



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

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE
DOS NIVELES PARA EL BARRIO SAN FRANCISCO, DISEÑO Y
PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO PARA LA ALDEA PINAL DEL RÍO, MUNICIPIO DE
SAN JOSÉ EL ÍDOLO, SUCHITEPÉQUEZ**

Rudy Abegglen Santisteban Montufar
Asesorado por el Ing. Ángel Roberto Sic García

Guatemala, octubre de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES
PARA EL BARRIO SAN FRANCISCO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA PINAL DEL
RÍO, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ EL ÍDOLO, SUCHITEPÉQUEZ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA
DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
POR:

RUDY ABEGGLEN SANTISTEBAN MONTUFAR

ASESORADO POR EL ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

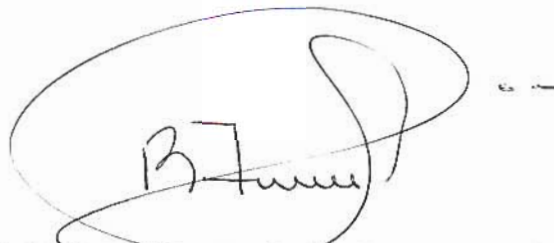
DECANO: Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR: Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR: Ing. Ángel Roberto Sic García
EXAMINADOR: Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
SECRETARIA: Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL BARRIO SAN FRANCISCO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA PINAL DEL RÍO, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ EL ÍDOLO, SUCHITEPÉQUEZ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha de 5 de septiembre de 2006.

A handwritten signature in black ink, enclosed within a large, loopy oval shape. The signature appears to be 'Rudy Abeglen Santisteban Montufar'.

RUDY ABEGLEN SANTISTEBAN MONTUFAR.



Guatemala, 20 de julio de 2007

Ref. EPS. C. 430.07.07

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

Estimado Ingeniero Boiton Velásquez.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado "**DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL BARRIO SAN FRANCISCO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA PINAL DEL RÍO, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ EL ÍDOLO, SUCHITEPÉQUEZ**" que fue desarrollado por el estudiante universitario **RUDY ABEGGLEN SANTISTEBAN MONTÚFAR**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el suscrito.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo en mi calidad de Asesor – Supervisor y Director apruebo su contenido; solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"*Id y Enseñad a Todos*"

Ing. Angel Roberto Sic García
Director Unidad de EPS



ARSG/jm



Guatemala,
10 de agosto de 2007

FACULTAD DE INGENIERÍA

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

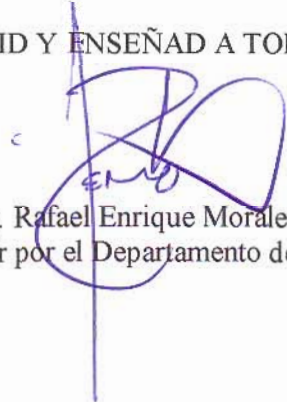
Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL BARRIO SAN FRANCISCO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA PINAL DEL RÍO, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ EL ÍDOLO, SUCHITEPEQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Rudy Abegglen Santisteban Montufar, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala,
3 de septiembre de 2007

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

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA EL BARRIO SAN FRANCISCO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA ALDEA PINAL DEL RÍO, MUNICIPIO DE SAN JOSÉ EL IDOLO SUCHITEPÉQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Rudy Abegglen Santisteban Montufar, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS:** Por que solo tú, sabes el esfuerzo y la dedicación con la que he alcanzado esta meta, gracias por toda tu protección y tus bendiciones derramadas sobre mí a lo largo de toda mi vida.
- Mis padres:** Rudy y Milena. Por su amor, esfuerzo y dedicación, inculcándome siempre valores, principios y demostrándome a través de su ejemplo el camino a seguir hacia una vida correcta.
- Mis hermanas:** Yael Pamela, Milgyam Alejandrina. Por su cariño incondicional, y ser siempre un buen ejemplo de superación.
- Mis abuelos:** José Antonio y Paly. Por sus sabios consejos y ser un apoyo importante en mi vida. Rubén y Edelmira (D.E.P.). Por sus bendiciones.
- Toda mi familia:** Por todo el apoyo brindado en toda mi formación académica.

Mis catedráticos:

Gracias por facilitar sus experiencias, que se convirtieron en valioso aprendizaje y que a partir de hoy marcarán mi desenvolvimiento profesional.

**Mis amigos y
compañeros de estudio:**

Por compartir su amistad y apoyarme a lo largo de estos años.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Aspectos monográficos del municipio de San José el Ídolo, departamento de Suchitepéquez	1
1.1.1 Descripción del lugar	1
1.1.2 Ubicación geográfica	2
1.1.3 Situación demográfica	2
1.1.4 Actividad económica y uso del suelo	2
1.1.5 Población e idioma	3
1.1.6 Características de la infraestructura	3
1.2 Diagnóstico sobre las principales necesidades de servicios básicos y de infraestructura del municipio	5
1.2.1 Descripción de las necesidades	5
1.2.2 Priorización de las necesidades	6

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño y planificación de edificación escolar de dos niveles para el Barrio San Francisco	9
2.1.1 Investigación preliminar	9

2.1.1.1	Descripción del proyecto	9
2.1.1.2	Descripción del espacio disponible	9
2.1.1.2.1	Localización del terreno	9
2.1.1.2.2	Topografía del terreno	10
2.1.1.3	Estudio de suelos	10
2.1.2	Normas utilizadas en el diseño de edificios educativos	11
2.1.2.1	Criterios de conjunto	12
2.1.2.2	Capacidad de área por alumno	12
2.1.2.2.1	Aula teórica de espacios educativos	13
2.1.2.3	Iluminación y ventilación	14
2.1.2.4	Instalaciones	15
2.1.3	Distribución arquitectónica	16
2.1.3.1	Predimensionamiento arquitectónico del edificio	16
2.1.3.1.1	Distribución de ambientes	18
2.1.3.1.2	Altura del edificio	19
2.1.3.2	Descripción del sistema estructural a utilizar	19
2.1.3.3	Modelos matemáticos de marcos dúctiles con nudos rígidos	20
2.1.4	Predimensionamiento de elementos estructurales	21
2.1.4.1	Losas	21
2.1.4.2	Vigas	23
2.1.4.3	Columnas	24
2.1.5	Cargas aplicadas a marcos dúctiles	26
2.1.5.1	Cargas verticales	27
2.1.5.1.1	Cargas vivas	27
2.1.5.1.2	Cargas muertas	28
2.1.5.2	Cargas horizontales	28
2.1.5.2.1	Carga sísmica	29
2.1.6	Integración de cargas	29

2.1.6.1	Integración de carga vertical	29
2.1.6.1.1	Método de áreas tributarias	29
2.1.6.2	Integración de carga horizontal	34
2.1.6.2.1	Método estático equivalente o corte basal	35
2.1.6.2.1.1	Fuerzas por nivel	40
2.1.6.2.1.2	Fuerzas por marco	43
2.1.6.2.1.3	Fuerzas del marco por torsión	46
2.1.7	Análisis estructural	53
2.1.7.1	Métodos exactos	53
2.1.7.1.1	Resumen general método de Kani	54
2.1.7.2	Método de Kani, carga muerta marco típico eje Y	57
2.1.7.3	Resultados del análisis estructural marco típico sentido Y.	62
2.1.8	Envolvente de momentos	65
2.1.8.1	Cálculo de envolvente de momentos	65
2.1.8.2	Cálculo de momentos positivos en las vigas	66
2.1.8.3	Resultados de momentos últimos del marco típico del eje Y	67
2.1.9	Cálculo de fuerzas de corte marco típico eje Y	69
2.1.10	Diagrama de fuerzas de corte marco típico eje Y	70
2.1.11	Resultado de análisis estructural marco típico eje X	71
2.1.12	Diseño estructural	73
2.1.12.1	Diseño de losas	74
2.1.12.2	Diseño de vigas	84
2.1.12.3	Diseño de columnas	92
2.1.12.4	Diseño de cimentación	102
2.1.12.5	Diseño de escaleras	110
2.1.13	Presupuesto	114
2.1.14	Cronograma de ejecución	116

2.2	Diseño y planificación del sistema de alcantarillado sanitario para la Aldea Pinal del Río	117
2.2.1	Sistemas de alcantarillado	117
2.2.2	Descripción del proyecto	118
2.2.3	Partes de un sistema de alcantarillado sanitario	118
2.2.4	Levantamiento topográfico	119
2.2.4.1	Planimetría	119
2.2.4.2	Altimetría	119
2.2.5	Trazo de la red	120
2.2.6	Localización de la descarga	120
2.2.7	Período de diseño	121
2.2.8	Parámetros de diseño del sistema	121
2.2.8.1	Población futura	121
2.2.8.2	Factor de retorno	122
2.2.8.3	Consumo de agua (dotación)	123
2.2.8.4	Determinación del caudal sanitario	123
2.2.8.4.1	Caudal doméstico	123
2.2.8.4.2	Caudal comercial e industrial	124
2.2.8.4.3	Caudal de infiltración	124
2.2.8.4.4	Caudal de conexiones ilícitas	125
2.2.8.4.5	Cálculo del caudal sanitario	127
2.2.8.5	Determinación del caudal de diseño	128
2.2.8.5.1	Factor de caudal medio	128
2.2.8.5.2	Factor de de flujo instantáneo	129
2.2.8.5.3	Cálculo del caudal de diseño	130
2.2.8.6	Determinación de pendientes	130
2.2.8.7	Selección del tipo de tubería	131
2.2.8.8	Diámetros de tuberías	132
2.2.8.9	Velocidades máximas y mínimas	132

2.2.8.10	Tirante o profundidad de flujo	133
2.2.8.11	Profundidades mínimas de tubería	133
2.2.8.12	Localización de los colectores	133
2.2.8.13	Estructuras complementarias	134
2.2.8.13.1	Pozos de visita	134
2.2.8.13.2	Conexiones domiciliarias	135
2.2.8.14	Cotas invert	136
2.2.8.15	Volumen de excavación	138
2.2.8.16	Principios hidráulicos	139
2.2.8.16.1	Procedimiento de diseño hidráulico	141
2.2.9	Diseño de la red de alcantarillado	143
2.2.10	Evaluación de impacto ambiental	150
2.2.10.1	Definición del EIA	150
2.2.11.2	Identificación de impactos ambientales	151
2.2.11.2.1	Impactos negativos sobre el aire	151
2.2.11.2.2	Impactos negativos sobre el suelo	151
2.2.11.2.3	Impactos negativos sobre las aguas subterráneas	152
2.2.11.2.4	Impactos negativos sobre la flora	152
2.2.11.2.5	Impactos negativos sobre el paisaje	152
2.2.11.2.6	Impactos negativos sobre el medio cultural y socio-económico	152
2.2.11.3	Análisis de riesgo y plan de contingencia	153
2.2.10.3.1	Análisis de riesgo	153
2.2.10.3.2	Plan de contingencia	153
2.2.11.4	Escenario ambiental modificado	154
2.2.12	Evaluación socio-económica	155
2.2.12.1	Valor presente neto	155
2.2.12.2	Tasa interna de retorno	155

2.2.13 Manual de operación y mantenimiento del sistema	156
2.2.14 Presupuesto	160
2.2.15 Cronograma de ejecución	161
CONCLUSIONES	163
RECOMENDACIONES	165
BIBLIOGRAFÍA	167
APÉNDICE	169

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa del municipio de San José el Ídolo, Suchitepéquez.	02
2. Planta típica de la edificación escolar y áreas tributarias	18
3. Criterios para dibujar modelos matemáticos en marcos dúctiles	20
4. Modelo de losa para determinación de peralte	22
5. Esquema para obtener el área tributaria en columnas	24
6. Planta del área tributaria de la columna crítica	25
7. Área tributaria para integración de carga vertical sobre vigas	30
8. Integración de carga vertical y modelo matemático de marco dúctil típico sentido X	33
9. Integración de carga vertical y modelo matemático de marco dúctil típico sentido Y	34
10. Simetría de la edificación escolar	45
11. Carga sísmica en el marco dúctil típico en el sentido X	52
12. Carga sísmica en el marco dúctil típico en el sentido Y	52
13. Carga vertical muerta en el marco dúctil sentido Y	57
14. Diagrama de iteraciones método de Kani, carga muerta	61
15. Diagrama de momentos en vigas marco típico eje Y debido a carga muerta	62
16. Diagrama de momentos en columnas marco típico eje Y debido a carga muerta	62
17. Diagrama de momentos en vigas marco típico eje Y debido a carga viva	63
18. Diagrama de momentos en columnas marco típico eje Y debido a carga viva	63

19. Diagrama de momentos en vigas marco típico eje Y debido a carga sísmica	64
20. Diagrama de momentos en columnas marco típico eje Y debido a carga sísmica	64
21. Diagrama de cuerpo libre para la obtención de momentos positivos en vigas	67
22. Diagrama de momentos últimos en vigas marco típico eje Y	68
23. Diagrama de momentos últimos en columnas marco típico eje Y	68
24. Diagrama de cuerpo libre para la obtención de fuerzas de corte en vigas	69
25. Diagrama de fuerzas de corte marco típico eje Y	70
26. Diagrama de momentos últimos en vigas marco típico eje X	71
27. Diagrama de momentos últimos en columnas marco típico eje X	71
28. Diagrama de fuerzas de corte en vigas marco típico eje Y	72
29. Diagrama de fuerzas de corte en columnas marco típico eje Y	72
30. Clasificación de losas en edificio escolar	75
31. Diagrama de momentos actuantes en losa típica nivel 1	78
32. Diagrama de momentos balanceados en losa típica nivel 1	80
33. Diagrama de momentos para diseño de vigas a flexión	85
34. Diagrama de corte de viga	89
35. Desplante de zapata	103
36. Área de corte simple en zapata	106
37. Área de corte punzonante en zapata	107
38. Dimensiones en planta del módulo de escaleras	112
39. Curva de elementos hidráulicos de sección circular	142
40. Factores de carga para la fórmula de Terzaghi	171
41. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr	173

TABLAS

I. Integración de cargas sobre columna crítica	25
II. Valores de coeficiente K, para determinación del corte basal	36
III. Peso del segundo nivel debido a carga muerta	37
IV. Peso del primer nivel debido a carga muerta	38
V. Cálculo de fuerzas por nivel	43
VI. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel	51
VII. Fuerza por torsión y fuerza total del marco	51
VIII. Distribución del refuerzo en la losa típica del nivel 1	83
IX. Cálculo de área a flexión de la viga	87
X. Cálculo de armado final para diseño de vigas	88
XI. Resumen de diseño a cortante en viga	91
XII. Presupuesto de edificación escolar	114
XIII. Cronograma de ejecución de edificación escolar	116
XIV. Ancho de la zanja en sistemas de alcantarillado	139
XV. Especificaciones hidráulicas	142
XVI. Resumen de cálculos, diseño de alcantarillado sanitario	148
XVII. Presupuesto de alcantarillado sanitario	160
XVIII. Cronograma de ejecución de alcantarillado sanitario	161

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área de la sección transversal
a	Lado corto de una losa rectangular
A_{1,...},A₄	Áreas tributarias de losa, para integrar carga vertical en vigas
Ac	Área tributaria para integración de carga axial en columnas
Ag	Área gruesa de una columna
As	Área de acero de refuerzo
As₍₋₎	Área de acero a tensión en vigas, para momento negativo
As₍₊₎	Área de acero a tensión en vigas, para momento positivo
As_{max}	Área de acero máximo
As_{min}	Área de acero mínimo
As_{temp}	Área de acero por temperatura
A_z	Área de zapata
b	Ancho del elemento
b	Lado largo de una losa rectangular
C	Coefficiente de flexibilidad de la estructura
C_a, C_b	Coefficiente de momentos del ACI
C_{IE}	Cota invert de entrada
C_{IS}	Cota invert de salida
CM	Carga muerta
CM	Centro de masa
CMu	Carga muerta última
CR	Centro de rigidez
CU	Carga última
CV	Carga viva
CVu	Carga viva última

D	Diámetro interior de la tubería
d	Peralte efectivo de un elemento a flexión
d	Tirante a sección parcialmente llena
DH	Distancia horizontal
di	Distancia del centro de rigidez al eje considerado
Dot	Dotación
e	Excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_i	Relación entre rigideces y brazo de palanca de cada marco
E_s	Módulo de elasticidad del acero
Est	Estación
f'c	Resistencia máxima a la compresión del concreto a los 28 días
F''_i	Fuerza de origen torsional
F'_i	Fuerza de origen traslacional
FCU	Factor de carga última
FH	Factor de Harmond
FI	Factor de infiltración
F_i	Fuerza sísmica por nivel
F_m	Fuerza sísmica por marco
fqm	Factor de caudal medio
FR	Factor de retorno
F_t	Fuerza concentrada aplicada en la cúspide de la estructura
f_y	Resistencia a la fluencia del acero
G	Módulo de rigidez del concreto
h	Peralte del elemento
h_i	Altura del nivel i
H_n	fuerza de sujeción
I	Coefficiente de importancia de la estructura
I	Inercia

K	Coeficiente de longitud efectiva
K	Coeficiente del sistema estructural seleccionado
K	Rigidez del elemento
K_i	Rigidez del nivel
K_m	Rigidez del marco
L_d	Longitud de desarrollo
m	Relación entre claros de una losa
M_{a(-)}	Momento negativo de losa en dirección corta
M_{a(+)}	Momento positivo de losa en dirección corta
M_{as_{min}}	Momento resistente con el área de acero mínimo
M_{b(-)}	Momento negativo de losa en dirección larga
M_{b(+)}	Momento positivo de losa en dirección larga
M_{bal}	Momento balanceado
M_c	Momento amplificado en columnas
MF	Momento fijo o momento de empotramiento
M_{ik}	Momentos finales en el método de Kani
M_n	Momento de piso
M_s	Momento de sujeción
M_u	Momento último de diseño
n	Coeficiente de rugosidad de Manning
n	Período de diseño
P_{ac}	Carga axial debida al área tributaria de una columna
P_{cr}	Carga crítica de pandeo de Euler
P_f	Población futura
P_o	Población del último censo
P_t	Carga axial de trabajo
P_u	Carga axial última
Q	Caudal
q	Caudal a sección parcialmente llena

Q_{ci}	Caudal de conexiones ilícitas
Q_{dis}	Caudal de diseño
Q_{ind}	Caudal industrial
Q_{inf}	Caudal de infiltración
Q_n	Fuerza cortante en el piso
r	Radio de giro
r	Tasa de crecimiento poblacional
S	Carga sísmica
S	Coefficiente de resonancia del suelo
S	Espaciamiento de estribos
S%	Pendiente del terreno
T	Período de vibración de la estructura
V	Corte basal
V_{act}	Cortante actuante
V_{ik}	Factores de corrimiento
V_r	Cortante resistente
V_s	Valor soporte del suelo
W	Carga linealmente distribuida
W	Peso de la estructura
W_i	Peso del nivel i
Z	Coefficiente de riesgo sísmico
β_d	Factor de flujo plástico
γ_c	Peso específico del concreto
ζ_{act}	Esfuerzo de corte actuante
ζ_{concreto}	Esfuerzo de corte resistente del concreto
ζ_s	Esfuerzo del estribo
μ_{ik}	Coefficiente de reparto
ρ_{bal}	Cuantía de acero balanceada en diseño a flexión de vigas
σ_N	Reacción neta del suelo

GLOSARIO

Alcantarillado sanitario	Es el sistema de recolección diseñado para llevar exclusivamente aguas residuales.
Altimetría	La altimetría permite tener en cuenta las diferencias de nivel existentes entre los distintos puntos de un terreno.
Análisis estructural	Proceso que busca encontrar la forma que adquiere una estructura al ser sometida a cargas y los consecuentes esfuerzos a que se ven sometidos sus miembros.
Caudal	Es el volumen de agua que pasa en una sección de flujo por unidad de tiempo.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
Corte basal	Consiste fundamentalmente en reemplazar el efecto de sismo en un edificio por fuerzas horizontales equivalentes, esto se logrará hallando una fuerza en la base del edificio.

Cota invert	Distancia que hay entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior de la tubería del colector.
Dotación	Volumen de agua consumida por un habitante en un día.
Dúctil	Capacidad de un material de admitir deformaciones sin llegar a romperse.
Esfuerzo	Intensidad de fuerza por unidad de área.
Estribo	Elemento de una estructura, elaborado de acero y su función es resistir el esfuerzo de corte.
Momento	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a distancia de su centro de masa.
Planimetría	La planimetría solo toma en cuenta la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario (base productiva).
Pozo de visita	Estructura complementaria que forma parte de un alcantarillado, y tiene como objetivo dar limpieza y ventilación al sistema.
Sismo	Temblores producidos en la corteza terrestre como consecuencia de la liberación repentina de energía en el interior de la Tierra.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación no es más que la memoria descriptiva de la realización del Ejercicio Profesional Supervisado en el municipio de San José el Ídolo, departamento de Suchitepéquez. Tal y como lo define la base legal del programa de EPS, su realización fue dividida en tres fases: de docencia, investigación y de servicio técnico profesional.

La fase de docencia comprenderá la capacitación a los vecinos e integrantes de los COCODES de las comunidades, sobre el mantenimiento y operación que se debe llevar a cabo, a los distintos proyectos desarrollados a lo largo del EPS, con el fin de garantizar un correcto funcionamiento de los mismos a lo largo de su vida útil.

La fase de investigación se realizó a través de un diagnóstico sobre las principales necesidades de los servicios básicos y de infraestructura del municipio, siendo ésta la base sobre la cual se sustenta nuestro trabajo técnico profesional. Además, se recabó información de tipo monográfico, esto con el fin de tener antecedentes reales de la forma en que se ha comportado el municipio desde su fundación hasta el día de hoy.

La segunda fase esta compuesta por el servicio técnico profesional, la cual se basa en el diseño y planificación de dos proyectos de infraestructura los cuales fueron seleccionados, según el principio Causa y Efecto, analizado en la fase de investigación. A lo largo de la fase técnico profesional se describen los criterios y la memoria de cálculo realizada en el diseño de la edificación escolar y el alcantarillado sanitario, la cual se complementa con figuras y tablas que facilitan el entendimiento de cada tema en análisis.

También se elaboraron los presupuestos, cronogramas y planos de cada uno de los proyectos.

OBJETIVOS

1. Diseñar la edificación escolar de dos niveles para el Barrio San Francisco y diseñar el alcantarillado sanitario para la Aldea Pinal del Río del municipio de San José el Ídolo, departamento de Suchitepéquez.
2. Elaborar una investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios e infraestructura que afectan al municipio de San José el Ídolo.
3. Dar a conocer a los integrantes del COCODE y los vecinos de las comunidades, el conocimiento básico acerca del mantenimiento y operación de los sistemas de alcantarillado sanitario y edificaciones escolares.

INTRODUCCIÓN

Como de todos es sabido conforme transcurre el tiempo las comunidades experimentan un constante crecimiento poblacional y con ello también aumenta la problemática de demandar una infraestructura adecuada que les permita satisfacer las necesidades básicas, tal y como lo son: saneamiento, educación comunicaciones etc. y mejorar así el nivel de vida de los habitantes.

El nivel cultural y la calidad de vida mejoran cuando existe educación, ya que es ésta la principal herramienta para que se fomenten las buenas costumbres en la niñez. Es por ello que la comunidad del Barrio San Francisco, necesita urgentemente la implementación de un centro educativo en su comunidad, que tenga como principal objetivo lograr que la niñez se prepare de forma correcta a los retos y exigencias de la vida. De igual manera la salud de los habitantes de la Aldea Pinal del Río está siendo afectada, debido a que no cuentan con un sistema de alcantarillado sanitario. Lo que provoca la concentración de vectores contaminantes, expansión de malos olores y la contaminación del ecosistema, entre otros.

Es por ello que el siguiente informe contiene el proceso de diseño y planificación de dos proyectos de infraestructura como lo son; una edificación escolar de dos niveles para el Barrio San Francisco y un alcantarillado sanitario para la Aldea Pinal de Río en el municipio de San José el Ídolo, Suchitepéquez. Los cuales se realizarán a través del programa del Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Aspectos monográficos del municipio de San José el Ídolo, departamento de Suchitepéquez.

1.1.1 Descripción del lugar

San José el Ídolo data de muchos años, siendo uno de los primeros municipios poblados en el departamento de Suchitepéquez, se fundó en virtud del acuerdo del 8 de febrero de 1,867 por el gobierno del señor Vicente Cerna fecha que señalaron para elevarlo a la categoría de municipio.

El nombre de San José el Ídolo se originó debido a que los españoles trajeron una imagen de San José a la iglesia católica de la población, y en su honor le quedó ese nombre. El complemento del nombre se deriva de que en el lugar encontraron muchas piedras en forma de ídolo y que antes de que fuera elevado a la categoría de municipio fue aldea de San Antonio Suchitepéquez con el nombre de “Las Flores” o “El Ídolo”. El municipio consta de: una cabecera municipal, cinco aldeas, dos caseríos, un barrio, veintiocho fincas, catorce labores, dos haciendas y una ECA (Empresa Campesina Asociativa). La celebración de la feria patronal se realiza durante los días del 16 al 20 de marzo de cada año en honor al patrono San José.

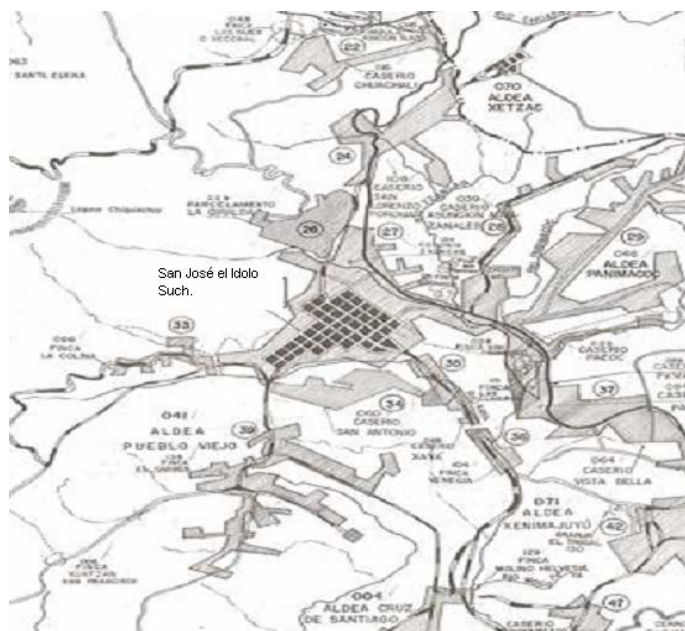
San José el Ídolo se encuentra ubicado en medio de dos ríos caudalosos de la siguiente manera: al este el río Ixtacapa y al Oeste el río Palo Gordo.

1.1.2 Ubicación geográfica

San José el Ídolo es un municipio del departamento de Suchitepéquez, está ubicado al sur-este de la cabecera departamental de Suchitepéquez (Mazatenango), cuenta con una extensión territorial de 88 kilómetros cuadrados y limita geográficamente de la siguiente forma: al norte con el municipio de San Antonio Suchitepéquez; al sur con el municipio de Santo Domingo y Río Bravo Suchitepéquez; al oriente con los municipios de Chicacao, Río Bravo Suchitepéquez y con el municipio de Tiquisate del departamento de Escuintla; y al poniente con el municipio de Santo Domingo Suchitepéquez.

La cabecera municipal de San José el Ídolo, actualmente se encuentra registrada con las siguientes coordenadas geográficas: altitud de 165 metros sobre el nivel del mar, latitud 14°28'56", longitud 91°25'18". A 22 kilómetros de la cabecera departamental y 150 kilómetros de la ciudad Capital.

Figura 1. Mapa del municipio de San José el Ídolo, Suchitepéquez



1.1.3 Situación demográfica

El municipio de San José el Ídolo Suchitepéquez, según el censo realizado por el INE (Instituto Nacional de Estadística) cuenta con una población de: 7645 habitantes de los cuales 3671 son hombres y 3974 son mujeres.

1.1.4 Actividad económica y uso del suelo

La principal actividad productiva de San José El Ídolo es impulsada por la actividad agropecuaria, principalmente la siembra de caña de azúcar, (esto se debe a la influencia que ejerce la cercanía del Ingenio Palo Gordo en la población) plantaciones de hule en varios clones, maíz, banano, yuca, naranja, plátano, cacao. Existen varias haciendas donde hay buena crianza de ganado vacuno y ganado porcino.

En el municipio existe la ECA (Empresa Campesina Asociativa) localizada en la comunidad Nuevo Santiago Cabricán, conformada por campesinos sin tierra que vinieron del altiplano, a quienes el gobierno les compró una finca para que se asentaran en el municipio, con la finalidad de que cada asociado cancele el valor de su parcela. La topografía del municipio de San José El Ídolo, es en un 95% de su totalidad del área completamente plana; siendo la descripción de su suelo una arcilla limoarenosa con grava color café.

1.1.5 Población e idioma

La caracterización de la población en el municipio obedece a un 41% de población indígena y un 59% de población no indígena. En lo que corresponde al vestuario, el 100% de la población masculina en la jurisdicción usa pantalón y camisa, debido a la temperatura cálida que prevalece en la zona; en el caso de las mujeres únicamente un 20% del total utilizan el corte típico de la zona.

Los habitantes del municipio en su mayoría se comunican en idioma Castellano, siendo en un porcentaje muy bajo los habitantes que hablan los idiomas Quiché y Mam.

1.1.6 Características de la infraestructura

• Carreteras y comunicaciones:

- a) Sistema Vial:** el municipio cuenta con una red vial bastante aceptable, siendo el acceso principal hacia el municipio un tramo carretero asfaltado el cual se encuentra en buenas condiciones de transitabilidad. La mayoría de sus aldeas, caseríos y labores son accesibles por caminos de adoquín y terrecería que se mantienen en condiciones aceptables durante la mayor parte del año.

- b) Transporte:** el sistema de transporte esta bien definido dentro del municipio, pues hay servicio de transporte de pasajeros en pick-up que van hacia todas las comunidades, incluyendo los más lejanos.

- c) Comunicaciones:** los servicios de telefonía son prestados por empresas privadas de servicio domiciliario e inalámbrico, las cuales tienen una cobertura casi total en el municipio. También se cuenta con una empresa de correos y encomiendas.

- d) Energía Eléctrica:** de los 17 lugares poblados del municipio, 16 cuentan con el servicio de electricidad.

- **Saneamiento:**

- a) **Sistemas de Agua:** de los 17 lugares poblados 10 cuentan con el servicio y los restantes se abastecen de pozos artesanales.

- b) **Drenajes:** de los 17 lugares poblados 3 cuentan con servicio de drenaje.

- c) **Letrinización:** de los 17 lugares poblados solo 3 cuentan con letrinas.

- **Educación:**

- a) **Escuelas:** actualmente se cuenta con 7 escuelas, 2 escuelas oficiales y 5 escuelas del programa PRONADE dispersos en todo el municipio, además se cuenta con 3 establecimientos de nivel medio.

- b) **Biblioteca:** únicamente presta servicio la biblioteca municipal.

1.2 Diagnóstico sobre las principales necesidades de servicios básicos y de infraestructura en San José el Ídolo, Suchitepéquez.

1.2.1 Descripción de las necesidades

Dentro del proceso a seguir para la identificación de una necesidad que afecta a una comunidad; es necesario previamente haber identificado el problema, el cual no es más que una situación negativa dentro de la comunidad la cual tiene una causa y un efecto. Es por ello que a continuación se presenta el diagnóstico de las necesidades identificadas en el municipio:

- **Sistemas de alcantarillados sanitarios.** La salud de los habitantes de varias comunidades del municipio de San José el Ídolo esta siendo afectada por la falta de sistemas de alcantarillado sanitario, ya que las familias tienen sus puntos de descarga a flor de tierra, lo que provoca un foco de infección hacia los mismos habitantes, y la propagación de enfermedades de origen gastrointestinales, entre otras.
- **Pavimentación de calles.** El desarrollo de las comunidades depende mucho de sus vías de acceso, es por ello de que es necesario contar con una vía idónea que facilite el transitar de los vehículos, promoviendo así la exportación de los productos, entre otras actividades que mantienen la economía de la población. Siendo las principales: la actividad agrícola, la actividad pecuaria y las artesanías.
- **Sistemas de abastecimiento de agua potable.** Dentro de las necesidades básicas que debe satisfacer el ser humano se encuentra el agua potable (como líquido vital), entre otras. Esto con el fin de mejorar la calidad de vida de las personas que conforman una comunidad por medio de un suministro de agua potable y evitar así problemas que afecten su entorno.
- **Escuelas.** Como de todos es sabido el nivel cultural y la calidad de vida mejora cuando existe educación. Es por ello que varias comunidades del municipio necesitan urgentemente la implementación de más centros educativos, y lograr así que la niñez se prepare de forma correcta a los retos y exigencias de la vida.

1.2.2 Priorización de las necesidades

Priorizar dentro de un grupo de problemas o necesidades, es establecer un orden de importancia en función de su impacto (beneficio para mayor cantidad de vecinos). Dicha priorización debe ser el resultado de un acuerdo grupal previamente analizado.

A continuación se presenta el orden de los proyectos priorizados según su impacto en las comunidades seleccionadas del municipio de San José el Ídolo Suchitepéquez. Dicho orden fue establecido en acuerdo con la oficina municipal de planificación (OMP) y el ingeniero asesor del EPS.

- 1) Sistemas de alcantarillado sanitario
- 2) Edificios educativos
- 3) Sistemas de abastecimiento de agua
- 4) Pavimentación de calles

Una vez priorizados los proyectos, la asignación de las comunidades, se realizó en función de la cantidad de personas beneficiadas con la implementación de dicho proyecto, siendo las elegidas: la Aldea Pinal del Río y el Barrio San Francisco. Por lo tanto se concluye que el desarrollo del capítulo de la fase de servicio técnico profesional, estará enfocada a los siguientes proyectos:

1. Diseño y planificación de edificación escolar de dos niveles para el Barrio San Francisco.
2. Diseño y planificación de sistema de alcantarillado sanitario para la Aldea Pinal del Río.

2. FASE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño y planificación de edificación escolar de dos niveles para el Barrio San Francisco

2.1.1 Investigación preliminar

2.1.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consistirá en diseñar una edificación escolar de dos niveles en el Barrio San Francisco del municipio de San José el Ídolo, Suchitepéquez. Dicho centro educativo tiene como principal objetivo proporcionar la infraestructura adecuada, acorde a las necesidades que demanda el proceso de enseñanza del nivel primario de la comunidad y lugares circunvecinos.

2.1.1.2 Descripción del espacio disponible

Para el desarrollo del proyecto, se cuenta con un terreno disponible propiedad de la municipalidad de San José el Ídolo, con un área de 1200 m², el cual cuenta con sus servicios básicos de agua, luz y drenaje.

2.1.1.2.1 Localización del terreno

El terreno destinado para la realización del proyecto, se encuentra ubicado en la entrada del Barrio San Francisco, a una distancia de 1000 metros del parque central de la cabecera municipal. Dicho terreno colinda con uno de los pozos mecánicos que abastecen de agua potable a la comunidad.

2.1.1.2.2 Topografía del terreno

La forma geométrica en planta del terreno es la de un polígono regular con forma rectangular, la cual cuenta con un área de 1200 m². En elevación podemos decir que el terreno en su mayor parte es plano, aunque cuenta con una pequeña porción de área inclinada en el costado que colinda con uno de los pozos mecánicos que abastecen a la población.

2.1.1.3 Estudio de suelos

Dentro de las actividades básicas del diseño de nuestra edificación se encuentra el estudio de suelos, el cual tiene como principal objetivo describir las características físicas y mecánicas del suelo portante de nuestra edificación, en especial la capacidad de carga admisible o valor soporte del suelo. Para la determinación de dicha propiedad mecánica del suelo se procedió a realizar el ensayo de compresión triaxial el cual tiene como principal objetivo determinar los parámetros de la resistencia al esfuerzo de corte (cohesión y ángulo de fricción interna). Para posteriormente determinar la capacidad portante del suelo a través del método empírico propuesto por el Dr. Karl Terzaghi.

$$q_d = 1.3 * c * N_c + \gamma * Z * N_q + 0.4 * \gamma * B * N_w$$

donde:

q_d = capacidad de carga límite en T/m².

c = cohesión del suelo en T/m².

γ = peso volumétrico del suelo en T/m².

Z = profundidad de desplante de la cimentación en metros.

B = ancho de la zapata cuadrada, o dimensión menor de zapata rectangular.

N_c, N_q, N_w = factores de carga.

El ensayo de compresión triaxial no consolidado y no drenado, se realizó a una muestra inalterada de suelo de 1 pie³ de volumen. La cual nos dio una descripción de una arcilla limoarenosa con grava color café, teniendo las siguientes propiedades:

$$c = 2.2 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Angulo de fricción interna} = 18^\circ$$

$$\text{Base} = 2.00 \text{ m.}$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.58 \text{ ton/m}^3.$$

$$\text{Desplante} = 1.50 \text{ m.}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 3$$

Para la determinación de los factores de carga (N_c , N_q y N_w), utilizamos el ángulo de fricción interna y lo interpolamos en la gráfica de factores de carga ubicada en el apéndice (figura 39), obteniendo: $N_c = 15$, $N_q = 5.8$ y $N_w = 2.8$.

$$q_d = 1.3 * c * N_c + \gamma * Z * N_q + 0.4 * \gamma * B * N_w$$

$$q_d = 1.3(2.2)(15) + 1.58(1.5)(5.8) + 0.4(1.58)(2.00)(2.8) = 60.2 \text{ Ton/m}^2.$$

$$V_s = \frac{q_d}{FS} = \frac{60.2}{3} = 20.1 \text{ Ton/m}^2.$$

2.1.2 Normas utilizadas en el diseño de edificios educativos

Para la disposición y distribución de áreas, aspectos arquitectónicos y de funcionamiento del espacio de edificios educativos, se aplicaron las normas contenidas en el Reglamento de Construcción de Edificios Escolares del Ministerio de Educación, siendo éstas las siguientes:

2.1.2.1 Criterios de conjunto

- **Conjunto arquitectónico.** Se toman como base los requisitos que debe cumplir el centro educativo para atender a los alumnos que se espera recibir, y se debe diseñar con respecto a su funcionalidad incluyendo todas las áreas a utilizar.
- **Emplazamiento.** Un correcto emplazamiento del conjunto arquitectónico en el terreno se logra cuando el área construida en la planta baja no exceda el 40% del área total del terreno.
- **Orientación del edificio.** La correcta orientación proporciona una óptima iluminación, ventilación y asoleamiento de todos los ambientes del edificio. La orientación ideal para las ventanas es de norte a sur, de preferencia abriéndolas hacia el norte; sin embargo, la orientación será definida en el terreno, tomando en cuenta que el sentido del viento dominante es el ideal para abrir las ventanas bajas.
- **Superficie y altura del edificio.** La superficie varía en función de las necesidades que se tengan que satisfacer, tanto en capacidad como en tipo de enseñanza; y la altura no debe exceder de tres niveles, tratando de ubicar los talleres y laboratorios en el primer nivel.

2.1.2.2 Capacidad de área por alumno

De acuerdo con las normas de diseño de edificios escolares, el área requerida por alumno, con el fin de facilitar su aprendizaje y proveer a los maestros y alumnos de un espacio para desarrollar, en forma cómoda, las actividades del proceso enseñanza-aprendizaje, ya sea en la forma tradicional

expositiva o modificando la ubicación del mobiliario para desarrollar otras técnicas y didácticas, debe cubrir los siguientes requerimientos:

- La capacidad óptima en el nivel básico es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40 alumnos.
- El área óptima por alumno es de 1.50m^2 , pero si el espacio no lo permite se acepta un mínimo de 1.30m^2 .
- Para la superficie total del aula debe considerarse el caso crítico, es decir, cuando se da la capacidad máxima de 40 alumnos. Pero podrá ser diseñada de acuerdo a los requerimientos existentes.
- La forma del aula será cuadrada o rectangular, se recomienda que el lado mayor no exceda 1.5 veces el lado menor.
- La distancia máxima desde la última fila al pizarrón, será de 8 m; y el ángulo horizontal de visión de un alumno sentado, será como máximo 30° .

2.1.2.2.1 Aula teórica de espacios educativos

La experiencia pedagógica ha demostrado que las aulas de dimensión cuadrada, son las que mejor se adaptan a la forma educativa de los alumnos, tanto por la flexibilidad en su distribución como en el amueblado, por lo que presenta cualidades aceptables en cuanto a capacidad visual, auditiva y de ocupación.

2.1.2.3 Iluminación y ventilación

a) Iluminación

La iluminación debe ser abundante y uniformemente distribuida, evitando la proyección de sombras y contrastes muy marcados. La iluminación se divide en: natural y artificial. La iluminación natural, por la ubicación de las ventanas, se divide en unilateral, bilateral y cenital. Estos tipos de iluminación, aceptados para los centros educativos, se describen a continuación:

- **Iluminación natural:** el diseño de ventanas para iluminación debe proporcionar luz pareja y uniforme en todos los puntos del área sin incidencia de rayos solares, conos de sombra o reflejos.
- **Iluminación natural unilateral:** el área de ventanas debe ser del 25% al 30% del área de piso. El techo y los muros opuestos deben ser de color claro y el muro opuesto no debe estar a una distancia mayor de 2.5 veces la altura del muro donde están las ventanas.
- **Iluminación natural bilateral:** las ventanas en los muros del fondo ayudarán a mejorar las condiciones de iluminación siempre y cuando éstas den al exterior. Este caso se da cuando existen ventanas en las paredes laterales del aula.
- **Iluminación natural cenital:** en este caso, la iluminación es por medio de ventanas colocadas en el techo del aula. Para esta iluminación se toma como área de ventanas del 15% al 20% del área total de piso.

- **Iluminación artificial:** debe usarse como apoyo a la iluminación natural. Como se requiere iluminación nocturna en algunas áreas se debe considerar iluminar los ambientes en forma idéntica a la natural, con el fin de mantener condiciones generales y deberá ser difusa para que no moleste la vista.

b) Ventilación

La ventilación debe ser alta, constante, cruzada y sin corrientes de aire. La cantidad disponible de aire en el ambiente, tiene gran importancia en el desarrollo de la educación. La dirección de los vientos en Guatemala es de norte a sur y viceversa, por lo que el área de ventilación debe estar orientada en este sentido, para lograr así proveer la ventilación cruzada. El área recomendada de ventilación debe ser el 50% del área de ventanas.

2.1.2.4 Instalaciones

Las instalaciones que regularmente se colocan en los edificios educativos son las hidráulicas, sanitarias, eléctricas y de algunas veces instalaciones de gas. En su diseño y colocación se debe garantizar lo siguiente:

- Seguridad de operación.
- Capacidad adecuada para prestar el servicio.
- Servicio constante.
- Protección contra agentes nocivos, principalmente ambientales.

Cuando no existan en el lugar un sistema de disposición de aguas servidas, se optará por la construcción de una fosa séptica.

2.1.3 Distribución arquitectónica

El hombre realiza objetos para servirse de ellos, por eso las medidas del espacio que lo rodea están en relación con su cuerpo. Los edificios deben diseñarse de acuerdo a las necesidades que se tengan, sus dimensiones estarán limitadas por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan.

La distribución arquitectónica se refiere a darle la forma adecuada y distribuir en conjunto los diferentes ambientes que componen el edificio. Esto se hace para tener un lugar cómodo y funcional para su uso.

2.1.3.1 Predimensionamiento arquitectónico del edificio

Predimensionamiento de los salones de clase:

Para el predimensionamiento de los salones de clase partiremos de la información dada por Reglamento de Construcción de Edificios Escolares del Ministerio de Educación.

1.35 m² / alumno ← Área rural.

1.50 m² / alumno ← Área urbana.

En el caso de nuestro proyecto estamos ubicados en el área urbana, y tomaremos el caso crítico de albergar 40 alumnos por aula, tal y como lo contemplan las normas del reglamento.

$$\text{Área del salón} = \frac{1.50m^2}{\text{alumno}} * 40\text{alumnos} = 60m^2 .$$

Según el concepto del aula teórica, ésta establece que las aulas de dimensión cuadrada, son las que mejor se adaptan a la forma educativa de los alumnos.

$$\text{Largo} = \text{Ancho} = \sqrt{60m^2} = 7.746\text{metros}.$$

Optaremos por utilizar salones de clase cuadrados de 7.80 metros por lado, los cuales serán divididos por muros de relleno de mampostería.

Predimensionamiento de pasillos:

Según el libro Neufert (arte de proyectar en arquitectura), en su capítulo de dimensiones básicas y proporciones, propone:

Ancho de pasillos = 1.70 metros ← Para 3 personas.

Ancho de pasillos = 2.25 metros ← Para 4 personas.

Utilizaremos el ancho de 2.25 metros debido a que será un pasillo escolar en donde se albergará a bastantes estudiantes. Además, el autor del libro propone un aumento del 10% en el ancho del pasillo con el fin de involucrar el movimiento de las personas en el pasillo:

$$\text{Ancho del pasillo} = 2.25 \text{ metros} * 1.10 = 2.50 \text{ metros}.$$

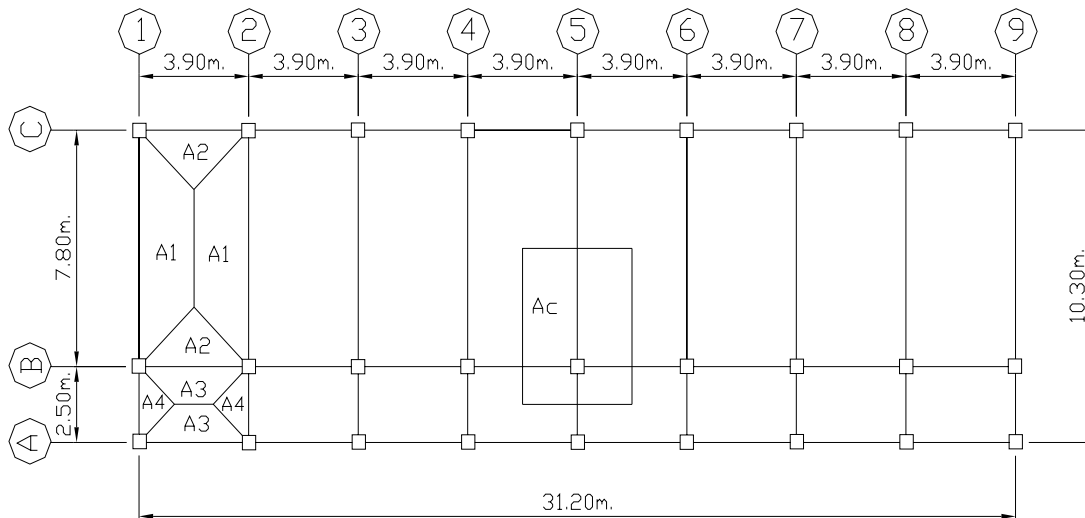
Utilizaremos un ancho de pasillo de 2.50 metros en nuestra edificación, con el fin de brindar un espacio óptimo en la circulación de los estudiantes.

2.1.3.1.1 Distribución de ambientes

La distribución de ambientes del edificio será en un módulo único, de cuatro salones de geometría cuadrada de 7.80 metros por lado, uno continuo al otro en cada una de las plantas (ver figura 2). Los cuales se distribuirán de la siguiente manera:

- **Planta baja:** La planta baja o primer nivel del edificio, contemplará 3 salones de clase y la dirección administrativa con salón de reuniones del establecimiento.
- **Planta alta:** La planta alta o segundo nivel del edificio, contemplará 4 salones de clase.

Figura 2. Planta típica de la edificación escolar y áreas tributarias



2.1.3.1.2 Altura del edificio

La edificación escolar se diseñó de dos niveles debido a las limitantes del terreno, ya que de esta forma se adecúa mejor el edificio dentro del terreno y cumplir con el principio de emplazamiento propuesto por las normas del Ministerio de Educación, el cual dice que el área del conjunto arquitectónico en el terreno se logra cuando el área construida en la planta baja no exceda el 40% del área total del terreno.

La altura de cada piso será de 3.00 metros aproximadamente por nivel dando una altura total de la edificación de 6.00 metros medidos del nivel del piso a la cubierta del segundo nivel. La altura designada se determinó tomando en cuenta de que las estructuras en la costa sur del país se hacen altas debido al intenso calor que afecta la zona, y lograr de esta manera espacios con mayor ventilación e iluminación.

2.1.3.2 Descripción del sistema estructural a utilizar

Llamaremos sistema estructural a la combinación de elementos tales como: losas, vigas, columnas y zapatas unidas de tal forma que formen un sistema. Una parte esencial de las responsabilidades del diseñador de estructuras consiste en seleccionar, a partir de muchas alternativas el mejor sistema estructural y sus materiales constituyentes, para determinadas condiciones.

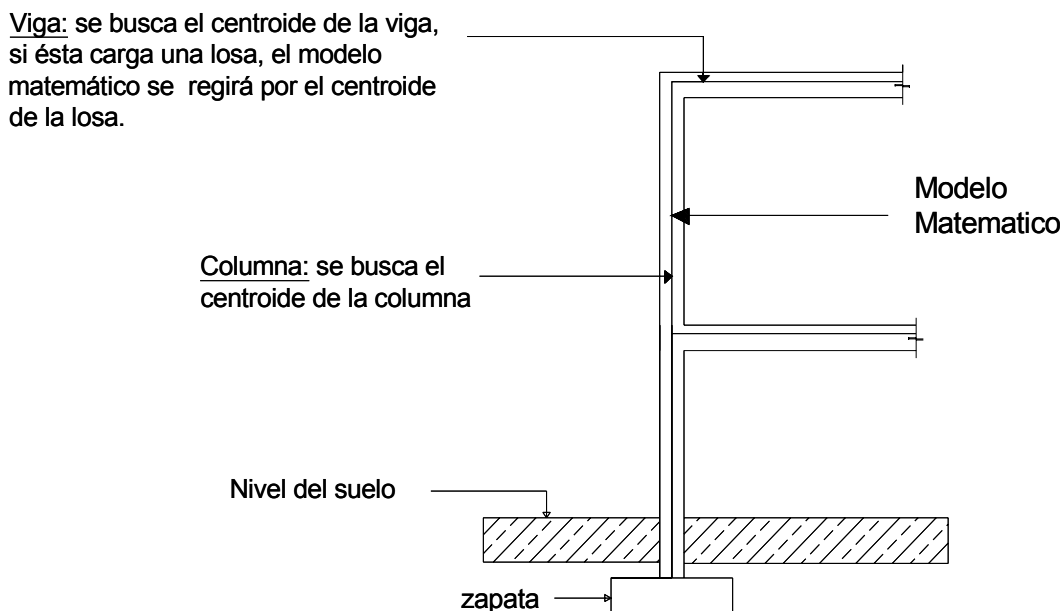
El sistema estructural seleccionado es el de marcos dúctiles con nudos rígidos y losas planas apoyadas en los bordes. El material constituyente de todo el sistema estructural será el concreto reforzado, además, se utilizarán muros de mampostería de relleno para dividir los distintos ambientes del edificio.

2.1.3.3 Modelos matemáticos de marcos dúctiles con nudo rígidos

El primer paso para analizar una estructura es su idealización, que consiste en reducirla a un modelo matemático que la represente y permita estudiar analíticamente su comportamiento ante la acción de las cargas.

Esta idealización de la estructura se hace mediante líneas rectas que por lo general son coincidentes con los ejes centroidales reales del elemento (ver figura 3). A esta idealización se le aplica la integración de cargas (puntuales o distribuidas) y se procede a realizar el análisis estructural ya sea por métodos aproximados o métodos de análisis elásticos. Para estructuras aporricadas (como es nuestro caso) el análisis se limita comúnmente a pórticos planos, cada uno de los cuales se supone que opera de manera independiente.

Figura 3. Criterios para dibujar modelos matemáticos en marcos dúctiles



2.1.4 Predimensionamiento de elementos estructurales

Para realizar una integración de cargas y por consiguiente un análisis estructural es necesario conocer desde un principio las dimensiones de la sección transversal de los elementos, en especial sus rigideces relativas.

El predimensionamiento es un proceso subjetivo, en el cual el diseñador podrá emplear cualquier criterio para predimensionar los elementos; ya que en la parte final del diseño verificará si las secciones propuestas satisfacen las condiciones establecidas por el o los reglamentos que se utilicen. Para esto se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos. Para el desarrollo de nuestro proyecto, se aplicaron los siguientes métodos:

2.1.4.1 Losas

El método para calcular el espesor de la losa, utiliza las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyo con que cuenta la losa, en nuestro caso la losa plana estará apoyada en los bordes por vigas principales. Para proceder a dimensionar las losas se necesitará clasificar las losas de la siguiente manera:

La clasificación esta en función de la relación que existe entre el lado corto con el lado largo (m):

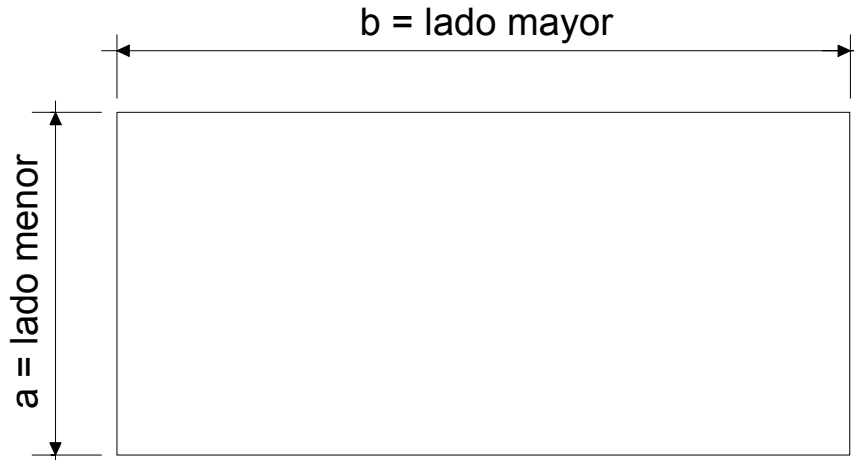
$$m = \frac{a}{b}$$

donde:

a = lado corto de la losa.

b = lado largo de la losa.

Figura 4. Modelo de losa para determinación del peralte



Si $m < 0.5$ ← Losa armada en una dirección.

Si $0.5 \leq m \leq 1$ ← Losa armada en dos direcciones.

Como según el parámetro “m” en nuestro proyecto existen dos tipos de losas, la primera correspondiente a las aulas y la segunda a la de los pasillos, determinaremos el sentido del armado para posteriormente dimensionarlas como losas en una o dos direcciones:

$$\text{Losa}_{\text{salones}} = \frac{3.90}{7.80} = 0.5 \quad \leftarrow \text{Losa armada en dos direcciones.}$$

$$\text{Losa}_{\text{pasillos}} = \frac{2.50}{3.90} = 0.64 \quad \leftarrow \text{Losa armada en dos direcciones.}$$

La expresión matemática para determinar el espesor “t” de losas armadas en dos direcciones, difiere de la expresión matemática para losas armadas en una dirección. Para nuestro caso utilizaremos la siguiente fórmula:

$$t = \frac{\text{perímetro}}{180} \quad \leftarrow \text{Fórmula para predimensionar losas en 2 direcciones.}$$

$$t_{\text{pasillos}} = \frac{2(2.50) + 2(3.90)}{180} = 0.07 \text{ metros.} \quad \leftarrow \text{ Losa de pasillos.}$$

$$t_{\text{salones}} = \frac{2(7.80) + 2(3.90)}{180} = 0.13 \text{ metros.} \quad \leftarrow \text{ Losa de salones.}$$

Se utilizará un espesor de 0.13 m para la losa de entrepiso.

2.1.4.2 Vigas

Para calcular el peralte “h” de las vigas los ingenieros estructurales guatemaltecos recomiendan una relación de 6 a 8 cm de peralte “h” por metro lineal de claro, y un ancho “b” de $\frac{1}{3}$ a $\frac{1}{2}$ de h:

$$h = \frac{(6 - 8)cm}{ml_{\text{claro}}}$$

$$b = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right)h$$

Para nuestro proyecto tomaremos el promedio del rango que establecen los diseñadores guatemaltecos para la determinación del peralte, es decir tomaremos 7 cm por metro lineal de claro, y además utilizaremos la longitud de la viga más larga de nuestra estructura la cual es de 7.50 metros.

$$h = \frac{7cm}{m.l.} * 7.50m.l. = 53cm \quad (\text{Utilizaremos } 0.55 \text{ m. de peralte}).$$

Para determinar la base de la viga utilizaremos el criterio de $\frac{1}{2}$ de h:

$$b = \frac{55cm}{2} = 27.5cm \quad (\text{Utilizaremos } 0.30 \text{ m de base}).$$

2.1.4.3 Columnas

El Ing. J.M. Rubio propone calcular el área gruesa de columnas a través de la relación:

$$P_{act} = \sum (P_{cubierta} + P_{vigas} + P_{entrepiso} + P_{col.sup.})$$

$$A_g = \frac{P_{act}}{0.17 f'c}$$

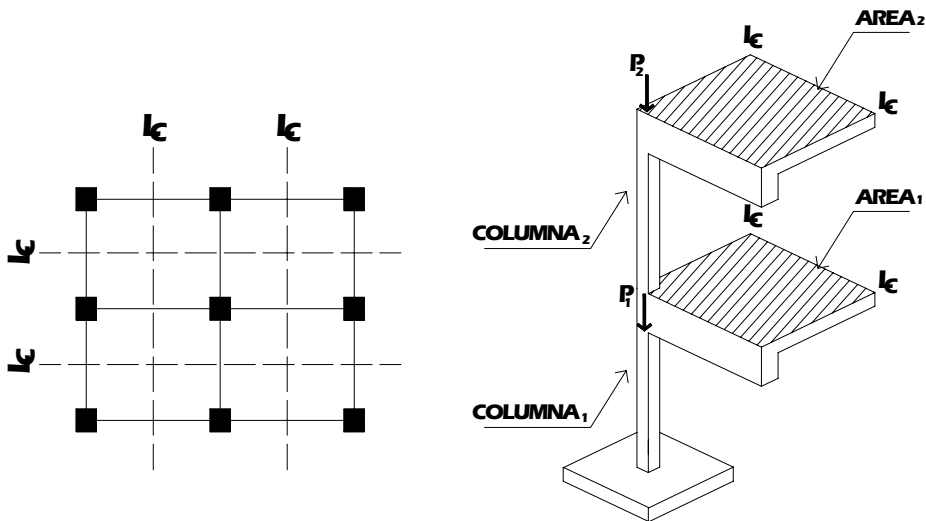
donde:

P_{act} = Integración de carga axial debida al área tributaria de la columna crítica.

A_g = Área bruta de la sección de la columna crítica.

$f'c$ = Resistencia máxima a la compresión del concreto.

Figura 5. Esquema para obtener el área tributaria de columnas



Fuente: Ángel Sic García. **Guía teórica y práctica del curso de concreto Armado 2.**
Universidad de San Carlos de Guatemala. p.203.

Empezaremos por delimitar el área tributaria de nuestra columna crítica (Ac), ubicada en la intersección de los ejes B y 5 (ver figura 2 y figura 6).

Figura 6. Planta del área tributaria de la columna crítica

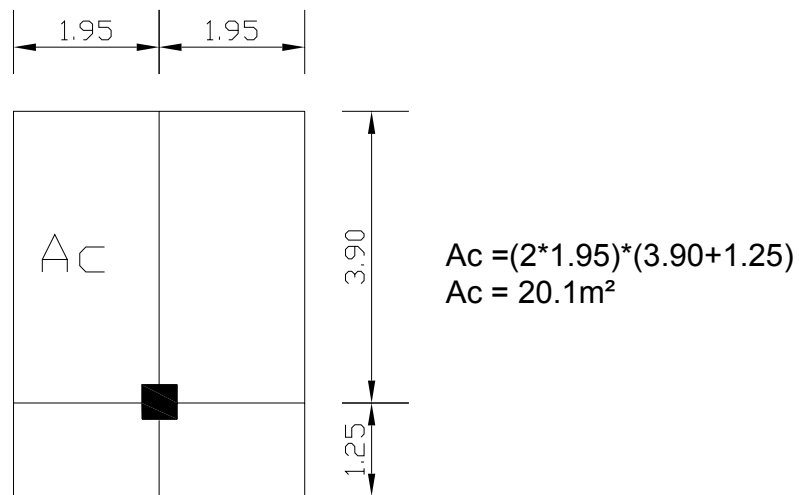


Tabla I. Integración de cargas sobre columna crítica

CUBIERTA			
	peso (Kg./m²)	área (m²)	P_{ac.} (Kg.)
impermeabilizante	10	20.1	201
repello + cernido	25	20.1	502.5
losa	312	20.1	6271.2
vigas	21720	0.165	3583.8
P_{act-2}			10558.5
PRIMER NIVEL			
piso	120	20.1	2412
repello + cernido	25	20.1	502.5
losa	312	20.1	6271.2
vigas	21720	0.165	3583.8
mampostería	85	27.15	2307.75
columna segundo nivel	7200	0.09	648
P_{act-1}			15725.25

$P_{act.} = 10558.5 + 15725.25 = 26285 \text{ Kg.}$

Para la determinación del área bruta de la sección de la columna necesitamos conocer la resistencia máxima del concreto, por lo que se utilizará una resistencia de $f'c = 210 \text{ Kg /cm}^2$.

$$A_g = \frac{P_{act.}}{0.17 f'c} = \frac{26285 \text{ Kg}}{0.17 * 210 \text{ Kg / cm}^2} = 738 \text{ cm}^2.$$

Si utilizamos una columna de sección cuadrada bastará con hallarle la raíz cuadrada al área bruta A_g :

$$\text{Lado de la columna} = \sqrt{(738 \text{ cm}^2)} = 27.17 \text{ cm}.$$

Utilizaremos columnas cuadradas 0.30 m por 0.30m, para ambos niveles.

2.1.5 Cargas aplicadas a marcos dúctiles

Las fuerzas presentes en una estructura se suelen dividir en externas e internas. Las primeras están constituidas por las cargas aplicadas sobre los elementos y las segundas a las reacciones de los apoyos. En esta sección analizaremos las distintas cargas o fuerzas externas que actúan sobre una estructura a lo largo de su vida útil. Dependiendo de la manera de como las cargas sean aplicadas, éstas tienden a deformar la estructura y sus componentes.

Existen muchas formas de clasificar las cargas o fuerzas que actúan sobre una estructura, estas clasificaciones obedecen a diversos puntos de vista, sin embargo nosotros en el presente trabajo clasificaremos las cargas de acuerdo con la dirección de su aplicación, es decir: cargas verticales, cargas horizontales.

2.1.5.1 Cargas verticales

También llamadas cargas gravitacionales, ya que son producto de la fuerza que ejerce la gravedad sobre la estructura y los cuerpos que permanecen en ella. Este tipo de carga se clasifica de la siguiente manera:

- a) Cargas vivas.
- b) Cargas muertas.

2.1.5.1.1 Cargas vivas

Las cargas vivas son cargas gravitacionales de ocupación, móviles o movibles, que generalmente encierran para el diseñador un mayor grado de incertidumbre. Estas son las que soporta el edificio de manera transitoria, se pueden aplicar por varias horas o años, su magnitud es variable y depende del uso que va a darse a la edificación. Las cargas vivas, si están adecuadamente escogidas, rara vez serán excedidas durante la vida útil de la estructura. Las cargas vivas mínimas para las cuales deben de diseñarse las estructuras se especifican usualmente en códigos internacionales de construcción tales como: SEAOC, ANSI, UBC, ASCE, entre otros.

A continuación presentamos los valores de cargas vivas adoptados para nuestro diseño, las cuales fueron proporcionados por los códigos internacionales SEAOC y ASCE de diseño de estructuras:

- Carga viva cubierta = $20 \text{ lb/pie}^2 = 100 \text{ kg/m}^2$.
- Carga viva aulas = $60 \text{ lb/pie}^2 = 300 \text{ kg/m}^2$.
- Carga viva pasillo = $100 \text{ lb/pie}^2 = 500 \text{ kg/m}^2$.
- Carga viva escaleras = $100 \text{ lb/pie}^2 = 500 \text{ kg/m}^2$.

2.1.5.1.2 Cargas muertas

Son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Ésta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y del peso específico de los materiales.

Los pesos unitarios y pesos por unidad de área utilizados para la determinación de la carga muerta, son los siguientes:

- Concreto = 2400 kg/m^3
- Muros de mampostería = 140 kg/m^2 (de 0.14m de espesor)
- Impermeabilizante en cubierta = 10 kg/m^2
- Repello + cernido = 25 kg/m^2
- Piso + mezclón = 120 kg/m^2

2.1.5.2 Cargas horizontales

Las constituyen aquellas fuerzas que actúan ortogonalmente o casi, respecto a la línea de acción de la gravedad. Se dividen en tres categorías:

- a) sismo.
- b) viento.
- c) presión (fluidos, tierra, granos).

En nuestro proyecto nos enfocaremos en la influencia que tiene sobre una estructura, la carga sísmica.

2.1.5.2.1 Carga sísmica

Para una estructura dada, las fuerzas sísmicas pueden determinarse mediante distintos métodos aceptados por normas internacionales de diseño de estructuras, entre éstos podemos mencionar: a) método de la fuerza estática equivalente, b) métodos de análisis dinámico elástico, c) métodos de análisis dinámico inelástico, y d) métodos de análisis alternos. En nuestro diseño se describirá únicamente el primero de ellos.

2.1.6 Integración de cargas

2.1.6.1 Integración de carga vertical

Es el proceso por medio del cual se obtienen las cargas linealmente distribuidas aplicadas a los elementos que conforman los marcos dúctiles en especial a las vigas, para posteriormente realizar el análisis estructural y obtener las fuerzas internas en las reacciones y nudos rígidos.

2.1.6.1.1 Método de áreas tributarias

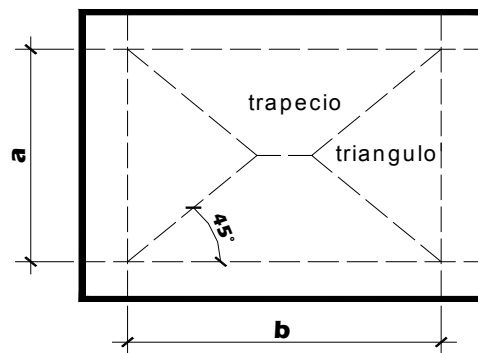
El área tributaria es el área de influencia de carga de un elemento estructural la cual incluye toda la porción de la construcción en la cual, si se aplica una carga, se afecta la fuerza interna en la sección del elemento que se está considerando. La obtención de la carga que se debe considerar actuando sobre las vigas se determina de la siguiente manera:

$$W(kg / m) = \frac{(Areatributaria) * (W(kg / m^2))}{longitud}$$

- **Obtención de las áreas tributarias:**

Existen algunas reglas sencillas para determinar el área tributaria y están basadas en la localización de las líneas de influencia en que la fuerza cortante sería nula si sólo hubiera transmisión de momentos en una dirección. La ubicación de las líneas de influencia se logra a través de líneas que forman un ángulo de 45° respecto a los apoyos.

Figura 7. Área tributaria para integración de carga vertical sobre vigas



$$a/b \geq 0.50$$

Para la determinación matemática del área tributaria, es necesario identificar dos figuras geométricas conocidas dentro del esquema presentado en la figura 7; las cuales son: 2 trapecios y 2 triángulos. Las ecuaciones matemáticas para hallar dicha área tributaria son los siguientes:

$$A_{\text{trapecio}} = \frac{a}{2} \left(\frac{2b - a}{2} \right)$$

$$A_{\text{Triangulo}} = \frac{a^2}{4}$$

Proceso de cálculo para integrar la carga vertical:

A continuación se presentará el proceso de cálculo realizado para la obtención de la carga vertical linealmente distribuida en nuestros marcos típicos correspondientes al eje X y al eje Y.

Como primer paso, se procede a obtener las áreas tributarias formadas en la planta típica (ver figura 2).

a) Áreas tributarias de carga vertical de nuestro edificio:

$$A_1 = \frac{3.90}{2} \left(\frac{2(7.80) - 3.90}{2} \right) = 11.41m^2$$

$$A_2 = \frac{3.90^2}{4} = 3.80m^2$$

$$A_3 = \frac{2.50}{2} \left(\frac{2(3.90) - 2.50}{2} \right) = 3.31m^2$$

$$A_4 = \frac{2.5^2}{4} = 1.56m^2$$

b) Cálculo de carga distribuida sobre el marco dúctil típico sentido X (eje B) segundo nivel (tramo entre los ejes 1 y 2):

Carga muerta (CM):

Impermeabilizante =	10 kg/m ²
Repello + cernido =	25 kg/m ²
Losa (0.13 m*2400 kg/m ³) =	<u>312 kg/m²</u>
	347 kg/m ² .

$$CM = \frac{(347 \text{ kg/m}^2 * (3.80 + 3.31) \text{ m}^2)}{3.90 \text{ m}} + \frac{\text{pesoviga}}{\text{m.l.}}$$

$$CM = 632.6 \text{ kg/m} + (2400 \text{ kg/m}^3 * 0.30 * 0.55) = 1029 \text{ kg/m.}$$

Carga viva (CV):

$$CV = \frac{100 \text{ kg/m}^2 (3.80 + 3.31) \text{ m}^2}{3.90 \text{ m}} = 185 \text{ kg/m.}$$

La integración de carga distribuida que obtuvimos (tanto muerta como viva) será la misma para todas las vigas del segundo nivel del marco típico del eje X, debido a la simetría a lo largo del tramo.

c) Calculo de carga distribuida sobre el marco dúctil típico sentido X (eje B) primer nivel (tramo entre los ejes 1 y 2):

Carga muerta (CM):

$$\text{Piso + mezción} = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Losa} = 312 \text{ kg/m}$$

$$\text{Repello+cernido} = \frac{312 \text{ kg/m}^2}{457 \text{ kg/m}^2}.$$

$$CM = \frac{457 \text{ kg/m}^2 (3.80 + 3.31) \text{ m}^2}{3.90 \text{ m}} + \frac{\text{pesoviga}}{\text{m.l.}} + \frac{\text{pesomuro}}{\text{m.l.}}$$

$$CM = 833.16 \text{ kg/m} + 329 \text{ kg/m} + (140 \text{ kg/m}^2 * 3.00) = 1650 \text{ kg/m.}$$

Carga viva (CV):

$$CV = \frac{300\text{kg} / \text{m}^2 (3.80)\text{m}^2}{3.90\text{m}} + \frac{500\text{kg} / \text{m}^2 (3.31)\text{m}^2}{3.90\text{m}} = 717 \text{ Kg/m}.$$

$$CV = 292.31 \text{ kg/m} + 424.36 \text{ kg/m} = 717 \text{ kg/m}.$$

Al igual que en el inciso anterior, la integración de carga distribuida que obtuvimos (tanto muerta como viva) será la misma para todas las vigas del primer nivel del marco típico del eje X, debido a la simetría a lo largo del tramo. Los demás valores de cargas distribuidas para el marco típico en el sentido Y, fueron calculados usando el procedimiento anterior (ver figuras 8 y 9).

Figura 8. Integración de carga vertical y modelo matemático, de marco dúctil típico sentido X

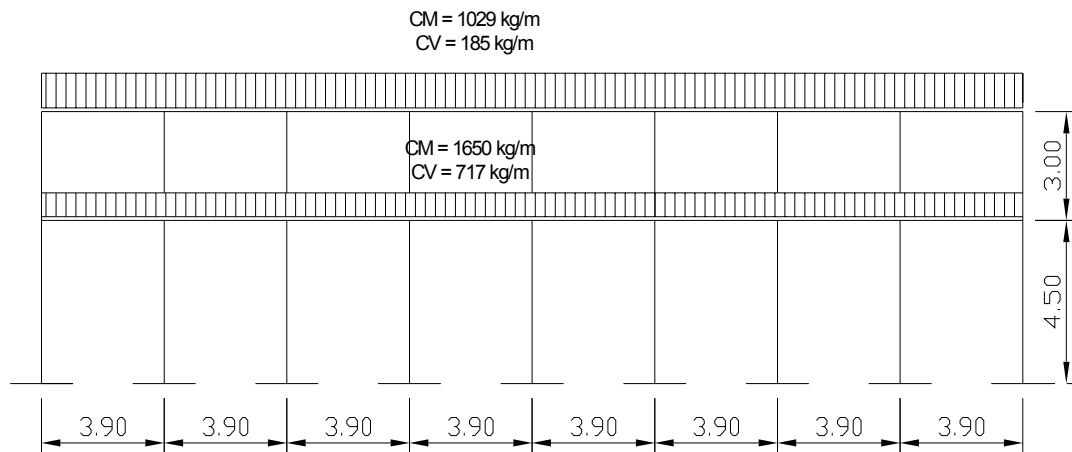
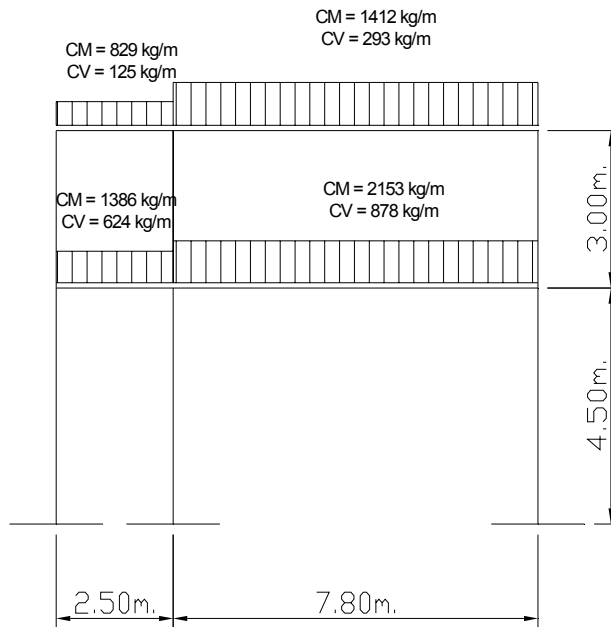


Figura 9. Integración de carga vertical y modelo matemático, de marco dúctil típico sentido Y



2.1.6.2 Integración de carga horizontal

Desde el punto de vista de las estructuras, los acontecimientos sísmicos son movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra. A medida que el terremoto se mueve, la inercia tiende a mantener la estructura en su sitio original. El propósito del diseño sísmico es dimensionar las estructuras proporcionando elementos sismorresistentes óptimos, de manera que éstas puedan resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el movimiento del terreno.

A continuación describiremos el método estático equivalente para la integración de la carga sísmica.

2.1.6.2.1 Método estático equivalente

El método de la fuerza estática equivalente o corte basal consiste fundamentalmente en reemplazar el efecto de sismo en un edificio por fuerzas horizontales equivalentes, esto se logrará hallando una fuerza en la base del edificio, la cual se distribuirá posteriormente en toda la altura del edificio, y ésta a su vez se distribuirá en los elementos sismorresistentes de forma proporcional a su rigidez. Para la obtención del corte basal utilizaremos el método propuesto por el código internacional SEAOC.

$$V = ZIKCSW$$

donde:

Z = se le denomina coeficiente de riesgo sísmico, varía según la zona sísmica del globo terráqueo (para Guatemala $Z = 1$, ya que pertenece a la zona sísmica número 4).

I = depende de la importancia o la utilidad que se le vaya a dar a la estructura, después del sismo. En viviendas unifamiliares va a ser menor su coeficiente y para estructuras de uso público como hospitales, centros de comunicación, etc. el coeficiente será mayor; su rango estará comprendido entre:

$$1.00 \leq I \leq 1.5$$

K = dependerá del tipo de estructura seleccionada, y puede tomar los siguientes valores:

Tabla II. Valores coeficiente K, para determinación del corte basal

TIPO	Arreglo resistente	Valor K
1	Marcos dúctiles sin contraventeo	0.67
2	Marcos dúctiles y sistemas de corte (embreizados , muros de corte)	0.80
3	Mampostería	1.00
4	Diseños especiales (péndulos invertidos)	2.50

Fuente: Fredy Ramírez Figueroa. **Guía Práctica dirigida del curso de diseño estructural.**
p. 37.

C = Depende de la flexibilidad de la estructura, y se mide en función del período de vibración “T”. Definiendo “T” como el intervalo de tiempo que necesita la estructura para completar una vibración, T esta determinado por:

$$T = \frac{0.09h}{\sqrt{b}}$$

donde:

h = altura del edificio (metros).

b = dimensión del edificio paralelo a la acción del sismo considerado.

$$C = \frac{1}{15\sqrt{t}} \leq 0.12$$

S = depende el tipo de suelo a cimentar (resonancia del suelo), comprendida entre: $1.00 \leq S \leq 1.50$, teniendo la limitación:

$$CS \leq 0.14$$

W = es la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva.

Para estructuras de un nivel o livianas, el coeficiente ZIKCS es igual a 0.10, lo que definiría el corte basal como $V = 0.10W$. Por otro lado cabe destacar que entre mayor sea el peso de la estructura, mayor será la magnitud de la fuerza estática equivalente.

Proceso de cálculo para la determinación del corte basal:

Debido a que el edificio tiene una forma geométrica rectangular en planta, es necesario hallar la incidencia del sismo para el eje X y para el eje Y. Esto se hace necesario ya que en la vida real el sismo se presenta de manera súbita y con una dirección arbitraria, por lo tanto, es necesario hallar el corte basal para ambas direcciones, y determinar a través de la excentricidad del centro de masa y al centro de rigidez, si existe algún tipo de torsión inducida sobre la estructura.

Empezaremos por determinar el peso total de la estructura:

Determinación del peso de la estructura:

Segundo nivel:

Tabla III. Peso del segundo nivel debido a carga muerta

Elemento	carga (W)	dimensiones	peso del elemento
impermeabilizante	10 kg/m ²	10.30*31.20	3213.6
losa	2400 kg/m ³	10.30*31.20*0.13	100264.32
repello + cernido	25 kg/m ²	10.30*31.20	8034.00
vigas	396 kg/m	186.30 m.l.	73774.80
Columnas (1/2col.)	2400 kg/m ³	27(0.30*0.30*1.5)	8748.00
muros (1/2 muros)	140 kg/m ²	1.5*104	21840.00

215,874.72 kg.

Peso de la carga viva del segundo nivel:

$$CV = 10.30 * 31.20 * 100 \text{ kg/m}^2 = 32,136 \text{ kg.}$$

Peso total del segundo nivel:

$$W_2 = CM + 25\% * CV = 215,874.72 + 0.25 (32,136) = 223,908.72 \text{ kg.}$$

Primer nivel:

Tabla IV. Peso del primer nivel debido a carga muerta

Elemento	carga (W)	Dimensiones	peso del elemento (kg)
piso	120 kg/m ²	10.30*31.20	38563.20
losa	2400 kg/m ³	10.30*31.20*0.13	100264.32
repello + cernido	25 kg/m ²	10.30*31.20	8034.00
vigas	396 kg/m	186.30	73774.80
Columnas (1/2col.)	2400 kg/m ³	27(0.30*0.30*6)	34992.00
muros (1/2 muros)	140 kg/m ²	6*104	87360.00

342,988.32 kg.

Peso de la carga viva del primer nivel:

$$CV = 2.5 * 31.20 * 500 \text{ kg/m}^2 + 7.8 * 31.20 * 300 \text{ kg/m}^2 = 112,008 \text{ kg.}$$

$$W_1 = CM + 25\% * CV = 342,988.32 + 0.25 (112,008) = 370,991 \text{ kg.}$$

Peso total de la estructura:

$$W_{\text{total}} = 223,908.72 \text{ kg} + 370,991 \text{ kg} = 594,899.72 \text{ kg.}$$

Determinación del corte basal en el sentido X:

datos:

Z = 1 (ciudad de Guatemala, zona sísmica 4).

I = 1.30 (edificios institucionales educativos).

K = 0.67 (marcos dúctiles sin contraventeo, tabla II).

Determinación del coeficiente C:

$$T_x = \frac{0.0906 * h}{\sqrt{b}} = \frac{0.0906 * 7.5}{\sqrt{31.20}} = 0.121$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} = \frac{1}{15\sqrt{0.121}} = 0.19$$

S = 1.5 (adoptamos el valor más grande del intervalo permitido, por que no se conoce el valor "S" exacto de nuestro suelo).

Chequeo de CS:

$$CS = 0.19 * 1.5 = 0.29 \quad (\text{usar } CS = 0.14).$$

W = 594,899.72 kg. (Peso total de la estructura).

$$V_x = ZIKCSW = 1 * 1.30 * 0.67 * 0.14 * 594,899.72 = 72,542 \text{ kg.}$$

Determinación del corte basal en el sentido Y:

Para la determinación del corte basal en el sentido Y, los valores de los coeficientes son los mismos, con excepción del coeficiente C:

Determinación de C:

$$T_y = \frac{0.0906 * h}{\sqrt{b}} = \frac{0.0906 * 7.5}{\sqrt{10.30}} = 0.21$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.21}} = 0.14$$

Chequeo de CS:

$$CS = 0.14 * 1.5 = 0.22 \quad (\text{usar } CS=0.14).$$

$$V_Y = ZIKCSW = 1 * 1.30 * 0.67 * 0.14 * 594,899.72 = 72,542 \text{ kg.}$$

Debido a que los valores de los coeficientes del corte basal, no varían en la dirección del sentido X como para la del sentido Y, el valor del corte basal es el mismo para ambas direcciones.

2.1.6.2.1.1 Fuerzas por nivel

El cortante total de diseño en la base V, se distribuye en la altura de la estructura de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

donde:

V = corte basal en el sentido en la dirección analizada.

F_t = es la fuerza concentrada aplicada en la cúspide de la estructura.

F_i = es la fuerza en el nivel "i".

- **Fuerza concentrada aplicada en la cúspide de la estructura " F_t ":**

Si el período fundamental de vibración T es mayor a 25 segundos, la fuerza concentrada aplicada en la parte superior de la estructura o cúspide, se calcula de la siguiente manera:

$$F_t = 0.07TV, \text{ para } T \geq 25 \text{ seg.}$$

Por el contrario si el periodo fundamental de vibración T es menor a 25 segundos:

$$F_t = 0, \text{ para } T \leq 25 \text{ seg.}$$

- **Fuerza aplicada en el nivel " F_i ":**

La porción restante del cortante en la base se distribuye en la altura de la estructura incluyendo el nivel superior "n" (nivel donde se aplicó la fuerza en la cúspide) de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{(V - f_t) * W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

donde:

V = corte basal en la dirección del análisis.

F_t = fuerza en la cúspide.

W_i = peso del nivel "i".

h_i = altura del nivel "i".

La determinación del cortante de piso de diseño V_x , es igual a la suma de las fuerzas F_t y F_i por encima del piso en análisis. Más adelante nos daremos cuenta que las fuerzas por marco se distribuyen de forma proporcional a la rigidez de los elementos sismo resistentes.

Proceso de cálculo para la distribución de las fuerzas por nivel:

Empezaremos por comparar los períodos de vibración obtenidos en la determinación del corte basal, para encontrar los valores de F_t en cada sentido:

$$T_x = 0.121 \quad (\text{período de vibración en X}).$$

$$T_y = 0.210 \quad (\text{período de vibración en Y}).$$

Como podemos darnos cuenta ambos períodos de vibración son menores a 25 segundos, por lo tanto la fuerza aplicada en la cúspide es igual a cero ($F_t = 0$) para ambos sentidos.

Debido a que la fuerza en la cúspide es cero para ambos sentidos, y que además el valor del corte basal es el mismo para cada sentido (en el sentido X y en sentido Y). Entonces las fuerzas por nivel obtenidas serán las mismas para cada sentido de la estructura, y se obtendrán de la siguiente manera:

Tabla V. Cálculo de fuerzas por nivel

nivel	W_i	h_i	$W_i * h_i$
segundo	223,908.72 kg	7.5 mts	1679315.40
primero	370,991.00 kg	4.5 mts	1669459.50

$$\sum W_i * h_i = 3348775.00$$

Como $F_t = 0$ la fórmula principal quedará reducida a la siguiente forma:

$$F_i = \frac{(V) * W_i * h_i}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i}$$

Por lo tanto las fuerzas por nivel serán:

$$F_2 = \left[\frac{(72542.00) * 1679315.40}{3348775.00} \right] = 36,377.8 \text{ kg. (Fuerza en el segundo nivel).}$$

$$F_1 = \left[\frac{(72542.00) * 1669459.50}{3348775.00} \right] = 36,164.10 \text{ kg. (Fuerza en el prime nivel).}$$

2.1.6.2.1.2 Fuerzas por marco

La distribución de cargas sísmicas dependerá de la existencia o no de simetría estructural (excentricidades entre el centro de masa y el centro de rigidez), ya que de existir éstas la capacidad torsional del edificio se vera afectada y por ello los marcos que tengan una mayor excentricidad experimentaran una fuerza de marco (F_m) mayor, a los que posean menor o ninguna excentricidad.

En base a la definición anterior delimitaremos dos casos en los que se distribuirán las fuerzas del nivel, hacia cada uno de los marcos que integran la estructura en el sentido en análisis: a) Cuando existe simetría estructural: (CM = CR), b) Cuando no existe simetría estructural (CM ≠ CR),

A continuación definiremos el primero de los dos casos, y más adelante en el inciso 2.1.6.2.1.3 definiremos el segundo caso.

- **Caso en el cual existe simetría estructural:**

En este caso la ubicación el C.M. coincide con la del C.R., por lo que se ha obtenido una distribución simétrica de los elementos verticales, para este caso los marcos resistentes al sismo experimentarán únicamente fuerzas trasnacionales debidas a la distribución del cortante basal en el piso.

En este caso la fuerza en el marco en el eje que le corresponda (F_m), es igual a la fuerza de piso (F_i) del eje, dividida entre el número de marcos que resisten dicha fuerza:

$$F_m = \frac{F_{nivel}}{N_{o\ demarcos}}$$

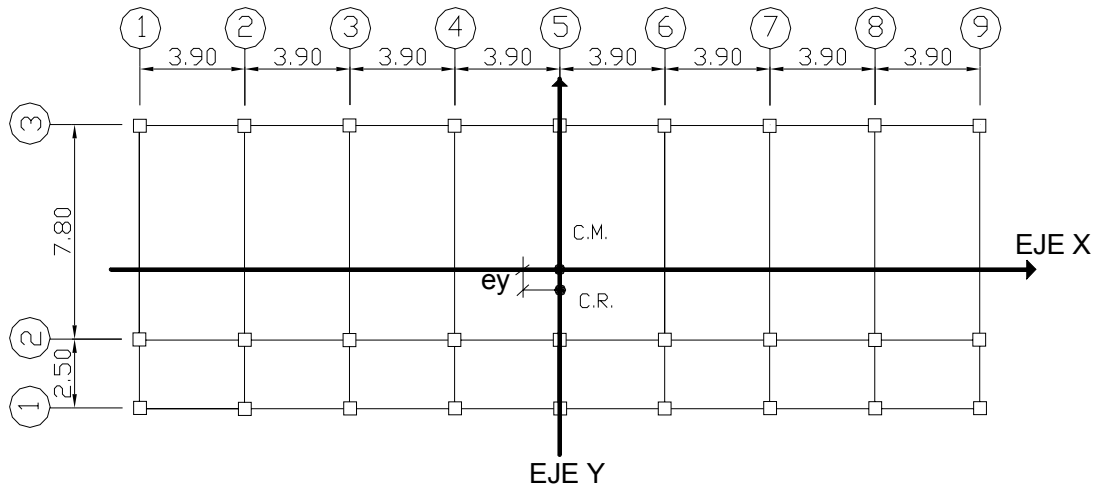
donde:

F_{nivel} = fuerza en el piso i .

No. de marcos = número de marcos que resisten el sismo.

Es importante mencionar que cuando ésta formula se aplica al nivel más alto del edificio, a la fuerza de piso obtenida en ese nivel debe de sumársele F_t la cual es la carga puntual en la cúspide.

Figura 10. Simetría de la edificación escolar



Fuerza por marco en el sentido Y:

Como podemos observar en la figura 10, existe simetría estructural en el sentido “Y”, es decir que tanto la masa como la rigidez tienen la misma componente en “Y”, por lo tanto es aplicable el método 1 cuando CM=CR.

Por otro lado se puede observar que son 9 marcos (paralelos al sismo) los que absorberán el sismo en ese sentido, por lo tanto bastará con dividir las fuerzas por nivel dentro del número de marcos que resistirán la fuerza sísmica.

Segundo nivel:

$$F_t = \frac{(F_{nivel2} + F_t)}{No. marcos} = \frac{(36,377.8 + 0)}{9} = 4042 \text{ kg.}$$

Primer nivel:

$$F_t = \frac{F_{nivel1}}{No. \text{marcos}} = \frac{36164.1}{9} = 4018 \text{ kg.}$$

A continuación se analizará el segundo caso expuesto, el cual trata del caso de cuando no existe simetría estructural.

2.1.6.2.1.3 Fuerzas del marco por torsión

Cuando no existe simetría estructural ($CM \neq CR$), se deberán determinar los centros de masa y de rigidez y obtener la excentricidad del edificio; para poder calcular las fuerzas totales por marco F_m , las cuales estarán compuestas de fuerzas de origen traslacional y fuerzas de origen torsional, inducidas en cada uno de los marcos resistentes a la fuerza en el nivel analizado. Es decir, matemáticamente quedará representada por medio de la siguiente expresión:

$$F_m = F_i' \pm F_i''$$

donde:

F_m = fuerza en el marco "i".

F_i' = fuerza de origen traslacional (proporcional a la rigidez del marco).

F_i'' = fuerza de origen torsional.

La fuerza trasnacional F_i' se define por:

$$F_i' = \frac{K_m}{\sum K_i} F_i$$

La fuerza torsional se define por:

$$F_i'' = \frac{e}{E_i} F_i$$

En donde E_i se define por:

$$E_i = \frac{\sum (K_m d_i)^2}{K_m d_i}$$

donde:

K_m = rigidez del marco que se está analizando.

$\sum K_i$ = rigidez total del nivel. Es la sumatoria de las rigideces de los marcos paralelos a la carga.

F_i = fuerza por nivel.

e = excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez.

E_i = relación entre rigideces y brazo de palanca de cada marco.

d_i = distancia del CR de la estructura al marco del eje considerado.

Todos los marcos que queden hacia la izquierda o hacia abajo del C.R., tendrán brazos de palanca con signo negativo (-); y todos los marcos que queden hacia la derecha o hacia arriba, tendrán brazos de palanca con signo positivo (+). Por otro lado si F_m es menor que F_i' se debe tomar F_i' como la fuerza en el marco. Si el valor F_m es mayor que F_i' se debe tomar F_m como el valor de la fuerza del marco analizado. Es decir, se toman los valores más críticos.

- **Cálculo de centro de masa (C.M.)**

El centro de masa visto desde una perspectiva estructural, es el punto en donde aplica la fuerza sísmica en la estructura según el sentido en que se analice. El centro de masa coincide con el centroide geométrico de la planta del edificio siempre y cuando nuestra planta tenga una forma simétrica en la distribución de su masa, las coordenadas estarán dadas por:

$$CM_{x-x} = \frac{x}{2}$$

$$CM_{y-y} = \frac{y}{2}$$

donde:

x = longitud del edificio en el sentido del eje x-x.

y = longitud del edificio en el sentido del eje y-y.

En este caso como se puede observar en la figura 10, debido a la simetría en la distribución de masa, las coordenadas del centro de masa se determinarán de la siguiente manera:

$$CM_x = \frac{x}{2} = \frac{31.20}{2} = 15.60m$$

$$CM_y = \frac{y}{2} = \frac{10.30}{2} = 5.15m.$$

Estas coordenadas son aplicables tanto al primero como al segundo nivel de nuestra estructura, debido a la simetría vertical de nuestra estructura (ver figura 10).

- **Cálculo del centro de rigidez (C.R.)**

En este punto es donde se concentra la resistencia del edificio, este punto representa a los elementos sismorresistentes (columnas, muros de corte, arriostramientos, etc.), los cuales se oponen a la fuerza producida por el sismo. La localización del centro de rigidez del edificio, se encuentra en función de los elementos estructurales verticales sismorresistentes de éste:

$$X_{CR} = \frac{\sum (K_{yi} * X_i)}{\sum K_y}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum (K_{xi} * Y_i)}{\sum K_x}$$

La determinación de la rigidez de las columnas se obtendrá según el tipo de estructura que se este analizando, así será el tipo de apoyo, y por lo tanto, la ecuación de rigidez a utilizarse:

a) Voladizo: condición presentada en edificios de un nivel o en los últimos niveles de edificios multiniveles, su formula de rigidez es:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + 1.2 \frac{Ph}{AG}}$$

b) Doblemente empotrado: condición que se da a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles, su formula de rigidez es:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{12EI} + 1.2 \frac{Ph}{AG}}$$

donde:

P = carga asumida generalmente de 10000 kg (esta podría ser también una carga unitaria ya que posteriormente se cancelará al calcular el centro de rigidez; se utiliza el valor de 10000 kg para no trabajar con muchos decimales los cálculos. Este valor P se utiliza para hallar la rigidez lateral en función del desplazamiento por dicha carga.

h = altura del muro o columna a la cual se le está hallando la rigidez, (cm).

E_c = módulo de elasticidad del concreto $E_c = 15100\sqrt{f_c}$, (kg/cm²).

I = inercia del elemento $I = \frac{b * h^3}{12}$, (cm⁴).

A = sección transversal del muro o columna analizado, (cm²).

G = Módulo de rigidez $G = 0.4 E_c$, (kg/cm²).

Proceso completo de cálculo para la determinación de la carga sísmica por marco cuando CM ≠ CR (eje x, segundo nivel):

a) Rigidez de columnas (fórmula del voladizo):

$$K_2 = \frac{1}{\left(\frac{10000 * 300^3}{3 * 15100\sqrt{210} * (30^4/12)} + \frac{1.2 * 10000 * 300}{30^2 * (0.4 * 15100\sqrt{210})} \right)} = 0.163.$$

Para hallar la rigidez de cada uno de los marcos, bastará con multiplicar la rigidez de la columna por el número de columnas que contiene cada marco:

b) Rigidez de los marcos (segundo nivel):

$$K_{m,2} = 0.163 * 9 = 1.47$$

Tabla VI. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel

Marco	K	Y _i	K*Y _i
A	1.47	0	0
B	1.47	2.5	3.675
C	1.47	10.3	15.141
Sumatoria	4.41		18.816

$$C.R. = \frac{18.82}{4.41} = 4.27 \text{ Metros.}$$

$$\text{Excentricidad en "Y"} = |CM - CR| = |5.15 - 4.27| = 0.88 \text{ m.}$$

c) Fuerza por marco debido a la traslación:

$$F_2' = \frac{(F_1 + F_2)}{N} = \frac{(36377.8 + 0)}{3} = 12126 \text{ kg.}$$

Tabla VII. Fuerza por torsión y fuerza total del marco segundo nivel eje X:

Marco	K _m	D _i	K _m *D _i	(K _m *D _i) ²	E _i	F' _i	F'' _i	F _m
A	1.47	-4.27	-6.28	39.44	-19.87	12126	-1611.1	10515
B	1.47	-1.77	-2.60	6.76	-47.99	12126	-667.06	11459
C	1.47	+6.03	+8.86	78.57	14.08	12126	+2273.6	14400
	4.41			124.77				

El mismo proceso descrito se utilizó para integrar la carga sísmica del primer nivel, en a figuras 11 y 12 se presentan los resultados de los marcos más críticos.

Figura 11. Carga sísmica en el marco dúctil típico en el sentido X

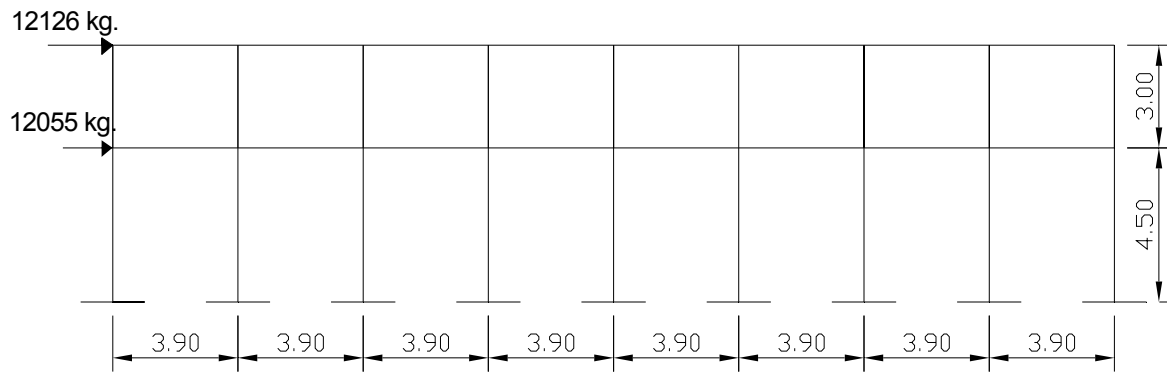
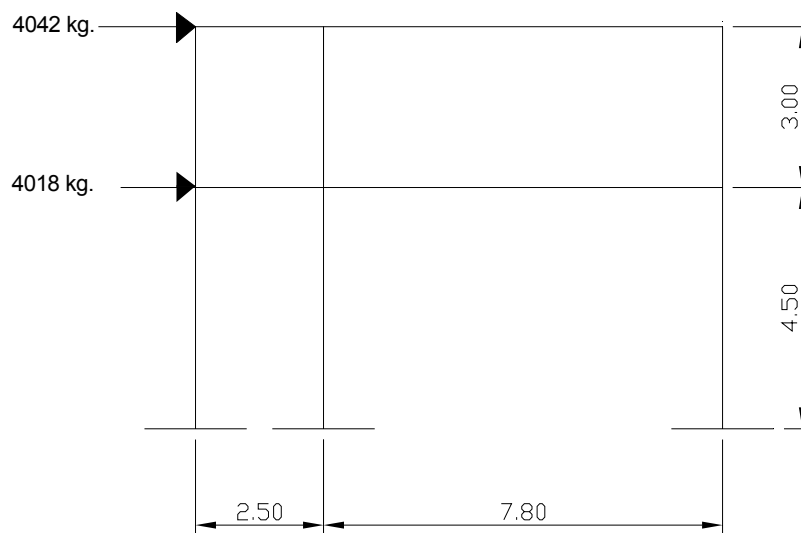


Figura 12. Carga sísmica en el marco dúctil típico en el sentido Y



2.1.7 Análisis estructural

Fundamentalmente el análisis estructural busca encontrar la forma que adquiere una estructura al ser sometida a cargas y los consecuentes esfuerzos a que se ven sometidos sus miembros. Para lograr este objetivo se pueden utilizar métodos analíticos, numéricos, gráficos y experimentales.

Existen muchas formas de clasificar los métodos utilizados en el análisis estructural, una de ellas es la siguiente:

1. **Métodos aproximados:** Estos métodos son utilizados en diseños preliminares y sirven además como comprobaciones rápidas de los resultados de métodos más refinados.
2. **Métodos exactos:** Estos son métodos que utilizan una matemática muy refinada, básicamente se realizan a través de procesos iterativos.

Para efectos de nuestro proyecto nos enfocaremos en la utilización de los métodos exactos, ya que son éstos los que mejor describen el comportamiento real de la estructura ante la acción de las cargas.

2.1.7.1 Métodos exactos

Los métodos exactos son también conocidos como métodos de los desplazamientos, los cuales están basados en la metodología de distribución de momentos, entre los cuales podemos mencionar:

- a) Método de Cross.
- b) Método de Kani.

Para la realización del análisis estructural de nuestro proyecto utilizamos el método de Kani, el cual se describe en forma de resumen a continuación.

2.1.7.1.1 Resumen general método de Kani

El método de Kani es un método de distribución de momentos el cual se desarrolla a través de aproximaciones sucesivas, lo cual implica que las respuestas se pueden lograr con la exactitud que se desee.

El siguiente resumen se aplica únicamente para miembros de sección constante, además no incluye los casos en los que existan columnas de diferente altura en un mismo piso o cuando existan articulaciones en los apoyos de las columnas.

- **Momentos fijos o de empotramiento perfecto (MF_{ik}):** en los elementos que se hallan sometidos a cargas intermedias surgen unos momentos para anular los giros que producirían tales cargas si los extremos pudiesen rotar libremente, éstos son los llamados momentos de empotramiento, y se calculan de la siguiente manera.

$$MF_{ik} = \frac{WL^2}{12} \quad (\text{Para carga linealmente distribuida})$$

- **Momentos de sujeción (M_s):** éstos se calculan cuando hay cargas verticales, se aplican en los nudos en donde concurren varios momentos fijos. En los nudos en donde solamente concurre un momento fijo, éste será igual al momento de sujeción.

$$M_s = \sum MF_{ik}$$

- **Fuerzas de sujeción (H_n):** se dan cuando hay carga lateral en los nudos, para nuestro caso la fuerza de sujeción será igual a:

$$H_n = F_n \text{ (Fuerza por marco del nivel } n, \text{ del análisis sísmico).}$$

- **Fuerza cortante en el piso (Q_n):** Se calcula en función de la fuerza de sujeción en el nudo. La determinación del cortante de piso en el nivel “n” es igual a la suma de las fuerzas H_n por encima del piso en análisis (incluyendo el nivel n).
- **Momentos de piso (M_n):** éstos se calculan aplicando la siguiente fórmula a las fuerzas cortantes de piso:

$$M_n = \frac{Q_n * h_n}{3} \quad (h_n = \text{altura del piso "n"}).$$

- **Rigideces de los elementos (K_{ik}):** La rigidez es la medida de la capacidad de un elemento para oponerse al giro de uno de sus extremos cuando se le aplica en él un momento. Se calcula de la siguiente manera en función de su rigidez relativa:

$$K_{ik} = \frac{I}{L}$$

donde:

I = inercia del elemento ($b \cdot h^3$)/12.

L = longitud del elemento.

- **Factores de giro (μ_{ik}) o coeficientes de reparto:** éstos se dan en todos los elementos, en las zapatas por definición $\mu_{ik} = 0$, y para el resto de los elementos se calcula de la siguiente manera:

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

- **Factores de corrimiento (V_{ik}):** éstos se dan cuando existe desplazamiento de los nudos de las columnas debido a carga lateral, o algún tipo de antisimetría estructural, de cargas o de apoyos. Se calcula solamente a las columnas de cada nivel, de la siguiente manera:

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} \left(\frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}} \right)$$

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

$$M' = \mu_{ik} (M_s + \sum M'_{ni}) \quad \text{Sin ladeo.}$$

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + (\sum M'_{ni} + M''_{in})) \quad \text{Con ladeo.}$$

- **Cálculo de iteraciones, influencia del desplazamiento de columnas (M''_{ik}):**

$$M''_{ik} = V_{ik} \left[\sum (M'_{ik} + M'_{ki}) \right] \quad \text{Ladeo por antisimetría.}$$

$$M''_{ik} = V_{ik} \left[M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki}) \right] \quad \text{Ladeo por fuerza horizontal.}$$

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

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

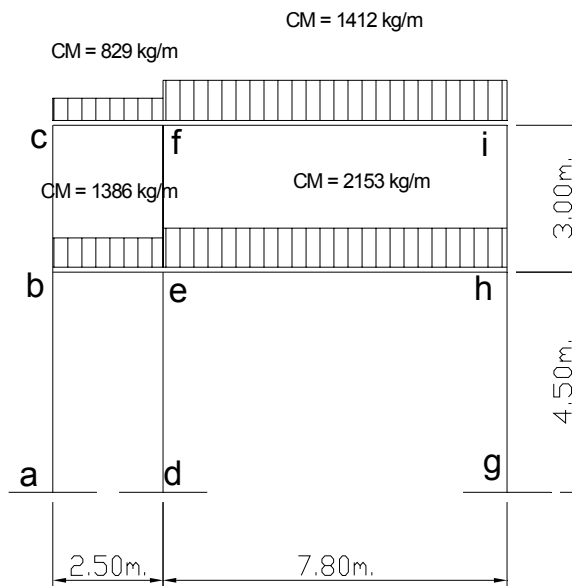
$$M_{ik} = MF_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \quad \text{Con ladeo.}$$

2.1.7.2 Método de Kani, carga muerta marco típico eje Y

A continuación presentaremos el proceso completo del análisis estructural por el método de Kani, aplicado al marco dúctil típico del eje “Y”, bajo carga vertical muerta.

Empezaremos por nombrar los nudos e identificar las cargas actuantes en cada uno de los elementos que conforman el marco en análisis:

Figura 13. Carga vertical muerta en el marco dúctil sentido Y



- **Cálculo de momentos fijos ($MF_{ik} = \pm (W \cdot L^2) / 12$):**

$$-MF_{cf} = MF_{fc} = \pm \frac{(829) \cdot (2.50)^2}{12} = \pm 431.77 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$-MF_{fi} = MF_{if} = \pm \frac{(1412) \cdot (7.80)^2}{12} = \pm 7,158.84 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$-MF_{be} = MF_{eb} = \pm \frac{(1386) \cdot (2.50)^2}{12} = \pm 721.87 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$-MF_{eh} = MF_{he} = \pm \frac{(2153) \cdot (7.80)^2}{12} = \pm 10,915.71 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

- **Cálculo de momentos de sujeción $M_s = \sum MF_{ik}$:**

Nudo c: $M_s = MF_{cf} = -431.67 \text{ kg} \cdot \text{m}.$

Nudo f: $M_s = MF_{fc} + MF_{fi} = +431.67 - 7158.8 = -6727.13 \text{ kg} \cdot \text{m}.$

Nudo i: $M_s = MF_{if} = 7158.8 \text{ kg} \cdot \text{m}.$

Nudo b: $M_s = MF_{be} = -721.9 \text{ kg} \cdot \text{m}.$

Nudo e: $M_s = MF_{eb} + MF_{eh} = +721.9 - 10915.7 = -10193.8 \text{ kg} \cdot \text{m}.$

Nudo h: $M_s = MF_{he} = 10915.7 \text{ kg} \cdot \text{m}.$

- **Cálculo de rigideces de los elementos $K_{ik} = I / L$:**

$$K_{ab} = K_{ed} = K_{gh} = \frac{(0.30)^4 / 12}{4.50} = 0.00015 \text{ m}^3.$$

$$K_{bc} = K_{ef} = K_{hi} = \frac{(0.30)^4 / 12}{3.00} = 0.000225 \text{ m}^3.$$

$$K_{cf} = K_{be} = \frac{(0.30) \cdot (0.55)^3 / 12}{2.50} = 0.00166 \text{ m}^3.$$

$$K_{fi} = K_{eh} = \frac{(0.30) \cdot (0.55)^3 / 12}{7.80} = 0.00053 \text{ m}^3.$$

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

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

$\mu_a = \mu_d = \mu_g = 0$ (en las zapatas los coeficientes de reparto = 0).

Nudo C:

$$\mu_{cf} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.00166}{0.00166 + 0.000225} \right) = -0.440.$$

$$\mu_{cb} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.000225}{0.00166 + 0.000225} \right) = -0.060.$$

Nudo b:

$$\mu_{be} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.00166}{0.00166 + 0.00015 + 0.000225} \right) = -0.408.$$

$$\mu_{ba} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.00015}{0.00166 + 0.00015 + 0.000225} \right) = -0.037.$$

$$\mu_{bc} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.000225}{0.00166 + 0.00015 + 0.000225} \right) = -0.055.$$

Nudo f:

$$\mu_{fc} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.00166}{0.00166 + 0.00053 + 0.000225} \right) = -0.344.$$

$$\mu_{fi} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.00053}{0.00166 + 0.00053 + 0.000225} \right) = -0.11.$$

$$\mu_{fe} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.000225}{0.00166 + 0.00053 + 0.000225} \right) = -0.046.$$

Nudo e:

$$\mu_{ef} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.000225}{0.000225 + 0.00015 + 0.00166 + 0.00053} \right) = -0.044.$$

$$\mu_{ed} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.00015}{0.000225 + 0.00015 + 0.00166 + 0.00053} \right) = -0.029.$$

$$\mu_{eb} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.0016}{0.000225 + 0.00015 + 0.00166 + 0.00053} \right) = -0.323.$$

$$\mu_{eh} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.00053}{0.000225 + 0.00015 + 0.00166 + 0.00053} \right) = -0.103.$$

Nudo i:

$$\mu_{if} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.00053}{0.00053 + 0.000225} \right) = -0.351.$$

$$\mu_{ih} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.000225}{0.00053 + 0.000225} \right) = -0.149.$$

Nudo h:

$$\mu_{hi} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.000225}{0.000225 + 0.00053 + 0.00015} \right) = -0.124.$$

$$\mu_{he} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.00053}{0.000225 + 0.00053 + 0.00015} \right) = -0.293.$$

$$\mu_{hg} = -\frac{1}{2} \left(\frac{0.00015}{0.000225 + 0.00053 + 0.00015} \right) = -0.083.$$

- **Factores de corrimiento (V_{ik}):** éstos se dan solo en las columnas.

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} \left(\frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}} \right)$$

Segundo nivel:

$$V_{cb} = V_{ef} = V_{hi} = -\frac{3}{2} \left(\frac{0.000225}{0.000225 + 0.000225 + 0.000225} \right) = -0.5.$$

Primer nivel:

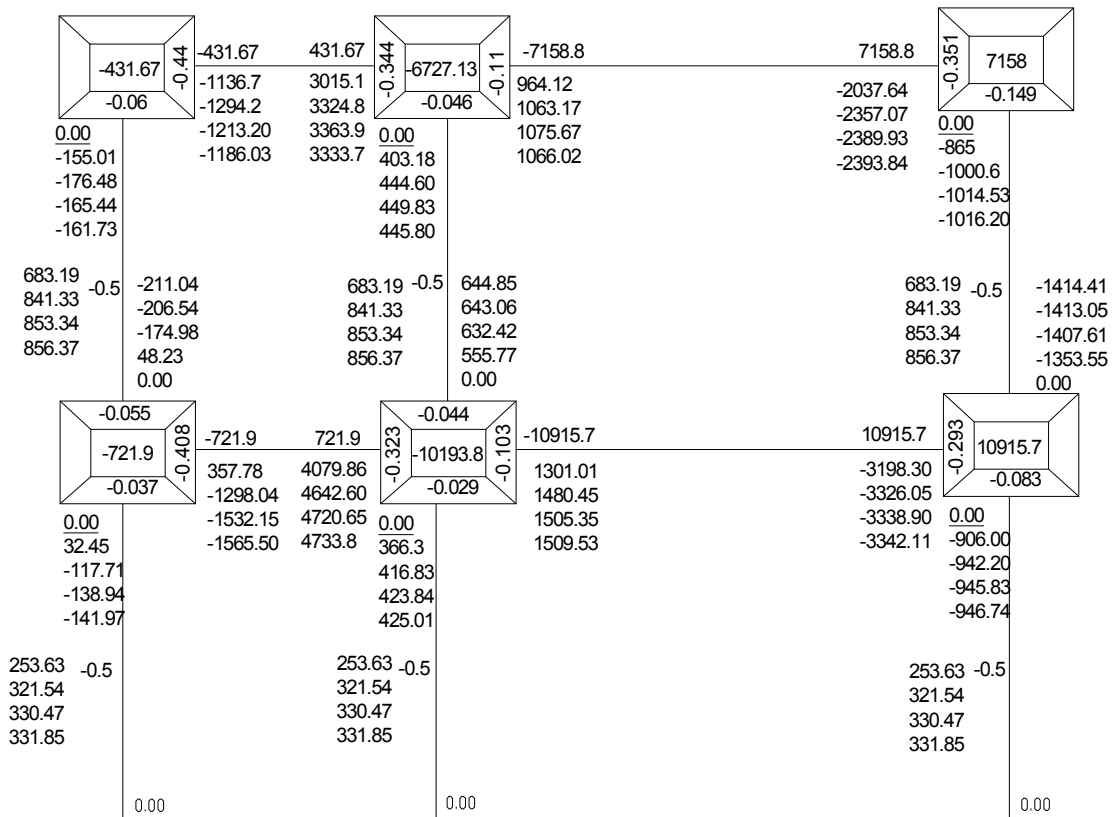
$$v_{ab} = v_{de} = v_{gh} = -\frac{3}{2} \left(\frac{0.00015}{0.00015 + 0.00015 + 0.00015} \right) = -0.5.$$

Se adoptó la siguiente secuencia de recorrido de los nudos, empezando por el mayor momento de fijación: Secuencia = H → I → F → C → B → E.

Además se utilizó la siguiente convención de signos:



Figura 14. Diagrama de iteraciones método de Kani, carga muerta



2.1.7.3 Resultados del análisis estructural marco típico sentido Y

A continuación se presentan los diagramas de momentos del marco típico del eje "Y", debido a carga: muerta, viva y sísmica respectivamente.

Figura 15. Diagrama de momentos en vigas, marco típico eje Y debido carga muerta

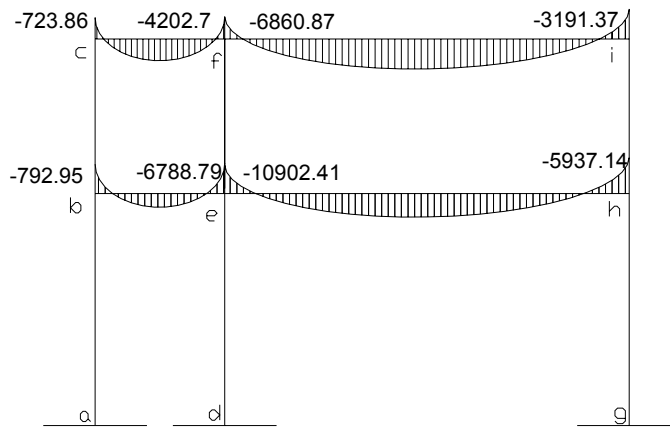


Figura 16. Diagrama de momentos en columnas, marco típico eje Y debido a carga muerta

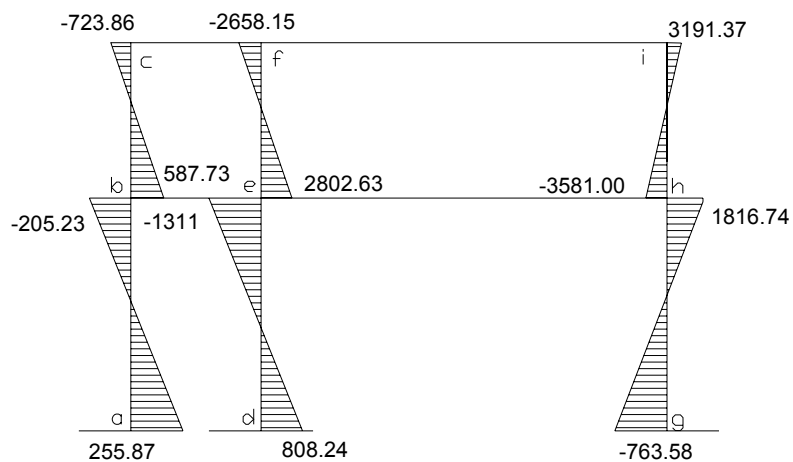


Figura 17. Diagrama de momentos en vigas, marco típico eje Y debido carga viva

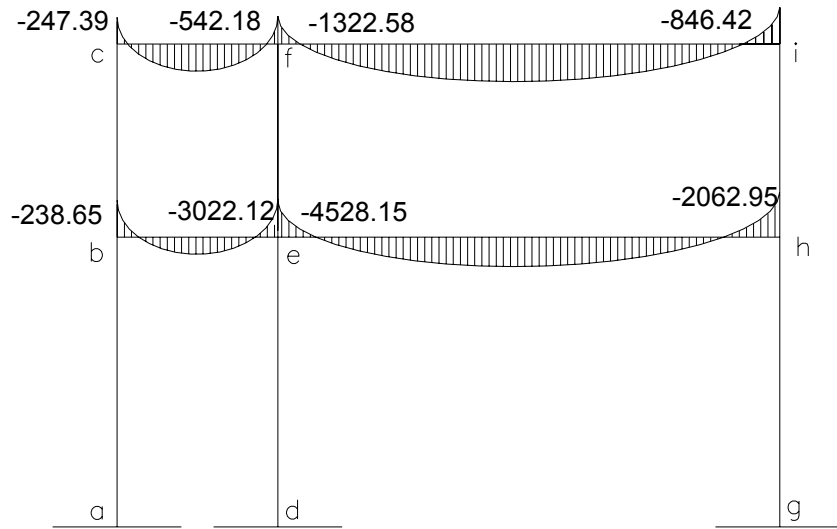


Figura 18. Diagrama de momentos en columnas, marco típico eje Y debido a carga viva

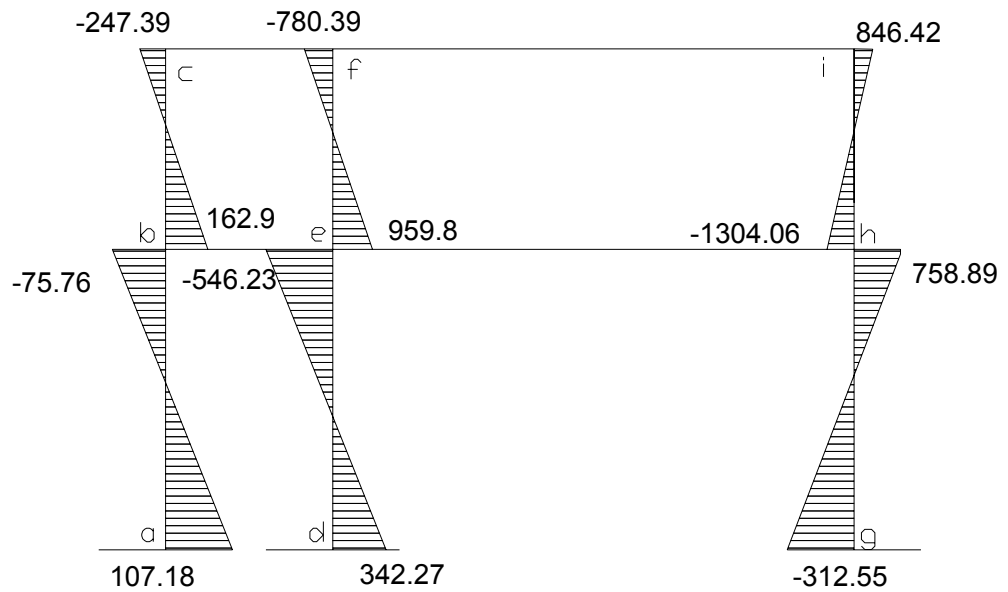


Figura 19. Diagrama de momentos en vigas, marco típico eje Y debido carga sísmica

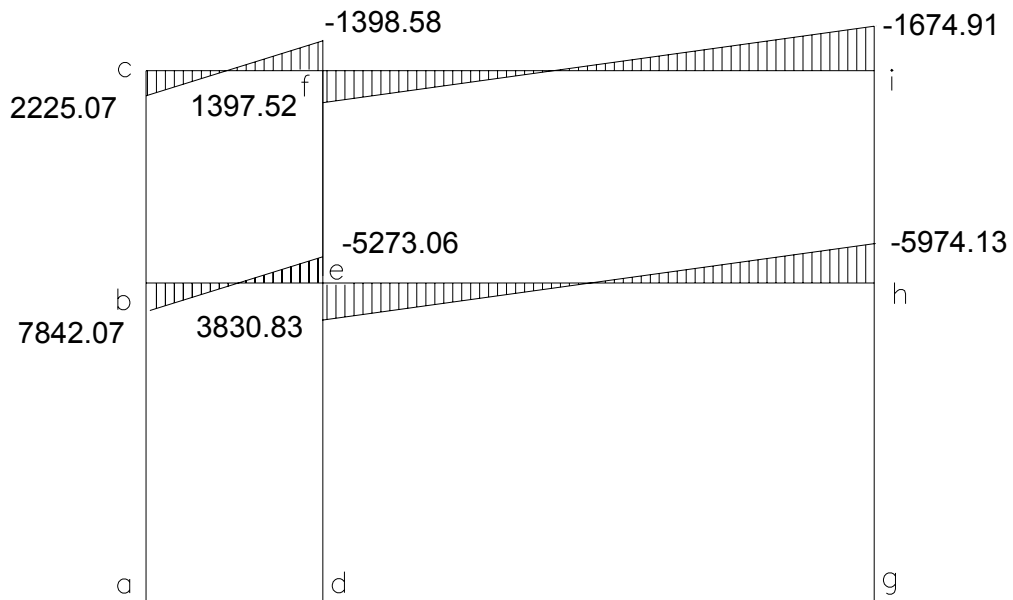
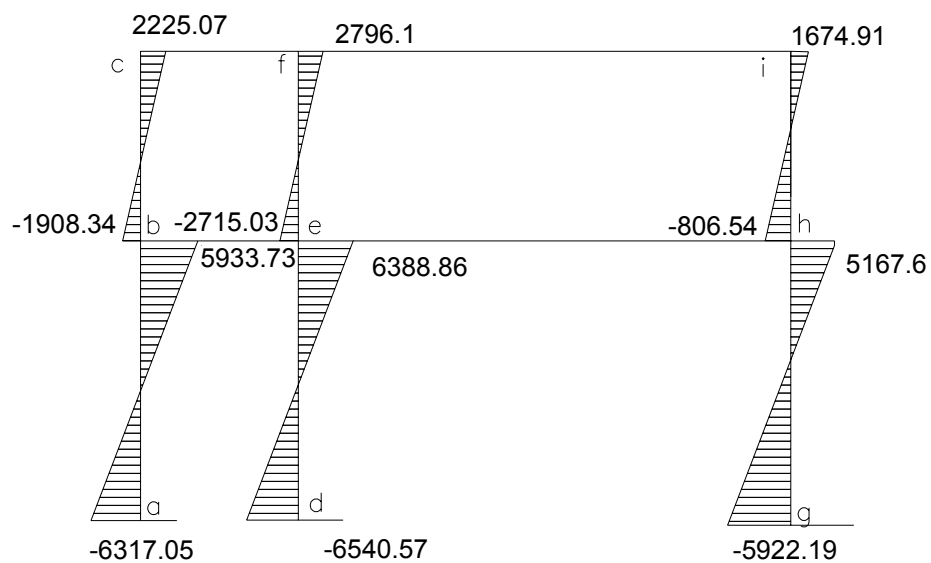


Figura 20. Diagrama de momentos en columnas, marco típico eje Y debido a carga sísmica



2.1.8 Envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir al superponer los efectos de la carga muerta, carga viva y la carga sísmica. El código ACI en su apartado 9.2.3 exige que si se incluyen en el diseño los estados de carga mencionadas anteriormente, deben aplicarse las siguientes combinaciones:

1. **1.4CM + 1.7CV**
2. **0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.87S)**
3. **0.75(1.4CM + 1.7CV – 1.87S)**
4. **0.9CM + 1.43S**
5. **0.9CM – 1.43S**

Los factores de carga pueden aplicarse ya sea a las cargas de servicio directamente, o a los efectos internos de las cargas calculadas a partir de las cargas de servicio.

2.1.8.1 Cálculo de envolvente de momentos

Son también conocidos como momentos últimos o de diseño. Para el cálculo de la envolvente de momentos, hallaremos el momento máximo en el nudo “e” de la viga e-h, del marco dúctil típico del eje “Y”:

1. $1.4 (-10902.41) + 1.7 (-4528.15) = - 22961.23 \text{ kg}^*\text{m}.$
2. $0.75 (1.4 (-10902.41) + 1.7(-4528.15) + 1.87 (3830)) = -11849.3 \text{ kg}^*\text{m}.$
3. $0.75 (1.4 (-10902.41) + 1.7(-4528.15) - 1.87 (3830)) = -22592.5 \text{ kg}^*\text{m}.$
4. $0.9 (-10902.41) + 1.43 (3830) = -4335.27 \text{ kg}^*\text{m}.$
5. $0.9 (-10902.41) - 1.43 (3830) = -15289.07 \text{ kg}^*\text{m}.$

El valor del momento último a utilizar en el nudo e de la viga e-h, será el máximo obtenido de las 5 combinaciones de carga, es decir $M_{e-h} = -22961.23$ kg*m. Este procedimiento se realizó para los nudos restantes de los marcos tanto en el sentido X como en el sentido Y.

2.1.8.2 Cálculo de momentos positivos en las vigas

Otro parámetro importante en el análisis estructural es la obtención de los momentos positivos, los cuales se dan aproximadamente en la mitad de la luz de las vigas y definen el refuerzo a utilizar en esa sección. La fórmula para la obtención de los momentos positivos es la siguiente:

$$M_{ik} = \frac{WL^2}{8} - \frac{(M_{i(-)} + M_{k(-)})}{2}$$

donde:

W = carga vertical mayorada en la viga, $W = 1.4CM + 1.7 CV$.

L = longitud de la viga en análisis.

$M_{i(-)}, M_{k(-)}$ = momentos máximos o últimos en los extremos de la viga.

Calculo de momento positivo tramo de la viga e-h:

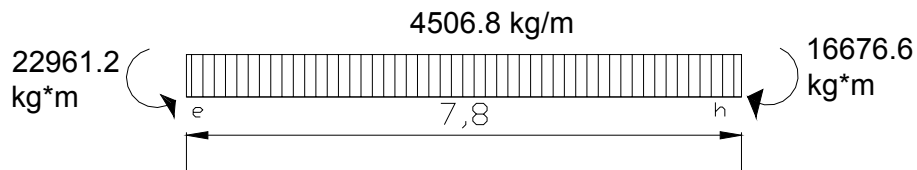
Empezaremos por determinar la carga vertical mayorada, la cual se determinará de la integración de carga en la figura 9, en el tramo e-h.

Carga vertical muerta del tramo e-h = 2153 kg/m.

Carga vertical viva del tramo e-h = 878 kg/m.

$$W_{e-h} = 1.4CM + 1.7CV = 1.4 (2153 \text{ kg}) + 1.7(878 \text{ kg}) = 4506.8 \text{ kg/m.}$$

Figura 21 Diagrama de cuerpo libre para obtención de momentos positivo, en vigas



Una vez elaborado el diagrama de cuerpo libre, indicando tanto la carga vertical mayorada como los momentos últimos en los extremos de la viga, se procede a determinar el valor del momento positivo:

$$M_{ik} = \frac{WL^2}{8} - \frac{(M_{i(-)} + M_{k(-)})}{2} = \frac{(4506.8)(7.8)^2}{8} - \frac{(22961.2 + 16676.6)}{2} = 14455.5 \text{ kg*m.}$$

El mismo proceso se realizó para la determinación de los momentos positivos en el resto de las vigas tanto para el marco típico del eje Y como para el del eje X.

2.1.8.3 Resultados de momentos últimos del marco dúctil típico del eje Y

A continuación se prestan los diagramas de momentos últimos del marco típico del eje "Y", obtenidos de la envolvente de momento:

Figura 22. Diagrama de momentos últimos en vigas, marco típico eje Y

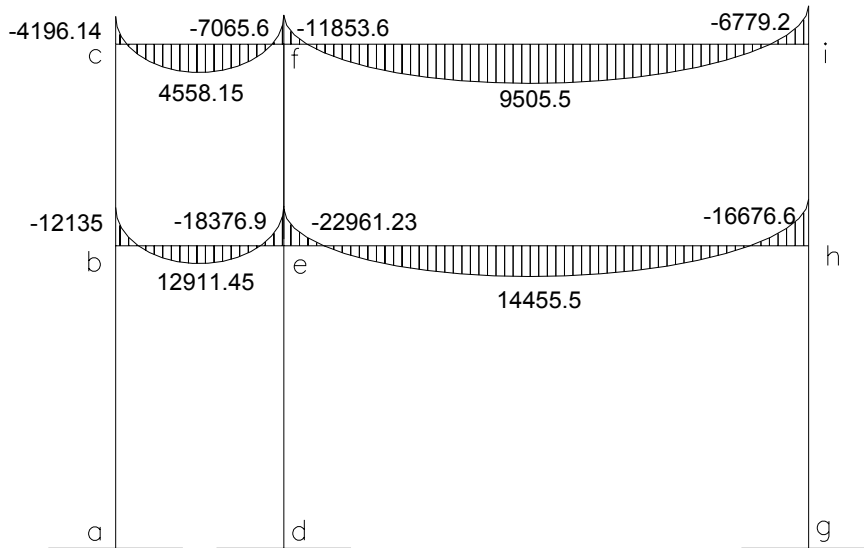
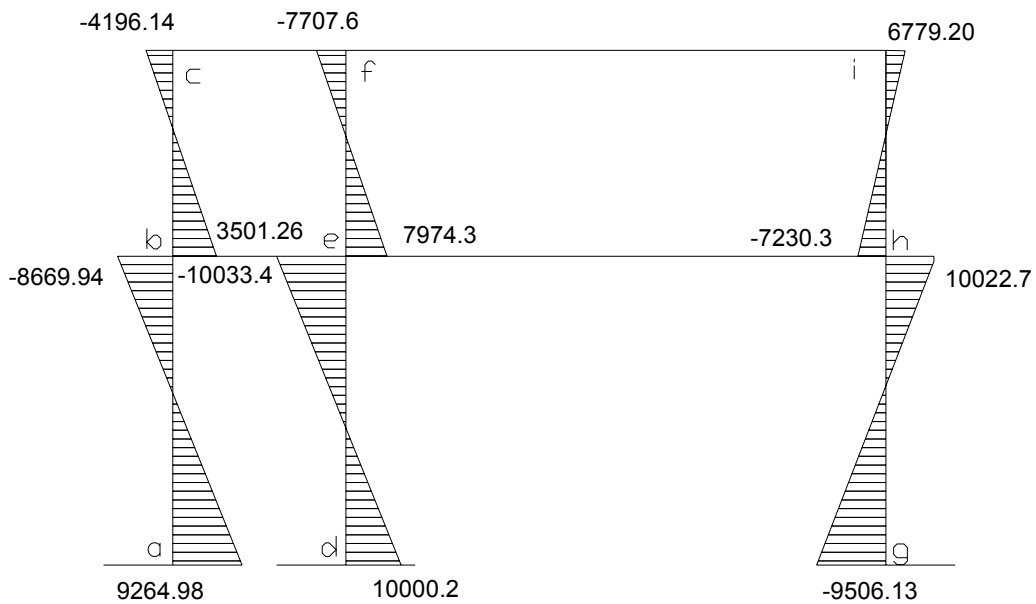


Figura 23. Diagrama de momentos últimos en columnas, marco típico Y



2.1.9 Cálculo de fuerzas de corte marco típico eje Y

Para la determinación de las fuerzas de corte tanto en vigas como en columnas, se deberá descomponer la estructura en cuerpos libres indicando todas las cargas actuantes y sus respectivas reacciones, para posteriormente aplicar las ecuaciones de estática (sumatoria de momentos y sumatoria de fuerzas) y determinar así el valor de las reacciones o cortantes en los extremos.

Cálculo de las fuerzas de corte del tramo de la viga e-h:

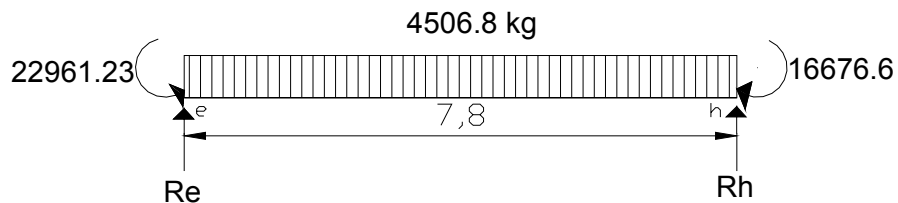
Al igual que en la envolvente de momentos utilizaremos la carga vertical mayorada sobre el tramo de la viga e-h:

Carga vertical muerta del tramo e-h = 2153 kg.

Carga vertical viva del tramo e-h = 878 kg.

$$W_{e-h} = 1.4CM + 1.7CV = 1.4 (2153 \text{ kg}) + 1.7(878 \text{ kg}) = 4506.8 \text{ kg.}$$

Figura 24. Diagrama de cuerpo libre para obtención de fuerzas de corte en vigas



Una vez identificadas las fuerzas actuantes, así como las respectivas reacciones en el diagrama de cuerpo libre. Se procede a utilizar las ecuaciones de estática para la determinación de los cortantes en los extremos (R_e , R_h):

Sumatoria de momentos en "e" $\sum M_e = 0$:

$$-22961.23 + 16676.6 + \frac{4506.8(7.8)^2}{2} - R_b(7.8) = 0$$

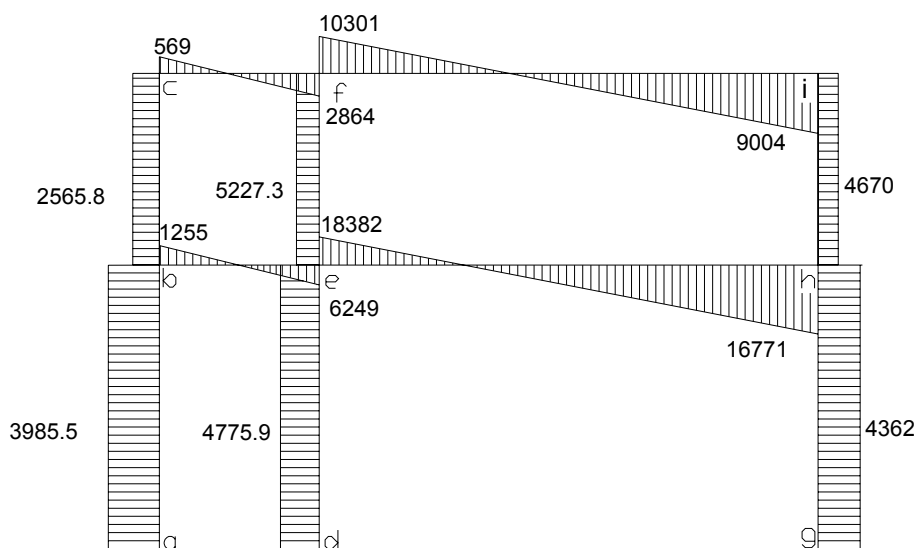
$$R_b = 16770.8 \text{ kg.}$$

Sumatoria de fuerzas verticales $\sum F_v = 0$:

$$R_a = 4506.8(7.8) - 16770.8 = 18382.24 \text{ Kg.}$$

2.1.10 Diagrama de fuerzas de corte marco típico eje Y

Figura 25. Diagrama de fuerzas de corte marco típico eje y



2.1.11 Resultado de análisis estructural marco típico eje X

Figura 26. Diagrama de momentos últimos en vigas, marco típico X

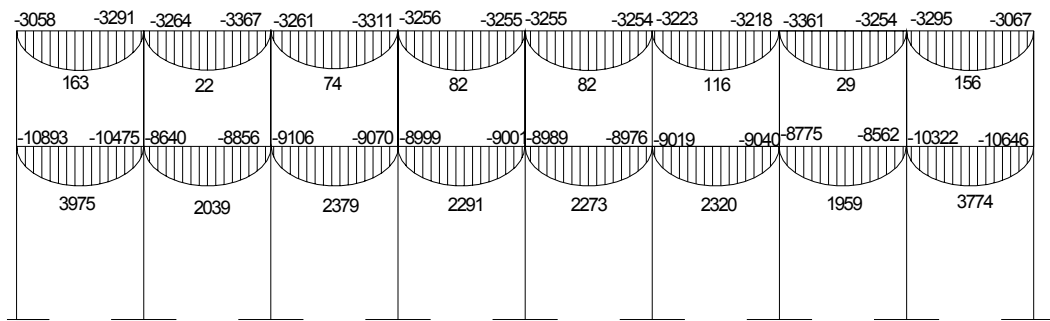


Figura 27. Diagrama de momentos últimos columnas, marco típico X

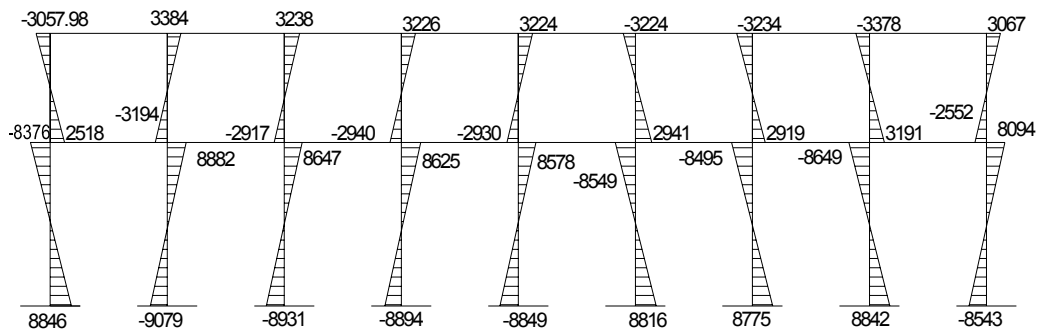


Figura 28. Diagrama de fuerzas de corte en vigas, marco típico eje X

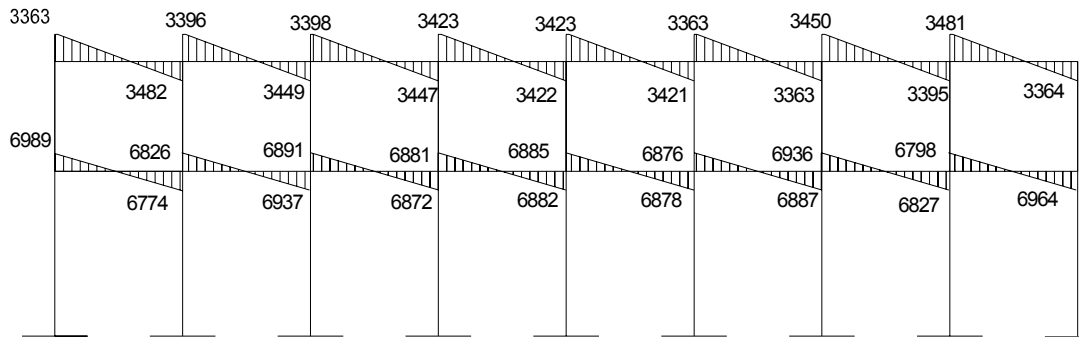
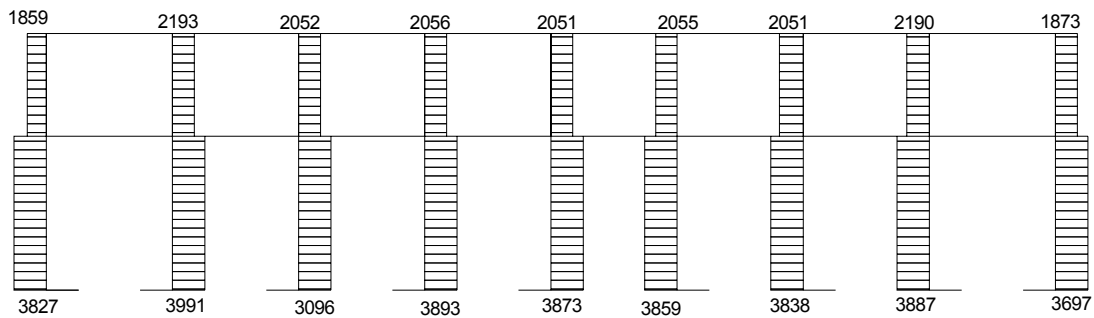


Figura 29. Diagrama de fuerzas de corte en columnas, marco típico eje X



2.1.12 Diseño estructural

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar durante la vida de la estructura, sin que se presente falla o cualquier otro inconveniente.

Existen tres métodos utilizados para el diseño de estructuras, los cuales son:

- Diseño para cargas de servicio.
- Diseño a la resistencia.
- Diseño para estados límites.

A lo largo del desarrollo del proyecto utilizaremos el segundo de estos tres métodos de diseño, es decir el de diseño a la resistencia.

Este método tiene como objetivo dimensionar los elementos de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera que actúen en la realidad durante el servicio de la estructura. Además, el método contempla factores de reducción de resistencia a la precisión con la cual se calculan los diferentes tipos de resistencias (flexión, cortante, flexocompresión, torsión, etc.).

Para el diseño estructural de nuestros elementos, utilizaremos las siguientes propiedades de los materiales y recubrimientos de acero:

- **Concreto:**

f'_c = Resistencia máxima a la compresión del concreto = 210 kg / cm².

E_c = Módulo de elasticidad del concreto = 15100 $\sqrt{f'_c}$.

γ_c = Peso específico del concreto = 2400 kg / m³.

- **Acero:**

f_y = Resistencia a la fluencia del acero = 2810 kg / cm².

E_s = Módulo de elasticidad del acero = 2.1*10⁶ kg / cm².

- **Recubrimientos:**

Vigas y columnas = 4 cm.

Losas = 2 cm.

Cimientos = 7.5 cm.

2.1.12.1 Diseño de losas

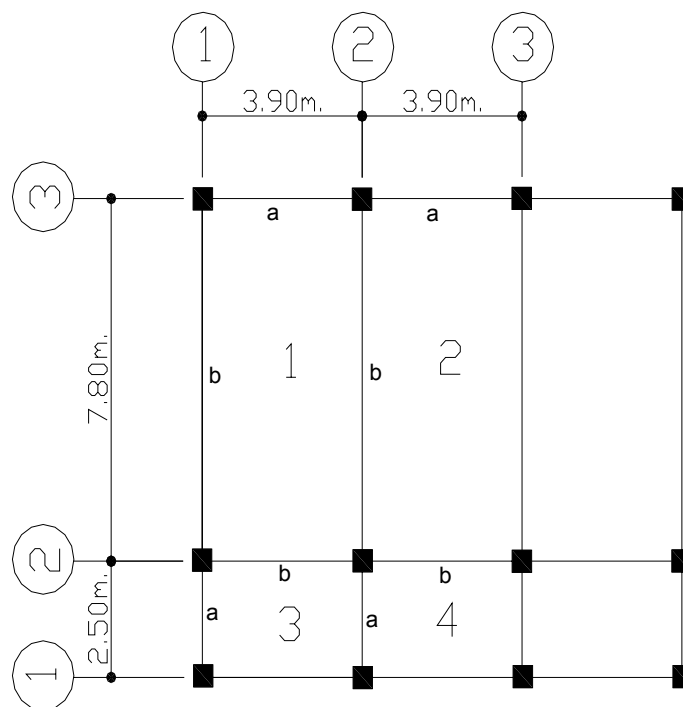
Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre si. Éstas pueden estar apoyada en vigas de concreto reforzado, en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua. Las losas según su transmisión de cargas se pueden clasificar en:

1. **Losas en una dirección:** Ésta se da cuando las losas rectangulares se apoyan en dos extremos opuestos, y carecen de apoyo en los otros dos bordes restantes, trabajan y se diseñan como losas unidireccionales.

2. Losas en dos direcciones: Ésta se da cuando las losas se sustentan en dos direcciones ortogonales, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones.

A continuación se describirá el proceso de diseño de la losa del entrepiso (primer nivel), la cual se predimensionó en la sección 2.1.4 con un espesor 0.13 metros. Iniciaremos nuestro diseño clasificando los tipos de losas que hay en nuestro proyecto y determinar si el acero trabaja en una o dos direcciones.

Figura 30. Clasificación de losas en el edificio escolar



Como se puede observar en la figura 30, existen 4 tipos de losas en nuestra edificación. Ahora nos corresponde hallar si estas losas trabajaran como en uno o dos sentidos, tal y como lo hicimos anteriormente en el predimensionamiento de los elementos en el apartado 2.1.4.1.

Determinación del sentido del armado de refuerzo en losas:

$$m_1 = m_2 = \frac{a}{b} = \frac{3.90}{7.80} = 0.5 \quad \text{Armar en dos sentidos.}$$

$$m_3 = m_4 = \frac{a}{b} = \frac{2.50}{3.90} = 0.65 \quad \text{Armar en dos sentidos.}$$

Debido a que los cuatro tipos de losas trabajarán en dos sentidos, utilizaremos el método 3 del ACI para losas armadas en dos sentidos, el cual se basa en coeficientes determinados a través de análisis elásticos y redistribuciones inelásticas. Este método es aplicable a losas rectangulares que están soportadas a lo largo de sus cuatro bordes por vigas monolíticas de concreto relativamente altas y rígidas (no torsionables).

Integración de cargas:

Carga muerta (CM):

$$\text{Losa} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.13 \text{ m} = 312 \text{ kg / m}^2.$$

$$\text{Piso} = 120 \text{ kg / m}^2 = 120 \text{ kg / m}^2.$$

$$\text{Repello + cernido} = 25 \text{ kg/m}^2 = \underline{25 \text{ kg / m}^2}.$$

$$\text{CM} = 460 \text{ kg / m}^2.$$

Carga viva (CV):

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

$$\text{Pasillos} = 500 \text{ kg / m}^2.$$

Cargas últimas losas 1 y 2 ($CU_{1,2}$):

$$CU_{1,2} = 1.4 (460) + 1.7 (300) = 644 + 510 = 1154 \text{ kg / m}^2.$$

Cargas últimas losas 3 y 4 ($CU_{3,4}$):

$$CU_{3,4} = 1.4 (460) + 1.7 (500) = 644 + 850 = 1494 \text{ kg / m}^2.$$

Si se considera una franja de 1.00 metro de franja unitaria, para determinar la carga linealmente distribuida, tendríamos:

$$CU_{1,2} = 1154 \text{ kg / m.} \leftarrow \text{ Losas 1 y 2.}$$

$$CU_{3,4} = 1494 \text{ kg / m.} \leftarrow \text{ Losas 3 y 4.}$$

Cálculo de momentos últimos:

Las fórmulas para calcular los momentos últimos en los bordes (negativos) y en el centro de la losa (positivos), a través del método 3 del ACI son las siguientes:

$$M_{a(-)} = C_a^-(CU)*(a^2) \quad \text{momento negativo en la dirección corta.}$$

$$M_{a(+)} = C_a^+(CM_u)*(a^2) + C_a^+(CV_u)*(a^2) \quad \text{momento positivo en la dirección corta.}$$

$$M_{b(+)} = C_b^+(CM_u)*(b^2) + C_b^+(CV_u)*(b^2) \quad \text{momento positivo en la dirección larga.}$$

$$M_{b(-)} = C_b^-(CU)*(b^2) \quad \text{momento negativo en la dirección corta.}$$

donde:

a = dimensión corta de la losa en análisis.

b = dimensión larga de la losa en análisis.

$C_a = C_b$ coeficiente de momentos del ACI.

CVu = carga viva última.

CMu = carga muerta última.

CU = carga última total.

A continuación solucionaremos la losa 1, con $a = 3.90$ m y $b = 7.80$ m (caso 4 de las tablas del ACI):

$$M_{a(-)} = 0.094(1154)*(3.90)^2 = 1650 \text{ kg*m.}$$

$$M_{b(-)} = 0.006(1154)*(7.80)^2 = 422 \text{ kg*m.}$$

$$M_{a(+)} = 0.059(644)*(3.90)^2 + 0.077(510)*(3.90)^2 = 1176 \text{ kg*m.}$$

$$M_{b(+)} = 0.004(644)*(7.80)^2 + 0.005(510)*(7.80)^2 = 311 \text{ kg*m.}$$

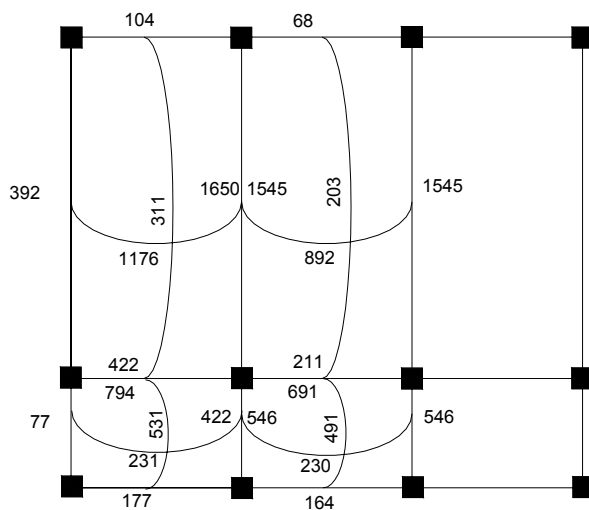
Para determinar los momentos negativos en los bordes discontinuos correspondientes a la losa 1, el método 3 del ACI indica que éste será igual a un tercio del momento positivo en la dirección analizada.

$$M_{a'} = (1 / 3)*(1176) = 392 \text{ kg*m.}$$

$$M_{b'} = (1 / 3)*(311) = 104 \text{ kg*m.}$$

Según el procedimiento anterior, se calcularon los momentos en las losas restante, a continuación se expresan los resultados.

Figura 31. Diagrama de momentos actuantes en losa típica nivel 1



Balance de momentos entre losas:

Cuando dos losas tiene un borde en común con momentos diferentes en dicho borde, es necesario balancear los momentos y obtener un momento balanceado para dicho borde en común, de tal manera que el diseño del refuerzo sea el mismo para las dos losas a través de dicho borde.

$$\text{Si } 0.80 \cdot M_{\text{mayor}} \leq M_{\text{menor}} \rightarrow M_{\text{bal}} = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}}) / 2.$$

$$\text{Si } 0.80 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}} \rightarrow \text{se balancean proporcional a su rigidez.}$$

D ₁	D ₂
M ₁	M ₂
-dM*D ₁	+dM*D ₂
M _{bal}	M _{bal}

donde:

M₁ y M₂ = momentos M_{mayor} y M_{menor} respectivamente.

$$D_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2}, \quad K_1 = \frac{1}{L_1}.$$

L = Longitud de losa considerada.

$$dM = M_1 - M_2.$$

A continuación se realizará el balance en el extremo en común que tienen las losas 1 y 3 con (M₁ = 794 y M₂ = 422):

$$0.8 (794) = 635.2 > 422 \leftarrow \text{entonces se debe balancea según su rigidez.}$$

$$K_1 = \frac{1}{2.50} = 0.4 \quad ; \quad K_2 = \frac{1}{7.80} = 0.128$$

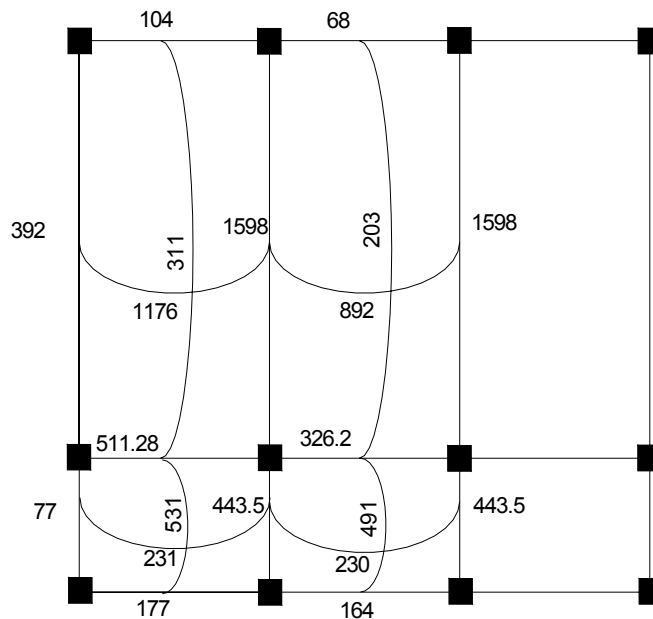
$$D_1 = \frac{0.40}{0.40 + 0.128} = 0.76 \quad ; \quad D_2 = \frac{0.128}{0.128 + 0.40} = 0.24$$

$$dM = 794 - 422 = 372 \text{ kg}\cdot\text{m}.$$

0.76	0.24
794	422
-(372*0.76)	+(372*0.24)
511.28	511.28

Entonces, se concluye que el momento balanceado para el borde en común entre las losas 1 y 3 es $M_{\text{bal}} = 511.28 \text{ kg}\cdot\text{m}$. Este proceso se realizó para el resto de los bordes en común de las losas restantes, a continuación se presenta los resultados.

Figura 32. Diagrama de momentos balanceados en losa típica nivel 1



Límites de acero para el diseño a flexión de las losas:

Antes de calcular los límites de acero para el diseño a flexión de la losa, es necesario determinar el peralte efectivo de la losa:

$$D = (\text{espesor}) - (\text{recubrimiento}) - (\text{diámetro de la varilla No. 4}).$$

$$d = 13 \text{ cm} - 2 \text{ cm} - 1.27 \text{ cm} = 9.73 \text{ cm}.$$

Área de acero máximo:

$$A_{s\max} = \varphi \cdot \rho_{\text{bal}} \cdot b \cdot d \rightarrow A_{s\max} = \varphi \left[0.85 \left(\frac{6090}{F_y + 6090} \right) * \left(\frac{F'_c}{F_y} \right) * \beta_i \right] * b * d$$

donde:

$\varphi = 0.50$ en zona sísmica.

$\beta_i = 0.85$ si y solo si $f'_c \leq 280 \text{ kg / cm}^2$.

$$A_{s\max} = 0.50 \left[0.85 \left(\frac{6090}{2810 + 6090} \right) * \left(\frac{210}{2810} \right) * 0.85 \right] * 100 * 9.23 = 17.00 \text{ cm}^2.$$

Área de acero mínimo:

El código ACI indica que el refuerzo mínimo en cada una de las direcciones de losas reforzadas en dos direcciones es el necesario para el control de grietas de retracción de fraguado y temperatura, además especifica el código que el refuerzo a flexión en las secciones críticas no debe exceder dos veces el espesor de la losa t .

$$A_{s\min} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 * 13 = 2.6 \text{ cm}^2.$$

Espaciamiento del acero mínimo (varilla No. 3):

$$S = \frac{A_{\text{varilla}}}{A_s} * 100 = \frac{1.27}{2.6} * 100 = 48.84 \text{ cm.}$$

Pero como el código especifica que la separación máxima en losas reforzadas en dos direcciones es $S_{\text{max}} = 2 * t = 2 * 13 = 26 \text{ cm}$. Entonces como la separación máxima calculada según el código equivale a 26 cm, entonces el área de acero mínima será:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{A_{\text{varilla}}}{S_{\text{max}}} * 100 = \frac{1.27}{26} * 100 = 4.88 \text{ cm}^2.$$

Momento soportado por el $A_{s \text{ min}}$:

$$M_{AS \text{ min}} = \phi \left[A_{s \text{ min}} * F_y * \left(d - \frac{A_{s \text{ min}} * F_y}{1.7 * f_c' * b} \right) \right]; \quad \text{Con } \phi = 0.90 \text{ (flexión).}$$

$$M_{AS \text{ min}} = 0.90 \left[(4.88) * (2810) \left(9.23 - \frac{4.88 * 2810}{1.7 * 210 * 100} \right) \right] = 109171 \text{ kg*cm} = 1091 \text{ kg*m.}$$

Para momentos menores a $M_{AS \text{ min}}$, se usará el $A_{s \text{ min}} = 4.88 \text{ cm}^2$ a una separación de 25 cm. Para momentos mayores a $M_{AS \text{ min}}$ se calculará el área de acero mediante la siguiente fórmula:

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

Tabla VIII. Distribución del refuerzo en la losa típica del nivel 1

As (cm ²)	momento (kg*m)	sentido	No. Varilla	espaciamiento (cm)	refuerzo
1.70	392	X	4	43	usar No. 4 @ 15 cm. en todo el sentido x.
5.27	1176	X	4	24	
7.30	1598	X	4	17	
3.95	892	X	4	32	
0.33	77	X	4	384	
1.0	231	X	4	127	
1.9	443.5	X	4	63	
0.98	230	X	4	130	
0.76	177	Y	4	93	usar No. 4 @ 25 cm. en todo el sentido Y.
2.27	531	Y	4	31	
2.19	511.28	Y	4	32	
1.33	311	Y	4	53	
0.45	104	Y	4	158	
0.7	164	Y	4	101	
2.1	491	Y	4	34	
1.4	326.2	Y	4	51	
0.87	203	Y	4	82	
0.3	68	Y	4	237	

Chequeo por corte losa 1:

Para el chequeo a corte en la losa 1, analizaremos el corte en el sentido corto, porque es en éste donde mayor es la transmisión del cortante, la cual según las tablas del ACI para un m= 0.5 es: 94% en el sentido corto contra un 6% en el largo.

Corte actuante:

$$V_{act} = \frac{C_v * CU * AreaLosa}{2 * LadoCorto} = \frac{0.94 * 1154 * (7.8 * 3.9)}{2 * 3.9} = 4230.6 \text{ kg/m.}$$

Corte resistente:

$$V_{resistente} = 45\sqrt{f'_c} * t = 45\sqrt{210} * 12 = 8477.5 \text{ Kg/m.}$$

2.1.12.2 Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Las vigas de concreto armado son elementos que trabajan según las virtudes de cada uno de los materiales que la conforma, es decir, el acero de refuerzo absorbe la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el concreto usualmente es capaz de resistir sólo la compresión correspondiente del elemento. Los datos necesarios para el diseño de estos elementos son los momentos últimos y las fuerzas de corte, ambos tomados del análisis estructural.

Previo a iniciar el diseño a flexión de nuestras vigas, es necesario estudiar la geometría del nudo para garantizar que las barras de las vigas y de las columnas no interfieran entre sí, y que el vaciado y la vibración del concreto puedan llevarse a cabo de una forma correcta.

Si se utilizan las dimensiones que se han predimensionado (columnas de 0.30*0.30 m. y vigas de 0.30*0.55m.) y tomando un recubrimiento mínimo de 0.04 metros tanto de las vigas como de las columnas, las varillas interferirán entre sí obligando al constructor a realizar un doblez en las varillas de las vigas lo cual no es correcto ya que en dichas varillas se demanda una resistencia mínima a la tensión del acero y mucha ductilidad debido a la reversión de momentos en los nudos por influencia de carga sísmica.

Es por ello que optaremos a disminuir el ancho de las vigas de 0.30 metros a 0.25 metros, con lo cual estaremos garantizando que la colocación del acero se haga de forma correcta y sin ninguna interferencia con las varillas de las columnas. El alto de la viga continuará siendo de 0.55 metros tal y como se había predimensionado en el apartado 2.1.4.2.

Con respecto al análisis estructural los códigos de diseño estipulan que si se comete un error en el predimensionamiento de los elementos y que por lo tanto las rigideces relativas modificadas difieren de los valores supuestos en menos del 30%, el análisis estructural es válido para el diseño del elemento con su nueva sección transversal. Caso contrario se repetirá el análisis estructural.

$$K_{\text{predimensionada}} = \frac{I}{L} = \frac{(0.30)(0.55)^3}{7.8} = 0.000533 \text{ m}^3$$

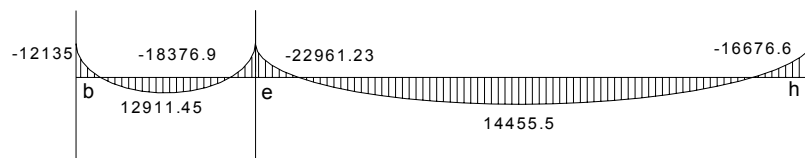
$$K_{\text{modificada}} = \frac{I}{L} = \frac{(0.25)(0.55)^3}{7.8} = 0.000444 \text{ m}^3$$

$$\text{Relación de rigideces} = 100\% - \left(\frac{0.000444}{0.000533} * 100 \right) = 17\% < 30\% \text{ (Si chequea).}$$

- **Diseño a flexión de las vigas:**

A continuación procederemos al diseño a flexión de las vigas ubicadas en el primer nivel del marco típico del eje Y, las cuales tienen el siguiente diagrama de momentos últimos.

Figura 33. Diagrama de momentos para diseño de viga a flexión



Antes de establecer los límites en el área de acero para el diseño de vigas a flexión, es necesario determinar el peralte efectivo de la viga “d”, el cual se determinará de la siguiente manera:

$$d = h - (\text{rec.} + \text{estribo} + (\Phi_{\text{varilla}} / 2)) = 55 - \left(4 + 0.95 + \frac{2.2}{2}\right) = 48.95 \text{ cm.}$$

Área de acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = \left(\frac{14.1}{f_y}\right) * b * d = \left(\frac{14.1}{2810}\right) * 25 * 48.95 = 6.15 \text{ cm}^2.$$

Área de acero máximo:

$$A_{s \text{ max}} = \varphi * \rho_{\text{bal}} * bd = \varphi \left[0.85 \left(\frac{6090}{F_y + 6090} \right) * \left(\frac{F'_c}{F_y} \right) * \beta_i \right] * bd$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.5 \left[0.85 \left(\frac{210}{2810} \right) \left(\frac{6090}{2810 + 6090} \right) 0.85 \right] * 25 * 48.95 = 22.60 \text{ cm}^2.$$

Una vez determinados los límites del área de acero, procederemos a determinar el área de acero a flexión, la cual debe estar dentro de estos intervalos establecidos, para garantizar que la viga trabaje óptimamente buscando una falla dúctil del elemento:

Si $A_s < A_{s \text{ min}} \leftarrow$ utilizar el $A_{s \text{ min}}$.

Si $A_{s \text{ min}} < A_s < A_{s \text{ max}} \leftarrow$ utilizar A_s .

Si $A_s > A_{s \text{ max}} \leftarrow$ reforzar la viga a compresión.

Acero longitudinal:

Por medio de los momentos dados se procede a calcular las áreas de acero a flexión por medio de la siguiente fórmula:

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

Ahora procederemos a determinar el área de acero para el momento de $M_b = -12135 \text{ kg*m}$ (el signo indica que el lado a tensión esta ubicado en la parte superior de la viga, un signo positivo indica lo contrario) de la siguiente manera:

$$A_s = \left[25 * 48.95 - \sqrt{(25 * 48.95)^2 - \frac{12135 * 25}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 * \frac{210}{2810} = 10.51 \text{ cm}^2.$$

Tabla IX. Cálculo de área a flexión de la viga

Mu (kg*m)	As (cm2)	Refuerzo a tensión	As cubierta (cm ²)
-12135	10.51	2 # 7 + 1 # 6	10.61
12911	11.04	2 # 7 + 2 # 5	11.72
-18377	15.42	2 # 7	15.62
-22961	17.8	2 # 7 + 2 # 8	17.90
14455	12.36	2 # 7 + 1 # 8	12.83
-16677	14.26	3 # 7 + 1 # 6	14.49

Revisión sísmica:

Los criterios que a continuación se delimitan, están estipulados para garantizar un comportamiento dúctil de la viga. A continuación se hará la revisión sísmica para el tramo b – e (ver figura 33).

Cama superior al centro de la viga: Se deben colocar como mínimo dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los siguientes valores: A_{smin} o el 33% del A_s calculada para momento negativo.

1. $A_{smin} = 7.37 \text{ cm}^2$. → (usar 2 # 7 corridas).
2. $0.33 \cdot A_{s(-)} = 0.33 \cdot 15.62 = 5.15 \text{ cm}^2$.

Cama inferior en apoyos de la viga: Se deben colocar como mínimo dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los siguientes valores: A_{smin} , 50% del A_s calculada para momento negativo o 50% del A_s calculada para momento positivo.

1. $A_{smin} = 7.37 \text{ cm}^2$.
2. $0.50 \cdot A_{s(-)} = 0.50 \cdot 15.62 = 7.81 \text{ cm}^2$. → (usar 2 # 7 corridas).
3. $0.50 \cdot A_{s(+)} = 0.50 \cdot 11.72 = 5.86 \text{ cm}^2$.

Estos resultados nos indican que a través del tramo b – e, se colocarán 2 varillas número 7 corridas tanto arriba como abajo y el resto del área de cada una de las secciones del tramo de la viga será colocado como bastón. Los resultados del refuerzo se presentan en la tabla X.

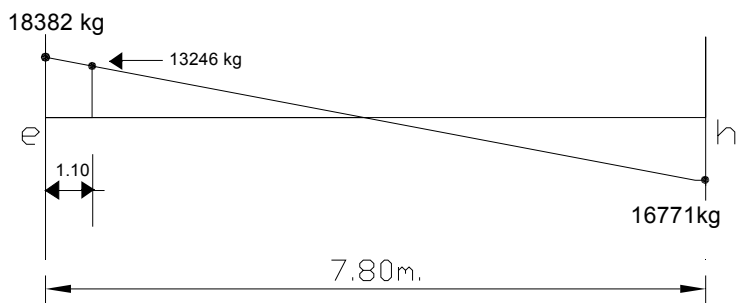
Tabla X. Cálculo de armado final para diseño de vigas

Mu (kg*m)	Refuerzo a tensión	Refuerzo a compresión (solo por armado)
-12135	2 # 7 + 1 # 6	2 # 7
12911	2 # 7 + 2 # 5	2 # 7
-18377	2 # 7 + 2 # 8	2 # 7
-22961	2 # 7 + 2 # 8	2 # 7
14455	2 # 7 + 1 # 8	2 # 7
-16677	3 # 7 + 1 # 6	2 # 7

- **Diseño de refuerzo a corte:**

A continuación procederemos a diseñar el refuerzo a corte del tramo e –h cuyo diagrama de corte es el siguiente:

Figura 34. Diagrama de corte de viga



Empezaremos el diseño hallando el esfuerzo actuante en la viga, para el cual se tomó el mayor de los cortantes en los extremos:

$$\tau_{act} = \frac{V_u}{b * d} = \frac{18382}{25 * 48.95} = 15.02 \text{ kg/cm}^2.$$

Ahora se calculará el esfuerzo resistente al corte proporcionado por el concreto (el factor de reducción de resistencia para corte es $\Phi = 0.85$):

$$\tau_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2.$$

Comparando el corte resistente por el concreto, con el corte actuante:

Si $\tau_{act} < \tau_{concreto} \rightarrow$ la viga necesita estribos solo por armado $S_{max} = d/2$.

Si $\tau_{act} > \tau_{concreto} \rightarrow$ se deben diseñar estribos a corte.

En este caso como el cortante actuante es mayor que el cortante resistido por el concreto, se deben diseñar estribos para resistir el cortante.

Diseño a corte a lo largo de la longitud de confinamiento:

El código ACI establece que deben disponerse estribos de confinamiento en una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz en ambos extremos. El espaciamiento a lo largo de esta longitud de confinamiento no deberá ser mayor que $d/4$ y el primer estribo deberá estar situado a no más de 5 cm de la cara del apoyo.

Longitud de confinamiento = $2 \cdot h = 2 \cdot 0.55 \text{ m} = 1.10 \text{ metros}$.

$S_{\max} = d/4 = 48.95 / 4 = 12 \text{ cm}$.

$\tau_s = \tau_{act} - \tau_c = 15.02 - 6.53 = 8.49 \text{ kg/cm}^2$.

Una vez determinada la longitud de confinamiento con su respectiva separación máxima y el esfuerzo que absorberá el refuerzo a cortante, se procede a determinar la separación de diseño (se usará el diámetro mínimo para refuerzo a corte, es decir acero # 3):

$$S = \frac{\phi * A_v * f_y}{\tau_s * b} = \frac{0.85 * (2 * 0.71) * 2810}{8.49 * 25} = 16 \text{ cm. (Espaciar a } S_{\max} = 12 \text{ cm).}$$

Diseño a corte fuera de longitud de confinamiento:

Como podemos observar en la figura 34 el valor de la fuerza de corte a una distancia de 1.10 m es 13246 kg, por lo tanto el valor del esfuerzo actuante fuera de la longitud de confinamiento será:

$$\tau_{act} = \frac{V_u}{b * d} = \frac{13246}{25 * 48.95} = 10.82 \text{ kg/cm}^2. > 6.53 \text{ kg/cm}^2 \text{ (reforzar a cortante).}$$

$$\tau_s = \tau_{act} - \tau_c = 10.82 - 6.53 = 4.29 \text{ kg/cm}^2.$$

Fuera de la longitud de confinamiento, el código ACI propone dos criterios para la determinación del espaciamiento máximo:

$$\text{Si } \tau_s \leq 1.10 * \phi * \sqrt{f'_c} \rightarrow \text{entonces } S_{max} = d/2.$$

$$\text{Si } \tau_s > 1.10 * \phi * \sqrt{f'_c} \rightarrow \text{entonces } S_{max} = d/4.$$

Como $1.10 * 0.85 * \sqrt{210} = 13.55 > 4.29$, entonces la separación máxima fuera de la longitud de confinamiento será de $S_{max} = d/2 = 48.95 / 2 = 24 \text{ cm}$, pero por simplicidad de armado usaremos 20 cm.

$$S = \frac{0.85 * (2 * 0.71) * 2810}{4.29 * 25} = 32 \text{ cm. (Espaciar a } S_{max} = 20 \text{ cm).}$$

A continuación se presenta el resumen del diseño realizado a el tramo de viga diseñado, el mismo procedimiento se utilizó para el resto de vigas.

Tabla XI. Resumen de diseño a cortante de viga

REFUERZO A CORTE EN VIGAS				
viga tipo	tramo	ζ_{act} (kg/cm ²)	ζ_c (kg/cm ²)	colocación de refuerzo
2	e	12.52	6.53	Estribo # 3 (1 @ 5cm+10 @ 12cm) en extremos, resto @ 20cm.
	h	11.42		

2.1.12.3 Diseño de columnas

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión, en general las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal (flexión biaxial). Las columnas pueden dividirse en dos grandes categorías:

1. **Columnas cortas:** En este tipo de columnas la resistencia se rige por la resistencia de los materiales y por la geometría de la sección transversal.
2. **Columnas esbeltas:** En este tipo de columnas la resistencia puede reducirse en forma significativa por las deflexiones laterales y los efectos de esbeltez.

Previo al diseño de nuestras columnas, definiremos algunos requisitos preliminares que establece el código ACI para el diseño de columnas:

- a) La cuantía de acero longitudinal para elementos compuestos sujetos a compresión deberá oscilar entre:
 $0.01 < \rho < 0.06$ (para zona sísmica).
 $0.01 < \rho < 0.08$ (para zona no sísmica).
- b) El número mínimo de barras longitudinales en elementos a compresión será:
4 barras para cuando se utilicen estribos.
6 barras para cuando se utilicen espirales helicoidales.
- c) El recubrimiento mínimo en elementos a compresión será de 4 cm.

- **Diseño a flexocompresión de columna crítica**

A continuación presentaremos el diseño de la columna crítica del primer nivel, ubicada en la intersección del eje B y el eje 5 de la figura 2.

Determinación de la carga axial de diseño:

Para la determinación de la carga axial de nuestra columna crítica, empezaremos por determinar el factor de carga última:

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{1.4(0.13 * 2400 + 25 + 120) + 1.7(500)}{457 + 500} = 1.56$$

Una vez determinado el factor de carga última integraremos la carga axial última o de diseño por medio del área tributaria ($A_t = 20.085 \text{ m}^2$) de la columna crítica:

$$Pu = P_{losa2} + P_{losa1} + P_{vigas} + P_{col2}$$

$$P_{losa2} = 20.085 * (1.4 (2400*0.13+10+25) + 1.7 (100)) = 13171.74 \text{ kg.}$$

$$P_{losa1} = 20.085 * (1.4 (2400*0.13+25+120) + 1.7 (500)) = 29922.63 \text{ kg.}$$

$$P_{vigas} = 1.56 * (2400*0.30*0.55*9.05) = 5600.00 \text{ kg.}$$

$$P_{col2} = 1.56 * (2400*0.30*0.30*3.00) = \underline{1020.00 \text{ kg.}}$$

$$P_u = 509090.97 \text{ kg.}$$

Clasificación de columnas según su esbeltez:

Previo al diseño a flexocompresión de una columna, el código ACI establece unos límites para tener en cuenta los efectos de esbeltez en el diseño de columnas:

- Si esbeltez < 22 ← Diseño como columna corta.
- Si $22 \leq$ esbeltez ≤ 100 ← Diseño como columna esbelta.
- Si esbeltez > 100 ← No diseñar.

El objetivo de clasificar las columnas en un rango, conlleva a la utilización de distintos métodos de diseño, es decir: en el caso de las columnas cortas, los resultados del análisis estructural son la base del diseño del elemento, en el caso de las columnas esbeltas se deben amplificar los momentos y diseñar el elemento con la carga axial última y el momento amplificado.

Empezaremos por calcular las inercias en función de su sección no fisurada y posteriormente determinar el coeficiente de empotramiento “ ψ ” de nuestra columna para el sentido Y, X:

$$I_{viga} = 0.35I_g = 0.35 \left(\frac{(30)(55)^3}{12} \right) = 145578 \text{ cm}^4.$$

$$I_{col} = 0.70I_g = 0.70 \left(\frac{30^4}{12} \right) = 47250 \text{ cm}^4.$$

Coeficiente de empotramiento sentido Y:

$$\psi_{superior} = \frac{\sum (EI/L)_{columnas}}{\sum (EI/L)_{vigas}} = \frac{\sum (I/L)_{col}}{\sum (I/L)_{vigas}} = \frac{\frac{47250}{300} + \frac{47250}{450}}{\frac{145578}{250} + \frac{145578}{780}} = 0.34$$

$$\psi_{inferior} = 0 \text{ (Cimentación).}$$

$$\psi_{promedio} = \frac{\psi_{superior} + \psi_{inferior}}{2} = \frac{0.34 + 0}{2} = 0.17$$

Coefficiente de empotramiento sentido X:

$$\psi_{\text{superior}} = \frac{\sum (EI/L)_{\text{columnas}}}{\sum (EI/L)_{\text{vigas}}} = \frac{\sum (I/L)_{\text{col}}}{\sum (I/L)_{\text{vigas}}} = \frac{\frac{47250}{300} + \frac{47250}{450}}{\frac{145578}{390} + \frac{145578}{390}} = 0.35$$

$$\psi_{\text{inferior}} = 0 \text{ (Cimentación).}$$

$$\psi_{\text{promedio}} = \frac{\psi_{\text{superior}} + \psi_{\text{inferior}}}{2} = \frac{0.35 + 0}{2} = 0.18$$

Una vez determinados los coeficientes de empotramiento promedio, para cada uno de los sentidos de nuestra columna crítica, calcularemos el coeficiente de longitud efectiva “K”, para el cálculo de dicho coeficiente el código ACI propone la siguiente ecuación para $\psi_{\text{promedio}} < 2$, tal y como es nuestro caso:

Coefficiente de longitud efectiva sentido Y:

$$K = \frac{20 - \psi_p}{20} \sqrt{1 + \psi_p} = \frac{20 - 0.17}{20} \sqrt{1 + 0.17} = 1.07$$

Coefficiente de longitud efectiva sentido X:

$$K = \frac{20 - \psi_p}{20} \sqrt{1 + \psi_p} = \frac{20 - 0.18}{20} \sqrt{1 + 0.18} = 1.08$$

Una vez determinado los coeficientes de longitud efectiva procedemos a calcular la esbeltez de la columna en ambos sentidos, y determinar si el diseño será como columna corta o como columna esbelta.

Esbeltez sentido Y:

$$Esbeltez = \frac{KL_u}{r} = \frac{1.07 * 4.05}{0.3 * 0.3} = 48 \quad (\text{Diseñar como columna esbelta}).$$

Esbeltez sentido X:

$$Esbeltez = \frac{KL_u}{r} = \frac{1.08 * 4.05}{0.3 * 0.3} = 48 \quad (\text{Diseñar como columna esbelta}).$$

Como se puede observar la columna se debe diseñar como columna esbelta, lo que implica que debemos realizar una amplificación de momentos, para la determinación del amplificador de momentos, es necesario conocer ciertos parámetros que a continuación hallaremos.

Factor de flujo plástico:

$$\beta_d = \frac{1.4CM}{1.4CM + 1.7CV} = \frac{1.4 * 457}{1.4 * 457 + 1.7 * 500} = 0.42$$

Cálculo del factor EI:

$$EI = \frac{0.4 * E_c * I_g}{1 + \beta_d} = \frac{0.4 * 15100 \sqrt{210} * \left(\frac{30^4}{12} \right)}{1 + 0.42} = 4160657957.35 \text{ kg*cm}^2.$$

Carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L_u)^2} = \frac{\pi^2 * 4160657957.4}{(1.07 * 4.05)^2} = 230000 \text{ kg.} \leftarrow (\text{Sentido Y}).$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L_u)^2} = \frac{\pi^2 * 4160657957.4}{(1.08 * 4.05)^2} = 225642 \text{ kg.} \leftarrow (\text{Sentido X}).$$

Amplificador de momentos:

$$\delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_u}{0.75 P_{cr}} \right)} = \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{50910}{0.75 * 230000} \right) \right)} = 1.40 \leftarrow (\text{Sentido Y}).$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_u}{0.75 P_{cr}} \right)} = \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{50910}{0.75 * 225642} \right) \right)} = 1.43 \leftarrow (\text{Sentido X}).$$

Cálculo de momentos amplificados o de diseño:

Para el cálculo de los momentos amplificados, es necesario tener en cuenta el mayor de los momentos últimos en las columnas del primer nivel a lo largo de cada eje, los cuales fueron obtenidos del análisis estructural (ver figuras 23 y 27), $M_{uy} = 10033.4 \text{ kg*m}$ y $M_{ux} = 9078.64 \text{ kg*m}$:

$$M_c = \delta * M_u = 1.40 * 10033.4 = 14046 \text{ kg*m.} \leftarrow (\text{Sentido Y}).$$

$$M_c = \delta * M_u = 1.43 * 9078.64 = 12982.46 \text{ kg*m} \leftarrow (\text{Sentido x}).$$

Flexión biaxial método de Bresler:

Las columnas de nuestro edificio se encuentran sometidas a flexión biaxial, es decir, flexión respecto a dos ejes es por ello que la determinación del refuerzo de acero debe estar en función de la flexión biaxial (amplificada) y la carga axial última.

Uno de los métodos aproximados de flexión biaxial que es útil en el análisis y que puede llevarse a cabo de forma sencilla, es aquel desarrollado por el profesor Boris Bresler, el procedimiento a seguir es el siguiente:

Datos para diseño:

$$P_u = 50910 \text{ kg} \quad M_{\delta y} = 14046 \text{ kg*m.} \quad M_{\delta x} = 12982.5 \text{ kg*m.}$$

Según el ACI la cuantía de acero en una columna en zona sísmica debe oscilar entre $0.01 < \rho < 0.06$, es por ello que proponemos un armado de $A_{s\text{propuesta}} = 4 \# 8 + 4 \# 7 = 4(5.07) + 4(2.85) = 31.68 \text{ cm}^2$ el cual tiene una cuantía de acero de:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{31.68}{900} = 0.0352 \quad \leftarrow \text{Esta dentro del límite que establece el ACI.}$$

Para la utilización de este método es necesario tener los diagramas de interacción del ACI e interpolar hasta obtener las constantes de diseño:

Parámetro para la utilización de los diagramas de interacción:

$$\text{Valor de gráfica} = \gamma_x = \gamma_y = \frac{24\text{cm}}{30\text{cm}} = 0.80.$$

$$\text{Valor de la curva} = \omega = \frac{\rho * f_y}{0.85 * f'_c} = \frac{0.0352 * 2810}{0.85 * 210} = 0.63.$$

$$\text{Excentricidades} = e_y = \frac{M_{\delta y}}{P_u} = \frac{14046}{50910} = 0.27.$$

$$e_x = \frac{M_{\delta x}}{P_u} = \frac{12982}{50910} = 0.25.$$

$$\text{Valor de las diagonales} = \frac{e_y}{h_y} = \frac{0.27}{0.30} = 0.90.$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0.25}{0.30} = 0.83.$$

Con los valores obtenidos en los pasos anteriores, buscamos los factores “ α_y, α_x ” en los diagramas de interacción, obteniendo: $\alpha_y = 0.55$ y $\alpha_x = 0.50$. Una vez determinados los valores del diagrama de interacción procedemos a calcular α_o de la siguiente manera:

$$\alpha_o = 1 + \omega = 1 + 0.63 = 1.63$$

Ahora aplicaremos la ecuación de Bresler o de la carga inversa para obtener el parámetro α'_r :

$$\alpha'_r = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_x} + \frac{1}{\alpha_y} - \frac{1}{\alpha_o}} = \frac{1}{\frac{1}{0.50} + \frac{1}{0.55} - \frac{1}{1.63}} = 0.32$$

Por último, se procede a calcular la carga máxima axial resistente de la columna sometida a flexión biaxial:

$$P'_u = \alpha'_r * 0.85 * f'_c * A_g = 0.32 * 0.85 * 210 * 900 = 51408 \text{ kg.}$$

Como $P'_u > P_u = 51408 > 50910$, entonces el área de acero y la sección transversal de concreto resisten perfectamente los estados de carga de nuestra columna. El armado final de las columnas del primer nivel será:

$$A_s = 4 \text{ No. } 8 + 4 \text{ No. } 6 = 31.68 \text{ cm}^2.$$

- **Diseño a cortante en columnas:**

Para el diseño a fuerzas de corte en columnas el código ACI establece algunos linamientos importantes, los cuales a continuación detallaremos:

- a) Debe suministrarse armadura transversal a lo largo de una longitud de confinamiento, medida desde la cara de la viga. Dicha longitud de confinamiento será el valor mayor de las siguientes consideraciones:

El lado mayor de la columna.

1/6 de la altura libre de la columna.

0.45 metros.

- b) El espaciamiento de la armadura transversal a lo largo de la longitud de confinamiento, será la menor de las siguientes consideraciones:

¼ del lado menor de la columna.

6 veces el diámetro de la armadura longitudinal.

$$S_o = \frac{2 * A_v}{\rho_s * L_n}; \text{ donde } \rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] * \frac{f_c'}{f_y}$$

- c) Fuera de la longitud de confinamiento los estribos deberán tener una separación que no exceda la menor de estas consideraciones:

$$S_{\max} = d/2.$$

15 centímetros.

El procedimiento para el diseño del refuerzo a corte de la columna se describe a continuación:

$$\text{Cortante resistente del concreto} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} = 6.53 \text{ kg/cm}^2.$$

Para la determinación del cortante último actuante es necesario conocer la fuerza de corte mayor que actúa en las columnas del primer nivel, según las figuras 25 y 29 dicha fuerza de corte es igual a 4775.90 kg.

$$\text{Cortante último} = \frac{4775.90}{30 * 27} = 5.9 \text{ kg/cm}^2.$$

Como el cortante resistente es mayor que el cortante actuante, bastará con acatar los lineamientos dados por el código ACI anteriormente. Si por el contrario el cortante actuante hubiese sido mayor que el resistente se tendría que diseñar los estribos por corte al igual de como se hizo con las vigas.

Longitud de confinamiento:

Lado menor columna = 0.30 metros.

1/6 de la altura libre = 1/6(3.9) = 0.65 metros. ← (se usará esta).

0.45 metros.

Espaciamiento a lo largo de la longitud de confinamiento:

1/4 lado menor de la columna = 1/4*(0.30) = 7.5 cm.

6 veces Φ_{varilla} = 6*(2.54 cm) = 15 cm.

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{900}{576} - 1 \right] * \frac{210}{2810} = 0.0189; S_o = \frac{2 * 0.71}{0.0189 * 24} = 3 \text{ cm. (se usará esta).}$$

Espaciamiento fuera de longitud de confinamiento:

$S_{\text{max}} = d/2 = 27/2 = 13 \text{ cm.} \leftarrow$ (se usará esta).

15 cm.

2.1.12.4 Diseño de cimentación

El objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en columnas o en muros, se transmitan al terreno produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos tolerables ya sean éstos uniformes o diferenciales.

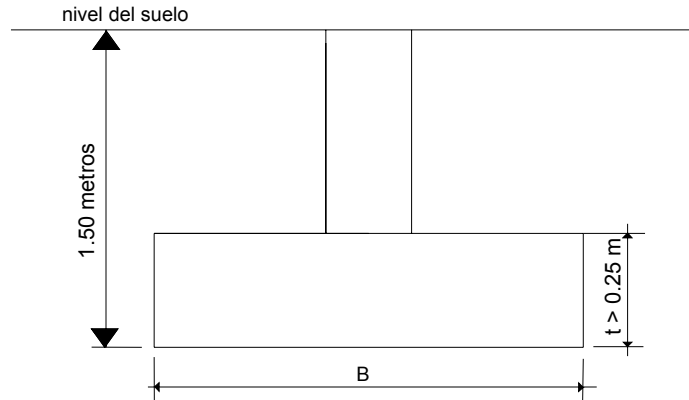
En forma general las cimentaciones pueden ser clasificadas en dos grupos:

- 1. Cimentaciones directas o superficiales.** Este tipo de cimentación es aquella en la cual los elementos verticales de la superestructura se prolongan hasta el terreno de cimentación, descansando directamente sobre él mediante el ensanchamiento de su sección transversal, como por ejemplo: zapatas aisladas, zapatas combinadas, losas de cimentación, etc.
- 2. Cimentaciones indirectas o profundas.** Este tipo de cimentación es aquella que se lleva a cabo por elementos intermedios como pilotes, cilindros y cajones de cimentación, ya que el suelo resistente se encuentra relativamente a gran profundidad.

Para el desarrollo de nuestro proyecto hemos decidido utilizar una cimentación directa de zapatas aisladas de concreto reforzado, las cuales por lo general son cuadradas o rectangulares.

A continuación describiremos el procedimiento de diseño de la zapata que soportará nuestra columna crítica.

Figura 35. Desplante de zapata



Datos de diseño de columna crítica:

$P_u = 50909.97 \text{ kg}$ (carga axial última de la columna, ver inciso 2.1.12.3).

$M_{ux} = 9078.64 \text{ kg}\cdot\text{m}$ (momento último en columna eje X, ver inciso 2.1.12.3).

$M_{uy} = 10000.20 \text{ kg}\cdot\text{m}$ (momento último en columna eje Y, ver inciso 2.1.12.3).

$V_s = 20 \text{ ton/m}^2$ (valor soporte del suelo, ver inciso 2.1.1.3).

$\gamma_s = 1.58 \text{ ton/m}^3$ (peso específico del suelo, ver inciso 2.1.1.3).

$F_{cu} = 1.56$ (factor de carga última, ver inciso 2.1.12.3).

Reducción de cargas últimas a cargas de trabajo:

Para la determinación del área de la base de la zapata el código ACI, establece que las cargas últimas deben de ser convertidas a cargas de trabajo:

$$P_t = \frac{P_u}{F_{cu}} = \frac{50909.97}{1.56} = 32634 \text{ kg.}$$

$$M_{tx} = \frac{M_{ux}}{F_{cu}} = \frac{9078.64}{1.56} = 5819.6 \text{ kg}\cdot\text{m.}$$

$$M_{ty} = \frac{M_{uy}}{F_{cu}} = \frac{10000.2}{1.56} = 6410.4 \text{ kg}\cdot\text{m.}$$

Predimensionamiento de zapata:

Para el predimensionamiento de nuestra zapata partiremos de la siguiente ecuación:

$$A_z = \frac{1.5 * P_t}{V_s} = \frac{1.5 * 32634.6}{20000} = 2.45 \text{ m}^2.$$

Propondremos utilizar una zapata cuadrada de dimensiones aproximadas de $A_z = 2.00 \times 2.00 = 4.00 \text{ m}^2$.

Integración de la carga P_z de diseño:

$$P_z = P_t + P_{columna} + P_{suelo} + P_{cimiento}$$

$$P_z = 32634.6 + (2400 * 0.30 * 0.30 * 4.10) + (1.5 * 4.00 * 1.58) + (2400 * 4.00 * 0.40)$$

$$P_z = 37366.8 \text{ kg} = 37.3 \text{ toneladas.}$$

Revisión de presión sobre el suelo:

Debido a los estados de carga que la columna transmite a la zapata (carga axial y flexión biaxial), podemos observar que en el suelo se estarán induciendo esfuerzos combinados, por lo que es necesario garantizar que no ocurran dos estados críticos de esfuerzos en el suelo, los cuales son: exceder la presión admisible a compresión y no generar esfuerzos de tensión.

$$\sigma_{MAXIMO} = \frac{P_z}{A_z} + \frac{M_{tx}}{h^3/6} + \frac{M_{ty}}{h^3/6} = \frac{36.4}{4.00} + \frac{5.82}{2.00^3/6} + \frac{6.7}{2.00^3/6} = 18 \text{ Ton/m}^2 < V_s \text{ (Si cumple).}$$

$$\sigma_{TENSION} = \frac{P_z}{A_z} - \frac{M_{Ix}}{h^3/6} - \frac{M_{Iy}}{h^3/6} = \frac{36.4}{4.00} - \frac{5.82}{2.00^3/6} - \frac{6.7}{2.00^3/6} = 1.02 > 0 \text{ (Si cumple).}$$

Como pudimos observar el esfuerzo máximo a compresión no excede el valor soporte del suelo y además no existen esfuerzos de tensión, por lo tanto podemos seguir con el diseño.

Determinación de reacción neta del suelo:

Debido a los esfuerzos combinados que se generan en el suelo, en cada esquina de la zapata cuadrada se tienen distintos valores de esfuerzos de compresión, para determinar la reacción neta σ_N que le hace el suelo a la zapata, tomaremos el esfuerzo máximo de compresión generado por la zapata en el suelo multiplicado por el factor de carga última:

$$\sigma_N = \sigma_{MAXIMO} * Fcu = 18.2 * 1.56 = 29.32 \text{ Ton/m}^2.$$

Determinación del peralte de la zapata:

Para la determinación del peralte de la zapata, partiremos que el código ACI dice que el recubrimiento mínimo de concreto en acero expuesto al suelo será de 0.075 m. Además, establece que el peralte efectivo mínimo será de 0.15 m. Por lo que en total nos da un peralte total mínimo de aproximadamente 0.25 metros, por lo tanto propondremos un peralte de zapata de 0.40 metros.

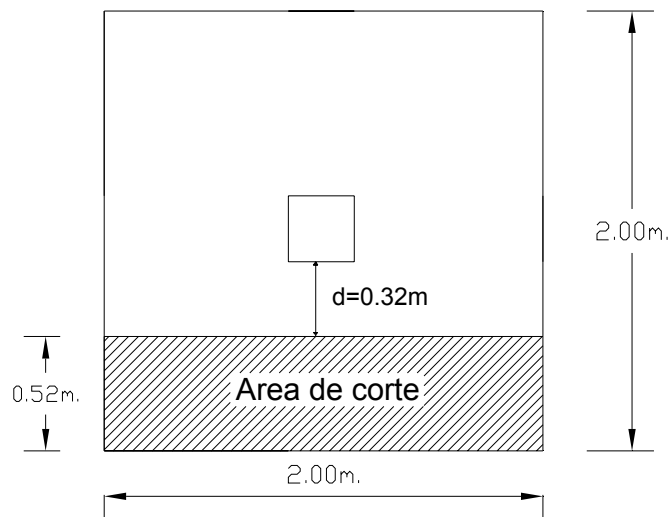
$$t_{zapata} = 0.40 \text{ metros (asumido).}$$

Chequeo por corte simple:

La sección crítica para esfuerzos de corte en zapatas, se localiza en un plano vertical paralelo a la cara de la columna, a una distancia igual al peralte efectivo de la zapata “d”, medida desde dicha cara de la columna hacia el plano vertical de falla. Para la determinación del peralte efectivo asumiremos un diámetro número 6 en las varillas de refuerzo a flexión de la zapata.

$$d = t - \text{recubrimiento} - \Phi/2 = 0.40 - 0.075 - 1.91 / 2 = 0.32 \text{ m.}$$

Figura 36. Área de corte simple en zapata



$$\text{Corte actuante} = V_{ac} = (A_{\text{rea de corte}}) * \sigma_N = (0.52 * 2.00) * 29.32 = 31.67 \text{ toneladas.}$$

$$\text{Corte resistente} = V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d .$$

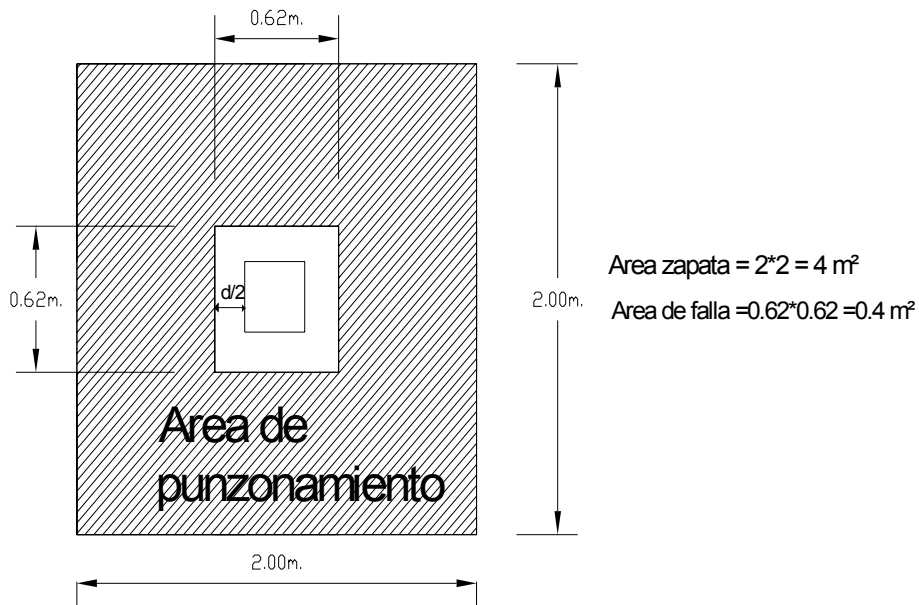
$$\text{Corte resistente} = V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 200 * 32 = 40.4 \text{ toneladas.}$$

Como $V_r > V_{ac}$ si cumple el chequeo por corte simple.

Chequeo por corte punzonante:

La columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos de corte que se producen alrededor del perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna. El chequeo que se realiza es:

Figura 37. Área de corte punzonante en zapata



$$\text{Corte actuante} = A_{\text{punzonamiento}} * \sigma_n = (4.00 - 0.40) * (29.32) = 105 \text{ toneladas.}$$

$$\text{Corte resistente} = 0.85 * 1.10 * \sqrt{f'_c} * \beta_0 * d .$$

β_0 = perímetro de sección crítica de punzonamiento.

$$\text{Corte resistente} = 0.85 * 1.10 * \sqrt{210} * (4 * 62) * 32 = 110 \text{ toneladas.}$$

Como $V_r > V_{ac}$ si cumple el chequeo por corte punzonante.

Diseño a flexión de la zapata:

Las zapatas representan voladizos que sobresalen de la columna en ambas direcciones y reciben presión del terreno hacia arriba que provocan esfuerzos de tensión en el fondo de la zapata, es por ello que éstas debes de reforzarse mediante dos parrillas de acero perpendiculares entre si y paralelas a los bordes. Para la determinación del momento flector de diseño se utilizará la fórmula del voladizo:

$$M_{dis} = \frac{W * L^2}{2}$$

donde:

L = distancia que hay desde el rostro de la columna al extremo de la zapata.

W = reacción neta del suelo en una franja unitaria = 29.32 ton/m.

$$M_{dis} = \frac{(29.32) * (0.85)^2}{2} = 10.6 \text{ Ton*m.}$$

Una vez determinado el momento de diseño de la zapata, se procederá a estimar el área de acero:

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

$$A_s = \left[100 * 32 - \sqrt{(100 * 32)^2 - \frac{10600 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 * \frac{210}{2810} = 13.55 \text{ cm}^2.$$

El área mínima de acero en una zapata es la que se utiliza para controlar los efectos de retracción por temperatura: $A_{smin} = 0.002 * 100 * 32 = 6.4 \text{ cm}^2$

Para determinar el espaciamiento de las varillas solamente bastará dividir el área de la varilla a utilizar entre el área de acero determinada en el diseño:

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{2.85}{13.55} = 0.21 \text{ cm} \rightarrow \text{Se espaciará el refuerzo a 0.18 m.}$$

Por lo tanto el armado final de la zapata cuadrada será con varilla número 6 espaciada a 18 centímetros medida de centro a centro.

Chequeo de longitud de desarrollo:

El refuerzo de adherencia en miembros sujetos a flexión debe ser proporcionado por la llamada longitud de desarrollo del refuerzo. Por lo tanto el refuerzo continuo debe tener una longitud de anclaje no menor que la longitud de desarrollo L_d .

$$L_d = \frac{0.06 * A_v * f_y}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.06 * 2.85 * 2810}{\sqrt{210}} = 33.15 \text{ cm.}$$

Como se utilizará un recubrimiento de 10 centímetros entre el extremo de la varilla y el borde de la zapata, la longitud disponible de desarrollo será:

$$C - 10 = \frac{200 - 30}{2} - 10 = 78 \text{ cm.} > 33.15 \text{ cm.}$$

Como podemos observar la longitud de anclaje si satisface como mínimo la longitud de desarrollo establecida por el código ACI.

2.1.12.5 Diseño de escaleras

La forma y disposición que se le da a una escalera, depende principalmente de las dimensiones e importancia de la edificación, del espacio que el proyecto les otorgue y finalmente del material y tipo de construcción escogida. 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 relaciones nos pueden garantizar la comodidad de una escalera:

- $C \leq 20$ cm.
- $H > C$.
- $2C + H \leq 64$ cm.
- $C + H = 45$ a 48 cm.
- $C \cdot H = 480$ a 500 cm².

A la nomenclatura descrita anteriormente la definiremos de la siguiente manera: C = contra huella y H = huella.

Primera propuesta

Empezaremos asumiendo un valor de contrahuella de 0.20 metros tal y como lo dice la primer relación de comodidad ($C \leq 0.20$ metros).

$$\text{Núm. de escalones mínimo} = \frac{\text{Altura}}{C} = \frac{3.10}{0.20} = 15.5 = 16 \text{ escalones.}$$

Esto nos quiere decir que tendremos 8 contrahuellas para subir de un nivel a otro.

No. de huellas = No. contrahuellas – 1 = 8 – 1 = 7 huellas.

$$H = \frac{S}{\text{No.huellas}} = \frac{2.70}{7} = 0.38 \text{ m.}$$

Una vez determinados el número de huellas y de contrahuellas, así como sus respectivas dimensiones procederemos a hacer los chequeos de comodidad de cada escalón:

$$C \leq 20 \text{ cm.} \quad \text{OK}$$

$$36 > 20 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$2(20) + 38 = 78 \leq 64 \text{ cm.}$ No cheque por lo que se debe aumentar el número de escalones.

Segunda propuesta:

Como una segunda propuesta de dimensionamiento de peldaños aumentaremos el número de contrahuellas a 8 a 10, por lo tanto:

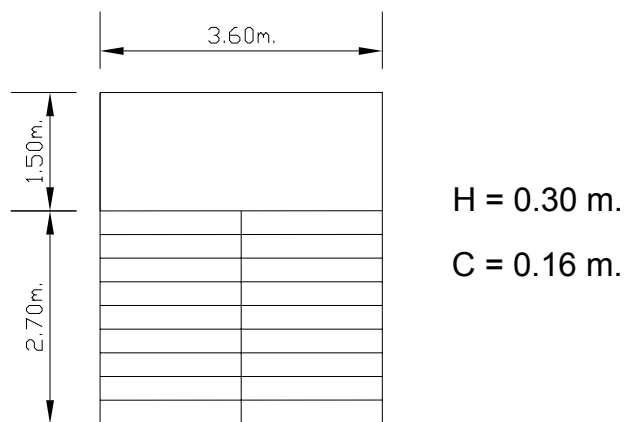
No. de huellas = No. contrahuellas – 1 = 10 – 1 = 9 huellas.

$$H = \frac{S}{\text{No.huellas}} = \frac{2.70}{9} = 0.30 \text{ m.}$$

$$C = \frac{3.10}{20} = 0.16 \text{ m.}$$

- 16 ≤ 20 cm. OK
- 28 > 20 cm OK
- 2(16) + 30 = 62 ≤ 64 cm. OK
- 16 + 30 = 46. OK
- 16(30) = 480 OK

Figura 38. Dimensiones en planta del módulo de escaleras



$$\text{Espesor de losa} = \frac{Ln}{24} = \frac{3.10}{24} = 0.12 \text{ m.}$$

Integración de carga:

Carga muerta:

$$A_1 = \frac{0.16 * 0.30}{2} = 0.024 \text{ m}^2.$$

$$A_2 = 0.12 * \sqrt{(0.16)^2 + (0.30)^2} = 0.0408 \text{ m}^2.$$

$$CM = 1.4 * 2400 * (0.024 + 0.0408) = 218 \text{ kg/m}^2.$$

Carga viva:

$$CV = 1.7 * 500 = 850 \text{ kg/m}^2.$$

Carga última:

$$CU = 218 + 850 = 1068 \text{ kg/m}^2.$$

Cálculo de momentos

$$M_{(+)} = \frac{CU * L^2}{9} = \frac{1068(4.50)^2}{9} = 2403 \text{ kg*m. (momento positivo)}$$

$$M_{(-)} = \frac{CU * L^2}{14} = \frac{1068(4.50)^2}{14} = 1544 \text{ kg*m. (momento negativo)}$$

Cálculo de área de acero para momento positivo $M_{(+)}$:

Para el diseño a flexión del refuerzo positivo se utilizará una franja unitaria de 1 metro de largo, además se utilizará un peralte efectivo de la losa de escaleras de $d = 10 \text{ cm}$.

$$A_s = \left[100 * 10 - \sqrt{(100 * 10)^2 - \frac{2403 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 * \frac{210}{2810} = 10.5 \text{ cm}^2.$$

Colocar varillas # 4 @ 0.09 m.

Cálculo de área de acero para momento negativo $M_{(-)}$:

$$A_s = \left[100 * 10 - \sqrt{(100 * 10)^2 - \frac{1544 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 * \frac{210}{2810} = 6.5 \text{ cm}^2.$$

Colocar varillas # 4 @ 0.18 m.

Acero por temperatura (refuerzo transversal de la losa):

$$A_{s_{\min}} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 * 12 = 2.4 \text{ cm}^2. \text{ Colocar acero \# 3 @ 0.30 cm.}$$

Tabla XII. Presupuesto de edificación escolar

MÓDULO ESCOLAR					
Núm.	REGLÓN	CANT.	UNIDAD	COSTO/U	SUB-TOTAL
1	PRELIMINARES				
	Limpieza y chapeo	340	m ²	Q8.63	Q2,933.47
	Trazo y estaqueado	148	ml	Q30.39	Q4,497.76
2	EXCAVACIÓN Y RELLENO				
	Excavación y relleno de zanja	140	m ³	Q96.14	Q13,459.45
3	CIMENTACIÓN				
	Zapata tipo 1	18	unidad	Q2,229.19	Q40,125.35
	Zapata tipo 2	9	unidad	Q1,725.31	Q15,527.80
	Cimiento corrido tipo 1	105	ml	Q182.63	Q19,176.24
	Solera de amarre	80	ml	Q116.27	Q9,301.31
4	COLUMNAS Y SOLERAS				
	Columna tipo A	27	unidad	Q1,975.14	Q53,328.83
	Columna tipo B	27	unidad	Q1,034.53	Q27,932.38
	Columna tipo C	80	unidad	Q342.55	Q27,403.87
	Columna tipo D	8	unidad	Q253.70	Q2,029.57
	Solera hidrófuga muro típico	210	ml	Q79.05	Q16,600.05
	Solera intermedia muro típico	210	ml	Q57.81	Q12,140.94
	Solera final muro típico	210	ml	Q57.81	Q12,140.94
5	LEVANTADO DE MUROS				
	Levantado de muro cimentación	90	m ²	Q95.60	Q8,603.60
	Levantado de muros	525	m ²	Q108.77	Q57,106.23
6	VIGAS				
	Viga tipo 1	22.5	ml	Q291.43	Q6,557.23
	Viga tipo 2	39	ml	Q334.05	Q13,027.81
	Viga tipo 3	93.6	ml	Q309.00	Q28,922.65
	Viga tipo 4	22.5	ml	Q192.01	Q4,320.12
	Viga tipo 5	39	ml	Q215.30	Q8,396.62
	Viga tipo 6	93.6	ml	Q218.97	Q20,495.37
7	LOSAS				
	Losa de entepiso	334	m ²	Q577.26	Q192,806.31
	Losa de cubierta	334	m ²	Q512.38	Q171,135.77
8	AGUAS PLUVIALES				
	Bajadas de agua pluvial	20	ml	Q92.10	Q1,841.99
	Colocación de tubería	60	ml	Q85.55	Q5,133.28
	Cajas de registro	4	unidad	Q2,083.15	Q8,332.61

9	ELECTRICIDAD				
	Instalación eléctrica	1	global	Q22,765.00	Q22,765.00
10	ACABADOS				
	Piso	310	m ²	Q125.53	Q38,913.22
	Repello y cernido	625	m ²	Q57.13	Q35,706.25
	Puertas y ventanas	1	global	Q59,320.00	Q59,320.00

Q939,982.02

MÓDULO DE GRADAS					
1	PRELIMINARES				
	Limpieza y chapeo	17	m ²	Q8.63	Q146.71
	Trazo y estaqueado	20	ml	Q30.39	Q607.80
2	EXCAVACION Y RELLENO				
	Excavación y relleno de zanja	9	m ³	Q96.14	Q865.26
3	CIMENTACIÓN				
	Cimiento corrido tipo 3	20	ml	Q182.63	Q3,652.60
4	COLUMNAS Y SOLERAS				
	Columna tipo C	5	unidad	Q342.55	Q1,712.75
	Columna tipo E	4	unidad	Q745.61	Q2,982.44
	Solera hidrófuga	20	ml	Q79.05	Q1,581.00
	Solera intermedia tipo 1	20	ml	Q57.81	Q1,156.20
	Solera intermedia tipo 2	40	ml	Q79.05	Q3,162.00
	Solera intermedia tipo 3	20	ml	Q115.63	Q2,312.60
	Solera final	20	ml	Q125.25	Q2,505.00
5	ESCALONES				
	Escalones	1	global	Q12,775.36	Q12,775.36
5	LEVANTADO DE MUROS				
	Levantado de muros cimiento	13	m ²	Q95.60	Q1,242.80
	Levantado de muros	122	m ²	Q108.77	Q13,269.94
6	LOSA DE CUBIERTA				
	Losa de cubierta	18	m ²	Q512.38	Q9,222.84
7	AGUAS PLUVIALES				
	Bajada de agua	6.1	ml	Q92.10	Q561.81
8	ACABADOS				
	Repello y cernido	270	m ²	Q57.13	Q15,425.10

Q73,182.21

COSTO TOTAL	Q1,013,164.24
IMPREVISTOS	Q50,658.21
PRECIO TOTAL	Q1,063,822.45

2.1.13 Cronograma de ejecución

Tabla XIII. Cronograma de ejecución de edificación escolar

No.	REGLON DE TRABAJO	TIEMPO EN MESES						
		1	2	3	4	5	6	7
PLANTA BAJA								
1	Preliminares	■						
2	Excavación y relleno de zanja	■						
3	Cimentación	■	■					
4	Columnas y soleras	■	■					
5	Levantado de muros		■	■				
6	Vigas			■	■			
7	Losa de entrepiso				■			
PLANTA ALTA								
8	Columnas y soleras				■	■		
9	Levantado de muros				■	■	■	
10	Vigas					■	■	
11	Losa de cubierta						■	■
12	electricidad							■
13	Acabados							■
MODULO DE GRADAS								
13	preliminares	■						
14	escavación y relleno de zanja	■						
15	cimentación	■	■					
16	columnas y soleras	■	■					
17	Levantad de muros		■	■				
18	losa de cubierta			■	■			
19	acabados			■	■			

2.2 Diseño y planificación del sistema de alcantarillado sanitario para Aldea Pinal del Río

2.2.1 Sistemas de alcantarillado

Los sistemas de alcantarillado consisten en una serie de tuberías y estructuras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales y la escorrentía superficial producida por la lluvia. Los sistemas de alcantarillado se clasifican según el tipo de agua que conduzcan:

1. Alcantarillado sanitario: Es el sistema de recolección diseñado para llevar exclusivamente aguas residuales domésticas, comerciales e industriales.

2. Alcantarillado pluvial: Es el sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la lluvia.

3. Alcantarillado combinado: Es un alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas residuales y las aguas de lluvia.

El tipo de alcantarillado que se ha de usar depende de las características de tamaño, topografía y condiciones económicas del proyecto. Los sistemas de alcantarillado combinado, es una solución económica inicial desde el punto de vista de la recolección, pero no lo será desde el punto de vista sanitario, ya que los caudales combinados son variables en cantidad y calidad, lo cual altera los procesos de tratamiento. Es por ello que se opta por utilizar sistemas separativos los cuales trabajarán de mejor forma en las comunidades.

2.2.2 Descripción del proyecto

El proyecto consistirá en el diseño y planificación de un sistema de alcantarillado sanitario (red principal de colectores, pozos de visita y conexiones domiciliarias) para la comunidad Pinal del Río, la cual consta de una población actual de 738 habitantes.

El sistema de alcantarillado sanitario es un sistema de recolección diseñado para llevar exclusivamente aguas de origen doméstica, comercial e industrial. Pero además se contemplan aportes mínimos de tipo pluvial debido a las conexiones ilícitas hechas al sistema, y aportes de infiltración a través de la longitud de la tubería por la presencia de infiltración del suelo a la tubería especialmente en las juntas de éstas.

2.2.3 Partes de un sistema de alcantarillado sanitario

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales están conformados por dos componentes principales:

- 1. La red de colectores:** es el conjunto de tuberías y accesorios encargados de transportar el agua residual hacia algún punto de descarga o cuerpo receptor.
- 2. Estructuras complementarias o accesorias:** Éstas tienen como principal objetivo, asegurar que el sistema opere satisfactoriamente y pueda ser inspeccionado y mantenido correctamente. Dentro de las estructuras complementarias tenemos: pozos de visita, conexiones domiciliarias, derivadores de caudal, tanques de lavado, disipadores de energía, canales y otras estructuras especiales.

2.2.4 Levantamiento topográfico

La topografía tiene por objeto medir extensiones de tierra, tomando los datos necesarios para poder representar sobre un plano a escala, su forma y accidentes. El proceso de medir, calcular y dibujar para determinar la posición relativa de los puntos que conforman una extensión de tierra es lo que se llama levantamiento topográfico.

2.2.4.1 Planimetría

La planimetría solo toma en cuenta la proyección del terreno sobre un plano horizontal imaginario (base productiva), que se supone, es la superficie media de la tierra y se considera cuando se miden distancias horizontales. La planimetría de nuestro proyecto, se realizó por medio de una poligonal abierta utilizando el método conservación de azimut. El equipo utilizado para dicho levantamiento fue una estación total marca Sokkia modelo 030R3.

2.2.4.2 Altimetría

La altimetría permite tener en cuenta las diferencias de nivel existentes entre los distintos puntos de un terreno. Por medio de ésta logramos obtener la sección vertical del terreno y en especial poder obtener las pendientes naturales de la ruta seleccionada del sistema de alcantarillado sanitario. Para poder conocer estas diferencias de nivel hay que medir distancias verticales, directa o indirectamente, operación que se denomina nivelación.

El método empleado fue de una nivelación directa compuesta y se utilizó un nivel de precisión marca Wild.

2.2.5 Trazo de la red

El trazo de la red del alcantarillado sanitario consiste en determinar la ruta que seguirán las aguas residuales, de tal manera que el conjunto de colectores logren trabajar como un sistema de flujo libre (sección parcialmente llena) por gravedad. A continuación se consideran algunos aspectos de importancia en el trazo de la red:

- Iniciar el recorrido de los puntos que tengan las cotas más altas y dirigir el flujo hacia las cotas más bajas.
- Para el diseño, se debe seguir la pendiente del terreno, con esto se evitará una excavación profunda y disminuir así costos de excavación.
- Evitar dirigir el agua en contra de la pendiente del terreno.
- Acumular los caudales mayores en tramos en los cuales la pendiente del terreno es pequeña y evitar de esta manera que a la tubería se le de otra pendiente ya que se tendría que colocar la tubería más profunda.

2.2.6 Localización de la descarga

Se define el concepto descarga (o cuerpo receptor), a cualquier masa de agua natural o de suelo que recibe la descarga del afluente final. La ubicación del lugar destinado a la descarga del sistema de alcantarillado sanitario será en un terreno de gran extensión, sin ningún uso actual ubicado en la zona baja de la comunidad, de tal manera que no dañe ningún tipo de abastecimiento de agua utilizado por los habitantes, por medio de las redes de flujo subterránea (pozos artesanales).

2.2.7 Período de diseño del sistema

El período de diseño es el tiempo en el cual se considera que el sistema funcionará en forma eficiente cumpliendo los parámetros, respecto a los cuales se ha diseñado. El período de diseño se encuentra íntimamente ligado a la vida económica del proyecto, teniendo en cuenta que normalmente el período de diseño del proyecto será menor a la vida útil del mismo.

El período de diseño adoptado para el diseño de todos los componentes del sistema de alcantarillado sanitario fue de 20 años, considerando 2 años adicionales para la gestión respectiva de la obtención de financiamientos y el tiempo de ejecución del proyecto, por lo cual el período de diseño será de 22 años.

2.2.8 Parámetros de diseño del sistema

2.2.8.1 Población futura

La determinación del número de habitantes para los cuales ha de diseñarse un sistema de alcantarillado es un parámetro básico a considerar, el cual depende de las características sociales, culturales y económicas de sus habitantes en el pasado y en el presente. El crecimiento poblacional está íntimamente ligado al tamaño del proyecto y por lo tanto al período de diseño que se analice.

Para el cálculo de la población futura al final del período de diseño se utilizó el método del incremento geométrico, ya que es éste el que más se adapta al crecimiento real de la población en análisis.

El modelo matemático para calcular la población futura es:

$$P_f = P_0 \left(1 + \frac{r}{100} \right)^n$$

donde:

P_f = Población futura.

P_0 = Población del último censo (población actual) = 738 habitantes.

r = tasa de crecimiento poblacional = 3%.

n = Período de diseño = 22 años.

$$P_f = P_0 \left(1 + \frac{r}{100} \right)^n = 738 \left(1 + \frac{3}{100} \right)^{22} = 1415 \text{ habitantes.}$$

2.2.8.2 Factor de retorno

El factor de retorno es un coeficiente que tiene en cuenta el hecho de que no toda el agua consumida dentro del domicilio es devuelta al alcantarillado, por razón de sus múltiples usos tales como: riego, lavado de pisos, cocina y otros. Es por ello que se puede establecer, entonces, que sólo un porcentaje del total de agua consumida es devuelta al alcantarillado.

Este valor estadísticamente puede oscilar entre 0.70 y 0.90 y depende en gran manera de aspectos tales como: clima, costumbres y actividades diarias de la población. El factor de retorno adoptado para nuestro proyecto será de 0.85.

2.2.8.3 Consumo de agua (dotación)

El consumo de agua se establece en función de tres aspectos importantes: la demanda de la comunidad, disponibilidad de caudal de la fuente y la capacidad económica para costear el mantenimiento y operación del sistema. Para el diseño de nuestro alcantarillado sanitario se tomó la dotación asignada por la municipalidad, la cual es de 100 lts/hab/día.

2.2.8.4 Determinación del caudal sanitario

Previo al diseño hidráulico del sistema de alcantarillado sanitario, es necesario determinar los distintos caudales que circularán a través de los colectores. Empezaremos entonces por definir el concepto de caudal sanitario, que visto desde el punto de vista descriptivo no es más que la sumatoria de los siguientes aportes: caudal domiciliar, caudal comercial, caudal industrial, caudal de conexiones ilícitas y caudal de infiltración. Representado por:

$$Q_{\text{sanitario}} = Q_{\text{domiciliar}} + Q_{\text{comercial}} + Q_{\text{ind.}} + Q_{\text{c.i.}} + Q_{\text{inf.}}$$

2.2.8.4.1 Caudal doméstico

El caudal doméstico o caudal medio diario se define como la contribución durante un período de 24 horas, obtenida como el promedio en un lapso de tiempo de un año. Este caudal se debe cuantificar en función al consumo de agua potable y el respectivo factor de retorno. La fórmula para calcular el caudal domiciliar es la siguiente:

$$Q_{\text{dom}} = \left(\frac{\text{Dot.} * N_0 \text{ Hab} * FR}{86400} \right)$$

donde:

Q_{dom} = Caudal domiciliar.

Dot. = Dotación (lts/hab/día).

$N_o.$ Hab = Número de habitantes proyectado al futuro.

FR = factor de retorno.

$$Q_{dom} = \left(\frac{100l/h/d * 1415hab.*0.85}{86400seg} \right) = 1.40 \text{ litros/seg.}$$

2.2.8.4.2 Caudal comercial y caudal industrial

Se definen como la cantidad de aguas negras que desechan el comercio y la industria en la comunidad, la determinación de estos caudales son una función de la dotación dada para estos fines, o por medio de un aforo realizado a la descarga de dichas entidades. Para el proyecto que estamos realizando estos caudales son nulos, ya que el aporte de comercios es pequeño y no existe ningún tipo de contribución industrial.

2.2.8.4.4 Caudal de infiltración

El aporte debido a la infiltración se estima con base a las características de permeabilidad del suelo en el que se ha de construir el alcantarillado sanitario, profundidad del nivel freático, profundidad de la tubería.

Puede calcularse de dos formas: en litros diarios por hectárea o litros diarios por kilómetro de tubería.

$$Q_{inf.} = \left(\frac{F.I.*L.T.}{86400} \right)$$

donde:

$Q_{inf.}$ = caudal de infiltración.

F.I. = factor de infiltración (15000 – 18000) lts/Km/día.

L.T. = longitud de la tubería (Km).

$$Q_{inf.} = \left(\frac{15000 * 2.4}{86400} \right) = 0.42 \text{ litros/seg.}$$

2.2.8.4.3 Caudal de conexiones ilícitas

En la integración del caudal sanitario se debe considerar también la incorporación de caudales pluviales provenientes de malas conexiones o conexiones erradas (de techos y patios) a la red sanitaria.

Para su estimación se recomiendan muchas formas, que van desde criterios que algunas instituciones establecen en función de la experiencia de diversos diseños, hasta métodos empíricos basados en estudios de cuencas pequeñas tales como el método racional, a continuación delimitaremos algunos de ellos:

- a) El INFON, toma la aportación de conexiones ilícitas como el 10% del caudal doméstico:

$$Q_{c.i.} = Q_{dom.} * 10\% = (1.40 \text{ l/s}) * (0.10) = 0.14 \text{ litros/seg.}$$

- b) Otros autores, determinan la conexión ilícita en 150 lts/hab/día:

$$Q_{c.i.} = \frac{150 \text{ l/h/d} * \text{No.hab}}{86400} = \left(\frac{(150 \text{ l/hab/día} * 1415 \text{ hab.})}{86400} \right) = 2.45 \text{ litros/seg.}$$

c) La municipalidad de Guatemala calcula la conexión ilícita en 100 lts/hab/día.

$$Q_{c.i.} = \frac{100l/h/d * No.hab}{86400} = \left(\frac{(100l/hab/dia * 1415hab.)}{86400} \right) = 1.67 \text{ litros/seg.}$$

d) El método racional:

$$Q_{c.i.} = \left(\frac{CIA}{360} * 1000 \right) * \%viviendas .$$

donde:

C = coeficiente de escorrentía (depende de la permeabilidad del suelo).

I = Intensidad de lluvia (mm/hora).

A = área de techos y patios que puedan conectarse ilícitamente (Ha.).

% de viviendas = oscila entre (0.5% - 2.5%).

- Determinación del área de techos y patios:

Área promedio de techos = $(100 \text{ m}^2 * 123\text{casas})/10000 = 1.23 \text{ Ha.}$

Área promedio de patios = $(50 \text{ m}^2 * 123\text{casas})/10000 = 0.615 \text{ Ha.}$

$A = (1.23+0.615) = 1.85 \text{ Ha.}$

- Coeficientes de escorrentía:

$C_{\text{techos}} = 0.8$

$C_{\text{patios}} = 0.15$

$$C = \left(\frac{\sum c * a}{\sum a} \right) = \left(\frac{(1.23 * 0.8 + 0.615 * 0.15)}{1.85} \right) = 0.58$$

- Intensidad de lluvia:

La intensidad de lluvia adoptada fue de $I = 60$ mm/hora, éste dato fue tomado de los datos de la estación climatológica más cercana, según los registros del INSIVUMEH.

- Determinación del caudal de conexiones ilícitas:

$$Q_{c.i.} = \left(\frac{0.58 * 60 * 1.85}{360} * 1000 \right) * 0.005 = 0.90 \text{ litros/seg.}$$

Optaremos por tomar el resultado obtenido por el método racional, debido a que es éste el que más se asemeja a las características de la población.

2.2.8.4.5 Cálculo del caudal sanitario

Este caudal es conocido también como caudal medio diario de aguas residuales definido en el apartado 2.2.8.4. A continuación realizaremos el cálculo concerniente al caudal sanitario:

$$Q_{\text{sanitario}} = Q_{\text{domiciliar}} + Q_{\text{comercial}} + Q_{\text{ind.}} + Q_{c.i.} + Q_{\text{inf.}}$$

$$Q_{\text{sanitario}} = 1.4 \text{ l/s} + 0.90 \text{ l/s} + 0.42 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{sanitario}} = 2.72 \text{ litros/seg.}$$

2.2.8.5 Determinación del caudal de diseño

Es el caudal para el cual se diseñan hidráulicamente los tramos de alcantarillado sanitario, debiendo cumplir los requerimientos de velocidad y tirante dentro del colector (ver apartados 2.2.8.9 y 2.2.8.10). El caudal de diseño se determina a partir de la aplicación de factores de mayoración (factores de seguridad) al caudal sanitario.

$$Q_{dis} = \text{No. hab.} * FH * fqm$$

donde:

No. hab. = número de habitantes futuros.

FH = factor de harmond o factor de flujo instantáneo.

Fqm = factor de caudal medio.

A continuación delimitaremos cada uno de los factores que influyen en la determinación del caudal de diseño.

2.2.8.5.1 Factor de caudal medio

El factor de caudal medio es un factor que sirve como parámetro que garantiza que el sistema de alcantarillado sanitario trabaje de manera correcta, es decir, que el sistema no se encuentre ni sub-diseñado ni sobre-diseñado. Matemáticamente este factor se obtiene de la división del caudal sanitario dentro de la población futura:

$$fqm = \frac{Q_s}{pob_{futura}}$$

Este factor (fqm) debe oscilar entre 0.002 y 0.005, de lo contrario:

- Si $f_{qm} < 0.002$ (se utilizará 0.002).
- Si $f_{qm} > 0.005$ (se utilizará 0.005).

A continuación hallaremos el factor de caudal medio del ejemplo que venimos realizando:

$$f_{qm} = \frac{Q_s}{pob_{futura}} = f_{qm} = \frac{2.72 \text{ lts / s}}{1415 \text{ hab}} = 0.00192 \text{ (se opta por tomar 0.002).}$$

2.2.8.5.2 Factor de flujo instantáneo

El factor de flujo instantáneo o factor de Harmond, es un factor de seguridad que depende del número de habitantes a servir. El valor del factor de flujo instantáneo no es constante en todo el alcantarillado sanitario ya que éste depende de la población acumulada de cada tramo del sistema.

Este factor actúa principalmente en las horas de máximo aporte al sistema de alcantarillado sanitario. La expresión matemática para calcularlo es la siguiente:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}}$$

donde:

FH = Factor de harmond o factor de flujo instantáneo.

P = (población futura / 1000).

Continuando con el ejemplo:

$$P = 1415/1000 = 1.415$$

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}} = FH = \frac{18 + \sqrt{1.415}}{4 + \sqrt{1.415}} = 3.698$$

2.2.8.5.3 Cálculo del caudal de diseño

Tal y como se estableció en la sección 2.2.6.5, el caudal de diseño será el caudal máximo que circulará por el sistema de alcantarillado sanitario. Por lo tanto:

$$Q_{\text{dis}} = \text{No. hab.} * FH * f_{\text{qm}} = 1415 * 3.698 * 0.002 = 10.46 \text{ litros/seg.}$$

2.2.8.6 Determinación de pendientes

Se recomienda que la pendiente utilizada en el diseño sea la pendiente que tenga el terreno natural, de esta forma se evitará el sobrecosto por excesiva excavación, siempre y cuando cumpla con las relaciones hidráulicas y las velocidades permisibles. La forma de determinar la pendiente natural del terreno es la siguiente:

$$S\% = \left(\frac{(C_{Ti} - C_{Tf})}{D_o} * 100 \right)$$

Donde:

C_{Ti} = cota inicial del terreno

C_{Tf} = cota final del terreno

D_o = distancia horizontal entre la cota inicial y la cota final.

Es importante mencionar que en los tramos en donde la velocidad mínima no se logre desarrollar debido a que la pendiente del terreno es muy pequeña, será importante incrementar la pendiente del colector respecto a la del terreno, de tal manera de que logre desarrollarse la velocidad mínima. Procurando siempre evitar cotas demasiado profundas, ya que de ser así estaríamos encontrándonos con volúmenes de excavación demasiado grandes, los cuales aumentarían los costos del proyecto. Además al tener zanjas demasiado profundas éstas se vuelen inestables, por lo tanto, se les tendría que aplicar algún tipo de apuntalamiento u otro tipo de estabilización.

En cuanto a los tramos en que la pendiente natural del terreno sea tan pronunciada y que pueda ocasionar velocidades mayores a las máximas, se utilizará un sistema de tramos cortos con pendientes aceptables (menor pendiente del colector con respecto a la del terreno), conectados por estructuras de caída (disipadores de energía) debidamente dimensionadas.

2.2.8.7 Selección del tipo de tubería

Los alcantarillados sanitarios requieren materiales constituyentes resistentes a diversos estados de presión externa, aunque no requieren una resistencia alta a presión interna ya que éstas trabajan a sección parcialmente llena, es decir como una canal. Existe diversidad de materiales de tuberías pero en nuestro medio hay dos tipos de tuberías que destacan:

- Tubería de concreto.
- Tubería de policloruro de vinilo (PVC).

Para nuestro proyecto utilizaremos tubería PVC que cumpla con lo establecido en la norma ASTM D 3034.

Ya que a pesar de ser más costosa que la de concreto, para nuestro proyecto ésta nos será más funcional debido ya que la topografía de la comunidad Pinal del Río es demasiada plana y por lo tanto debemos de respetar los parámetros de diámetro, tirantes y velocidad mínima a la cual deberá de trabajar el alcantarillado sanitario.

2.2.8.8 Diámetros de tuberías

Según el instituto de fomento municipal (INFOM), el diámetro mínimo a utilizar en los alcantarillados sanitarios será de 8 pulgadas para tubos de concreto o de 6 pulgadas para tubería de PVC. Aún cuando el cálculo hidráulico de como resultado un diámetro menor a éstos.

2.2.8.9 Velocidades máximas y mínimas

En los sistemas de alcantarillado sanitario se producen obstrucciones por la sedimentación de materiales de desecho y partículas orgánicas debido a que éstas no cuentan con una velocidad de flujo adecuada, es por ello que la velocidad mínima dentro de un sistema de alcantarillado sanitario será de 0.4 m/s para tuberías de PVC y 0.6 m/s par tubería de concreto.

Caso contrario cuando la topografía presenta pendientes fuertes las alcantarillas presentan altas velocidades de escurrimiento, ocasionando abrasión en las mismas al contener sustancias tales como arena fina, grava y gravilla. Es por ello que la velocidad máxima dentro de un sistema de alcantarillado sanitario será de 4 m/s para tubería de PVC y de 3 m/s para tubería de concreto.

2.2.8.10 Tirante o profundidad de flujo

La altura del tirante del flujo, deberá ser mayor que el 10% del diámetro de la tubería y menor que el 75%; estos parámetros aseguran el funcionamiento del sistema como un canal abierto y la funcionalidad en el arrastre de los sedimentos. El tirante máximo del flujo a transportar, lo da la relación de tirantes d/D , en donde d es la altura del flujo y D es el diámetro interior de la tubería.

2.2.8.11 Profundidad de la tubería

La profundidad mínima de la parte superior de la tubería (corona de la tubería), con respecto al nivel de la rasante del terreno será de 1.20 metros. Sin embargo, en sistema rurales es posible adoptar 0.80 m para colectores iniciales o colectores en donde el tráfico sea liviano o peatonal.

2.2.8.12 Localización de colectores

Como se ha visto hasta ahora los colectores son tuberías por las que se conduce agua residual, las cuales deben llenar ciertas normas o requisitos de diseño, siendo una de ellas su localización con respecto a la calzada:

- Las tuberías de alcantarillado de aguas de lluvias deben extenderse por el eje de las calzadas y las del alcantarillado sanitario por el centro de la media calzada (o en su defecto por el eje de la calzada).
- La tubería del acueducto deberá estar siempre por encima de la del alcantarillado, a una distancia vertical mínima de 0.20 metros entre la corona de la tubería del acueducto y la corona de la tubería del alcantarillado.

2.2.8.13 Estructuras complementarias

Hasta este punto de nuestra investigación se ha profundizado en la información básica para el diseño de la red de colectores. A continuación hablaremos un poco sobre las estructuras complementarias.

2.2.8.13.2 Pozos de visita

Los pozos de visita o cámaras de inspección son estructuras cilíndricas cuya unión a la superficie se hace en forma tronco-cónica.

El diámetro del cilindro es generalmente de 1.20 metros y en la superficie tiene una tapadera de diámetro igual a 0.60 metros. Adicionalmente en la base del cilindro se localiza la cañuela, la cual es la encargada de hacer la transición entre un colector y otro, la cual será construida de concreto de 210 kg/cm^2 . La tapadera tiene como fin permitir la realización de las labores de limpieza y mantenimiento general de las tuberías, así como proveer al sistema de una adecuada ventilación, para lo cual tiene varios orificios.

Según las normas para la construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- En toda intercepción de colectores.
- Al comienzo de cada tramo.
- En todo cambio de sección o diámetro de los colectores.
- En todo cambio de dirección o de pendiente.
- A distancias no mayores de 100 metros en diámetros hasta de 24”.
- A distancias no mayores de 300 metros en diámetros mayores de 24”.
- En las curvas de colectores visitables, a no más de 30 metros.

El cilindro y la reducción tronco-cónica serán construidos en mampostería con ladrillos tayuyos de 6.5*11*23 cm y su colocación será en posición de punta. En el fondo se hará una losa de concreto. Las caídas en los pozos de visita (disipadores de energía) son necesarias cuando la diferencia entre cotas invert de entrada y salida sea superior a 0.75 metros.

2.2.8.13.2 Conexiones domiciliarias

Éstas tienen la finalidad de descargar las aguas provenientes de las casas o edificios y llevarlas al colector central. Ordinariamente al construir un sistema de alcantarillado es costumbre establecer y dejar previsto una conexión en Y o en T en cada lote edificado, o en cada lugar donde haya que conectar un drenaje doméstico.

- 1. Caja de registro o candela domiciliar:** la conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente. El lado menor de la caja será de 45 cm. Si fuese circular tendrá un diámetro no menor de 12 pulgadas; éstos deben estar impermeabilizados por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones. El fondo tiene que ser fundido de concreto, dejando la respectiva pendiente para que las aguas fluyan por la tubería secundaria y pueda llevarla al sistema de alcantarillado central. La altura mínima de la candela será de un metro.
- 2. Tubería secundaria:** la conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tiene un diámetro mínimo de 6 pulgadas en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC, debe tener una pendiente mínima de 2%, a efecto de evacuar adecuadamente los desechos.

La conexión con la alcantarilla central se hará en el medio diámetro superior y a un ángulo de 45° aguas abajo. Al realizar el diseño del alcantarillado deben considerarse las alturas en las cuales se encuentran las casas con relación a la alcantarilla central y con esto no profundizar demasiado la conexión domiciliar, aunque en algunos casos esto resulta imposible por la topografía del terreno, debiendo considerar otras formas de realizar dicha conexión.

Para nuestro proyecto, en la candela se utilizó una tubería de concreto de 12" de diámetro y 1 metro de profundidad con su respectiva tapadera de concreto reforzado; y la tubería secundaria será de un diámetro de 4 pulgadas por ser de PVC, y con una pendiente no menor de 2%.

2.2.8.14 Cotas invert

Se denomina cota invert, a la distancia existente entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior interno de la tubería, debe verificarse que la cota Invert sea al menos igual a la que asegure el recubrimiento mínimo necesario de la tubería. Para calcularlas, se toma como base la pendiente del terreno y la distancia entre pozos, como criterio deben seguirse las siguientes reglas para el cálculo de las cotas invert:

- La cota invert de salida de un pozo se coloca tres centímetros debajo de la cota invert de entrada del mismo pozo.
- Cuando el diámetro de la tubería que entra a un pozo es menor que el diámetro de la tubería que sale, la cota invert de salida estará al menos una altura igual a la diferencia de los diámetros, más baja que la cota invert de entrada.

Las cotas invert de los puntos de entrada y salida de la tubería del alcantarillado, deben calcularse de la siguiente manera:

1.Cota invert de salida

- Para los tramos iniciales en la red, se obtiene restando la cota del terreno menos la altura del pozo.

$$C_I = C_{TI} - (H_{\min} + D_{\text{tubo}})$$

- Para los tramos siguientes se obtiene restando 3 centímetros a la cota invert de entrada al pozo del tramo anterior.

$$C_{IS} = C_{IE} - 0.03 \text{ m}$$

En donde C_{IS} también dependerá de las condiciones especificadas.

2.Cota invert de entrada

Es la cota final del tramo del tramo en diseño, se obtiene al multiplicar a través de la siguiente expresión:

$$C_{IE} = C_{is} - (D_o * S\%/100)$$

donde:

C_{is} = cota invert de salida del pozo anterior.

H_{\min} = profundidad mínima de la tubería (ver inciso 2.2.8.11).

D_{tubo} = diámetro del tubo.

D_o = distancia horizontal entre pozos de visita.

2.2.8.15 Volumen de excavación

La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería, está comprendida a partir de la profundidad de los pozos de visita, el ancho de la zanja, que depende del diámetro de la tubería a utilizar y la longitud entre pozos. Se puede calcular de la siguiente manera:

$$V = \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right) * D * T$$

donde:

H₁, H₂ = profundidad del primer y segundo pozo respectivamente (m.).

D = distancia horizontal entre pozos.

T = ancho de la zanja.

- **Ubicación del suelo extraído de la zanjas**

El suelo que se extrae de la excavación de las zanjas debe colocarse a 0.75 metros como mínimo del borde de la zanja utilizando ambos lados. Para profundidades mayores de 3.00 metros, el suelo extraído debe colocarse a 1.00 metro de distancia del borde de la zanja y cuya altura no debe exceder 1.50 metros, esto se hace con el fin de evitar sobrepeso en el borde de la zanja y volverla inestable. En lugares donde no sea posible ubicar el suelo a esta distancia se puede acumular sólo en un lado, caso contrario se tendrá que excavar por tramos, colocar tubería y rellenar la zanja evitando así derrumbes de zanjas.

El ancho de la zanja está en función del diámetro de la tubería y a la profundidad a la cual se instalará el colector, de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla XIV. Ancho de la zanja en sistemas de alcantarillado

Φ (")	Desde 1.30 m	1.31 m a 1.85 m	1.86 m A 2.35 m	2.36 m A 2.85 m	2.86 m A 3.35 m	3.36 m A 3.85 m	3.86 m A 4.35 m	4.36 m A 4.85 m	4.86 m A 5.35 m
6	60	60	65	65	70	70	75	75	75
8	60	60	65	65	70	70	75	75	75
10		70	70	70	70	70	75	75	75
12		75	75	75	75	75	75	75	75
16		90	90	90	90	90	90	90	90
18		110	110	110	110	110	110	110	110
20		110	110	110	110	110	110	110	110
24		135	135	135	135	135	135	135	135
30		155	155	155	155	155	155	155	155
36			175	175	175	175	175	175	175
42				190	190	190	190	190	190
48				210	210	210	210	210	210
60				245	245	245	245	245	245
72					280	280	280	280	280

Fuente: Mónica M. De Paz S. **Planificación del sistema de drenaje sanitario para seis tramos en tres sectores de la aldea Marroquín, Salcajá Quetzaltenango.** Universidad de San Carlos de Guatemala, Centro Universitario de Occidente. p.18.

2.2.8.16 Principios hidráulicos

Los colectores de cualquier tipo de alcantarillado se diseñan para trabajar a flujo libre por gravedad. Tradicionalmente se diseña bajo condiciones de flujo uniforme, tomando como base de cálculo la ecuación de Manning para canales abiertos y cerrados a sección llena, sin importar cual sea su geometría:

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

Para conductos circulares la ecuación de Manning para obtener la velocidad a sección llena se transforma de la siguiente manera:

$$V = \frac{0.03429}{n} * D^{2/3} * S^{1/2}$$

donde:

V = velocidad a sección llena (m/s).

n = coeficiente de rugosidad de Manning (n = 0.01 (PVC) y n = 0.014 (TC)).

D = diámetro (plg).

S = pendiente de la tubería (decimales).

Por lo tanto según la ecuación de continuidad el caudal a sección llena dentro del colector quedará determinado de la siguiente manera:

$$Q = V * A$$

donde:

Q = caudal a sección llena del colector (m³/s).

A = área de la sección transversal del colector (m²).

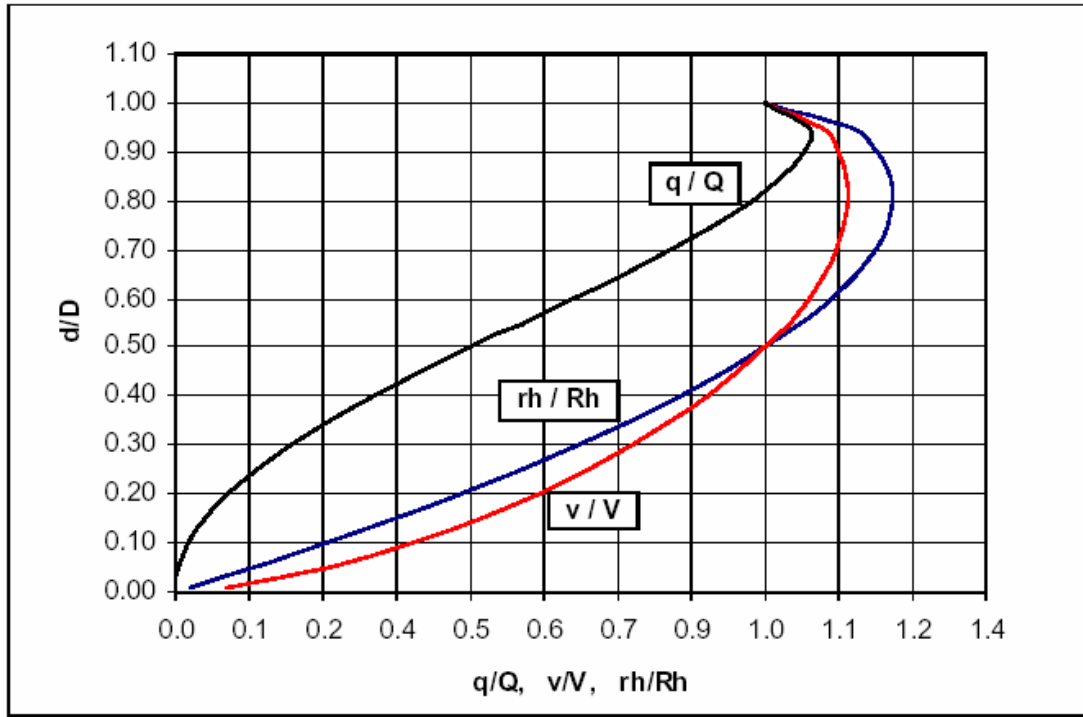
V = velocidad a sección llena (m/s).

Para realizar el cálculo de los colectores de manera que trabajen a sección parcialmente llena y poder agilizar de alguna manera los resultados de velocidad y caudal se relacionan los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcialmente llena. Por medio de la tablas de relaciones hidráulicas.

2.2.8.16.1 Procedimiento de diseño hidráulico

1. Determinar el caudal de diseño (Q_{dis}) y la pendiente natural del terreno (utilizando esta pendiente como primera aproximación de la pendiente del colector).
2. Asumimos el diámetro de la tubería (utilizar como valor de arranque el diámetro mínimo).
3. Determinar el valor de la velocidad a sección llena por medio de las ecuaciones ya establecidas de Manning.
4. Luego se procederá a obtener la relación de caudales (q/Q), (donde q es el caudal de diseño dividido entre Q que es el caudal a sección llena).
5. El resultado obtenido se busca en las tablas de relaciones hidráulicas ya tabuladas, o se interpola en la curva de elementos hidráulicos de sección circular (figura 39), donde se podrá encontrar las relaciones (v/V) y (d/D).
6. Despejar de la relación v/V , la velocidad a sección parcialmente llena (v). y compararla con los límites que establecen los códigos de diseño sobre velocidades máximas y mínimas. Comparar el valor obtenido de la relación de tirantes (d/D) con los límites asociados por las normas de diseño, la cuales se presentan en la tabla XV.

Figura 39. Curva de elementos hidráulicos de sección circular



Fuente: Saavedra Iriarte Marco Antonio. **Ingeniería sanitaria 2.** Universidad mayor San Simón Bolivia U.M.S.S. Página 31.

Tabla XV. Especificaciones hidráulicas

	Alcantarillado sanitario
Caudal	$Q_{dis} < Q_{sec. llena}$
Velocidad	$0.4 \text{ m/s} < v < 4 \text{ m/s (PVC)}$
Tirante	$0.10 \leq d/D \leq 0.75$
Diámetro mínimo	6 pulgadas (PVC)

7. Si el dato obtenido de velocidad mínima no cumple con el límite mínimo establecidos por las normas (0.4 m/s), se deberá aumentar la pendiente del colector con respecto a la del terreno. Por el contrario si la velocidad excede el valor límite (4 m/s), se deberá disminuir la pendiente del colector con respecto de la del terreno.

2.2.9 Diseño de la red de alcantarillado sanitario

A continuación se desarrollará el diseño completo de un tramo del sistema de alcantarillado sanitario:

Tramo del PV6 al PV7.

Datos de diseño:

Período de diseño	22 años.
Dotación de consumo de agua	100 litros/hab/día.
Factor de retorno	0.85.
Longitud acumulada	475 metros.
Población actual acumulada	186 habitantes (31 casas).
Tasa de crecimiento	3%.
Cota inicial del terreno	999.00.
Cota final del terreno	998.76.
Distancia horizontal del tramo	16.52 metros.

- **Población futura:**

$$P_f = P_0 \left(1 + \frac{r}{100}\right)^n = 186 \left(1 + \frac{3}{100}\right)^{22} = 356 \text{ habitantes.}$$

- **Caudal domiciliar:**

$$Q_{\text{dom}} = \left(\frac{\text{Dot.} * N_0 * \text{Hab} * FR}{86400} \right) = \left(\frac{100l / \text{hab} / \text{dia} * 356\text{hab} * 0.85}{86400} \right) = 0.35 \text{ litros/seg.}$$

- **Caudal de conexiones ilícitas:**

Área promedio de techos = $(100 \text{ m}^2 * 31\text{casas})/10000 = 0.31 \text{ Ha.}$

Área promedio de patios = $(50 \text{ m}^2 * 31\text{casas})/10000 = \underline{0.16 \text{ Ha.}}$

0.47 Ha.

I = 60 mm/hora

C = 0.58

$$Q_{c.i.} = \left(\frac{0.58 * 60 * 0.47}{360} * 1000 \right) * 0.005 = 0.23 \text{ litros/seg.}$$

- **Caudal de infiltración:**

$$Q_{\text{inf}} = \left(\frac{FI * LT}{86400} \right) = \left(\frac{15000 * 0.475\text{km.}}{86400} \right) = 0.082 \text{ litros/seg.}$$

- **Caudal sanitario:**

$$Q_{\text{sanitario}} = Q_{\text{domiciliar.}} + Q_{c.i.} + Q_{\text{inf.}} = 0.35 \text{ l/s} + 0.23 \text{ l/s} + 0.082 \text{ l/s} = 0.66 \text{ l/s.}$$

- **Factor de caudal medio:**

$$fqm = \frac{Q_s}{pob_{\text{futura}}} = \frac{0.66l / s}{356 \text{ hab}} = 0.00186 \text{ (usaremos 0.002).}$$

- **Factor de flujo instantáneo:**

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{356}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{356}{1000}}} = 4.045.$$

- **Caudal de diseño:**

$$Q_{dis} = \text{No. hab.} * FH * f_{qm} = 356 \text{ hab.} * 0.002 * 4.045 = 2.88 \text{ litros/seg.}$$

- **Pendiente natural del terreno:**

Cota terreno P.V.6 = 999.00

Cota terreno P.V.7 = 998.76

Longitud del tramo = 17.00 metros

$$S\% = \left(\frac{(C_{TI} - C_{TF})}{D_o} \right) * 100 = \left(\frac{((999.00 - 998.76))}{100} \right) * 100 = 1.4\%$$

- **Diseño hidráulico:**

Información básica:

Tubería P.V.C.

$\varnothing_{\text{tubería}} = 6''$ (diámetro asumido de tubería)

S% = 1.4%

n = 0.010 (coeficiente de rugosidad de Manning)

Determinación de la velocidad a sección llena:

$$V = \frac{0.03429}{n} * D^{2/3} * S^{1/2}$$

$$V = \frac{0.03429}{0.010} * 6^{2/3} * 0.014^{1/2} = 1.36 \text{ m/s.}$$

Caudal a sección llena:

$$Q = VA$$

$$Q = (1.36) * (\pi / 4) * (0.1524)^2 = 24.78 \text{ m}^3/\text{s}$$

Relación de caudales q/Q:

$$\frac{q}{Q} = \frac{2.88 \text{ l/s}}{24.78 \text{ l/s}} = 0.116347$$

Interpolación de resultados en tabla de relaciones hidráulicas:

$$\frac{d}{D} = 0.23 \text{ (Cumple con } 0.10 \leq d/D \leq 0.75) \quad \text{Y} \quad \frac{v}{V} = 0.667755 \text{ m/s}$$

Determinación de la velocidad a sección parcialmente llena:

$$v = 0.6677 * 1.36 = 0.91 \text{ m/s} \text{ (Cumple con } 0.4 \leq v \leq 4.00)$$

El diseño hidráulico chequeó de forma satisfactoria.

- **Determinación de cotas invert:**

Cota invert de entrada al P.V. 7:

$$C_{IE\ 7} = C_{is\ 6} - (D_0 * (S\%/100))$$

$$C_{IE\ 7} = 996.31 - (16.52 * (1.4/100)) = 996.07 \text{ metros.}$$

Cota invert de salida del P.V.7:

En la planta general (ver apéndice) se puede observar que al P.V.7 llegan dos tuberías cada una con distinta cota invert de entrada al PV7, provenientes de los pozos de visita P.V.6 ($C_{IE} = 996.07$) y P.V.21 ($C_{IE} = 996.35$) respectivamente. Para la determinación de la cota invert de salida del P.V.7 se tomará como C_{IE} , la cota invert más profunda de los dos colectores que llegan ha dicho pozo, por lo tanto tomaremos $C_{IE} = 996.07$:

$$C_{IS} = C_{IE} - 0.03 \text{ m} = 996.07 - 0.03 \text{ m} = 996.04 \text{ metros.}$$

- **Altura del pozo P.V.7:**

$$H_P = C.T. - C_{IS} = 998.76 - 996.07 = 2.69 \text{ metros.}$$

- **Volumen de excavación:**

$$V = \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right) * D * T = \left(\frac{2.69 + 2.69}{2} \right) * 16.52 * 0.65 = 28.9 \text{ m}^3$$

A continuación se presenta todo el diseño hidráulico del sistema.

Tabla XVI. Resumen de cálculos, diseño de alcantarillado sanitario

DE PV	A PV	COTAS DE TERRE.		DH	S(%)	No. CASAS		HAB. ACT.		HAB. FUT.		CAUDAL DOM.		Fqm	chequo
		INICIO	FINAL			mts.	TERR.	Loc.	Acum.	Loc.	Acum.	LOCAL	ACUM.		
1	2	1,001.05	1,001.01	65.08	0.07	3	3	18	18	33	34	0.018	0.034	0.001	0.002
2	3	1,001.01	1,000.32	64.31	1.06	3	6	18	36	33	69	0.035	0.068	0.001	0.002
3	4	1,000.32	999.80	63.4	0.82	5	11	30	66	54	126	0.065	0.124	0.001	0.002
4	5	999.80	999.30	62.44	0.80	4	15	24	90	43	172	0.089	0.170	0.001	0.002
19	18	998.78	998.52	73.15	0.36	3	3	18	18	33	34	0.018	0.034	0.001	0.002
18	5	998.52	999.30	56.18	(1.40)	2	5	12	30	22	57	0.030	0.057	0.001	0.002
5	6	999.30	999.00	74.06	0.41	8	28	48	168	87	322	0.165	0.317	0.001	0.002
6	7	999.00	998.76	16.52	1.44	3	31	18	186	33	356	0.183	0.351	0.001	0.002
24	23	999.90	1,000.45	53.61	(1.02)	6	6	36	36	65	69	0.035	0.068	0.001	0.002
36	23	1,000.94	1,000.45	90.62	0.54	10	10	60	60	108	115	0.059	0.113	0.001	0.002
23	22	1,000.45	1,000.24	77.9	0.26	5	21	30	126	54	241	0.124	0.238	0.001	0.002
35	22	1,000.92	1,000.24	85.57	0.79	3	3	18	18	33	34	0.018	0.034	0.001	0.002
22	21	1,000.24	999.41	90.2	0.92	7	31	42	186	76	356	0.183	0.351	0.001	0.002
21	7	999.41	998.76	87.87	0.74	1	32	6	192	11	368	0.189	0.362	0.001	0.002
7	8	998.76	998.36	49.33	0.81	5	68	30	408	54	782	0.401	0.769	0.001	0.002
8	9	998.36	997.88	41.97	1.14	4	72	24	432	43	828	0.425	0.814	0.001	0.002
29	28	999.46	999.94	45.28	(1.06)	5	5	30	30	54	57	0.030	0.057	0.001	0.002
28	27	999.94	999.76	45.64	0.39	3	8	18	48	33	92	0.047	0.090	0.001	0.002
27	26	999.76	998.68	69.67	1.56	4	12	24	72	43	138	0.071	0.136	0.001	0.002
26	25	998.68	997.94	55.74	1.33	0	12	0	72	0	138	0.071	0.136	0.001	0.002
25	9	997.94	997.88	76.04	0.08	0	12	0	72	0	138	0.071	0.136	0.001	0.002
9	10	997.88	997.39	38.29	1.30	0	84	0	504	0	966	0.496	0.950	0.001	0.002
30	10	997.47	997.39	90.7	0.10	7	7	42	42	76	80	0.041	0.079	0.001	0.002
10	11	997.39	996.84	77.41	0.70	3	94	18	564	33	1081	0.555	1.063	0.001	0.002
11	12	996.84	996.49	55.54	0.64	1	95	6	570	11	1092	0.561	1.074	0.001	0.002
32	31	996.01	996.30	76.48	(0.39)	5	5	30	30	54	57	0.030	0.057	0.001	0.002
31	12	996.30	996.49	80	(0.23)	6	11	36	66	65	126	0.065	0.124	0.001	0.002
12	13	996.49	996.12	47.76	0.76	2	108	12	648	22	1242	0.638	1.222	0.001	0.002
34	33	996.01	996.11	51.39	(0.21)	3	3	18	18	33	34	0.018	0.034	0.001	0.002
33	13	996.11	996.12	65.41	(0.02)	2	5	12	30	22	57	0.030	0.057	0.001	0.002
13	14	996.12	995.81	65.58	0.48	4	117	24	702	43	1345	0.691	1.323	0.001	0.002
14	15	995.81	995.48	82.89	0.40	3	120	18	720	33	1380	0.708	1.357	0.001	0.002
15	16	995.48	994.98	85.16	0.59	2	122	12	732	22	1403	0.720	1.380	0.001	0.002
16	17	994.98	991.96	50.63	5.97	1	123	6	738	11	1414	0.726	1.391	0.001	0.002

Qd	DIAM. (Pig.)	S(%) TUBO	SECCIÓN LLENA		q/Q	v/V	d/D	v (m/s)	COTA INVERT		PROF. POZO		ANCHO
			V (ms./s)	Q (Lts./s)	FUT.	FUT.	FUT.	FUT.	INICIO	ENTRADA	INICIO	FINAL	ZANJA (m)
0.300	6	1.50	1.39	25.30	0.011848	0.336751	0.076	0.47	999.70	998.72	1.35	2.28	0.65
0.591	6	1.06	1.17	21.26	0.027796	0.435721	0.114	0.51	998.69	998.01	2.31	2.31	0.65
1.066	6	0.82	1.03	18.70	0.056992	0.541725	0.162	0.56	997.98	997.46	2.34	2.34	0.65
1.439	6	0.80	1.01	18.47	0.077870	0.592756	0.188	0.60	997.43	996.93	2.37	2.37	0.65
0.300	6	1.00	1.13	20.65	0.014511	0.359039	0.084	0.41	997.83	997.10	0.95	1.42	0.60
0.495	6	0.70	0.95	17.28	0.028622	0.440505	0.116	0.42	997.07	996.67	1.45	2.63	0.65
2.617	6	0.41	0.72	13.22	0.197905	0.777553	0.301	0.56	996.64	996.34	2.66	2.66	0.65
2.884	6	1.44	1.36	24.78	0.116347	0.667755	0.230	0.91	996.31	996.07	2.69	2.69	0.65
0.591	6	0.80	1.01	18.47	0.031996	0.454641	0.122	0.46	998.55	998.12	1.35	2.33	0.65
0.972	6	1.30	1.29	23.55	0.041268	0.490877	0.138	0.63	999.59	998.41	1.35	2.04	0.65
1.988	6	0.26	0.58	10.53	0.188768	0.767559	0.294	0.44	998.09	997.89	2.36	2.35	0.65
0.300	6	1.60	1.43	26.12	0.011472	0.333900	0.075	0.48	999.56	998.19	1.35	2.05	0.65
2.884	6	0.92	1.09	19.81	0.145560	0.711804	0.257	0.77	997.86	997.03	2.38	2.38	0.65
2.972	6	0.74	0.97	17.77	0.167275	0.741066	0.276	0.72	997.00	996.35	2.41	2.41	0.65
6.045	6	0.81	1.02	18.59	0.325221	0.893183	0.392	0.91	996.04	995.64	2.72	2.72	0.65
6.376	6	1.14	1.21	22.05	0.289140	0.865127	0.368	1.05	995.61	995.13	2.75	2.75	0.65
0.495	6	0.80	1.01	18.47	0.026774	0.430901	0.112	0.44	998.11	997.75	1.35	2.20	0.65
0.782	6	0.50	0.80	14.60	0.053572	0.531449	0.157	0.43	997.72	997.49	2.23	2.27	0.65
1.160	6	1.56	1.41	25.80	0.044951	0.503961	0.144	0.71	997.46	996.37	2.30	2.30	0.65
1.160	6	1.33	1.31	23.82	0.048683	0.516790	0.150	0.67	996.34	995.60	2.34	2.34	0.65
1.160	6	0.50	0.80	14.60	0.079400	0.596526	0.190	0.48	995.57	995.19	2.37	2.69	0.65
7.358	6	1.30	1.29	23.55	0.312468	0.890908	0.390	1.15	995.1	994.60	2.78	2.78	0.65
0.687	6	1.50	1.39	25.30	0.027158	0.433316	0.113	0.60	996.12	994.76	1.35	2.62	0.65
8.166	6	1.00	1.13	20.65	0.395364	0.940432	0.436	1.06	994.57	993.80	2.82	3.05	0.70
8.246	6	1.00	1.13	20.65	0.399249	0.943462	0.439	1.07	993.77	993.21	3.08	3.28	0.70
0.495	6	1.00	1.13	20.65	0.023947	0.416210	0.106	0.47	994.65	993.89	1.35	2.41	0.65
1.066	6	0.80	1.01	18.47	0.057700	0.543761	0.163	0.55	993.86	993.22	2.44	3.27	0.70
9.281	6	0.75	0.98	17.89	0.518885	1.009185	0.511	0.99	993.18	992.82	3.31	3.30	0.70
0.300	6	1.20	1.24	22.62	0.013246	0.348007	0.080	0.43	994.65	994.04	1.35	2.08	0.65
0.495	6	1.00	1.13	20.65	0.023947	0.416210	0.106	0.47	994.01	993.35	2.11	2.77	0.65
9.990	6	0.48	0.78	14.31	0.698119	1.081145	0.615	0.85	992.79	992.48	3.33	3.33	0.70
10.224	6	0.40	0.72	13.06	0.782724	1.106128	0.665	0.79	992.45	992.11	3.36	3.36	0.70
10.380	6	0.59	0.87	15.86	0.654326	1.065670	0.589	0.93	992.08	991.58	3.39	3.39	0.70
10.458	6	1.85	1.54	28.09	0.372292	0.925971	0.422	1.43	991.55	990.61	3.43	1.34	0.70

2.2.11 Evaluación de impacto ambiental

2.2.11.1 Definición del EIA

La evaluación o estudio de impacto ambiental (EIA) es un mecanismo científico-técnico que se utiliza para analizar aspectos físico-biológicos o culturales del ambiente en el que se desarrolle una acción o un proyecto.

El impacto ambiental producido por la ejecución, operación o cese de un proyecto de desarrollo determinado debe ser evaluado a priori, con el fin de establecer medidas correctivas necesarias para eliminar o mitigar los efectos (impactos) adversos, proponer opciones, un programa de control y fiscalización (seguimiento) y un programa de recuperación ambiental.

La EIA debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Garantizar que todos los factores ambientales relacionados con el proyecto o acción hayan sido considerados.
- b) Determinar impactos ambientales adversos significativos, de tal suerte que se propongan las medidas correctivas o de mitigación que eliminen estos impactos y los reduzcan a un nivel, ambientalmente aceptable.
- c) Establecer un programa de control y seguimiento que permita medir las posibles desviaciones entre la situación real al poner en marcha el proyecto, de tal forma que se puedan incorporar nuevas medidas correctivas o de mitigación.
- d) Facilitar la elección de la mejor opción ambiental de la acción propuesta.

2.2.11.2 Identificación de impactos ambientales

La metodología utilizada para la identificación de impactos ambientales fue por medio de la utilización de matrices de identificación y evaluación de impactos ambientales, establecida en la referencia del ministerio. Clasificándolas en el orden de: positivos y negativos, de mediana a mayor magnitud, de corta y mediana duración. El estudio permitió identificar los impactos que afectarán a los siguientes componentes ambientales:

2.2.11.2.1 Impactos negativos sobre el aire

Las actividades de construcción del proyecto afectarán el aire en forma negativa de bajo impacto y de corta duración, debido a la generación de basuras y polvos provenientes del zanjeo y de la preparación de mezclas de concreto y otras. Los olores no tendrán alteraciones significativas debido a la construcción del proyecto, sin embargo, en la fase de operación del sistema de tratamiento si se alterarán los olores en el área de la descarga. Los niveles sonoros serán impactados en forma temporal por la actividad de la construcción y del transitar de los vehículos.

2.2.11.2.2 Impactos negativos sobre el suelo

Los impactos principales identificados sobre el recurso suelo serán temporales y de baja magnitud, se darán principalmente en la etapa de construcción. Las áreas más afectadas será las calles en donde se hará el zanjeo para la colocación de la tubería. Los efectos serán por la erosión del suelo, cambios en su estructura y textura. La tubería central de conducción de drenajes no permitirá fugas provocadas por mala instalación, las cuales puedan contaminar el suelo adyacente.

2.2.11.2.3 Impactos negativos sobre aguas subterráneas

Las aguas subterráneas en el área del proyecto no sufrirán alteraciones por infiltración y drenajes de aguas usadas, siempre y cuando el nivel freático no sea alterado lo cual provocaría un impacto negativo en el recurso de las aguas subterráneas.

2.2.11.2.4 Impactos negativos sobre la flora

Se identificaron impactos poco significativos sobre la flora en general del área del proyecto, tanto en la fase de construcción, como de operación del proyecto. No se prevén impactos negativos en la flora del área circundante.

2.2.11.2.5 Impactos negativos sobre el paisaje

El paisaje recibirá un impacto positivo, muy significativo y beneficioso. El impacto negativo que actualmente sufre el paisaje tendrá un cambio completo en cuanto el proyecto inicie su operación, especialmente por la eliminación de aguas estancadas de uso domiciliar, que se observan en las calles, ríos y otras.

2.2.11.2.6 Impactos negativos sobre el medio cultural y socioeconómico

El componente ambiental más beneficiado se prevé que sea el aspecto socioeconómico, el cual será positivo, muy significativo y de larga duración, en las fases de construcción y especialmente en la operación del proyecto.

Estos impactos positivos influirán directamente en la calidad de vida de la población beneficiada, mejorando el entorno de la comunidad y el efecto de la

relación hombre – naturaleza, al contar con un sistema adecuado para la disposición de las aguas usadas a nivel domiciliario. Además, se puede destacar que dicho proyecto podrá generar fuentes de empleo temporal, beneficiando al comercio de la comunidad.

2.2.11.3 Análisis de riesgo y planes de contingencia:

El objetivo y la necesidad de evaluar el riesgo ambiental, surge de la importancia de proteger y mejorar el entorno ambiental humano. Los estudios de riesgo no tan sólo deben comprender la evaluación de la probabilidad de que ocurran accidentes que involucren a los materiales peligrosos, sino también la determinación de las medidas para prevenirlos, así como un plan de emergencia interno.

2.2.11.3.1 Análisis de riesgo

Los riesgos que puede generar el funcionamiento del proyecto, no se prevé que sean de gran magnitud, debido al tipo de proyecto, al volumen y su ubicación. Sin embargo, la ocurrencia de fenómenos naturales puede afectar el buen funcionamiento del mismo.

2.2.11.3.2 Plan de contingencia

Es el plan descriptivo de las medidas a tomar como respuesta a situaciones de emergencia derivadas del desarrollo de un proyecto o actividad. Este plan en términos generales debe contener:

1. Proporcionar los mecanismos necesarios para la toma de decisiones en caso de ocurrencia de eventos imprevistos.

2. Disponer de una rápida y efectiva respuesta en el caso de que signifiquen un riesgo para la salud y el ambiente.
3. Definir los recursos humanos, equipos y materiales necesarios para el control, recolección y disposición de las posibles sustancias o desechos provocados por el evento.

2.2.11.4 Escenario ambiental modificado por el desarrollo del proyecto

De acuerdo a los patrones de desarrollo de la comunidad Pinal del Río, la demanda insatisfecha de bienes de servicios públicos indispensables como el sistema de alcantarillado sanitario. Resultará necesaria la implementación de dicho proyecto para mejorar el nivel de vida de los habitantes de la región.

La ejecución del proyecto de sistema de alcantarillado sanitario no alterará los patrones de cambio de la comunidad. Sin embargo, de acuerdo a las consideraciones técnicas de diseño y medidas de protección ambiental planificadas, es posible preservar, e incluso optimizar la calidad escénica del área. Las áreas verdes planificadas y las medidas de protección de suelos propuestos aseguraran la minimización del deterioro ambiental como resultado del proyecto.

En conclusión, la calidad del agua, calidad del aire, suelo y los recursos biológicos no se verán significativamente afectados como resultado del desarrollo del proyecto, ya que los impactos negativos del área de influencia del proyecto serán en su mayoría temporales muy moderados y de bajo alcance. Siempre y cuando se sigan las medidas de protección ambiental y las recomendaciones plasmadas en presente estudio.

2.2.12 Evaluación socio-económica

2.2.12.1 Valor presente neto

El valor presente neto del proyecto será la cantidad de Q906,535.71 (novecientos seis mil quinientos treinta y cinco quetzales con setenta y un centavos). Este es el costo del proyecto y será desembolsado en el periodo actual (periodo 0) y debido a que es un inversión social no se estará estipulando ningún ingreso ni rentabilidad del proyecto.

2.2.12.2 Tasa interna de retorno

La tasa interna de retorno del proyecto es 4.5%, esta tasa es el costo para el estado, se debe desembolsar esta cantidad de dinero para este proyecto.

La tasa interna de retorno fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que es la inversión en títulos públicos que actualmente se cancela, y es lo que le cuesta al estado captar los fondos para invertirlos en obra pública.

2.2.13 Manual de operación y mantenimiento

A medida que el tiempo transcurre se produce el envejecimiento de los sistemas de alcantarillado, el riesgo de deterioro, obstrucciones y derrumbes se convierten en una consideración muy importante. Por esta razón las municipalidades en todo el país están haciendo esfuerzos para mejorar de antemano el nivel de desempeño de sus sistemas de alcantarillado. La limpieza y la inspección de los colectores de agua residual son fundamentales para el mantenimiento y funcionamiento correcto del sistema.

La responsabilidad de operación y mantenimiento del sistema será responsabilidad de la municipalidad y de los vecinos de la comunidad, proponiendo un tiempo no mayor a los tres meses para realizar las labores de inspección del sistema. A continuación se describen las principales actividades de operación y mantenimiento de cada uno de los componentes del sistema de alcantarillado sanitario.

- **LÍNEA CENTRAL:**

Las inspecciones de rutina de los colectores son beneficiosas para evitar bloqueos severos.

Posibles problemas:

Tubería parcialmente tapada.

Tubería totalmente tapada.

Soluciones y reparaciones: Para descubrir los taponamientos se pueden hacer dos pruebas para identificarlos.

a) Prueba de reflejo: Consiste en colocar una linterna en un pozo de visita y chequear el reflejo de la misma en el siguiente pozo de visita, si no es percibido claramente existe un taponamiento parcial, y si no se percibe en lo absoluto significa que existe un taponamiento total.

Solución: se vierte agua en el pozo de visita a presión, luego se hace de nuevo la prueba de reflejo y se verifica si el taponamiento se despejó y deja ver claramente el reflejo.

b) Prueba de corrimiento de flujo: Se vierte una cantidad determinada de agua en un pozo de visita y se verifica el corrimiento del agua en el siguiente pozo y que la corriente sea normal. Si es un corrimiento muy lento existe un taponamiento parcial y si no sale nada de agua en el pozo es que existe un taponamiento total.

Solución: al no lograrse despejar el taponamiento por medio de la presión de agua, se introduce una guía para localizarlo y se procede a excavar descubrir la tubería para sacar la basura o tierra que provoca el taponamiento para reparar la tubería.

En países con más recuso económico y tecnológico, las alcantarillas también son inspeccionadas, a veces, pasando pequeñas cámaras de televisión a través de ellas, lo cual permite un examen en primer plano de las uniones y la detección de cualquier rompimiento u otro daño, así como la localización de bloqueos.

- **POZOS DE VISITA**

Posibles problemas:

Acumulación de residuos y lodos
Deterioro del pozo.
Tapadera del pozo en mal estado.

Soluciones y reparaciones:

Al inspeccionar los pozos de visita se puede constatar que no existan lodos ni desechos acumulados en el pozo que puedan obstruir el paso de las aguas negras. Se procede a quitar los lodos y residuos para dar paso libre a las aguas. Verificar que el pozo de visita se encuentre en buen estado, revisar el brocal de arriba, los escalones que estén en buen estado para que el inspector pueda bajar sin problema al pozo; si está en mal estado, repararlos o en su caso cambiarlos por unos nuevos. Las tapaderas de los pozos de visita deben de estar en su lugar y sin grietas por el paso de vehículos, cambiarlas por nuevas para garantizar la protección al sistema.

- **CONEXIÓN DOMICILIAR**

Posibles problemas:

Tapadera de la candela está en mal estado.
Tubería parcialmente tapada.
Tubería totalmente tapada
Conexiones de agua de lluvia en la tubería.

Soluciones y reparaciones:

Reparar la tapadera de la candela o en su defecto cambiarla por una nueva, ya que de no hacerlo corre peligro de que se introduzca tierra y basura a la tubería y provocar taponamientos en la misma. La tubería parcialmente tapada puede ser provocada por la introducción de basura o tierra en ésta, se verifica en la candela que cuando se vierte agua, no corra libremente. Se vierte una cantidad suficiente de agua de forma brusca para que el taponamiento se despeje y corra el agua sin mayor problema.

Si la tubería está totalmente tapada, no corre nada de agua en la tubería y se estanca en la candela, se vierte una cantidad de agua de forma brusca para que el taponamiento sea despejado. Si el taponamiento persiste, introducir una guía metálica para tratar de quitar el taponamiento y luego introducir nuevamente una cantidad de agua para que el taponamiento desaparezca. Si persiste el problema se introduce nuevamente la guía, se verifica la distancia en donde se encuentra el taponamiento, se marca sobre la calle en donde se ubica el taponamiento; luego se excava en el lugar marcado, se descubre el tubo para poder destapararlo y repararlo para que las aguas corran libremente.

Las conexiones de agua de lluvia provocan que se saturen las tuberías, ya que no fueron diseñadas para llevar esta agua. Se procede a cancelar la conexión de agua de lluvia a la conexión domiciliar.

2.2.14 Presupuesto

Tabla XVII. Presupuesto de alcantarillado sanitario

PRESUPUESTO						
Núm.	REGLÓN	CANT.	UNIDAD	COSTO/U	SUB-TOTAL	COTO/REGLON
1	PRELIMINARES	2215	ml			
	Trazo y replanteo topográfico	2215	ml	9.86	21,840.79	21,840.79
2	EXCAVACIÓN Y RELLENO	3530	m³			
	Excavación y relleno de zanja	3530	m ³	85.05	300,212.20	300,212.20
3	LÍNEA DE DRENAJE	2215	ml			
	Tubería PVC de 6" norma ASTM D 3034	2215	ml	115.94	256,797.86	256,797.86
4	POZO DE VISITA	35	UNIDADES			
	Pozo de visita H = 1.35 m.	10	UNIDADES	4,345.85	43,458.51	
	Pozo de visita H = 1.45 m.	1	UNIDADES	4,613.89	4,613.89	
	Pozo de visita H = 2.10-2.25 m.	2	UNIDADES	5,993.04	11,986.08	
	Pozo de visita H = 2.26-2.40 m.	8	UNIDADES	6,333.97	50,671.78	
	Pozo de visita H = 2.41-2.55 m.	2	UNIDADES	6,703.87	13,407.74	
	Pozo de visita H = 2.61-2.75 m.	4	UNIDADES	7,082.19	28,328.75	
	Pozo de visita H = 2.76-2.90 m.	2	UNIDADES	7,454.59	14,909.18	
	Pozo de visita H = 3.06-3.20 m.	1	UNIDADES	7,825.96	7,825.96	
	Pozo de visita H = 3.21-3.35 m.	2	UNIDADES	8,188.46	16,376.93	
	Pozo de visita H = 3.36-3.50 m.	3	UNIDADES	8,558.36	25,675.08	217,253.90
14	CONEXIONES DOMICILIARES	125	UNIDADES			
	Conexiones domiciliars	125	UNIDADES	538.10	67,262.59	67,262.59

TOTAL	Q863,367.34
IMPREVISTOS	Q43,168.37
PRECIO TOTAL DEL PROYECTO	Q906,535.71

2.2.15 Cronograma de ejecución

Tabla XVIII. Cronograma de ejecución de alcantarillado sanitario

No.	REGLON DE TRABAJO	TIEMPO EN MESES				
		1	2	3	4	5
I	Preliminares					
1	Replanteo Topográfico + Trazo					
II	Red de colectores					
2	Excavación de zanja					
3	Pozos de visita					
4	Tubería PVC de 6", norma ASTM 3034					
5	Relleno de zanja compactado					
III	Acometidas domiciliars					
6	Conexiones domiciliars					

CONCLUSIONES

1. Dentro de la realización del Ejercicio Profesional Supervisado, diariamente se presentaron diversidad de problemas o situaciones, que implicaron la toma de decisiones inmediatas, que permitieran encontrar la mejor solución constructiva dentro de una gama de alternativas, y solucionar así en parte la problemática que afrontan nuestras comunidades en especial las ubicadas en las áreas rurales.
2. Los proyectos de infraestructura diseñados a lo largo del contenido de éste informe, contribuirán de gran manera a mejorar el nivel de vida de los habitantes de las comunidades seleccionadas. Ya que será a través de la construcción de dichos proyectos, que se logrará brindar los servicios de educación y saneamiento a los vecinos beneficiados.
3. Con la realización del proyecto de la edificación escolar, se buscará solucionar la problemática de la enorme tasa de analfabetismo y el bajo nivel cultural de los vecinos del Barrio San Francisco y comunidades aledañas. Ya que con la implementación de éste proyecto se pretende brindar un espacio cómodo y funcional, que satisfaga los requerimientos didácticos y pedagógicos para la educación de la niñez beneficiada.
4. La construcción de un sistema de alcantarillado sanitario en la aldea Pinal del Río, buscará contar con una adecuada disposición de aguas residuales, tratando así de evitar la contaminación del ambiente y la propagación de enfermedades gastrointestinales.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de San José El Ídolo:

1. Garantizar la supervisión técnica a cargo de un profesional de la ingeniería civil, en la construcción y ejecución de los proyectos diseñados. Se busca de esta manera respetar los parámetros originales de diseño y lo especificado en los planos de construcción.
2. Tener un estricto control de calidad en los materiales constituyentes, a través de ensayos de probetas representativas de los mismos. Se logra de esta forma respetar las especificaciones técnicas establecidas en el diseño y garantizar la seguridad estructural de los proyectos a lo largo de su periodo de diseño.
3. Seleccionar y capacitar al personal que se encargará de la operación y mantenimiento de la edificación escolar y en especial en el alcantarillado sanitario, buscando de esta manera que los proyectos se desempeñen de manera correcta y brinden el servicio por el cual fueron diseñados.
4. Los presupuestos y cronogramas deberán ser actualizados, previo a la contratación de la empresa constructora, ya que éstos son una referencia y no deben ser tomados como definitivos, debido a los cambios económicos que sufren tanto los materiales como la mano de obra.

BIBLIOGRAFÍA

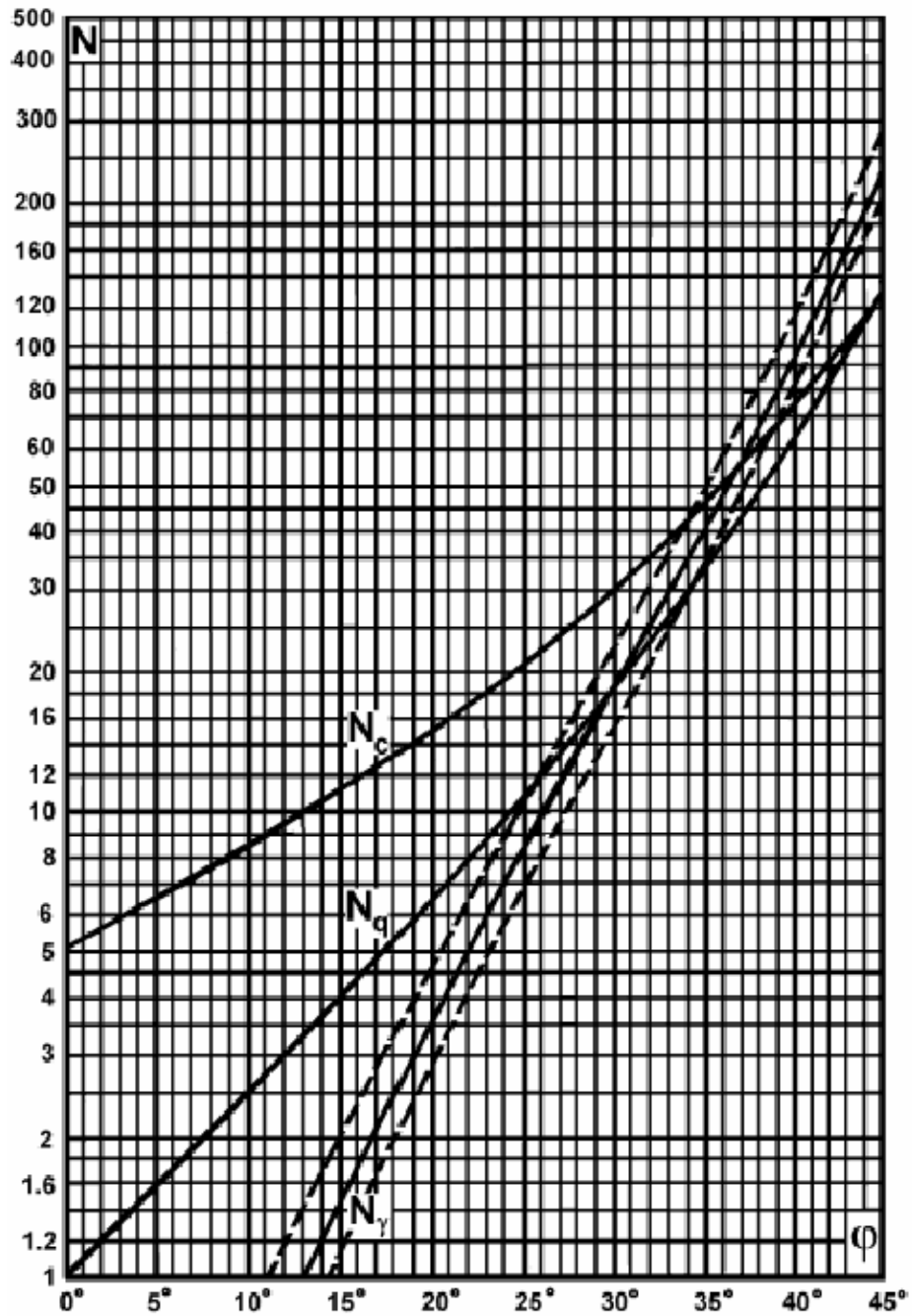
1. American Concret Institute. **Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI-318R-99) y comentarios**. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México, 1990. 576 pp.
2. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones**. 5ª ed. México: Editorial Limusa, 2004. 650 pp.
3. Díaz Monzón, Oscar Alejandro. Manual para diseño y presupuesto en un proyecto de alcantarillado sanitario en poblaciones del interior de la república. Tesis de graduación de ingeniero civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2004. 178 pp.
4. Hernández Maldonado, Marco Antonio. Diseño de sistema de alcantarillado sanitario aldea la Lima y edificio escolar básico aldea El Carmen, municipio de Malacatán, San Marcos. Tesis de graduación de ingeniero civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2005. 155 pp.
5. Instituto de Fomento Municipal (IMFOM). **Normas generales para el diseño de alcantarillados**. Guatemala: 2001. 31 pp.

6. López Cualla, Ricardo Alfredo. **Diseño de acueductos y alcantarillados**. 2ª ed. Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 1999. 365 pp.
7. Meli Piralla, Roberto. **Diseño sísmico de edificios**. 2ª ed. Mexico: Editorial Limusa, 1985.
8. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto**. 20ª ed. Colombia: Editorial McGrawHill, 1999. 722 pp.
9. Sic García, Ángel Roberto. Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 2. Tesis de graduación de ingeniero civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1988. 326 pp.
10. Uribe Escamilla, Jairo. **Análisis de estructuras**. 2ª ed. Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 1999. 789 pp.

APÉNDICES

- Diagrama de factores de carga, para la fórmula de Terzaghi
- Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr
- Planos constructivos de edificación escolar.
- Planos constructivos del alcantarillado sanitario

Figura 40. Factores de capacidad de carga para la fórmula de Terzaghi



Fuente: Hansen, Brinch. **Capacidad de carga de las cimentaciones**. Instituto Geotécnico Danés, Página 2.

Figura 41. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr

