el centro escolar.
- La distribución se lleva a cabo a partir de un tablero principal localizado en el centro de masa del sistema, a través de circuitos.
- Las tuberías serán proyectadas en líneas rectas, con el menor número de curvas, los registros se ubican a 30,00 m de separación máxima.
- Deben identificarse las líneas de bajo y alto voltaje (120-240 voltios).
- Previo a las fundiciones de concreto deben colocarse las tuberías y ductos sin los conductores, protegiendo las cajas y entradas a los tubos para evitar su obstrucción.
- Debe evitarse instalaciones paralelas de cables de diferentes voltajes, con el fin de no provocar inducción.

Las unidades de iluminación estarán controladas por interruptores que se localizan al ingreso, o bien están centralizados en cada espacio, facilitando así su operación.

Los circuitos se diseñan considerando los criterios siguientes:

- Son diseñados de tal forma que la caída de voltaje en las salidas de servicio no exceda los porcentajes siguientes: o Iluminación: 2 % en alimentadores y circuitos. o Fuerza: 4 % en alimentadores y 1 % en circuitos.
- Cada circuito de iluminación debe admitir un máximo de carga de 1 000 vatios. Si la carga requerida es mayor, hay que agregar circuitos adicionales al tablero y balancear las cargas.
- Cada circuito de fuerza debe admitir un máximo de carga de 1 500 vatios. Si la carga requerida es mayor, es necesario que se coloquen circuitos adicionales al tablero y balancear las cargas.
- Cada uno de los circuitos es diseñado con capacidad adicional del 15 al 40 % de lo que se requiere; por ello, es necesario considerar dichos porcentajes en la capacidad de tuberías, conductores y carga de consumo (sin rebasar la carga máxima).
- En circuitos de tomacorrientes de 240 voltios debe considerarse una unidad por circuito.
- El calibre mínimo para conducir energía es número 12 AWG. Para calibres mayores se utiliza cable de varios hilos.
- La sección transversal de los conductores se determina en función de la corriente que estos deben canalizar cuando están sometidos a la carga máxima. Como se presenta en la figura 42.

Figura 42. **Tabla de relación amperios / calibre**

Amperios	15	20	30	40	55	70	80	95	110	125	145	165	195
Calibre (AWG)	14	12	10	8	6	4	3	2	1	0	00	000	0000

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 83.

2.1.8.1. Tomacorrientes

Las consideraciones que tomar para la colocación de tomacorrientes son las siguientes:

- En espacios escolares de los niveles primario y medio, los tomacorrientes de 120 voltios deben instalarse a 0,30 m sobre el nivel del piso terminado, salvo que por el diseño arquitectónico se indique lo contrario.
- En espacios escolares de los niveles primario y medio deben instalarse tomacorrientes de 240 voltios a una altura de 0,70 m sobre el nivel del piso terminado, salvo que por el diseño arquitectónico se indique lo contrario.
- Se requiere que los tomacorrientes queden fuera del alcance de los estudiantes más pequeños, y que cada uno de ellos cuente con protectores de seguridad.
- En la instalación de tomacorrientes, se recomienda que estos sean polarizados con una puesta a tierra física, especialmente en el área de computación, talleres y laboratorios de capacidad suficiente, para así garantizar la seguridad de los usuarios y del equipo. Consultar a la empresa eléctrica de la localidad acerca de la disponibilidad del servicio o

la alternativa física que podría instalarse dentro del predio, según sus regulaciones particulares.

- En espacios escolares de preprimaria, todos los tomacorrientes deben instalarse a 1,30 m de altura sobre el nivel del piso.

La distribución de tomacorrientes se presenta en la figura 43.

Figura 43. **Distribución de tomacorrientes**

Tipo de ambiente	Tomacorrientes dobles 120V monofásico (mínimo)	Altura de instalación (m SNPT*)	Detalles
Auditorios, salón de usos múltiples	10	0.3	En el área de prácticas, instalar 8 tomas distribuidas equidistantemente o que tengan una distancia de 6.00 m lineales máximo entre cada una. En el área de escenario, instalar 2 tomas.
Aula de proyecciones (espectadores)	4	0.3	En caso de que el área de proyección se encuentre independiente del área de espectadores, instalar 3 tomacorrientes, 1 a 1.20 m SNPT y 2 incorporados a la mesa del equipo de proyección.
Aula de proyecciones (demostración)	2		
Aulas multigrado	4	0.3	Uno localizado en la parte inferior de cada pizarrón y uno en la pared adyacente a la cátedra.
Aulas del nivel preprimario	4	1.30	Uno localizado adyacente al área de la cátedra y uno en cada una de las paredes restantes.
Aulas de los niveles primario y medio	4	0.3	
Tecnologías de información y comunicación			Para el uso privativo de máquinas de escribir eléctricas y computadoras, instalar circuitos conectados a un tablero exclusivo para el espacio, incorporándole un regulador de voltaje. El cableado debe ser canalizado aéreo para poder ser cambiado de lugar en caso de modificación en la metodología; debe instalarse un tomacorriente doble para cada 4 máquinas eléctricas de escribir o computadoras en circuitos separados, es decir, con un flípon por cada 4 máquinas.
Circulación peatonal y plaza cívica			Instalar 1 toma/drenaje para cada bebedero planificado. Instalar 1 toma para cada llave de chorro por cada 50 m ² de patio.
Expresión Artística	4	0.3	Uno localizado adyacente al área de la cátedra, y uno en cada una de las paredes restantes de cada ambiente.
Laboratorios de Ciencias Naturales (nivel medio)	8	0.3	Uno localizado en cada banco de trabajo por estudiante; uno localizado en banco de trabajo del catedrático.
Taller de Productividad y Desarrollo 1	8	0.3	Adicional a lo especificado, instalar 1 tomacorriente para cada horno, cuando aplique. Considerar instalación para 240 voltios.
Taller de Productividad y Desarrollo 2			En cada uno de los talleres debe dejarse prevista una alimentación general con tablero independiente con ramales para cada una de las áreas 120/240 con tierra física para cubrir las necesidades de la maquinaria a instalar.

* Nota: SNPT = sobre el nivel de piso terminado.

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales.* p. 85.

Figura 44. **Distribución de tomacorrientes**

Tipo de ambiente	Tomacorrientes dobles 120V monofásico (mínimo)	Altura de instalación (m SNPT*)	Detalles sobre instalación eléctrica
Bibliotecas	4	0.3	Instalar 1 tomacorriente doble, 120 voltios por cada 3.00 m lineales de pared en los espacios, volúmenes, lectura y trabajo (estudio e investigación). Cada espacio delimitado debe tener como mínimo 4 tomacorrientes.
Sala de espera	4	0.3	Uno localizado adyacente al escritorio (recepción), y uno en cada una de las paredes restantes.
Oficinas de apoyo	4	0.3	Uno localizado adyacente al escritorio, y uno en cada una de las paredes restantes.
Dirección / Subdirección			
Consultorio médico			
Orientación vocacional			
Contabilidad			
Sala para educadores		0.3	Instalar 1 tomacorriente doble de 120 voltios por cada tres m lineales de pared.
Sala para educadores (cocineta)	2	1.2	Ambos alejados del lavatrastos.
Archivo y bodega administrativa	4	1.2	Instalar 1 en cada pared.
Bodegas	2	1.2	Instalados en paredes opuestas.
Conserjería	4	1.2	Instalar 1 en cada pared.
Refacción escolar (preparación de alimentos)		1.2	Por cada metro lineal de gabinetes, instalar 1 tomacorriente. Instalar 1 tomacorriente adyacente a la estufa o poyo.
Alacena (bodega de cocina)		1.2	Instalar 1 en cada pared (instalar 1 como mínimo).
Cafetería (comensales)	4	0.3	
Guardiania	2	1.2	
Cuarto de máquinas	2	1.2	De manera adicional, mínimo instalar 1 tomacorriente 240 voltios a 0.70 m SNPT. Incluir la corriente adecuada con el tipo de pase requerido (monofásico o trifásico) para los equipos a utilizar.
Centro de Recursos Pedagógicos	8	1.2	Instalar 2 en cada pared.

* Nota: SNPT = sobre el nivel de piso terminado.

Fuente: Mineduc. Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales. p. 86.

2.1.8.2. Iluminación eléctrica

Se entiende por lámpara la unidad (foco o tubo) que genera iluminación; asimismo, por aparato de iluminación se entiende el conjunto de pantalla y base que permite la utilización de la luz.

Deberá efectuarse el cálculo luminotécnico para diseñar y seleccionar la luminaria apropiada, de acuerdo con el requerimiento de luxes (el cual puede observarse en la tabla figura 45).

Figura 45. **Tabla de iluminación**

Tipo de ambiente	Visual		Térmico		
	Niveles de iluminación recomendados según tipo de local (luxes)	Área mínima de ventanas en relación con el área de piso (iluminación natural)	Renovaciones de aire (volumen mínimo por hora)	Área mínima de apertura (ventilas) en ventanas en relación con el área de piso, por clima	
				Frío	Cálido
Aulas multigrado	400 - 500	1/3	6	1/5	1/3
Aulas del nivel preprimario y primario	200 - 400	1/3	6	1/5	1/3
Aulas nivel medio	250 - 500	1/3	6	1/5	1/3
Tecnologías de información y comunicación (TIC)	400 - 500	1/3	8	1/5	1/3
Aula de proyecciones	200 - 400 (<i>dimmer</i>)	n/a	8	1/5	1/3
Circulación peatonal y patios	150	n/a	n/a	n/a	n/a
Circulación vehicular	150	n/a	n/a	n/a	n/a
Laboratorio de Ciencias Naturales	400 - 600	1/3	8	1/5	1/3
Área de Música, Danza y Teatro (Expresión Artística)	400 - 600	1/5	6	1/5	1/5
Área de Dibujo Técnico y Artes Plásticas (Expresión Artística)	400 - 800	1/3	6	1/5	1/3
Taller de Productividad y Desarrollo 1 y 2 (niveles primario y básico)	300 - 400	1/3	10	1/5	1/3
Taller de Productividad y Desarrollo 1 y 2 (nivel diversificado)	500 - 600	1/3	10	1/5	1/3
Salón de usos múltiples	300	1/3	6	1/5	1/3
Bibliotecas	300 - 400	1/3	6	1/5	1/3
Oficinas de apoyo	300	1/4	6	1/5	1/4

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 67.

Figura 46. **Tabla de iluminación**

Tipo de ambiente	Visual		Térmico		
	Niveles de iluminación recomendados según tipo de local (luxes)	Área mínima de ventanas en relación con el área de piso (iluminación natural)	Renovaciones de aire (volumen mínimo por hora)	Área mínima de apertura (ventilas) en ventanas en relación con el área de piso, por clima	
				Frío	Cálido
Dirección / subdirección	300	1/3	5	1/5	1/3
Sala de espera	150	1/3	5	1/5	1/3
Consultorio médico	300	1/3	6	1/5	1/3
Sala para educadores	300	1/3	6	1/5	1/3
Orientación vocacional	300	1/3	5	1/5	1/3
Contabilidad	300	1/3	5	1/5	1/3
Archivo y bodega administrativa	150	1/4	4	1/5	1/4
Centro de Recursos Pedagógicos (CRP)	200-400	1/3	4	1/5	1/3
Servicios sanitarios	150	1/5	10	1/5	1/5
Vestidores	150	1/4	10	1/5	1/4
Bodegas	150	1/4	4	1/5	1/4
Conserjería	200-400	1/4	10	1/5	1/4
Refacción escolar (preparación de alimentos)	200-400	1/2	10	1/4	1/2
Alacena (bodega de cocina)	150	1/4	4	1/5	1/4
Cafetería (comensales)	200	1/3	6	1/4	1/3
Guardiana	150	1/3	4	1/4	1/3
Cuarto de máquinas	200	1/4	6	1/4	1/4

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 68.

Las luminarias que se distribuyen en los distintos espacios, tomando en cuenta los siguientes criterios:

- Los circuitos de comando de las luces artificiales complementarias deben ser independientes del sistema de iluminación artificial nocturno, de manera que se puedan encender separadamente aquellas luces que cubran los requerimientos complementarios a los del servicio nocturno.
- La separación en ambas direcciones o espacios de las lámparas debe ser de 0,8 a 1,0 vez su altura de suspensión y, en ningún caso, mayor de 1,3 veces dicha altura. En ningún caso la altura de lámparas (plano de lámparas) debe ser menor a 2,4 m sobre el nivel de piso terminado (SNPT).

- En los locales en que se utilicen medios visuales para la enseñanza (proyección de diapositivas, transparencias, entre otros), es necesario prever que las luces posean medios de reducción graduable de su emisión luminosa. Igual criterio se usará para las entradas de luz natural, regulando su ingreso mediante apantallamientos adecuados.
- El color de la luz debe corresponder preferentemente a los tonos neutros. En los lugares con elevado nivel de exigencia de luminosidad, el color de la luz más adecuado ha de corresponder a los tonos fríos (luz blanca).
- Se requiere que los interruptores se ubiquen en puntos cercanos a los accesos de los diferentes ambientes, y controlar en forma sectorizada el funcionamiento de las unidades de iluminación. De esa manera se puedan activar de manera independiente las zonas más alejadas de las aberturas para iluminación natural.
- Las luminarias exteriores se colocan separadas 30,00 m una de la otra.

2.1.9. Instalaciones hidráulicas

A continuación una breve descripción de lo que son las instalaciones hidráulicas como agua potable, drenajes, agua pluvial, entre otros.

2.1.9.1. Instalaciones de agua potable

En este tipo de instalaciones, se debe de tomar en cuenta que el material a utilizar sea resistente al impacto y a la vibración. Entre los materiales que se pueden tomar en consideración, son los siguientes:

- Hierro galvanizado
- PVC
- Cobre
- CPVC

Las consideraciones que se deben de tomar en cuenta para cada uno de los elementos mencionados con anterioridad son las siguientes:

Figura 47. **Condiciones de instalación**

Condiciones de instalación (materiales)	Enterrada	Empotrada	Expuesta	Agua fría	Agua caliente
Hierro galvanizado	x	x	x	x	x
PVC	x	x		x	x
Cobre	x	x	x	x	x
CPVC	x	x			x

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 73.

Para determinar el diseño del abastecimiento del agua potable se mencionan dos tipos de distribución, las cuales son:

- Distribución directa
- Distribución indirecta
 - Distribución directa

Esta clase de sistema de distribución se instala a partir de la línea de conducción desde la captación comunitaria, pozo o toma municipal y es aplicable únicamente en edificios escolares de un nivel.

- Distribución indirecta

Esta clase de sistema de distribución se instala a partir de tanques elevados o subterráneos (cisternas); aplica en los edificios escolares de abastecimiento no continuo o insuficiente, de uno o varios niveles.

Para el diseño de esta clase de sistema de distribución deben considerarse los siguientes lineamientos:

- Caudal de diseño. dotación de agua por cada usuario en centro escolar oficial: 50 litros.
- Facilidad de acceso.
- Período de diseño: obra civil, 20 años; equipos mecánicos, de 5 a 10 años.
- Desagüe para el vaciado o mantenimiento
- El fondo del tanque elevado debe localizarse a 2,00 m por encima de la salida de agua más elevada.
- Tener capacidad de regular las variaciones horarias del consumo o demanda, considerando la capacidad de producción de la fuente.
- Toda tubería de agua potable debe colocarse apartada de la tubería de drenaje; asimismo, estará claramente identificada.
- En caso de cruce de tuberías de drenaje y agua potable, las de agua potable deben localizarse a 0,20 m sobre las de drenaje, y deben estar protegidas con mortero o concreto en una longitud de 1,00 m hacia cada lado.
- La tubería de hierro galvanizado y PVC que se encuentre enterrada debe estar protegida por una capa de mezclón de 0,03 m.

2.1.9.2. Instalaciones de drenajes de aguas negras (sanitarios)

Debe observarse el cumplimiento del Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, Reglamento de las Descargas y Reúso de Aguas Residuales y de la Disposición de Lodos.

En la elaboración de esta clase de diseño es necesario considerar las siguientes condiciones:

- No debe diseñarse un sistema dual (aguas negras y aguas pluviales).
- Las dos redes se diseñarán de manera separada, con pendiente de 1,50 a 4,00 % para tubería enterrada.
- Pendiente de 1,50 % para tubería desarrollada en entrepiso
- En cambios de dirección a 90° debe utilizarse codo sanitario, 2 codos sanitarios de 45°, o cajas de registro (de preferencia hacer cambios de dirección a 45°).
- El flujo debe ser en una sola dirección y es permisible utilizar uniones tipo yee y tee-yee.
- El diámetro de los colectores no debe ser menor de 4 pulgadas, sin incluir aguas de inodoros; 6 pulgadas, incluyendo aguas de inodoros. Debe tomarse en cuenta los diámetros indicados en la tabla GE.8; asimismo, calcular el diámetro según las unidades de descarga que se van sumando en cada tramo. Se entenderá por unidad de descarga la cantidad de agua que desaloja un artefacto en uno intermitente normal en un minuto, y que equivale aproximadamente a 28 l/minuto para un drenaje de 1,5 pulgadas de diámetro.

Para determinar diámetros de artefactos sanitarios se puede guiar bajo la figura 48.

Figura 48. **Diámetro de artefactos**

Artefacto	Diámetro mínimo (en pulgadas)
Ducha	2
Inodoro	4
Lavamanos	1 ½
Lavatrastos	2
Pila	2
Reposadera en piso	1 ½

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 78.

2.1.9.3. **Instalaciones de drenajes de agua pluvial**

Para el diseño del sistema de colección y encauce debe considerarse lo siguiente:

- Cuando la cubierta final de un ambiente sea de concreto y plana, deberán conformarse pañuelos (pendientes en la superficie) que eviten el empozamiento de agua, e incorporar bajadas de agua pluvial o gárgolas con caída de grava para evitar erosión.
- Pendiente mínima para tubería horizontal del 1,00 % en tubería interior lisa; para tubería corrugada, verificar dato del fabricante.
- Uso de tubería de 4 pulgadas de diámetro mínimo, en posición horizontal, en interiores de los edificios.

- Uso de tubería de 6 pulgadas de diámetro mínimo, en posición horizontal, en exteriores de los edificios.
- Cuando no haya drenaje pluvial podrán ser vertidas sobre las áreas verdes como sistema de riego. En este caso, las bajadas de agua descargarán en un registro lleno de grava para evitar socavaciones.
- Las bajadas de agua (tuberías) expuestas deben estar fijadas a los elementos constructivos o protegidas con mortero o concreto.
- En el extremo superior de las bajadas de agua colocar coladeras o rejillas en forma de cúpula.
- Para las bajadas de agua se recomienda utilizar los diámetros incluidos en la figura 49.

Figura 49. **Diámetros de bajadas de agua**

Diámetro en pulgadas	2	2 1/2	3	4	6
Área colectora en metros ²	30	60	100	240	625

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 81.

- La tubería de PVC para agua pluvial debe protegerse de la incidencia directa de los rayos solares.
- Respetar, en lo posible, el drenaje natural y tomar las medidas pertinentes apropiadas para permitir la escorrentía de las aguas, con el fin de que se eviten las acumulaciones, la erosión y el arrastre de sedimentos.

2.1.10. Evaluación de impacto ambiental

En todo proyecto de construcción es importante realizar una evaluación del impacto ambiental que la construcción puede tener, de esta forma se puede definir la mejor forma de preservar y proteger los recursos naturales.

El objetivo es identificar y mitigar de la mejor forma posible los impactos que el proyecto producirá en el medio ambiente.

El estudio de impacto ambiental verifica la alteración, modificación o cambio en el ambiente, o en alguno de sus componentes de cierta magnitud y complejidad producido por los efectos de la acción humana.

La evaluación se puede dividir en dos secciones, las cuales son: el impacto en construcción y en ejecución. El primero, como su nombre lo indica es el impacto que este proyecto tendrá en el transcurso de la construcción, por ejemplo: daños de área verde y degradación visual. El segundo ocasiona problemas como: efectos de ruido y el movimiento de tierra.

Uno de los métodos para determinar si un proyecto no es dañino para el medio ambiente es la matriz de Leopold. La cual es un cuadro de doble entrada, donde los factores ambientales que pueden ser afectados por el proyecto ocupan filas y las acciones impactantes las columnas.

- Medida de mitigación

El propósito de las medidas de mitigación es la reducción de los riesgos y amenazas, es decir, la atenuación de los daños potenciales sobre la vida y los

bienes. Para minimizar los efectos ocasionados en la construcción del presente proyecto, se deben tomar las precauciones siguientes:

- Realizar reforestación en áreas aledañas a la edificación a construir.
- Trasladar el material de desperdicio en el menor tiempo posible al botadero seleccionado.
- Cerrar un perímetro pertinente la construcción para no causar molestias.
- Uso de agua para minimizar la generación de polvo.
- Elaboración de concreto en áreas y cantidades pertinentes.
- Uso de maquinaria en buen estado, para evitar gases, humos y monóxido de carbono.

2.2. Diseño de salón de usos múltiples para municipio de San Miguel Petapa

Antes de realizar el diseño del salón de usos múltiples para el municipio de San Miguel Petapa, se debe hacer al igual que para la escuela, una descripción del proyecto, un levantamiento topográfico, un estudio de los suelos, un diseño arquitectónico del proyecto, y un estudio o diseño estructural.

2.2.1. Descripción del proyecto

Con el diseño del salón de usos múltiples, se pretende satisfacer la necesidad en temas de infraestructura en el área de Prados de Villa Hermosa del municipio de San Miguel Petapa. Y por otro lado que el sector tenga un lugar donde se puedan realizar actividades patronales y que sirva como centro de acopio por algún evento natural.

El diseño del salón de usos múltiples contará con servicios sanitarios, una oficina donde se podrá realizar la reservación del salón y una pequeña bodega para el almacenamiento de víveres en caso de emergencia.

2.2.2. Estudio de suelos

Entre las actividades importantes del diseño de la edificación se encuentra el estudio de suelos, ya que con tal estudio se procede a ver las características y propiedades que posee el suelo donde se requiere realizar la edificación. Uno de los parámetros más importantes en este tipo de estudios es, la capacidad de carga admisible o valor soporte del suelo, ya que con este estudio se verifica si la carga que posee la estructura en su totalidad será soportada por el suelo analizado.

Para determinar el valor soporte del suelo se procedió a realizar el ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr. La finalidad que tiene este tipo de ensayo es obtener la resistencia al esfuerzo de corte (cohesión y ángulo de fricción interna). Para luego determinar el valor soporte del suelo a través del método del Dr. Karl Terzagui.

$$q_u = 1,3 * C * N_c + \gamma_s * D * (N_q - 1) + 0,4 * \gamma_s * B * N_\gamma$$

Donde:

- q_u = valor soporte del suelo
- C = cohesión del suelo (Ton/m²)
- N_c = factor de flujo de carga última
- γ_s = peso específico del suelo (Ton/m³)
- D = desplante de cimentación (m)

N_q = factor de flujo de carga

B = ancho tributario (m)

N_γ = factor de flujo del suelo

- Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr

Para realizar este tipo de ensayo se necesita una muestra de suelo inalterada aproximadamente de 1 pie³ en una perforación a pozo abierto, a una profundidad de 1,50m. Ensayo realizado en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII). Los resultados que se obtuvieron mediante este ensayo se presentan a continuación y pueden ser verificados en los anexos:

- Descripción del suelo: Arena limosa color café claro
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 28,39^\circ$
- Cohesión: $(C) = 5,76 \text{ ton/m}^2$
- Densidad seca = $0,94 \text{ ton/m}^3$
- Densidad húmeda = $1,28 \text{ ton/m}^3$
- Desplante: 2,00 m (profundidad a la que se tomó la muestra)
- Peso específico del suelo (γ_s) = $1,50 \text{ ton/m}^3$

Como se mencionó con anterioridad para realizar el cálculo de valor soporte del suelo o capacidad de carga última admisible, se usará el método de Dr. Karl Terzagui, el cual requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, dicho factor puede ser de 3 a 4, debido a incertidumbres, riesgos implicados y la complejidad del comportamiento del suelo. Al igual que se utiliza un factor de seguridad (FS) en algunos casos se utiliza otro factor de seguridad el cual es el factor de seguridad respecto a la

falla por corte (FScorte), este valor en la mayoría de los casos posee un valor entre 1,4 a 1,6.

A continuación, se procede a calcular los factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción interna.

- Cohesión (FScorte)

$$C_d = \frac{C}{FScorte}$$

$$C_d = \frac{5,76 \text{ ton/m}^2}{1,5}$$

$$C_d = 3,84 \text{ ton/m}^2$$

Nota: usar la función DEG en la calculadora para este tipo de cálculos.

- Ángulo de fricción interna (FScorte)

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FScorte} \right)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 28,39}{1,50} \right)$$

$$\phi_d = 19,81^\circ$$

Nota: usar la función DEG en la calculadora para este tipo de cálculos.

- Factor de flujo de carga (N_q)

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

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \frac{28,39 * \pi}{180}\right) * \tan 28,39}}{2 * \left(\cos\left(45 + \frac{28,39}{2}\right)\right)^2}$$

$$N_q = 18,62$$

Nota: usar la función DEG en la calculadora para este tipo de cálculos.

- Factor de flujo de carga última (N_c)

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

$$N_c = \cot(28,39) * (18,62 - 1)$$

$$N_c = 32,61$$

Nota: usar la función DEG en la calculadora para este tipo de cálculos.

- Factor de flujo del suelo (N_γ)

$$N_\gamma = (N_q - 1) * \tan(1,4 * \theta)$$

$$N_\gamma = (18,62 - 1) * \tan(1,4 * 28,39)$$

$$N_\gamma = 14,65$$

Nota: usar la función DEG en la calculadora para este tipo de cálculos.

- Capacidad de carga última bruta (q_u)

$$q_u = 1,3 * C * N_c + \gamma_s * D * (N_q - 1) + 0,4 * \gamma_s * B * N_\gamma$$

$$q_u = 1,3 * 5,76 * 32,61 + 1,50 * 2 * (18,62 - 1) + 0,4 * 1,50 * 1 * 14,65$$

$$q_u = 305,81 \text{ ton/m}^2$$

- Capacidad de carga última admisible

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_{adm} = \frac{305,81 \text{ ton/m}^2}{3}$$

$$q_{adm} = 101,94 \text{ ton/m}^2$$

2.2.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico consiste en satisfacer las necesidades y distribución de ambientes habitables de un proyecto, con el fin de obtener lugares apropiados para el desempeño de actividades diarias del personal que cohabita en la estructura, toma en consideración los siguientes factores como: iluminación, ventilación, altura, entre otros.

2.2.3.1. Distribución de espacios

La distribución de espacios se realiza con el objetivo de tener un lugar cómodo y funcional, siempre y cuando se cumplan con los espacios mínimos de los ambientes que constituirán nuestra edificación, del mismo modo acoplándolos al terreno existente. Realizando el estudio se propone los siguientes ambientes:

- Escenario
- Área de público
- Bodega
- Acceso principal
- Salida de emergencia
- Sanitarios

2.2.3.2. Alturas

La altura del salón será de tres metros cincuenta centímetros (criterio propio) en toda su estructura.

2.2.4. Análisis y diseño estructural

- Análisis estructural

Es el proceso mediante el cual se estudian las acciones internas que pueden llegar a sufrir los elementos estructurales sometidos a cargas. Siendo esta una parte fundamental para el diseño de los elementos estructurales. El éxito de este estudio está condicionado por la correcta integración de cargas y los métodos aplicados para el análisis de la estructural.

- Diseño estructural

Es el proceso que sigue del análisis estructural, tiene como finalidad el determinar las características de los diferentes elementos estructurales, por medio de una serie de cálculos, para proporcionar seguridad y vida útil de la estructura.

2.2.4.1. Selección del sistema estructural a utilizar

El sistema estructural por utilizar será el que se denomina muros de mampostería reforzada, cubierta metálica a dos aguas y en la cimentación tendremos cimiento corrido.

Para la selección del sistema estructural se consideraron factores económicos, materiales disponibles en el área y técnica constructiva para realizar la obra.

2.2.4.2. Integración de cargas por AGIES

La integración de cargas consiste en determinar el peso vivo y muerto que soportará la estructura. Para determinar el peso vivo de ambientes en la estructura se utilizaron las normas AGIES 2017.

2.2.4.2.1. Carga viva (CV)

Son todas aquellas cargas que se mantienen en movimiento constante, lo que provoca que tengan un valor considerable en el diseño de cualquier edificación. Por lo que el cálculo de estas es importante por la magnitud y

distribución que son inciertas en la estructura. Según Normas AGIES 17 se tomaron de la tabla LII.

Tabla LII. **Tipo de carga ocupacional, AGIES NSE 2**

Reunión	
Salones con asiento fijo	300 kg/m ²
Salones sin asiento fijo	500 kg/m ²

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE) 2*. p. 17.

A continuación, se procederá a calcular la carga viva por metro cuadrado para la estructura analizada.

$$C_v = \text{Carga salones sin asiento fijo}$$

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

2.2.4.2.2. Carga muerta (CM)

Son todas aquellas cargas que permanecen actuando en la estructura toda la vida. Entre estas cargas se incluyen todos los elementos estructurales que componen la edificación como: losas, vigas, columnas y muros. En el caso de estas cargas se pueden calcular fácilmente según los volúmenes y pesos específicos.

- Integración de carga muerta

- Datos para integración de carga muerta

Cantidad de block/m² = 12,5

Peso block = 33 lbs ≈ 14,97Kg

- Cálculo de muros

$$W_m = \text{Cantidad de block} * \text{Peso block}$$

$$W_m = 12,5 \frac{\text{block}}{\text{m}^2} * 14,97 \text{ kg}$$

$$W_m = 187,16 \text{ kg/m}^2$$

$$C_m = W_m$$

$$C_m = 187,16\text{kg/m}^2$$

2.2.4.2.3. Carga sismo (CS)

Son las cargas inducidas a una estructura debido a las vibraciones y oscilaciones que se producen en la superficie terrestre. Este tipo de vibraciones se ocasionan por la liberación de energía, creándose de cierta manera movimientos que provocan disturbios en los elementos estructurales lo cual conlleva al colapso de estas. Por lo que se hace un análisis basado en el peso propio de la estructura para obtener la fuerza probable que llegará al sistema y diseñar elementos que soporten la fuerza calculada. Para encontrar la fuerza sísmica que llega al edificio se utiliza el método propuesto por AGIES, el cual se describe a continuación en la tabla LIII.

Tabla LIII. **Condiciones generales, análisis del coeficiente sísmico**

Municipio	San Miguel Petapa, Guatemala
Io	4,2 (Tabla A-1 NSE-2-2018)
Scr (g)	1,50 (Tabla A-1 NSE-2-2018)
S1r (g)	0,55 (Tabla A-1 NSE-2-2018)
Velocidad básica del viento (KPH)	100 (Tabla A-1 NSE-2-2018)
Nivel de protección	Importante (Capítulo 3 NSE-1-2018)
Clase de sitio	D (Tabla 4.2.2-1 NSE-2-2018)
Clasificación del sistema	E2 (Tabla 1.6.14-1 NSE-3-2018)
Tipo de fuente sísmica	B (Tabla 4.6.2-1 NSE-2-2018)
Nivel de sismo	Sismo severo (Sección 4.4.2 NSE-2-2018)
Factor de reducción (R)	4 (Tabla 1.6.14-1 NSE-3-2018)

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE)* p. 18.

- Ajustes por clase de sitio (Fa, Fv)

Para determinar los coeficientes de sitio se necesitan las siguientes condiciones: clase de sitio e índice de sismicidad (D, 4.2).

Figura 50. **Coeficientes de sitio Fa**

Tabla 4.5-1 — Coeficientes de sitio Fa

Clase de sitio	Índice de sismicidad					
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1	4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C [1]	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0	1.0
E	1.7	1.3	1.1	1.0	0.9	0.9
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4					

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor Fa se tomará del suelo C.

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE)*. p. 18.

Figura 51. **Coefficientes de sitio F_v**

Tabla 4.5-2 — Coeficientes de sitio F_v

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1 4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D ^[1]	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4				

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_v se tomará del suelo D.

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE)* p. 18.

Al verificar en las tablas de AGIES se determina que los valores correspondientes a cada coeficiente son: Fa = 1 y Fv = 1,7.

- Período fundamental de vibración empírico (T_a)

Para determinar el período fundamental de vibración empírico se necesita la siguiente condición: clasificación del sistema (E2). Y la siguiente ecuación:

$$T_a = K_T * h_n^x$$

Donde:

K_T = depende de la clasificación del sistema

x = depende de la clasificación del sistema

h_n = altura total del edificio

Tabla LIV. Factores K_T y x

Clasificación del sistema	K_T	x
E2, E3, E4 o E5	0,049	0,75
E1 (de concreto reforzado, abiertos, fachada de vidrio o paneles livianos)	0,047	0,90
E1 (de concreto reforzado y fachada rígida)	0,047	0,85
E1 (de acero, abiertos, fachada de vidrio o paneles livianos)	0,072	0,80
E3 o E4 (aceros rigidizados)	0,072	0,75

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE)*. p. 18.

Como el sistema a utilizar es E2, el $K_T = 0,049$ y el $x = 0,75$.

$$T_a = 0,049 * 5,5m^{0.75}$$

$$T_a = 0,18s$$

- Ajustes por intensidades sísmicas especiales (S_{CS} , S_{1S})

Para determinar los ajustes por intensidades sísmicas especiales primero se debe de definir cuáles serán los factores de periodo largo y corto de vibración que se necesitan. Por lo tal se deben de cumplir las siguientes condiciones: tipo de fuente sísmica y distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (B, 5 Km).

Figura 52. **Factor para períodos cortos de vibración N_a**

Tabla 4.6.2-2 — Factor N_a para períodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^{[1] [2]}		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor N_a obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE)*. p. 18.

Figura 53. **Factor para períodos largos de vibración N_v**

Tabla 4.6.2-3 — Factor N_v para períodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica ^{[1] [2]}			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

[1] Tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.

[2] Utilizar el mayor factor N_v obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE)*. p. 18.

Al verificar en las tablas de AGIES se determina que los valores correspondientes a cada factor son: $N_a = 1$ y $N_v = 1.1$. Por lo que se procede a calcular los ajustes por intensidades sísmicas especiales.

$$S_{CS} = S_{CR} * F_a * N_a$$

$$S_{1S} = S_{1R} * F_v * N_v$$

$$S_{cs} = 1,50 * 1 * 1$$

$$S_{1s} = 0,55 * 1,7 * 1,1$$

$$S_{cs} = 1,50$$

$$S_{1s} = 1,03$$

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

Para determinar la probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño primero se debe de definir el factor K_d . Por lo tal se deben de cumplir la siguiente condición: nivel de sismo (Severo).

Figura 54. Factores K_d de acuerdo con el nivel de sismo

Tabla 4.5.5.a — Factores K_d de acuerdo al nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE)*. p. 2, 18.

Al verificar en las tablas de AGIES se determina que el valor correspondiente al factor es: $K_d = 0,80$. Por lo que se procede a calcular la probabilidad de ocurrencia de los sismos de diseño.

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

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

$$S_{cd} = 0,80 * 1,50$$

$$S_{1d} = 0,80 * 1,03$$

$$S_{cd} = 1,20$$

$$S_{1d} = 0,83$$

- Períodos de vibración de transición (T_s, T_o)

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}}$$

Este tipo de período separa los períodos cortos de los largos.

$$T_o = 0,2 * T_s$$

Este tipo de período define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro.

$$T_s = \frac{1,03}{1,50}$$

$$T_o = 0,2 * T_s$$

$$T_s = 0,69$$

$$T_o = 0,14$$

- Selección del período T a utilizar

Según sección 2.1.9 NSE-3-2018 el período T a utilizar, será directamente el período empírico T_a .

- Espectro genérico probable $S_a(T)$

Para determinar el espectro genérico probable debe de cumplir con los siguientes parámetros.

Figura 55. **Parámetros de espectro genérico probable**

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_s$$

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

$$S_a(T) = S_{cd} \left[0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{cuando } T < T_0$$

Fuente: AGIES. *Normas de Seguridad Estructural (NSE)*. p. 18.

Tabla LV. **Parámetros de espectro genérico probable**

T_o	0,14
T	0,18
T_s	0,69

Fuente: elaboración propia.

Al determinar cuál de los parámetros es el que cumplen los datos ya calculados, se procede a realizar el cálculo del espectro genérico probable. En nuestro caso el parámetro que cumple es el primero.

$$S_a(T) = S_{cd}$$

$$S_a(T) = 1,20$$

- Coeficiente sísmico al límite de cedencia (C_s)

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

Donde:

$S_a(T)$ = espectro genérico probable

R = factor de reducción

$$C_s = \frac{1,20}{4}$$

$$C_s = 0,30$$

- Valores mínimos de (C_s)

Para verificar si el coeficiente sísmico al límite de cedencia es el correcto se busca que cumpla con lo siguiente:

$$C_s \geq 0,044 * S_{cd}$$

$$C_s \geq \frac{0,75 * K_d * S_{1r}}{R}$$

$$C_s \geq 0,044 * 1,20 \geq 0,01$$

$$C_s \geq \frac{0,75 * 0,80 * 0,55}{4}$$

$$C_s \geq 0,08$$

$$C_s \geq 0,07$$

Al realizar los cálculos anteriores se observa que el C_s calculado cumple con los parámetros establecidos.

2.2.4.2.4. Cálculos de cargas por nivel

El cálculo de cargas por nivel tiene como finalidad determinar el peso que tiene cada nivel de la estructura, para obtener el corte de basal actuante. En este caso se realizará el cálculo para un único nivel.

- Cálculo de pesos por nivel, utilizando las siguientes ecuaciones:

Para el cálculo de pesos por nivel se tomará en consideración los elementos que se mencionan a continuación: cubierta metálica, columna y muros.

- Datos para peso total del primer nivel (W_{1N})

Longitud de construcción (L_c) = 30 m

Ancho de construcción (A_c) = 17 m

Área = 375,96 m²

Peso de lámina (W_L) = 5,42 kg/m²

Peso lineal de costanera (W_{Cos}) = 2 906 kg/ml

Separación de costanera = 1,50 m

Peso lineal de tendal (W_{Tend}) = 5,81 kg/ml

Separación de costanera = 2,20 m

Sección de columna = 0,20 m x 0,20 m (ancho x alto)

Altura columna (altura + desplante de cimentación) (h) = 5,5 m

Altura (h_1) = 3,5 m

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

Cantidad de columnas = 48 columnas

Longitud de muros eje x = 56,40 m

Longitud de muros eje y = 47,20 m

Peso de muros (W_m) = 187,16 Kg/m²

Carga viva de salones sin asiento fijo = 500 Kg/m²

- Cálculo del peso muerto por nivel del edificio utilizando las siguientes ecuaciones:

$$W_{lamina} = L_c * A_c * W_L$$

$$W_{\text{lamina}} = 30\text{m} * 17\text{m} * 5,42\text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{lamina}} = 2\,764,20\text{kg}$$

$$W_{\text{costanera}} = A_c * W_{\text{Cos}} * \frac{A_c}{\text{Separación de costanera}}$$

$$W_{\text{costanera}} = 17\text{m} * 2\,906\text{kg/ml} * \frac{17}{1,50}$$

$$W_{\text{costanera}} = 559,96\text{kg}$$

$$W_{\text{tendal}} = W_{\text{Tend}} * L_c * \frac{L_c}{\text{Separación de tendal}}$$

$$W_{\text{tendal}} = 5,81\text{kg/ml} * 30\text{m} * \frac{30}{2,20}$$

$$W_{\text{tendal}} = 2\,377,95\text{kg}$$

$$W_{\text{columna}} = \text{Sección de columna} * h * \gamma_c * \text{Cantidad de columnas}$$

$$W_{\text{columna}} = 0,20\text{m} * 0,20\text{m} * 5,5\text{m} * 2\,400\text{kg/m}^3 * 48$$

$$W_{\text{columna}} = 25\,344\text{kg}$$

$$W_{\text{muro}} = (\text{Longitud de muro x} + \text{y}) * h_1 * W_m$$

$$W_{\text{muro}} = (56,40\text{m} + 47,20\text{m}) * 3,5\text{m} * 187,16\text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{muro}} = 67\,864,22\text{kg}$$

$$W_{1N} = W_{\text{lamina}} + W_{\text{costanera}} + W_{\text{tendal}} + W_{\text{columna}} + W_{\text{muro}}$$

$$W_{1N} = 2\,764,20\text{kg} + 559,96\text{kg} + 2\,377,95\text{kg} + 25\,344\text{kg} + 67\,864,22\text{kg}$$

$$W_{\text{CM}} = 98\,910,33\text{kg}$$

- Cálculo del peso vivo por nivel del edificio utilizando la siguiente ecuación:

$$W_{\text{CVpasillo}} = \text{Carga viva de salones sin asientos fijos} * \text{Área}$$

$$W_{\text{CV}} = 500\text{kg/m}^2 * 375,96\text{m}^2$$

$$W_{\text{CVpasillo}} = 187\,980\text{kg}$$

- Cálculo del peso total por nivel del edificio, estipulado en la sección 1.11.3 del NSE 3 - 2017 (Peso sísmico efectivo) utilizando la siguiente ecuación:

$$W_{1N} = W_{\text{CM}} + (0,25 * W_{\text{CVsalon}})$$

$$W_{1N} = 98\,910,33\text{kg} + (0,25 * 187\,980\text{kg})$$

$$W_{1N} = 145\,905,33\text{kg}$$

$$W_{1N} = 145,91\text{ton}$$

- Corte basal

Es la fuerza lateral total que se aplica en la base de la edificación para simular, respecto a un modelo matemático, los efectos del sismo en la estructura. La fuerza lateral se expresa como un porcentaje del peso total de la edificación, según lo especifica las Normas de Seguridad Estructural AGIES.

Para determinar la fuerza lateral que llega a la edificación, se utilizará la siguiente ecuación:

$$V_s = C_s * W$$

Donde:

C_s = coeficiente sísmico al límite de cedencia

W = peso total de la estructura

- Corte basal

$$V_s = 0,30 * 145,91\text{ton}$$

$$V_s = 43,77\text{ton}$$

- Distribución de fuerza sísmica

$$F_x = C_{yx} * V_b$$

$$C_{yx} = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i * h_i^k)}$$

Donde:

F_x = cortante de cedencia en el nivel x (ton)

h_x = altura del nivel x sobre la base sísmica (m)

h_l = sumatoria de alturas sobre la base sísmica (m)

k = 1, para $T \leq 0,5$ segundos

k = $0,75 + 0,5T_s$, para $0,5 < T \leq 2,5$ segundos

k = 2, para $T > 2,5$ segundos

W_x = peso en el nivel x (ton)

W_l = sumatoria de los pesos (ton)

Tabla LVI. **Distribución de fuerza sísmica**

Nivel	W_x (Ton)	h_x (m)	h_x^k (m)	$W_x * h_x^k$	C_{yx}	V_b	F_x (Ton)
1	145,91	5,50	5,50	802,48	1	36,11	36,11

Fuente: elaboración propia.

$$F_{x(xy)} = \frac{F_x}{n}$$

Donde:

$F_{x(xy)}$ = fuerza sísmica por sentido x o y (ton)

F_x = cortante de cedencia en el nivel x (ton)

n = cantidad de ejes por muro

Tabla LVII. **Cantidad de ejes por muro**

Eje x	Eje y
2	3

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVIII. **Fuerza sísmica por sentido X o Y**

Nivel	F_x (Ton)	$F_{x(xy)}$ (Ton)	$F_{y(yx)}$ (Ton)
1	43,77	21,89	14,59

Fuente: elaboración propia.

2.2.4.3. Diseño de estructura de techo

La cubierta o techo sirve de defensa contra las inclemencias del tiempo o cualquier otro agente exterior perturbador. En su construcción tiene que tomarse en cuenta las características propias de los elementos que lo conforman.

La cubierta será de lámina galvanizada corrugada calibre 24, que estará apoyada sobre una armadura formada por costaneras y tendales dobles.

2.2.4.3.1. Costanera

Para calcular la carga uniformemente distribuida (W) que actúa sobre cada costanera es necesario determinar el área tributaria y las cargas por unidad de superficie del techo.

Para el diseño de costanera utilizaremos las siguientes cargas:

Figura 56. Datos de costanera Multigroup

DATOS DE LAMINA A USAR			
Calibre	=	24	Multigroup
Peso Lineal	=	5,42	Kg/ml
Peso/Area Instalada	=	5,42	Kg/m ²
Ix (Sup)	=	11,98	cm ⁴ /m
Se (Sup)	=	5,05	cm ⁴ /m
Ix (Inf)	=	7,91	cm ⁴ /m
Se (Inf)	=	4,39	cm ⁴ /m
DATOS DE COSTANERA A USAR			
(A, B, t)	=	4,2,1.8	plg, plg, mm
NOTA: (A) PERALTE, (B) BASE, (t) ESPESOR			
PESO	=	1,953	lb/pie
	=	2,906	Kg/m
AREA	=	0,574	plg ²
	=	3,703	cm ²
INERCIA	Ix =	1,508	plg ⁴
		62,768	cm ⁴
	Iy =	0,371	plg ⁴
		15,442	cm ⁴
MODULO DE SECCION	Sx =	0,754	plg ³
		12,356	cm ³
	Sy =	0,371	plg ³
		6,080	cm ³
	Sx' =	0,605	plg ³
9,914		cm ³	
RADIO DE GIRO	Rx =	1,623	plg
		4,122	cm
	Ry =	0,806	plg
		2,047	cm
CENTROIDE	=	0,613	plg
	=	1,557	cm
ESFUERZO DE FLUENCIA	=	36	KSI
ESFUERZO DE FLUENCIA	=	36000	PSI
ESFUERZO DE FLUENCIA	=	2531,05	Kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	=	29000	KSI
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	=	29000000	PSI
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	=	2038901,78	Kg/cm ²

Fuente: Multigroup. <http://www.multigroup.com.gt/?PAGE=17&PRODUCT=16>. Consulta: junio 2019.

Para el diseño de costanera es necesario el conocimiento de las propiedades de la lámina a utilizar, en la figura 57 se presentan las características correspondientes al tipo de lámina a utilizar:

Figura 57. Datos de lámina Multigroup

LAMINA T - 100 PROPIEDADES DE LA SECCION						
CALIBRE	PESO LINEAL	PESO/ AREA INSTALADA	Ix (Sup)	Se (Sup)	Ix (Inf)	Se (Inf)
	Kg/ml	Kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m
28	3.96	3.96	7.03	2.83	4.92	2.73
26	4.69	4.69	9.54	3.95	6.44	3.56
24	5.42	5.42	11.98	5.05	7.91	4.39

Fuente: Multigroup. <http://www.multigroup.com.gt/?PAGE=17&PRODUCT=37>. Consulta: junio 2019.

- Integración de carga muerta

Para la integración de carga muerta se necesita el peso de la lámina a utilizar al igual que el peso de la costanera. Para determinar la carga muerta se hará uso de las siguientes ecuaciones:

- Datos para integración de carga muerta

Peso de lámina (W_{Lamina}) = 5,42 kg/m²

Separación de costanera = 1,50 m

Velocidad del viento (V) = 65 KPH

- Cálculo de peso de lámina

$$W_{Lamina} = W_L * \text{separación de costanera}$$

$$W_{Lamina} = 5,42\text{kg/m}^2 * 1,50\text{m}$$

$$W_{Lamina} = 8,13\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso de costanera

$$W_{\text{costanera}} = 2,906\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso por instalaciones

$$W_{\text{Instalaciones}} = (10 - 15)\% * W_{\text{Lámina}}$$

$$W_{\text{Instalaciones}} = 11 \% * 8,13\text{kg/m}$$

$$W_{\text{Instalaciones}} = 0,89\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso por viento (NSE 2-2018 “5.3.2”)

$$W_{\text{viento}} = 0,0048 * V^2$$

$$W_{\text{viento}} = 0,0048 * (65\text{KPH})^2$$

$$W_{\text{viento}} = 20,28\text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{viento}} = 20,28\text{kg/m}^2 * \text{Separación de costanera}$$

$$W_{\text{viento}} = 20,28\text{kg/m}^2 * 1,50\text{m}$$

$$W_{\text{viento}} = 30,42\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso muerto

$$W_m = W_{\text{Lámina}} + W_{\text{costanera}} + W_{\text{instalaciones}} + W_{\text{viento}}$$

$$W_m = 8,13\text{kg/m} + 2,906\text{kg/m} + 0,89\text{kg/m} + 30,42\text{kg/m}$$

$$W_m = 42,35\text{kg/m}$$

- Integración de carga viva

Para la integración de carga viva se utilizará la propuesta en el NSE 2-2018 tabla 3.7.1-1 (cubiertas livianas)

- Datos para integración de carga viva

Carga viva de techo (W_{techo}) = 25 kg/m²

Separación de costanera = 1,50 m

- Cálculo de peso vivo por techo

$$W_v = W_{techo} * \text{separacion de costanera}$$

$$W_v = 25\text{kg/m}^2 * 1,50\text{m}$$

$$W_v = 37,50\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso total

$$W_{Total} = W_m + W_v$$

$$W_{Total} = 42,35\text{kg/m} + 37,50\text{kg/m}$$

$$W_{Total} = 79,85\text{kg/m}$$

- Chequeo a flexión

Para determinar si el elemento en análisis resistirá cargas que lo harán sufrir flexión, se calculará la flexión actuante y se realizará una comparación con la resistente, la cual es proporcionada por el fabricante. Para calcular la flexión actuante se hará el uso de las siguientes ecuaciones:

$$M_{Flexionante} = \frac{W_{Total} * L^2}{8}$$

Donde:

$M_{Flexionante}$ = momento flexionante

W_{Total} = peso total de costanera y lámina

L = distancia máxima entre apoyos (2,20 m)

$$M_{Flexionante} = \frac{79,85kg/m * (2,20m)^2}{8}$$

$$M_{Flexionante} = 48,31kg - m$$

$$M_{Flexionante} = 4\,830,97kg - cm$$

$$F_b = 0,66 * F_y$$

Donde:

F_b = esfuerzo de flexión permisible

F_y = resistencia a la fluencia del refuerzo en acero (4 200 Kg/cm²)

$$F_b = 0,66 * 4\ 200\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$F_b = 2\ 772\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$S = \frac{M_{\text{Flexionante}}}{F_b}$$

Donde:

S = módulo de sección

$$S = \frac{4\ 830,97\text{kg} - \text{cm}}{2\ 772\text{kg}/\text{cm}^2}$$

$$S = 1,74\text{cm}^3$$

$$S_x = 12,35\text{cm}^3 > S = 1,74\text{cm}^3$$

$$S_y = 6,08\text{cm}^3 > S = 1,74\text{cm}^3$$

$$S_{x'} = 9,91\text{cm}^3 > S = 1,74\text{cm}^3$$

- Chequeo a corte

Para determinar si el elemento en análisis resistirá cargas que lo harán sufrir corte, se calculará el corte actuante y se realizará una comparación con la resistente, la cual es proporcionada por la Norma ASTM A36. Para calcular la flexión actuante se hará el uso de las siguientes ecuaciones:

$$V_{Act} = \frac{W_{Total} * L}{2}$$

Donde:

V_{Act} = corte actuante

W_{Total} = peso total de costanera y lámina

L = distancia máxima entre apoyos (2,20 m)

$$V_{Act} = \frac{79,85kg/m * 2,20m}{2}$$

$$V_{Act} = 87,84kg$$

$$F_V = \frac{V_{Act}}{A_W}$$

Donde:

V_{Act} = corte actuante

F_V = esfuerzo cortante permisible

A_W = área de la lámina de la costanera (4"X1,8mm)

$$F_V = \frac{87,84kg}{(4" * 2,54cm) * (1,8mm * 0,1cm)}$$

$$F_V = 48,03kg/cm^2$$

$$36KSI > F_V = 48,03kg/cm^2$$

$$2\,531,05kg/cm^2 > F_V = 48,03kg/cm^2$$

- Chequeo a deflexión

Para determinar si el elemento en análisis resistirá cargas que lo harán sufrir deflexión, se calculará la deflexión actuante y se realizará una comparación con la resistente, la cual es proporcionada el fabricante. Para calcular la deflexión actuante se hará el uso de las siguientes ecuaciones:

$$D_{Permisible} = \frac{L}{360}$$

Donde:

$D_{Permisible}$ = deflexión permisible

L = distancia máxima entre apoyos (220 cm)

$$D_{Permisible} = \frac{220cm}{360}$$

$$D_{Permisible} = 0,61cm$$

$$D_{Real} = \frac{5}{384} * \frac{W_{Total} * (L)^4}{E * I}$$

Donde:

D_{Real} = deflexión real

W_{Total} = peso total de costanera y lámina

L = distancia máxima entre apoyos (220 cm)

E = módulo de elasticidad (2 038 901,78 kg/cm²)

I = inercia (proporcionada por el fabricante)

$$D_{Real} = \frac{5}{384} * \frac{\frac{79,85kg/m}{100cm} * (220cm)^4}{2\ 038\ 901,78\ kg/cm^2 * 62,76cm^2}$$

$$D_{Real} = 0,19cm$$

$$D_{Permissible} = 0,61cm > D_{Real} = 0,19cm$$

2.2.4.3.2. Tendal

Para calcular la carga uniformemente distribuida (W) que actúa sobre cada tendal es necesario determinar el área tributaria y las cargas por unidad de superficie del techo.

Para el diseño de costanera se utilizaron las siguientes cargas:

Figura 58. Datos de tendal Multigroup

DATOS DE COSTANERA A USAR			
(A, B, t)	=	4,2,1.8	plg, plg, mm
NOTA: (A) PERALTE, (B) BASE, (t) ESPESOR			
PESO	=	1.953	lb/pie
	=	2.906	Kg/m
AREA	=	0.574	plg ²
	=	3.703	cm ²
INERCIA	Ix =	1.508	plg ⁴
		62.768	cm ⁴
	Iy =	0.371	plg ⁴
		15.442	cm ⁴
MODULO DE SECCION	Sx =	0.754	plg ³
		12.356	cm ³
	Sy =	0.371	plg ³
		6.080	cm ³
	Sx' =	0.605	plg ³
		9.914	cm ³
RADIO DE GIRO	Rx =	1.623	plg
		4.122	cm
	Ry =	0.806	plg
		2.047	cm
CENTROIDE	=	0.613	plg
	=	1.557	cm
ESFUERZO DE FLUENCIA	=	36	KSI
ESFUERZO DE FLUENCIA	=	36000	PSI
ESFUERZO DE FLUENCIA	=	2531.05	Kg/cm ²
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	=	29000	KSI
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	=	29000000	PSI
MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO	=	2038901.78	Kg/cm ²

Fuente: Multigroup. <http://www.multigroup.com.gt/?PAGE=17&PRODUCT=16>. Consulta: junio 2019.

Para el diseño de tendal es necesario el conocimiento de las propiedades de la lámina a utilizar, en la figura 59 se presentan las características correspondientes al tipo de lámina a utilizar:

Figura 59. Datos de lámina Multigroup

LAMINA T - 100 PROPIEDADES DE LA SECCION						
CALIBRE	PESO LINEAL	PESO/ AREA INSTALADA	Ix (Sup)	Se (Sup)	Ix (Inf)	Se (Inf)
	Kg/ml	Kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m
28	3.96	3.96	7.03	2.83	4.92	2.73
26	4.69	4.69	9.54	3.95	6.44	3.56
24	5.42	5.42	11.98	5.05	7.91	4.39

Fuente: Multigroup. <http://www.multigroup.com.gt/?PAGE=17&PRODUCT=37>. Consulta: junio 2019.

- Integración de carga muerta

Para la integración de carga muerta se necesita el peso de la lámina a utilizar al igual que el peso del tendal. Para determinar la carga muerta se hará uso de las siguientes ecuaciones:

- Datos para integración de carga muerta

Peso de lámina (W_{Lamina}) = 5,42 kg/m²

Separación de tendal = 2,20 m

Velocidad del viento (V) = 65 KPH

- Cálculo de peso de lámina

$$W_{Lamina} = W_L * \text{separación de tendal}$$

$$W_{Lamina} = 5,42\text{kg/m}^2 * 2,20\text{m}$$

$$W_{Lamina} = 11,92\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso de costanera

$$W_{\text{costanera}} = 2,906\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso de tendal

$$W_{\text{tendal}} = 2 * 2,906\text{kg/m}$$

$$W_{\text{tendal}} = 5,81\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso por instalaciones

$$W_{\text{Instalaciones}} = 0,89\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso por viento (NSE 2-2017 “5.3.2”)

$$W_{\text{viento}} = 0,0048 * V^2$$

$$W_{\text{viento}} = 0,0048 * (65\text{KPH})^2$$

$$W_{\text{viento}} = 20,28\text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{viento}} = 20,28\text{kg/m}^2 * \text{separación de costanera}$$

$$W_{\text{viento}} = 20,28\text{kg/m}^2 * 1,50\text{m}$$

$$W_{\text{viento}} = 30,42\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso muerto

$$W_m = W_{Lámina} + W_{costanera} + W_{tendal} + W_{instalaciones} + W_{viento}$$

$$W_m = 11,92\text{kg/m} + 2,91\text{kg/m} + 5,81\text{kg/m} + 0,89\text{kg/m} + 30,42\text{kg/m}$$

$$W_m = 51,95\text{kg/m}$$

- Integración de carga viva

Para la integración de carga viva se utilizará la propuesta en el NSE 2-2017 tabla 3.7.1 (cubiertas livianas)

- Datos para integración de carga muerta

Carga viva de techo (W_{techo}) = 25 kg/m²

Separación de costanera = 1,50 m

- Cálculo de peso vivo por techo

$$W_v = W_{techo} * \text{separación de costanera}$$

$$W_v = 25\text{kg/m}^2 * 1,50\text{m}$$

$$W_v = 37,50\text{kg/m}$$

- Cálculo de peso total

$$W_{\text{Total}} = W_m + W_v$$

$$W_{\text{Total}} = 51,95\text{kg/m} + 37,50\text{kg/m}$$

$$W_{\text{Total}} = 89,46\text{kg/m}$$

- Chequeo a flexión

Para determinar si el elemento en análisis resistirá cargas que lo harán sufrir flexión, se calculará la flexión actuante y se realizará una comparación con la resistente, la cual es proporcionada por el fabricante. Para calcular la flexión actuante se hará el uso de las siguientes ecuaciones:

$$M_{\text{Flexionante}} = \frac{W_{\text{Total}} * L^2}{8}$$

Donde:

$M_{\text{Flexionante}}$ = momento flexionante

W_{Total} = peso total de costanera y lamina

L = distancia máxima entre apoyos (2,20 m)

$$M_{\text{Flexionante}} = \frac{89,46\text{kg/m} * (1,50\text{m})^2}{8}$$

$$M_{\text{Flexionante}} = 25,16\text{kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{Flexionante}} = 2\,515,99\text{kg} - \text{cm}$$

$$F_b = 0,66 * F_y$$

Donde:

F_b = esfuerzo de flexión permisible

F_y = resistencia a la fluencia del refuerzo en acero (4 200 Kg/cm²)

$$F_b = 0,66 * 4\ 200\text{kg/cm}^2$$

$$F_b = 2\ 772\text{kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M_{\text{Flexionante}}}{F_b}$$

Donde:

S = módulo de sección

$$S = \frac{2\ 515,99\text{kg} - \text{cm}}{2\ 772\text{kg/cm}^2}$$

$$S = 0,91\text{cm}^3$$

$$S_x = 12,35\text{cm}^3 > S = 0,91\text{cm}^3$$

$$S_y = 6,08\text{cm}^3 > S = 0,91\text{cm}^3$$

$$S_{x'} = 9,91\text{cm}^3 > S = 0,91\text{cm}^3$$

- Chequeo a corte

Para determinar si el elemento en análisis resistirá cargas que lo harán sufrir corte, se calculará el corte actuante y se realizará una comparación con la resistente, la cual es proporcionada por la Norma ASTM A36. Para calcular la flexión actuante se hará el uso de las siguientes ecuaciones:

$$V_{Act} = \frac{W_{Total} * L}{2}$$

Donde:

V_{Act} = corte actuante

W_{Total} = peso total de costanera y lámina

L = distancia máxima entre apoyos (2,20 m)

$$V_{Act} = \frac{89,46\text{kg/m} * 1,50\text{m}}{2}$$

$$V_{Act} = 67,09\text{kg}$$

$$F_V = \frac{V_{Act}}{A_W}$$

Donde:

V_{Act} = corte actuante

F_V = esfuerzo cortante permisible

A_W = área de la lámina de la costanera (4"X1,8mm)

$$F_V = \frac{67,09\text{kg}}{(4" * 2,54\text{cm}) * (1,8\text{mm} * 0,1\text{cm})}$$

$$F_V = 36,69\text{kg/cm}^2$$

$$36\text{KSI} > F_V = 36,69\text{kg/cm}^2$$

$$2\,531,05\text{kg/cm}^2 > F_V = 36,69\text{kg/cm}^2$$

- Chequeo a deflexión

Para determinar si el elemento en análisis resistirá cargas que lo harán sufrir deflexión, se calculará la deflexión actuante y se realizará una comparación con la resistente, la cual es proporcionada el fabricante. Para calcular la deflexión actuante se hará el uso de las siguientes ecuaciones:

$$D_{\text{Permisible}} = \frac{L}{360}$$

Donde:

$D_{\text{Permisible}}$ = deflexión permisible

L = distancia máxima entre apoyos (220 cm)

$$D_{\text{Permisible}} = \frac{150\text{cm}}{360}$$

$$D_{\text{Permisible}} = 0,42\text{cm}$$

$$D_{Real} = \frac{5}{384} * \frac{W_{Total} * (L)^4}{E * I}$$

Donde:

D_{Real} = deflexión real

W_{Total} = peso total de costanera y lámina

L = distancia máxima entre apoyos (220 cm)

E = módulo de elasticidad (2 038 901,78 kg/cm²)

I = inercia (proporcionada por el fabricante)

$$D_{Real} = \frac{5}{384} * \frac{\frac{89,46\text{kg/m}}{100\text{cm}} * (150\text{cm})^4}{2\,038\,901,78\text{ kg/cm}^2 * 62,76\text{cm}^2}$$

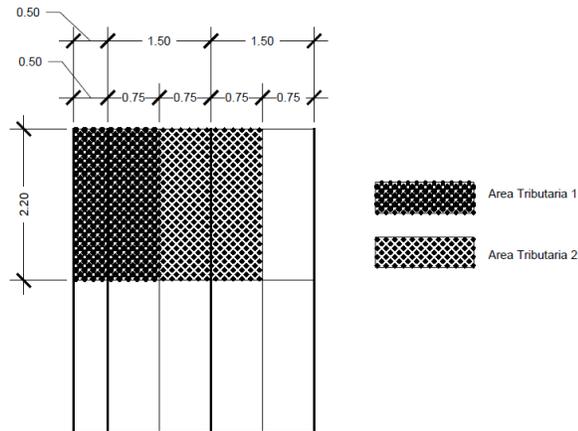
$$D_{Real} = 0,05\text{cm}$$

$$D_{Permisible} = 0,42\text{cm} > D_{Real} = 0,05\text{cm}$$

2.2.4.3.3. Análisis de resistencia de muros de mampostería a cubierta metálica de dos aguas

Para verificar si los muros de mampostería resistirán el peso de la cubierta y el momento que produce, se hará el siguiente análisis con los siguientes pasos:

Figura 60. Área tributaria en tendales



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

$$A_1 = (0,50m + 0,75m) * 2,20m$$

$$A_1 = 2,75m^2$$

$$A_2 = (0,75m + 0,75m) * 2,20m$$

$$A_2 = 3,30m^2$$

Para realizar la estimación de carga, se tomarán en cuenta las cargas de lámina galvanizada y peso propio de la armadura.

$$\text{Peso de lámina } (W_{Lamina}) = 5,42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de costanera } (W_{costanera}) = 2,906 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de tendal } (W_{tendal}) = 5,81 \text{ kg/m}$$

Para convertir la carga lineal en carga por metro cuadrado se procede a dividir uno de los lados de la sección de la costanera, en este caso 4" \approx 10,16cm \approx 0,1016m.

$$W_{\text{costanera}} = \frac{2,906\text{kg/m}}{0,1016\text{m}}$$

$$W_{\text{costanera}} = 28,61\text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{tendal}} = \frac{5,81\text{kg/m}}{0,1016\text{m}}$$

$$W_{\text{tendal}} = 57,21\text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{Total}} = 5,42\text{kg/m}^2 + 28,61\text{kg/m}^2 + 57,21\text{kg/m}^2$$

$$W_{\text{Total}} = 91,24\text{kg/m}^2$$

Ahora se calculará la carga que llega a cada nudo y esta es igual al área tributaria de la sección multiplicada por la carga total.

$$P_1 = A_1 * W_{\text{Total}}$$

$$P_1 = 2,75\text{m}^2 * 91,24\text{kg/m}^2$$

$$P_1 = 250,91\text{kg}$$

$$P_2 = A_2 * W_{\text{Total}}$$

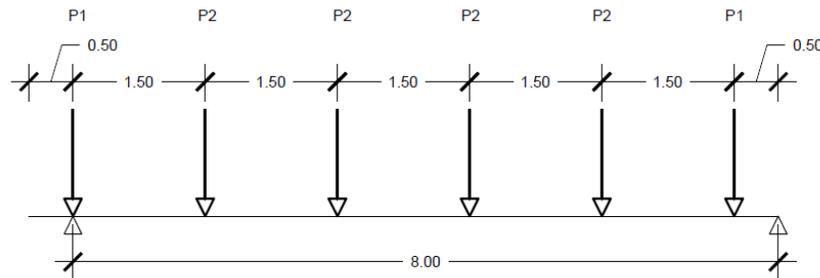
$$P_2 = 3,30\text{m}^2 * 91,24\text{kg/m}^2$$

$$P_2 = 301,09\text{kg}$$

Ya calculada las cargas que llegan a cada nudo se prosigue con el siguiente análisis. En este paso se tomará como modelo matemático una viga simplemente apoyada.

El análisis en proceso es fundamental conocer el corte y momento máximo producido en el sistema. Con estos datos se puede realizar el diseño de los pernos y ver el momento que llega a la mampostería.

Figura 61. Diagrama de cuerpo libre



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Al realizar la sumatoria de momentos (para determinar la reacción) en un punto de referencia (lado izquierdo), se tiene que:

$$\sum M = 0$$

$$\sum M = (P_2 * 1,50m) + (P_2 * 3m) + (P_2 * 4,50m) + (P_2 * 6m) + (P_1 * 7,50m) - (R_2 * 8m)$$

$$R_2 = \frac{((301,09kg) + (1,50m + 3m + 4,5m + 6m)) + (250,91kg * 7,50m)}{8m}$$

$$R_2 = 799,76kg$$

Para encontrar la reacción uno (R_1), es necesario realizar sumatoria de fuerzas verticales.

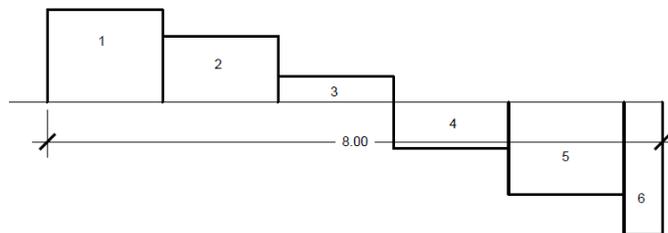
$$\sum F_V = 0$$

$$\sum F_V = (4 * P_2) + (2 * P_1) - R_2$$

$$R_1 = (4 * 301,09\text{kg}) + (2 * 250,91\text{kg}) - 799,76\text{kg}$$

$$R_1 = 906,40\text{kg}$$

Figura 62. **Diagrama de corte**



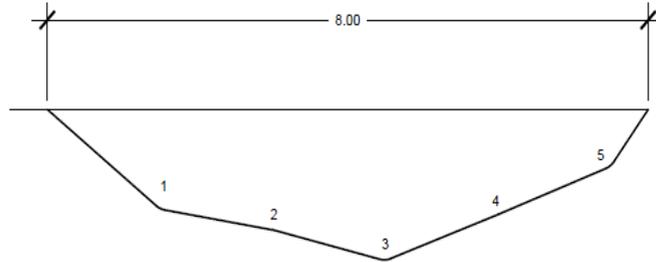
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 63. **Valores del diagrama de corte**

CORTES			
V1	=	655,49	Kg
V2	=	354,40	Kg
V3	=	53,32	Kg
V4	=	-247,77	Kg
V5	=	-548,86	Kg
V6	=	-799,76	Kg
Vmax	=	655,49	Kg
Vmax	=	-799,76	Kg

Fuente: elaboración propia.

Figura 64. **Diagrama de momento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 65. **Valores del diagrama de momento**

MOMENTOS			
M1	=	983,24	Kg-m
M2	=	1514,84	Kg-m
M3	=	1594,82	Kg-m
M4	=	1223,17	Kg-m
M5	=	399,88	Kg-m
M6	=	0,00	Kg-m
Mmax	=	1594,82	Kg-m

Fuente: elaboración propia.

Como se observa en la figura 65, el momento máximo que produce la cubierta de metal es de 1 594,82 kg-m y el cortante máximo es de 799,76 kg.

2.2.4.3.4. Pernos

El diseño de pernos se hará basado en la sección 17.6.3 del ACI 318SUS-14 y el manual técnico de anclaje (HILTI) . Con la siguiente ecuación:

$$\frac{N_{UA}}{\phi N_n} + \frac{V_{UA}}{\phi V_n} \leq 1,2$$

Donde:

N_{UA} = tensión actuante por perno

ϕN_n = tensión de diseño por perno

V_{UA} = corte actuante por perno

ϕV_n = corte de diseño por perno

- Chequeo de pernos

Para determinar que los pernos seleccionados resistirán las cargas que actuarán sobre ellos se necesita de lo siguiente:

- Datos para diseño de pernos

Diámetro de perno (\emptyset) = 3/8"

Resistencia a compresión del concreto ($f'c$) = 280 Kg/cm² = 4 000 PSI

Empotramiento efectivo (h) = 60 mm (ver en anexos)

Tensión de diseño por perno ($\emptyset N_n$) = 3 415 lbs \approx 1 549,02 kg

Corte de diseño por perno ($\emptyset V_n$) = 3 680 Lbs \approx 1 669,22 kg

Momento máximo actuante = 1 594,82 kg-m

Cortante máximo actuante = 799,76 kg

Distancia entre pernos = 2,20 m

- Cálculo de chequeo de pernos

$$\frac{N_{UA}}{\emptyset N_n} + \frac{V_{UA}}{\emptyset V_n} \leq 1,2$$

$$\frac{\frac{1\,594,82\text{kg} - \text{m}}{2,20\text{m}}}{1\,549,02\text{kg}} + \frac{799,76\text{kg}}{1\,669,22\text{kg}} \leq 1,2 \qquad 0,95 \leq 1,2$$

Con el análisis que se acaba de realizar se observa que con un perno de 3/8" soportará las cargas que llegan. Pero por motivos de seguridad se usarán dos pernos de 3/8".

2.2.4.4. Diseño de estructuras en mampostería

Para el diseño de mampostería reforzada, según el MSJC, UBC e IBC se puede realizar mediante los siguientes métodos:

- Esfuerzos permisibles, conocido como esfuerzos de trabajo
- Por resistencia
- Empírico

Cada uno de los métodos mencionados tiene sus características especiales para diseñar estructuras en mampostería. El método que se seleccionó para el caso de la estructura en análisis es el método de esfuerzos de trabajo.

2.2.4.4.1. Diseño por flexión

Una pared que está sujeta a un momento de flexión, es decir, un muro de contención en voladizo, pondrá a la mampostería en compresión y al acero en tensión.

El diseño por flexión para mampostería reforzada ha sido básicamente un supuesto de todas las propiedades y requerimientos. Su verificación es necesaria para asegurarse que estos supuestos están dentro de límites satisfactorios.

2.2.4.4.2. Diseño universal por flexión elástica

Las premisas básicas de este método son las combinaciones de carga viva, muerta, sismo y viento. En el caso del método a usar los elementos de mampostería pueden soportar cargas reales que actúan en la estructura, siempre y cuando cumpla con las siguientes hipótesis:

- La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- Los muros de mampostería fallan cuando se alcanza la deformación unitaria máxima a compresión, el dato a tomar es 0,003.
- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal del elemento se mantiene plana.

2.2.4.4.3. Refuerzo vertical y horizontal

- Columnas (mocheta)

Las columnas son elementos verticales que absorben la carga completa del edificio para trasladarla a la cimentación. Están sometidas principalmente a esfuerzos de compresión axial y a momentos flexionantes. En el caso de la mampostería las columnas las conocemos comúnmente como mochetas.

En el caso de la estructura en análisis, el elemento que se encargará de trasladar las cargas a la cimentación son los muros. Pero se tomó el cuidado de realizar el diseño de las mochetas para calcular su respectivo refuerzo.

- Diseño de mocheta

Los datos que se necesitan para esta columna se presentan a continuación.

- Datos de mocheta

Ancho (b) = 20 cm

Alto (h) = 20 cm

A_g (20cm * 20cm) = 400cm²

✓ Cálculo de área de acero

El cálculo del área de acero de una columna se calcula según la siguiente fórmula.

$$A_{smin} = (0,0025 * A_g)$$

$$A_{smax} = (0,04 * A_g)$$

$$A_{smin} = (0,0025 * 400\text{cm}^2)$$

$$A_{smin} = 1\text{cm}^2$$

$$A_{smax} = (0,04 * 400\text{cm}^2)$$

$$A_{smax} = 16\text{cm}^2$$

Se distribuirá en la toda la columna varillas de acero para estar en el rango del acero mínimo y máximo.

✓ Distribución de área de acero

$$4 \text{ varillas núm. } 4 = 4 * (1,27 \text{ cm}^2) = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 5,08 \text{ cm}^2$$

✓ Cálculo de espaciamiento

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

$$S = 16 * \phi_{VL}$$

$$S = 48 * \phi_E$$

$$S = a$$

Donde:

S = espaciamiento

a = la menor dimensión de la sección transversal de la columna

ϕ_{VL} = diámetro de varilla longitudinal

ϕ_E = diámetro de varilla estribo

$$S = 16 * 1,27\text{cm} = 20,32\text{cm}$$

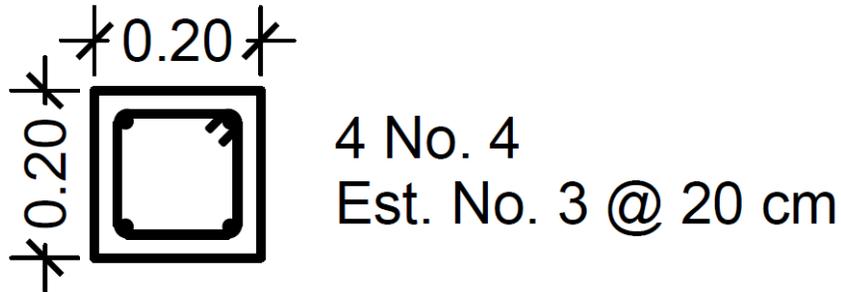
$$S = 48 * 0,95\text{cm} = 45,72\text{cm}$$

$$S = 20 = 20\text{cm}$$

El valor mínimo es 20 cm, por lo que se usara un esparcimiento de 20 cm.

- Requerimientos mínimos que debe de cumplir el armado final

Figura 66. **Detalle de armado mocheta**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

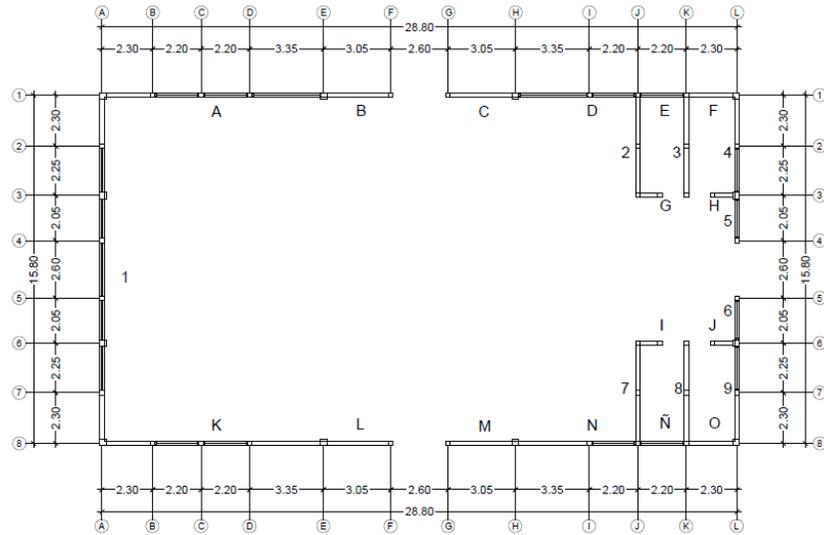
- Muros

El primer paso para el análisis y diseño será la determinación de cargas sísmicas que actúan en la estructura, después se procederá a la identificación y enumeración de muros, luego se realizará el cálculo de centro de masa y centro de rigidez de la estructura y de cada muro que lo conforman. Esto con el fin de determinar que la estructura resistirá los efectos de sismo.

En todo diseño de estructuras es recomendable la simetría en geometría y rigidez de estas, con el fin de hacer mínimos los efectos de torsión.

- Identificación y enumeración de muros

Figura 67. Enumeración de muros



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Para la enumeración de los muros se tomó el criterio que muros horizontales X (vistos en planta) se identificaron con letras y los muros en vertical Y (visto en planta) se identificaron con números.

Tabla LIX. Enumeración de muros

Datos de muros		
ID. Muro	Eje que trabaja	Longitud de muro (m)
1	Y	15,80
2	Y	4,55
3	Y	4,55
4	Y	4,55
5	Y	2,05
6	Y	2,05
7	Y	4,55
8	Y	4,55
9	Y	4,55
A	X	10,05

B	X	3,05
---	---	------

Continuación de la tabla LIX.

C	X	3,05
D	X	5,55
E	X	2,20
F	X	2,30
G	X	1,00
H	X	1,00
I	X	1,00
J	X	1,00
K	X	1,05
L	X	3,05
M	X	3,05
N	X	5,55
Ñ	X	2,20
O	X	2,30

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de centro de masa y centro de rigidez

El cálculo del centro de masa y rigidez se calcularon de la siguiente manera:

- Centro de masa de la estructura

$$C_{m(x,y)} = \frac{\sum W_m * C_o}{\sum W}$$

- Centro de rigidez

$$C_{R(x,y)} = \frac{\sum K * L}{\sum K}$$

- Centro de masa de cada muro

$$C_{m(x,y)_{cm}} = \frac{W_m * C_o}{\sum W}$$

- Centro de rigidez de cada muro

$$C_{R(x,y)_{cm}} = \frac{K * C_o}{\sum K}$$

Donde:

$C_{m(x,y)}$ = centro de masa de la estructura (x o y)

W_m = peso de muros

C_o = coordenada de muros (x o y)

$C_{R(x,y)}$ = centro de rigidez de la estructura (x o y)

K = rigidez de muro

L = longitud de muro

$C_{m(x,y)_{cm}}$ = centro de masa de cada muro (x o y)

$C_{R(x,y)_{cm}}$ = centro de rigidez de cada muro (x o y)

Como se logra observar en las ecuaciones anteriores se necesita del peso del muro (peso de cada muro) para determinar el valor de su centro de masa. Para determinar el peso de muro se hará con la siguiente ecuación:

$$W_m = A_m * W_b * \text{Unidades de block} * F.F.S$$

Donde:

A_m = área de muros (altura * longitud)

W_b = peso de block

F.F.S K= factor de fundición de solera (15 % - 20 %)

$$W_m = (3,5m * 2,05m) * 14,97kg * 12,5 \frac{\text{uni}}{\text{m}^2} * 1,15$$

$$W_m = 1\,544,30\text{kg}$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 para el cálculo del peso de muro. A continuación, se presentará una tabla donde se encuentran ya calculados los pesos de muros.

Tabla LX. **Pesos de muro**

ID. Muro	Peso de muros (kg)
1	11 902,42
2	3 427,60
3	3 427,60
4	3 427,60
5	1 544,30
6	1 544,30
7	3 427,60
8	3 427,60
9	3 427,60
A	7 570,84
B	2 297,62
C	2 297,62
D	4 180,91
E	1 657,30
F	1 732,63
G	753,32
H	753,32

Continuación de la tabla LX.

I	753,32
J	753,32
K	7 570,84
L	2 297,62
M	2 297,62
N	4 180,91
Ñ	1 657,30
O	1 732,63
$\sum w_{Muros}$	78 043,73

Fuente: elaboración propia.

Ya obtenido los pesos de cada uno de los muros el siguiente paso es identificar las coordenadas que tiene cada muro respecto a un eje. Tales coordenadas se presentan en la tabla LXII:

Tabla LXI. **Coordenadas de muros**

Coordenadas de muro		
ID. Muro	X (m)	Y (m)
1	0,00	7,90
2	21,70	13,52
3	23,90	13,52
4	28,80	13,52
5	28,80	10,23
6	28,80	5,58
7	21,70	2,28
8	23,90	2,28
9	28,80	2,28
A	5,03	15,80
B	11,58	15,80
C	17,23	15,80

Continuación de la tabla LXI.

D	21,53	15,80
E	25,40	15,80
F	27,65	15,80
G	24,80	11,25
H	27,00	11,25
I	24,80	4,55
J	27,00	4,55
K	5,03	0,00
L	11,58	0,00
M	17,23	0,00
N	21,53	0,00
Ñ	25,40	0,00
O	27,65	0,00

Fuente: elaboración propia.

Con los pesos y coordenadas de cada muro calculados se procederá al cálculo del centro de masa de cada uno de estos. Esto con el fin de determinar el centro de masa de toda la estructura.

$$C_{m(x,y)} = \frac{W_m * C_o}{\sum W}$$

$$C_{m(x)} = \frac{1\,544,30\text{kg} * 28,80\text{m}}{78\,043,73\text{kg}} = 0,57\text{m}$$

$$C_{m(y)} = \frac{1\,544,30\text{kg} * 10,23\text{m}}{78\,043,73\text{kg}} = 0,20\text{m}$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 para el cálculo del centro de masa. A continuación, se presentará una tabla donde se encuentran ya calculados los centros de masa de cada muro.

Tabla LXII. **Centros de masa de cada muro**

Centros de masa de cada muro		
ID. Muro	X (m)	Y (m)
1	0,00	1,20
2	0,95	0,59
3	1,05	0,59
4	1,26	0,59
5	0,57	0,20
6	0,57	0,11
7	0,95	0,10
8	1,05	0,10
9	1,26	0,10
A	0,49	1,53
B	0,34	0,47
C	0,51	0,47
D	1,15	0,85
E	0,54	0,34
F	0,61	0,35
G	0,24	0,11
H	0,26	0,11
I	0,24	0,04
J	0,26	0,04
K	0,49	0,00
L	0,34	0,00
M	0,51	0,00
N	1,15	0,00
Ñ	0,54	0,00
O	0,61	0,00

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el centro de masa de la estructura se necesita la sumatoria de pesos multiplicado por las coordenadas.

- Centro de masa de la estructura

Tabla LXIII. **Pesos por coordenadas**

Pesos de muros por coordenadas de muros			
ID. Muro	Peso de muros (kg)	X (kg-m)	Y (kg-m)
1	11 902,42	0,00	94 029,13
2	3 427,60	74 378,84	46 341,10
3	3 427,60	81 919,55	46 341,10
4	3 427,60	98 714,77	46 341,10
5	1 544,30	44 475,88	15 798,20
6	1 544,30	44 475,88	8 617,20
7	3 427,60	74 378,84	7 814,92
8	3 427,60	81 919,55	7 814,92
9	3 427,60	98 714,77	7 814,92
A	7 570,84	38 081,35	119 619,34
B	2 297,62	26 606,43	36 302,39
C	2 297,62	39 587,98	36 302,39
D	4 180,91	90 015,08	66 058,44
E	1 657,30	42 095,40	26 185,33
F	1 732,63	47 907,25	27 375,57
G	753,32	18 682,28	8 474,83
H	753,32	20 339,58	8 474,83
I	753,32	18 682,28	3 427,60
J	753,32	20 339,58	3 427,60
K	7 570,84	38 081,35	0,00
L	2 297,62	26 606,43	0,00
M	2 297,62	39 587,98	0,00
N	4 180,91	90 015,08	0,00
Ñ	1 657,30	42 095,40	0,00
O	1 732,63	47 907,25	0,00
Sumatoria	78 043,73	1 245 608,77	616 560,89

Fuente: elaboración propia.

$$C_{m(x,y)} = \frac{\sum W_m * C_o}{\sum W}$$

$$C_{m(x)} = \frac{1\,245\,608,77kg - m}{78\,043,73kg} = 15,96m$$

$$C_{m(y)} = \frac{616\,560,89kg - m}{78\,043,73kg} = 7,90m$$

Como se logra observar en las ecuaciones anteriores se necesita la rigidez de muro (rigidez de cada muro) para determinar el valor de su centro de rigidez. Para determinarla se hará uso de las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{1}{\Delta}$$

$$K' = \frac{1}{\Delta'}$$

$$\Delta = \frac{F_s}{750 * f'm * t} * \left[4 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right]$$

$$\Delta' = \left[4 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right]$$

Donde:

K = rigidez de muro

Δ = deriva o deflexión

F_s = fuerza sísmica en el nivel y eje

$f'm$ = resistencia a compresión del mamposte

t = espesor de muro

h = altura de nivel analizado

l = longitud de muro analizado

No existe inconveniente en utilizar la ecuación de Δ o Δ' y K o K' , no afecta en el cálculo. La ecuación de Δ , se calcula de la siguiente forma:

$$\Delta' = \left[4 \left(\frac{3,5\text{m}}{2,05\text{m}} \right)^3 + 3 \left(\frac{3,5\text{m}}{2,05\text{m}} \right) \right]$$

$$\Delta' = 25,03$$

$$K = \frac{1}{25,03}$$

$$K = 0,04$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 para el cálculo de rigidez de cada muro. A continuación, se presentará la tabla LXIV, donde se encuentran ya calculados las rigideces de muros.

Tabla LXIV. **Rigideces de muro**

ID. Muro	Rigidez de muro
1	1,41
2	0,24
3	0,24
4	0,24
5	0,04
6	0,04
7	0,24
8	0,24
9	0,24
ΣK	2,95
A	0,82
B	0,11
C	0,11

Continuación de la tabla LXIV.

D	0,35
E	0,05
F	0,05
G	0,01
H	0,01
I	0,01
J	0,01
K	0,82
L	0,11
M	0,11
N	0,35
Ñ	0,05
O	0,05
ΣK	2,99

Fuente: elaboración propia.

Con las rigideces y coordenadas de cada muro calculados se procederá al cálculo del centro de rigidez de cada uno de estos. Esto con el fin de determinar el centro de rigidez de toda la estructura.

$$C_{R(x,y)} = \frac{K * C_o}{\sum K}$$

$$C_{R(x)} = \frac{0,04 * 28,80m}{2,95} = 0,39m$$

$$C_{R(y)} = \frac{0,04 * 10,23m}{2,95} = 0,14m$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 para el cálculo del centro de rigidez. A continuación, se presentará una tabla con los centros de rigideces.

Tabla LXV. **Centros de rigidez de cada muro**

Centros de rigidez de cada muro		
ID. Muro	X (m)	Y (m)
1	0,00	3,79
2	1,78	1,11
3	1,97	1,11
4	2,37	1,11
5	0,39	0,14
6	0,39	0,08
7	1,78	0,19
8	1,97	0,19
9	2,37	0,19
A	1,39	4,36
B	0,41	0,56
C	0,61	0,56
D	2,49	1,83
E	0,41	0,25
F	0,50	0,28
G	0,05	0,02
H	0,05	0,02
I	0,05	0,01
J	0,05	0,01
K	1,39	0,00
L	0,41	0,00
M	0,61	0,00
N	2,49	0,00
Ñ	0,41	0,00
O	0,50	0,00

Fuente: elaboración propia.

Para determinar el centro de rigidez de la estructura se necesita la sumatoria de rigideces multiplicado por la longitud de muro.

- Centro de rigidez de la estructura

Tabla LXVI. **Rigideces por longitud de muro**

Rigideces de muros por longitud de muros		
ID. Muro	Rigidez	K*L (m)
1	1,41	22,32
2	0,24	1,10
3	0,24	1,10
4	0,24	1,10
5	0,04	0,08
6	0,04	0,08
7	0,24	1,10
8	0,24	1,10
9	0,24	1,10
ΣK	2,95	29,09
A	0,82	8,28
B	0,11	0,32
C	0,11	0,32
D	0,35	1,92
E	0,05	0,11
F	0,05	0,12
G	0,01	0,01
H	0,01	0,01
I	0,01	0,01
J	0,01	0,01
K	0,82	8,28
L	0,11	0,32
M	0,11	0,32
N	0,35	1,92
Ñ	0,05	0,11
O	0,05	0,12
ΣK	2,99	22,16

Fuente: elaboración propia.

$$C_{R(x,y)} = \frac{\sum K * L}{\sum K}$$

$$C_{R(x)} = \frac{22,16\text{m}}{2,99} = 7,42\text{m}$$

$$C_{R(y)} = \frac{29,09\text{m}}{2,95} = 9,88\text{m}$$

- Cálculo de fuerza directa

Para calcular la fuerza directa que llega a cada muro, se debe de tomar en consideración la fuerza sísmica que llega al nivel y eje analizado. El cálculo se hace de la siguiente manera:

$$F_D = F_S * F.F_D$$

$$F.F_D = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Donde:

F_D = fuerza directa (ton)

F_S = fuerza sísmica en el nivel y eje (ton) (tabla LVIII)

$F.F_D$ = factor de fuerza directa

K_i = rigidez

$$F.F_D = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

$$F.F_D = \frac{0,04}{2,95}$$

$$F.F_D = 0,01$$

$$F_D = F_S * F.F_D$$

$$F_D = 14,59\text{Ton} * 0,01$$

$$F_D = 0,20\text{ton}$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 para el cálculo de fuerza directa. A continuación, se presentará la tabla LXVII, donde se encuentran ya calculadas las fuerzas directas de cada muro.

Tabla LXVII. **Fuerza directa**

Fuerza directa por cada muro	
ID. Muro	F_D (Ton)
1	7,00
2	1,20
3	1,20
4	1,20
5	0,20
6	0,20
7	1,20
8	1,20
9	1,20
A	6,04
B	0,77
C	0,77
D	2,53
E	0,35
F	0,39
G	0,04
H	0,04
I	0,04
J	0,04
K	6,04
L	0,77
M	0,77
N	2,53
Ñ	0,35
O	0,39

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de fuerza torsional

Para calcular la fuerza torsional que llega a cada muro, se debe de tomar en consideración la fuerza directa que llega al nivel y eje analizado y la excentricidad total perpendicular a la fuerza directa. El cálculo se hace de la siguiente forma:

$$F_T = F_D * F.F_T * e_{(x,y)}$$

$$F.F_T = \frac{D_i * K}{\sum(D_i)^2 * K_i}$$

$$D_i = |C_{R(x,y)} - C_o|$$

Donde:

F_T = fuerza torsional (ton)

F_D = fuerza directa

$F.F_T$ = factor de fuerza torsional

$e_{(x,y)}$ = excentricidad total perpendicular a la fuerza directa

D_i = distancia del centro de rigidez hacia las coordenadas de muro

K_i = rigidez

C_o = coordenada de muros (x o y)

$C_{R(x,y)}$ = centro de rigidez de la estructura (x o y)

$$D_i = |C_{R(x,y)} - C_o|$$

$$D_{iX} = |7,42m - 28,80m| = 21,38m$$

$$D_{iY} = |9,88m - 10,23m| = 0,35m$$

$$F.F_T = \frac{D_i * K}{\sum(D_i)^2 * K_i}$$

$$F.F_T = \frac{21,38m * 0,04}{762,83m^2} = 0,001$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 para el cálculo de D_i y $F.F_T$. Se presentará una tabla ya calculadas las distancias y los factores de cada muro.

Tabla LXVIII. **Factor de fuerza torsional**

Factor de fuerza torsional					
ID. Muro	$D_i (x)$	$D_i (y)$	$D_i * K$	$D_i^2 * K$	$F.F_T$
1	7,42	1,98	10,48	77,83	0,01
2	14,28	3,64	3,46	49,37	0,001
3	16,48	3,64	3,99	65,76	0,01
4	21,38	3,64	5,18	110,69	0,01
5	21,38	0,35	0,85	18,26	0,001
6	21,38	4,30	0,85	18,26	0,001
7	14,28	7,60	3,46	49,37	0,001
8	16,48	7,60	3,99	65,76	0,01
9	21,38	7,60	5,18	110,69	0,01
A	2,39	5,92	4,88	28,91	0,01
B	4,16	5,92	0,62	3,70	0,001
C	9,81	5,92	0,62	3,70	0,001
D	14,11	5,92	2,05	12,12	0,001
E	17,98	5,92	0,28	1,68	0,001
F	20,23	5,92	0,32	1,88	0,001
G	17,38	1,37	0,01	0,01	0,001
H	19,58	1,37	0,01	0,01	0,001
I	17,38	5,33	0,03	0,16	0,001
J	19,58	5,33	0,03	0,16	0,001
K	2,39	9,88	8,14	80,36	0,01
L	4,16	9,88	1,04	10,28	0,001
M	9,81	9,88	1,04	10,28	0,001
N	14,11	9,88	3,41	33,69	0,001
Ñ	17,98	9,88	0,47	4,67	0,001
O	20,23	9,88	0,53	5,23	0,001
Σ	-----	-----	-----	762,83	-----

Fuente: elaboración propia.

Ya calculado el factor de fuerza torsional se procede a calcular la excentricidad total de la estructura, con la finalidad de obtener la fuerza torsional que llega a cada muro.

$$e_D = |C_{m(x,y)} - C_{R(x,y)}|$$

$$e_A = 5 \% * L_{(x,y)}$$

$$e_T = e_D + e_A$$

Donde:

e_D = excentricidad directa

e_A = excentricidad accidental

e_T = excentricidad total

$$e_D = |C_{m(x,y)} - C_{R(x,y)}|$$

$$e_{Dx} = |15,96m - 7,42m| = 8,54m$$

$$e_{Dy} = |7,90m - 9,88m| = 1,98m$$

$$e_A = 5 \% * L_{(x,y)}$$

$$e_{Ax} = 5 \% * 29,00m = 1,45m$$

$$e_{Ay} = 5 \% * 16,00m = 0,80m$$

$$e_T = e_D + e_A$$

$$e_{Tx} = 8,54m + 1,45m = 9,99m$$

$$e_{Ty} = 1,98m + 0,80m = 2,78m$$

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 para el cálculo de fuerza. A continuación, se presentará una tabla donde se encuentran ya calculadas las fuerzas torsionales de cada muro.

Tabla LXIX. **Fuerza torsional**

Fuerza torsional por cada muro		
ID. Muro	e_{Tx}	F_T (ton)
1	9,99	0,96
2	9,99	0,05
3	9,99	0,06
4	9,99	0,08
5	9,99	0,00
6	9,99	0,00
7	9,99	0,05
8	9,99	0,06
9	9,99	0,08
A	2,78	0,11
B	2,78	0,00
C	2,78	0,00
D	2,78	0,02
E	2,78	0,00
F	2,78	0,00
G	2,78	0,00
H	2,78	0,00
I	2,78	0,00
J	2,78	0,00

Continuación de la tabla LXIX.

K	2,78	0,18
L	2,78	0,00
M	2,78	0,00
N	2,78	0,03
Ñ	2,78	0,00
O	2,78	0,00

Fuente: elaboración propia.

- Chequeos de valores de corte por unidad de longitud

Para determinar si las fuerzas que llegan a cada muro son aceptables o se pasan del rango, se hace una comparación con una tabla de valores de cortes proporcionada en el curso de mampostería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería.

Tabla LXX. **Tabla de valores de corte por unidad de longitud**

Valores de corte por unidad de longitud			
Cantidad de niveles	Propiedad	Rango de valor mínimo (ton/ml)	Rango de valor máximo (ton/ml)
1	Actuante	1,00	1,00
	Resistente	1,50	1,75
2	Actuante	1,25	1,50
	Resistente	2,00	2,25
3	Actuante	1,50	2,00
	Resistente	2,25	2,50

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXI. **Comparación de fuerzas**

Comparación de fuerzas						
ID. Muro	Longitud de muro (m)	F_D (Ton)	F_T (Ton)	$F_D + F_T$ (Ton)	$F_D + F_T$ (Ton/ml)	Cumple (Ok, Nok)
1	15,80	7,00	0,96	7,96	0,50	Ok
2	4,55	1,20	0,05	1,25	0,28	Ok
3	4,55	1,20	0,06	1,26	0,28	Ok
4	4,55	1,20	0,08	1,28	0,28	Ok
5	2,05	0,20	0,00	0,20	0,10	Ok
6	2,05	0,20	0,00	0,20	0,10	Ok
7	4,55	1,20	0,05	1,25	0,28	Ok
8	4,55	1,20	0,06	1,26	0,28	Ok
9	4,55	1,20	0,08	1,28	0,28	Ok
A	10,05	6,04	0,11	6,15	0,61	Ok
B	3,05	0,77	0,00	0,77	0,25	Ok
C	3,05	0,77	0,00	0,77	0,25	Ok
D	5,55	2,53	0,02	2,55	0,46	Ok
E	2,20	0,35	0,00	0,35	0,16	Ok
F	2,30	0,39	0,00	0,39	0,17	Ok
G	1,00	0,04	0,00	0,04	0,04	Ok
H	1,00	0,04	0,00	0,04	0,04	Ok
I	1,00	0,04	0,00	0,04	0,04	Ok
J	1,00	0,04	0,00	0,04	0,04	Ok
K	10,05	6,04	0,18	6,22	0,62	Ok
L	3,05	0,77	0,00	0,78	0,25	Ok
M	3,05	0,77	0,00	0,78	0,25	Ok
N	5,55	2,53	0,03	2,56	0,46	Ok
Ñ	2,20	0,35	0,00	0,35	0,16	Ok
O	2,30	0,39	0,00	0,39	0,17	Ok

Fuente: elaboración propia.

- Chequeo por esfuerzos actuantes y permisibles

Otro método para determinar si el análisis de mampostería está bien realizado es, el chequeo por esfuerzos. Las ecuaciones que utilizar se encuentran a continuación.

$$F_a = 0,25 * f'm * \left[1 - \left(\frac{h'}{140 * r} \right)^2 \right]$$

$$F_v = 3,00 * \sqrt{f'm} \text{ o } \leq 150\text{PSI}$$

$$f_a = \frac{P}{b * d}$$

$$f_v = \frac{V}{b * d}$$

Donde:

F_a = esfuerzo axial de compresión permisible

$f'm$ = resistencia a compresión del mamposte ($70\text{kg/cm}^2 \approx 995,35\text{lb/plg}^2$)

h' = 0,8 de la altura del nivel en análisis

r = radio de giro

F_v = esfuerzo de corte permisible

f_a = esfuerzo axial de compresión actuante

P = carga axial (kg) $\left(\frac{(W_{Techo})}{\text{Área de la estructura}} * \text{Área de muro} \right)$

b = ancho de muro (se multiplica por un % que es el de vacíos del block 1-100 %)

d = longitud de muro (se restan 10cm que son de protección de muro)

f_v = esfuerzo de corte actuante (ton) ($F_D + F_T$)

V = carga a corte

$$f_a = \frac{P}{b * d}$$

$$f_a = \frac{\frac{29\,098,98\text{kg}}{29\text{m} * 16\text{m}} * (0,20\text{m} * 2,05\text{m})}{(20\text{cm} * 60\%) * (205\text{cm} - 10\text{cm})}$$

$$f_a = 0,01\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{b * d}$$

$$f_v = \frac{0,20\text{Ton} * 1\,000\text{kg}}{(20\text{cm} * 60\%) * (205\text{cm} - 10\text{cm})}$$

$$f_v = 0,09\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$F_v = 3,00 * \sqrt{f_v} \text{ o } \leq 150\text{PSI}$$

$$F_v = 3,00 * \sqrt{995,35\text{lb}/\text{plg}^2} \text{ o } \leq 150\text{PSI}$$

$$F_v = 94,65\text{lb}/\text{plg}^2 \text{ o } \leq 150\text{lb}/\text{plg}^2$$

$$F_v = \frac{94,65\text{lb}/\text{plg}^2}{14,22} \text{ o } \leq \frac{150\text{lb}/\text{plg}^2}{14,22}$$

$$F_v = 6,66\text{kg}/\text{cm}^2 \text{ o } \leq 10,55\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$F_v = 6,66\text{kg}/\text{cm}^2$$

Para determinar el esfuerzo axial de compresión permisible se requiere del radio de giro para cada muro el cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

r = radio de giro

I = inercia de muro $(\frac{1}{12} * b^3 * L)$

A = área de muro $(b * L)$

Los datos que se meten en las ecuaciones son del sistema inglés, cuando se obtienen los resultados se hace la conversión para el sistema internacional.

$$r = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * b^3 * L}{b * L}}$$

$$r = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * \left(\frac{20\text{cm}}{2,54\text{cm}}\right)^3 * \left(\frac{2,05\text{m} * 100\text{cm}}{2,54}\right)}{\frac{20\text{cm}}{2,54\text{cm}} * \left(\frac{2,05\text{m} * 100\text{cm}}{2,54\text{cm}}\right)}}$$

$$r = 2,16\text{plg}$$

$$F_a = 0,25 * f'm * \left[1 - \left(\frac{h'}{140 * r}\right)^2\right]$$

$$F_a = 0,25 * 995,35\text{lb/plg}^2 * \left[1 - \left(\frac{\frac{3,5\text{m} * 100\text{cm}}{2,54\text{cm}} * 0,80}{140 * 2,16\text{plg}}\right)^2\right]$$

$$F_a = 215,77\text{lb/plg}^2$$

$$F_a = \frac{215,77\text{lb/plg}^2}{14,22}$$

$$F_a = 15,17\text{kg/cm}^2$$

Tabla LXXII. **Chequeo de esfuerzos actuantes y permisibles**

Esfuerzo	Actuante (kg/cm^2)	Permisible (kg/cm^2)
Corte	0,09	6,66
Axial de compresión	0,01	1,17

Fuente: elaboración propia.

Por lo que se puede determinar que el análisis es el correcto, ya que cumple los dos métodos de chequeos.

Por efectos de ejemplo se utilizó el muro 5 para el cálculo y chequeo de esfuerzos. A continuación, se presentará la tabla LXXIII, donde se encuentran ya calculados los esfuerzos actuantes y permisibles de cada muro.

Tabla LXXIII. **Esfuerzos actuantes y permisibles**

Tabla de esfuerzos				
ID. Muro	f_v (kg/cm^2)	f_a (kg/cm^2)	F_v (kg/cm^2)	F_a (kg/cm^2)
1	0,44	0,01	6,66	15,17
2	0,25	0,01	6,66	15,17
3	0,25	0,01	6,66	15,17
4	0,25	0,01	6,66	15,17
5	0,09	0,01	6,66	15,17
6	0,09	0,01	6,66	15,17
7	0,25	0,01	6,66	15,17

Continuación de la tabla LXXIII.

8	0,25	0,01	6,66	15,17
9	0,25	0,01	6,66	15,17
A	0,54	0,01	6,66	15,17
B	0,23	0,01	6,66	15,17
C	0,23	0,01	6,66	15,17
D	0,41	0,01	6,66	15,17
E	0,15	0,01	6,66	15,17
F	0,16	0,01	6,66	15,17
G	0,04	0,01	6,66	15,17
H	0,04	0,01	6,66	15,17
I	0,04	0,01	6,66	15,17
J	0,04	0,01	6,66	15,17
K	0,55	0,01	6,66	15,17
L	0,23	0,01	6,66	15,17
M	0,23	0,01	6,66	15,17
N	0,41	0,01	6,66	15,17
Ñ	0,15	0,01	6,66	15,17
O	0,16	0,01	6,66	15,17

Fuente: elaboración propia.

- Diseño de solera

El muro seleccionado para el diseño de la solera es: muro 4. El criterio que se utilizó para la selección de muro fue: al que le llegar mayor cantidad de fuerza combinada ($F_D + F_T$).

- Datos de muro

Ancho (b) = 20 cm

Alto (h) = 3,5 m

Longitud de muro = 4,55 m

- Cálculo de área de acero

El cálculo del área de acero de un muro se calcula según la fórmula siguiente:

$$A_{\text{Smin Horizontal}} = (0,0013 * b * L)$$

$$A_{\text{Smin Vertical}} = (0,0007 * b * h)$$

$$A_{\text{S Requerido}} = \frac{V * S}{F_S * d}$$

Donde:

b = ancho de muro (cm)

L = longitud de muro (cm)

h = altura de muro (cm)

V = corte actuante (kg)

S = espaciamiento del refuerzo ($\frac{d}{2}$ o 1,20m, el menor de los dos)

F_S = esfuerzo de tensión ($0,40 * f_y$)

d = longitud de muro (se restan 10cm que son de protección de muro)

$$A_{\text{Smin Horizontal}} = (0,0013 * b * L)$$

$$A_{\text{Smin Horizontal}} = (0,0013 * 19\text{cm} * 1\,580\text{cm})$$

$$A_{\text{Smin Horizontal}} = 39,02\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Smin Vertical}} = (0,0007 * b * h)$$

$$A_{smin\ Vertical} = (0,0007 * 19cm * 350cm)$$

$$A_{smin\ Vertical} = 4,66cm^2$$

$$A_s\ Requerido = \frac{V * S}{F_s * d}$$

$$A_s\ Requerido = \frac{(7,96Ton * 1\ 000kg) * 120cm}{(0,40 * 4\ 200kg/cm^2) * (1\ 580cm - 10cm)}$$

$$A_s\ Requerido = 0,36cm^2$$

$$A_{smin\ Horizontal} > A_s\ Requerido$$

$$A_{smin\ Vertical} > A_s\ Requerido$$

Se distribuirá en todo el muro en el sentido horizontal varillas de acero para cumplir la cantidad de refuerzo que necesita.

- Distribución de área de acero

Una solera de corona

$$6\ varillas\ núm.\ 5 = 6 * (1,97\ cm^2) = 11,82\ cm^2$$

Tres soleras (2 intermedia + 1 hidrófuga)

$$4\ varillas\ núm.\ 5 = 4 * (1,97\ cm^2) = 7,88\ cm^2$$

$$4\ varillas\ núm.\ 5 = 4 * (1,97\ cm^2) = 7,88\ cm^2$$

$$4\ varillas\ núm.\ 5 = 4 * (1,97\ cm^2) = 7,88\ cm^2$$

$$\text{Área total} = 11,82 \text{ cm}^2 + 7,88 \text{ cm}^2 + 7,88 \text{ cm}^2 + 7,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 35,46 \text{ cm}^2$$

Al momento de distribuir el acero, la cantidad de acero distribuida no cumple lo mínimo, pero se contrarresta con las mochetas que estarán trabajando en el muro crítico.

- Cálculo de espaciamiento

Para determinar el espaciamiento que deben de tener los estribos se multiplicará 24 veces el diámetro del estribo.

$$S = 24 * \phi_E$$

Donde:

S = espaciamiento

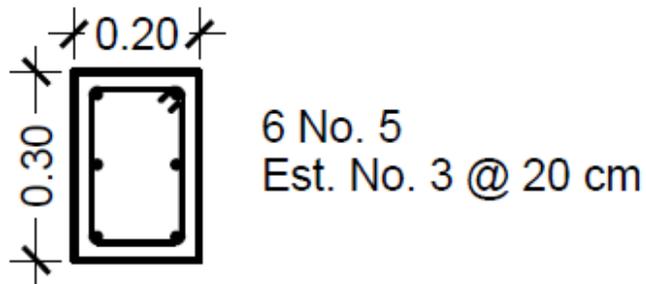
ϕ_E = diámetro de varilla estribo ($\phi=3''$)

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

$$S = 22,86\text{cm}$$

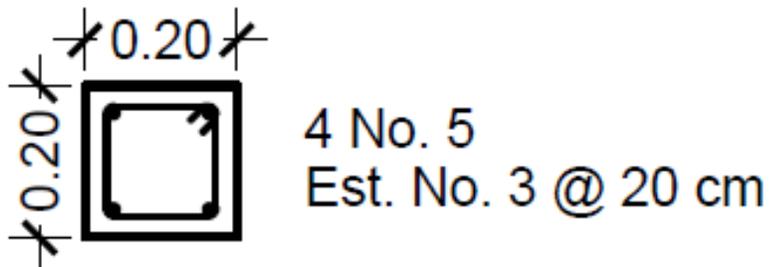
El valor del espaciamiento es de 20 cm.

Figura 68. **Detalle de armado solera de corona**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

Figura 69. **Detalle de armado solera de hidrófuga e intermedia**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

- Análisis de resistencia de mampostería a cubiertas metálicas de dos aguas

Anteriormente ya se ha calculado el momento que ejerce la cubierta sobre la mampostería. Ahora con los datos obtenidos del diseño de mampostería se procede a calcular cual es el momento que soportan los muros. Esto se realiza con la ecuación establecida en la norma mínima de diseño y construcción de mampostería (NICARAGUA 2017):

$$M_U \leq \phi M_n$$

$$M_n = ((A_s * f_y) + P_U) * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{((A_s * f_y) + P_U)}{0,80 * f'_m * b}$$

$$P_U = 0,1 * A_g * f'_c$$

Donde:

M_U = momento actuante

M_n = momento nominal o resistente de la mampostería

A_s = área de acero

f_y = resistencia a la fluencia del refuerzo en acero

P_U = carga axial

d = peralte efectivo

a = profundidad del bloque rectangular equivalente

f'_m = resistencia a compresión del mamposte

f'_c = resistencia a compresión del concreto

ϕ = factor de reducción de resistencia (0,90)

$$P_U = 0,1 * 20\text{cm} * 20\text{cm} * 280\text{kg/cm}^2$$

$$P_U = 11\,200\text{kg}$$

$$a = \frac{((8,64\text{cm}^2 * 4\,200\text{kg/cm}^2) + 11\,200\text{kg})}{0,80 * 70\text{kg/cm}^2 * 20}$$

$$a = 42,40\text{cm}$$

$$M_n = ((8,64\text{cm}^2 * 4\,200\text{kg/cm}^2) + 11\,200\text{kg}) * \left((205\text{cm} - 10\text{cm}) - \frac{42,40\text{cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 8\,253\,782,49\text{kg} - \text{cm}$$

$$M_n = 82\,537,82\text{kg} - \text{m}$$

$$\emptyset M_n = 0,90 * 82\,537,82\text{kg} - \text{m}$$

$$\emptyset M_n = 74\,284,04\text{kg} - \text{m}$$

$$M_U \leq \emptyset M_n$$

$$1\,594,82\text{kg} - \text{m} \leq 74\,284,04\text{kg} - \text{m}$$

CUMPLE

El muro que se usó de base para el análisis es el 5 ya que es el más crítico en términos de esbeltez (muro trabaja a flexión).

2.2.4.5. Diseño de cimentaciones

El salón estará soportado por cimiento corrido, el cual recibirá las cargas inducidas por los muros de mampostería, estas cargas inducidas se deben de comparar con la carga admisible del suelo para verificar si el cimiento soporta el peso de la estructura.

- Determinación de la capacidad de carga última bruta (q_u)

Para la determinación de q_u , se hizo una toma de muestra de suelo inalterada. Esto con el fin de verificar si los esfuerzos actuantes en el suelo son menores a los esfuerzos permisibles.

$$q_u = 305,81 \text{ ton/m}^2$$

Para seguridad del diseño se recomienda aplicar un factor de seguridad a la capacidad de carga última bruta. El factor está en el rango de 2 a 4, el valor a usar será 3.

$$q_{adm} = \frac{305,81 \text{ ton/m}^2}{3}$$

$$q_{adm} = 101,94 \text{ ton/m}^2$$

- Diseño de cimiento corrido

Este servirá para soportar el peso total de la estructura, debido a los muros de corte diseñados.

- Datos para el diseño de cimiento corrido

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

Resistencia a compresión del concreto (f'_c) = 280 Kg/cm²

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

Base (b) = 0,60 m

Altura desde la cimentación hacia nivel de piso (l) = 1,00 m

Altura de levantado bajo del nivel de piso (b) = 0,80 m

Espesor de cimientos (t) = 0,20 m

Recubrimiento (rec) = 7,62 cm

Peso total (W_t) = 145,91 Ton

Longitud total de muros (L_t) = 70,20 m

Peso específico del suelo húmedo ($\gamma_{SHumedo}$) = 1 280 Kg/m³

- Cálculo de carga soportada por el cimiento corrido

$$W_U = \frac{W}{L_t}$$

$$W_U = \frac{145,91\text{ton}}{70,20\text{m}}$$

$$W_U = 2,08\text{ton/ml}$$

- Cálculo de factor de carga última

Para determinar el C_u se hará el siguiente cálculo:

- ✓ Integración de cargas

Para realizar el cálculo de carga última o carga mayorada se utilizará la ecuación que se establece en la tabla 5.3.1 del ACI 318SUS-14 (Combinaciones de carga).

Figura 70. **Combinaciones de carga**

Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Fuente: elaboración propia.

✓ Carga muerta mayorada

$$C_{MM} = 1,2 * CM(\text{Carga de muros} + \text{carga de techo})$$

$$C_{MM} = 1,2 * \left(187,16 \text{kg/m}^2 + \frac{29\,098,98 \text{kg}}{17 \text{m} * 30 \text{m}} \right)$$

$$C_{MM} = 1,2 * (187,16 \text{kg/m}^2 + 57,06 \text{kg/m}^2)$$

$$C_{MM} = 1,2 * (244,22 \text{kg/m}^2)$$

$$C_{MM} = 293,06 \text{kg/m}^2$$

✓ Carga viva mayorada

$$C_{VM} = 1,6 * CV$$

$$C_{VM} = 1,6 * 500\text{kg/m}^2$$

$$C_{VM} = 800\text{kg/m}^2$$

✓ Carga total mayorada

$$C_U = (1,2 * C_M) + (1,6 * C_V)$$

$$C_U = (293,06\text{kg/m}^2) + (800\text{kg/m}^2)$$

$$C_U = 1\,093,06\text{kg/m}^2$$

$$F_{CU} = \frac{C_U}{C_m + C_v}$$

$$F_{CU} = \frac{1\,093,06\text{kg/m}^2}{244,22\text{kg/m}^2 + 500\text{kg/m}^2}$$

$$F_{CU} = 1,47$$

▪ Cálculo de carga de trabajo

Es la presión vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga soportada por el cimiento y el factor de carga última.

$$W_T = \frac{W_U}{F_{CU}}$$

$$W_T = \frac{2,08\text{ ton/ml}}{1,47}$$

$$W_T = 1,42 \text{ ton/ml}$$

$$W_T = \frac{1,42 \text{ ton}}{\text{ml}} * 1,00\text{m} = 1,42 \text{ ton}$$

Nota: la carga de trabajo se multiplica por el ancho unitario para obtener la carga en Toneladas.

- Cálculo de presión actuante

Es la presión total vertical que actúa en la base de la cimentación. Se define como el cociente entre la carga total y el área de la cimentación; incluye todas las componentes verticales (peso de la estructura, peso del cemento, peso de la tierra).

$$Q_{Act} = \frac{P_T}{A_C}$$

$$P_T = W_T + W_S + W_C$$

$$W_S = \gamma_{THumedo} * b * h * I$$

$$W_S = 1,28 \text{ ton/m}^3 * 0,60\text{m} * 0,80\text{m} * 1,00\text{m}$$

$$W_S = 0,61 \text{ ton}$$

$$W_C = \gamma_c * b * t * I$$

$$W_C = \frac{2\,400\text{kg/m}^3}{1\,000\text{kg}} * 0,60\text{m} * 0,20\text{m} * 1,00\text{m}$$

$$W_C = 0,29 \text{ ton}$$

$$P_T = W_T + W_S + W_C$$

$$P_T = 1,42 \text{ ton} + 0,61 \text{ ton} + 0,29 \text{ ton}$$

$$P_T = 2,32 \text{ ton}$$

$$Q_{Act} = \frac{P_T}{(b * l)}$$

$$Q_{Act} = \frac{2,32 \text{ ton}}{0,60\text{m} * 1,00\text{m}}$$

$$Q_{Act} = 3,86 \text{ ton/m}^2$$

- Chequeo de capacidad del suelo

$$Q_{ACT} < q_{adm}$$

Según el cálculo realizado anteriormente ($q_{adm} = 101,94 \text{ ton/m}^2$) es mayor a la presión actuante ($Q_{ACT} = 3,86 \text{ ton/m}^2$), por lo que se puede determinar que el cimiento corrido soporta las cargas que serán transferidas por los muros. Y según el manual de diseño sismo-resistente simplificado mampostería de block de concreto para Guatemala, la capacidad admisible para el tipo de cimiento a usar es de 10 ton/m^2 .

$$3,86 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 101,94 \text{ ton/m}^2$$

Ok

- Diseño de espesor de cimiento

$$d = t - rec - \left(\frac{\phi_{varilla}}{2} \right)$$

$$d = 20cm - 7,62cm - \left(\frac{\frac{3}{8}plg * 2,54cm}{2} \right)$$

$$d = 11,90cm$$

- Cálculo de cortante actuante

Para determinar el cortante actuante se necesita la presión actuante mayorada. Esto se logra multiplicando la presión actuante con el factor de carga última.

$$V_{ACT} = Q_{Dis} * \left[\left(\frac{b - t}{2} - d \right) * b \right]$$

$$Q_{Dis} = Q_{ACT} * F_{CU}$$

$$Q_{Dis} = 3,86 \text{ ton/m}^2 * 1,47$$

$$Q_{Dis} = 5,67 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{ACT} = Q_{Dis} * \left[\left(\frac{b - t}{2} - d \right) * b \right]$$

$$V_{ACT} = 5,67 \text{ ton/m}^2 * \left[\left(\frac{0,60m - 0,20m}{2} - 0,1190m \right) * 0,60m \right]$$

$$V_{ACT} = 0,28 \text{ ton} = 280\text{kg}$$

- Cálculo de cortante del concreto

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

$\lambda = 1$ (peso normal)

$\phi = 0,75$ (Corte)

$$\phi V_C = 0,75 * 0,53 * 1 * \sqrt{\frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 60\text{cm} * 11,90\text{cm}$$

$$\phi V_C = 4\,750,63\text{Kg}$$

$$V_{ACT} < \phi V_C$$

Ok

- Diseño a flexión cálculo de momento último

$$M_U = \frac{Q_{Dis} * L^2}{2}$$

$$L = \frac{b - t}{2}$$

$$L = \frac{0,60\text{m} - 0,20\text{m}}{2}$$

$$L = 0,20\text{m}$$

$$M_U = \frac{Q_{Dis} * L^2}{2}$$

$$M_U = \frac{5,67 \text{ ton/m}^2 * (0,20\text{m})^2}{2}$$

$$M_U = 0,11 \text{ ton} \cong 113,46\text{kg}$$

$$M_U = 113,46\text{kg} * 1\text{m}$$

$$M_U = 113,46\text{kg} - \text{m}$$

Nota: el momento último se multiplica por el ancho unitario para obtener el momento en kilogramo por metro lineal.

- Cálculo de área de acero mínimo

El cálculo del área de acero mínimo se calcula según sección 9.6.1.2 del ACI 318SUS-14 (sistema mks esfuerzos en kgf/cm²). El cálculo se hará como el de una viga.

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y}$$

$$A_{smin-minimo} = \frac{14 * b * d}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{\frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 60\text{cm} * 11,90}{4 * 200\text{kg/cm}^2}$$

$$A_{smin} = 2,28\text{cm}^2$$

$$A_{smin-minimo} = \frac{14 * 60\text{cm} * 11,90\text{cm}}{4 * 200\text{kg/cm}^2}$$

$$A_{smin-minimo} = 2,38\text{cm}^2$$

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

- Cálculo de área de acero requerido

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

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

$$A_{sreq} = \frac{0,85 * 280}{4 * 200} * \left[(60 * 11,90) - \sqrt{(60 * 11,90)^2 - \frac{113,46\text{kg} * 60}{0,003825 * 280}} \right]$$

$$A_{sreq} = 0,25\text{cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero requerida, las dimensionales que se usarán son: para f_y y $f'c = \text{kg/cm}^2$, para (b) y $(d) = \text{cm}$ y para $M = \text{kg-m}$. Esto con el fin de que el área calculada, su dimensional sea cm .

- Cálculo de espaciamiento mínimo (S_{min})

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

- Cálculo de espaciamiento mínimo, mínimo-mínimo y requerido

Con el área de acero mínimo, mínimo-mínimo y requerido se determina el espaciamiento (S) que se requiere, usando varillas núm. 3 ($A = 0,71255 \text{ cm}^2$). Usando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\text{Área de la varilla} * 100}{\text{Área calculada}}$$

$$S_{min} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{2,28\text{cm}^2}$$

$$S_{min} = 31,25\text{cm} \cong 30\text{cm}$$

$$S_{min-minimo} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{2,38\text{cm}^2}$$

$$S_{min-minimo} = 29,93\text{cm} \cong 30\text{cm}$$

$$S_{reqM(-)} = \frac{0,71255\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{0,25\text{cm}^2}$$

$$S_{req} = 285,02\text{cm} \cong 285\text{cm}$$

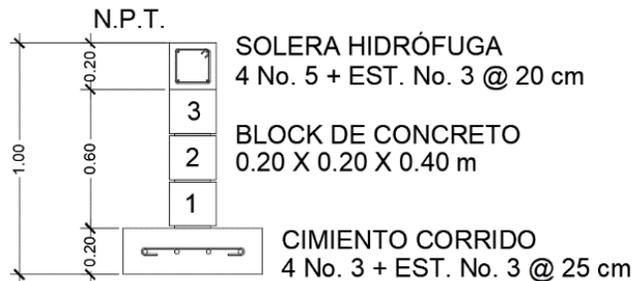
- Cálculo de espaciamiento máximo (S_{max})

Según el ACI 318SUS-14 sección 8.7.2.2 el espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal corrugado debe ser el menor entre 2h y 18 pulg. en las secciones críticas.

- Selección de espaciamiento del armado de cimiento

Al haber realizado los calculados de área de acero se determinó que el área a usar será el de 2,38cm² y el espaciamiento que requiere el área a utilizar es de 30 cm, pero por motivos de seguridad de armado propuesto por el Manual de diseño sismo-resistente simplificado mampostería de block de concreto para Guatemala, el espaciamiento a utilizar será de 25 cm.

Figura 71. **Detalle de armado de cimiento**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

2.2.5. Presupuesto del proyecto

En la figura 72 se describe el presupuesto de salón de usos múltiples de la colonia Prados de Villa Hermosa, zona 7, San Miguel Petapa.

Figura 72. Presupuesto de salón de usos múltiples

MUNICIPALIDAD DE SAN MIGUEL PETAPA
DIRECCIÓN MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN

PROYECTO:
DISEÑO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES EN COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA

UBICACIÓN:
COLONIA PRADOS DE VILLA HERMOSA, ZONA 7, SAN MIGUEL PETAPA, GUATEMALA

RENLÓNES DE TRABAJO

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				33 188,42
1,01	Rótulo de identificación del proyecto	Global	1	Q 674,80	Q 674,80
1,02	Bodega y Guardianía	Global	1	5 497,03	5 497,03
1,03	Chapeo, limpieza y nivelación	m ²	464	Q 58,23	27 016,59
2	EXCAVACIONES + CIMIENTOS				59 176,08
2,01	Excavación estructural (cimiento corrido)	m ³	68,88	Q 156,37	10 770,69
2,02	Relleno estructural (cimiento corrido)	m ³	36,74	Q 140,65	5 167,63
2,03	Cimiento corrido 0,60mx1,00m	m	114,80	Q 265,40	30 467,85
2,04	Solera hidrófuga	m	114,80	Q 111,24	12 769,91
3	MUROS				121 338,48
3,01	Solera intermedia S-1	m	114,80	Q 111,24	12 769,91
3,02	Solera intermedia S-2	m	114,80	Q 111,24	12 769,91
3,03	Solera de corona	m	114,80	Q 119,32	13 698,39
3,04	Levantado de muro con block 0,20x0,20x0,40	m ²	401,80	Q 204,33	82 100,27
4	COLUMNAS				19 774,97
4,01	Columna tipo C-1	m	168	Q 117,71	17 774,97
5	TECHOS				196 921,64
5,01	Cubierta metálica de dos aguas	Global	1	196 921,64	196 921,64
6	ACABADOS				286 173,92
6,01	Repello de muros	m ²	401,80	Q 144,33	57 991,93
6,02	Cernido de muros	m ²	401,80	Q 136,27	54 751,68
6,03	Fachaleta de ladrillo en exteriores	m ²	72	Q 351,06	25 276,40
6,04	Pintura	m ²	401,8	Q 51,34	20 628,99
6,05	Piso cerámico antideslizante	m ²	464	Q 274,84	127 521,93
7	INSTALACIONES				96 193,37
7,01	Instalación y elaboración de puertas	Global	1	14 080,81	14 080,81
7,02	Instalación y elaboración de ventanas	Global	1	32 578,11	32 576,11
7,03	Instalación eléctrica (fuerza e iluminación)	Global	1	38 162,33	38 162,33
7,04	Instalación sanitaria (incluye aparatos sanitarios)	Global	1	10 799,76	10 799,76
7,05	Instalación hidráulica	Global	1	Q 572,36	Q 572,36
ÚLTIMA LÍNEA					
TOTAL					812 766,87

Fuente: elaboración propia.

2.2.6. Instalaciones eléctricas

Se denomina acometida eléctrica a la parte de la instalación comprendida entre la red de distribución pública y la caja general de protección o tablero principal. Se debe indicar la situación de la línea más próxima desde la que se puede establecer la acometida, con exacta definición del punto de conexión, así como la tensión de servicio y la potencia máxima admisible.

Para el diseño de los sistemas o redes de iluminación y fuerza es necesario considerar lo siguiente:

- La acometida eléctrica se diseña e instala de acuerdo con las normas establecidas por la Empresa Eléctrica de Guatemala S.A. (EEGSA), la CNEE o empresas locales distribuidoras de energía, y las ordenanzas municipales jurisdiccionales sobre el tema.
- El sistema o red lo forman las tuberías, accesorios y conductores aéreos o subterráneos que distribuyen la energía en el centro escolar.
- La distribución se lleva a cabo a partir de un tablero principal localizado en el centro de masa del sistema, a través de circuitos.
- Las tuberías serán proyectadas en líneas rectas, con el menor número de curvas, los registros se ubican a 30,00 m de separación máxima.
- Deben identificarse las líneas de bajo y alto voltaje (120-240 voltios).
- Previo a las fundiciones de concreto deben colocarse las tuberías y ductos sin los conductores, protegiendo las cajas y entradas a los tubos para evitar su obstrucción.
- Debe evitarse instalaciones paralelas de cables de diferentes voltajes, con el fin de no provocar inducción.

Las unidades de iluminación estarán controladas por interruptores que se localizan al ingreso, o bien están centralizados en cada espacio, facilitando así su operación.

Los circuitos se diseñan considerando los criterios siguientes:

- Son diseñados de tal forma que la caída de voltaje en las salidas de servicio no exceda los porcentajes siguientes: o Iluminación: 2 % en alimentadores y circuitos. o fuerza: 4 % en alimentadores y 1 % en circuitos.
- Cada circuito de iluminación debe admitir un máximo de carga de 1 000 vatios. Si la carga requerida es mayor, hay que agregar circuitos adicionales al tablero y balancear las cargas.
- Cada circuito de fuerza debe admitir un máximo de carga de 1 500 vatios. Si la carga requerida es mayor, es necesario que se coloquen circuitos adicionales al tablero y balancear las cargas.
- Cada uno de los circuitos es diseñado con capacidad adicional del 15 al 40 % de lo que se requiere; por ello, es necesario considerar dichos porcentajes en la capacidad de tuberías, conductores y carga de consumo (sin rebasar la carga máxima).
- En circuitos de tomacorrientes de 240 voltios debe considerarse una unidad por circuito.
- El calibre mínimo para conducir energía es número 12 AWG. Para calibres mayores se utiliza cable de varios hilos.
- La sección transversal de los conductores se determina en función de la corriente que estos deben canalizar cuando están sometidos a la carga máxima. Como se presenta en la siguiente tabla.

Figura 73. **Tabla de relación amperios / calibre**

Amperios	15	20	30	40	55	70	80	95	110	125	145	165	195
Calibre (AWG)	14	12	10	8	6	4	3	2	1	0	00	000	0000

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 83.

2.2.6.1. Tomacorrientes

Las consideraciones que tomar para la colocación de tomacorrientes son las siguientes:

- En espacios escolares de los niveles primario y medio, los tomacorrientes de 120 voltios deben instalarse a 0,30 m sobre el nivel del piso terminado, salvo que por el diseño arquitectónico se indique lo contrario.
- En espacios escolares del nivel primario y medio deben instalarse tomacorrientes de 240 voltios a una altura de 0,70 m sobre el nivel del piso terminado, salvo que por el diseño arquitectónico se indique lo contrario.
- Se requiere que los tomacorrientes queden fuera del alcance de los estudiantes más pequeños, y que cada uno de ellos cuente con protectores de seguridad.
- En la instalación de tomacorrientes, se recomienda que estos sean polarizados con una puesta a tierra física, especialmente en el área de computación, talleres y laboratorios de capacidad suficiente, para así garantizar la seguridad de los usuarios y del equipo. Consultar a la empresa eléctrica de la localidad acerca de la disponibilidad del servicio o

la alternativa física que podría instalarse dentro del predio, según sus regulaciones particulares.

- En espacios escolares de preprimaria, todos los tomacorrientes deben instalarse a 1,30 m de altura sobre el nivel del piso.

La distribución de tomacorrientes se presenta en la siguiente tabla:

Figura 74. **Distribución de tomacorrientes**

Tipo de ambiente	Tomacorrientes dobles 120V monofásico (mínimo)	Altura de instalación (m SNPT*)	Detalles
Auditorios, salón de usos múltiples	10	0.3	En el área de prácticas, instalar 8 tomas distribuidas equidistantemente o que tengan una distancia de 6.00 m lineales máximo entre cada una. En el área de escenario, instalar 2 tomas.
Aula de proyecciones (espectadores)	4	0.3	En caso de que el área de proyección se encuentre independiente del área de espectadores, instalar 3 tomacorrientes, 1 a 1.20 m SNPT y 2 incorporados a la mesa del equipo de proyección.
Aula de proyecciones (demostración)	2		
Aulas multigrado	4	0.3	Uno localizado en la parte inferior de cada pizarrón y uno en la pared adyacente a la cátedra.
Aulas del nivel preprimario	4	1.30	Uno localizado adyacente al área de la cátedra y uno en cada una de las paredes restantes.
Aulas de los niveles primario y medio	4	0.3	
Tecnologías de información y comunicación			Para el uso privativo de máquinas de escribir eléctricas y computadoras, instalar circuitos conectados a un tablero exclusivo para el espacio, incorporándole un regulador de voltaje. El cableado debe ser canalizado aéreo para poder ser cambiado de lugar en caso de modificación en la metodología; debe instalarse un tomacorriente doble para cada 4 máquinas eléctricas de escribir o computadoras en circuitos separados, es decir, con un flipón por cada 4 máquinas.
Circulación peatonal y plaza cívica			Instalar 1 toma/drenaje para cada bebedero planificado. Instalar 1 toma para cada llave de chorro por cada 50 m ² de patio.
Expresión Artística	4	0.3	Uno localizado adyacente al área de la cátedra, y uno en cada una de las paredes restantes de cada ambiente.
Laboratorios de Ciencias Naturales (nivel medio)	8	0.3	Uno localizado en cada banco de trabajo por estudiante; uno localizado en banco de trabajo del catedrático.
Taller de Productividad y Desarrollo 1	8	0.3	Adicional a lo especificado, instalar 1 tomacorriente para cada horno, cuando aplique. Considerar instalación para 240 voltios.
Taller de Productividad y Desarrollo 2			En cada uno de los talleres debe dejarse prevista una alimentación general con tablero independiente con ramales para cada una de las áreas 120/240 con tierra física para cubrir las necesidades de la maquinaria a instalar.

* Nota: SNPT = sobre el nivel de piso terminado.

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales.* p. 85.

Figura 75. Distribución de tomacorrientes

Tipo de ambiente	Tomacorrientes dobles 120V monofásico (mínimo)	Altura de instalación (m SNPT*)	Detalles sobre instalación eléctrica
Bibliotecas	4	0.3	Instalar 1 tomacorriente doble, 120 voltios por cada 3.00 m lineales de pared en los espacios, volúmenes, lectura y trabajo (estudio e investigación). Cada espacio delimitado debe tener como mínimo 4 tomacorrientes.
Sala de espera	4	0.3	Uno localizado adyacente al escritorio (recepción), y uno en cada una de las paredes restantes.
Oficinas de apoyo	4	0.3	Uno localizado adyacente al escritorio, y uno en cada una de las paredes restantes.
Dirección / Subdirección			
Consultorio médico			
Orientación vocacional			
Contabilidad			
Sala para educadores		0.3	Instalar 1 tomacorriente doble de 120 voltios por cada tres m lineales de pared.
Sala para educadores (cocineta)	2	1.2	Ambos alejados del lavatrastos.
Archivo y bodega administrativa	4	1.2	Instalar 1 en cada pared.
Bodegas	2	1.2	Instalados en paredes opuestas.
Conserjería	4	1.2	Instalar 1 en cada pared.
Refacción escolar (preparación de alimentos)		1.2	Por cada metro lineal de gabinetes, instalar 1 tomacorriente. Instalar 1 tomacorriente adyacente a la estufa o poyo.
Alacena (bodega de cocina)		1.2	Instalar 1 en cada pared (instalar 1 como mínimo).
Cafetería (comensales)	4	0.3	
Guardianía	2	1.2	
Cuarto de máquinas	2	1.2	De manera adicional, mínimo instalar 1 tomacorriente 240 voltios a 0.70 m SNPT. Incluir la corriente adecuada con el tipo de pase requerido (monofásico o trifásico) para los equipos a utilizar.
Centro de Recursos Pedagógicos	8	1.2	Instalar 2 en cada pared.

* Nota: SNPT = sobre el nivel de piso terminado.

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 86.

2.2.6.2. Iluminación eléctrica

Se entiende por lámpara la unidad (foco o tubo) que genera iluminación; asimismo, por aparato de iluminación se entiende el conjunto de pantalla y base que permite la utilización de la luz.

Deberá efectuarse el cálculo luminotécnico para diseñar y seleccionar la luminaria apropiada, de acuerdo con el requerimiento de luxes (el cual puede observarse en la figura 76).

Figura 76. Tabla de iluminación

Tipo de ambiente	Visual		Renovaciones de aire (volumen mínimo por hora)	Térmico	
	Niveles de iluminación recomendados según tipo de local (luxes)	Área mínima de ventanas en relación con el área de piso (iluminación natural)		Área mínima de apertura (ventilas) en ventanas en relación con el área de piso, por clima	
				Frío	Cálido
Aulas multigrado	400 - 500	1/3	6	1/5	1/3
Aulas del nivel preprimario y primario	200 - 400	1/3	6	1/5	1/3
Aulas nivel medio	250 - 500	1/3	6	1/5	1/3
Tecnologías de información y comunicación (TIC)	400 - 500	1/3	8	1/5	1/3
Aula de proyecciones	200 - 400 (<i>dimmer</i>)	n/a	8	1/5	1/3
Circulación peatonal y patios	150	n/a	n/a	n/a	n/a
Circulación vehicular	150	n/a	n/a	n/a	n/a
Laboratorio de Ciencias Naturales	400 - 600	1/3	8	1/5	1/3
Área de Música, Danza y Teatro (Expresión Artística)	400 - 600	1/5	6	1/5	1/5
Área de Dibujo Técnico y Artes Plásticas (Expresión Artística)	400 - 800	1/3	6	1/5	1/3
Taller de Productividad y Desarrollo 1 y 2 (niveles primario y básico)	300 - 400	1/3	10	1/5	1/3
Taller de Productividad y Desarrollo 1 y 2 (nivel diversificado)	500 - 600	1/3	10	1/5	1/3
Salón de usos múltiples	300	1/3	6	1/5	1/3
Bibliotecas	300 - 400	1/3	6	1/5	1/3
Oficinas de apoyo	300	1/4	6	1/5	1/4

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 67.

Figura 77. Tabla de iluminación

Tipo de ambiente	Visual		Renovaciones de aire (volumen mínimo por hora)	Térmico	
	Niveles de iluminación recomendados según tipo de local (luxes)	Área mínima de ventanas en relación con el área de piso (iluminación natural)		Área mínima de apertura (ventilas) en ventanas en relación con el área de piso, por clima	
				Frío	Cálido
Dirección / subdirección	300	1/3	5	1/5	1/3
Sala de espera	150	1/3	5	1/5	1/3
Consultorio médico	300	1/3	6	1/5	1/3
Sala para educadores	300	1/3	6	1/5	1/3
Orientación vocacional	300	1/3	5	1/5	1/3
Contabilidad	300	1/3	5	1/5	1/3
Archivo y bodega administrativa	150	1/4	4	1/5	1/4
Centro de Recursos Pedagógicos (CRP)	200-400	1/3	4	1/5	1/3
Servicios sanitarios	150	1/5	10	1/5	1/5
Vestidores	150	1/4	10	1/5	1/4
Bodegas	150	1/4	4	1/5	1/4
Conserjería	200-400	1/4	10	1/5	1/4
Refacción escolar (preparación de alimentos)	200-400	1/2	10	1/4	1/2
Alacena (bodega de cocina)	150	1/4	4	1/5	1/4
Cafetería (comensales)	200	1/3	6	1/4	1/3
Guardiania	150	1/3	4	1/4	1/3
Cuarto de máquinas	200	1/4	6	1/4	1/4

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 68.

Las luminarias que se distribuyen en los distintos espacios, tomando en cuenta los siguientes criterios:

- Los circuitos de comando de las luces artificiales complementarias deben ser independientes del sistema de iluminación artificial nocturno, de manera que se puedan encender separadamente aquellas luces que cubran los requerimientos complementarios a los del servicio nocturno.
- La separación en ambas direcciones o espacios de las lámparas debe ser de 0,8 a 1,0 vez su altura de suspensión y, en ningún caso, mayor de 1,3 veces dicha altura. En ningún caso la altura de lámparas (plano de lámparas) debe ser menor a 2,4 m sobre el nivel de piso terminado (SNPT).
- En los locales en que se utilicen medios visuales para la enseñanza (proyección de diapositivas, transparencias, entre otros), es necesario prever que las luces posean medios de reducción graduable de su emisión luminosa. Igual criterio se usará para las entradas de luz natural, regulando su ingreso mediante apantallamientos adecuados.
- El color de la luz debe corresponder preferentemente a los tonos neutros. En los lugares con elevado nivel de exigencia de luminosidad, el color de la luz más adecuado ha de corresponder a los tonos fríos (luz blanca).
- Se requiere que los interruptores se ubiquen en puntos cercanos a los accesos de los diferentes ambientes, y controlar en forma sectorizada el funcionamiento de las unidades de iluminación. De esa manera se puedan activar de manera independiente las zonas más alejadas de las aberturas para iluminación natural.
- Las luminarias exteriores se colocan separadas 30,00 m una de la otra.

2.2.7. Instalaciones hidráulicas

A continuación se describen los detalles de las instalaciones hidráulicas como agua potable, drenajes, agua pluvial, entre otros.

2.2.7.1. Instalaciones de agua potable

En este tipo de instalaciones, se debe de tomar en cuenta que el material a utilizar sea resistente al impacto y a la vibración. Entre los materiales que se pueden tomar en consideración, son los siguientes:

- Hierro galvanizado
- PVC
- Cobre
- CPVC

Las consideraciones que se deben de tomar en cuenta para cada uno de los elementos mencionados con anterioridad son las siguientes:

Figura 78. **Condiciones de instalación**

Condiciones de instalación (materiales)	Enterrada	Empotrada	Expuesta	Agua fría	Agua caliente
Hierro galvanizado	x	x	x	x	x
PVC	x	x		x	x
Cobre	x	x	x	x	x
CPVC	x	x			x

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales.* p. 73.

Para determinar el diseño del abastecimiento del agua potable se mencionan dos tipos de distribución, las cuales son:

- Distribución directa
- Distribución indirecta

- Distribución directa

Esta clase de sistema de distribución se instala a partir de la línea de conducción desde la captación comunitaria, pozo o toma municipal y es aplicable únicamente en edificios escolares de un nivel.

- Distribución indirecta

Esta clase de sistema de distribución se instala a partir de tanques elevados o subterráneos (cisternas); aplica en los edificios escolares de abastecimiento no continuo o insuficiente, de uno o varios niveles.

Para el diseño de esta clase de sistema de distribución deben considerarse los siguientes lineamientos:

- Caudal de diseño. Dotación de agua por cada usuario en centro escolar oficial: 50 litros.
- Facilidad de acceso.
- Período de diseño: obra civil, 20 años; equipos mecánicos, de 5 a 10 años.
- Desagüe para el vaciado o mantenimiento
- El fondo del tanque elevado debe localizarse a 2,00 m por encima de la salida de agua más elevada.

- Tener capacidad de regular las variaciones horarias del consumo o demanda, considerando la capacidad de producción de la fuente.
- Toda tubería de agua potable debe colocarse apartada de la tubería de drenaje; asimismo, estará claramente identificada.
- En caso de cruce de tuberías de drenaje y agua potable, las de agua potable deben localizarse a 0,20 m sobre las de drenaje, y deben estar protegidas con mortero o concreto en una longitud de 1,00 m hacia cada lado.
- La tubería de hierro galvanizado y PVC que se encuentre enterrada debe estar protegida por una capa de mezclón de 0,03 m.

2.2.7.2. Instalaciones de drenajes de aguas negras (sanitarios)

Debe observarse el cumplimiento del Acuerdo Gubernativo No. 236-2006, reglamento de las descargas y reúso de aguas residuales y de la disposición de lodos.

En la elaboración de esta clase de diseño es necesario considerar las siguientes condiciones:

- No debe diseñarse un sistema dual (aguas negras y aguas pluviales).
- Las dos redes se diseñarán de manera separada, con pendiente de 1,50 a 4,00 % para tubería enterrada.
- Pendiente de 1,50 % para tubería desarrollada en entrepiso
- En cambios de dirección a 90° debe utilizarse codo sanitario, 2 codos sanitarios de 45°, o cajas de registro (de preferencia hacer cambios de dirección a 45°).

- El flujo debe ser en una sola dirección y es permisible utilizar uniones tipo yee y tee-yee
- El diámetro de los colectores no debe ser menor de 4 pulgadas, sin incluir aguas de inodoros; 6 pulgadas, incluyendo aguas de inodoros. Debe tomarse en cuenta los diámetros indicados en la tabla GE.8; asimismo, calcular el diámetro según las unidades de descarga que se van sumando en cada tramo. Se entenderá por unidad de descarga la cantidad de agua que desaloja un artefacto en uno intermitente normal en un minuto, y que equivale aproximadamente a 28 l/minuto para un drenaje de 1,5 pulgadas de diámetro.

Para determinar diámetros de artefactos sanitarios se puede guiar bajo la figura 79.

Figura 79. **Diámetro de artefactos**

Artefacto	Diámetro mínimo (en pulgadas)
Ducha	2
Inodoro	4
Lavamanos	1 ½
Lavatrastos	2
Pila	2
Reposadera en piso	1 ½

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 78.

2.2.7.3. Instalaciones de drenajes de agua pluvial

Para el diseño del sistema de colección y encauce debe considerarse lo siguiente:

- Cuando la cubierta final de un ambiente sea de concreto y plana, deberán conformarse pañuelos (pendientes en la superficie) que eviten el empozamiento de agua, e incorporar bajadas de agua pluvial o gárgolas con caída de grava para evitar erosión.
- Pendiente mínima para tubería horizontal del 1,00 % en tubería interior lisa; para tubería corrugada, verificar dato del fabricante.
- Uso de tubería de 4 pulgadas de diámetro mínimo, en posición horizontal, en interiores de los edificios.
- Uso de tubería de 6 pulgadas de diámetro mínimo, en posición horizontal, en exteriores de los edificios.
- Cuando no haya drenaje pluvial podrán ser vertidas sobre las áreas verdes como sistema de riego. En este caso, las bajadas de agua descargarán en un registro lleno de grava para evitar socavaciones.
- Las bajadas de agua (tuberías) expuestas deben estar fijadas a los elementos constructivos o protegidas con mortero o concreto.
- En el extremo superior de las bajadas de agua colocar coladeras o rejillas en forma de cúpula.
- Para las bajadas de agua se recomienda utilizar los diámetros incluidos en la siguiente tabla.

Figura 80. **Diámetros de bajadas de agua**

Diámetro en pulgadas	2	2 1/2	3	4	6
Área colectora en metros ²	30	60	100	240	625

Fuente: Mineduc. *Manual de criterios normativos para el diseño arquitectónico de centros educativos oficiales*. p. 81.

- La tubería de PVC para agua pluvial debe protegerse de la incidencia directa de los rayos solares.
- Respetar, en lo posible, el drenaje natural y tomar las medidas pertinentes apropiadas para permitir la escorrentía de las aguas, con el fin de que se eviten las acumulaciones, la erosión y el arrastre de sedimentos.

2.2.8. Evaluación de impacto ambiental

En todo proyecto de construcción es importante realizar una evaluación del impacto ambiental que la construcción puede tener, de esta forma se puede definir la mejor forma de preservar y proteger los recursos naturales.

El objetivo es identificar y mitigar de la mejor forma posible los impactos que el proyecto producirá en el medio ambiente.

El estudio de impacto ambiental verifica la alteración, modificación o cambio en el ambiente, o en alguno de sus componentes de cierta magnitud y complejidad, producido por los efectos de la acción humana.

La evaluación se puede dividir en dos secciones, las cuales son: el impacto en construcción e impacto en ejecución. El primero, como su nombre lo indica es el impacto que este proyecto tendrá en el transcurso de la construcción, por ejemplo: daños de área verde y degradación visual. El segundo ocasiona problemas como: efectos de ruido y el movimiento de tierra.

Uno de los métodos para poder determinar si un proyecto no es dañino para el medio ambiente es la Matriz de Leopold. La cual es un cuadro de doble entrada, donde los factores ambientales que pueden ser afectados por el proyecto ocupan filas y las acciones impactantes las columnas.

- Medida de mitigación

El propósito de las medidas de mitigación es la reducción de los riesgos y amenazas, es decir, la atenuación de los daños potenciales sobre la vida y los bienes. Para minimizar los efectos ocasionados en la construcción del presente proyecto, se deben tomar las precauciones siguientes:

- Realizar reforestación en áreas aledañas a la edificación a construir.
- Trasladar el material de desperdicio en el menor tiempo posible al botadero seleccionado.
- Cerrar un perímetro pertinente la construcción para no causar molestias.
- Uso de agua para minimizar la generación de polvo.
- Elaboración de concreto en áreas y cantidades pertinentes.
- Uso de maquinaria en buen estado, para evitar gases, humos y monóxido de carbono.

CONCLUSIONES

1. El salón de usos múltiples para el municipio de San Miguel Petapa se situará en colonia Prados de Villa Hermosa, zona 7 y contribuirá con el desarrollo de actividades culturales de la sociedad. El salón cuenta con un área a construir de 464 m².
2. La utilización del sistema estructural de mampostería reforzada con losas planas y muros de mampostería, la hace una estructura sismo resistente, ya que se utilizó el método de esfuerzos de trabajo y AGIES, que considera los efectos laterales que el sismo causa.
3. El presupuesto del salón de usos múltiples en Colonia Prados de Villa Hermosa asciende a Q. 470 465,16. Se estimó un área de 464 m², a un precio por metro cuadrado de Q. 1 013,93.
4. La escuela de dos niveles para el municipio de San Miguel Petapa se situará en Colonia Prados de Villa Hermosa, zona 7 y contribuirá con el desarrollo en la educación. Beneficiando a 240 alumnos. La escuela cuenta con un área a construir de 450 m².
5. El precio de la escuela de dos niveles para Colonia Prados de Villa Hermosa, zona 7 se presupuestó con un precio de Q. 824 713,58, teniendo un área a construir de 450 m²; por lo que el precio por metro cuadrado del proyecto es de Q. 1 832,70.

6. Al respecto de las evaluaciones de impacto ambiental, se pudo observar que tomando en cuenta factores relevantes del lugar, la realización de los proyectos no causaría un daño al medio ambiente.

RECOMENDACIONES

1. La municipalidad deberá de actualizar el presupuesto entregado debido al alza de precios de los materiales de construcción.
2. Al momento que se ejecuten los proyectos es de vital importancia que la supervisión de las obras sea ejecutada por personal calificado, para evitar contratiempos y riesgos en la ejecución.
3. Contratar mano de obra local para la construcción de los proyectos. Esto con el fin de ayudar y apoyar a los habitantes de la comunidad.
4. Concientizar a la comunidad de cuidar y preservar cada proyecto una vez finalizada las construcciones.
5. Proveer el mantenimiento adecuado y permanente de las estructuras. Calendarizando planes de mantenimiento a un tiempo prudencial para evitar el deterioro prematuro de las estructuras.

BIBLIOGRAFÍA

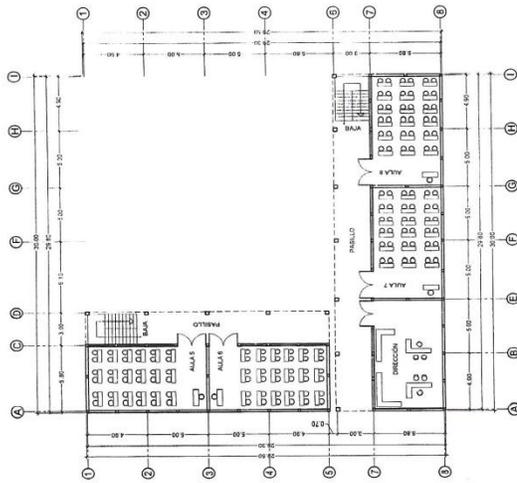
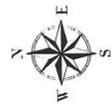
1. American Concrete Institute. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14) y Comentario ACI 318RSUS-14*. USA: ACI, 2014. 592 p.
2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *AGIES NSE 2 Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala, demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. Guatemala: AGIES, 2017. 107 p.
3. ———. *AGIES NSE 3 Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala, diseño estructural de edificaciones*. Guatemala: AGIES, 2017. 66 p.
4. ———. *AGIES DSE 4.1 Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala, manual de diseño sismo, resistente simplificado mampostería de block de concreto para Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2014. 158 p.
5. CORZO ÁVILA, Mario Rodolfo. *Concepción de una sabandija sobre edificios de hormigón armado*. Guatemala: 2018. 714 p.
6. ———. *Notas mamposterías de una sabandija*. Guatemala: 2006. 194 p.

7. GALDÁMEZ, Jorge. *Diseño del instituto nacional de educación básica de dos niveles para el cantón Altos de San Gabriel y puente vehicular para la aldea San Antonio Chimulbua, San Gabriel, Suchitepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2015. 413 p.
8. HILTI. *Manual técnico de anclaje*. Latinoamérica: 2016. 247 p.
9. MTI. *MP-001 Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería*. Nicaragua: 2017. 58 p.
10. STANLEY W. CRAWLEY, M. *Estructuras de Acero Análisis y Diseño*. 3 ed. México D.F: Limusa, 1992. 359 p.
11. TAX, Mynor. *Diseño del salón de usos múltiples para el Instituto Nacional de Educación Básica (INEB) zona 2 y diseño del alcantarillado sanitario para aldea Los Potrerillos, del municipio de Zaragoza, departamento de Chimaltenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2010. 157 p.
12. VELÁSQUEZ, Belman. *Diseño de ampliación del Instituto de Educación Básica, en la cabecera municipal de Magdalena Milpas Altas, departamento de Sacatepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2018. 234 p.

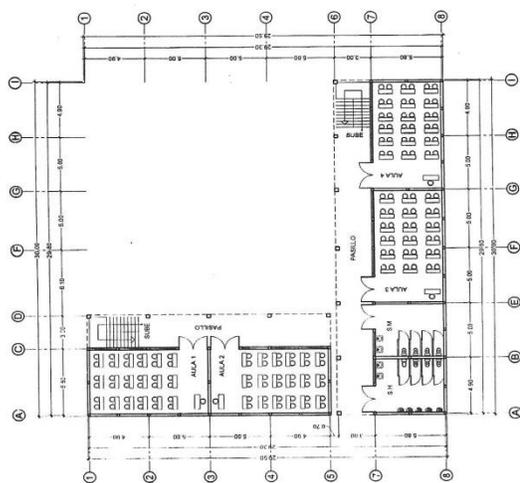
APÉNDICES

Apéndice 1. **Diseño de escuela de dos niveles**

Fuente: elaboración propia.



PLANTA ARQUITECTÓNICA ESCALA 1:150
SEGUNDO NIVEL

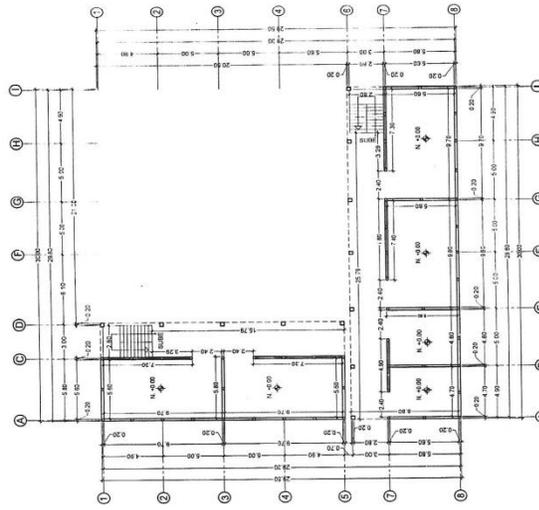


PLANTA ARQUITECTÓNICA ESCALA 1:150
PRIMERO NIVEL

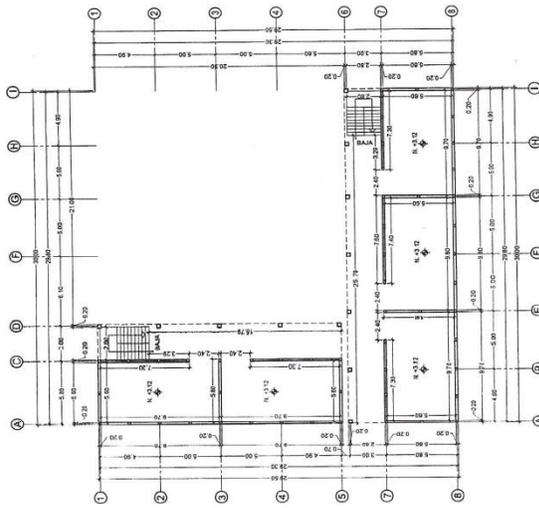
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

ING. JOSE MANUEL PERAZA GUTIERREZ
C.C. 145073047
C. 251-0108

Facultad de Ingeniería
Instituto Tecnológico de Peten



PLANTA ACOTADA
PRIMER NIVEL ESCALA 1:50



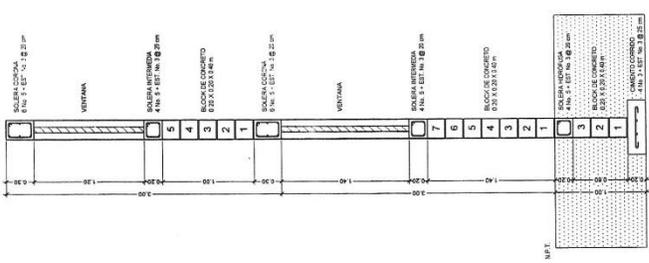
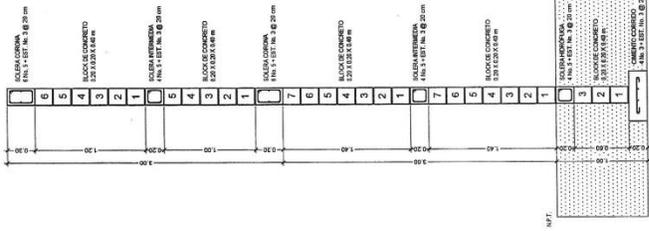
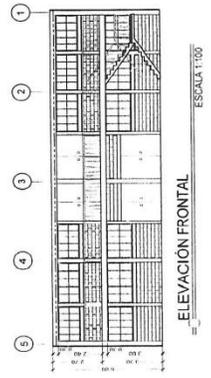
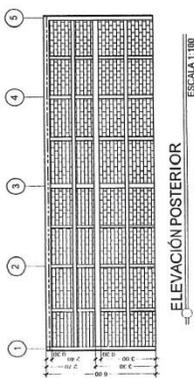
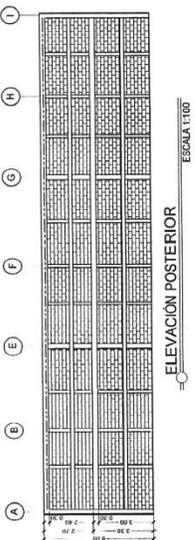
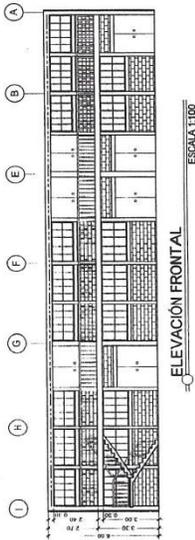
PLANTA ACOTADA
SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
ESPECIALIDAD EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE CONSTRUCCION

MIQUEL PEYRA, GUATEMALA

Ing. Msc. Miquel Peyra
C. 10000
C. 10000
C. 10000

Facultad de Ingenieria



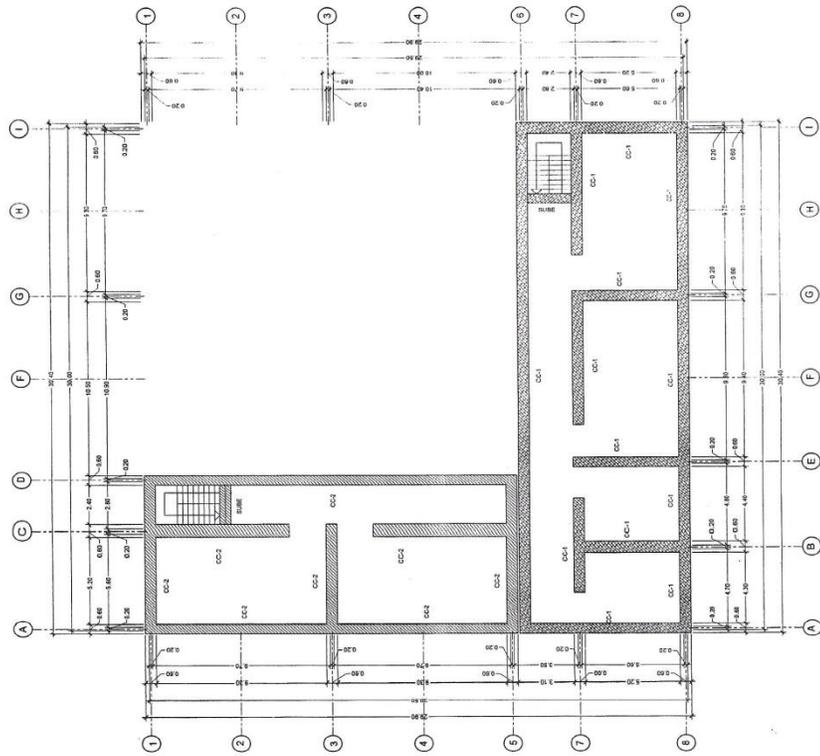
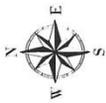
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



NOMENCLATURA	
▭	DESIGNACION
▨	RECOMENTO CORRO DEL MODULO 2
▩	RECOMENTO CORRO DEL MODULO 1

- NOTAS**
1. LA RESERVA DE CONCRETO A UTILIZAR ES DE FC = 280
 2. LA RESERVA DE ACERO A UTILIZAR ES FY = 4200
 3. EL RECOMENTO A UTILIZAR EN LOS DIFERENTES ELEMENTOS ES:
 - a) PARA LOS MUROS: 10 CM
 - b) PARA LAS LOSAS: 5 CM
 4. EL COMERCIO DE BARRAS A USAR SON: N. 3.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA DE INGENIERIA PROFESIONAL, GUATEMALA

AL SEÑOR SUBSECRETARIO DEL ITCAP, GUATEMALA

PRESENTE

Yo, **ING. JUAN CARLOS GONZALEZ**, de edad de **35** años, con D.N.I. N.º **123456789**, Cédula Profesional N.º **987654321**, y Cédula de Identificación Profesional N.º **123456789**, en virtud de mi cargo de **INGENIERO EN SISTEMAS DE INGENIERIA**, certifico que el presente proyecto de obra civil, fue elaborado por mí o por mi equipo de trabajo, y que el mismo cumple con los requisitos técnicos y legales establecidos en la Ley de Ejercicio de la Profesión de Ingeniero y en el Reglamento de la Ley de Ejercicio de la Profesión de Ingeniero, y que el mismo es original y no ha sido alterado en ningún momento.

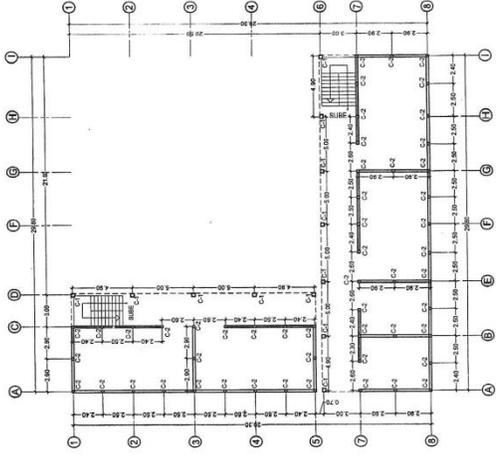
En Guatemala, a los **15** días del mes de **AGOSTO** del año **2023**.

ING. JUAN CARLOS GONZALEZ
 Ingeniero en Sistemas de Ingeniería

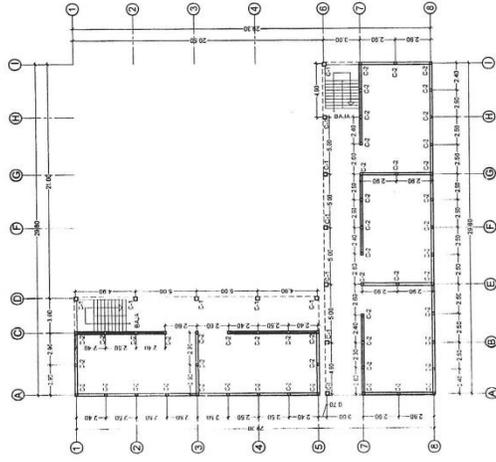
(Firma manuscrita)

Escuela de Ingeniería

PLANTA DE CIMENTACIÓN
 ESCALA 1:100
 PRIMER NIVEL



PLANTA DE COLUMNA
PRIMER NIVEL ESCALA 1:150



PLANTA DE COLUMNA
SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:150



DETALLE DE COLUMNA C-2
ESCALA 1:20



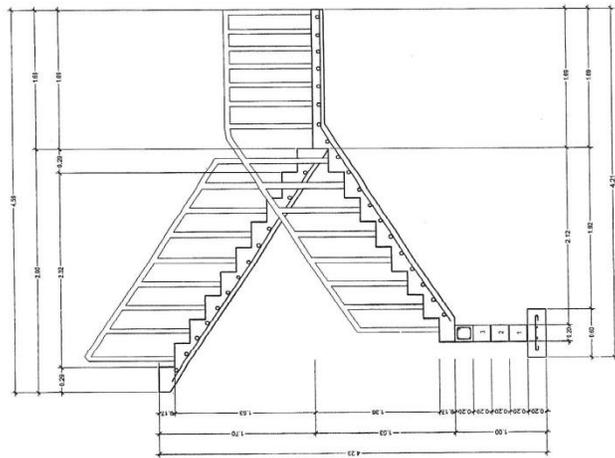
DETALLE DE COLUMNA C-1
ESCALA 1:20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
CARRILLO DE LA PENITA, GUATEMALA

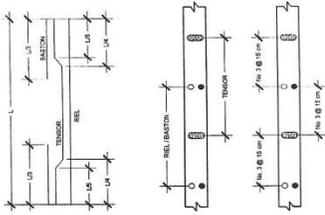
PROYECTO DE INGENIERIA
DISEÑO DE UN SISTEMA DE COLUMNAS
PARA UN EDIFICIO DE OFICINAS
EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE GUATEMALA

PROFESOR: DR. JUAN CARLOS MORALES
ESTUDIANTE: [Nombre del estudiante]
FECHA: [Fecha]

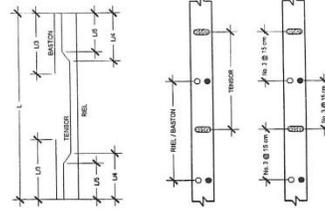
INSTITUTO DE INGENIERIA



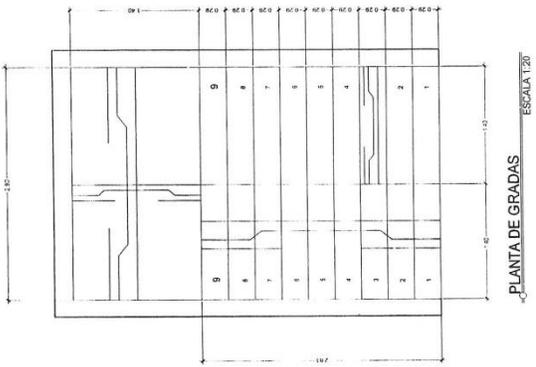
ELEVACIÓN DE GRADAS
ESCALA 1:20



DETALLE DE LOSA DESCANSO
ESCALA 1:50



DETALLE DE LOSA GRADAS
ESCALA 1:50



PLANTA DE GRADAS
ESCALA 1:20

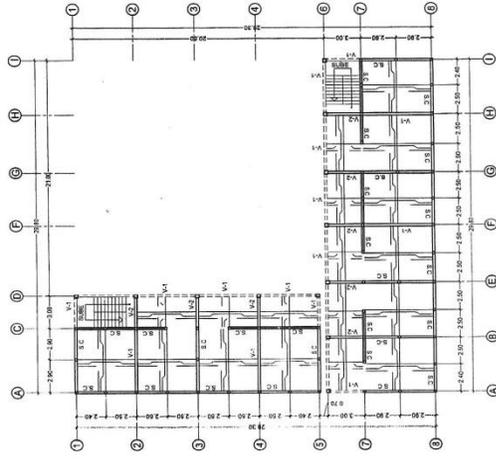
NOTAS:
 1. ESTRUCTURA DE LOSA DEBIDA $f = 40 \text{ MPa}$
 2. ARMADO DE LOSA DE CONCRETO A UTILIZAR ES $30 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$
 3. ACERO DE ARMADO DE ACERA A UTILIZAR ES 10 mm
 4. PLANOS DE GRADAS A UTILIZAR EN EL DISEÑO
 5. ELEVACIONES DE GRADAS
 6. ELEVACIONES DE GRADAS A UTILIZAR EN EL DISEÑO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

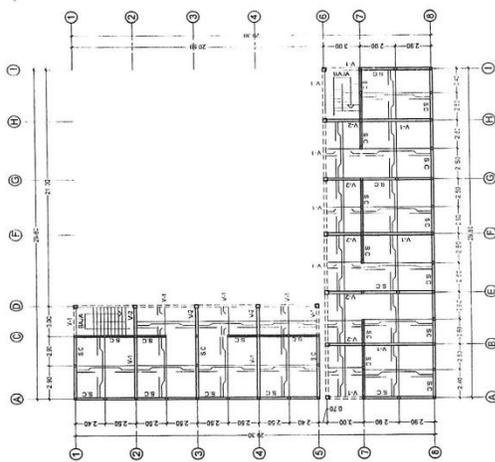
PROFESOR: DR. JOSE ANTONIO GONZALEZ
 ASISTENTE: DR. JOSE ANTONIO GONZALEZ
 ESTUDIANTE: DR. JOSE ANTONIO GONZALEZ

FECHA: 15/05/2023
 TITULO: DISEÑO DE GRADAS

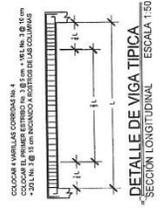
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



PLANTA DE LOSAS
PRIMER NIVEL
ESCALA 1:150



PLANTA DE LOSAS
SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:150



DETALLE DE VIGA TIPICA
SECCION LONGITUDINAL
ESCALA 1:50



DETALLE DE VIGA V-1
ESCALA 1:20



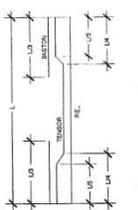
DETALLE DE VIGA V-2
ESCALA 1:20



DETALLE DE SOLERA DE CORONA
ESCALA 1:20



DETALLE DE SOLERAS
HIDROFUGA E INTERMEDIA
ESCALA 1:20



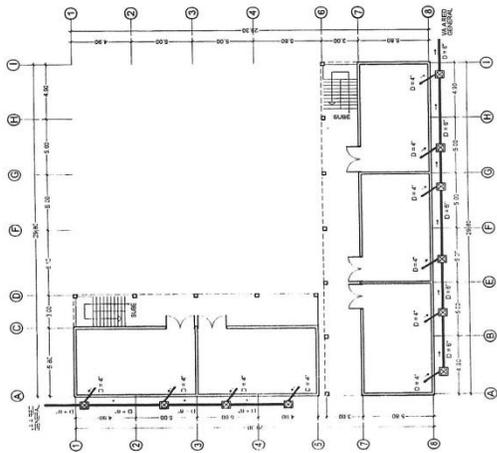
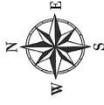
DETALLE DE LOSA
ESCALA 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL

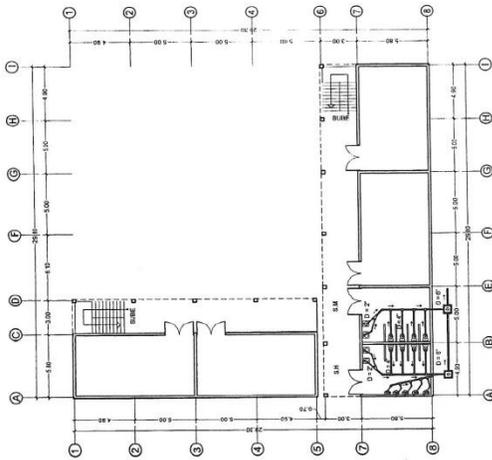
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL

- NOTAS
1. SE DEBE DE CONSIDERAR LA EXISTENCIA DE LAS VIGILLAS EN EL NIVEL DE LOSA.
 2. LA CANTIDAD DE VIGILLAS DEBE DE SER LA INDICADA EN EL DISEÑO.
 3. LA CANTIDAD DE VIGILLAS DEBE DE SER LA INDICADA EN EL DISEÑO.
 4. LA CANTIDAD DE VIGILLAS DEBE DE SER LA INDICADA EN EL DISEÑO.
 5. LA CANTIDAD DE VIGILLAS DEBE DE SER LA INDICADA EN EL DISEÑO.
 6. LA CANTIDAD DE VIGILLAS DEBE DE SER LA INDICADA EN EL DISEÑO.
 7. LA CANTIDAD DE VIGILLAS DEBE DE SER LA INDICADA EN EL DISEÑO.
 8. LA CANTIDAD DE VIGILLAS DEBE DE SER LA INDICADA EN EL DISEÑO.
 9. LA CANTIDAD DE VIGILLAS DEBE DE SER LA INDICADA EN EL DISEÑO.
 10. LA CANTIDAD DE VIGILLAS DEBE DE SER LA INDICADA EN EL DISEÑO.



PLANTA DE INSTALACION PLUVIAL
SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:150



PLANTA DE INSTALACION SANITARIA
PRIMER NIVEL
ESCALA 1:150

- NOTAS:**
1. PLANIFICACION DEL DISEÑO DE LA OBRA.
 2. LAS DIMENSIONES INDICADAS SON LAS DE LA OBRA.
 3. LAS DIMENSIONES INDICADAS SON LAS DE LA OBRA.
 4. SE DEBE VERIFICAR LA UBICACION DE LOS PUNTOS DE MUESTREO.
 5. SE DEBE VERIFICAR LA UBICACION DE LOS PUNTOS DE MUESTREO.
 6. SE DEBE VERIFICAR LA UBICACION DE LOS PUNTOS DE MUESTREO.

NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	AGUA FRÍA
	AGUA CALIENTE
	AGUA FRÍA
	AGUA CALIENTE

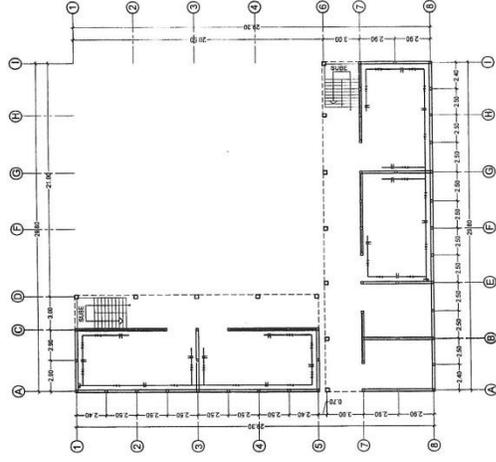
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL

Centro de Estudios Científicos y Tecnológicos
CETEC
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL
CATEDRA DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA
CATEDRA DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA
CATEDRA DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA
CATEDRA DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA

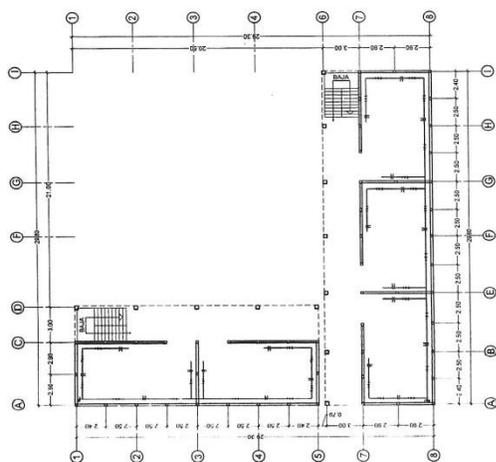
PROYECTO DE: PLANTA DE INSTALACION PLUVIAL Y SANITARIA
AUTOR: [Nombre del Autor]
FECHA: [Fecha]

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE: PLANTA DE INSTALACION PLUVIAL Y SANITARIA
AUTOR: [Nombre del Autor]
FECHA: [Fecha]



PLANTA DE INSTALACIÓN ELÉCTRICA DE FUERZA - SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:150

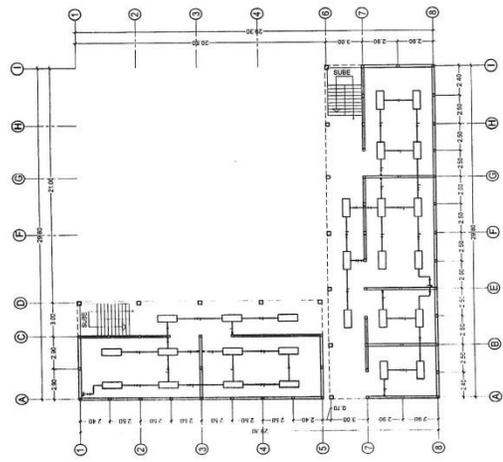


PLANTA DE INSTALACIÓN ELÉCTRICA DE FUERZA - SEGUNDO NIVEL ESCALA 1:150

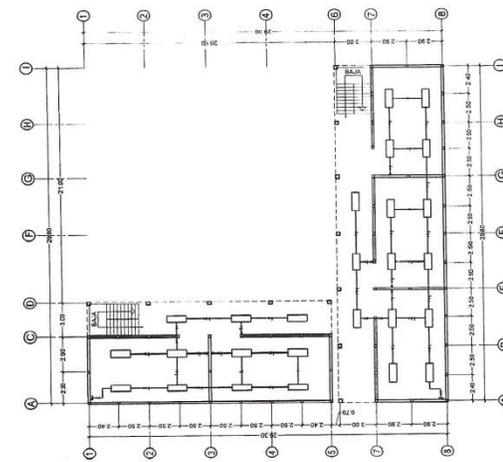
NOMENCLATURA	
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN
1	PARED
2	TUBERÍA DE DISTRIBUCIÓN DE 1.75 IN. Ø
3	CONCRETO
4	AC. 15/20
5	AC. 10/15
6	AC. 5/7.5
7	AC. 2.5/3.5
8	AC. 1.5/2.5
9	AC. 0.75/1.25
10	AC. 0.375/0.625
11	AC. 0.1875/0.3125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA INDUSTRIAL
GUATEMALA

Nombre: [Handwritten Name]
Código: [Handwritten Code]
Fecha: [Handwritten Date]



PLANTA DE INSTALACIÓN
ELECTRICA DE ILUMINACIÓN
SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:50



PLANTA DE INSTALACIÓN
ELECTRICA DE ILUMINACIÓN
SEGUNDO NIVEL
ESCALA 1:50

NOMENCLATURA		DESCRIPCIÓN
SW022	US. FALSA	RESERVA
▲	ALBA	TUBO DE 200 x 200 mm, 1.5 x 1.5"
○	PC	PC

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES
EN INGENIERIA ELÉCTRICA

San Carlos
GUATEMALA

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES
EN INGENIERIA ELÉCTRICA

PROYECTO DE: INSTALACIÓN ELÉCTRICA DE ILUMINACIÓN

FECHA: 15/05/2018

PROFESOR: DR. JOSE MANUEL GONZALEZ

ESTUDIANTE: CARLOS ANTONIO GONZALEZ

GRUPO: 13

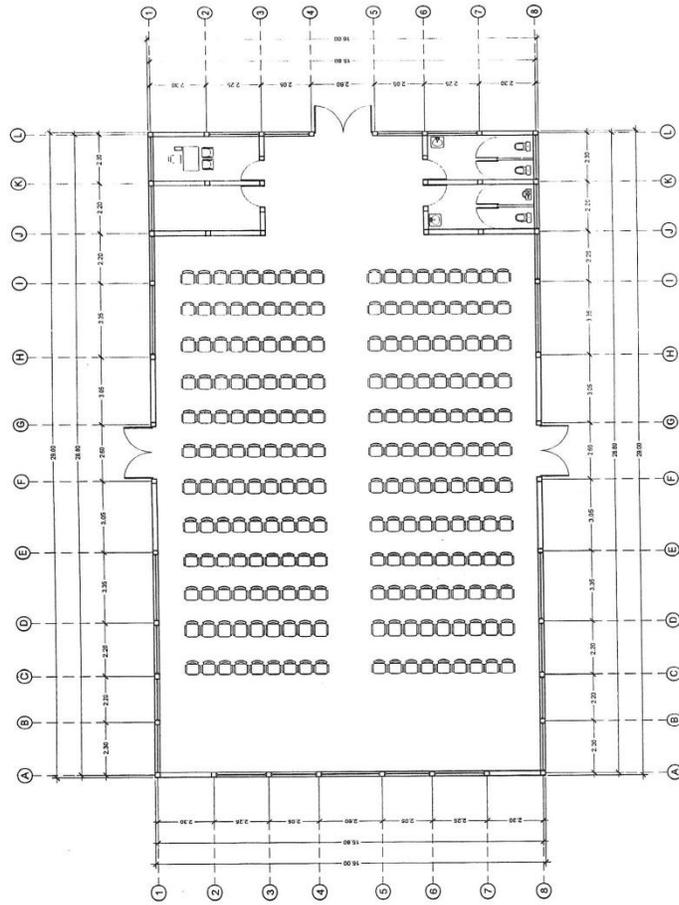
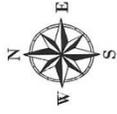
Firma del Estudiante

Firma del Profesor

Fecha de Emisión

Apéndice 2. **Diseño de salón de usos múltiples**

Fuente: elaboración propia.



PLANTA ARQUITECTÓNICA
ESCALA 1/75

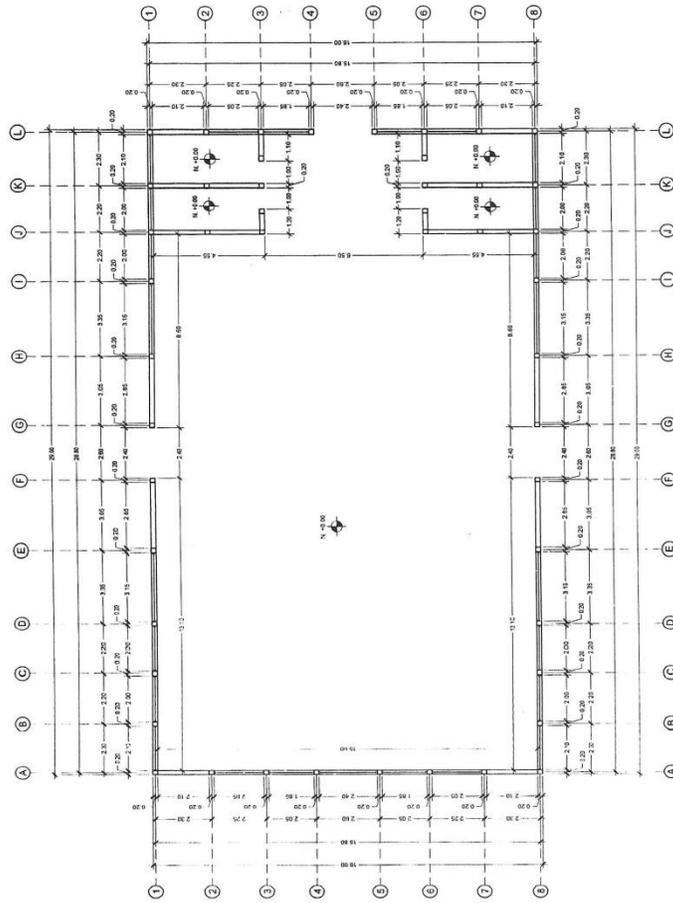
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE DISEÑO DE UN CENTRO DE INVESTIGACIÓN EN INGENIERÍA CIVIL

PROFESOR: DR. JOSÉ ANTONIO GONZÁLEZ
ALUMNO: [Nombre del alumno]

FECHA: 15/05/2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



PLANTA ACOTADA
ESCALA 1/15

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
INSTITUTO DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

PROFESOR: MSc. J. J. GONZALEZ
ESTUDIANTE: MSc. J. J. GONZALEZ

FECHA: 15/05/2017

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

PROFESOR: MSc. J. J. GONZALEZ
ESTUDIANTE: MSc. J. J. GONZALEZ

FECHA: 15/05/2017

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

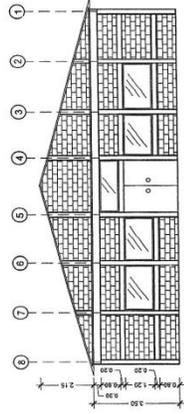
PROFESOR: MSc. J. J. GONZALEZ
ESTUDIANTE: MSc. J. J. GONZALEZ

FECHA: 15/05/2017

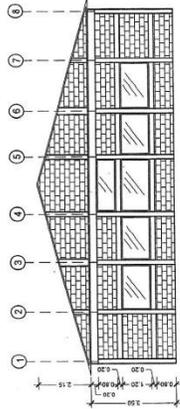
PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DEL TEMPLO DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

PROFESOR: MSc. J. J. GONZALEZ
ESTUDIANTE: MSc. J. J. GONZALEZ

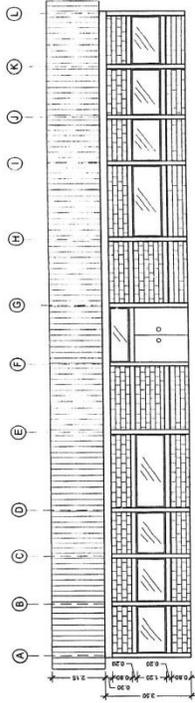
FECHA: 15/05/2017



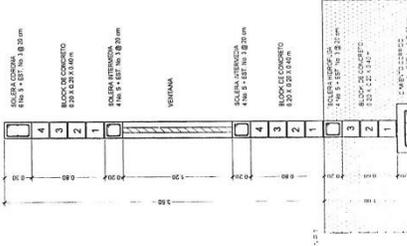
ELEVACION LATERAL
ESCALA 1:75



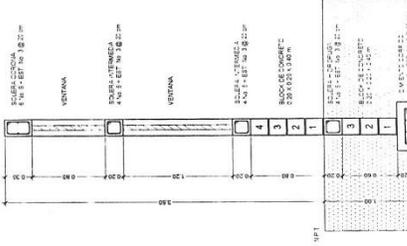
ELEVACION LATERAL
ESCALA 1:75



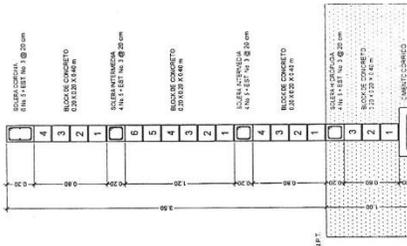
ELEVACION FRONTAL Y POSTERIOR
ESCALA 1:75



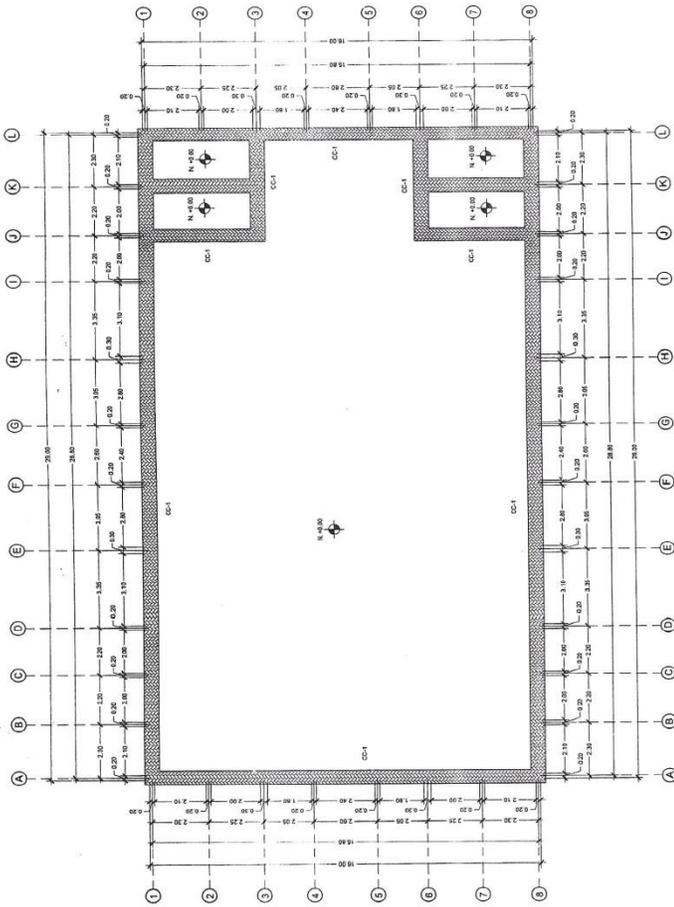
CORTE D - D
ESCALA 1:20



CORTE 4 - 4
ESCALA 1:20



LEVANTADO DE MURO
ESCALA 1:20



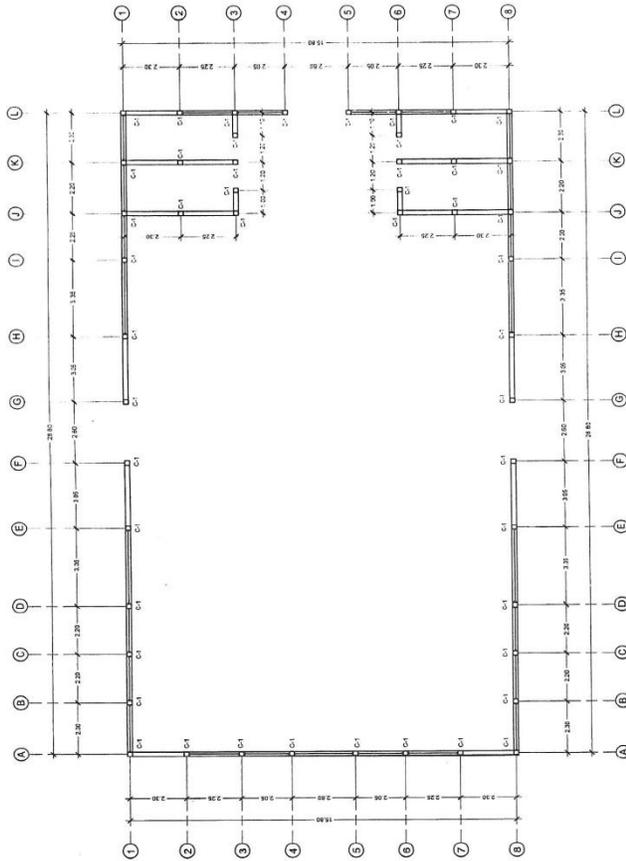
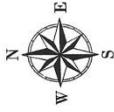
NOMENCLATURA		
CC-1	ESPECIFICACION	CC-1: CEMENTO COMPO
CC-2	ESPECIFICACION	CC-2: CEMENTO COMPO

PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESCALA 1/15

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

INGENIERO DE ARQUITECTURA
NOMBRE: [Redacted]
CÓDIGO: [Redacted]
FECHA: [Redacted]

INGENIERO DE ARQUITECTURA
NOMBRE: [Redacted]
CÓDIGO: [Redacted]
FECHA: [Redacted]



PLANTA DE COLUMNA
ESCALA 1/75



DETALLE DE COLUMNA C-1
ESCALA 1/20

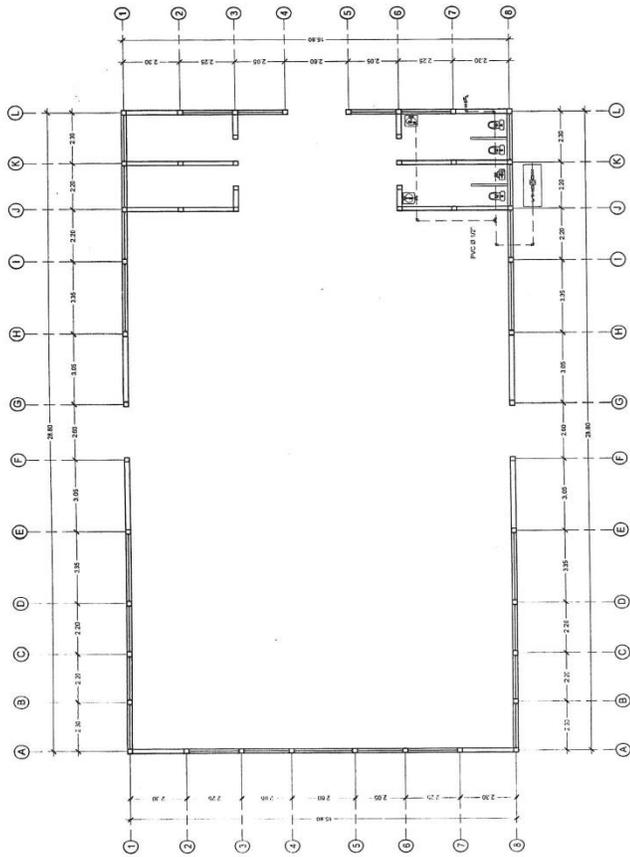


DETALLE DE SOLERAS
HIDROFUGA E INTERMEDIA
ESCALA 1/20



DETALLE DE SOLERA DE CORONA
ESCALA 1/20





NOMENCLATURA	
Símbolo	Descripción
	SEÑAL DE TUBERÍA EN ALAMBREZA
	VALVULA
	TUBO DE METER
	TUBO CON VALVULA
	TUBO CON VALVULA Y METER
	TUBO CON VALVULA Y METER Y METER
	TUBO CON VALVULA Y METER Y METER Y METER
	TUBO CON VALVULA Y METER Y METER Y METER Y METER
	TUBO CON VALVULA Y METER Y METER Y METER Y METER Y METER
	TUBO CON VALVULA Y METER Y METER Y METER Y METER Y METER Y METER
	TUBO CON VALVULA Y METER
	TUBO CON VALVULA Y METER
	TUBO CON VALVULA Y METER

NOTAS:

1. ESCALA AL TUBERIA SEGUN EL PISO DE 0.00 DEL PLANO.
2. TUBERIA EN ALAMBREZA.
3. TUBERIA EN TUBERIA DE ALAMBREZA.
4. TUBERIA EN TUBERIA DE ALAMBREZA.
5. TUBERIA EN TUBERIA DE ALAMBREZA.
6. TUBERIA EN TUBERIA DE ALAMBREZA.
7. TUBERIA EN TUBERIA DE ALAMBREZA.
8. TUBERIA EN TUBERIA DE ALAMBREZA.

PLANTA DE INSTALACION HIDRAULICA
ESCALA 1:75

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA EN INGENIERIA EN SISTEMAS DE ENGENIERIA

INGENIERIA EN SISTEMAS DE ENGENIERIA

PROYECTO DE GRADO

TITULO: ...

ALUMNO: ...

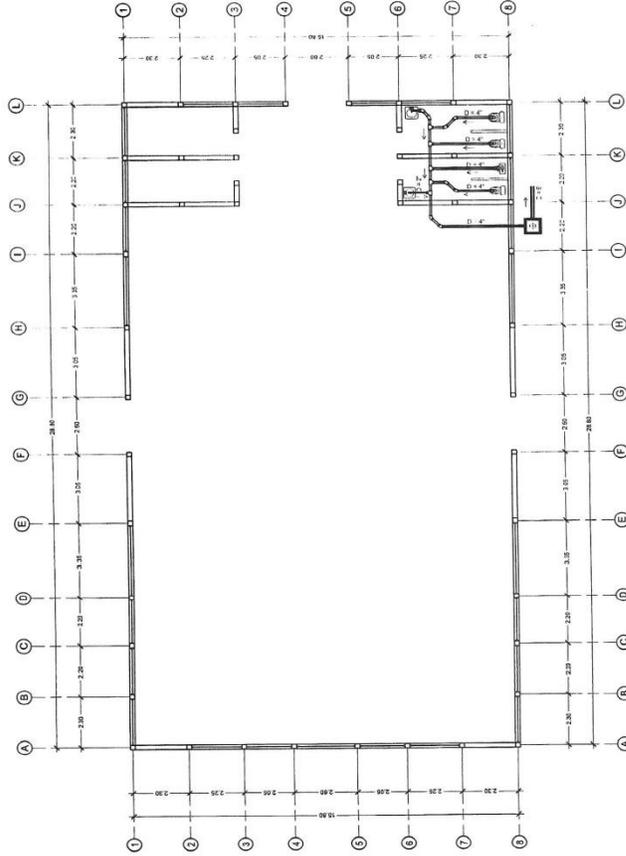
FECHA: ...

GRUPO: ...

PROFESOR: ...

AYUDANTE: ...

Facultad de Ingeniería



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
B	CODIGO DE ELABORACIÓN
C	CODIGO DE REGISTRO
D	CODIGO DE PROYECTO
E	REDUCTOR
F	TEL. PÓRCEL.
G	TUBO DE PÓRCEL. NEGROS

NOTAS

1. EN LA PLANTA DE BARRIO SE UBICARON LAS UNIDADES SANITARIAS EN EL PASADIZO DE LA ESCALA 115.
2. A LAS REDES SANITARIAS SE LES ASIGNÓ UN NÚMERO DE IDENTIFICACIÓN PARA SU IDENTIFICACIÓN Y LOCALIZACIÓN.
3. SE UBICARON LOS PUNOS DE MUESTREO EN LAS TUBERÍAS DE LAS UNIDADES SANITARIAS.
4. SE UBICARON LOS PUNOS DE MUESTREO EN LAS TUBERÍAS DE LAS UNIDADES SANITARIAS.
5. SE UBICARON LOS PUNOS DE MUESTREO EN LAS TUBERÍAS DE LAS UNIDADES SANITARIAS.
6. SE UBICARON LOS PUNOS DE MUESTREO EN LAS TUBERÍAS DE LAS UNIDADES SANITARIAS.
7. SE UBICARON LOS PUNOS DE MUESTREO EN LAS TUBERÍAS DE LAS UNIDADES SANITARIAS.
8. SE UBICARON LOS PUNOS DE MUESTREO EN LAS TUBERÍAS DE LAS UNIDADES SANITARIAS.

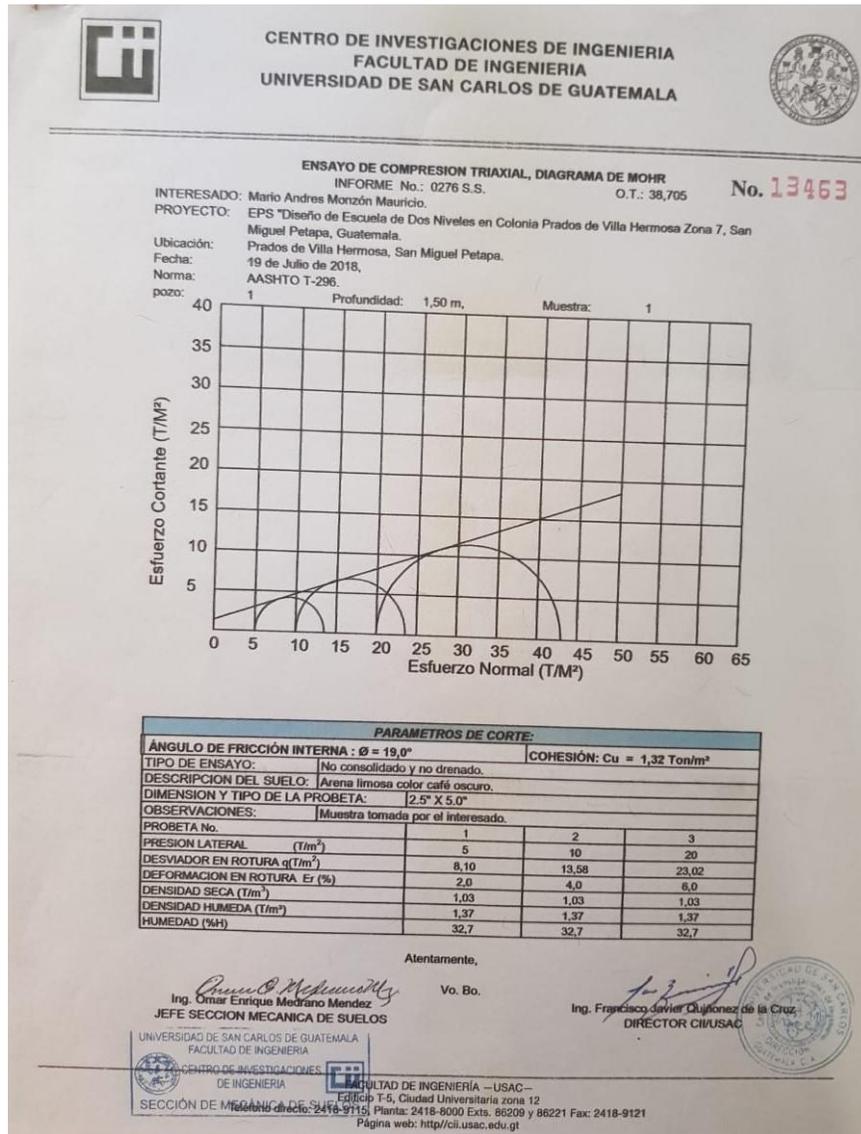
PLANTA DE INSTALACIÓN SANITARIA
ESCALA 115

UNIVERSIDAD AGRARIA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
CARRERA DE INGENIERÍA EN SISTEMAS SANITARIOS

PROYECTO: PLANTA DE INSTALACIÓN SANITARIA
CARRERA: INGENIERÍA EN SISTEMAS SANITARIOS
SEMESTRE: 2008
AUTOR: [Firma]
FECHA: [Fecha]
ESCALA: 1/12

ANEXOS

Anexo 1. Ensayo de compresión triaxial (Escuela de dos niveles)



Fuente: USAC. Facultad de Ingeniería. Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 2. Ensayo de granulometría (Escuela de dos niveles)



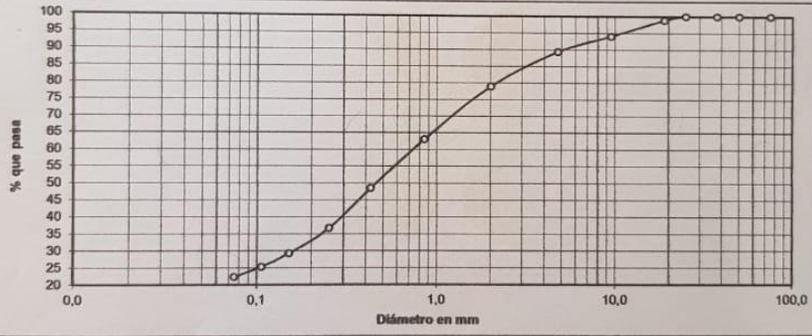
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 0277 S.S. O.T. No. 38,705 **No. 13464**

Interesado: Mario Andres Monzón Mauricio.
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices sin lavado previo.
 Norma: ASTM D6913-04, AASHTO T-27.
 Proyecto: EPS "Diseño de Escuela de Dos Niveles en Colonia Prados de Villa Hermosa Zona 7, San Miguel Petapa, Guatemala.
 Ubicación: Prados de Villa Hermosa, San Miguel Petapa.
 Fecha: 19 de Julio de 2018.

Análisis con Tamices:					
Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100,00	10	2.00 mm	78,96
2"	50 mm	100,00	20	850 µm	63,09
1 1/2"	37.5 mm	100,00	40	425 µm	48,50
1"	25 mm	100,00	60	250 µm	36,70
3/4"	19.0 mm	98,89	100	150 µm	29,22
3/8"	9.5 mm	94,07	140	106 µm	25,29
4	4.75 mm	89,37	200	75 µm	22,23

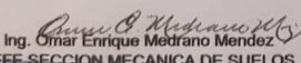


Descripción del suelo:		Arena limosa color café oscuro.			
Clasificación:	S.C.U.:	SM	% de Grava: 10,63	D10=— mm.	
	P.R.A.:	A-1-b	% de Arena: 67,14	D30=0,17 mm.	
			% de finos: 22,23	D60=1,07 mm.	

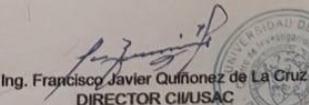
Observaciones: Muestra tomada por personal del laboratorio.

Alientamente,

Vo. Bo.:



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
JEFE SECCION MECANICA DE SUELOS



Ing. Francisco Javier Quiñonez de La Cruz
DIRECTOR CI/USAC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
SECCION DE MECANICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: USAC. Facultad de Ingeniería. Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 3. **Ensayo de límites de Atterberg (Escuela de dos niveles)**



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



No. 13465

INFORME No. 0278 S.S.

O.T.: 38,705

Interesado: Mario Andres Monzón Mauricio.

Proyecto: EPS "Diseño de Escuela de Dos Niveles en Colonia Prados de Villa Hermosa Zona 7, San Miguel Petapa, Guatemala.

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Prados de Villa Hermosa, San Miguel Petapa.

FECHA: 19 de Julio de 2018.

RESULTADOS:					
ENSAYO No.	Muestra	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0,0	0,0	SM	Arena limosa color café oscuro

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

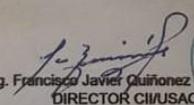
Observaciones: Muestra tomada por personal del laboratorio.

Atentamente,

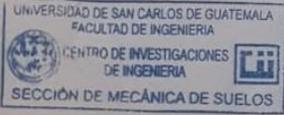


Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
JEFE SECCION MECANICA DE SUELOS

Vo. Bo.:



Ing. Francisco Javier Quiñonez de La Cruz
DIRECTOR CI/USAC

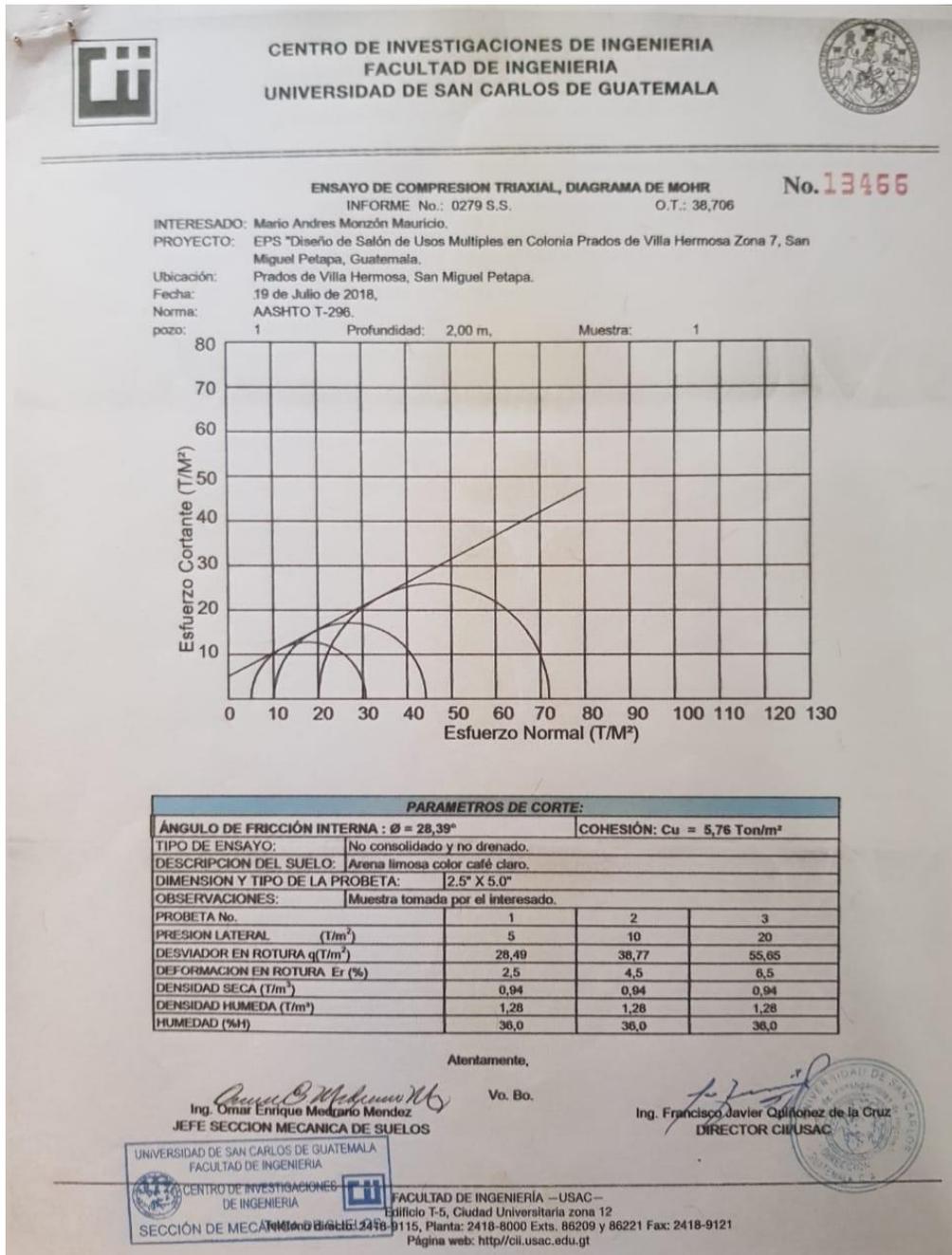




FACULTAD DE INGENIERÍA –USAC–
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: USAC. Facultad de Ingeniería. Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 4. Ensayo de compresión triaxial (salón de usos múltiples)



Fuente: USAC. Facultad de Ingeniería. Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 5. Ensayo de granulometría (Salón de usos múltiples)



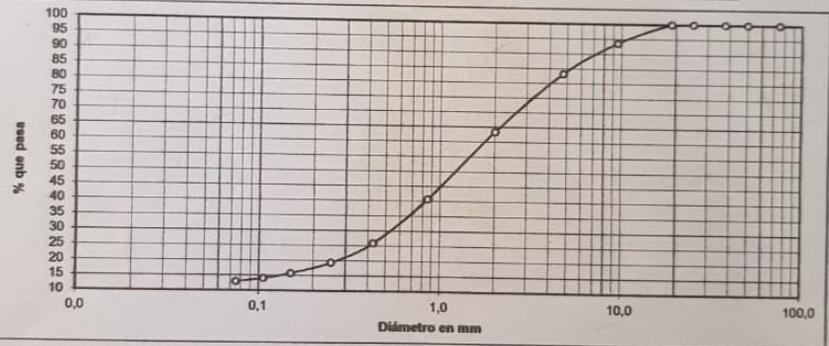
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 0280 S.S. O.T. No. 38,706 No. **13467**

Interesado: Mario Andres Monzón Mauricio.
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico con tamices sin lavado previo.
 Norma: ASTM D6913-04, AASHTO T-27,
 Proyecto: EPS "Diseño de Salón de Usos Múltiples en Colonia Prados de Villa Hermosa Zona 7, San Miguel Petapa, Guatemala.
 Ubicación: Prados de Villa Hermosa, San Miguel Petapa.
 Fecha: 19 de Julio de 2018.

Análisis con Tamices:					
Tamiz	Abertura	% que pasa	Tamiz	Abertura	% que pasa
3"	75 mm	100,00	10	2,00 mm	63,43
2"	50 mm	100,00	20	850 µm	40,66
1 1/2"	37,5 mm	100,00	40	425 µm	25,84
1"	25 mm	100,00	60	250 µm	19,26
3/4"	19,0 mm	100,00	100	150 µm	15,73
3/8"	9,5 mm	93,66	140	106 µm	14,00
4	4,75 mm	83,21	200	75 µm	12,88

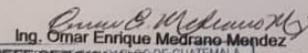


Descripción del suelo:	Arena limosa color café claro.			
Clasificación:	S.C.U.:	SM	% de Grava: 16,79	D10=— mm.
	P.R.A.:	A-1-b	% de Arena: 70,33	D30=0,64 mm.
			% de finos: 12,88	D60=1,89 mm.

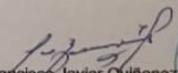
Observaciones: Muestra tomada por personal del laboratorio.

Atentamente,

Vo. Bo.:



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
JEFE SECCIÓN MECÁNICA DE SUELOS



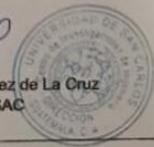
Ing. Francisco Javier Quiñonez de La Cruz
DIRECTOR CIUSAC



CENTRO DE INVESTIGACIONES
DE INGENIERIA



FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



Fuente: USAC. Facultad de Ingeniería. Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 6. **Ensayo de límites de Atterberg (Salón de usos múltiples)**



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



No. 13468

INFORME No. 0281 S.S. O.T.: 38,706

Interesado: Mario Andres Monzón Mauricio.

Proyecto: EPS "Diseño de Salón de Usos Múltiples en Colonia Prados de Villa Hermosa Zona 7, San Miguel Petapa, Guatemala.

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG

Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Prados de Villa Hermosa, San Miguel Petapa.

FECHA: 19 de Julio de 2018,

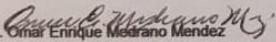
RESULTADOS:					
ENSAYO No.	Muestra	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0,0	0,0	SM	Arena limosa color café claro

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

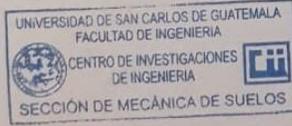
(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por personal del laboratorio.

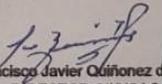
Atentamente,



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
JEFE SECCION MECANICA DE SUELOS



Vo. Bo.:



Ing. Francisco Javier Quiñonez de La Cruz
DIRECTOR CII/USAC



FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: USAC. Facultad de Ingeniería. Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 7. Coeficientes para momentos negativos en losas

Coeficientes para momentos negativos en losas*

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} w l_a^2 \quad \text{donde } w = \text{carga muerta más viva uniforme total}$$

$$M_{b,neg} = C_{b,neg} w l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00									
$C_{a,neg}$ $C_{b,neg}$		0.045 0.045	0.076	0.050 0.050	0.075	0.071	0.071	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95		0.050 0.041	0.072	0.055 0.045	0.079	0.075	0.067	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90		0.055 0.037	0.070	0.060 0.040	0.080	0.079	0.062	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85		0.060 0.031	0.065	0.066 0.034	0.082	0.083	0.057	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80		0.065 0.027	0.061	0.071 0.029	0.083	0.086	0.051	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75		0.069 0.022	0.056	0.076 0.024	0.085	0.088	0.044	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70		0.074 0.017	0.050	0.081 0.019	0.086	0.091	0.038	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65		0.077 0.014	0.043	0.085 0.015	0.087	0.093	0.031	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60		0.081 0.010	0.035	0.089 0.011	0.088	0.095	0.024	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55		0.084 0.007	0.028	0.092 0.008	0.089	0.096	0.019	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50		0.086 0.006	0.022	0.094 0.006	0.090	0.097	0.014	0.089 0.010	0.088 0.003

* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSO, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 378.

Anexo 8. **Coefficientes para momentos positivos debido a carga viva en losas**

Coefficientes para momentos positivos debidos a carga viva en losas¹⁾

$$M_{e,posit,il} = C_{e,il} w l_i^2$$

donde w = carga viva uniforme total

$$M_{b,posit,il} = C_{b,il} w l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_e}{l_b}$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	
	<input type="checkbox"/>									
1.00	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.036 0.036	0.027 0.027	0.027 0.032	0.032 0.032	0.032 0.027	0.035 0.032	0.032 0.035	0.028 0.030	0.030 0.028
0.95	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.040 0.033	0.030 0.025	0.031 0.029	0.035 0.029	0.034 0.024	0.038 0.029	0.036 0.032	0.031 0.027	0.032 0.025
0.90	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.045 0.029	0.034 0.022	0.035 0.027	0.039 0.026	0.037 0.021	0.042 0.025	0.040 0.029	0.035 0.024	0.036 0.022
0.85	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.050 0.026	0.037 0.019	0.040 0.024	0.043 0.023	0.041 0.019	0.046 0.022	0.045 0.026	0.040 0.022	0.039 0.020
0.80	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.056 0.023	0.041 0.017	0.045 0.022	0.048 0.020	0.044 0.016	0.051 0.019	0.051 0.023	0.044 0.019	0.042 0.017
0.75	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.061 0.019	0.045 0.014	0.051 0.019	0.052 0.016	0.047 0.013	0.055 0.016	0.056 0.020	0.049 0.016	0.046 0.013
0.70	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.068 0.016	0.049 0.012	0.057 0.016	0.057 0.014	0.051 0.011	0.060 0.013	0.063 0.017	0.054 0.014	0.050 0.011
0.65	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.074 0.013	0.053 0.010	0.064 0.014	0.062 0.011	0.055 0.009	0.064 0.010	0.070 0.014	0.059 0.011	0.054 0.009
0.60	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.081 0.010	0.058 0.007	0.071 0.011	0.067 0.009	0.059 0.007	0.068 0.008	0.077 0.011	0.065 0.009	0.059 0.007
0.55	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.088 0.008	0.062 0.006	0.080 0.009	0.072 0.007	0.063 0.005	0.073 0.006	0.085 0.009	0.070 0.007	0.063 0.006
0.50	$C_{e,il}$ $C_{b,il}$	0.095 0.006	0.066 0.004	0.088 0.007	0.077 0.005	0.067 0.004	0.078 0.005	0.092 0.007	0.076 0.005	0.067 0.004

¹⁾ Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSO, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 380.

Anexo 9. **Coefficientes para momentos positivos debido a carga muerta en losas**

Coefficientes para momentos positivos debidos a carga muerta en losas**

$$M_{a, pos, dl} = C_{a, dl} w l_a^2$$

donde w = carga muerta uniforme total

$$M_{b, pos, dl} = C_{b, dl} w l_b^2$$

Relación $m = \frac{l_a}{l_b}$	Caso1	Caso2	Caso3	Caso4	Caso5	Caso6	Caso7	Caso8	Caso9
1.00									
$C_{a, dl}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
$C_{b, dl}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95									
$C_{a, dl}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
$C_{b, dl}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90									
$C_{a, dl}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
$C_{b, dl}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85									
$C_{a, dl}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
$C_{b, dl}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80									
$C_{a, dl}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
$C_{b, dl}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75									
$C_{a, dl}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
$C_{b, dl}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70									
$C_{a, dl}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
$C_{b, dl}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65									
$C_{a, dl}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
$C_{b, dl}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60									
$C_{a, dl}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
$C_{b, dl}$	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55									
$C_{a, dl}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
$C_{b, dl}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50									
$C_{a, dl}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
$C_{b, dl}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

* Un borde achurado indica que la losa continúa a través o se encuentra empotrada en el apoyo; un borde sin marcas indica un apoyo donde la resistencia torsional es despreciable.

Fuente: NILSO, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 379.

Anexo 10. Selección de pernos

3.2.3 Sistema de anclaje adhesivo HIT-HY 200

3.2.3.3.3 Adhesivo HIT-HY 200 con varilla roscada HAS



Figura 9 – Condiciones de instalación de la varilla roscada HAS

Condiciones de concreto admisibles	Concreto no fisurado	Concreto seco	Métodos de perforación admisibles	Perforación con taladro con broca con cabeza de carburo
	Concreto fisurado	Concreto saturado		Broca Hueca Hilti TE-CD o TE-YD

Tabla 38 – Especificaciones de la varilla roscada HAS

Información de instalación	Símbolo	U	Diámetro nominal de la varilla							
			3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1-1/4	
Diámetro nominal de la broca	d_s	pulg.	7/16	9/16	3/4	7/8	1	1-1/8	1-3/8	
Empotramiento efectivo	Mínimo	$h_{ef,min}$	pulg. 2-3/8 (60)	2-3/4 (70)	3-1/8 (79)	3-1/2 (89)	3-1/2 (89)	4 (102)	5 (127)	
	Máximo	$h_{ef,max}$	pulg. 7-1/2 (191)	10 (254)	12-1/2 (318)	15 (381)	17-1/2 (445)	20 (508)	25 (635)	
Diámetro de la fijación del dispositivo	a través de la placa		pulg. 1/2 (12.7)	5/8 (15.9)	13/16" (20.6)	15/16" (23.8)	1-1/8" (28.6)	1-1/4" (31.8)	1-1/2" (38.1)	
	directo en el concreto		pulg. 7/16 (11.1)	9/16 (14.3)	11/16 (17.5)	13/16 (20.6)	15/16 (23.8)	1-1/8 (28.6)	1-3/8 (34.9)	
Torque de instalación	T_{inst}	ft-lb (Nm)	15 (20)	30 (40)	60 (80)	100 (136)	125 (169)	150 (203)	200 (271)	
Espesor mínimo del elemento de concreto	h_{mn}	pulg. (mm)	$h_{ef} + 1-1/4$ ($h_{ef} + 30$)		$h_{ef} + 2d_s$					
Distancia al borde mínima	c_{min}	pulg. (mm)	1-7/8 (48)	2-1/2 (64)	3-1/8 (79)	3-3/4 (95)	4-3/8 (111)	5 (127)	6-1/4 (159)	
Espacido mínimo	s_{min}	pulg. (mm)	1-7/8 (48)	2-1/2 (64)	3-1/8 (79)	3-3/4 (95)	4-3/8 (111)	5 (127)	6-1/4 (159)	

Figura 10 – Varillas roscadas HAS

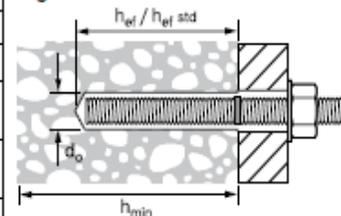


Figura 11 – Instalación con arandelas



Fuente: HILTI. Manual técnico de anclaje. p. 72.

Anexo 11. Esfuerzos permisibles

Sistema de anclaje adhesivo HIT-HY 200 3.2.3

Tabla 39 – Resistencia de diseño HIT-HY 200 con falla de concreto/adhesión para varillas roscadas en concreto no fisurado
1,2,3,4,5,6,7,8

Diámetro nominal del anclaje pulg.	Empotramiento efectivo pulg. (mm)	Tensión — ΦN_t or N_t				Corte — ΦV_t or V_t			
		$f'_c = 2500$ psi (17.2 MPa) lb (kN)	$f'_c = 3000$ psi (20.7 MPa) lb (kN)	$f'_c = 4000$ psi (27.6 MPa) lb (kN)	$f'_c = 6000$ psi (41.4 MPa) lb (kN)	$f'_c = 2500$ psi (17.2 MPa) lb (kN)	$f'_c = 3000$ psi (20.7 MPa) lb (kN)	$f'_c = 4000$ psi (27.6 MPa) lb (kN)	$f'_c = 6000$ psi (41.4 MPa) lb (kN)
3/8	2-3/8 (60)	2,855 (12.7)	3,125 (13.9)	3,415 (15.2)	3,620 (16.1)	3,075 (13.7)	3,370 (15.0)	3,680 (16.4)	3,900 (17.3)
	3-3/8 (86)	4,835 (21.5)	4,855 (21.6)	4,855 (21.6)	5,150 (22.9)	10,415 (46.3)	10,460 (46.5)	10,460 (46.5)	11,085 (49.3)
	4-1/2 (114)	6,475 (28.8)	6,475 (28.8)	6,475 (28.8)	6,865 (30.5)	13,945 (62.0)	13,945 (62.0)	13,945 (62.0)	14,785 (65.8)
	7-1/2 (191)	10,790 (48.0)	10,790 (48.0)	10,790 (48.0)	11,440 (50.9)	23,245 (103.4)	23,245 (103.4)	23,245 (103.4)	24,640 (109.6)
1/2	2-3/4 (70)	3,555 (15.8)	3,895 (17.3)	4,500 (20.0)	5,510 (24.5)	7,660 (34.1)	8,395 (37.3)	9,690 (43.1)	11,870 (52.8)
	4-1/2 (114)	7,445 (33.1)	8,155 (36.3)	8,635 (38.4)	9,150 (40.7)	16,035 (71.3)	17,570 (78.2)	18,595 (82.7)	19,710 (87.7)
	6 (152)	11,465 (51.0)	11,510 (51.2)	11,510 (51.2)	12,200 (54.3)	24,690 (109.8)	24,795 (110.3)	24,795 (110.3)	26,280 (116.9)
	10 (254)	19,185 (85.3)	19,185 (85.3)	19,185 (85.3)	20,335 (90.5)	41,320 (183.8)	41,320 (183.8)	41,320 (183.8)	43,800 (194.8)
5/8	3-1/8 (79)	4,310 (19.2)	4,720 (21.0)	5,450 (24.2)	6,675 (29.7)	9,280 (41.3)	10,165 (45.2)	11,740 (52.2)	14,380 (64.0)
	5-5/8 (143)	10,405 (46.3)	11,400 (50.7)	13,165 (58.6)	14,300 (63.6)	22,415 (99.7)	24,550 (109.2)	28,350 (126.1)	30,795 (137.0)
	7-1/2 (191)	16,020 (71.3)	17,550 (78.1)	17,985 (80.0)	19,065 (84.8)	34,505 (153.5)	37,800 (168.1)	38,740 (172.3)	41,065 (182.7)
	12-1/2 (318)	29,975 (133.3)	29,975 (133.3)	29,975 (133.3)	31,775 (141.3)	64,565 (287.2)	64,565 (287.2)	64,565 (287.2)	68,440 (304.4)
3/4	3-1/2 (89)	5,105 (22.7)	5,595 (24.9)	6,460 (28.7)	7,910 (35.2)	11,000 (48.9)	12,050 (53.6)	13,915 (61.9)	17,040 (75.8)
	6-3/4 (171)	13,680 (60.9)	14,985 (66.7)	17,305 (77.0)	20,590 (91.6)	29,460 (131.0)	32,275 (143.6)	37,265 (165.8)	44,350 (197.3)
	9 (229)	21,060 (93.7)	23,070 (102.6)	25,900 (115.2)	27,455 (122.1)	45,360 (201.8)	49,690 (221.0)	55,785 (248.1)	59,130 (263.0)
	15 (381)	43,165 (192.0)	43,165 (192.0)	43,165 (192.0)	45,755 (203.5)	92,975 (413.6)	92,975 (413.6)	92,975 (413.6)	98,550 (438.4)

Fuente: HILTI. *Manual técnico de anclaje*. p. 73.

