



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

**DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA ALDEA SAN GREGORIO Y
EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA NIVEL PRIMARIO,
ALDEA EL SITIO, MUNICIPIO DE CATARINA, SAN MARCOS.**

William Sergio Monzón López

Asesorado por Ing. Juan Merck Cos.

Guatemala, octubre de 2004

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA**



**DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA ALDEA SAN GREGORIO Y
EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA NIVEL PRIMARIO,
ALDEA EL SITIO, MUNICIPIO DE CATARINA, SAN MARCOS.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Presentado a la Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería

Por

William Sergio Monzón López

Asesorado por: Ing. Juan Merck Cos

Al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

Guatemala, octubre de 2004

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA**



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

Decano	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Vocal I	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Vocal II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
Vocal III	Ing. Julio David Galicia Celada
Vocal IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
Vocal V	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
Secretario	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ
EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

Decano	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Examinador	Inga. Christa Classon de Pinto
Examinador	Ing. Juan Merck Cos
Examinador	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
Secretario	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE LA CARRETERA HACIA LA ALDEA SAN GREGORIO Y
EDIFICACIÓN ESCOLAR DE DOS NIVELES PARA NIVEL PRIMARIO,
ALDEA EL SITIO, MUNICIPIO DE CATARINA, SAN MARCOS.**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 3 de noviembre de 2003

William Sergio Monzón López

AGRADECIMIENTO A

Dios todo poderoso

Por permitirme alcanzar el éxito

Mi madre

Por creer en mí

Mi padre

Por tanto

Mis maestros

Que con sus sabias enseñanzas me han formado como un profesional

La Universidad de San

Carlos de Guatemala

Por permitirme abrir mi mente a nuevos horizontes

Ing. Juan Merck Cos

Por el apoyo técnico y moral brindado de manera incondicional y por su valiosa asesoría al presente trabajo de graduación

Todas las personas que de alguna manera colaboraron en mi formación profesional y personal.

ACTO QUE DEDICO

A mi madre

NOELIA J. LÓPEZ ESCOBAR

Hoy soy Ingeniero Civil y lo debo a las fuerzas de tu juventud dedicada a mí, lo debo al desgaste de tus ojos a consecuencia del trabajo, lo debo a la forma tan especial en que me has encomendado a **DIOS**, lo debo al amor que nos unió desde cuando estuve en tu vientre, que esto sea una mínima recompensa a tus sacrificios. Gracias por todo.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VI
GLOSARIO.....	X
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XIV
INTRODUCCIÓN.....	XV

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía.....	1
1.1.1. Aspectos generales.....	1
1.1.2. Antecedentes históricos.....	1
1.1.3. Ubicación geográfica.....	2
1.1.4. Situación demográfica.....	2
1.1.5. Vías de acceso.....	3
1.1.6. Transporte.....	3
1.1.7. Aspectos económicos y actividades productivas.....	4
1.1.8. Clima.....	4
1.1.9. Salud.....	4
1.1.10. Población.....	5
1.1.11. Centro de educación.....	5
1.1.12. Infraestructura actual.....	6

1.2. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura.....	7
1.2.1.1. Descripción de las necesidades.....	7
1.2.1.2. Priorización de necesidades.....	9
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	
2.1. Diseño de la carretera hacia la aldea San Gregorio ...	11
2.1.1. Descripción del proyecto.....	11
2.1.2. Preliminar de campo.....	12
2.1.2.1. Selección de ruta.....	13
2.1.3. Levantamiento topográfico de preliminar.....	13
2.1.3.1. Planimetría.....	13
2.1.3.2. Altimetría.....	14
2.1.3.3. Secciones transversales.....	15
2.1.4. Cálculo topográfico de preliminar.....	16
2.1.4.1. Cálculo planimétrico.....	16
2.1.4.2. Cálculo altimétrico.....	18
2.1.4.3. Cálculo de secciones transversales.....	18
2.1.5. Dibujo preliminar.....	19
2.1.5.1. Planimétrico.....	19
2.1.5.2. Altimétrico.....	20
2.1.6. Diseño de localización.....	22
2.1.6.1. Corrimientos de línea.....	23

2.1.6.2.	Cálculo de elementos de curva horizontal.....	23
2.1.6.3.	Determinación de curva vertical.....	29
2.1.7.	Movimiento de tierras.....	32
2.1.7.1.	Diseño de subrasante.....	32
2.1.7.2.	Cálculo de correcciones por curva vertical.....	36
2.1.7.3.	Cálculo de área de secciones transversales.....	38
2.1.7.4.	Cálculo de movimiento de tierra.....	40
2.1.8.	Drenajes.....	42
2.1.8.1.	Método racional.....	42
2.1.8.2.	Diseño de cunetas.....	44
2.1.8.3.	Diseño de drenaje transversal.....	45
2.1.8.4.	Contracuneta.....	49
2.1.9.	Determinación de la calidad de suelo.....	50
2.1.10.	Carpeta de rodadura.....	52
2.1.11.	Presupuesto.....	54
2.2.	Diseño de edificio escolar de nivel primario, aldea El Sitio.....	56
2.2.1.	Diseño arquitectónico.....	56
2.2.2.	Ubicación del edificio en el terreno.....	56
2.2.3.	Distribución de ambientes.....	57
2.2.4.	Alturas de del edificio.....	57

2.2.5. Selección del sistema estructural a usar.....	57
2.2.6. Análisis estructural.....	57
2.2.6.1. Predimensionamiento estructural.....	58
2.2.6.2. Modelos matemáticos de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos.....	59
2.2.7. Cargas aplicadas a los marcos dúctiles unidos con nudos rígidos.....	59
2.2.7.1. Cargas horizontales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos.....	60
2.2.7.2. Cálculo del corte basal.....	61
2.2.7.2.1. Fuerza por nivel.....	63
2.2.7.2.2. Fuerzas por marco.....	65
2.2.7.2.3. Fuerzas del marco por torsión.....	67
2.2.7.3. Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudo rígidos.....	70
2.2.7.4. Análisis de marco dúctiles unidos con nudos rígidos por el método de kani.....	72
2.2.7.4.1. Método de kani – carga muerta - marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y.....	76
2.2.7.4.2. Resultados de los análisis de kani – marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y.....	79
2.2.7.5. Envolvente de momentos.....	80
2.2.7.6. Balance de momentos.....	81
2.2.7.7. Cálculo de momentos positivo en vigas	81
2.2.7.7.1. Cálculo de cortes.....	82
2.2.7.8. Diseño estructural.....	86

2.2.8.1. Diseño de losa primer nivel.....	86
2.2.8.2. Diseño de losa segundo nivel.....	92
2.2.8.3. Diseño de vigas.....	93
2.2.8.4. Vigas tipo 2,3 y 4.....	95
2.2.8.5. Diseño de columnas.....	97
2.2.8.5.1. Columna típica nivel 2.....	97
2.2.8.5.2. Diseño estructural en mampostería.....	104
2.2.8.6. Diseño de cimentación.....	113
2.2.8.6.1. Zapata tipo 1.....	114
2.2.8.6.2. Zapata tipo 2.....	117
2.2.8.6.3. Diseño de cimiento corrido.....	118
2.2.8.6.4. Diseño de escalera.....	121
2.2.9. Presupuesto.....	122
CONCLUSIONES.....	125
RECOMENDACIONES.....	127
BIBLIOGRAFÍA.....	128
APÉNDICE 1.....	131
1. Planos constructivos – Carretera.....	133
APÉNDICE 2.....	145
2. Planos constructivos – edificio de aulas.....	147
3. Diagrama de interacción para columna rectangular.....	154

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS	PÁGINA
1. Mapa de ubicación del proyecto.	11
2. Localización tramo carretero.	12
3. Cálculo de coordenadas topográficas.	17
4. Dibujo de preliminar.	20
5. Dibujo de perfil.	21
6. Deducción de datos para fórmulas de curvas horizontales.	25
7. Elementos de curvas horizontales simples.	28
8. Tipos de curvas verticales.	30
9. Pendientes.	31
10. Curva vertical.	36
11. Cálculo de áreas de secciones transversales.	39
12. Representación geométrica para el cálculo de volúmenes de movimiento de tierras.	41
13. Contracuneta.	49
14. Planta típica, edificio escolar.	60
15. Simetría del edificio escolar.	66
16. Marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y – carga muerta	75
17. Diagrama de momentos (kg-m) – carga muerta -- marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y.	79
18. Diagrama de momentos (kg-m) – carga viva -- marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y.	80
19. Diagrama de momentos (kg-m) – carga sísmica -- marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y.	80

20. Diagrama de envolvente de momentos últimos (kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y.	82
21. Diagrama de cortes últimos (kg) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y.	84
22. Diagrama de momentos últimos (kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido x.	84
23. Diagrama de cortes últimos (kg) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido x.	85
24. Losas del edificio educativo.	87
25. Planta de momentos actuantes en losas típicas – nivel 1	89
26. Planta de momentos balanceados en losa típica – nivel 1	90
27. Diagrama de momentos y corte últimos de la viga tipo 1	93
28. Elevación típica de muro de mampostería.	106
29. Desplante de zapata.	114
30. Corte simple.	116
31. Corte punzonante.	116
32. Desplante de cimiento.	118
33. Presión sobre el suelo.	118
34. Distribución de presión.	119
35. Dimensiones de escalera.	121
36. Distribución de carga y momentos.	122
37. Entrada a las aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio – Tramo 0+000 a 0+800.	133
38. Entrada a las aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio – Tramo 0+800 a 1+600.	134
39. Entrada a las aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio – Tramo 1+600 a 2+467.69 final.	135
40. Hacia la aldea San Juan Meléndrez – Tramo 2+467.69 a 3+180.	136
41. Hacia la aldea San Juan Meléndrez – Tramo 3+180 a 3+980.	137

42. Hacia la aldea San Juan Meléndrez – Tramo 3+980 a 4+719.33 final.	138
43. Hacia la aldea San Gregorio – Tramo 2+469.39 a 3+200.	139
44. Hacia la aldea San Gregorio – Tramo 3+200 a 4+000.	140
45. Hacia la aldea San Gregorio – Tramo 4+000 a 4+800.	141
46. Hacia la aldea San Gregorio – Tramo 4+800 a 5+600.	142
47. Hacia la aldea San Gregorio – Tramo 5+600 a 6+065.36 final.	143
48. Detalles típicos.	144
49. Planta arquitectónica.	147
50. Planta acotada.	148
51. Planta de cimentación.	149
52. Planta de armado de losa y distribución de vigas.	150
53. Armado de vigas.	151
54. Detalles estructurales.	152
55. Elevaciones y secciones.	153
56. Diagrama de interacción para columnas rectangulares.	154

TABLAS

I. Libreta planimétrica de preliminar.	14
II. Libreta altimétrica de preliminar.	15
III. Libreta de secciones transversales de preliminar.	16
IV. Libreta topográfica de niveles calculados.	18
V. Valores de constante K según velocidad de diseño.	31
VI. Tabla de relaciones para dibujo de taludes.	39
VII. Ejemplo de cálculo de movimiento de tierras.	41
VIII. Coeficientes de escorrentía usados en carretera.	44
IX. Presupuesto – tramo carretero, aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio, Catarina, San Marcos.	55

X.	Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel.	68
XI.	Fuerza por marco por torsión del segundo nivel.	69
XII.	Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel.	69
XIII.	Fuerza por marco por torsión en el primer nivel.	70
XIV.	Área de acero requeridas en losa típica.	92
XV.	Cálculo del área de acero para viga tipo 1.	94
XVI.	Cálculo de vigas, edificio de aulas.	96
XVII.	Cálculo de columnas, edificio de aulas.	104
XVIII.	Rigidez en muros.	107
XIX.	Centro de corte de muros, sentido y.	107
XX.	Centro de masa en muros.	108
XXI.	Distribución de la carga lateral, sentido y.	109
XXII.	Distribución del momento de volteo.	109
XXIII.	Diseño a corte de los muros.	112
XXIV.	Refuerzo horizontal y vertical de los muros.	113
XXV.	Diseño de zapata 2, edificio de aulas.	117
XXVI.	Presupuesto – edificio escolar de dos niveles para el nivel primario, Aldea El Sitio, Catarina, San Marcos.	123

GLOSARIO

Ancho de calzada	Es la distancia transversal al eje de la carretera destinada a la circulación de vehículos.
Bombeo	Pendiente dada a la corona de las tangentes del alineamiento horizontal, hacia uno y otro lado del eje para evitar la acumulación del agua sobre la superficie de rodamiento.
Canal	Conducto que tiene superficie libre, en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión.
Carril	Superficie de rodamiento que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos.
Compactación del suelo	Procedimiento que consiste en aplicar energía al suelo para consolidarlo y eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y en consecuencia su capacidad para soporte de cargas.
Curva circular simple	Es el arco de curva circular de radio constante que une a dos tangentes.

Especificaciones	Normas que rigen el diseño geométrico de las carreteras, las cuales son una función del tipo de carretera requerido para llenar la finalidad previamente establecida.
Expansión volumétrica	Aumento de volumen que se produce en un material al excavarlo, y se expresa como un porcentaje del volumen original.
Grado máximo de curvatura	De acuerdo con el tipo de carretera se fija un grado máximo de curva a usarse, que llene las condiciones de seguridad para el tránsito a la velocidad de diseño.
Mampostería reforzada	Construcción con bloques o unidades de mampostería en la cual el acero de refuerzo, combinado con el mortero, proporcionan un fuerte sistema estructural unificado.
Mortero	Mezcla con cemento, cal, arena y agua, usado para unir las unidades de mampostería entre sí y formar uniones de cabecero y en estrato.
Pendiente máxima	La mayor pendiente que se permite en un proyecto y queda determinada por el volumen, la composición del tránsito y la topografía del terreno.
Pendiente mínima	Es la pendiente que se fija para permitir el drenaje.

Pin	Una varilla de refuerzo en la cavidad de la mampostería.
Rasante	Perfil del eje longitudinal de la carretera en la superficie de rodadura.
Sección típica	Es la representación gráfica transversal y acotada que muestra las partes de una carretera.
Sobreancho	Longitud adicional que se añade a la sección transversal del camino en una curva horizontal.
Superficie de rodadura	Área destinada a la circulación de vehículos, o bien la capa sobre la cual se aplican directamente las cargas de tránsito.
Talud	Inclinación de un terreno que pertenece a la sección típica, que delimita los volúmenes de corte o terraplén; y está contenido entre la cuneta y el terreno original.
T.P.D.A.	Siglas que determinan el Tráfico Promedio Diario Anual, el cual es de suma importancia en el diseño geométrico de una carretera.
Unidad de mampostería	Ladrillo, block de concreto o ladrillo hueco que es usado en la construcción de mampostería.

RESUMEN

A través del Ejercicio Profesional Supervisado se atendieron las necesidades de tres comunidades, siendo éstas las aldeas San Gregorio, San Juan Meléndrez y el Sitio, del municipio de Catarina, departamento de San Marcos, se ubican en el Occidente del país. De acuerdo con la investigación realizada en las mismas, se logró determinar que uno de los problemas de prioridad es la falta de comunicación vial para las dos primeras comunidades y la tercera necesita la construcción de un nuevo edificio escolar para atender a primaria.

En las aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio se diseñó la carretera de un solo carril, con un ancho de rodadura de 4.5m, una capa de balasto para la rodadura y sistema de drenaje para que sea duradera y transitable en toda época del año, tomando en cuenta los aspectos y circunstancias relevantes como el terreno, topografía y otros, ejemplificando cada uno de sus componentes dentro del proceso.

El sistema estructural propuesto es de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos y mampostería reforzada, que localizará cuatro aulas por nivel, ubicadas en un terreno de 1,300 metros cuadrados perteneciente a la municipalidad de Catarina. Las cargas consideradas son: viva, muerta y sísmica. El análisis estructural se hizo a través del método de kani, de donde se obtuvieron momentos en cada elemento, luego se realizarán combinaciones de carga y tomando la más crítica se diseñaron los elementos estructurales.

OBJETIVOS

1. Diseñar la carretera hacia la Aldea San Gregorio y la edificación escolar de dos niveles en la Aldea El Sitio, del municipio de Catarina, Departamento de San Marcos.
2. Desarrollar una investigación de tipo Monográfica y una investigación de servicios básicos e infraestructura del lugar, objeto de este estudio.
3. Capacitar al personal de la unidad Técnica Municipal, en la elaboración de perfil de proyectos, así como transmitirles los conocimientos básicos referentes al mantenimiento de carreteras.

INTRODUCCIÓN

Debido a la falta de comunicación vial y al déficit en educación que se presenta en nuestro país, especialmente en el interior de la República, causa que la infraestructura que está en servicio se vuelva insuficiente obteniendo de esta manera una nueva necesidad. Este es el caso de la carretera que comunica a las aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio y el centro educativo de la aldea el Sitio, ya que actualmente existe infraestructura para que presten el servicio pero sus condiciones son pésimas.

La comunicación vial y la educación son servicios básicos de toda población para que su nivel de vida sea digno, no debiéndose tratar a la ligera sino como proyectos de interés, puesto que contribuyen de forma determinante al desarrollo social y económico del país.

El aporte para los proyectos por parte de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, es por medio del programa del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), y es de carácter técnico profesional en el diseño de los proyectos.

El presente trabajo contiene el desarrollo de los proyectos realizados en dichas aldeas. Incluye el diseño, con los cálculos correspondientes, los presupuestos y los planos finales donde se detallan los materiales y calidad de los mismos.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Catarina

1.1.1. Aspectos generales

El municipio de Catarina, se localiza en el occidente de Guatemala en el departamento de San Marcos. Limita al norte con el municipio de San José el Rodeo, al sur con el municipio de Ayutla, al Este con los municipios de San José el Rodeo, El Tumbador y Pajapita y al Oeste con el municipio de Malacatán.

1.1.2. Antecedentes históricos

Catarina, municipio del departamento de San Marcos, fue fundada por un acuerdo el 5 de julio año de 1882. Pero no fue en realidad sino hasta el 20 de enero de 1925 que se le concedió la categoría de municipio. Su nombre es de origen católico en honor a su patrona **Santa Catalina**, la feria titular se celebra del 21 al 26 de noviembre de cada año.

Su primer plan de Arbitrios data del 23 de mayo de 1925, su primer consejo municipal fue integrada por dos alcaldes, dos regidores y un síndico por acuerdo del 29 de enero de 1925, pero por acuerdo del 4 de junio del mismo año, quedó así: Un alcalde, un síndico y seis regidores y por acuerdo del 26 de julio de 1957, la municipalidad fue elevada a 2da categoría.

1.1.3. Ubicación geográfica

El Municipio de Catarina, está ubicada a 265 Kilómetros de la Capital de Guatemala a la cabecera departamental hay 58 kilómetros de carretera asfaltada y a la frontera mexicana, 19 kilómetros. Catarina tiene una extensión territorial de 76 Km², con coordenadas geográficas 92° 04' 34'' Longitud Oeste y 14° 51' 18 '' Latitud Norte.

Está conformado por las siguientes aldeas, caseríos y fincas: El Sitio, Sisiltepeque, Santa Bárbara, Camino de Meléndrez, Tecomalillo, Camino de Ayutla y Pajapita, Las Pilas, San Luis Meléndrez, Las Flores, Varsovia, La Guicha, Chipal, San Gregorio, Shula, San José, El Chipal, El Olvido, Sula Catarina, El Retiro, Bolivia, Santa Rita, Las Delicadas, Rosalía, La India, San Juan Sisiltepeque, El Ingenio, El Tecomate, La Industria, El Recreo, El Paraíso, El Refugio Concepción, Las Pilas, Santa Ana Meléndrez, San Antonio, San Antonio las Pilas, Santa Apolonia las Pilas, San Luis, Las Flores y Perlas de Cuba; con cabecera municipal Catarina.

No sufrió ningún traslado desde el momento de su fundación, está limitada al Norte con tierras del municipio de Malacatán; al Sur, con Pajapita y parte de Ayutla; al Este con El Rodeo y parte del Tumbador; al Oeste, el río Cabúz y parte de la ruta Internacional que conduce al Carmen (frontera); río Gramal y cause antiguo del mismo Cabúz.

1.1.4. Situación demográfica

El municipio de Catarina, forma parte de los veintinueve municipio que componen el departamento de San Marcos.

Se encuentra situado a una altura de doscientos treinta y nueve pies sobre el nivel del mar, y su clima es cálido, marcándose muy bien las dos estaciones del año, las que son invierno y verano. La temperatura media está entre 22 y 30 grados centígrados, con una precipitación pluvial anual promedio de 3075 mm, alcanzando los Registros máximos entre los meses de junio a octubre. Hay vientos suaves en los meses de noviembre y diciembre. La insolación medida en horas tiene su máxima durante los meses de enero, febrero y parte de marzo.

1.1.5. Vías de acceso

La vía de acceso al municipio de Catarina es a través de la carretera CA-2, a la altura del kilómetro 262 desde la Capital. La segunda vía de acceso es por San Marcos en donde la trayectoria aumenta a 313 kilómetros. Desde el municipio de Catarina hacia la frontera mexicana existen 19 kilómetros.

1.1.6. Transporte

Es importante destacar que existe servicio de bus regular en esta comunidad, hay transporte extraurbano y de alquiler (transportes colectivos, taxis), en donde más del 60% de la población depende de él para desplazarse hacia y desde su lugar de trabajo, el traslado de bienes como mercadería o de cualquier otro tipo.

El servicio de transporte extraurbano y de alquiler se lleva a cabo con servicios regulares establecidos en rutas señaladas, horarios establecidos y paradas específicas.

1.1.7. Aspectos económicos y actividades productivas

Entre las principales, como base económica del municipio, se encuentra la ganadera y la agricultura.

Entre los principales cultivos del municipio están el maíz, el frijol, el café, diversas frutas.

En lo pecuario ganado vacuno y caballar. Y en menor escala el bovino y el porcino.

Muchos habitantes se dedican a la manufactura, muchos son carpinteros, existen fabricas de block, pilas de cemento, puertas metálicas, pantalones, camisas, etc.

1.1.8. Clima

El clima del municipio de Catarina es muy húmedo, cálido, vegetación natural: selva, sin estación fría bien definida.

El municipio se ubica en una zona de vida clasificada como bosque muy húmedo subtropical (cálido).

1.1.9. Salud

Existen 5 puestos de salud, de los cuales uno se encuentra en la cabecera municipal, los demás están ubicados en las aldeas Santa Bárbara, El Recreo, Las Flores y el Tecomate.

Las enfermedades que más proliferan en la población son las respiratorias, gastrointestinales como diarrea, dengue; paludismo, enfermedades de la piel y otras.

Laboran también en el municipio algunas clínicas médicas, que ayudan considerablemente a solucionar en gran medida el problema de la salubridad que afecta bastante a la comunidad.

Adicionalmente funciona una clínica del IGSS, que presta el servicio básico y 10 farmacias.

1.1.10. Población

Tiene una extensión de 76 kilómetros cuadrados donde residen un poco más de 24,500 habitantes, y cuenta con 5,864 viviendas. La población en un 62 % es mestiza, por lo que se le considera patrón de la cultura ladina, el 38 % restante de la población es indígena

1.1.11. Centros de educación

En la cabecera municipal funcionan dos escuelas urbanas, una del estado y otra particular. En la escuela oficial “Sofía L Vda. De Barrios” laboran once maestros impartiendo la primaria completa (de primero a sexto grado). Cuenta con más de trescientos cincuenta alumnos.

En el instituto particular “Dr. Máximo Neumayer” en su nivel primario laboran seis maestros, impartiendo la primaria completa. Además cuentan con Pre-primaria las dos escuelas en una forma inapropiada y con deficientes instalaciones, como también poco material pedagógico.

En los dos establecimientos se observa el ausentismo escolar, siendo los factores: económicos, irresponsabilidad de los padres y desorganización del maestro en lo económico, el padre saca a sus hijos para que lo ayuden en sus tareas de temporada y otra es a veces las desmedida cuenta de útiles y pagos de inscripciones, ya que hay padres que tienen de 3 a 5 hijos en la escuela.

Además en la cabecera municipal funcionan dos institutos de Educación Media, uno por sistema de cooperativa y otra particular. El instituto por sistema de Cooperativa, tiene educación básica completa (de primero a tercero) y el instituto privado “Dr. Máximo Neumayer” cuenta con educación básica completa y Diversificado en las carreras de Secretariado Comercial y Bachillerato en Ciencias y Letras contribuyendo ambos establecimientos al desarrollo socioeconómico del municipio.

1.1.12. Infraestructura actual

Actualmente el municipio cuenta con los siguientes establecimientos o servicios:

Energía eléctrica (UNION FENOSA)	Tiendas y ferreterías
Institutos privados de educación	Agencia bancaria
Oficinas de correo y telecomunicaciones	Escuelas primarias
Televisión por cable	Escuelas de educación básica
Academias de mecanografía	Institutos de educación básica
Academias de computación	Colegios particulares
Estadio municipal	Institutos por cooperativa
Farmacias	Policía nacional
Mercados	Bibliotecas
Agua potable.	
Servicio telefónico	

1.2. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura

1.2.1. Descripción de las necesidades

Se deben resumir en orden prioritario, de la siguiente manera:

Carretera

Desde el primer contacto con la comunidades, el mal estado en la que se encontraba el camino de acceso a las Aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio, constituyó el punto más importante a tratar, razón por la cual se presta mayor interés en el estudio de esta investigación, por la importancia que a todo nivel cobrará para la región. La carretera que comunica a estas aldea por lo general se encuentra en mal estado durante todo el año y empeora su condición en época de invierno al no existir un drenaje que evacue el agua. El objetivo de este estudio es poder llevar a cabo el diseño de este proyecto con una longitud de 8,300 metros de terracería, logrando el mejoramiento de la carretera con superficie balastada, drenaje longitudinal y transversal, para beneficiar la comunicación con las demás comunidades.

Construcción de escuelas

En el medio actual en el que se encuentran las condiciones de las escuelas hace importante analizar la situación de la necesidad de centros de estudio, como es el caso de la Aldea el Sitio la cual viendo el desarrollo de la población en los últimos años, la edificación existente se encuentra en mal estado y requiere de más espacio, por lo que se requiere de un nuevo centro de educación, que preste el servicio, proporcionándole a la comunidad estudiantil un ambiente agradable y mejor en relación al actual.

Los lineamientos de solución para esta necesidad es el de llevar a cabo un nuevo diseño, y con esto proceder a la construcción de la edificación y la implementación de la educación.

Agua potable

La necesidad de un incremento en el caudal, con el propósito de satisfacer las necesidades de agua, la alternativa de solución es la instalación de un pozo el cual facilitará los servicios de agua, brindándole un servicio continuo a la cabecera y satisfacer las necesidades de cada vivienda.

Puesto de salud

La necesidad de un centro de salud en la aldea Santa Bárbara evitará que las personas que hacen uso de este servicio, viajen largas distancias y poder así prevenir enfermedades con un tratamiento adecuado. La construcción de un centro de salud facilitará los servicios médicos primarios y la prevención de enfermedades.

1.2.2. Priorización de necesidades

Se realizó esta priorización, debido a que dentro del ámbito rural, las necesidades de infraestructura o servicios básicos son de gran magnitud, por lo que por medio del diagnóstico realizado a cada una de las necesidades, se determinó que infraestructura o servicio puede solucionar el problema.

1. La necesidad de vías de comunicación entre comunidades.
2. La necesidad de centros de educación.

La priorización, se basó en las siguientes consideraciones: Condiciones de la población y condiciones de la región e infraestructura. La infraestructura existente ayudó a conocer el problema.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de la carretera hacia las aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio

2.1.1. Descripción del proyecto

Se encuentra localizado en el municipio de Catarina del departamento de San Marcos, este tramo carretero está comprendido entre las Aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio con una distancia de 8.3 kilómetros (ver figura 1).

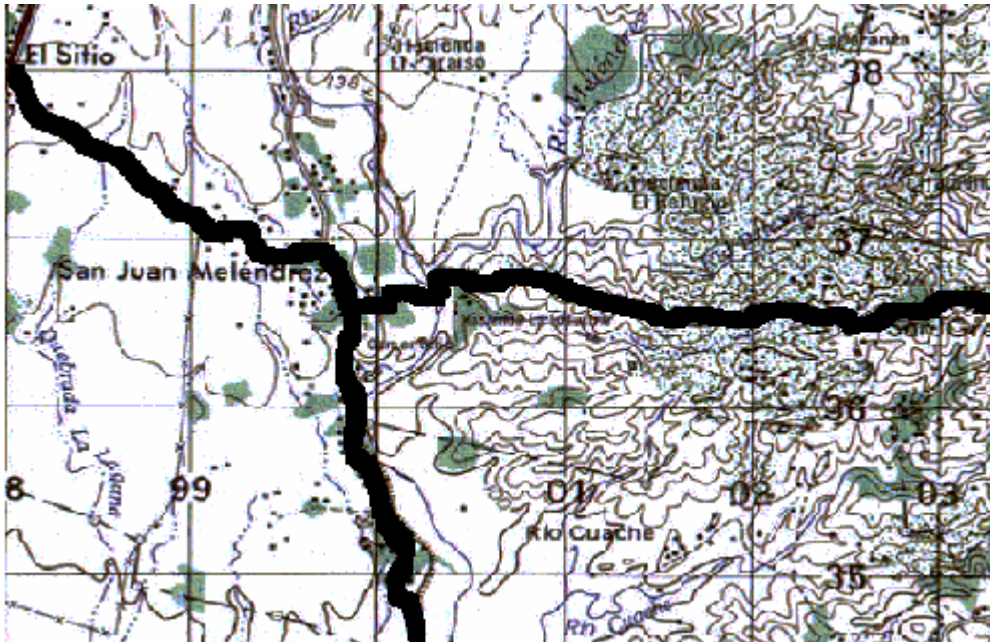
La ubicación del punto de partida se encuentra en el kilómetro 259 de la carretera CA-2 que comunica a las aldeas con el municipio de Catarina.

Figura 1. Mapa de ubicación del proyecto



Las condiciones en las que se encuentra el estado de la carretera, son desfavorables para transitar, debido a la falta de mantenimiento y drenaje, que empeoran la situación de la carretera en época de invierno, por lo que para el análisis completo, el procedimiento a seguir es un mejoramiento en donde es necesario tener los planos preliminares de la ruta, la cual está definida (ver figura 2), y con esto estudiar la zona de influencia y sus características.

Figura 2. Localización tramo carretero



2.1.2. Preliminar de campo

Consistió en la obtención de la información de campo, necesaria para el diseño del proyecto, esta información comprende el ancho de calzada, el derecho de vía establecido, pendientes del terreno.

2.1.2.1. Selección de ruta

El proceso de seleccionar una ruta por medio de dos puntos para su unión se omitió, debido a la existencia de una ruta (ver figura 2), con el mapa cartográfico y la información de campo permitió recorrer la ruta, tomando en cuenta la topografía, las pendientes y la ubicación de la población, cuidando de realizar el menor movimiento de tierras posible, esto le permitió al diseño adaptarse a las condiciones de la ruta.

2.1.3. Levantamiento topográfico de preliminar

Este levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes, al realizar este levantamiento se debe tener cuidado, para tener un grado de precisión razonable, y para marcar algunos accidentes que pudieran afectar la localización final.

2.1.3.1. Planimetría

La información topográfica necesaria para el diseño de una carretera consiste en tomar en campo los ángulos y distancias horizontales que definen la ruta de preliminar, haciendo uso de un teodolito y de una cinta métrica.

El levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos orientados a un mismo norte y distancias con estaciones intermedias a cada 20 metros.

En este trabajo se realizó el levantamiento usando un teodolito marca WILD T1, aplicando el método de deflexiones, con orientación de un norte hacia las estaciones.

Se midieron distancias con cinta métrica colocada horizontalmente, bajando la medida exacta. A fin de no perder las medidas entre estaciones se marcaron con estacas.

La libreta topográfica de campo obtenida en el levantamiento, para el tramo inicial de **378.09** metros, es la siguiente:

Tabla I. Libreta planimétrica de preliminar

EST.	P.O.	DEFLEXIÓN	DISTANCIA (m)
0	1	D 96 ° 45 ' 05 ''	60.56
1	2	D 134 ° 30 ' 28 ''	75.56
2	3	D 140 ° 13 ' 12 ''	157.97
3	4	I 119 ° 23 ' 28 ''	84.00

2.1.3.2. Altimetría

Consiste en pasar una nivelación en todos los puntos fijados por el levantamiento planimétrico, fijando bancos de marca a cada 500 metros, los que deben ser ubicados en puntos permanentes o en monumentos de concreto, en los que deberá anotarse la estación, elevación y la distancia acumulada. Como cota de salida se fijará una arbitraria, entera, la cual se recomienda que sea de 1,000 metros para no tener cotas negativas.

Es recomendable ir dibujando el perfil que se ha levantado en el día, con el objeto de apreciar si tiene una forma congruente a la realidad y si cumple con las especificaciones de pendientes máximas permisibles. Lo anterior permite que los errores se encuentren a tiempo y no hasta realizar el dibujo en gabinete.

En este trabajo se realizó la nivelación usando un teodolito marca WILD T1, mediante el método taquimétrico. La libreta de campo obtenida en el levantamiento preliminar en los primeros **294.09** metros, es la siguiente:

Tabla II. Libreta altimétrica de preliminar

EST.	P.O.	ANG. VERT.	H.S	H.M	H.I	ALT. INST.
0	1	90 ° 06 ' 23 ''	1.54	1.35	1.16	1.537
1	2	90 ° 05 ' 37 ''	1.02	0.78	0.54	1.487
2	3	89 ° 32 ' 39 ''	1.51	1.12	0.72	1.536

2.1.3.3. Secciones transversales

Por medio de las secciones transversales se podrá determinar las elevaciones transversales de la faja de terreno, que se recomienda sea como mínimo de 40 metros, es decir, 20 metros a cada lado a partir de la línea central definida en el levantamiento planimétrico, estas deberán ser medidas en forma perpendicular al eje y nivelada con nivel de mano o clinómetro, midiendo la distancia horizontal a que se está nivelando cada punto.

Cuando la sección transversal tope con un obstáculo impasable como un peñasco, una casa, un paredón, Etc, no es necesario prolongarla sino que se anotará en la columna de observaciones el tipo de obstáculo y su altura o profundidad aproximada.

En los puntos de intersección la sección transversal se medirá sobre la bisectriz del ángulo interior de la poligonal abierta.

A continuación se presenta un ejemplo de lo datos de la sección transversal en preliminar.

Tabla III. Libreta de secciones transversales de preliminar

LI2	DI2	LI1	DI1	EST.	P.O.	DD1	LD1	DD2	LD2
2.85	12	1.39	9	0	1	11	0.84	19	0.42
3.35	13	1.26	10	1	2	6	0.93	13	0.38
3.66	11	1.10	5	2	3	8	0.41	15	0.22

Donde:

- E** ESTACIÓN
- P.O** PUNTO OBSERVADO
- LD** LADO DERECHO
- LI** LADO IZQUIERDO
- DD** DISTANCIA DERECHA
- DI** DISTANCIA IZQUIERDA

2.1.4. Cálculo topográfico preliminar

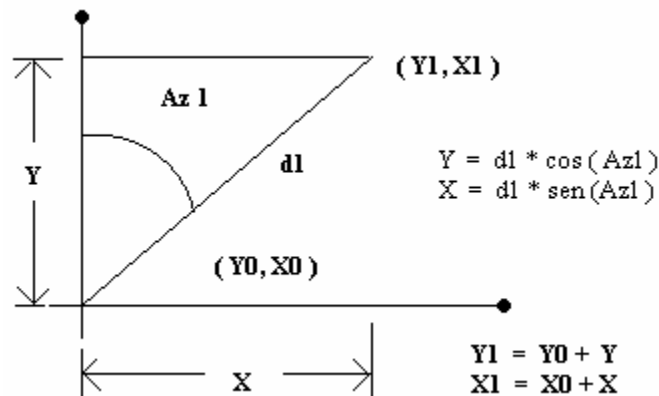
Consiste en procesar en gabinete todos los datos obtenidos en el levantamiento preliminar, estos trabajos se detallan a continuación.

2.1.4.1. Cálculo planimétrico

Con la información recopilada en campo se realiza el cálculo de la libreta de tránsito, luego se calculan las coordenadas parciales y totales de cada vértice que componen la poligonal abierta, con la finalidad de contar con la información suficiente para efectuar con facilidad la localización de la ruta, los corrimientos de línea y otro que se explicaran más adelante.

Para el cálculo de coordenadas es recomendable tomar como valor inicial de 10,000 para X e Y respectivamente, esto para evitar tener coordenada con signos negativos que dificultan el cálculo (ver figura 3).

Figura 3. Cálculo de coordenadas topográficas



Ejemplo de cálculo de coordenadas:

De E-0 a E-1

COORDENADAS PARCIALES

$$y = d * \text{Cos} (Az)$$

$$y = 60.56 * \text{Cos} (96^\circ 45' 05'')$$

$$y = - 7.11$$

$$x = d * \text{Sen} (Az)$$

$$x = 60.56 * \text{Sen} (96^\circ 45' 05'')$$

$$x = 60.14$$

COORDENADAS TOTALES

$$Y1 = Y0 + y$$

$$Y1 = 10,000 + (- 7.11)$$

$$Y1 = 9,992.89$$

$$X1 = X0 + x$$

$$X1 = 10,000 + 60.14$$

$$X1 = 10,060.14$$

2.1.4.2. Cálculo alimétrico

Este cálculo se desarrolla en la libreta de campo, consiste en calcular las elevaciones de la estaciones de la línea central.

El cálculo de las cotas de terreno y posteriormente ploteado en papel milimetrado, muestra la topografía real de la línea preliminar de diseño, este perfil del terreno determina el tipo de carretera diseñar.

Los puntos de partida y llegada son Banco de Marca, para controlar y poder comprobar la nivelación, si no se tienen cotas ya establecidas, puede suponerse una cualquiera para el banco, de tal magnitud que no resulten cotas negativas.

A continuación se presenta la libreta topográfica de niveles calculada.

Tabla IV. Libreta topográfica de niveles calculados

EST.	P.O.	ANG. VERT.	H.S	H.M	H.I	ALT. INST.	COTA.
0	1	90 ° 06 ' 23 ''	1.54	1.35	1.16	1.537	1,000
1	2	90 ° 05 ' 37 ''	1.02	0.78	0.54	1.487	1,000.62
2	3	89 ° 32 ' 39 ''	1.51	1.12	0.72	1.536	1,001.66

2.1.4.3. Cálculo de secciones transversales

El método de cálculo no es más que calcular sus cotas de los puntos medidos, esto referenciado de la cota del eje central.

Se realiza restando la lectura del estadal de la altura del instrumento del eje central, esto como si fuera una radiación.

2.1.5. Dibujo de preliminar

Es llevar los datos topográficos calculados de preliminar a un dibujo, el cuál se desarrolla por medio de la planta y perfil.

2.1.5.1. Planimétrico

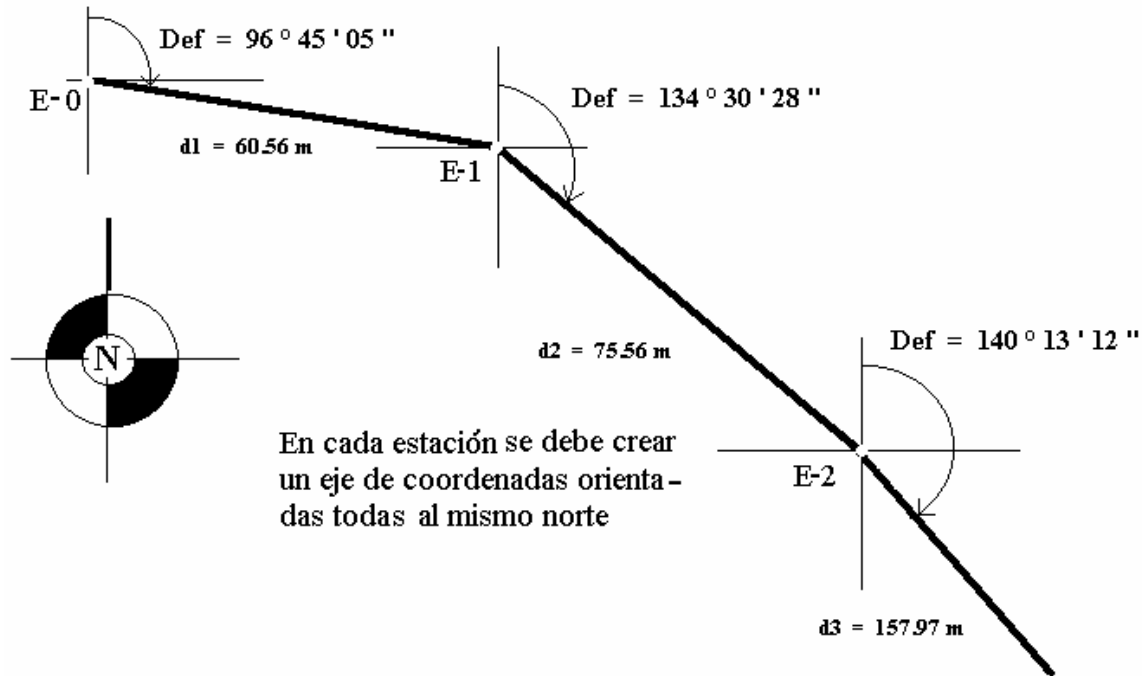
El dibujo planimétrico del levantamiento preliminar en el diseño de carreteras es necesario, porque aunque no constituyen planos finales, sirven de guía para visualizar, en una forma global, la ruta seleccionada y determinar los corrimientos a calcular si los hubiera.

Posteriormente se mide el ángulo que la libreta planimétrica de la línea preliminar define y se traza una recta a partir del punto de origen al punto marcado por la medida tomada del transportador, luego sobre esta recta se mide la distancia indicada en la libreta de planimetría. El procedimiento se repite tomando como nuevo origen el final de la recta trazada.

A continuación se presenta el ejemplo del inicio del tramo carretero en donde se dibuja el levantamiento de preliminar en el diseño.

DEFLEXIÓN	DISTANCIA
96 ° 49 ' 05 ''	60.56 m
134 ° 30 ' 28 ''	75.56 m
140 ° 13 ' 12 ''	157.97 m

Figura 4. Dibujo de preliminar



La línea de preliminar es la base sobre la cuál se trazan las curvas que se diseñan conforme el procedimiento descrito en este inciso. Los resultado se presentan en los planos finales.

2.1.5.2. Altimétrico

El perfil de la línea de preliminar es de suma importancia que se dibuje, ya que esto permite facilidad en el cálculo del perfil de localización, por lo que se debe de dibujar a escalas que permitan su lectura con mayor rapidez y precisión, para el caso se recomienda utilizar la escala 1:1000 en el sentido horizontal y 1:100 en el sentido vertical.

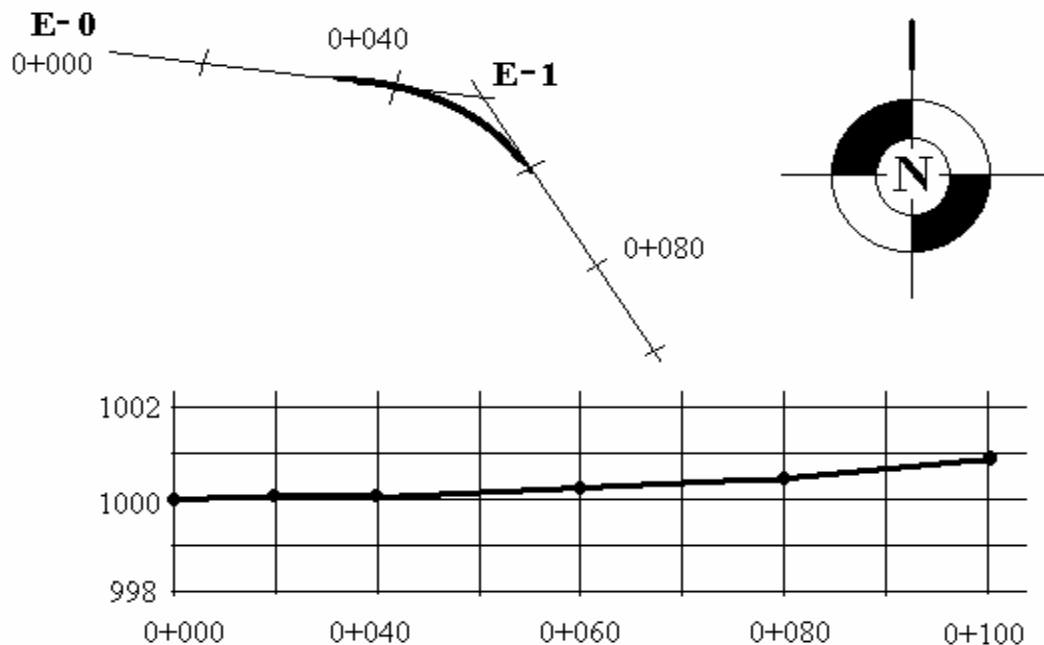
El dibujo consiste en el ploteo de la distancia horizontal medida contra la cota que corresponda a cada caminamiento. Todos los puntos ploteados deberán unirse con una línea trazada a mano alzada.

Posteriormente deberán colocarse en la parte superior los caminamientos que correspondan a cada principio de curva y principio de tangente y a la vez calcular, la elevación que corresponde a los puntos ubicados en el promedio de los caminamientos de principio de curva y principio de tangente, ya que las cotas que queden dentro de los caminamientos descritos no son reales, porque la curva de la carretera deja el caminamiento de preliminar en el mencionado tramo y debe calcularse el perfil de localización tomando como base las secciones transversales del tramo en cuestión y calcular las cotas del perfil de localización del tramo comprendido dentro de la curva.

El ejemplo que a continuación se presenta indica el dibujo de perfil en preliminar en el tramo inicial de la carretera.

Figura 5. Dibujo de perfil

EST.	P.O.	DEFLEXIÓN	DISTANCIA (m)	COTA.
0	1	D 96 ° 45 ' 05 ''	60.56	1,000
1	2	D 134 ° 30 ' 28 ''	75.56	1,000.62
2	3	D 140 ° 13 ' 12 ''	157.97	1,001.66



2.1.6. Diseño de localización

Consiste en diseñar la línea final o línea de localización, la cuál será la definitiva para el proyecto que se trate. Deberá contener todos los datos necesarios que se pueda marcar en el campo de la ruta seleccionada, tanto planimétricamente como altimétricamente. Es necesario recalcar que un buen diseño de localización principalmente disminuye el costo del proyecto y además se tiene un menor tiempo de construcción, una mayor comodidad para los usuarios de la carretera y disminuye el riesgo de accidentes.

En el diseño de la carretera hacia las aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio se aplicaron los siguientes criterios técnicos:

- Transitable en toda época del año.
- La pendiente máxima en un tramo no mayor de 200 metros debe ser como máximo 18%.
- El ancho de rodadura es de 5.0 metros, con 1.0 metro de cuneta en forma triangular, para permitir rebases.
- La velocidad promedio de diseño oscila entre 20 y 30 Kilómetros por hora.
- El transporte promedio de diario es menor a 100 vehículos.
- Bombeo transversal 3%.
- Longitud mínima de curvas verticales en metros es igual a la velocidad de diseño.
- Drenaje transversal con cajas y cabezales de concreto ciclópeo y tubería de concreto sin refuerzo.
- Derecho de vía 8 metros mínimo y 10 metros máximo.

2.1.6.1. Corrimientos de línea

Los corrimientos de línea se hacen cuando por razones especiales el caminamiento de la preliminar no llene los requerimientos del proyecto, tales como: especificaciones, pasos obligados, suelos rocosos, barranco, Etc. Los cambios de línea hechos en campo son bastante costosos ya que para esto es necesario trasladar la cuadrilla de topografía, por lo que en la mayoría de casos se hacen en gabinete, sobre el dibujo planimétrico de la preliminar, que contiene ya las curvas de nivel.

Existen tres tipos de corrimientos de línea, el primero que cambia totalmente el azimut y distancia de dos de las rectas de la poligonal de la preliminar, el segundo que cambia únicamente en distancia dos rectas, conservando los mismos ángulos.

Al segundo caso también se le conoce como cálculo de intersecciones y el tercer caso consiste en obviar una o más estaciones del levantamiento preliminar, para formar una sola recta entre dos puntos.

En este trabajo no fue necesario calcular corrimientos, por lo que se adjunta este inciso como complemento teórico.

2.1.6.2. Cálculo de elementos de curva horizontal

Consiste en el diseño de la línea final de localización en planimetría mediante el cálculo de las curvas horizontales, las cuales definirán la ruta a seguir y constituyen la guía fundamental para el trazo de la carretera. En el proceso de diseño y cálculo se deben considerar varios aspectos técnicos, los cuales se enumeran a continuación:

- A. Todo diseño debe ir basado en el principio de seguridad y comodidad en la carretera.
- B. Una carretera diseñada a seguir las ondulaciones de las curvas a nivel es preferible a una con tangentes largas pero con repetidos cortes y rellenos, ya que esto disminuye los costos.
- C. Para una velocidad de diseño dada, debe evitarse, dentro de lo razonable, el uso de radios mínimos en el cálculo de las curvas horizontales.
- D. En carreteras del área rural es conveniente evaluar si se usa un radio menor al mínimo permitido por la velocidad de diseño a cambio de incrementar considerablemente el costo de la obra al utilizar radios mayores, en estos casos el criterio del ingeniero diseñador es importante, ya que las curvas deben ser diseñadas de tal forma que los vehículos puedan circular sin necesidad de hacer maniobras de retroceso, para poder recorrer la curva.
- E. Se debe procurar, en todo lo posible, aumentar la longitud de las tangentes.
- F. Se debe evitar curvas en donde se localicen puentes, ya que éstos deberán ubicarse preferiblemente en tangentes, pero, en situaciones especiales se ampliará la curva con un sobrecancho o diseñar un puente curvo.
- G. No deberán diseñarse curvas con radios mínimos previo a entrar a un puente.
- H. En terrenos llanos es conveniente evitar el diseño de tangentes demasiado largas, ya que la atención del conductor se pierde y pueden provocarse accidentes.
- I. Debe revisarse en cada cálculo la longitud de la tangente, ya que ésta no podrá ser jamás negativa, porque esto indicaría que dos curvas horizontales se están traslapando.

Después de considerar los anteriores incisos y los que la experiencia del ingeniero diseñador posea, se procede al cálculo de las curvas horizontales. El diseño planimétrico de carretera es un proceso de tanteos hasta que se consigue el óptimo. En los siguientes incisos se calcularán cada elemento de la curva.

Deducción de fórmulas:

Los datos que se tienen para la deducción de fórmulas de la curva No. 1 son los siguientes:

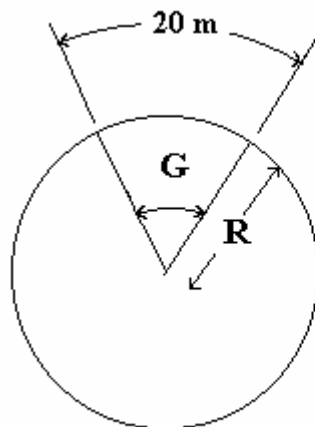
$$\Delta = 37^\circ 45' 23''$$

$$G = 15^\circ$$

Grado de curvatura (G)

En Guatemala se define como el ángulo central que sobre una circunferencia define un arco de 20 metros de longitud. En otra forma, se dice que (G) es el ángulo subtendido por un arco de 20 metros (ver figura 6).

Figura 6. Deducción de datos para fórmulas de curvas horizontales



$$\frac{G}{360} = \frac{20}{2R \pi}$$

$$R = \frac{1145.9156}{G}$$

$$G = \frac{1145.9156}{R}$$

Para el ejemplo:

$$R = \frac{1145.9156}{15^\circ}$$

$$R = 76.39 \text{ m}$$

Debido a que el grado de curvatura y el radio de una curva horizontal dependen una de la otra, existen especificaciones para carreteras que enumeran una serie de radios para distintos grados de curvatura, considerando las velocidades de diseño, el tipo de carretera y las deltas.

Longitud de curva (LC)

Es la distancia medida desde el principio de la curva (PC), al principio de tangente (PT), sobre la curva diseñada.

En la presente fórmula se utiliza el delta (Δ), el cuál se define como el ángulo medida partir de la orientación del azimut de la primera recta hasta la orientación de la segunda recta.

$$LC = \frac{(20 * \Delta)}{G}$$

$$LC = \frac{(20 * 37^{\circ} 45' 23''')}{15^{\circ}}$$

$$LC = 50.34 \text{ m}$$

Sub-tangente (St)

Es la distancia entre el principio de curva (PC) y el punto de intersección (PI) o entre el punto de intersección (PI) y el principio de tangente (PT).

$$St = R * Tg \frac{(\Delta)}{2}$$

$$St = 76.39 * Tg \frac{(37.75)}{2}$$

$$St = 26.12 \text{ m}$$

Cuerda máxima (CM)

Es la distancia, en la línea recta, desde el principio de curva (PC) al principio de tangente (PT).

$$\begin{aligned}C_m &= 2 * R * \text{Sen} \left(\frac{\Delta}{2} \right) \\C_m &= 2 * 76.39 * \text{Sen} \left(\frac{37.75}{2} \right) \\C_m &= 49.43 \text{ m}\end{aligned}$$

External (E)

Es la distancia desde el punto de intersección (PI) al punto medio de la curva. Para el diseño de carreteras que han sido construidas sin norma, técnica ni métodos de ingeniería civil, pero que son funcionales y cumplen con el requisito primordial de permitir el paso de vehículos, es necesario tener como información para el diseño, el external actual de la carretera y así se proyectarán curvas que se apeguen lo más posible al movimiento de tierra ya existentes, para reducir costos.

$$\begin{aligned}E &= R * (\text{Sec} (\Delta/2) - 1) \\E &= 76.39 * (\text{Sec} (37.75 / 2) - 1) \\E &= 4.34 \text{ m}\end{aligned}$$

Ordenada media (M)

Es la distancia dentro del punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

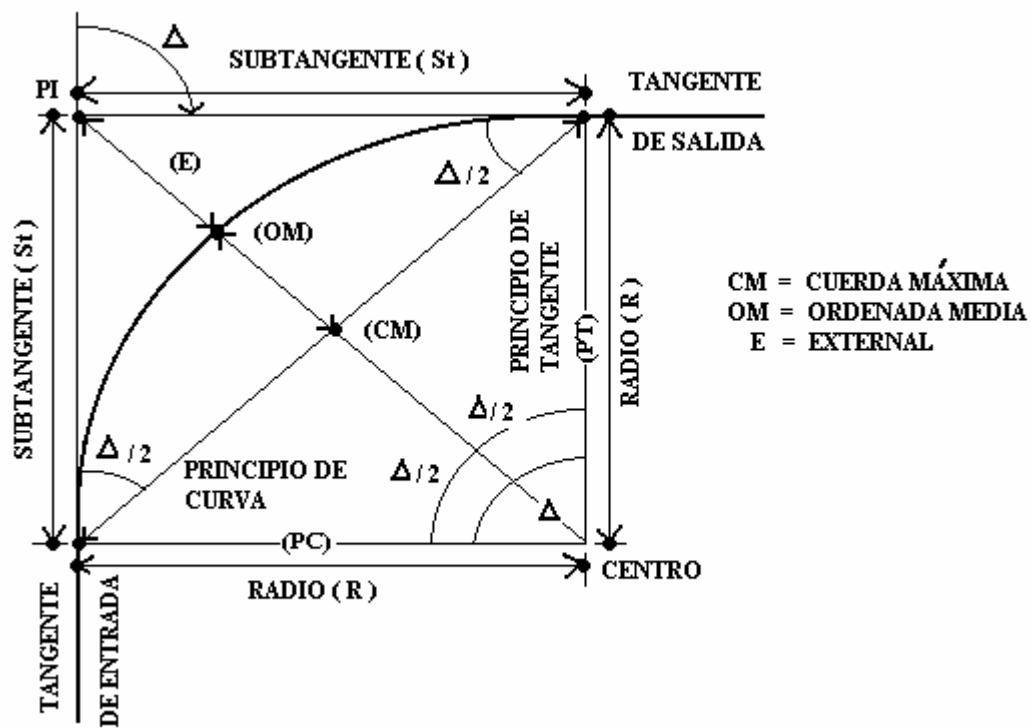
$$M = R * (1 - (\cos(\Delta / 2)))$$

$$M = 76.39 (1 - (\cos(37.75/2)))$$

$$M = 4.10 \text{ m}$$

La figura 7, ubica todos los elementos de una curva horizontal anteriormente explicados.

Figura 7. Elementos de curvas horizontales simples



2.1.6.3. Determinación de curva vertical

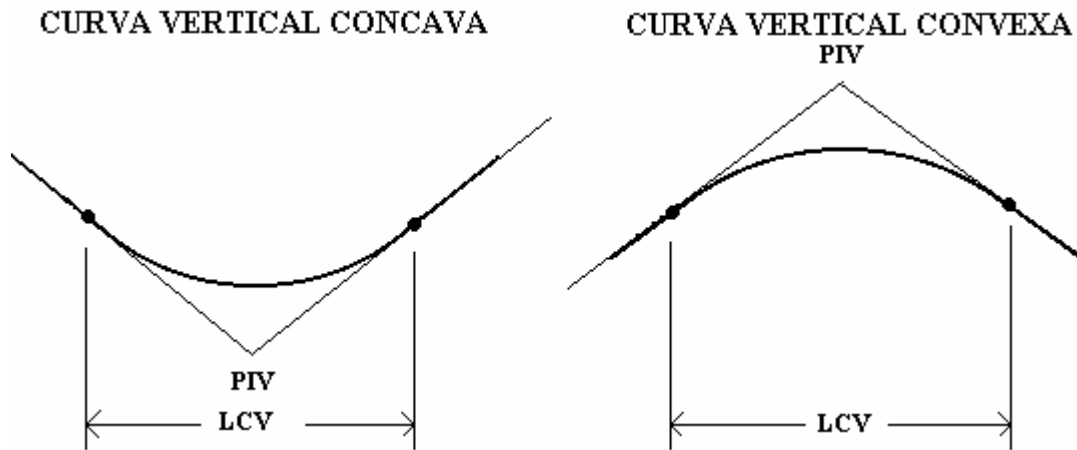
Como se mencionó anteriormente las carreteras no solo están conformadas por curvas horizontales, sino que también por curva verticales, lo anterior significa que se está trabajando en tres dimensiones, para el diseño y simplificación del trabajo las carreteras se desglosan en planimetría y altimetría. En la parte de la altimetría se estudia lo que son la curvas verticales y los parámetros que la definen. Una curva vertical se da cuando en el perfil hay cambios de pendiente. Las curvas verticales pueden ser cóncavas o convexas.

También existen curvas en ascenso con ambas pendientes positivas (convexas), y curvas en descenso con ambas pendientes negativas (cóncava). (ver figura 8). La finalidad de una curva vertical es proporcionar suavidad al cambio de pendiente, estas curvas pueden ser circulares o parabólicas, aunque la más usada en nuestro país por la Dirección General de Caminos es la parabólica simple, debido a la facilidad de cálculo y a la gran adaptación a las condiciones del terreno.

Las especificaciones para curvas verticales dadas por la Dirección General de Caminos están en función de la diferencia algebraica de pendientes y de la velocidad de diseño. En el momento de diseñar las curvas verticales deben tenerse presente las longitudes de éstas, para evitar traslapes entre curvas, dejando también la mejor visibilidad posible a los conductores.

En diseño de carreteras para áreas rurales se han normalizado entre los diseñadores usar como longitud de curva vertical la que sea igual a la velocidad de diseño. Lo anterior reduce considerablemente los costos del proyecto, ya que curvas amplias conllevan grandes movimientos de tierra.

Figura 8. Tipos de curvas verticales



Las longitudes mínimas de curvas verticales se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$L = K * A$$

Donde:

K = Constante que depende de las velocidades de diseño.

A = Diferencia algebraica de pendientes.

VALORES DE “K” SEGÚN VELOCIDADES DE DISEÑO

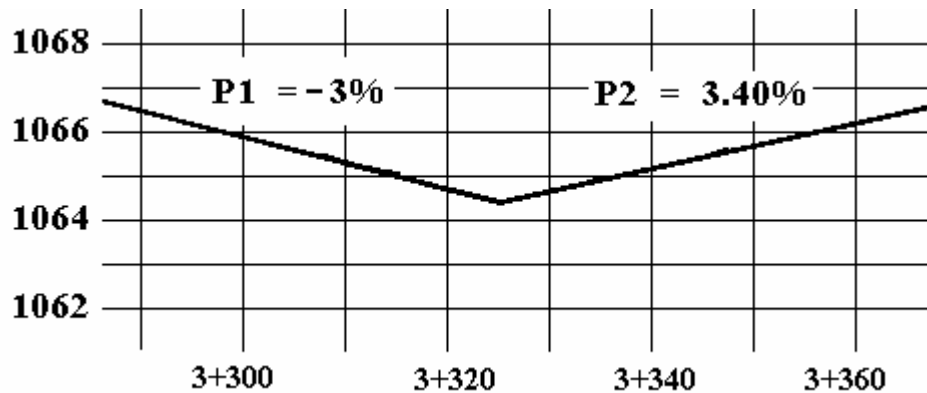
Tabla V. Valores de constante “K” según velocidad de diseño

VELOCIDAD DE DISEÑO	VALOR DE “K” SEGÚN TIPO DE CURVA	
K.P.H.	CÓNCAVA	CONVEXA
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	22	29
90	29	43
100	36	60

Para este trabajo se consideró una velocidad de diseño de 20 K.P.H.

Para el ejemplo se tomaron los datos del tramo 3+300 al 3+360

Figura 9. Pendientes



$$\text{LCV} = \text{K} * \text{A}$$

$$\text{K} = 2$$

$$\text{A} = \text{P2} - \text{P1} = 3.40 - (- 3.00)$$

$$\text{A} = 6.40$$

$$\text{LCV} = (2) (6.40)$$

$$\text{LCV} = 12.80 \text{ m}$$

2.1.7. Movimiento de tierras

Es uno de los principales renglones que proporcionan una buena referencia del costo directo de la carretera, ya que dependiendo de la experiencia del diseñador, logrará realizar un balance óptimo entre el corte y el relleno.

Por tal razón es que el cálculo de movimiento de tierras debe realizarse de una manera óptima para lograr un mejor balance y así proporcionar el costo mínimo, con la mejor calidad de la carretera.

2.1.7.1. Diseño de subrasante

La subrasante es la que define el volumen del movimiento de tierras, por lo que de un buen diseño depende la economía del proyecto, realizar un buen diseño de la subrasante significa que sea la que ocasione el menor movimiento de tierra.

Para realizar el cálculo se debe obtener lo siguiente:

- Definir la sección típica de la carretera.
- El alineamiento horizontal del tramo.
- El perfil longitudinal del mismo.
- Las secciones transversales.

- Las especificaciones necesarias.
- Datos de la clase del terreno.
- Haber determinado puntos obligados.

La subrasante se proyecta sobre el perfil longitudinal del terreno, este proceso es por medio de aproximación, y alineamiento vertical debe combinarse con el horizontal.

Se debe tener el cuidado de balancear el corte con el relleno en una distancia no mayor de los quinientos metros, se debe dejar arriba el corte para facilitar el transporte del mismo, solamente en pendientes menores de 4% se permitirá que el corte quede pendiente abajo de los rellenos.

Los criterios que se utilizaron en el diseño de la subrasante de la carretera para este trabajo, se apegan a los criterios de una subrasante en los tres tipos de terrenos, llano montañoso y ondulado considerando hacer el menor movimiento de tierras posible.

Además para su diseño se debe tener en cuenta lo siguiente:

(a) Coeficiente de contracción e hinchamiento

Para balancear el corte con el relleno se debe considerar que se necesita más material de corte para un relleno, debido a los cambios volumétricos sufridos por los materiales, esto por sus propiedades, este coeficiente depende de factores tales como clase de suelo, humedad contenida, tipo de compactación, y otros.

Con base al coeficiente se puede determinar el relleno con la siguiente relación:

$$\mathbf{R} = \frac{\mathbf{C}}{\mathbf{(1 - Coef.)}}$$

Donde:

C = Corte

R = Relleno

COEF = Coeficiente de contracción e hinchamiento

En la actualidad se acostumbra usar un coeficiente en porcentaje que oscila entre 30% y 40%. En este proyecto se utilizó un coeficiente del 35% para el cálculo del movimiento de tierras.

(b) Pendiente máxima

Es la pendiente máxima que se recomienda en el diseño de la carretera, depende de la economía de la carretera y la ubicación y clasificación de la misma, esto definido por el Tránsito Promedio Diario Anual y el tipo de terreno.

La Dirección General de Caminos tiene especificados valores para pendientes, los cuales dependen del tipo de carretera, para este proyecto la pendiente máxima permitida fue del 18%.

(c) Pendiente mínima

Tiene como única finalidad la funcionalidad del drenaje, para que sobre el diseño de la subrasante el drenaje no ocasione problemas a la carretera, se recomienda una pendiente longitudinal mínima del 0.50% para garantizar el buen funcionamiento de la cuneta, dicha pendiente mínima puede ser mayor dependiendo de la longitud del tramo en corte y de la precipitación pluvial de la zona, este trabajo presenta una pendiente mínima del 0.50 %.

(d) Condiciones topográficas

Las condiciones topográficas de la región determinan tres tipos de terreno, según la clasificación usada en la Dirección General de Caminos y son las siguientes:

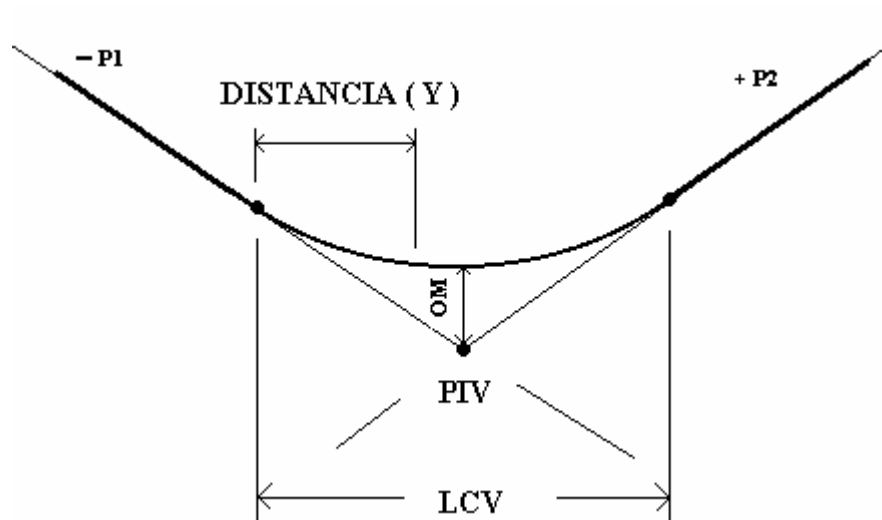
- Terreno llano.
- Terreno ondulado.
- Terreno montañoso.

En este estudio se trabajó con los tres tipos de terreno, esto considerando que en terrenos llanos o planos la altura de la subrasante sobre el terreno no es regulada generalmente por el terreno. En terrenos en lomerío se adoptan subrasantes onduladas, la cuales convienen tanto en razón de la operación de los vehículos como por la economía en el coto. En terrenos montañosos la subrasante es controlada estrechamente por las restricciones y condiciones de la topografía.

2.1.7.2. Cálculo de correcciones por curva vertical a subrasante

Luego de calcular las elevaciones de la subrasante conformada por rectas de pendientes definidas, se ve necesario corregir las mencionadas alturas en los caminamientos que conforman las curvas verticales, puesto que debe proporcionarse un cambio suave entre la pendiente de entrada y salida.

Figura 10. Curva vertical



Según lo muestra la figura 10, la ordenada máxima (OM) es el máximo cambio de la curva, las correcciones siguientes se calculan del exterior de la curva hasta el centro, tanto de entrada como de salida, las fórmulas son las siguientes:

$$OM = \frac{(P2-P1)}{800} * LCV ; \quad Y = \frac{(OM * D)}{((LCV / 2))^2}$$

Donde:

P1 = Pendiente de entrada.

P2 = Pendiente de salida.

OM = Ordenada media.

D = Distancia a partir del extremo al punto en que se desea conocer la Corrección vertical.

LCV = Longitud de curva vertical.

Y = Corrección vertical.

Esta corrección se suma a la cota de subrasante, obteniendo así la subrasante corregida, base para el resto del cálculo.

A continuación se desarrolla el cálculo de una curva vertical.

Según fórmula

OM = ORDENADA MEDIA

$$OM = (P2 - P1) / 800 * LCV$$

$$OM = \frac{(1.70 - 0.50)}{800} * (40.00) = 0.06$$

LA CORRECCIÓN EN CUALQUIER CAMINAMIENTO DE LA CURVA ES:

$$Y = \frac{(OM * D)}{(LCV / 2)^2} = \frac{0.06 * (Cam\ 2 - Cam\ 1)}{(40 / 2)^2} = \frac{0.06 * (Cam\ 2 - Cam\ 1)}{(400)}$$

$$D = (Cam\ 2 - Cam\ 1)$$

EN EL PCV

$$Y = \frac{0.06 * (0+060 - 0+060)}{400} = 0.00\ m$$

EN EL Cam. 0+070

$$Y = \frac{0.06 * (0+070 - 0+060)}{400} = 0.0015\ m$$

EN EL PIV = OM = 0.06 m

EN EL Cam. 0+090

$$Y = \frac{0.06 * (0+090 - 0+080)}{400} = 0.0015\ m$$

EN EL PTV

$$Y = \frac{0.06 * (0+100 - 0+100)}{400} = 0.00\ m$$

**TANTO EN EL PCV Y PTV
NO HAY CORRECCIONES.**

2.1.7.3. Cálculo de áreas de secciones transversales

La topografía del terreno en el sentido perpendicular a la línea central de la carretera determina el volumen de movimiento de tierras necesario en la construcción de un proyecto carretero.

Tomando en cuenta la sección topográfica transversal, se localiza el punto central de la carretera, el cuál puede quedar ubicado sobre el terreno natural, marcando con esta área de relleno y debajo del terreno natural, área de corte; a partir del cuál, se habrá de trazar la sección típica, contemplando el ancho de rodadura, con su pendiente de bombeo de 3% o el peralte que sea apropiado si corresponde a un caminamiento en curva horizontal; el ancho del hombro de la carretera, con su pendiente, taludes de corte y relleno según se presente el caso, determinando su pendiente en razón al tipo de material del terreno y la altura que precisen. Es de hacer notar que cuando es necesario se marca un espacio de remoción de capa vegetal en el que se cortará en una profundidad aproximada de 30 cms. Este se considera en un renglón diferente al corte para material de préstamo, no así cuando se considere corte de material de desperdicio.

El perfil exacto de la cuneta por lo general se calcula aparte para considerarlo como excavación de canales.

Se mide o calcula el área enmarcada entre el trazo del perfil del terreno y el perfil que se desea obtener, clasificando aparte el corte y el relleno necesario.

Los taludes recomendados para el trazo de la sección típica bien sea en corte o en relleno, se muestran a continuación en la siguiente tabla:

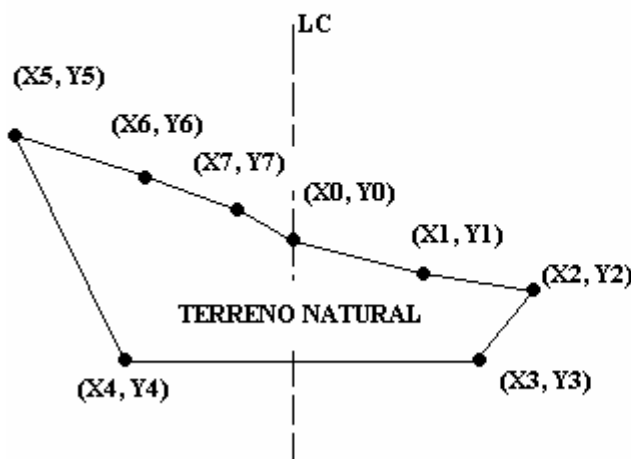
Tabla VI. Tabla de relaciones para dibujo de taludes

CORTE		RELLENO	
ALTURA	H - V	ALTURA	H - V
0 - 3	1 - 1	0 - 3	2 - 1
3 - 7	1 - 2	> 3	3 - 2
> 7	1 - 3		

Para medir el área en forma gráfica, se puede realizar a través de un planímetro polar. Si no se dispone de un planímetro, puede calcularse el área, asignando coordenada totales como se considere conveniente y aplicar el método de los determinantes para encontrar el área (ver figura 11).

Figura 11. Cálculo de áreas de secciones transversales.

$$\text{ÁREA} = \frac{(\sum (X_i * Y_{i+1}) - \sum (Y_i * X_{i+1}))}{2}$$



X	Y
X0	Y0
X1	Y1
X2	Y2
X3	Y3
X4	Y4
X5	Y5
X6	Y6
X7	Y7
X0	Y0
a = $\sum (X * Y)$	
$\sum (Y * X) = b$	

Para la determinación de áreas se utilizó el método gráfico, haciendo uso de un planímetro polar a la escala de la sección, teniendo en cuenta la medida de las áreas que están limitadas por los contornos de la sección típica y la sección transversal del nivel inferior.

2.1.7.4. Cálculo de volúmenes de movimientos de tierras

Cada una de la áreas calculadas anteriormente se constituyen en un lado de un prisma de terreno que debe rellenarse o cortarse. Asumiendo que el terreno se comporta en una manera uniforme entre las dos estaciones, se hace un promedio de sus áreas y se multiplica por la distancia horizontal entre ellas, obteniendo así los volúmenes de corte y relleno en ese tramo (ver figura 12).

Cuando en un extremo la sección tenga solo área corte y la otra solamente relleno, debe calcularse una distancia de paso, donde teóricamente el área pasa a ser de corte a relleno.

La fórmula que facilita este cálculo es la siguiente:

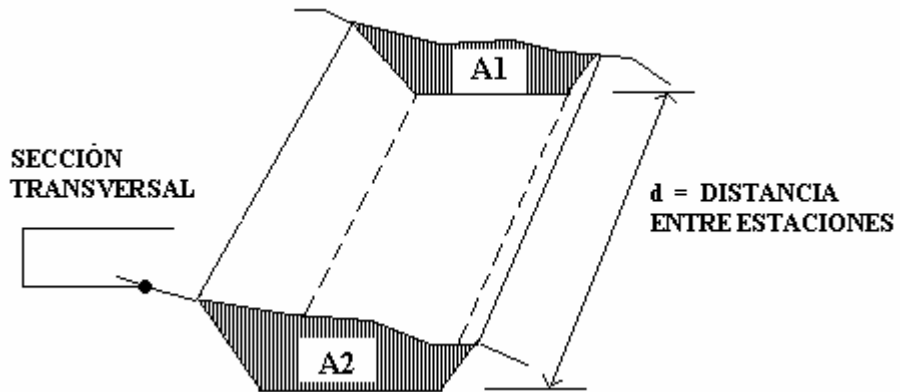
$$V = \frac{(A1 + A2)}{2} * d$$

V = VOLUMEN DE TIERRA

A1 = ÁREA DE SECCIÓN N. 1

A2 = ÁREA DE SECCIÓN N. 2

Figura 12. Representación geométrica para el cálculo de volúmenes de movimiento de tierras



A continuación se presenta el ejemplo de cálculo de volumen y una tabla con su respectivo cálculo del movimiento de tierras.

VOLUMEN DE CORTE

$$V = \frac{(0.12 + 0.23)}{2} * 3.09 = 0.5 \text{ m}^3$$

Tabla VII. Ejemplo de cálculo de movimiento de tierras

P.K.	ÁREA DE CORTE	ÁREA DE RELLENO	DIST. (m)	VOLUMEN DE CORTE	VOLUMEN DE RELLENO
2+136.91	0.12	0.11	16.91	1.04	3.32
2+140.00	0.23	0.02	3.09	0.51	0.22
2+155.46	0.00	0.14	15.46	1.75	1.33
2+159.46	0.00	0.49	4.00	0.00	1.27
2+160.00	0.00	0.54	0.54	0.00	0.28
2+171.66	0.00	0.90	11.66	0.00	8.35

La totalidad del volumen de tierra para corte y relleno es de

Volumen de corte = 8,913.89 m³

Volumen de relleno = 5,000.91 m³

La totalidad de los cálculos se adjunta en el anexo del capítulo.

2.1.8. Drenajes

El drenaje tiene la finalidad de evitar que el agua llegue a la carretera y desalojar la que inevitablemente siempre llega. Toda el agua que llega en exceso a la carretera tiene dos orígenes: puede ser de origen pluvial o de corrientes superficiales, es decir, ríos.

El agua de escorrentía superficial, por lo general se encuentra con la carretera en sentido casi perpendicular a su trazo, por lo que se utiliza para esto, drenaje transversal, según el caudal que se presente.

El agua pluvial debe encauzarse hacia las orillas de la carretera con una pendiente adecuada en sentido transversal; a ésta se le llama “bombeo normal” y generalmente es del 3% y la pendiente longitudinal mínima para la subrasante es del 0.5%.

2.1.8.1 Estudio hidrológico, método racional para la determinación de caudales de diseño

Para determinar el caudal de escorrentía superficial máxima que puede presentarse en una determinada zona se usa el método racional.

Este método consiste en considerar el caudal que se espera de un área cuya escorrentía converge en un punto o línea determinada (por ejemplo una cuneta), en un momento de máxima intensidad de precipitación.

La fórmula que expresa este principio es:

$$Q = \frac{C I A}{360}$$

Donde:

Q = Caudal de diseño, en m³/s.

C = Coeficiente de escorrentía (depende del tipo de superficie que se analice).

A = Área drenada por la cuneta, en Ha.

I = Intensidad de la lluvia en mm/h.

Existen dos formas de obtener la intensidad que puede afectar a determinada región del país de Guatemala, la primera es usando las curva de intensidad versus tiempo, la cuál tiene diversas curvas que dan a conocer la posible intensidad que puede ocurrir en determinada frecuencia de años con relación a la duración de la lluvia, en las mencionadas curvas se puede analizar que los aguaceros más fuertes suceden en tiempos cortos

La segunda forma es usando la fórmula $I = a / (t + b)$; donde a y b son constantes proporcionadas por el INSIVUMEH y t es el tiempo de concentración del lugar analizado, que generalmente se considera en 12 minutos en cuencas pequeñas, para cuencas grandes debe hacerse un análisis más minucioso considerando la pendiente promedio de la cuenca y de la velocidad de la partícula de agua analizada.

Los coeficientes de escorrentía más usados en carretera se enumeran a continuación en la siguiente tabla:

Tabla VIII. Coeficientes de escorrentía usados en carreteras

DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	MÁXIMO
Centro de la ciudad.	0.70	0.95
Fuera del centro de la ciudad.	0.50	0.70
Parques, cementerios.	0.10	0.25
Áreas no urbanizadas.	0.10	0.30
Asfalto.	0.70	0.95
Concreto.	0.80	0.95
Adoquín.	0.70	0.85
Suelo arenoso.	0.15	0.20
Suelo duro.	0.25	0.35
Bosques.	0.20	0.25

Para el diseño del drenaje de este trabajo se realizó en un área boscosa y se usó un coeficiente $C = 0.2$.

2.1.8.2. Diseño de cunetas

El primer paso para diseñar una cuneta es considerar su longitud y conforme a esto, el área de carretera que drenará, o del terreno aledaño, si es necesario.

Según las características pluviales del área, se calcula el caudal que deberá conducirse en la cuneta.

Se establecen las condiciones de la cuneta:

Pendiente.

Tipo de sección que se pondrá en el canal.

Material del canal (coeficiente de rugosidad).

Con base en estas informaciones se calcula:

Relación entre área y tirante en el canal.

Relación entre el radio hidráulico y el tirante que se tenga.

Caudal que puede conducir el canal según la pendiente y el tirante

(Fórmula de Manning).

Al igualar el caudal tributario y el que puede conducir el canal, se determina el tirante que deberá tener. El canal para cunetas generalmente se hace de sección trapezoidal, semicircular, cuadrada e incluso triangular.

Cuando el tramo que drena la cuneta se hace muy largo, y por ende el área resulta conduciendo caudales muy altos, se hace necesario descargarlos. En la mayoría de casos se desvía la cuneta hacia una pendiente apropiada, haciendo un canal revestido con concreto o balasto para evitar la erosión y el daño a la sub-base de la carretera. En caso contrario se hace pasar por debajo de la carretera con un drenaje transversal.

En este trabajo se usó un canal triangular con el propósito de permitir rebases, el procedimiento descrito anteriormente se ejemplifica en el inciso siguiente.

2.1.8.3. Diseño de drenaje transversal

El drenaje transversal se usa en dos casos:

- a) Para evitar que el agua de corrientes superficiales se acumule en un lado de la carretera, afectando así la base de la misma o que la inunde.

- b) Para conducir el agua pluvial reunida por las cuneta de un lado al otro de la carretera.

En el primer caso habrá que determinar el caudal máximo de la corriente (quebrada, río, Etc.), por medio de mediciones de la sección de la corriente y de las velocidades del flujo en la época más lluviosa del año. También debe averiguarse sobre el nivel máximo que ha alcanzado en otros años.

También debe observarse otros aspectos, como la pendiente y condiciones del lecho de la corriente, esvía, puntos de erosión y puntos posibles de canalización. En el caso de conducir el agua pluvial proveniente de las cunetas, se puede tomar este dato del diseño ya realizado, cuidando de observar cuántas convergen en el punto a estudiar.

Para esta segunda opción, generalmente el drenaje se coloca en curvas horizontales para evacuar el caudal de su parte interna donde, debido a la topografía del terreno, el agua de las cunetas converge, y se acumularía sin este drenaje; también se coloca en los puntos menores de curvas verticales cóncavas y en tramos rectos donde el caudal a conducir por una cuneta excedería su capacidad y no puede derivarse hacia fuera por situaciones topográficas.

Al determinar el caudal y las condiciones que tendrá la estructura a utilizar, el procedimiento para calcular las dimensiones de la alcantarilla a utilizar, es similar al del numeral anterior, cuidando la diferencia de que éste puede utilizar una sección casi llena.

En la entrada de un drenaje transversal para conducir el agua de corrientes superficiales fuera de la carretera, debe construirse una caja que ayude a encauzar todo el caudal de la corriente hacia la tubería y un cabezal que proporcione seguridad contra la erosión a causa de la corriente en la salida de ésta.

El procedimiento de diseño para una cuneta y un drenaje transversal son los mismos, lo único que varía es la sección, ya que en la cuneta generalmente es trapezoidal y en el drenaje transversal es circular, por lo que se ejemplifica el procedimiento para el cálculo de un drenaje transversal, sabiendo que se explicaron anteriormente.

Ejemplo del diseño de una alcantarilla transversal.

Diseño de alcantarilla transversal.

Área = 3 Ha

C = 0.2

I = 160 mm / H

Para un aguacero de 10 minutos de duración y una frecuencia de ocurrencia de 25 años. Se usa la fórmula racional:

$$Q = \frac{C I A}{360}$$

$$Q = \frac{(0.20)(160)(3)}{360}$$

$$Q = 0.27 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

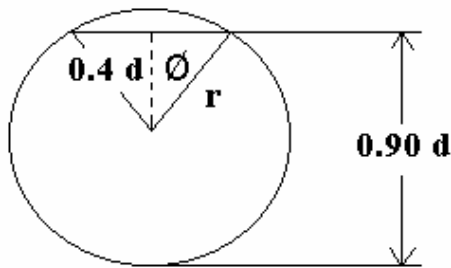
Condiciones de diseño:

S = 3%

Llena al 90%

Q = 0.27 m³ / seg.

d = ?



Fórmula de Radio Hidráulico

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\text{AREA}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$\cos \varnothing = \frac{0.40 d}{0.50 d}$$

$$\varnothing = \cos^{-1} (0.40 / 0.50) = 36.8698 = 36^{\circ} 52' 11.63'' = 0.64 \text{ Rad}$$

$$1. \text{ Área del Circulo} = \pi r^2 = \pi * (d/2)^2 = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$2. \text{ Área del sector Circular} = 0.6435 * (d/2)^2 = 0.161 d^2$$

$$3. \text{ Área del Triángulo} = 2 * (\frac{1}{2} (0.4 d * 0.3 d)) = 0.12 d^2$$

$$A = A1 - A2 + A3 = 0.785 d^2 - 0.161 d^2 + 0.12 d^2$$

$$A = 0.744 d^2$$

$$P = \pi d - 0.6435 * d/2 = (\pi - 0.322) d$$

$$P = 2.82 d$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.74 d^2}{2.82 d} = 0.26 d$$

Usando la fórmula de Manning

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{donde } n = 0.015$$

$$Q = \frac{1}{0.015} * 0.744 d^2 * (0.26 d)^{2/3} * (0.03)^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{0.015} * 0.744 d^2 * 0.407 d^{2/3} * 0.17$$

$$Q = \frac{0.0514}{0.015} d^{8/3}$$

$$Q = 3.4266 d^{8/3}$$

$$d = \left(\frac{Q}{3.4266} \right)^{3/8}$$

Para $Q = 0.27 \text{ m}^3 / \text{seg}$

$$d = \left(\frac{0.27}{3.4266} \right)^{3/8} = 14.96'' = 16''$$

El diametro de la tubería para el drenaje transversal será el mínimo $\varnothing 24''$

2.1.8.4. Contracuneta

Cuando el área tributaria a un lado de la carretera es demasiado grande y/o inclinada, puede producir algunos problemas:

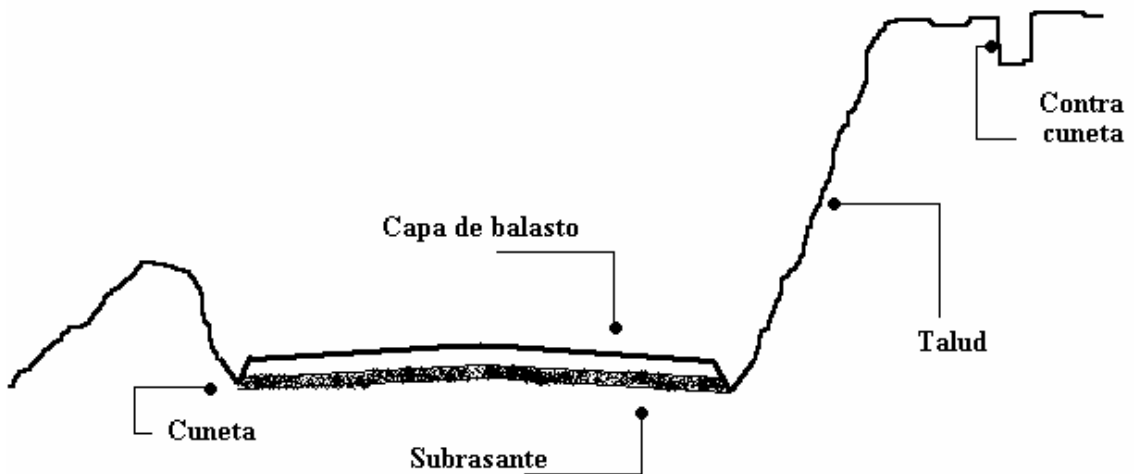
Aportar un caudal demasiado grande para hacer una cuneta de costo razonable.

Arrastrar una cantidad muy grande de sedimento, que contribuiría solamente a formar tapones en la cunetas y drenajes siguientes.

En los casos mencionados, especialmente en el segundo, se prefiere construir un canal afuera de la carretera y paralelo a ella; debe tener la capacidad de conducir el agua necesaria sin revestimiento, lo cuál evita los problema citados arriba. El cálculo que se necesita efectuar es prácticamente el mismo de las cunetas, pero considerando una superficie de tierra, utilizando un factor de seguridad, puesto que por lo general son objeto de menos mantenimiento.

La sección típica en el proyecto carretero realizado intervienen, cunetas, contracunetas y drenaje transversal, se presenta un ejemplo a continuación.

Figura 13. Contracuneta



La ubicación de las contracunetas se localizan en los tramos donde se encuentran cunetas revestidas, esto se refiere las condiciones de terreno montañoso.

2.1.9. Determinación de la calidad del suelo

El suelo es un factor determinante en la estabilidad de una carretera. Es necesario llevar un control de su estado para tener la seguridad de la buena calidad de la carretera.

Entre los problemas más frecuentes del suelo están:

- Deslizamientos.
- Baches.
- Colapsos.

Los deslizamientos se manifiestan en los cortes cuya cohesión no es lo suficientemente fuerte para mantener el talud en caso de temblores o saturación. Por lo general los deslizamientos se presentan en puntos donde el terreno presenta capas que pueden deslizarse en sentido perpendicular al trazo de la carretera o es un material muy plástico.

En el trazo mismo de la carretera se pueden presentar baches causados por materiales altamente plásticos; este material, cuando se satura, presenta un soporte casi nulo para el tránsito y por lo general queda deformado permanentemente, dejando un bache en la carretera, que obstaculiza el tránsito y daña a los vehículos que se golpean al pasarlo.

En el trazo de la carretera pueden encontrarse capas rocosas que son aparentemente estables, pero que cuando hay un exceso de presión colapsan, por orificios presentes, dejando prácticamente cavernas donde estuvieron, provocando que la carretera caiga aún solamente por su propio peso.

Estas formaciones rocosas son en su generalidad, carbonatos, solubles en el agua de lluvia. Por lo mismo, deben evitarse las filtraciones para que no se disuelvan y formen orificios mayores que hagan fallar el suelo.

Para evitar los deslizamientos, hay que procurar, en lo posible, no situar el trazo de la carretera en sentido perpendicular a las posibilidades de deslizamiento de las capas de rocas presentes.

En el caso de tener un material altamente plástico, para evitar baches, debe estabilizarse con cal o cemento, o eliminarse y sustituirlo por otro de mejores características.

Para eliminar las posibilidades de un colapso del material se inyecta lechada de cemento donde se localicen orificios sub-superficiales. Este mismo procedimiento se utiliza para evitar las filtraciones de agua.

Por otra parte es necesario conocer los tipos de suelo que conforman el tramo carretero, para poder dar el tratamiento adecuado y hacer que éstos puedan soportar más carga sin deformarse, proporcionar mayor impermeabilidad y dar alojamiento a las estructuras que se construyan en el proyecto con mayor seguridad de que no colapsarán.

Por lo anterior la manera más apropiada de estudiar el suelo y conocer sus propiedades está en el laboratorio, por lo que se detallan a continuación los ensayos a realizar en un suelo.

Pruebas de laboratorio

Las pruebas que se practican a los suelos en el laboratorio tienen como finalidad descubrir la mejor manera de manejarlos para obtener los mejores resultados y qué tan buenos pueden ser éstos. También se utilizan para determinar la proporción granulométrica de los suelos y determinar qué tanta compactación presentan.

Las pruebas en laboratorio se clasifican de la siguiente manera:

- Análisis granulométrico.
- Proctor.
- Límites de Atterberg: Límite líquido, límite plástico.
- Chequeo de compactación en campo.

Los ensayos para determinar la calidad del suelo del proyecto, no se realizaron debido a que la Municipalidad carecía de recursos económicos, cabe mencionar que el material a utilizar a servido para el mejoramiento de otros tramos carreteros por las características que presenta como la granulometría.

2.1.10. Carpeta de rodadura

El terreno en el que se aloja el proyecto presenta suelo limoso, arenoso rocoso, en los que será necesario proteger la terracería mediante la aplicación de una capa de balasto, la cuál se obtendrá de un banco de materiales, dicha capa debe tener 15 centímetros de espesor debidamente compactado.

En el proyecto se tiene un banco de balasto (Banco de materiales), el cuál está ubicado a 3 Km del inicio del tramo a construir. El balasto es un material homogéneo que debe reunir condiciones de granulometría y calidad, como ser de calidad uniforme y estar exento de cualquier material perjudicial o extraño (material orgánico o arcilla). Asimismo se recomienda que sus partículas no deban exceder de 2/3 del espesor de la capa de rodadura y en ningún caso ser mayores de 10 centímetros.

Características técnicas del material de balasto

Se le llama balasto al material selecto que se coloca sobre la subrasante terminada de una carretera, el cuál se compone de un material bien graduado, es decir, que consta de material fino y grueso, con el objeto de protegerla y que sirva de superficie de rodadura, el cuál debe cumplir con las condiciones siguientes:

- Debe ser de calidad uniforme y exento de residuos de madera, raíces o cualquier material perjudicial o extraño.
- El material de balasto debe tener un peso unitario suelto, no menor de 80 libras / pie cúbico.
- El tamaño máximo del agregado grueso del balasto, no debe exceder de 2/3 del espesor de la capa a utilizar y en ningún caso ser mayor de 10 Cm.
- La capa de balasto a colocarse sobre la subrasante, no debe ser menor a lo 10 cm.
- La porción del balasto retenida en el tamiz No. 4 (4.75 mm), debe estar comprendida entre el 70% y el 30% en peso.
- La porción de balasto que pase en el tamiz No. 40 (0.425 mm), debe tener un limite líquido no mayor de 35 y un índice de plasticidad entre 5 y 11.
- La porción de balasto que pase el tamiz No. 200 (0.075 mm), no debe exceder de 25% en peso.

Para determinar la calidad del balasto se le realiza la prueba de desgaste en la maquina de los Ángeles 50 % como mínimo, ya que ésta será la que tendrá el contacto con el neumático del vehículo.

Por otra parte la colocación del balasto debe hacerse en capas no mayores a los 25 cm y compactando a 90% proctor.

Para el trabajo se tiene un material de calidad uniforme y exento de residuos, por la apariencia que tiene consta de material fino y grueso

2.1.11. Presupuesto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios donde se tomaron en consideración precios de materiales, equipo y maquinaria que se manejan en la región, lo concerniente a mano de obra tanto calificada como no calificada es según el rendimiento y la cantidad de maquinaria y equipo, así como las cantidades en los renglones de trabajo.

También se tomaron en consideración gastos administrativo, imprevistos, utilidades y prestaciones.

Tabla IX. Presupuesto -- tramo carretero, aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio, Catarina, San Marcos.

No. de orden	REGLÓN	Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo total
1	Replanteo topográfico.	8,300.00	ML	Q. 2.29	Q. 19,086.70
2	Excavación de material no clasificado.	8,913.89	M3	Q. 12.80	Q. 114,174.98
3	Relleno.	5,000.61	M3	Q. 7.34	Q. 36,705.32
4	Conformación de subrasante	37,350.00	M2	Q. 3.42	Q. 127,574.26
5	Corte y acarreo de balasto.	14,706.56	M3*Km	Q. 16.49	Q. 242,465.19
6	Capa de balasto.	5,602.50	M3	Q.13.57	Q. 76,061.13
7	Cuneta natural.	16,600.00	ML	Q. 4.09	Q. 68,039.60
8	Cuneta revestida.	1,520.00	ML	Q. 47.00	Q. 71,400.00
9	Drenaje transversal (tubería de concreto ϕ 24").	204.00	ML	Q. 526.53	Q. 107,412.12
10	Empedrado.	3,420.00	M2	Q. 87.60	Q. 299,605.75
11	Flete maquinaria.	1.00	Global	Q. 59,114.67	Q. 59,114.67

TOTAL	Q. 1,221,639.72
--------------	------------------------

2.2. Diseño del edificio escolar de nivel primario, aldea El Sitio

2.2.1. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico se refiere a darle 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. Para lograrlo, se deben tomar en cuenta los diferentes criterios arquitectónicos, principalmente para este caso.

Los edificios, se deben diseñar de acuerdo a las necesidades que se tengan; estarán limitados por el espacio disponible, los recursos materiales y las normas de diseño que existan. La tipología arquitectónica se elegirá basándose en el criterio del diseñador. Para el caso del edificio de necesita 8 aulas de enseñanza.

2.2.2. Ubicación del edificio en el terreno

El lugar del proyecto se ubica a 2 Kilómetros de la cabecera municipal sobre la carretera de terracería, la ubicación de la edificación está localizada en la parte central de la aldea, el área con la que cuenta el terreno es de 1,300 m², la edificación ocupa un área de 286 m² de construcción dentro del terreno, el proyecto es de vital importancia para la integración de la comunidad en mención al desarrollo y es una obra planificada con terreno disponible apropiado y adecuado por la misma comunidad y donado al ministerio de educación.

2.2.3. Distribución de ambientes

La forma de los ambientes y su distribución dentro del edificio se hace del modo tradicional de edificios educativos, por ser ésta la que más se ajusta a las necesidades existentes y al espacio disponible.

2.2.4. Alturas del edificio

Se elige un edificio de dos niveles por razón de espacio disponible. La altura será de 3.00 m en todo los ambientes, se dejará con esas medidas para dar confort, tanto a los ambientes como a los espacios de circulación.

2.2.5. Selección del sistema estructural a usar

Teniendo en cuenta el área del terreno y las necesidades de espacios por aula, se hace necesaria la construcción de un edificio de dos niveles, para este caso, se ha elegido el sistema estructural de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos de concreto reforzado, muros de mampostería reforzada y losas planas de concreto reforzado.

2.2.6. Análisis estructural

Análisis estructural es el proceso para determinar las respuesta de la estructura ante las acciones exteriores que puedan afectarla. Para el edificio de aulas se hace el análisis de la forma siguiente:

2.2.6.1. Predimensionamiento estructural

Predimensionar la estructura es dar medidas preliminares a los elementos que la componen, que serán utilizados para soportar la cargas aplicadas. Para esto se puede recurrir a la experiencia en obras similares y utilizar métodos analíticos cortos que se describen a continuación.

Columnas: el método que se utiliza para predimensionar las columnas determina la sección y se basa en la carga aplicada a ésta. En este caso en particular se desea guardar simetría en la dimensiones de la columna, por tal razón se toma la columna crítica, es decir, la que soporta mayor carga. La medida resultante se aplica a todas las demás.

Fórmula : $P = 0.8 (0.225 f'c Ag + FyAs)$; $1\% < As < 6\%Ag$

Solución: $P = 5,631.60 \text{ kg}, (18.05 * 2,4000 * 0.13, \text{ tomado del área tributaria y espesor})$

$$5,631.60 = 0.8 ((0.225 * 210 * Ag) + (2810 * 0.01 * Ag))$$

$$Ag = 93.42 \text{ cm}^2 ; \text{ Según ACI sección mínima } 20 * 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$$

Por seguridad se propone una columna de $30 * 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2$

Vigas: para predimensionar la vigas, el método utilizado determina el peralte o altura de la viga, ésta depende de la luz que cubra la viga. La base de la viga que a criterio del diseñador, se usa aquí el ancho de la columnas. En este caso sólo se calcula la viga crítica, es decir, la de mayor longitud, quedando las demás con igual sección. Según código ACI, el espesor mínimo de viga no pretensadas con un extremo continuó es $L/24$, donde L es la luz máxima, ahora bien se tomará el criterio de ocho centímetros de peralte por cada metro de luz, es decir $0.08 * 7.50 = 0.60$ metros.

Si se propone una base de viga de 0.30 m se tiene $7.50 - 0.30 = 7.20$

$7.20/24 = 0.30$, se opta **0.60 m**.

Losas: aquí el peralte o la losa. El método usa como variable las dimensiones de la superficie de la losa y el tipo de apoyos que tiene. En este caso, todas las losas están apoyadas en los cuatro lados, aunque se tiene cuatro medida de losa, por tanto se toma la crítica y el peralte resultante se usa en ambas.

$$t \text{ Losa} = (\text{perímetro de losa}) / 180$$

$$t \text{ Losa} = (3.80*2 + 7.50*2) / 180 = 0.125, \text{ Usamos } 0.13$$

2.2.6.2. Modelos matemáticos de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

Representan la forma de cómo las cargas que soporta el marco, sirven para hacer el análisis estructural. Por la similitud de lo marcos en geometría y de las cargas aplicadas, se analizan únicamente los críticos.

2.2.7. Cargas aplicadas a los marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

Las estructuras están sometidas a cargas de diferente índole, para clasificarlas existen varios métodos, aquí se hace una distinción de acuerdo a la dirección de su aplicación.

Carga muerta (CM)

Peso del concreto = 2,400 Kg/m³

Peso de acabados = 60 Kg/m²

Peso de muros = 250 Kg/m²

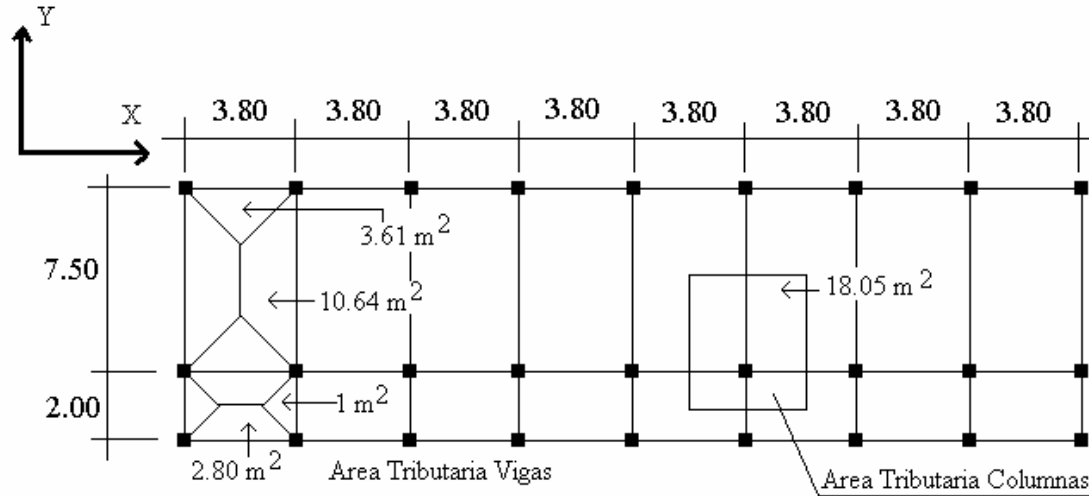
Carga viva (CV)

En techo = 100 Kg/m²

En pasillo = 500 Kg/m²

En aulas = 300 Kg/m²

Figura 14. Planta típica, edificio escolar.



2.2.7.1. Cargas horizontales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

a. Segundo nivel

Carga muerta

$$W_{losa} = ((30.4m \times 9.50m \times 0.13m \times 2400Kg/m^3) + (30.4m \times 9.50m \times 144Kg))$$

$$W_{losa} = 131,692.8 \text{ Kg}$$

$$W_{vigas} = 50,158.4 \text{ Kg}$$

$$W_{columna} = (0.30m \times 0.30m \times 1.50m \times 2400Kg/m^3 \times 27) = 8,748 \text{ Kg}$$

$$W_{acabados} = (30.40m \times 9.5m \times 60Kg/m^2) = 17,328 \text{ Kg}$$

$$\text{Total de la carga muerta} = 207,927.20 \text{ Kg}$$

Carga viva

$$CV = (30.40m \times 9.50m \times 100Kg/m^2) = 28,880 \text{ Kg}$$

Peso del segundo nivel

$$W = CM + 0.25 CV$$

$$W = 207,927.2 \text{ Kg} + 0.25 (28,880 \text{ Kg}) = 215,147.2 \text{ Kg}$$

b. Primer nivel

Peso del piso 144 Kg/m²

Peso de muros 250 Kg/m²

$$W_{\text{losa}} = (0.13\text{m} \cdot 2400\text{Kg/m}^3 + 144\text{Kg/m}^2 + 250\text{Kg/m}^2)(30.4\text{m} \cdot 9.50\text{m})$$

$$W_{\text{losa}} = 203,892.8 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{vigas}} = 50,158.4 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = (0.30\text{m} \cdot 0.30\text{m} \cdot 4\text{m} + 1.50\text{m} \cdot 2400\text{Kg/m}^3 \cdot 27) = 32,076 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{acabados}} = 17,328 \text{ Kg}$$

$$\text{Total de la carga muerta} = 303,455.2 \text{ Kg}$$

Carga viva

$$CV = (300\text{Kg/m}^2 \cdot 30.4\text{m} \cdot 7.50\text{m}) + (500\text{Kg/m}^2 \cdot 2\text{m} \cdot 30.40\text{m}) = 98,800 \text{ Kg}$$

Peso del primer nivel

$$W = CM + 0.25 CV$$

$$W = 303,455.2 \text{ Kg} + 0.25 (98,800 \text{ Kg}) = 328,155.2 \text{ Kg}$$

Resumen

$$W \text{ del primer nivel} = 328,155.2 \text{ Kg}$$

$$W \text{ del segundo nivel} = 215,147.2 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso total} = 543,302.4 \text{ Kg}$$

2.2.7.2. Cálculo del corte basal

El corte basal es la fuerza sísmica que el suelo transmite al edificio en la base.
Para obtener su valor se utiliza la siguiente formula:

$$\mathbf{V = ZIKCSW}$$

Donde:

Z coeficiente que depende de la zona

I coeficiente de importancia de la obra

C coeficiente que depende del periodo natural de vibración

S coeficiente que depende del tipo de suelo

K coeficiente dependiente del sistema estructural usado

W peso propio de la estructura más el 25% de las carga vivas.

El sismo no actúa en una dirección determinada con respecto al edificio. Por tal razón se necesita evaluar el corte basal en las direcciones X Y con los valores resultantes se puede diseñar el edificio contra un sismo en cualquier dirección.

En el sentido x del caso estudiado:

$Z = 1$ para la zona central de la República

$I = 1.30$ para edificios de instituciones educativas

$K = 0.67$ para marco dúctiles

$C = 1/15\sqrt{T}$ donde c no puede ser mayor de 0.12 y de serlo se utiliza 0.12 y

$$T = 0.0906H / \sqrt{B}$$

H = altura del edificio en metros

B = base del edificio en metros

Entonces:

$$T = 0.0906 * 7.00 / \sqrt{30.70} = 0.11 \text{ s.}$$

$$C = 1 / 15 * \sqrt{0.11} = 0.20 \text{ por lo que se utiliza 0.12}$$

$S = 1.50$ porque no se conoce el valor de S, se utiliza el mayor valor permitido. El valor de CS debe ser menor a 0.14, si el producto de ambos coeficientes excede este valor se debe tomar 0.14 el valor conjunto de CS

$$CS = (0.12 * 1.50) = 0.18 \text{ entonces se toma } 0.14$$

$$V = (1 * 1.30 * 0.67 * 0.14 * 543,302.4 \text{ Kg}) = 66,250.29 \text{ Kg}$$

En el otro sentido el valor que podría variar es C por lo que se calcula:

$$T = 0.0906 * 7.00 / \sqrt{9.50} = 0.21 \text{ s}$$

$$C = 1 / (15 * \sqrt{0.21}) = 0.145 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

$$CS = (0.12 * 1.50) = 0.18 \text{ entonces se toma } 0.14$$

Debido a que estos valores no varían respecto al sentido de x, el corte basal es el mismo para ambas direcciones.

2.2.7.2.1. Fuerzas por nivel

La fuerza total lateral V puede ser distribuida en toda la altura de la estructura de acuerdo a la fórmula dada en la sección I(E) del código SEAOC:

Donde

V = corte basal

Ft = fuerza en la cúspide

Fi = fuerza por nivel

La fuerza concentrada en la cúspide se determina como se verá a continuación y debe cumplir con las siguientes condiciones dadas en la sección I(E) del código SEAOC:

Si $T < 0.25$ segundos; $F_t = 0$

Si $T > 0.25$ segundos; $F_t = 0.07 TV$

Donde

T = período fundamental de la estructura

Por lo tanto, el valor de la fuerza, es decir, del corte basal V, puede ser distribuida en los niveles de la estructura, según la fórmula:

$$F_i = (V - F_t) * W_i H_i / \sum W_i H_i$$

Donde:

W_i = peso de cada nivel

H_i = altura de cada nivel

Para el peso de las columnas hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- a. El peso de las columnas del primer nivel debe tomarse desde la cimentación hasta la mitad de las columna del segundo nivel.
- b. El peso de las columnas intermedias se debe tomar de la mitad de la columna del nivel inferior a la mitad de la columna del nivel superior.

Fuerza en la cúspide F_t = 0

Fuerza por nivel

$$F_2 = (66,250.29 - 0) * (215,147.2)(7.00) / ((215,147.2)(7.00) + (328,155.2)(4.00))$$

$$F_2 = 35,398.11 \text{ Kg}$$

$$F_1 = (66,250.29 - 0) * (328,155.2)(4.00) / ((215,147.2)(7.00) + (328,155.2)(4.00))$$

$$F_1 = 30,852.17 \text{ Kg}$$

A manera de aprobación: V = F_t + F₂ + F₁ = 66,250.29 Kg

2.2.7.2.2. Fuerza por marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

En las estructuras se calculará dividiendo la fuerza por piso entre el número de marcos paralelos a esta fuerza, si los marco espaciados están simétricamente colocados. Si los marcos espaciados son asimétricos se tendrá que dividir la fuerza de piso F_i proporcional a la rigidez de los marcos.

a. Fuerzas por marcos y - y

El edificio es simétrico en y, por lo que la fuerza por marco será igual al producto de la división de la fuerza de piso entre el número de marcos en el sentido y.

Segundo nivel

La fuerza del segundo nivel debe incluir F_t

$$F_m = F_2 + F_t/\text{número de marcos} = 35,398.11 + 0/9 = 3,933.12 \text{ Kg}$$

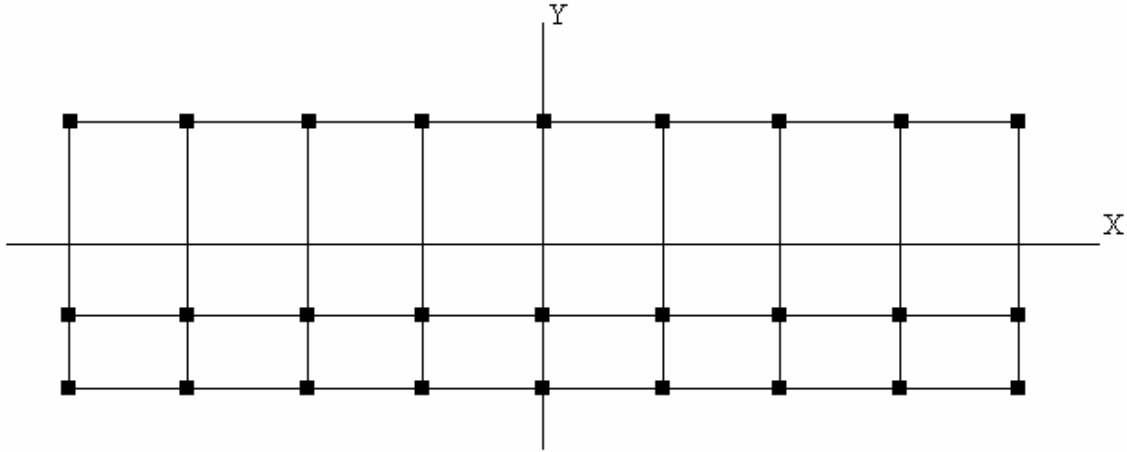
Primer nivel

$$F_m = F_1/\text{número de marcos} = 30,852.17/9 = 3,428.01 \text{ Kg}$$

b. Fuerza por marco x - x

No existe simetría en x, porque el centro de masa tiene dos marcos abajo y un marco arriba, por lo que hay torsión, esto se puede observar en la figura 15. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y lo debido a rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez de cada nivel, con éstas determinadas por las fuerzas correspondientes a un desplazamiento unitario, distribuyendo los cortante por torsión en proporción a su rigidez.

Figura 15. Simetría del edificio escolar



Los momentos de entrepiso se distribuyen en los diversos marcos y muros del sistema resistente a fuerzas laterales, de manera congruente con la distribución de los cortante de entrepiso.

Según el tipo de estructura que se esté analizando, así será el tipo de apoyo y, por lo tanto, la ecuación de la rigidez a usar.

Voladizo: se refiere a edificios de un nivel o a los últimos niveles de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

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

Doblemente empotrado: se refiere a los primeros niveles o niveles intermedios de edificios multiniveles. La rigidez se calcula con la siguiente fórmula:

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

Donde:

P = carga asumida, generalmente 10,000 Kg

h = altura del muro o columna analizada

E = módulo de elasticidad del concreto ($15,100 \sqrt{f'c}$)

I = inercia del elemento

A = sección transversal del muro o columna analizada

G = módulo de rigidez (0.40 E)

Cuando el centro de rigidez CR no coincide con el centro de masa CM, se produce excentricidad en la estructura, esto es debido a que existe una distribución desigual y asimétrica de las masas y las rigideces en la estructura.

La excentricidad se determina por medio de la diferencia que existe entre el valor del centro de masa y el valor del centro de rigidez.

2.2.7.2.3. Fuerzas del marco por torsión

El cálculo de la fuerza que llega a cada marco se realiza por medio de la suma algebraica de la fuerza de torsión F_i'' (fuerza rotacional) y la fuerza directamente proporcional a la rigidez de los marcos F_i' (fuerza traslacional).

$$F_m = F_i' +_{-} F_i''$$

Para esto se utilizan las siguientes fórmulas:

$$F_i' = \frac{(K_m * F_n)}{\sum K_i}$$

$$F_i'' = (e * F_n) / E_i$$

$$E_i = \sum (K_{m di})^2 / K_{m di}$$

Donde:

K_m = rigidez del marco

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

d_i = distancia del CR a marco considerado

F_n = Fuerza por nivel

E_i = relación entre rigideces y brazo de cada marco.

e = excentricidad

Segundo nivel

Rigidez de columna x-x e utiliza la fórmula de voladizo por ser último nivel

$$K = \frac{1}{10,000 \cdot 300^3 / (3 \cdot 15,100 \sqrt{210} \cdot 1/12 \cdot 30^4) + 1.2 \cdot 10,000 \cdot 300 / (30^2 \cdot 0.4 \cdot 15,100 \sqrt{210})}$$

$$K = 0.16$$

Como la sección de las columna son las mismas en los marco entonces:

$$K_m = 9 \text{ y } K = 1.44$$

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

Marco	K	L	KL
1	1.44	9.50	13.68
2	1.44	2.00	2.80
3	1.44	0.00	0.00
Sumatoria	4.32		16.56

CR = centro de rigidez

$$CR = KL/K = 16.56/4.32 = 3.83$$

$$CM_x = 9.50/2 = 4.75$$

$$C_{my} = 30.4/2 = 15.2$$

$$e = CM - CR = 4.75 - 3.83 = 0.92$$

Tabla XI. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel

	Km	Di	Kmdi	(Kmdi)²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	1.44	5.67	8.16	66.59	12.75	11,799.3	2,554.2	14,353.5
2	1.44	-1.84	-2.65	7.02	-39.28	11,799.3	-829.08	10,970.2
3	1.44	-3.83	-5.52	30.47	-18.86	11,799.3	-1,726.7	10.072.5
	4.32			104.08				

Si el valor $F_m < F_i'$ se debe tomar F_i' como la fuerza del marco. Si el valor $F_m > F_i''$, F_m será el valor del marco analizado. Es decir que, se toman los valores críticos.

Primer nivel

La rigidez de la columna se trabaja como doblemente empotrada por ser primer nivel de un edificio multinivel.

$$K_c = \frac{1}{\frac{10,000 \cdot 300^3}{(12 \cdot 15,100 \sqrt{210} \cdot 1/12 \cdot 30^4)} + 1.2 \cdot 10,000 \cdot 300 / (30^2 \cdot 0.4 \cdot 15,100 \sqrt{210})}$$

$$K_c = 0.272$$

La rigidez del marco es

$$K_m = k_{c1} + k_{c2} + k_{c3} + k_{c4} + k_{c5} + k_{c6} + k_{c7} + k_{c8} + k_{c9} = 9k_c = 2.448$$

Tabla XII. Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel

Marco	K	L	KL
1	2.448	9.50	23.256
2	2.448	2.00	4.896
3	2.448	0.00	0.00
Sumatoria	7.344		28.152

CR = centro de rigidez

$$CR = KL/K = 28.152/7.344 = 3.83$$

$$CM_x = 9.50/2 = 4.75$$

$$C_{my} = 30.4/2 = 15.2$$

$$e = CM - CR = 4.75 - 3.83 = 0.92$$

Tabla XIII. Fuerza por marco por torsión del primer nivel

	Km	Di	Kmdi	(Kmdi)²	Ei	Fi'	Fi''	Fm
1	2.448	5.67	13.88	192.65	21.67	10,284.0	1,309.8	11,593.8
2	2.448	-1.84	-4.50	20.25	-66.86	10,284.0	-424.52	9,859.53
3	2.448	-3.83	-9.38	87.98	-32.07	10.284.0	-885.06	9,398.99
	7.344			300.88				

2.2.7.3. Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

$$\text{Losa} = (2400 \text{ Kg/m}^3)(0.13\text{m}) = 312 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Muros divisorio y tabiques} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio de la viga} = 432 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 100 \text{ Kg/m}^2 \text{ en techos; } 350 \text{ Kg/m}^2 \text{ en aulas y } 500 \text{ Kg/m}^2 \text{ en pasillos.}$$

Áreas tributarias

$$A1 = (3.8\text{m} * 1.9\text{m}) * 0.50 = 3.61\text{m}^2$$

$$A2 = (7.5\text{m} + 3.7\text{m}) / 2 * 1.9\text{m} = 10.64\text{m}^2$$

$$A3 = (3.8\text{m} + 1.8\text{m}) / 2 * 1\text{m} = 2.80\text{m}^2$$

$$A4 = (2\text{m} * 1\text{m}) * 0.50 = 1.00\text{m}^2$$

Cálculo de cargas sobre el marco 2

Segundo nivel: aquí no se incluye el peso de los muros y tabiques.

$$CM = (312\text{kg/m}^2 * 3.61\text{m}^2) / 3.8\text{m} + (312\text{kg/m}^2 * 2.80\text{m}^2) / 3.80\text{m} + 432\text{kg/m}$$

$$CM = 958.29 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100\text{kg/m}^2 * 3.61\text{m}^2) / 3.8\text{m} + (100\text{kg/m}^2 * 2.80\text{m}^2) / 3.8\text{m}$$

$$CV = 168.68 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,126.97 \text{ Kg/m}$$

Primer nivel: tomando en cuenta los muros y tabiques

$$CM = (562\text{kg/m}^2 * 3.61\text{m}^2) / 3.8\text{m} + (562\text{kg/m}^2 * 2.80\text{m}^2) / 3.8\text{m} + 432\text{kg/m}$$

$$CM = 1,380.01 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (300\text{kg/m}^2 * 3.61\text{m}^2) / 3.8\text{m} + (500\text{kg/m}^2 * 2.80\text{m}^2) / 3.8\text{m}$$

$$CV = 653.42 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 2,033.43 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de cargas sobre el marco típico

Segundo nivel

Tramo 1-2

$$CM = (312\text{kg/m}^2)(10.64\text{m}^2 + 10.64\text{m}^2) / 7.5\text{m} + 432\text{kg/m}$$

$$CM = 1,317.24 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100\text{kg/m}^2)(10.64\text{m}^2 + 10.64\text{m}^2) / 7.5\text{m}$$

$$CV = 283.73 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,600.97 \text{ Kg/m}$$

Tramo 2-3

$$CM = (312\text{kg/m}^2)(1\text{m}^2 + 1\text{m}^2) / 2\text{m}$$

$$CM = 744 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100\text{kg/m}^2)(1\text{m}^2 + 1\text{m}^2)/2\text{m}$$

$$CV = 100 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 844 \text{ Kg/m}$$

Primer nivel

Tramo 1-2

$$CM = (312\text{kg/m}^2)(10.64\text{m}^2 + 10.64\text{m}^2)/7.5\text{m} + 432\text{kg/m}$$

$$CM = 1,317.24 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (300\text{kg/m}^2)(10.64\text{m}^2 + 10.64\text{m}^2)/7.5\text{m}$$

$$CV = 851.2 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 2,168.44 \text{ Kg/m}$$

Tramo 2-3

$$CM = (312\text{kg/m}^2)(1\text{m}^2 + 1\text{m}^2)/2\text{m}$$

$$CM = 744 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (500\text{kg/m}^2)(1\text{m}^2 + 1\text{m}^2)/2\text{m}$$

$$CV = 500 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1,244 \text{ Kg/m}$$

2.2.7.4. Análisis de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos por el método de kani

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

- **Cálculo de momentos fijos (MF_{ik})**, estos se calculan cuando existen cargas verticales.

- **Cálculo de momento de sujeción (M_s)**, estos se calculan cuando hay cargas verticales.

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

- **Determinación de fuerzas de sujeción (H)**, estas se calculan cuando se hace el análisis de las fuerzas horizontales aplicada al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$H = FM_{NIVEL\ h} \text{ (fuerzas por marco del nivel n, del análisis sísmico)}$$

- **Cálculo de la fuerza cortante en el piso (Q_n)**, se calculan cuando se hace el análisis con las fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$Q_n = \sum H$$

- **Cálculo de momentos de piso (M_n)**, estos se calculan cuando se hace el análisis con la fuerzas horizontales aplicadas al marco dúctil unido con nudos rígidos.

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

- **Cálculo de rigidez de los elementos (K_{ik})**

$$K_{ik} = I / L_{ik} \quad I \text{ inercia de elemento}$$

$$K \text{ longitud de elemento}$$

- **Cálculo de factores de giro o coeficientes de reparto (μ_{ik})**

$$\mu_{ik} = -1/2 (K_{ik} / \sum K_{in})$$

- **Cálculo de factores de corrimiento (V_{ik})**, estos se calculan cuando hay ladeo causado por asimetría en la estructura o cuando se hace el análisis con la fuerzas horizontales aplicada al marco dúctil unido con nudos rígidos.

$$V = -3/2 (K_{ik} / \sum K_{in})$$

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

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

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

- **Cálculo de iteraciones, influencias de desplazamiento (M''_{ik})**, esto se calcula cuando existe ladeo.

$$M''_{ik} = V_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{ladeo por asimetría}$$

$$M''_{ik} = V_{ik} (M_n + \sum (M'_{ik} + M'_{ki})) \quad \text{ladeo por fuerzas horizontales}$$

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

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

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

- **Cálculo de lo momentos positivos en vigas ($M_{ik(+)}$)**

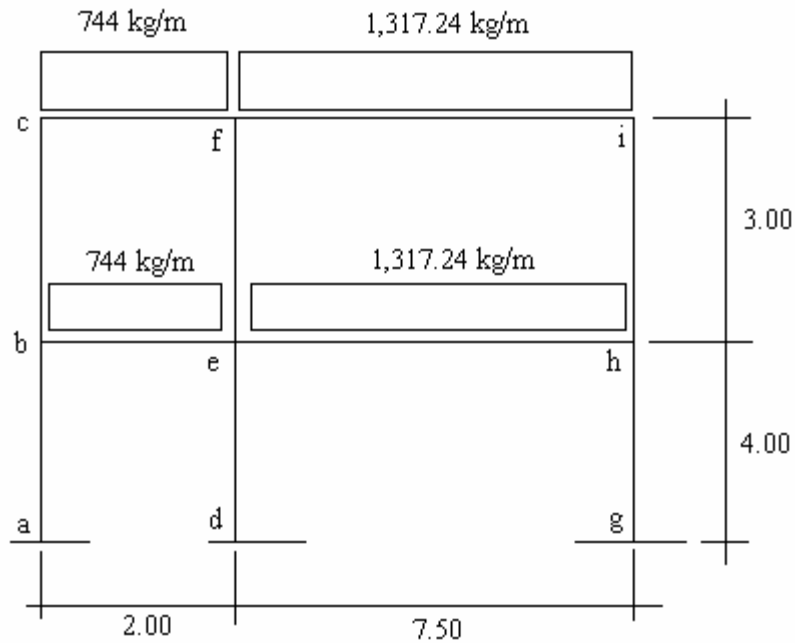
$$M_{ik(+)} = WL^2 / 8 - (M_{i(-)} + M_{k(-)}) / 2$$

Donde: $M_{i(-)}$ = momento negativo de la viga en el extremo del lado izquierdo

$M_{k(-)}$ = momento negativo de la viga en el extremo del lado derecho

2.2.7.4.1. Método de kani – carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y

Figura 16. Marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y – carga muerta



➤ **Cálculo de momentos fijos (MF_{ik})**

Para cargas distribuidas uniformemente $MF = +/- WL^2 / 12$

$$MF_{BE} = - (744 \cdot 2.00^2) / 12 = -248 \text{ kg-m} = MF_{EB} = 248 \text{ kg-m}$$

$$MF_{CF} = - (744 \cdot 2.00^2) / 12 = -248 \text{ kg-m} = MF_{FC} = 248 \text{ kg-m}$$

$$MF_{EH} = - (1,317.24 \cdot 7.50^2) / 12 = -6,174.56 \text{ kg-m} = MF_{HE} = 6,174.56 \text{ kg-m}$$

$$MF_{FI} = - (1,317.24 \cdot 7.50^2) / 12 = -6,174.56 \text{ kg-m} = MF_{IF} = 6,174.56 \text{ kg-m}$$

➤ **Cálculo de momentos de sujeción $M_s = \sum (MF_{ik})$**

$$\text{Nudo B} = MF_{BE} = -248 \text{ kg-m} \quad \text{Nudo I} = MF_{IF} = 6,174.56 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo C} = MF_{CF} = -248 \text{ kg-m} \quad \text{Nudo H} = MF_{HE} = 6,174.56 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo E} = MF_{EH} + MF_{EB} = -6,174.56 + 248 = -5,926.56 \text{ kg-m}$$

$$\text{Nudo F} = MF_{FI} + MF_{FC} = -6,174.56 + 248 = -5,926.56 \text{ kg-m}$$

➤ **Cálculo de rigidez de los elementos $K_{ik} = I/L_{ik}$**

Inercia de los elementos rectangulares $I = bh^3 / 12$

$$I_{VIGA} = (30 \cdot 60^3) / 12 = 540,000 \text{ cm}^4$$

$$I_{COLUMNA} = (30 \cdot 30^3) / 12 = 67,500 \text{ cm}^4$$

Inercia relativas $I_{COLUMNA} = 1$

$$I_{VIGA} = 540,000 / 67,500 = 8 I$$

Rigidez $K_{AB} = K_{BA} = K_{DE} = K_{ED} = K_{GH} = K_{HG} = 1/4 = 0.25$

$$K_{BC} = K_{CB} = K_{EF} = K_{FE} = K_{HI} = K_{IH} = 1/3 = 0.33$$

$$K_{CF} = K_{FC} = K_{BE} = K_{EB} = 8/2 = 4$$

$$K_{FI} = K_{IF} = K_{EH} = K_{HE} = 8/7.50 = 1.06$$

➤ **Factores de giro o coeficientes de reparto $\mu_{ik} = -1/2 (K_{ik} / \sum K_{in})$**

Nudo a: $\mu_{AB} = -1/2 (K_{AB} / K_{A-suelo} + K_{AB}) = 0$

Nudo b: $\mu_{BA} = -1/2 (K_{BA} / K_{BA} + K_{BC} + K_{BE}) =$
 $= -1/2 (0.25 / 0.25 + 0.33 + 4) = -0.03$

$$\mu_{BC} = -1/2 (K_{BC} / K_{BA} + K_{BC} + K_{BE}) =$$

 $= -1/2 (0.33 / 0.25 + 0.33 + 4) = -0.03$

$$\mu_{BE} = -1/2 (K_{BE} / K_{BA} + K_{BC} + K_{BE}) =$$

 $= -1/2 (4 / 0.25 + 0.33 + 4) = -0.44$

Nudo c: $\mu_{CF} = -1/2 (K_{CF} / K_{CF} + K_{CB}) =$
 $= -1/2 (0.33 / 0.33 + 4) = -0.46$

$$\mu_{CB} = -1/2 (K_{CB} / K_{CF} + K_{CB}) =$$

 $= -1/2 (4 / 0.33 + 4) = -0.04$

➤ **Cálculo de factores de corrimiento $V = -3/2 (K_{ik} / \sum K_{in})$**

Nivel 1: $V_{AB} = -3/2 (K_{AB} / K_{AB} + K_{DE} + K_{GH}) =$
 $V_{AB} = -3/2 (0.25 / 0.25 + 0.25 + 0.25) = -0.50$

$$V_{AB} = V_{DE} = V_{GH} = -0.50$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel 2: } V_{BC} &= -3/2 (K_{BC}/K_{BC} + K_{EF} + K_{HI}) = \\ V_{BC} &= -3/2 (0.33/0.33 + 0.33 + 0.33) = -0.50 \\ V_{BC} &= V_{EF} = V_{HI} = -0.50 \end{aligned}$$

➤ **Influencias de giro (M'_{ik}) – Primera iteración**

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \sum M'_{in} + M''_{in})$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo b: } M'_{BA} &= \mu_{BA} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.03 (-248 + (0 + 0 + 0)) = 7.44 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{BC} &= \mu_{BA} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.03 (-248 + (0 + 0 + 0)) = 7.44 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{BE} &= \mu_{BA} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.44 (-248 + (0 + 0 + 0)) = 109.12 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo c: } M'_{CB} &= \mu_{CB} (M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\ &= -0.04 (-248 + (7.44 + 0)) = 9.62 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{CF} &= \mu_{CB} (M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\ &= -0.46 (-248 + (7.44 + 0)) = 110.65 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

➤ **Influencia de desplazamiento (M''_{ik}) – Primera iteración**

$$M''_{ik} = V_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel 2: } M''_{BC} &= V_{BC} (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{EF} + M'_{FE} + M'_{HI} + M'_{IH}) \\ &= -0.50 (7.44 + 9.62 + 229.28 + 174.47 - 536.38 - 810.73) \\ &= 463.15 \text{ Kg-m} = M''_{EF} = M''_{HI} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel 1: } M''_{AB} &= V_{AB} (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{DE} + M'_{ED} + M'_{GH} + M'_{HG}) \\ &= -0.50 (0 + 7.44 + 0 + 152.85 + 0 - 429.10) \\ &= 134.44 \text{ Kg-m} = M''_{DE} = M''_{GH} \end{aligned}$$

➤ **Influencias de giro (M'_{ik}) – Segunda iteración**

$$M'_{ik} = \mu_{ik} (M_s + \sum M'_{in} + M''_{in})$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo b: } M'_{BA} &= \mu_{BA} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.03 (-248 + (0 + 9.62 + 2,675.04 + 134.41 + 463.15)) \\ &= -91.02 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{BC} &= \mu_{BA} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.03 (-248 + (0 + 9.62 + 2,675.04 + 134.41 + 463.15)) \\ &= -91.02 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{BE} &= \mu_{BA} (M_{SB} + (M'_{AB} + M'_{CB} + M'_{EB} + M''_{AB} + M''_{BC})) \\ &= -0.44 (-248 + (0 + 9.62 + 2,675.04 + 134.41 + 463.15)) \\ &= -1,335.05 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo c: } M'_{CB} &= \mu_{CB} (M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\ &= -0.04 (-248 + (-91.02 + 2,151.89 + 463.15)) = -91.04 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{CF} &= \mu_{CB} (M_{SC} + (M'_{BC} + M'_{FC} + M''_{BC})) \\ &= -0.46 (-248 + (-91.02 + 2,151.89 + 463.15)) = -1,046.96 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

➤ **Influencia de desplazamiento (M''_{ik}) – Segunda iteración**

$$M''_{ik} = V_{ik} (\sum (M'_{ik} + M'_{ki}))$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel 2: } M''_{BC} &= V_{BC} (M'_{BC} + M'_{CB} + M'_{EF} + M'_{FE} + M'_{HI} + M'_{IH}) \\ &= -0.50 (-91.02 - 91.04 + 265.45 + 256.26 - 669.80 - 838.34) \\ &= 584.25 \text{ Kg-m} = M''_{EF} = M''_{HI} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nivel 1: } M''_{AB} &= V_{AB} (M'_{AB} + M'_{BA} + M'_{DE} + M'_{ED} + M'_{GH} + M'_{HG}) \\ &= -0.50 (0 - 91.02 + 0 + 170.83 + 0 - 535.84) \\ &= 228.02 \text{ Kg-m} = M''_{DE} = M''_{GH} \end{aligned}$$

➤ **Cálculo de momentos finales en el extremo de cada barra (M_{ik})**

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

$$M_{AB} = MF_{AB} + 2M'_{AB} + M'_{BA} + M''_{AB}$$

$$M_{AB} = 0 + 2(0) - 91.02 + 228.02 = 137 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AB} = MF_{BA} + 2M'_{BA} + M'_{AB} + M''_{BA}$$

$$M_{AB} = 0 + 2(-91.02) + 0 + 228.02 = 45.98 \text{ Kg-m}$$

La rigidez, los factores de giro y los factores de corrimiento que se calcularon en el análisis de carga muerta, son los mismos que se utilizan en los análisis de carga viva y fuerza de sismo.

2.2.7.4.2. Resultado de los análisis de kani - marco típico dúctil unido con nudos rígidos – sentido y

Los resultados del análisis estructural por separado de carga muerta, viva y sismo en el sentido Y, se observan en las figura 17, 18 y 19.

Figura 17. Diagrama de momentos (kg-m) – carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y

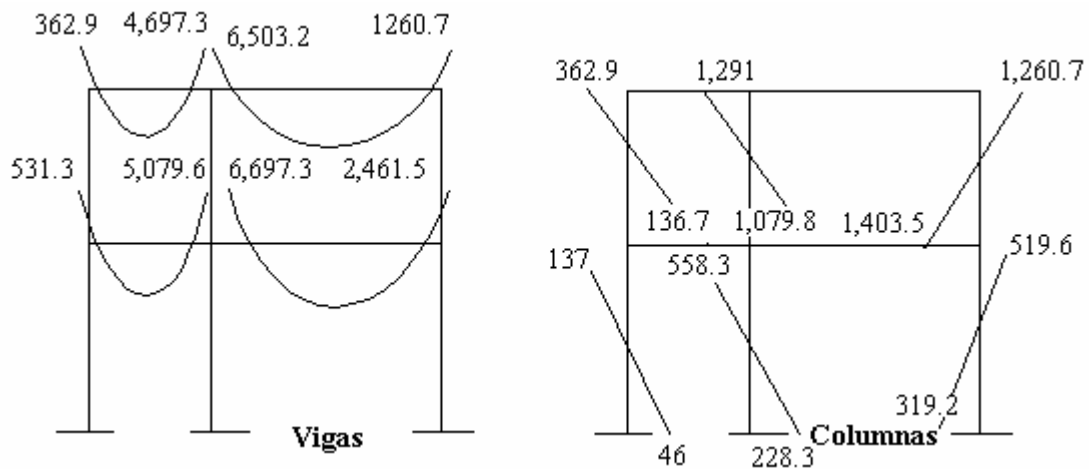


Figura 18. Diagrama de momentos (kg-m) – carga viva – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y

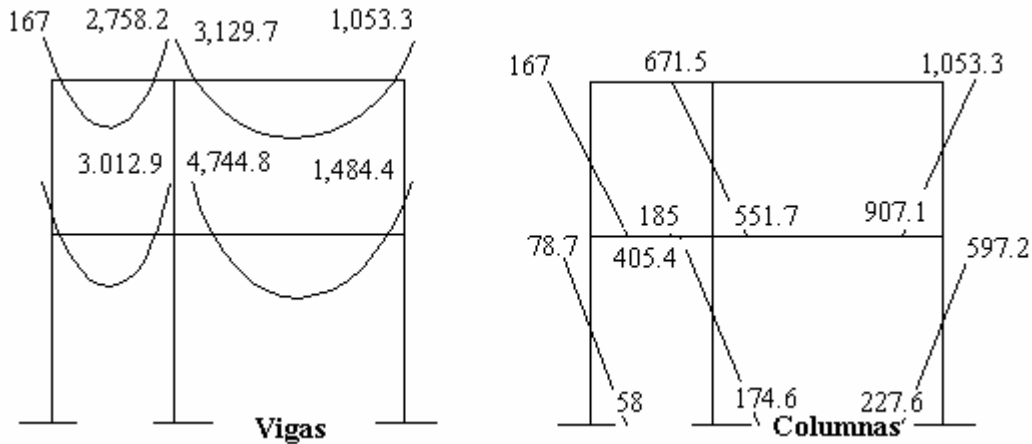
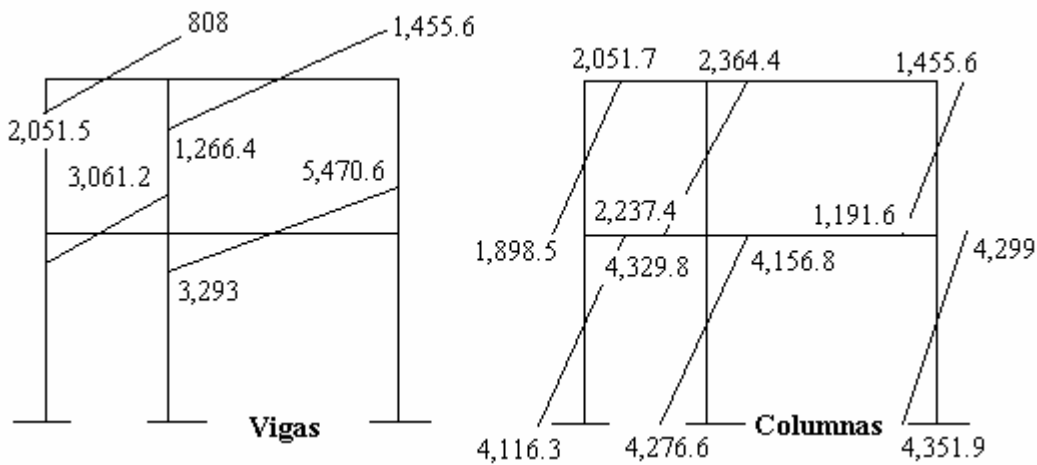


Figura 19. Diagrama de momentos (kg-m) – fuerza sísmica – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y



2.2.7.5. Envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos, que pueden ocurrir al suponer los efectos de carga muerta, carga viva y carga de sismo tanto en viga como en columnas.

Fórmulas para considerar la superposición de efectos, el código ACI propone las siguientes combinaciones:

$$M(-) = 0.75 (1.4 \text{ MCM} + 1.7 \text{ MCV} + 1.87 \text{ MS})$$

$$M(-) = 0.75 (1.4 \text{ MCM} + 1.7 \text{ MCV} - 1.87 \text{ MS})$$

$$M_i = 0.90 \text{ MCM} \pm 1.43 \text{ MS}$$

$$M_i = 1.4 \text{ MCM} + 1.7 \text{ MCV}$$

2.2.7.6. Balance de momentos

Los momentos obtenidos de la envolvente de momentos se deben balancear antes de diseñar el refuerzo. Para este caso el método consiste en multiplicar el momento mayor por 0.80; si este valor es menor o igual al momento menor se hace un promedio de los dos momentos; en cambio si es mayor se debe balancear proporcionalmente a su rigidez.

2.2.7.7. Cálculo del momento positivo en vigas

En la envolvente de momentos se calcula el momento positivo, de las vigas con la siguiente fórmula:

$$M + = W l^2 / 8 - (M1 + M2)/2$$

Donde M1 y M2 corresponden a los momentos de los extremos de cada viga.

$$C_{uV1} = 1.4 (744) + 1.7 (100) = 1,241.36$$

$$C_{uV2} = 1.4 (1,317.24) + 1.7 (283.73) = 2,326.47$$

$$C_{uV3} = 1.4 (744) + 1.7 (500) = 1,891.6$$

$$C_{uV4} = 1.4 (1,317.24) + 1.7 (851.2) = 3,291.17$$

$$M+ = (wl^2/8) - (M1 + M2)/2$$

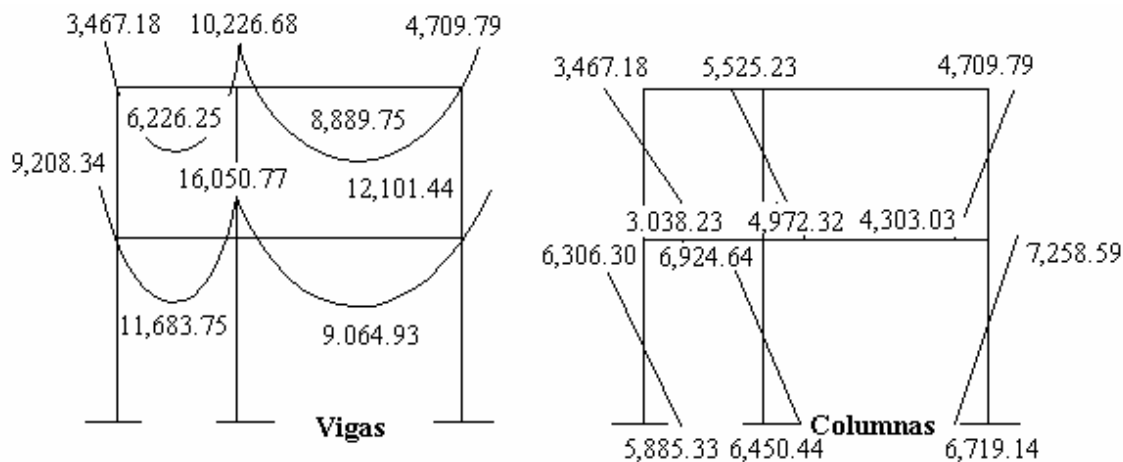
$$M_{+1} = (1,241.36*2^2)/8 - (3,467.18 + 10,226.68)/2 = 6,226.25$$

$$M_{+2} = (2,326.47*7.50^2)/8 - (10,226.68 + 4,709.79)/2 = 8,889.75$$

$$M_{+3} = (1,891.6*2^2)/8 - (9,208.34 + 16,050.77)/2 = 11,683.75$$

$$M_{+4} = (3,291.17*7.50^2)/8 - (16,050.77 + 12,101.44)/2 = 9,064.93$$

Figura 20. Diagrama de envolvente de momentos últimos (kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y



2.2.7.7. 1. Cálculo de cortes

Para el cálculo de cortes de vigas se debe descomponer la estructura y realizar sumatoria de momentos respecto a un extremo y así obtener una reacción, después se puede realizar sumatoria de momentos en el otro extremo o bien sumatoria de fuerzas verticales y así encontrar el otro corte. Para el cálculo de cortes en columnas se efectúa sumatoria de los momentos de las columnas y se divide entre la altura de la misma.

Viga 1

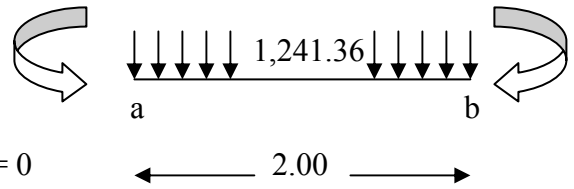
$$\sum M_a = 0$$

$$10,226.18 - 3,467.18 + 1,241.36 (2) (1) - R_b(2) = 0$$

$$R_b = 4,620.86$$

$$\sum F_v = 0$$

$$R_a = 2,138.14$$



Viga 2

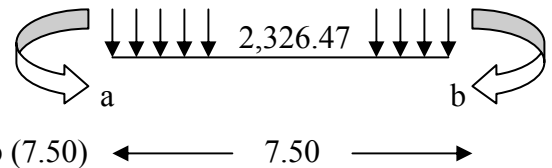
$$\sum M_a = 0$$

$$10,226.68 - 4,709.79 - 2,326.47 (7.50) (3.75) + R_b (7.50)$$

$$R_b = 7,988.67$$

$$\sum F_v = 0$$

$$R_a = 9,459.85$$



Viga 3

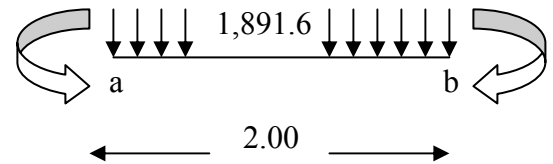
$$\sum M_a = 0$$

$$9,208.34 - 16,050.77 - 1,891.6 (2) (1) + R_b (2) = 0$$

$$R_b = 5,312.81$$

$$\sum v = 0$$

$$R_a = 1,529.61$$



Viga 4

$$\sum M_a = 0$$

$$16,050.77 - 12,101.44 - 3,291.77 (7.50)(3.75) + R_b (7.50)$$

$$R_b = 11,815.31$$

$$\sum F_v = 0$$

$$R_a = 12,868.46$$

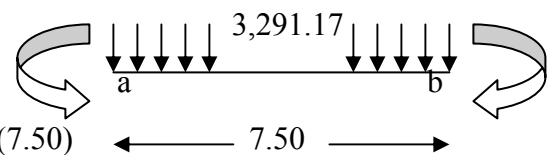
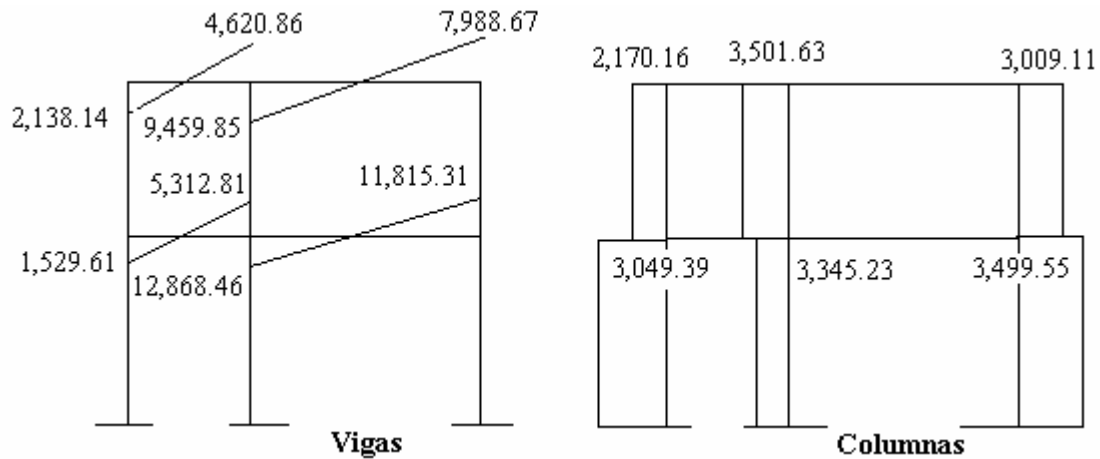


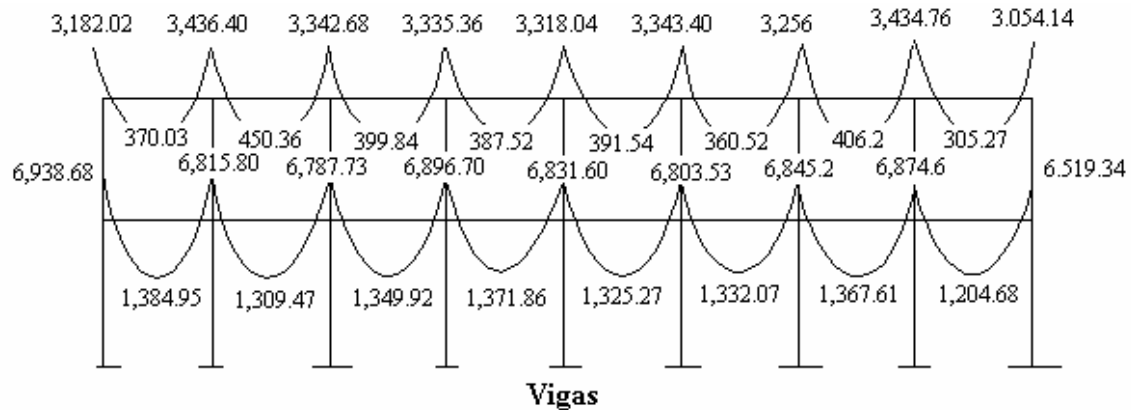
Figura 21. Diagrama de cortes últimos (Kg) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y



Resultados de los análisis de Kani – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X

Debido a que para el marco rígido en el sentido Y se detalle el procedimiento de análisis por el método de Kani y éste se utiliza de la misma forma para el análisis del marco rígido en el sentido X se muestran únicamente los resultados del análisis en la figura 17.

Figura 22. Diagrama de momentos últimos (kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido x



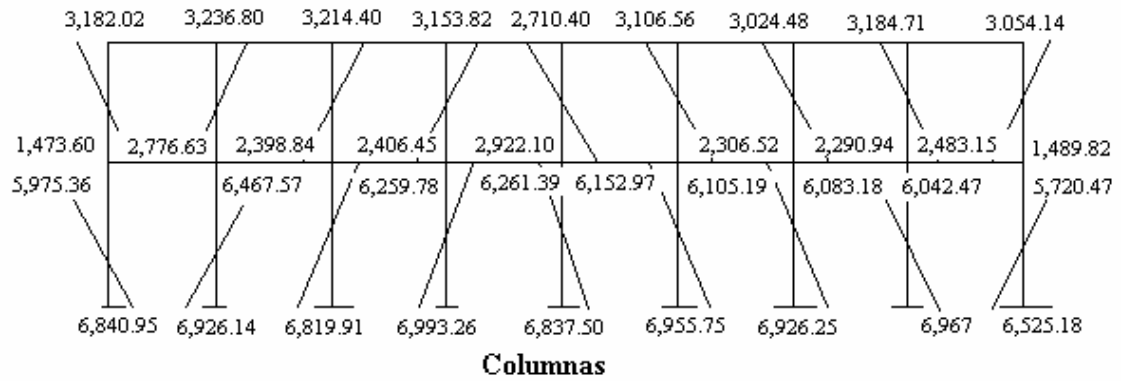
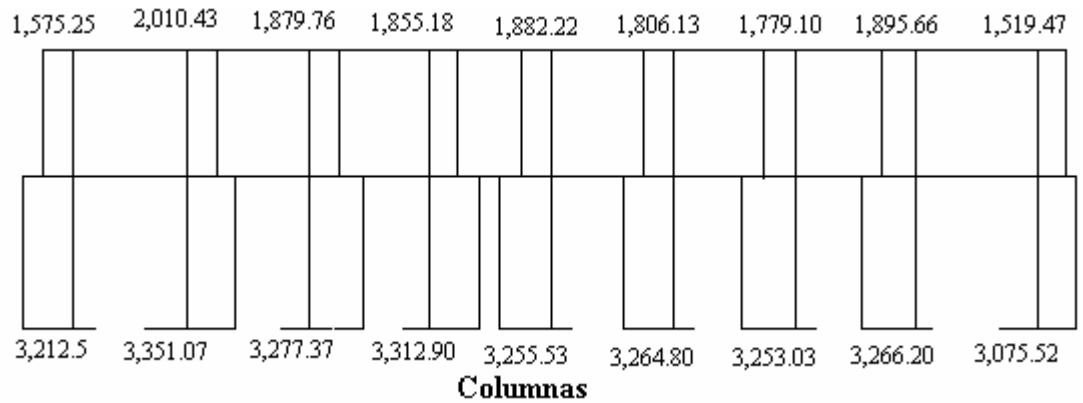
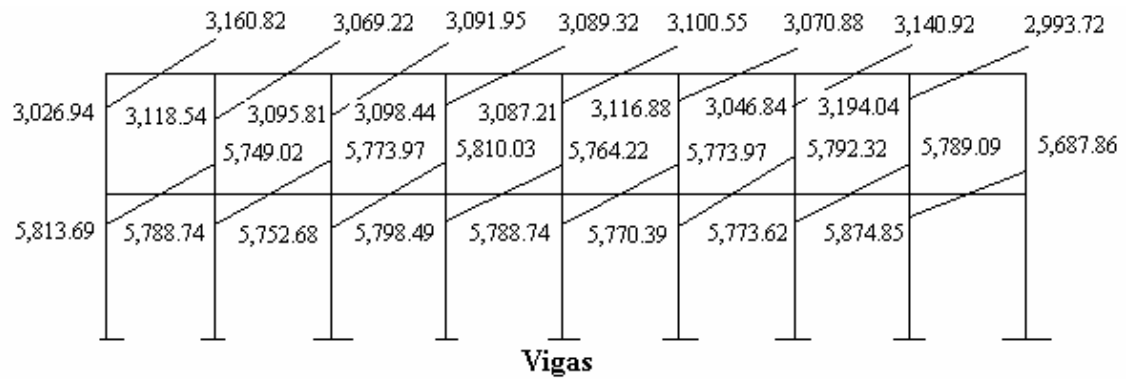


Figura 23. Diagrama de cortes últimos (kg) – marco típico dúctil unidos con nudos rígidos sentido x



2.2.8. Diseño estructural

Diseño estructural es la actividad que se realiza, por medio de una serie de cálculos, con el fin de definir las características detalladas de los distintos elementos que componen una estructura, esta parte de la edificación es la que se destina para soportar la cargas que se presentaran en su vida útil.

Para el diseño estructural de este edificio, se usan los siguientes datos generales.

Materiales:	$F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$	$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
	$E_c = 15,100 (f'c)^{1/2} \text{ Kg/cm}^2$	$W_{\text{concreto}} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$
	$W_m = 250 \text{ Kg/m}^2$	
Recubrimientos:	Cimentación = 0.075 m	Columnas = 0.03 m
	Vigas = 0.04 m	Losas = 0.025 m
	$V_s = 16,000 \text{ Kg/m}^2$	

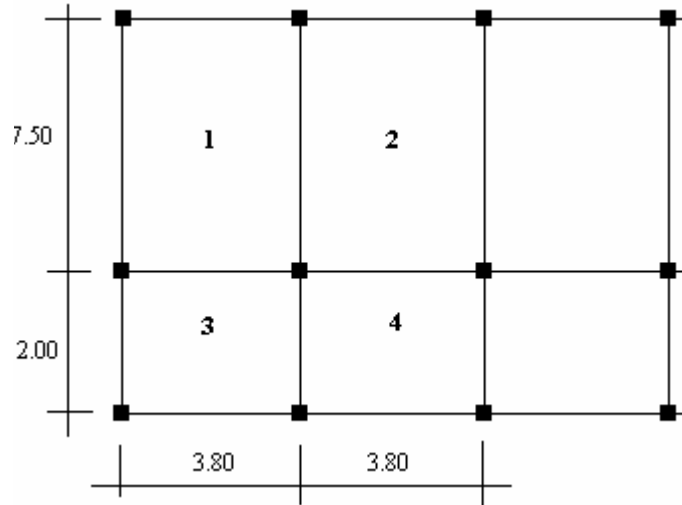
2.2.8.1. Diseño de losa del primer nivel

Para conocer si trabajan en uno o dos sentidos se divide el lado corto entre el lado largo, si este valor es mayor o igual a 0.50 trabaja en dos sentidos, de lo contrario trabajará en uno.

En esta sección se detalla el procedimiento seguido para el diseño de las losas del edificio de aulas, aplicado a las losas del nivel 1, el procedimiento es el siguiente. Para diseñarlas existen varios métodos en éste caso se utiliza el método 3 ACI .

Espesor de losa: El espesor de las losas se encuentra en la sección 2.2.6.1, y es el resultado $t = 0.13\text{m}$

Figura 24. Losas del edificio educativo



$$m1 = m2 = 3.8/7.50 = 0.5 \quad \text{Armar en dos direcciones}$$

$$m3 = m4 = 2.00/3.80 = 0.52 \quad \text{Armar en dos direcciones}$$

El siguiente paso es el cálculo de cargas:

Carga muerta

Peso de la losa	$(0.13) (2400) =$	312 Kg/m^2
-----------------	-------------------	----------------------

Carga muerta adicional		20 Kg/m^2
------------------------	--	---------------------

Mezclón		66 Kg/m^2
---------	--	---------------------

Peso de muros		250 Kg/m^2
---------------	--	----------------------

Total de carga muerta		648 Kg/m^2
-----------------------	--	----------------------

Carga viva: aulas 300 Kg/m^2 ; pasillo 500 Kg/m^2

Carga última = 1.4 (carga muerta) + 1.7 (carga viva)

$$Cu_{1,2} = 1.4 (648) + 1.7 (300) = 907.2 + 510 = 1,417.2 \text{ Kg/m}^2$$

$$Cu_{3,4} = 1.4 (648) + 1.7 (500) = 907.2 + 850 = 1,757.2 \text{ Kg/m}^2$$

Para el cálculo de momentos se utiliza el método 3 del ACI por lo que se utilizan las siguientes fórmulas:

$$Ma^- = Ca^- (Cut)(a)^2$$

$$Ma^+ = Ca^+(CVu)(a)^2 + Ca^+(Cmu)(a)^2$$

$$Mb^+ = Cb^+(Cvu)(b)^2 + Cb^+(Cmu)(b)^2$$

$$Mb^- = Cb^-(Cut)(b)^2$$

Donde:

Cut = Carga última total

Cvu = Carga viva última

Cmu = Carga muerta última

Ca = Coeficientes de tablas ACI

Cb = Coeficientes de tablas ACI

Solución **Losa 1 (caso 4)**

$$M(-)x = 0.094 (1,417.2)(3.8)^2 = 1923.65 \text{ kg-m}$$

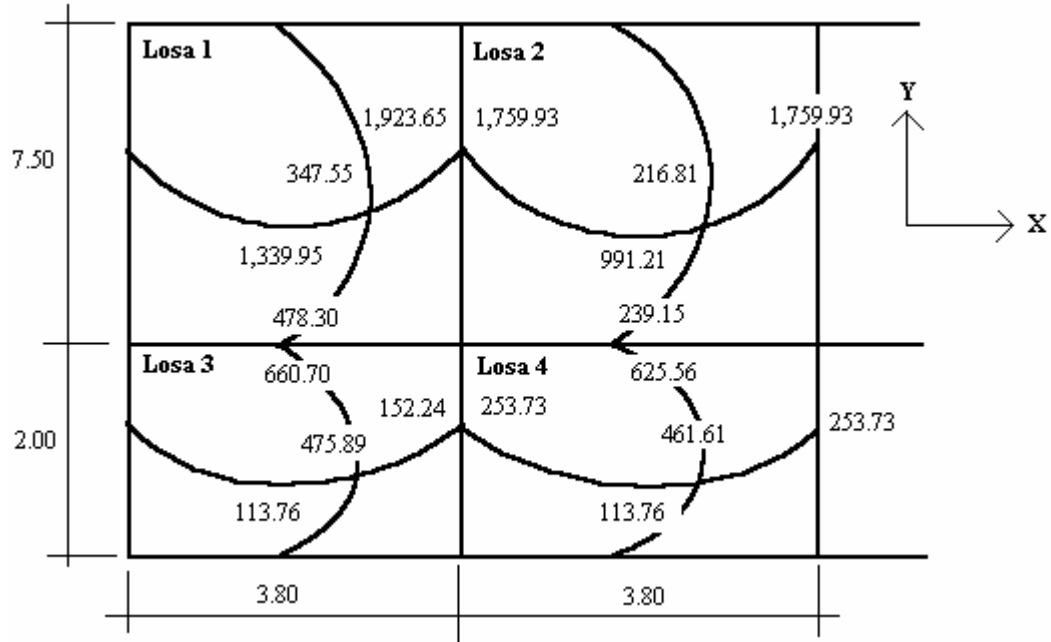
$$M(+)x = 0.059 (907.2)(3.8)^2 + 0.077 (510)(3.8)^2 = 1,339.95 \text{ kg-m}$$

$$M(-)y = 0.004 (907.2)(7.50)^2 + 0.005 (510)(7.50)^2 = 347.55 \text{ kg-m}$$

$$M(+)y = 0.006 (1,417.2)(7.50)^2 = 478.30 \text{ kg-m}$$

Según el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, el resultado se expresa en los datos de la figura 25.

Figura 25. Planta de momentos actuantes en losas típica – nivel 1



Balance de momentos: cuando dos losas están unidas en un lado, y tienen momentos diferentes en ese lado, se deben balancear los momentos antes de diseñar el refuerzo. Para este caso el método elegido es el siguiente:

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} < M_{\text{menor}}$ $M_b = (M_{\text{mayor}} + M_{\text{menor}}) / 2$

Si $0.80 \cdot M_{\text{mayor}} > M_{\text{menor}}$ Se balancean proporcionalmente a su rigidez

D1	D2
M1	M2
$-dM \cdot D1$	$+dM \cdot D2$
Mb	Mb

$D1 = K1 / (K1 + K2)$, $K1 = 1/L1$

L = longitud de losa considerada

$dM = M1 - M2$

1 y 2 Indices de Mmayor y Mmenor

Balance de momentos entre losa 1 y 2:

$0.80 (1,923.65) = 1,538.92 < 1,759.93$, entonces:

$$M_b = (1,923.65 + 1,759.93)/2 = 1,841.79 \text{ kg-m}$$

Balance de momentos entre losa 1 y 3

$$0.80 (660.70) = 528.56 > 478.30 \quad K_1 = 1/2 = \mathbf{0.50} \quad K_2 = 1/7.50 = \mathbf{0.13}$$

$$D_1 = 0.5/(0.50 + 0.13) = 0.79$$

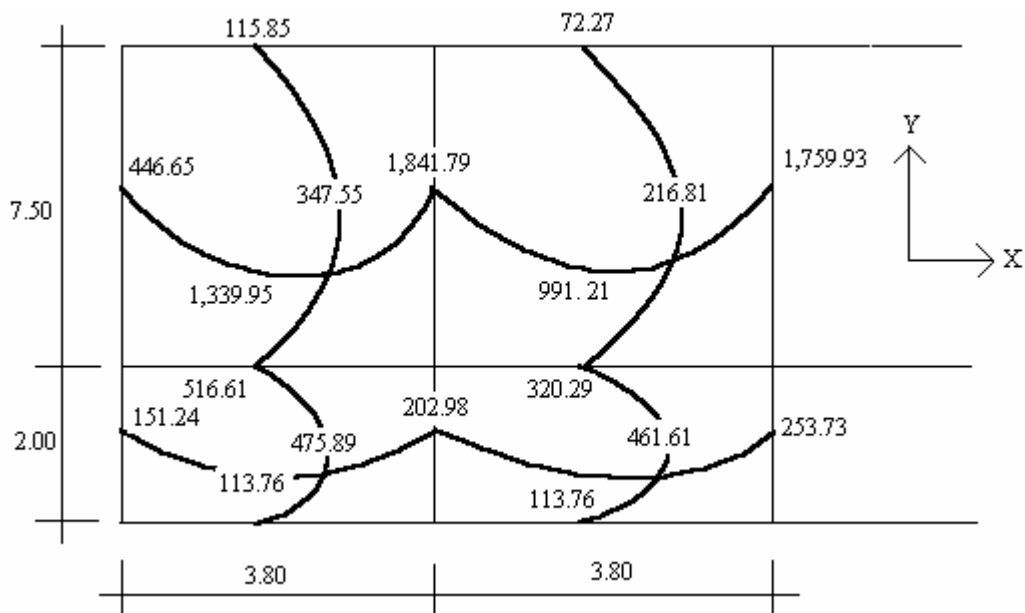
$$D_2 = 0.13/(0.50 + 0.13) = 0.21$$

$$dM = 660.70 - 478.30 = 182.4$$

0.79	0.21
660.70	478.30
182.4	182.4
-144.09	+38.30
516.61	516.61

Al hacer el balance de momento en todos los puntos necesarios, pueden observarse los resultados en la figura 26. Con esto se puede calcular el acero de refuerzo necesario en losas.

Figura 26. Planta de momentos balanceados en losa típica – nivel 1



Diseño del acero de refuerzo: el refuerzo en las losas se calcula como si fuera una viga, usando el ancho unitario de 1.00 m. El procedimiento seguido es el siguiente:

Cálculo de peralte

$$D = t - \text{recubrimiento} = 13 - 2.5 = 10.5$$

Cálculo de límites de acero

Área de acero mínimo

$$A_{smin} = (0.40) (14.1/F_y) * b * d = 0.40 (14.1/2810)(100)(10.5) = 2.11 \text{ cm}^2$$

Cálculo de momento soportado usando A_{smin}

$$M_{sop} = 0.90(A_s F_y (d - (A_s F_y / 1.7 f' c b)))$$

$$M_{sop} = 0.90 ((2.11)(2810) * (10.5 - (2.11)(2810) / (1.7)(210)(100))) \\ = 612.70 \text{ kg-m}$$

Cálculo de áreas de acero

Para los momentos menores que el M_{sop} se usa A_{smin} ; y para los momentos mayores que el M_{sop} se calcula el área de acero con la fórmula:

$$A_s = (b * d - ((b * d)^2 - (M * b / 0.003825 f' c))^{1/2} (0.85 f' c / F_y)$$

Los resultados se encuentran en la tabla XIV.

Cálculo del espaciamiento entre varillas de refuerzo

El espaciamiento entre varillas se calcula con: $S = A_v / A_s$

Tomando en cuenta que **$S_{m\acute{a}x.} = 3t$ o $S_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm}$**

$S_{m\acute{a}x} = 3 * 0.13 = 39 \text{ cm}$, entonces se usa $S_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cms}$

Revisión por corte: todas las losas sometidas a esfuerzos de corte, que deben ser resistidos por los materiales de las mismas. En este caso, por el tipo de losa se utiliza, dichos esfuerzos deben resistirse únicamente por el concreto; por tal razón, se debe verificar si el espesor de la losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{\text{máx}} = C_{\text{uu}} * L / 2 = (1,417.2 * 3.80) / 2 = 2,692.68 \text{ Kg}$$

L = lado corto, de los lados cortos de las losas se toma el mayor

Cálculo del corte máximo resistente

$$V_r = 45 (f'c)^{1/2} t = 45 (210)^{1/2} (13) = 8,477.45 \text{ Kg}$$

Comparar V_r con $V_{\text{máx}}$.

Si $V_r > V_{\text{máx}}$ el espesor es el adecuado, caso contrario aumentar t

Como $V_r > V_{\text{máx}}$ el espesor es el adecuado.

Tabla XIV. Áreas de acero requeridas en losas típicas

Momento (M)	Áreas de acero (As)	No.Varilla	Espacimientos (S)
991.21 mKg-m	3.84 cm ²	4	33
1,339.15 Kg-m	5.24 cm ²	4	24
1,759.93 Kg-m	6.99 cm ²	4	18
1,841.79 Kg-m	7.33 cm ²	5	17
1,923.65 Kg-m	7.68 cm ²	5	16

Se diseña con el espaciamiento menor, por lo tanto se utilizará acero No. 4 a 0.20 m

2.2.8.2. Diseño de la losa del segundo nivel

El procedimiento es similar al anterior, variando el cálculo de carga viva y carga muerta por que no se incluye el peso provocado por muros; siendo así, solo se muestran los resultados en planos.

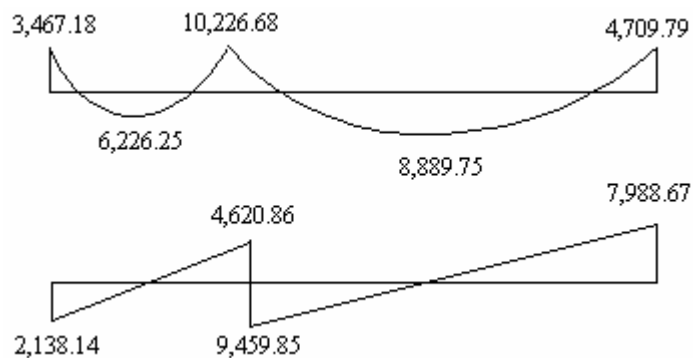
2.2.8.3. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos a esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los datos necesarios para su diseño son los momentos últimos y cortes últimos actuantes, y se toman del análisis estructural.

El procedimiento seguido para diseñar las vigas, se describe a continuación, aplicado a la viga tipo 1

Datos: esta viga se ubica en el marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido Y, nivel 2. Los datos tomados del análisis estructural, se muestran en la figura 27. En la que se incluyen lo momentos positivos, negativos, además de los cortes últimos que posteriormente se utilizan de la viga tipo 1 (ver tabla XV).

Figura 27. Diagrama de momentos y corte últimos de la viga tipo 1



Límites de acero: antes de diseñar el acero longitudinal en la viga, se calculan los límites dentro de los cuales debe estar éste, según los criterios siguiente:

Sección = 0.30 m x 0.60 m; peralte efectivo 0.56 m

Fórmulas: $As_{min} = 14.1/F_y b*d$; $As_{máx} = 0.50*0.036946 b*d$

$$As_{min} = (14.1/2810)(30)(56) = 8.42 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 0.50 (0.036949)(30)(56) = 31.03 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = (bd - ((bd)^2 - (M*b/0.003825f'c))^{1/2} (0.85f'c/F_y)$$

Los resultados se observan en la tabla XV.

Tabla XV. Cálculo del área de acero para viga tipo 1

Momento	$A_s \text{ cm}^2$	Varillas	Área cubierta
3,467.18 kg-m	2.47	3 núm. 6	8.55 cm^2
6,226.25 kg-m	4.48	3 núm. 6	8.55 cm^2
10,226.68 kg-m	7.48	3 núm. 6	8.55 cm^2
8,889.75 kg-m	6.47	3 núm. 6	8.55 cm^2
4,709.79 kg-m	3.37	3 núm. 6	8.55 cm^2

Luego de calcular el A_s , se propone a colocar varillas de acero de tal forma que el área de ellas supla lo solicitado en los cálculos de A_s ; esto se hace tomando en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

Cama superior

Se deben colocar, como mínimo, dos varilla o más de acero corridas tomando el mayor de los siguientes valores: A_{smin} o el 33% A_s calculada para momento negativo.

Cama inferior

Se deben colocar como mínimo, dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los valores: A_{smin} , 50% del A_s de $M+$ ó el 50% A_s del $M-$. El resto del acero, en ambas camas, se coloca como bastones y rieles.

Acero transversal (estribos): los objetivos de colocar acero transversal son: por armado, para mantener el refuerzo longitudinal en la posición deseada, y para contrarrestar los esfuerzos de corte; esto último en caso de que la sección de concreto no fuera suficiente para cumplir esta función. El procedimiento a seguir es el siguiente:

Cálculo de corte resistente:

$$V_r = 0.85 * 0.53 (f'c)^{1/2} b d$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} (30)(56) = 10,967.65 \text{ Kg}$$

Comparar corte resistente con corte último:

Si $V_r > V_u$ la viga necesita estribos solo por armado

Si $V_r < V_u$ se diseñan estribos por corte, por medio de las expresiones

$$V_s = V_u - V_r$$

$$U_s = V_s / b d$$

$$S = A_v * F_y / U_s * b$$

$$S_{\text{máx}} = d / 2 \text{ usar mínimo acero No. 3}$$

En este caso $V_u = 9,459.85 \text{ Kg}$ y $V_r = 10,967.65 \text{ Kg}$; como $V_r > V_u$ usar estribos No. 3 a $S_{\text{máx}} = d / 2 = 56 / 2 = 28 \text{ cm}$. Se colocan No. 3 @ 0.25 cm. El armado final se muestra en planos.

2.2.8.4. Vigas tipo 2, 3 y 4

Para el diseño de las vigas 2, 3 y 4 se sigue el procedimiento descrito anteriormente para la viga 1, los resultados se observan en la tabla XVI. Para las viga en el sentido Y (viga tipo 1 y 2), se calculan que el área de acero se encuentra entre los límites de mínimo y máximo por lo que su predimensionamiento está bien, mientras que en el sentido X (vigas 3 y 4), se redujo su peralte para economía del proyecto, teniendo una sección de 0.30 x 0.40 metros.

Tabla XVI. Cálculo de vigas, edificio de aulas

Viga	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal	
	Momento	As	Refuerzo	Cortes	Refuerzo
1 Sección 0.30x0.60	3,467.18	2.47	3 No. 6	Vu = 9,459.8	Estribos No. 3 a.c. 0.12 en extremos, resto a.c 0.25
	6,226.25	4.48	3 No. 6		
	10,226.68	7.48	3 No. 6	Vr = 10,967	
	8,889.75	6.47	3 No. 6		
	4,709.79	3.37	3 No. 6		
2 Sección 0.30x0.60	9,208.34	6.71	3 No. 6	Vu = 12,868	Estribos No. 3 a.c. 0.12 en extremos, resto a.c 0.25
	11,683.75	8.59	3 No. 6 +1 No. 4		
	16,050.77	12.00	3 No. 6 +1 No. 7	Vr = 10,967	
	9,064.93	6.60	3 No. 6		
	12,101.44	8.91	3 No. 6 +1 No.4		
3 Sección 0.30x0.40	3,182.02	3.58	2 No. 6	Vu = 3,160.8	Estribos No. 3 a.c. 0.09 en extremos, resto a.c 0.18
	3,436.40	3.88	2 No. 6		
	370.03	0.40	2 No. 6	Vr = 7,050.6	
	450.36	0.49	2 No. 6		
	3,342.68	3.77	2 No. 6		
4 Sección 0.30x0.40	6,938.68	8.09	2 No. 6 +2No. 5	Vu = 5,813.6	Estribos No. 3 a.c. 0.09 en extremos, resto a.c 0.18
	1,384.95	1.53	2 No. 6		
	6,815.80	7.94	2 No. 6 +1 No. 6	Vr = 7,050.6	
	1,309.47	1.45	2 No. 6		
	6,787.73	7.90	2 No. 6 +1 No. 6		

2.2.8.5. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que están sometidas a carga axial y momentos flexionantes. Para el diseño, la carga axial es el valor de todas las carga últimas verticales que soporta la columna, esta carga se determina por área tributarias. Los momentos flexionantes son tomados del análisis estructural. Para diseñar la columna, se toma el mayor de los dos momentos actuantes en extremos de ésta.

Para este caso, se diseñan por cada nivel únicamente las columnas críticas, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se sigue para diseñar las columnas típicas del edificio de aulas, y se aplican en la columna del nivel 2.

2.2.8.5.1. Columna típica nivel 2

Dimensiones:

Sección de columna = 30 * 30

Longitud de columna = 3.00 m

Sección de viga 1 = 30 * 60

Longitud de viga 1 = 7.50 m

Sección de viga 2 = 30 * 40

Longitud de viga 2 = 3.80 m

Espesor de losa = 0.13

$M_x = 3,236.80 \text{ Kg-m}$

Area tributaria = 18.05

$M_y = 5,525.23 \text{ Kg-m}$

$V_{cx} = 2,010.43 \text{ Kg}$

$V_{cy} = 3,501.63 \text{ Kg}$

Determinación de la carga axial: $CU = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$

$$\begin{aligned} CU &= 1.4 ((0.13 * 2400) + 60) + 1.7 (100) = 1.4 (372) + 1.7 (100) \\ &= 520.8 + 170 = 690.8 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = CU / (CM + CV) = 690.8 / (372 + 100) = 1.46$$

Cálculo de la carga axial: $P_u = (Alozas * CU) + (Pvigas * F_{cu})$

$$P_u = (18.05 * 690.8) + ((0.30 * 0.40 * 2400 * 3.65) + (0.30 * 0.60 * 2400 * 4.60))(1.46)$$

$$P_u = 16,905.004 \text{ Kg}$$

Clasificar las columnas por su esbeltez (E): Por su relación de esbeltez las columnas se clasifican en cortas ($E < 22$), intermedias ($22 > E > 100$) y largas ($E > 100$). El objetivo de clasificar las columnas es ubicarlas en un rango; si son cortas se diseñan con los datos originales del diseño estructural, si son intermedias se deben de magnificar los momentos actuantes, y si son largas no se construyen.

La esbeltez de las columnas en el sentido X se calcula con:

Cálculo de coeficientes que miden el grado de empotramiento a la rotación en las columnas (Ψ):

$$\text{Extremo superior: } \Psi_A = (\sum E_M I/2) / (\sum E_M I/2)$$

$$E_M = \text{como todo el marco es del mismo material} = 1$$

$$I = \text{La inercia se toma del análisis estructural}$$

$$\Psi_A = 0.33 / (0.33 + 0.25 + 0.33 + 0.25) = 0.28$$

$$\text{Extremo inferior } \Psi_B = (0.33 + 0.25) / (0.33 + 0.25 + 0.33 + 0.25) = 0.50$$

$$\text{Promedio } \Psi_P = (\Psi_A + \Psi_B) / 2 = (0.28 + 0.50) / 2 = 0.39$$

$$\text{Cálculo de coeficiente K: } K = ((20 - \Psi_P) / 20)(1 + \Psi_P)^{1/2} \text{ Para } \Psi_P < 2$$

$$K = 0.90 (1 + \Psi_P)^{1/2} \text{ Para } \Psi_P > 2$$

$$\text{Entonces se utiliza } K = ((20 - \Psi_P) / 20)(1 + \Psi_P)^{1/2}$$

$$K = ((20 - 0.39) / 20)(1 + 0.39)^{1/2} = 1.15$$

Cálculo de la esbeltez de la columna

$E = Klu / \sigma$, donde $\sigma = 0.30$ (Lado menor para columnas rectangulares)

$$E = (1.15 * 3.00) / (0.30 * 0.30) = 38.33$$

El cálculo de la esbeltez de esta columna, en el sentido Y, se resume a continuación:

$$\Psi_A = 0.33 / (4 + 1.06) = 0.06$$

$$\Psi_B = (0.33 + 0.25) / (4 + 1.06) = 0.11$$

$$\Psi_P = (\Psi_A + \Psi_B) / 2 = (0.06 + 0.11) / 2 = 0.085$$

$$K = ((20 - 0.085) / 20) (1 + 0.085)^{1/2} = 1.03$$

$$E = (1.03 * 3.00) / (0.30 * 0.30) = 34.33$$

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido X como en en Y, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por tanto se deben magnificar los momentos actuantes.

Magnificación de momentos:

Cuando se hace un análisis estructural de segundo orden, en el cuál se toman en cuenta las rigideces reales, los efectos de las deflexiones, los efectos de la duración de la carga y cuyo factor principal a incluir es el momento debido a la deflexiones laterales de los miembros, se pueden diseñar las columnas utilizando directamente los momentos calculados. Por otro lado, si se hace un análisis estructural convencional de primer orden, como en este caso, en el cual se usan las rigideces relativas aproximadas y se ignora el efecto de desplazamientos laterales de los miembros, es necesario modificar los valores calculados con el objetivo de obtener valores que tomen en cuenta los efectos de desplazamiento. Para este caso, esa modificación se logra utilizando el método ACI de magnificación de momentos.

Sentido X

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto:

$$\beta_d = CM_u / CU = 520.8 / 690.8 = 0.75$$

Cálculo del EI total del material

$$EI = (E_c * I_g / 2.5) / (1 + \beta_d); E_c = 15,100(f'c)^{1/2}; I_g = (1/12) bh^3$$

$$EI = ((15,100(210)^{1/2})(30^4/12)/2.5) / (1 + 0.75) = 3.37 \times 10^9 \text{ Kg-cm}^2 = 337 \text{ T-m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \pi^2 (EI) / (Klu)^2 = \pi^2 (337) / (1.15 * 3.00)^2 = 279.44 \text{ Ton}$$

Cálculo del magnificar de momentos

$$\delta = \frac{1}{1 - (P_u / \Phi P_{cr})}$$

$\delta > 1$ y $\Phi = 0.70$ si se usan estribos

$$\delta = 1 / 1 - (16.90 / 0.70 * 279.44) = 1.09$$

Cálculo de momentos de diseño: $M_d = \delta * M_u$

$$M_{dx} = 1.09 (3,236.80) = 3,528.11 \text{ Kg-m}$$

Sentido Y

$$\beta_d = 520.8 / 690.8 = 0.75$$

$$EI = ((15,100(210)^{1/2})(30^4/12)/2.5) / (1 + 0.75) = 3.37 \times 10^9 \text{ Kg-cm}^2 = 337 \text{ T-m}^2$$

$$P_{cr} = \pi^2 (337) / (1.03 * 3.00)^2 = 348.34 \text{ Ton}; \delta = 1 / 1 - (16.90 / 0.70 * 348.34) = 1.07$$

$$M_{dy} = 1.07 (5,525.23) = 5,911.99 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del acero longitudinal por el método de BRESLER

Este método consiste en un aproximación del perfil de la superficie de la falla, además es uno de los métodos más utilizados, porque su procedimientos es tan sencillo y produce resultados satisfactorios.

La idea fundamental del método de Bresler es aproximar el valor $1/P'u$. Este valor se aproxima por un punto del plano determinado por los tres valores: carga axial pura ($P'o$), la carga de falla para una excentricidad e_x ($P'x_o$) y la carga de falla para una excentricidad e_y ($P'o_y$).

El procedimiento a seguir es el siguiente:

Cálculo de límites de hacer: según ACI, el área de acero en una columna debe estar dentro de los siguientes límites $1\% A_g < A_s < 6\% A_g$

$$A_{smin} = 0.01 (30 \times 30) = 9 \text{ cm}^2 \quad A_{smáx} = 0.06 (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado, se aconseja iniciar con un valor cerca de A_{smin} .

$$\text{Armado propuesto } 4 \text{ No. } 7 = 4 (3.88) = 15.52 \text{ cm}^2$$

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas (ver Apéndice). Lo valores a utilizar en los diagramas son:

$$\text{Valor de la gráfica } Y = X = d/h = 0.24/0.30 = 0.80$$

$$\text{Valores de la curva: } \rho\mu = A_s F_y / 0.85 f'_c A_g = (15.52)(2810) / 0.85 (210)(900) = 0.27$$

$$\text{Excentricidades: } e_x = M_{dx} / P_u = 3,528.11 / 16,905 = 0.20$$

$$e_y = M_{dy} / P_u = 5,911.99 / 16,905 = 0.35$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x / h_x = 0.20 / 0.30 = 0.66 \quad e_y / h_y = 0.35 / 0.30 = 1.16$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes K_x y K_y , estos son: $K_x = 0.35$ y $K_y = 0.15$

Cálculo de cargas

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x :

$$P'_{ux} = K_x * f'_c * b * h = (0.35)(210)(30*30) = 66,150 \text{ Kg}$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y :

$$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0.15)(210)(30*30) = 28,350 \text{ Kg}$$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'_o = \Phi(0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s F_y) = 0.70(0.85*210 (900 - 15.52) + (15.52*2810))$$

$$P'_o = 141,043.6$$

Carga de la resistencia de la columna:

$$P'_u = 1 / (1 / P'_{ux} + 1 / P'_{uy} - 1 / P'_o) = 1 / (1 / 66,150) + (1 / 28,350) - (1 / 141,043.6)$$

$$P'_u = 23,094.41 \text{ Kg}$$

Como $P'_u > P_u$ el armado propuesto si resiste las fuerzas aplicadas, si esto no fuera así, se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla.

Cálculo del acero transversal (estribos):

Además de diseñar las columnas para resistir flexocompresión, es necesario dotarlas con suficiente ductibilidad, con el objetivo de que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Se ha determinado que si las columnas se confinan su capacidad de carga es mucho mayor y mejora notablemente la ductibilidad de la columna.

El procedimiento para proveer refuerzo transversal a las columnas se describe a continuación:

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 (f'c)^{1/2} b * d = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} (30 * 27) = 5,287.98 \text{ Kg}$$

Comparar V_r con V_u con los siguientes criterios:

Si $V_r > V_u$ se colocan estribos a $S = d / 2$

Si $V_r = V_u$ se diseñan los estribos por corte

Para ambas opciones debe considerarse que la varilla mínima permitida es la No. 3, en este caso $V_r > V_u$, se colocan estribos a $S = d / 2 = 27 / 2 = 13.5 \text{ cm}$

Refuerzo por confinamiento:

La longitud de confinamiento se escoge entre la mayor de las siguientes opciones.

Lo =	$L_u / 6 = 3.00 / 6 = 0.50 \text{ m}$
	Lado mayor de la columna = 0.30 m
	0.45 m

Luego se calcula la relación volumétrica:

$$\rho_s = 0.45 ((A_g / A_{ch}) - 1)(0.85 f'c / F_y); \quad \rho_s > 0.12 (f'c / F_y)$$

$$\rho_s = 0.45 ((30^2 / 24^2) - 1)(0.85 * 210 / 2810) = 0.016$$

Y por último el espaciamiento entre estribos en la zona confinada es:

$$S_1 = 2A_v / \rho_s L_n = (2 * 0.71) / (0.016 * 24) = 3.68 \text{ cm}$$

Los resultados del diseño de la columna típica, ubicada en el nivel 1, se encuentra en la tabla XVII. El procedimiento que se debe seguir es el descrito anteriormente, teniendo en cuenta que la carga axial utilizada se calcula de la siguiente manera.

Carga axial = (área tributaria)(CU) + (carga de la columna del nivel superior) + (peso de vigas)(FCU) + (peso propio de la columna del nivel superior)(FCU).

Tabla XVII. Cálculo de columnas, edificio de aulas

Columna	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal		
	Cargas	Refuerzo	Cortes	Confinar	Refuerzo
1 – Nivel 2 Sección = 0.30 x 0.30 Lu = 3.00	Mx = 3,236.80 My = 5,525.23 Pu = 16,905.00 Mdx = 3,528.11 Mdy = 5,911.99 P'u = 23,094.41	4 No. 7	Vux = 2,010.43 Vuy = 3,501.63 Vr = 5,287.98	Lo = 0.50 S1 = 0.036	Estribos No. 3 @ 0.035 Hasta 0.50 en extremos resto a.c. 0.135
1 – Nivel 1 Sección = 0.30 x 0.30 Lu = 3.00	Mx = 6,467.57 My = 7,258.59 Pu = 42,458.54 Mdx = 7,087.16 Muy = 7,318.73 P'u = 61,490.96		4 No. 8 + 4 No. 5	Vux = 3,351.07 Vuy = 3,499.55 Vr = 5,287.98	Lo = 0.50 S1 = 0.036

2.2.8.5.2. Diseño estructural en mampostería

Muros de carga: para el diseño de los muros se procedió a utilizar el método simplificado de diseño en muros de mampostería. Este asume que sólo los muros paralelos a la dirección del sismo contribuyen a la resistencia, desprecia la contribución de los muros transversales a la dirección de la fuerza aplicada.

Cálculo de la rigidez

En el cálculo de rigidez hay que tomar en cuenta el tipo de techo, pues existen diferentes fórmulas para hacerlo. Para calcular la rigidez en un techo de losa se considera las paredes doblemente empotradas. Además la rigidez se calcula en forma diferente cuando el muro tiene puertas y/o ventanas. La forma de calcular la rigidez en este caso es la siguiente: Se analizará sólo el sentido y.

Se calculan la rigidez total del muro por medio de la fórmula indicada según el caso; sea techo de losa o lámina

Se encuentra la rigidez equivalente, como si se tratara de resistencias eléctricas

Fórmula $R_{eq} = R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n$

$$R_{eq} = 1 / (1 / R_1 + 1 / R_2 + \dots + 1 / R_n)$$

Donde $R_1, R_2 \dots R_n$ tienen un valor igual a la rigidez total calculada.

El centro de corte de los muros

Al valor de la rigidez de cada uno de los muros se propone a calcular el centro de corte de los muros; se toma como referencia un eje de coordenadas cartesianas previamente establecido. Las fórmulas para calcularlo son las siguientes:

$$X_{cc} = (\sum X_i * R) / R * E$$

La sumatoria se efectúan tomando en cuenta los muros correspondientes a cada sentido

Cálculo del centro de masa

Éste se calcula para todos los muros y sirve para calcular la excentricidad de las fuerzas que actúan en la estructura

Carga lateral y su distribución

Las cargas laterales son las que corren en el sentido paralelo a la superficie terrestre y pueden ser por sismo y viento. Las cargas por sismo son las que se integran para edificios de concreto y/o mampostería. La integración y su distribución puede hacerse por el método de Stanford para Guatemala, por el de SEAOC o cualquier otro método conocido.

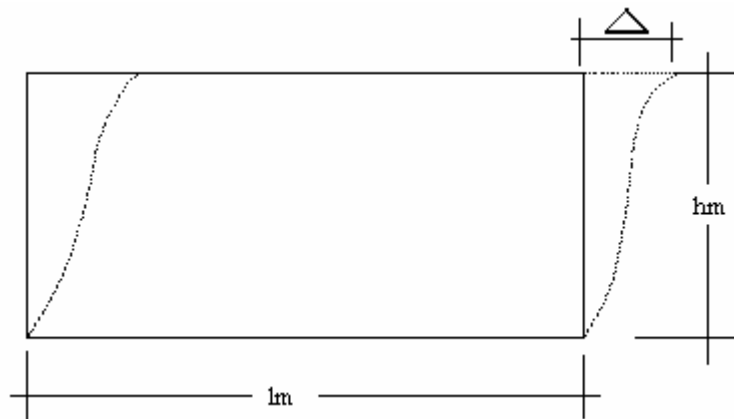
El momento de volteo total y para cada muro

Con el valor de la carga total de la estructura y su altura (o una promedio) se calcula el momento de volteo total (M_v), luego se distribuye este momento en cada muro.

Diseño:

Cálculo de la rigidez de los muros: debido a que la cubierta es de losa de concreto, los muros se consideran doblemente empotrados

Figura 28. Elevación típica de muro de mampostería



Fórmulas $\Delta = (P * (1 * a^3 + 3 * a)) / E * t_m$

$R = t_m / (1 * a^3 + 3 * a)$

$a = h_m / l_m$

Donde: P = Carga lateral

R = rigidez

t_m = espesor del muro

h_m = altura del muro

l_m = longitud del muro

E_m = módulo de mampostería

Tabla XVIII. Rigidez en muros

MURO	Lm	Hm	a	Tm	R*E
Nivel 2					
1	7.20	3.00	0.41	0.19	0.146
2	7.20	3.00	0.41	0.19	0.146
3	7.20	3.00	0.41	0.19	0.146
4	7.20	3.00	0.41	0.19	0.146
5	7.20	3.00	0.41	0.19	0.146
Nivel 1					
1	7.20	4.00	0.55	0.19	0.104
2	7.20	4.00	0.55	0.19	0.104
3	7.20	4.00	0.55	0.19	0.104
4	7.20	4.00	0.55	0.19	0.104
5	7.20	4.00	0.55	0.19	0.104

La rigidez se deja en función de E para trabajar con valores pequeños, ya que no afecta el análisis.

Cálculo de centro de corte de muros

Tabla XIX. Centro de corte de muros, sentido y

Muro	R*E	X1	X1*R
Nivel 2			
1	0.146	0.00	0.00
2	0.146	7.60	1.1096
3	0.146	15.20	2.2192
4	0.146	22.80	3.3288
5	0.146	30.40	4.4384
	$\Sigma = 0.73$		$\Sigma = 11.096$

$$X_{cc} = (\sum X_i * R) / R * E = 11.096 / 0.73 = 15.20 \text{ m}$$

Para el nivel 1 $X_{cc} = 15.20 \text{ m}$

Cálculo del centro de masa

Tabla XX: Centro de masa en muros

Muro	Lm	Xi	Xi*lm
1	7.20	0.00	0.00
2	7.20	7.60	54.74
3	7.20	15.20	109.44
4	7.20	22.80	164.16
5	7.20	30.4	218.88
	$\Sigma = 36.00$		$\Sigma = 547.22$

$$X_{cc} = (\sum X_i * l_m) / \sum l_m = 547.22 / 36 = 15.20 \text{ m}$$

Centro de masa de techos $X_{cm} = 30.40 / 2 = 15.20$ (simétrico).

Calculo de carga total uniformemente distribuida en muro nivel 2

$$W = (\text{área tributaria} * 0.13 * 2400 + 432)$$

$$W = (10.64 + 10.64) * 0.13 * 2400 + 432 = 1,317.24 \text{ Kg-m}$$

Carga lateral nivel 2

La determinación de la fuerza por nivel se realizó en el inciso 2.2.7.2.1 en donde se obtuvo la fuerza por nivel del nivel 2 = 35,398.11 Kg

Cálculo del momento de volteo

$$V_b = 35,398.11 \text{ Kg}$$

$$M_v = \text{Momento de volteo} = 35,398.11 * 3.00 = 106,194.33 \text{ kg-m}$$

Excentricidad de la carga lateral

Con sismo en y

$$e_y = X_{cm} - X_{cc} = 15.20 - 15.20 = 0$$

$$e_{min} = 0.05 * 30.40 = 1.52 \text{ m}$$

$$T_{px} = 35,398.11 * 1.52 = 53,805.12$$

Tabla XXI. Distribución de la carga lateral, sentido y

Muro	R	Xcc	R*Xcc ²	(R/ΣR)*P	(X*R/ΣR*Xcc ²)*Tp	Fi
1	0.146	15.20	33.73	7,079.62	1,416.08	8,496
2	0.146	7.60	8.43	7,079.62	708.04	7,787
3	0.146	0.00	0.00	7,079.62	0.00	7,079.62
4	0.146	- 7.60	8.43	7,079.62	- 708.04	6,371.58
5	0.146	- 15.20	33.73	7,079.62	- 1,416.08	5,663.5
	0.73		84.32			

Tabla XXII. Distribución del momento de volteo

Muro	Ry	Mvi
1	0.146	21,238.86
2	0.146	21,238.86
3	0.146	21,238.86
4	0.146	21,238.86
5	0.146	21,238.86
	0.73	

Para el diseño , sólo se calcula el muro 1, porque son iguales los muros 2, 3, 4 y 5 respectivamente.

Diseño a compresión:

Cálculo del esfuerzo en compresión actuante será

$$f_{com} = WL / A_e$$

Donde $A_e = \text{Área efectiva} = (19 \cdot 39) - (7.2 \cdot 11.8 \cdot 2 + 16.2 \cdot 11.8)$

$$A_e = 379.92 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 379.92 / (19 \cdot 39) \cdot \text{Área nominal}$$

$$A_e = 0.51 \cdot \text{Área Nominal}$$

$$\begin{aligned} f_{com} &= (1,317.24)(7.20\text{m}) / (0.51)(720\text{cm})(20\text{cm}) \\ &= 1.29 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El esfuerzo admisible de compresión será:

$$\begin{aligned} F_a &= 0.20 f'_m (1 - (h' / 42 t)^3) \\ &= 0.20 (50) (1 - ((0.80 \cdot 3.00) / 42 \cdot 0.20)^3) \\ &= 9.76 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El refuerzo admisible se reducirá hasta el 50%, si la construcción no cuenta con la supervisión adecuada. El esfuerzo admisible será:

$$F_a = 0.50 \cdot 4.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a = 4.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_a > f_{com}$$

Como f_{com} es menor que F_a se diseña con refuerzo mínimo

Diseño a flexión:

El procedimiento para diseño a flexión es:

Calcular: $F_m = \text{esfuerzo permisible de la mampostería a flexión} = 0.33 f'_m$

$$f_m = \text{esfuerzo producido por las cargas} = M / S_m$$

Donde:

$$f' m = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_m = (1/6) * t_m * l_m^2$$

$$F_m = 0.33 f' m = 16.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_m = M / S_m$$

Muro No. 1 Largo (l_m) = 720 Ancho t_m = 19

Momento = 21,238.86

$$f_m = 21,238.86 / (1/6)(19)(720) = 9.31$$

F_m > f_m ; Como el valor de f_m es menor que F_m, se diseña con refuerzo mínimo

Diseño a corte:

El refuerzo a corte lo constituye las soleras o refuerzos horizontales.

Si f_v < F_v se utiliza refuerzo mínimo

Si f_v > F_v se calcula el refuerzo

Diseño del refuerzo: se asume que el refuerzo resiste todo el corte por lo tanto

$$\text{Fórmula: } V = V_s = (A_v * f_s * d) / s$$

Donde: A_v = área de acero de la solera

S = separación de soleras

d = peralte efectivo

$$f_s = 0.50 * F_y; \text{ área de acero horizontal } A_v = (V * s) / (f_s * d)$$

A continuación se muestra el procedimiento de refuerzo para el muro No. 1

Datos: F_y = 2,810 Kg/cm² d = 1.50cm (igual en todos los muros)

t_m = 19 cm (igual en todos los muros) l_m = 720 cm

$$V_s = 8,496 \text{ Kg}$$

Revisión:

$$\text{Fórmulas: } f_v = V_d / (100 \cdot l_m \cdot t_m)$$

$$F_v = K \cdot \sqrt{f'_m}$$

Donde: V_d = corte de diseño

$$f'_m = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

Valores de k: $K = 0.3$ (constante para bloques)

$$\text{Entonces: } F_v = 0.30 \cdot \sqrt{50} = 2.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v = (1.5 \cdot 8,496) / (100 \cdot 720 \cdot 19) = 0.0093 \text{ Kg/cm}^2$$

$F_v > f_v$ refuerzo mínimo

A continuación se muestra en la siguiente tabla los resultados para el muro del primer nivel, donde se analiza el muro por corte flexión y compresión. Para la carga distribuida uniformemente se debe considerar el (peso de muro del nivel superior) + (carga tributaria del nivel superior) + (carga tributaria del nivel analizado).

Tabla XXIII. Diseño a corte de los muros

Muro	Corte	Largo (lm)	Ancho (tm)	Fv	fv
Nivel 2					
1	8,496	720	19	2.12	0.0093
Nivel 1					
1	7,404.91	720	19	2.12	0.0082

Como se puede observar, todos los valores de f_v son menores que F_v , por lo tanto se diseñan los muros con refuerzo mínimo.

Refuerzos mínimos vertical y horizontal por muro

Según código ACI $A_s \text{ min}_v = 0.0007 \cdot t_m \cdot l_m$

$$A_s \text{ máx}_h = 0.0013 \cdot t_m \cdot h_m$$

Con $t_m = 19 \text{ cm}$ (constante en todos los muros). En la siguiente tabla se muestra los resultados de los refuerzos mínimos horizontales y verticales.

Tabla XXIV. Refuerzo horizontales y verticales de los muros.

Muros	Altura (hm) Cm	Largo (lm) cm	Refuerzo horizontal (cm^2)	Refuerzo vertical (cm^2)
Nivel 2	300.00	720.00	7.41	9.57
Nivel 1	400.00	720.00	9.88	9.57

Refuerzo vertical = $9.57 \text{ cm}^2 = \text{No. 4 @ } 0.80$

Refuerzo horizontal = $7.41 \text{ cm}^2 = 4 \text{ No. 5 (nivel 2) Soleras}$

= $9.88 \text{ cm}^2 = 8 \text{ No. 4 (nivel 1) Soleras}$

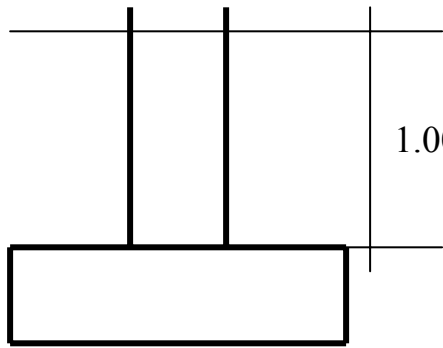
La distribución del refuerzo horizontal y vertical para los muros se muestra en planos de cimientos, columnas y muros típicos.

2.2.8.6. Diseño de cimiento

Los cimientos son elementos estructurales destinados a recibir las cargas propias y las aplicadas exteriormente a la misma; esto a su vez transmiten la acción de las cargas sobre el suelo. Para elegir el tipo de cimentación a utilizar se deben considerar, principalmente, el tipo de superestructura, la naturaleza de las cargas que se aplicaran, las condiciones del suelo y el costo de la misma. Para el presente proyecto se utilizarán dos tipos de zapatas y el cimiento corrido bajo los muros de mampostería.

2.2.8.6.1. Zapata tipo 1

Figura 29. Desplante de zapata



$$M_x = 6,993.26 \text{ Kg-m}$$

$$M_y = 6,719.14 \text{ Kg-m}$$

$$1.00 \quad P_u = \text{carga última} = 42,458.54 \text{ Kg}$$

$$V_s = \text{valor soporte del suelo} = 16 \text{ T/m}^2$$

$$P_{\text{suelo}} = 1.4 \text{ T/m}^3 \quad P_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$F_{cu} = 1.55 \text{ (se obtiene igual que en las columnas)}$$

Datos de zapata: la losa de la zapata debe dimensionarse para soportar las cargas aplicadas y las reacciones inducidas. En este inciso se calcula el área de dicha losa; los cálculos a efectuar son:

Cálculo de cargas de trabajo: $P'u = P_u / F_{cu} = 42,458.54 / 1.55 = 27,392.60 \text{ Kg}$

$$M'x = 6,993.26 / 1.55 = 4,511.78 \text{ Kg-m}$$

$$M'y = 6,710.14 / 1.55 = 4,334.92 \text{ Kg-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata: $A_z = 1.5 P' / V_s = (1.5 * 27,392.60) / 16,000$

$$A_z = 2.56 \text{ m}^2 \text{ Se propone usar dimensiones aproximadas } A_z = 1.60 \times 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$$

Revisión de presión sobre el suelo: la zapata transmite verticalmente al suelo las cargas aplicadas a ella por medio de la superficie en contacto con éste, ejerce una presión cuyo valor se define por la fórmula

$$q = P / A_z \pm M'x / S_x \pm M'y / S_y$$

Donde $S = (1/6)bh^2$, además se debe tomar en cuenta que q no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (V_s), para la zapata i se tiene:

$$S_x = S_y = (1/6)1.60 * 1.60^2 = 0.68 \text{ m}^3$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = 27.39 + (4 * 0.30 * 0.30 * 2.4) + (2.56 * 1 * 1.4) + (2.56 * 0.35 * 2.4) = 33.98 \text{ Ton}$$

$$q = 33.98 / 2.56 \pm 4.51 / 0.68 \pm 4.33 / 0.68$$

$$q_{\text{máx}} = 26.69 \text{ T/m}^2 \quad \text{no cumple, excede el Vs}$$

$$q_{\text{mín}} = 0.15 \text{ T/m}^2 \quad \text{no cumple}$$

Como la presión sobre el suelo excede el V, se debe aumentar el área, es decir, se hace otro predimensionamiento, hasta que cumpla.

$$\text{Segundo predimensionamiento: Área propuesta } A_z = 2.00 * 2.00 = 4.00 \text{ m}^2$$

$$S_x = S_y = (1/6)2.00 * 2.00^2 = 1.33 \text{ m}^3$$

$$P = 27.39 + (4 * 0.30 * 0.30 * 2.4) + (4.00 * 1 * 1.4) + (4.00 * 0.35 * 2.4) = 36.59 \text{ Ton}$$

$$q = 36.59 / 4.00 \pm 4.51 / 1.33 \pm 4.33 / 1.33$$

$$q_{\text{máx}} = 15.64 \text{ T/m}^2 \quad \text{cumple, no excede el Vs}$$

$$q_{\text{mín}} = 2.64 \text{ T/m}^2 \quad \text{cumple, sólo compresiones}$$

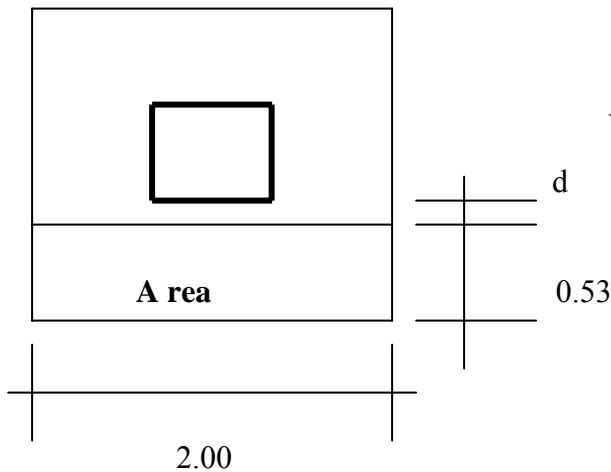
Presión última: como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida en forma variable, pero para efectos de diseño estructural se toma una presión última usando el criterio: $q_u = q_{\text{máx}} * F_{cu} = 15.64 * 1.50 = 23.46 \text{ T/m}^2$

Espesor de zapata: dimensionada el área se procede a dimensionar el espesor de la zapata, basados en que el recubrimiento del refuerzo no sea menor de 0.075 m, y que el peralte efectivo sea mayor de 0.15m. Ficho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte.

Al considerar lo anterior, se asume $t = 0.40 \text{ m}$. Luego se hacen las revisiones siguientes:

Chequeo por corte simple: la falla de las zapatas por esfuerzo cortante ocurre a una distancia igual a **d** (peralte efectivo) del borde de la columna por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resiste es mayor que el actuante, esto se hace de la forma indicada a continuación:

Figura 30. Corte simple



$$d = t - \text{Recubrimiento} - \Phi/2$$

$$= 40 - 7.5 - 1.91/2 = 32 \text{ cm}$$

$$V_{act} = A \cdot q_u = 0.53 \cdot 2 \cdot 23.46 = 24.86 \text{ T}$$

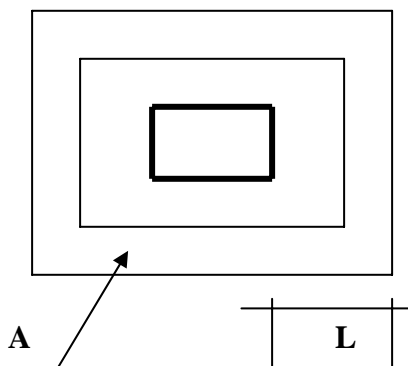
$$V_r = 0.85 \cdot 0.53 (f'c)^{1/2} b d$$

$$= 0.85 \cdot 0.53 (210)^{1/2} 200 \cdot 32 = 41.78 \text{ T}$$

$$V_{act} < V_r \text{ si cumple}$$

Revisión de corte punzonante: la columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzo de corte que se producen en el perímetro de la columna; el límite donde ocurre la falla se encuentra a una distancia igual a $d/2$ del perímetro de la columna. La revisión que se realiza es:

Figura 31. Corte punzonante



$$V_{act} = A \cdot q_u = (2.00^2 - 0.62^2) \cdot 23.46$$

$$V_{act} = 84.82 \text{ T}$$

$$V_r = 0.85 \cdot 1.06 (f'c)^{1/2} b d$$

$$V_r = 0.85 \cdot 1.06 (210)^{1/2} 62 \cdot 4 \cdot 32$$

$$V_r = 103.61 \text{ T}$$

$$V_{act} < V_r \text{ si chequea}$$

Diseño de refuerzo: el empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapara, por tal razón, es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos.

Momento último: éste se define tomando la losa en voladizo con la fórmula $M_u = q_u \cdot L^2 / 2 = 23.46 \cdot 0.85^2 / 2 = 8.88$ Ton-m, donde L es la distancia medida del rostro de la columna al final de la zapata.

Área de acero: el área de acero se define por la fórmula:

$$A_s = (b \cdot d - ((bd)^2 - (M \cdot b / 0.003825 f'c))^{1/2} / (0.85 f'c / F_y)$$

$$A_s = 11.12 \text{ cm}^2; A_{s \text{ min}} = 0.002 \cdot b \cdot d = 0.002 \cdot 100 \cdot 32 = 6.4 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre varilla de refuerzo está definido por: $S = A_v / A_s$; donde $S < 0.45$ m. Si se usa varilla No. 6 se tiene $S = 2.85 / 11.12 = 0.25$ m. Por seguridad se usará un $S = 0.20$ m.

Armado = 1 varilla No. 6 @ 20 cm

2.2.8.6.2. Zapata tipo 2

Para el diseño de la zapata 2 se usan los criterios descritos para diseñar la zapata 1, los resultados se pueden ver en la tabla XXV.

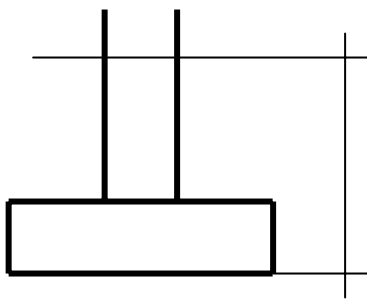
Tabla XXV. Diseño de zapata 2, edificio de aulas

Zapata	Datos	Az / t / qu	Corte	Refuerzo
	Mx = 6,967.05 My = 5,885.33 Pu = 13,256.89 Fcu = 1.55	Az = 1.70*1.70 t = 0.40 qu = 23.87	SIMPLE Vact = 15.03 T Vr = 35.51 T	Mu = 5,848.15 Asmin = 6.4 cm ² S = 0.20
			PUNZONANTE Vact = 59.80 T Vr = 93.58 T	No. 6 @ 0.20 en ambos sentidos

2.2.8.6.3. Diseño de cimiento corrido

Para los muros de carga se realiza la revisión para el cimiento corrido:

Figura 32. Desplante de cimiento



$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vs = \text{valor soporte del suelo} = 16 \text{ T/m}^2$$

$$1.00 \quad Psuelo = 1.4 \text{ T/m}^2 \quad Pconcreto = 2.4 \text{ T/m}^2$$

$$Fcu = 1.55$$

$$\text{Altura} = t = 0.20 \text{ m} \quad \text{Ancho} = 0.80 \text{ m}$$

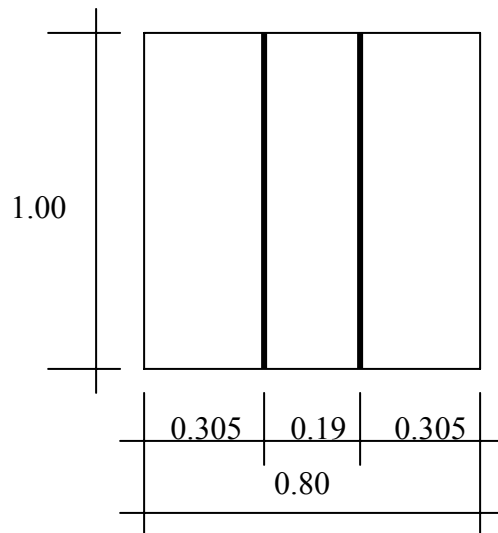
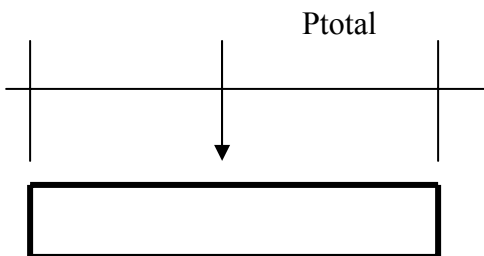
Se tomará como base para la revisión 1.00 m de cimiento corrido como longitud unitaria, para fines de la evaluación, se tomará una carga de trabajo más de $2.00 \text{ ton/m} = W' + \text{carga última distribuida} = 4,434.48 \text{ Kg/m}$ (obtenida de la integración de cargas del muro del nivel 1).

Figura 33. Presión sobre el suelo

$$\text{Área de la zapata} = Az = 0.80 * 1.00 = 0.80 \text{ m}^2$$

Revisión de la presión sobre el suelo:

Integración de cargas



$$P_{tot} = P_{muro} + P_{suelo} + P_{cimiento} + W'$$

$$\text{Donde } P_{muro} = h * t * A_u * P_c = 4 * 0.19 * 1 * 2.4 = 1.824 \text{ ton}$$

$$P_{suelo} = \text{Peso del suelo} = \text{Desplante} * A_z * P_s = 0.80 * 0.80 * 1.4 = 0.896 \text{ ton}$$

$$P_{cimiento} = \text{Peso del cimiento} = A_z * t * P_c = 0.80 * 0.20 * 2.4 = 0.38$$

$$W' = \text{Carga de trabajo} = W' * A_u = 2 + 4.4348 * 1 = 6.43448 \text{ ton}$$

$$P_{tot} = 9.53 \text{ Ton}$$

La presión sobre el suelo será:

$$q_{m\acute{a}x} = 9.53 / 0.80 = 11.91 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{m\acute{a}x} < V_s = 16 \text{ T/m}^2$$

La distribución de presión es uniforme, no existen presiones de tensión en el suelo. Debido a que la presión es constante se hace que: $q_{dis} = q_{m\acute{a}x}$ y se obtiene un $q_{dism\acute{a}x}$.

$$q_{dism\acute{a}x} = q_{dis} * F_{cu} = q_{m\acute{a}x} * F_{cu} = 11.91 * 1.55 = 18.46 \text{ ton/m}^2$$

Figura 34. Distribución de presión

Revisión por corte simple

Datos $t = 20 \text{ cm}$

Varillas de diámetro = No. 3

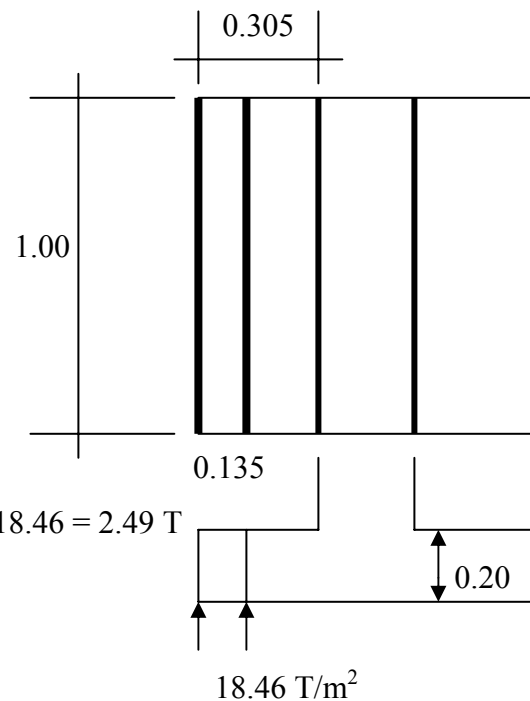
Recubrimiento = 7.5 cm

$$d = t - \text{Recubrimiento} - \Phi/2$$

$$d = 20 - 7.5 - 0.95/2 = 12 \text{ cm}$$

Al calcular $V_{act} = \text{corte actuante}$

$$V_{act} = \text{Área ashurada} * q_{dism\acute{a}x} = 0.135(1) * 18.46 = 2.49 \text{ T}$$



Calcular V_r = corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} bd = 0.85 * 0.53 (210)^{1/2} * 100 * 12 = 7.83 \text{ T}$$

No hay zona punzonante por tanto no se chequea

Revisión por flexión

La sección típica por flexión para cimientos corridos en muros de concreto, se da como se muestra en la página 119.

El momento último será:

$$M_u = q_{dism\acute{a}x} * L^2 / 2 = 18.46 * (0.305)^2 / 2 = 0.86 \text{ ton-m} = 860 \text{ Kg-m}$$

Área de acero: el área de acero se define por la fórmula:

$$A_s = (b * d - ((bd)^2 - (M * b / 0.003825 f'c))^{1/2} (0.85 f'c / F_y)$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2; A_{s \text{ min}} = 0.002 * 100 * 12 = 3.40 \text{ cm}^2$$

Colocar No. 3 @ 0.20

Como no existe flexión en el sentido Y se coloca área de acero por temperatura, con la fórmula siguiente:

$$A_{temp} = 0.002 * b * t = 0.002 * 80 * 12 = 2.72 \text{ cm}^2 ; \text{ colocar 3 No. 4}$$

El espaciamiento entre varillas de refuerzo está definido por:

$$S = A_v / A_s; \text{ donde } S < 0.45 \text{ m. Al usar varilla No. 3 se tiene } S = 0.71 / 2.01 = 0.35 \text{ m.}$$

Por seguridad se utilizará un $S = 20 \text{ cm}$. Los resultados del diseño de los cimientos se presentan en planos.

2.2.8.6.4. Diseño de escalera

Una escalera debe ser cómoda y segura dependiendo de la relación de los peldaños, es decir, la relación de huella y contra huella.

$$c < 20 \text{ cm} \quad H > c$$

$$2c + H < 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$c + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm} ; c \times H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Donde: c = contrahuella H = huella

Cargas de diseño para una escalera

$$CM = PP (\text{escalera}) + PP (\text{acabados}) ; \quad PP (\text{escalera}) = W_c = (t + c/2)$$

Figura 35. Dimensiones de escalera

Número de escalones mínimo

$$h/c_{\text{máx}} = 3.00/0.20 = 15 \text{ escalones}$$

Se tomarán 8 contrahuellas antes del descanso

$$\text{Número de huellas} = 8 - 1 = 7 \text{ huellas}$$

$$H = 2/7 = 0.285 ; c = \text{Altura} / \text{núm. Contrahuella}$$

$$C = 3.00 / 17 = 0.176$$

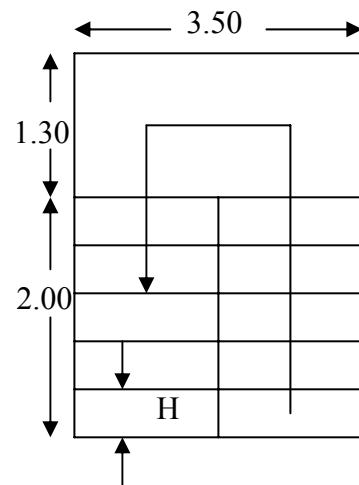
Chequeo

$$C = 17.6 \text{ cm} < 20 \text{ cm} ; H = 28.5 > c$$

$$2c + H = 2(17.6) + 28.5 = 63.7 < 64 \text{ cm} ; c + H = 17.6 + 28.5 = 46.1 \text{ cm}$$

$$c \times H = (17.6) \times (28.5) = 500 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tiene 8 contrahuellas de 17 cm y 7 huellas de 28.5 cm.



Integración de cargas

$$\text{Peso propio de la escalera} = 2400 (0.10 + 0.175/2) = 450 \text{ kg/m}^2$$

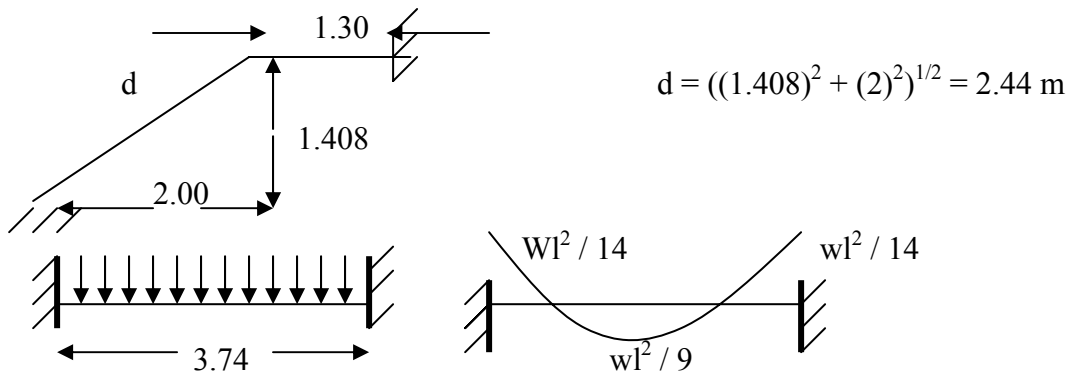
$$\text{Acabados} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$C_u = 1.4(550) + 1.7(500) = 1620 \text{ kg/m}^2$$

Figura 36. Distribución de carga y momento



$$M(+) = 1620 (3.74)^2 / 9 = 2517.76 \text{ kg-m}$$

$$M(-) = 1620 (3.74)^2 / 14 = 1618.56 \text{ kg-m}$$

$$A_{s\text{min}} = (14.1/2810)(100)(7.5) = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.50\rho_b b d = 0.50(0.036)(100)(7.5) = 13.86 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero para las gradas

$$A_s = (b*d - ((bd)^2 - (M*b / 0.003825 f'c))^{1/2} (0.85 f'c/F_y)$$

$$M(+) = A_s = 13.86 \text{ cm}^2 ; \text{ varilla No. 5 @ 0.15 m}$$

$$M(-) = A_s = 9.47 \text{ cm}^2 ; \text{ varilla No. 5 @ 0.20 m}$$

$$\text{Acero por temperatura} = A_s = 0.002 b t = 0.002(100)(10) = 2 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{máx}} = 3t = 30 \text{ cm}; \text{ varilla N. 3 @ 0.30 m}$$

2.2.9. Presupuesto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, en los que se tomaron en cuenta los precios de materiales y mano de obra calificada y no calificada de la región.

La mano de obra calificada y no calificada se consideró en base a las cantidades cuantificadas de trabajo, la integración de gastos indirectos se basa en la estimación de gastos administrativos, imprevistos, utilidades y prestaciones obteniendo de esto el porcentaje de indirecto.

Tabla XXVI. Presupuesto -- edificio escolar de dos niveles para el nivel primario, aldea El Sitio, Catarina, San Marcos.

No	DESCRIPCIÓN	CANT.	U	PRECIO/UNIT.	SUB-TOTAL
1	Limpieza de terreno	1.00	U	global	Q. 1,268.80
2	Trazo y estaqueado	1.00	U	global	Q. 1,500.00
3	Excavación estructural	175.00	M ³	Q. 68.20	Q. 11,935.00
4	Zapata Z-1	18.00	U	Q. 2,863.66	Q. 51,545.88
5	Zapatas Z-2	9.00	U	Q. 2,562.86	Q. 23,065.74
6	Cimiento corrido B = 0.40 m	91.2	ML	Q. 288.59	Q. 26,319.40
7	Cimiento corrido B = 0.80 m	85.5	ML	Q. 410.79	Q. 35,122.54
8	Columna tipo 1	27.00	U	Q. 1,288.52	Q. 34,790.04
9	Columna tipo 2	27.00	U	Q. 1,936.22	Q. 52,277.94
10	Columna tipo 2.1 (pin)	162.00	U	Q. 126.47	Q. 20,488.14
11	Levantado de muro	360.00	M ²	Q. 70.23	Q. 28,162.80
12	Solera hidrófuga	150.00	ML	Q. 168.09	Q. 25,213.50
13	Solera intermedia	120.00	ML	Q. 921.48	Q. 110,577.60
14	Solera superior	110.00	ML	Q. 1,148.09	Q. 126,289.90
15	Losa de entepiso	290.00	M ²	Q. 260.91	Q. 75,663.90
16	Losa de techo	290.00	M ²	Q. 325.25	Q. 94,322.50
17	Viga tipo 1	24.00	U	Q. 1,133.19	Q. 27,196.56
18	Viga tipo 2	24.00	U	Q. 1,010.39	Q. 24,249.36
19	Viga tipo 3	4.00	U	Q. 3,384.10	Q. 13,536.40
20	Viga tipo 4	4.00	U	Q. 3,976.31	Q. 15,905.24
	Suma total del edificio de aulas				Q. 774,217.74
	Módulos de gradas				
1	Cimiento de gradas	23.66	ML	Q. 209.13	Q. 4,948.01
2	Solera hidrófuga	22.1	ML	Q. 72.30	Q. 1,597.83
3	Viga de amarre	7.00	ML	Q. 72.30	Q. 506.10
4	Soleras intermedias	126.6	ML	Q. 72.30	Q. 9,153.18
5	Losa	24.85	M ²	Q. 197.54	Q. 4,908.86
6	Levantado de muro de 0.20	137.6	M ²	Q. 133.70	Q. 18,397.12

Continua....

7	Columna tipo 3	14	U	Q. 1,936.22	Q. 27,107.08
8	Escaleras	2.00	U	global	Q. 24,492.80
	Suma total de módulos de gradas				Q. 91,110.98
	TOTAL				Q. 865,328.72

CONCLUSIONES

1. De acuerdo con las especificaciones de la Dirección General de Caminos, el tipo de camino que mejor se adaptó a las condiciones del lugar fue el tipo “ G “, ya que permite tener pendientes hasta del 18%; tener un tránsito promedio bajo, ancho de calzada de 5.50 mts; esta especificación permitió flexibilizar el diseño, evitando en lo posible que se realizara un movimiento de tierras mayor.
2. En el diseño de la carretera, se consideraron los siguientes aspectos:
Topografía accidentada del lugar
Tránsito
Velocidad de diseño
Pendientes;
Elementos que influyeron grandemente para definir el tipo de carretera que se necesita en la región y a la vez llevar a cabo un buen diseño, disminuyendo el costo del proyecto y con esto solucionar y dar alternativas posibles de solución a la falta de comunicación entre dichas aldeas con el municipio.
3. En el análisis y diseño estructural del edificio escolar se aplicaron diferentes criterios, como los que están contenidos en el reglamento A.C.I., y atendiendo a los criterios establecidos en el Reglamento de Construcción de Edificios Educativos del Ministerio de Educación.

4. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) además de brindar servicio técnico profesional como proyección de nuestra universidad, da la oportunidad al estudiante de complementar su formación académica: le permite adquirir experiencia y madurez para iniciar con mayor confianza el desempeño de su profesión.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Catarina.

1. Organizar a las aldeas beneficiadas con la carretera, para proveerle el mantenimiento constante, ya que de este dependerá su vida útil.
2. Dentro del programa de mantenimiento, la limpieza de los drenajes se realice al inicio y al final del invierno, para evitar que el agua de corrientes superficiales se acumulen en un lado de la carretera, afectando así la base de la misma o que la inunde.
3. Garantizar las supervisiones técnicas a través de un profesional de la Ingeniería Civil para que de esta forma se cumplan las especificaciones en planos.
4. Coordinar a la comunidad beneficiada con la edificación escolar, para designar el lugar para almacenar los materiales de construcción, que por sus características no pueden permanecer a la intemperie, así como la seguridad la cual correrá a cargo de la comunidad.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguilar Fuentes, Byron de Jesús, Planificación y diseño de un tramo carretero. Tesis Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 2001.
2. American Concrete Institute. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-99) y Comentarios. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México, D.F. 1990.
3. ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERIA ESTRUCTURA Y SISMICA AGIES. “Normas estructurales de diseño y construcción recomendados para la República de Guatemala”, 2002.
4. Augusto Rene Pérez, Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras, Tesis Ing, Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería.
5. Barrios de León, José Daniel. Diseño de un centro educativo en la aldea Chíul, municipio de Cuneen, del departamento de Quiché. Tesis Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2001.
6. Castro Valladares, Nery, Método para el cálculo de costos unitarios para caminos rurales. Tesis Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 1979.
7. Colop Gramajo, Walfre Tall May, Planificación y diseño de un tramo carretero. Tesis Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 1999
8. DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS, Especificaciones generales para construcción de carreteras y puentes, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas, República de Guatemala, Guatemala 1975.

9. Ortíz Mendoza, Jorge Luis, Diseño de un edificio de mampostería reforzada. Tesis Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería 1998.

10. Registro de la Municipalidad de Catarina del departamento de San Marcos, Guatemala, 1983. 15 pp.

APÉNDICE 1

➤ **PLANOS CONSTRUCTIVOS – CARRETERA**

Figura 37. Entrada a las aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio – Tramo 0+000 a 0+800

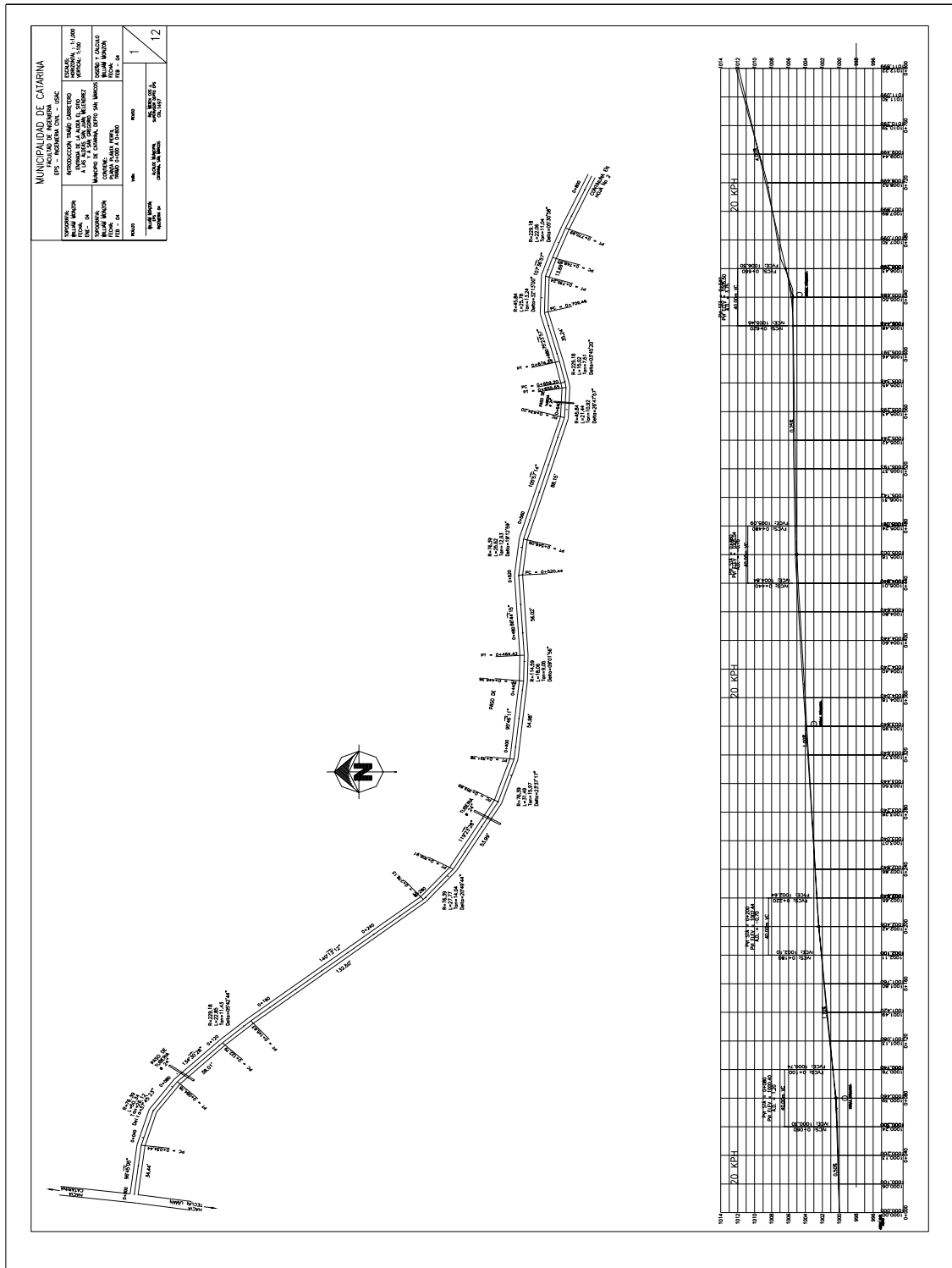


Figura 38. Entrada a las aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio – Tramo 0+800 a 1+600

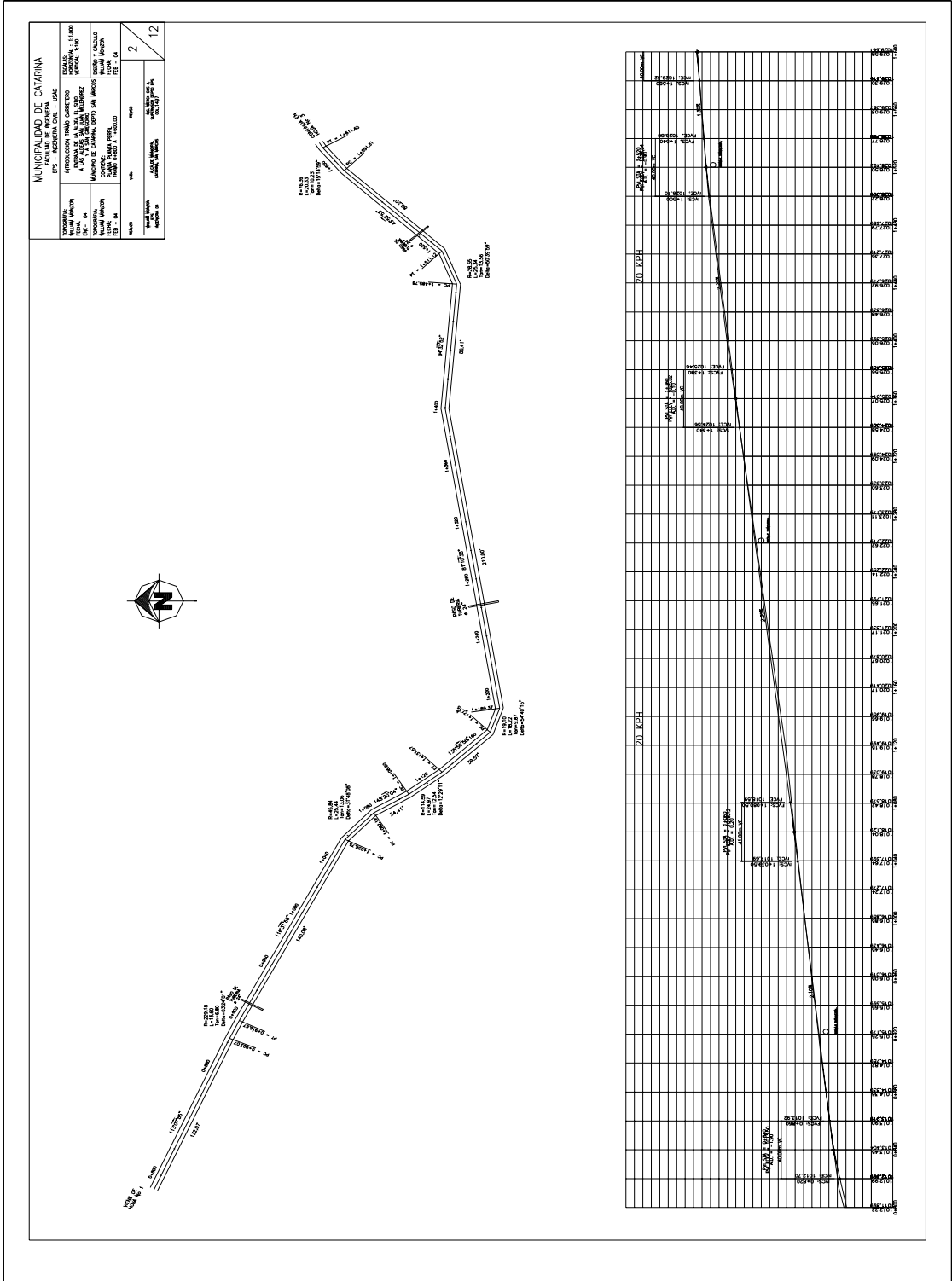


Figura 39. Entrada a las aldeas San Juan Meléndrez y San Gregorio – Tramo 1+600 a 2+467.69 final

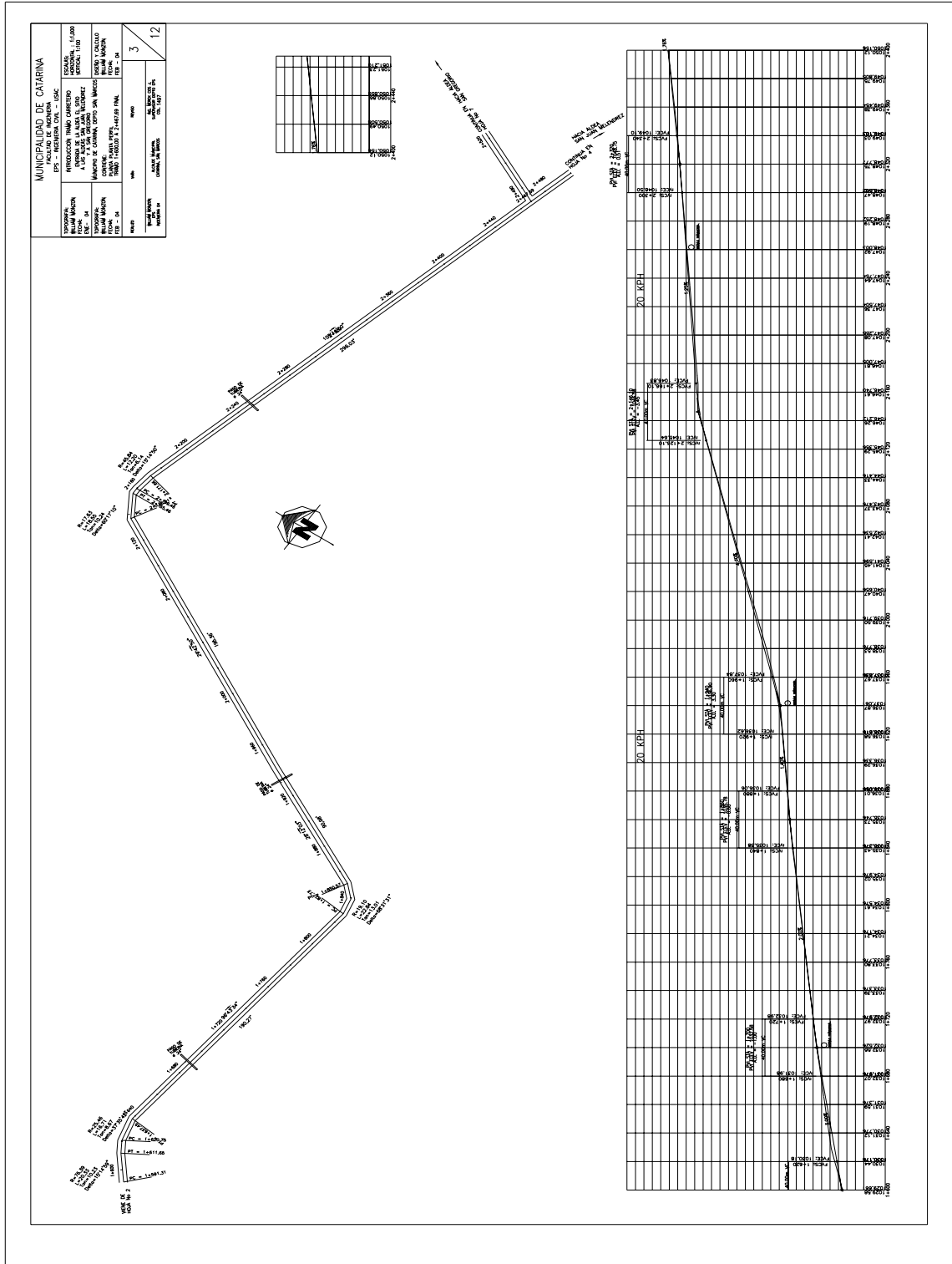


Figura 40. Hacia la aldea San Juan Meléndrez – Tramo 2+467.69 a 3+180

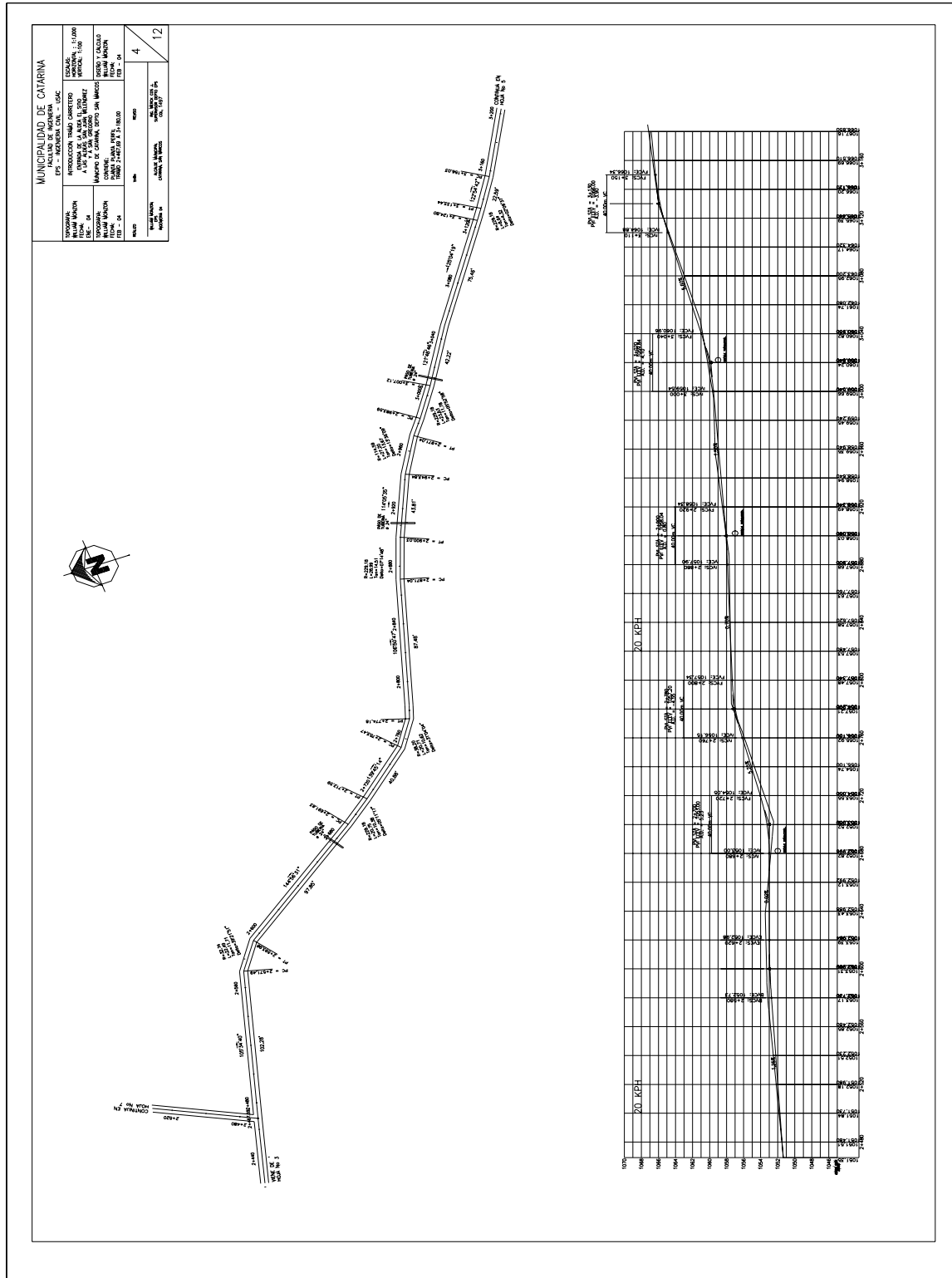


Figura 41. Hacia la aldea San Juan Meléndrez – Tramo 3+180 a 3+980

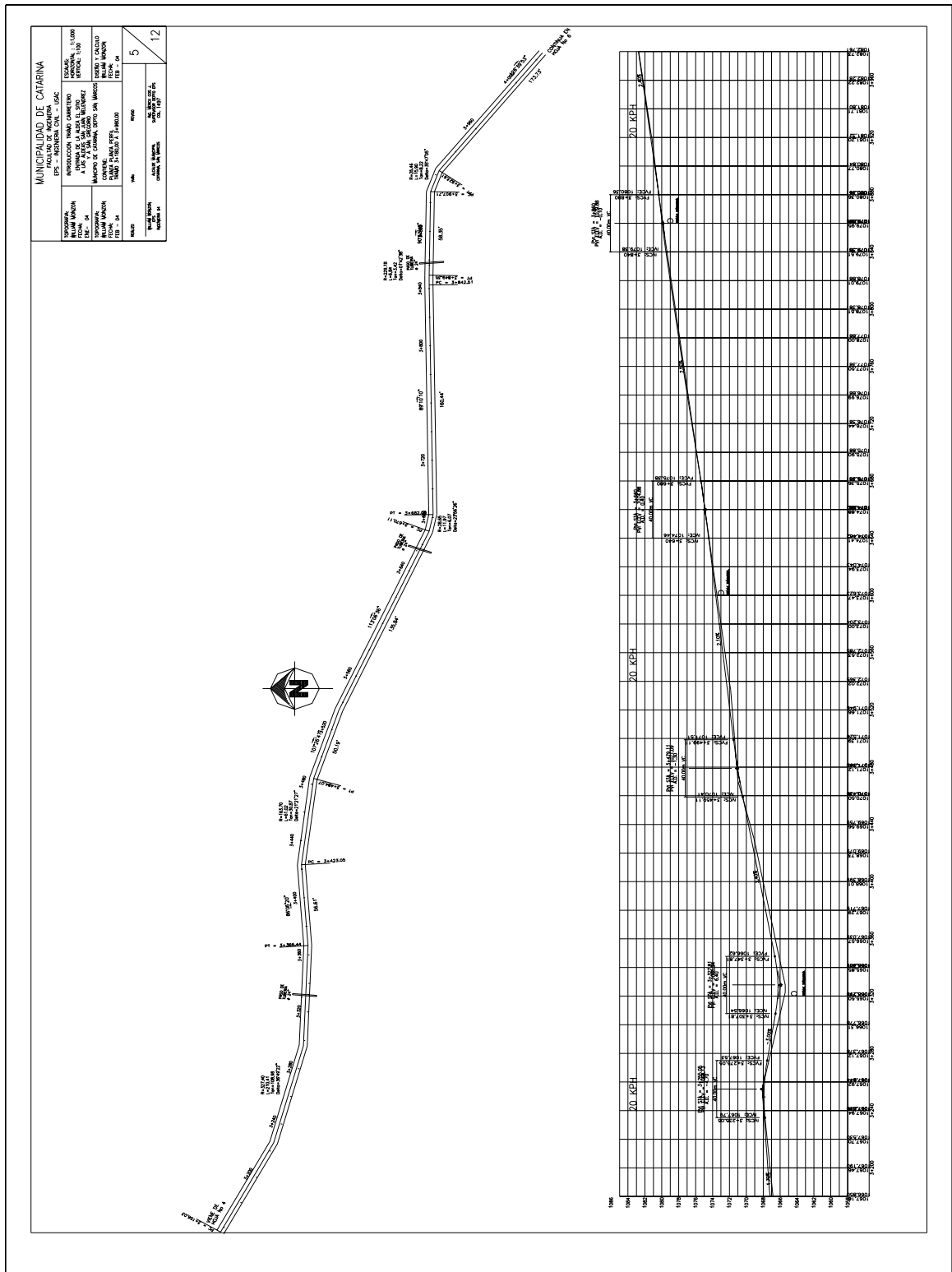


Figura 42. Hacia la aldea San Juan Meléndrez – Tramo 3+980 a 4+719.33 final

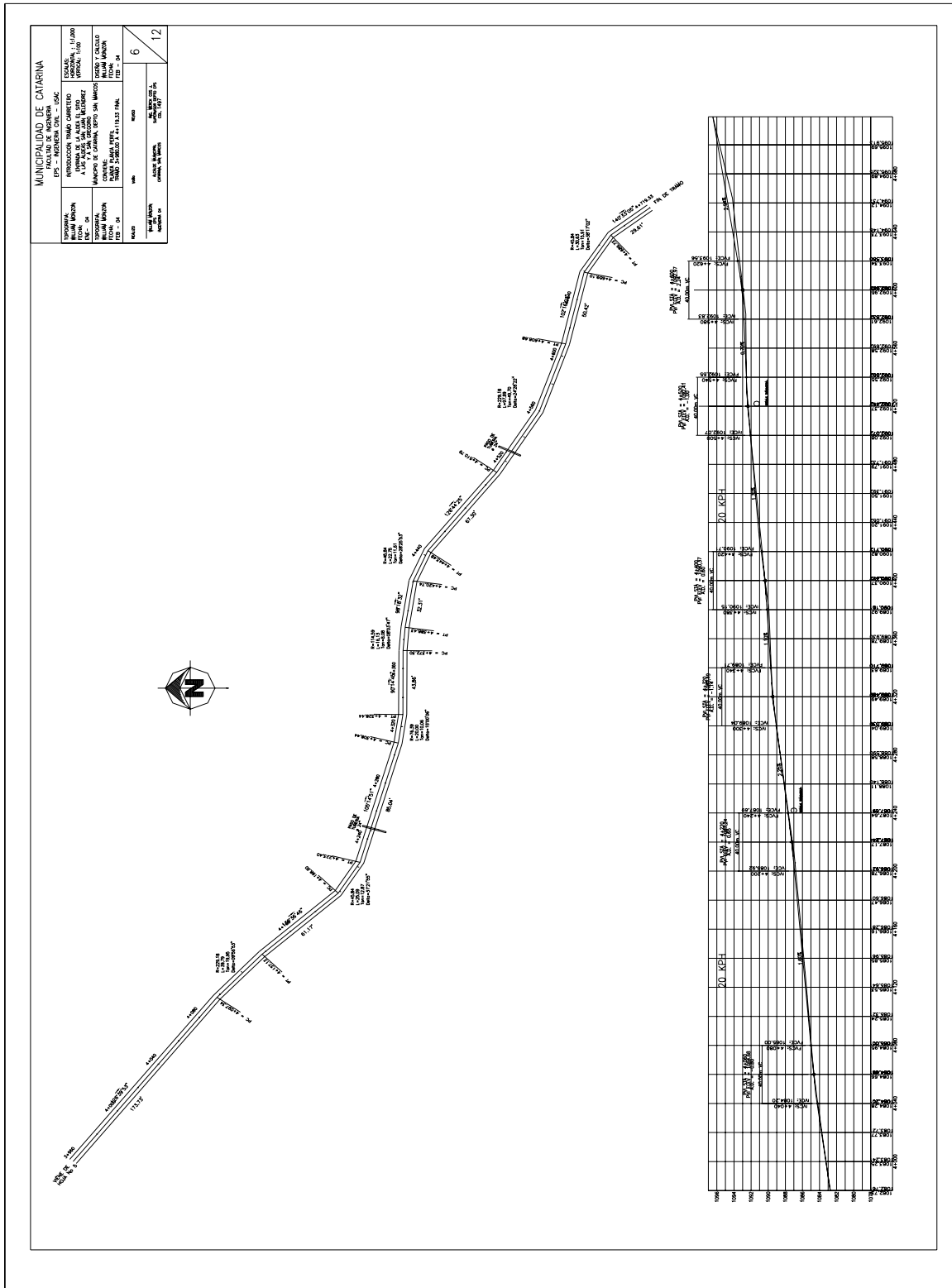


Figura 43. Hacia la aldea San Gregorio – Tramo 2+469.39 a 3+200

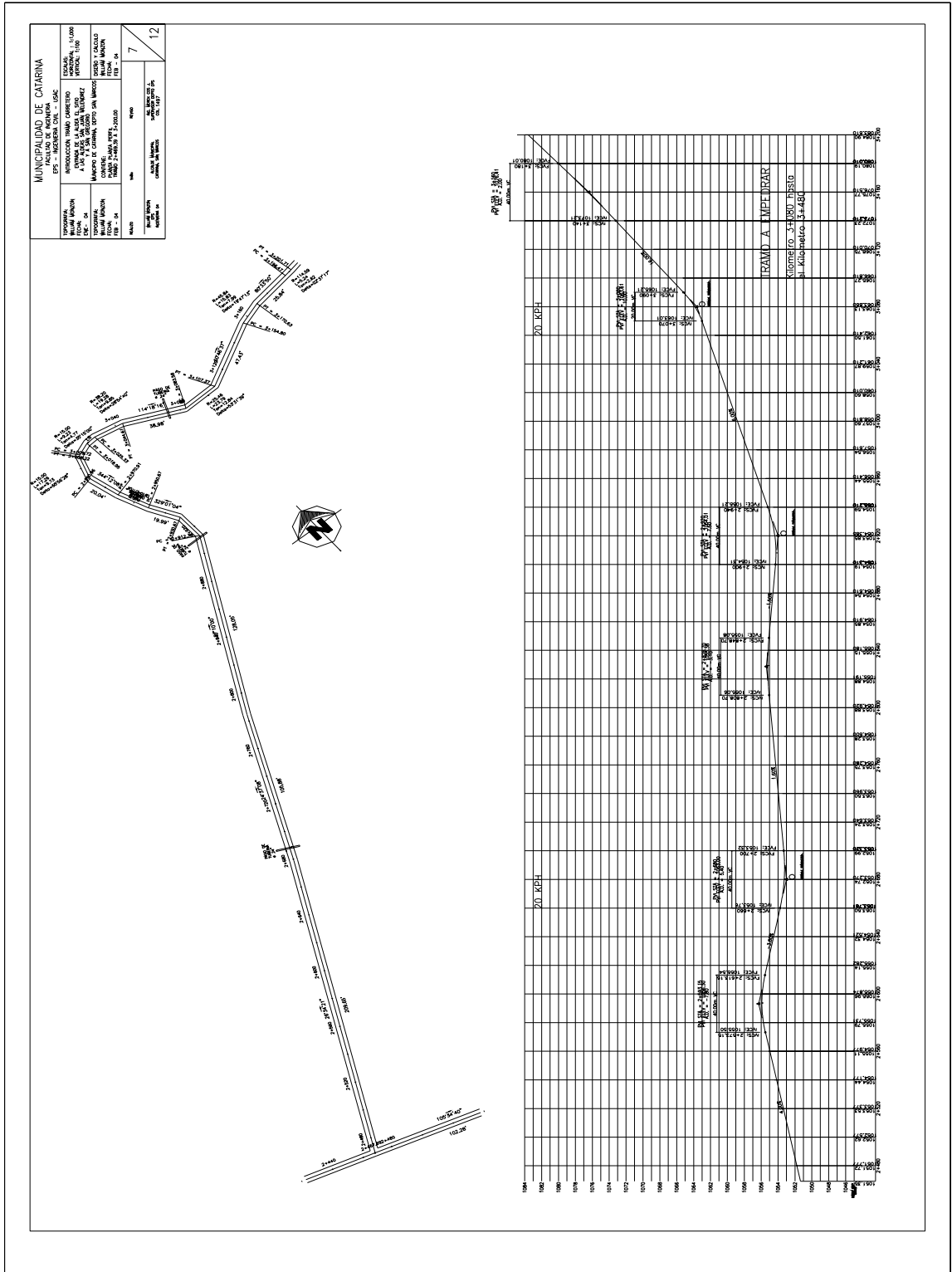


Figura 44. Hacia la aldea San Gregorio – Tramo 3+200 a 4+000

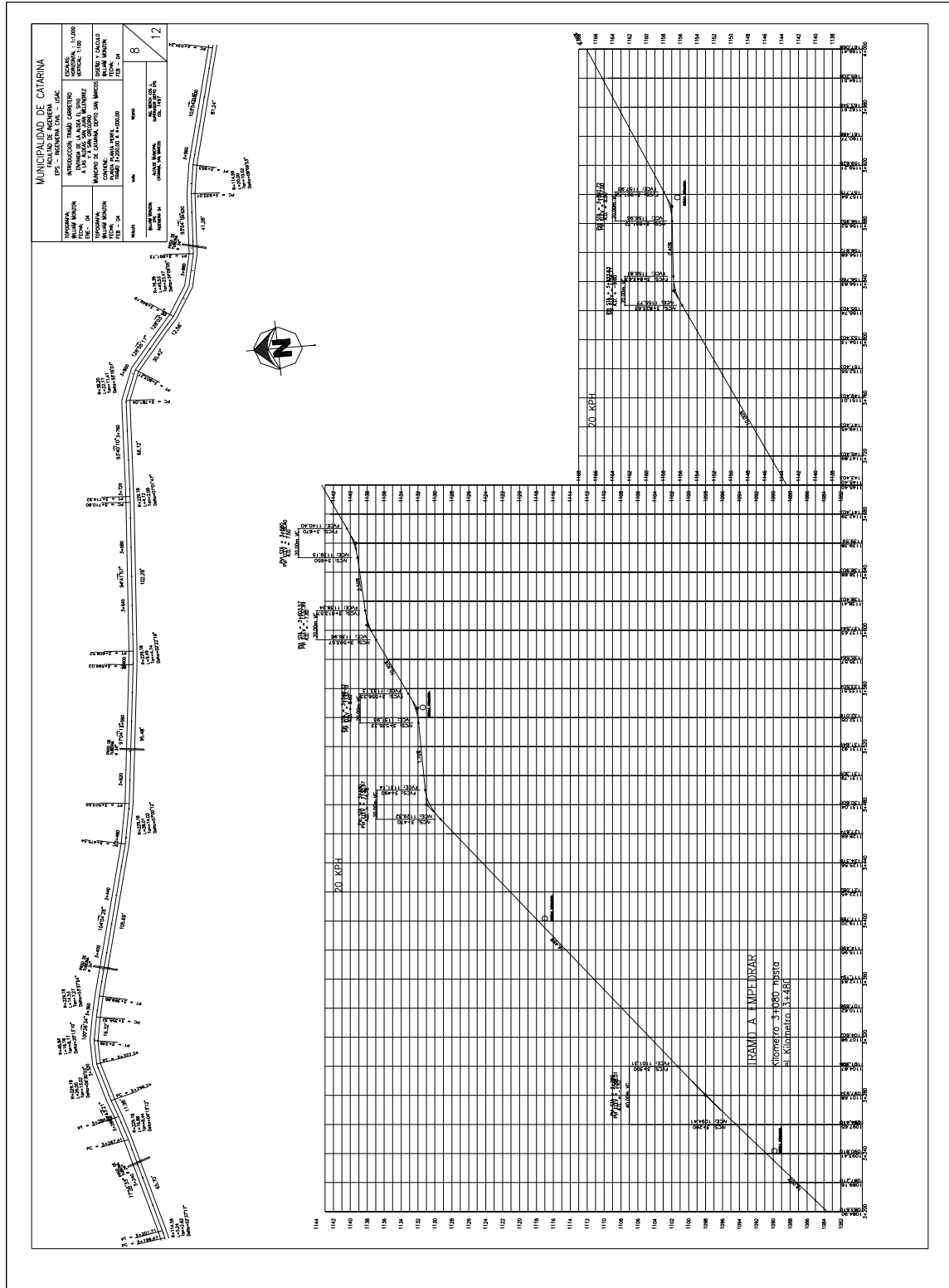


Figura 45. Hacia la aldea San Gregorio – Tramo 4+000 a 4+800

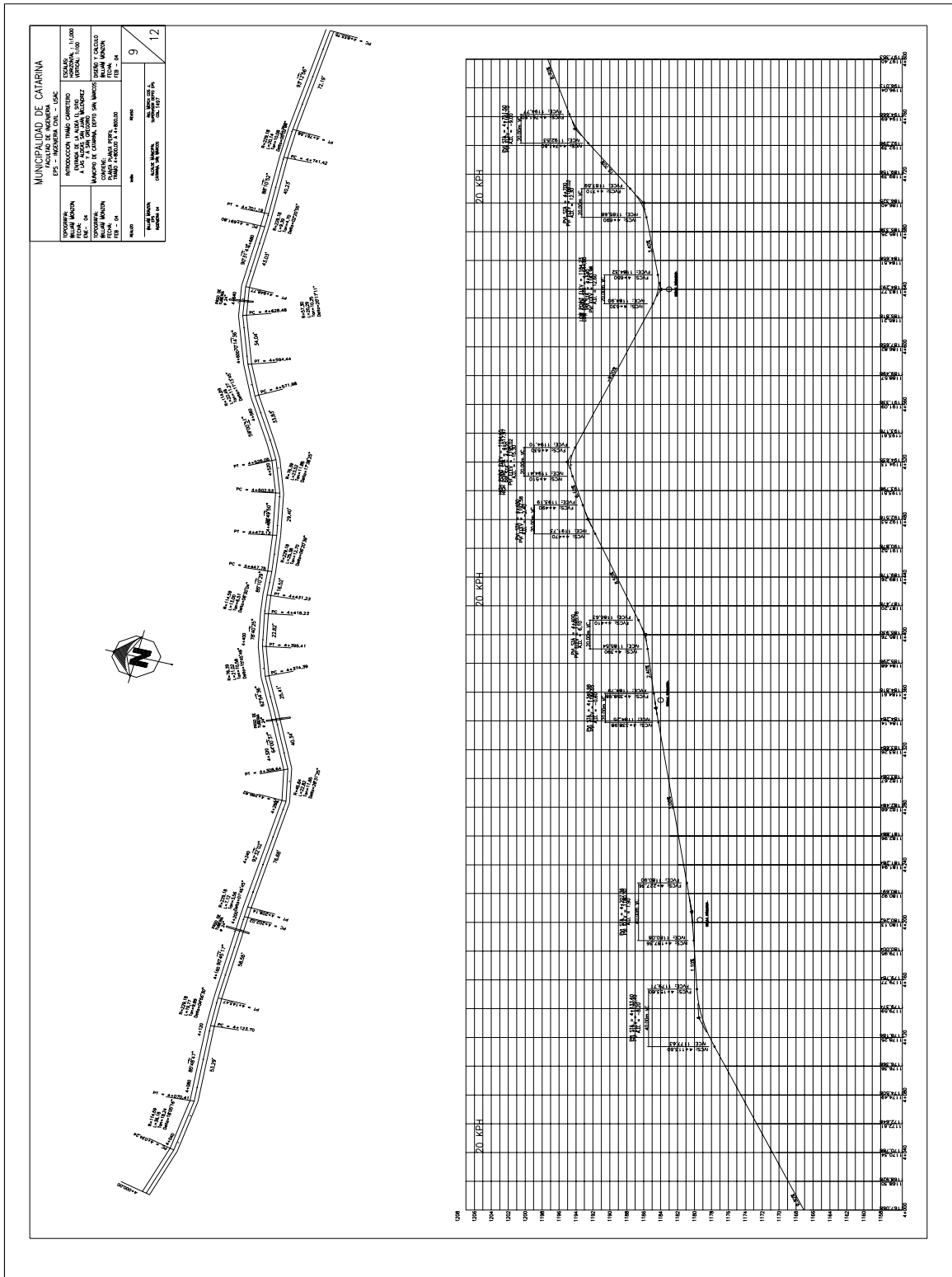


Figura 46. Hacia la aldea San Gregorio – Tramo 4+800 a 5+600

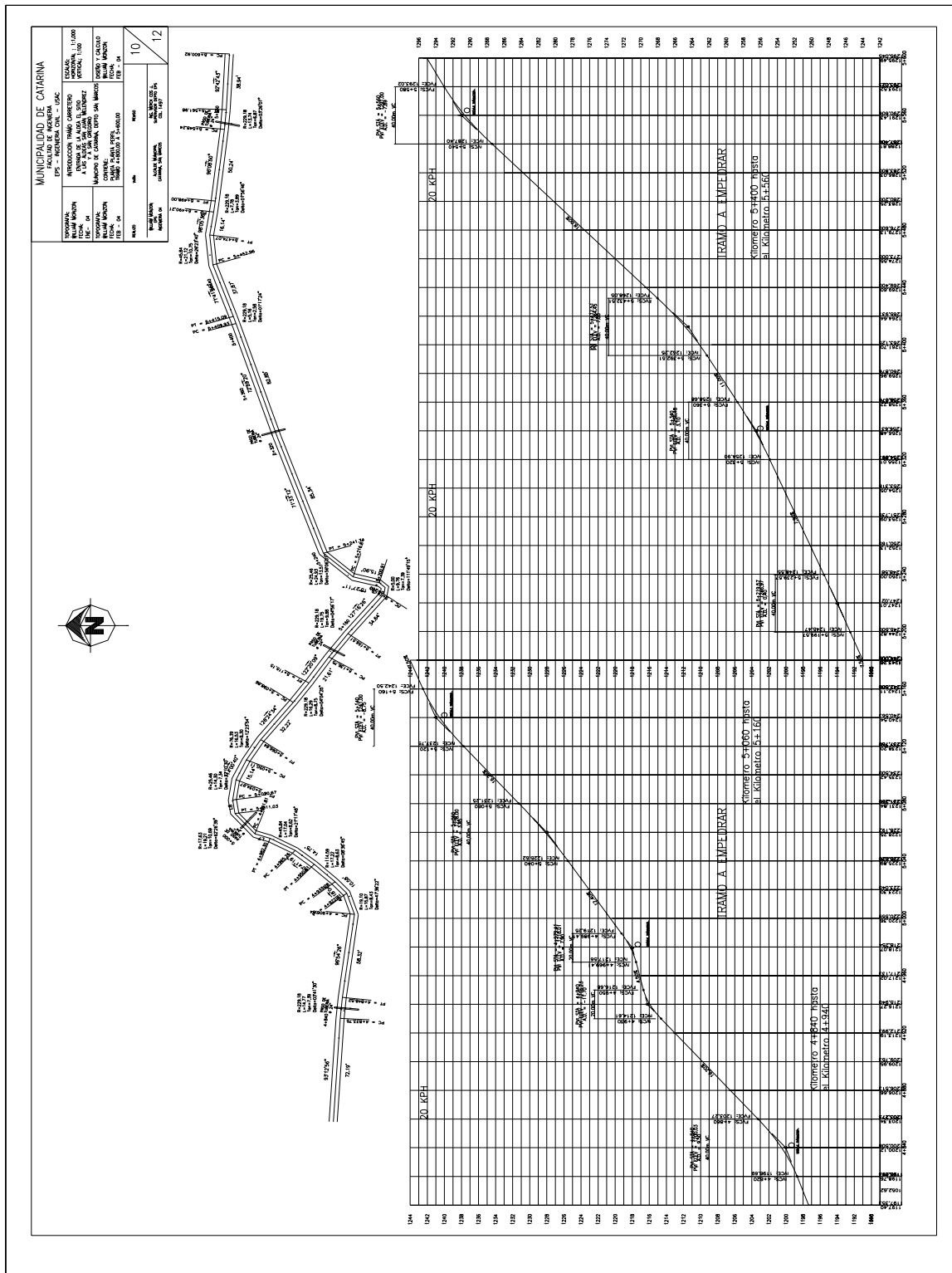


Figura 47. Hacia la aldea San Gregorio – Tramo 5+600 a 6+065.36 final

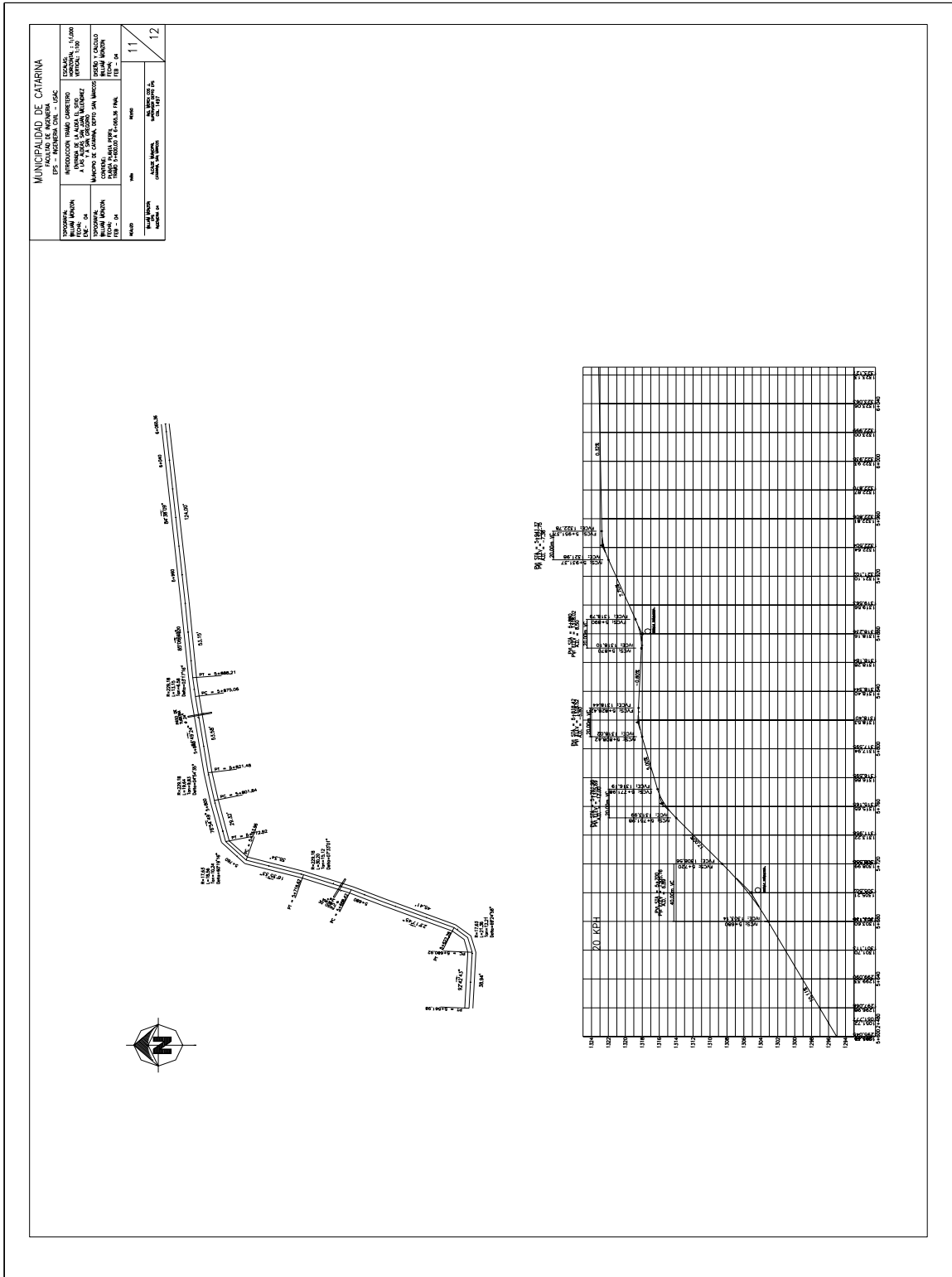
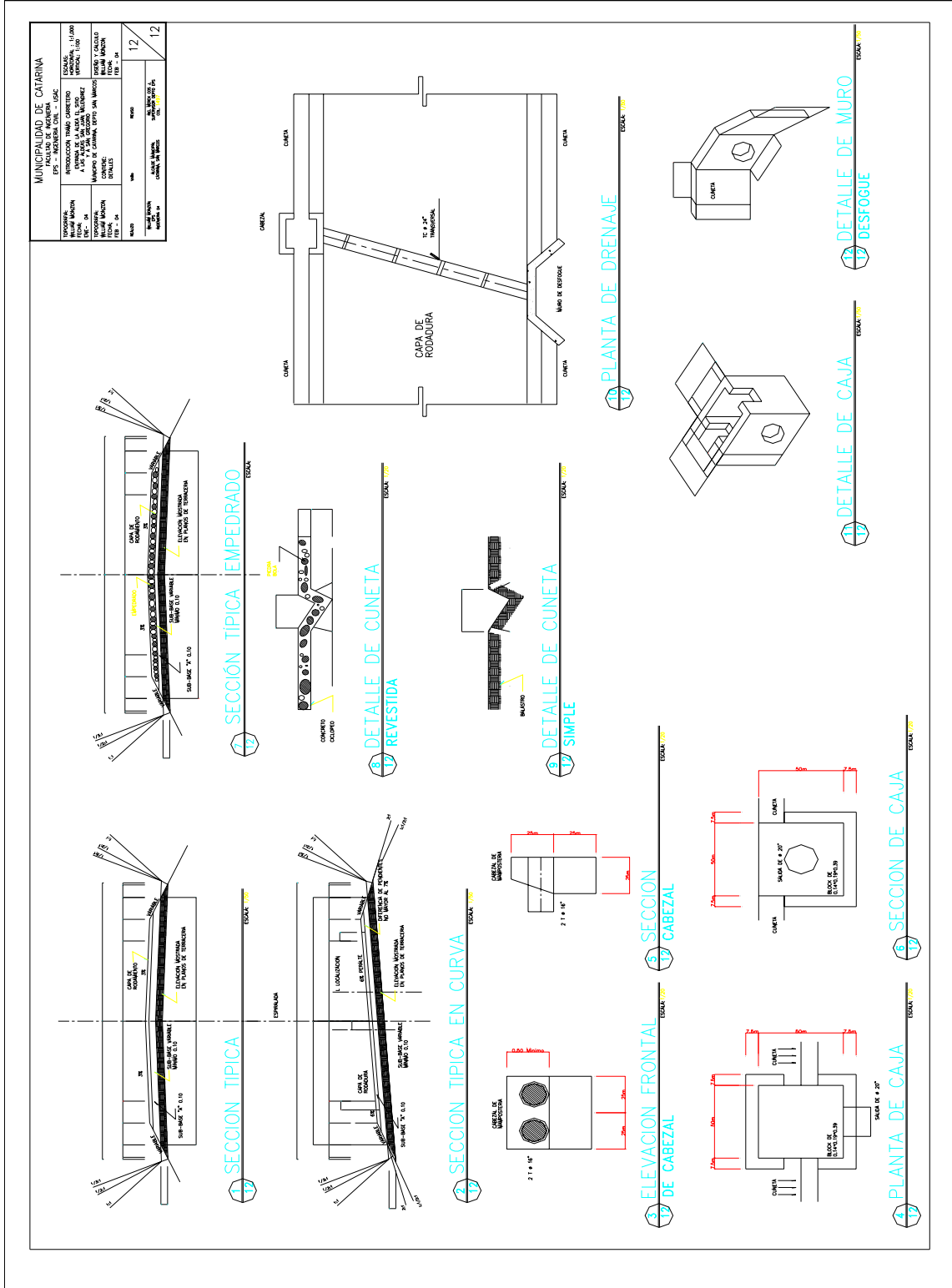


Figura 48. Detalles típicos



APÉNDICE 2

➤ PLANOS CONSTRUCTIVOS – EDIFICIO DE AULAS

Figura 49. Planta arquitectónica

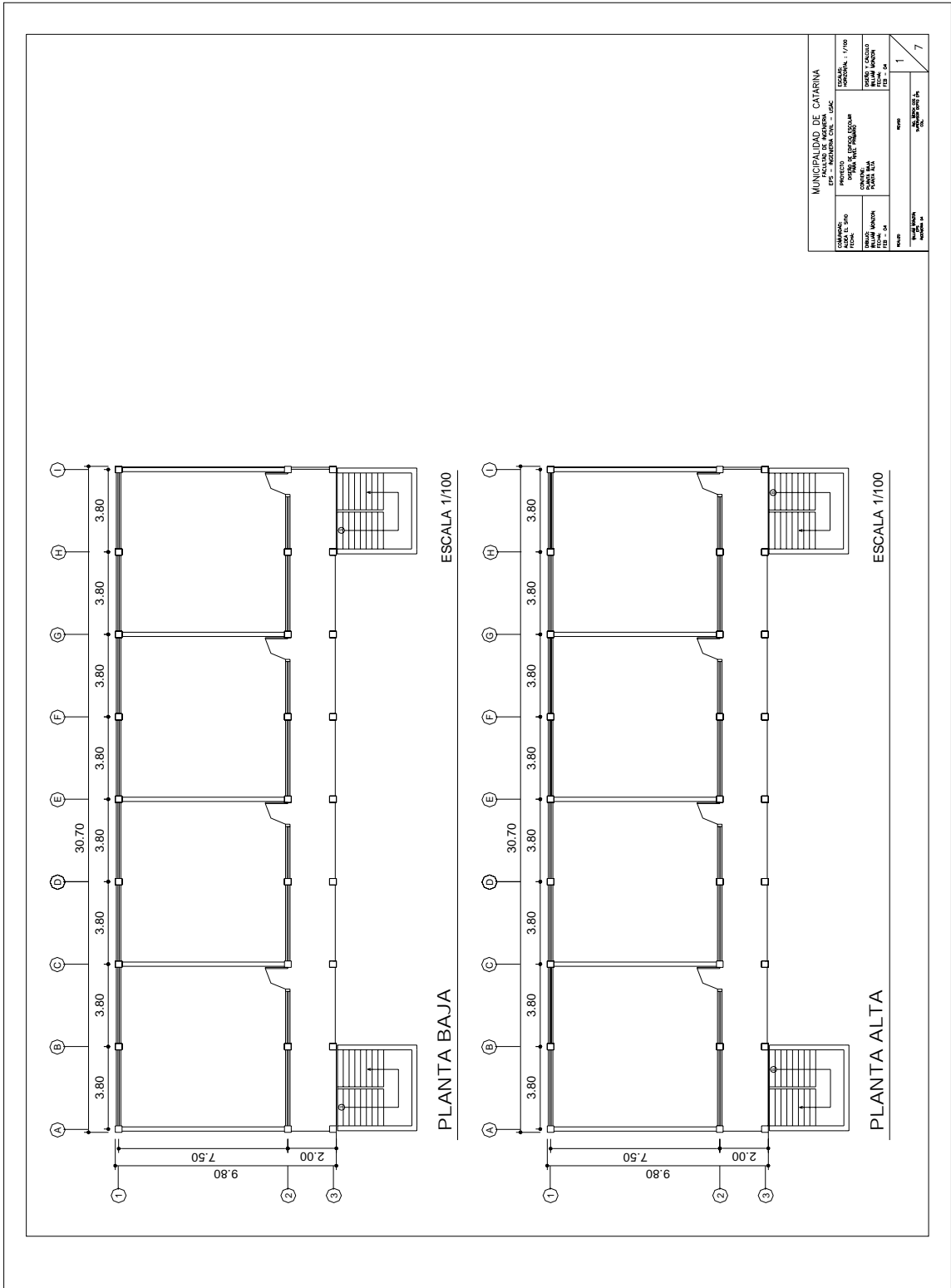


Figura 50. Planta acotada

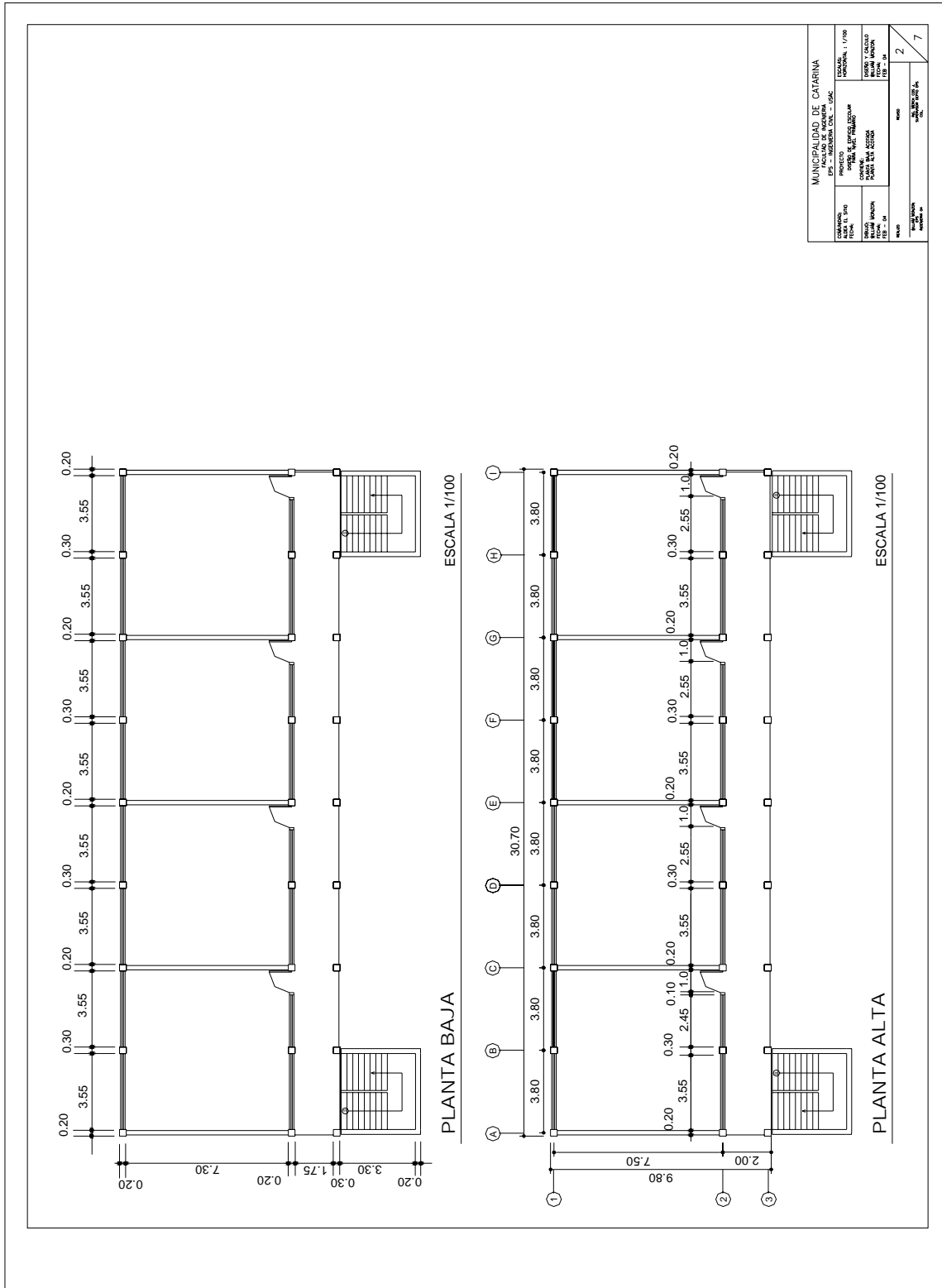


Figura 51. Planta de cimentación

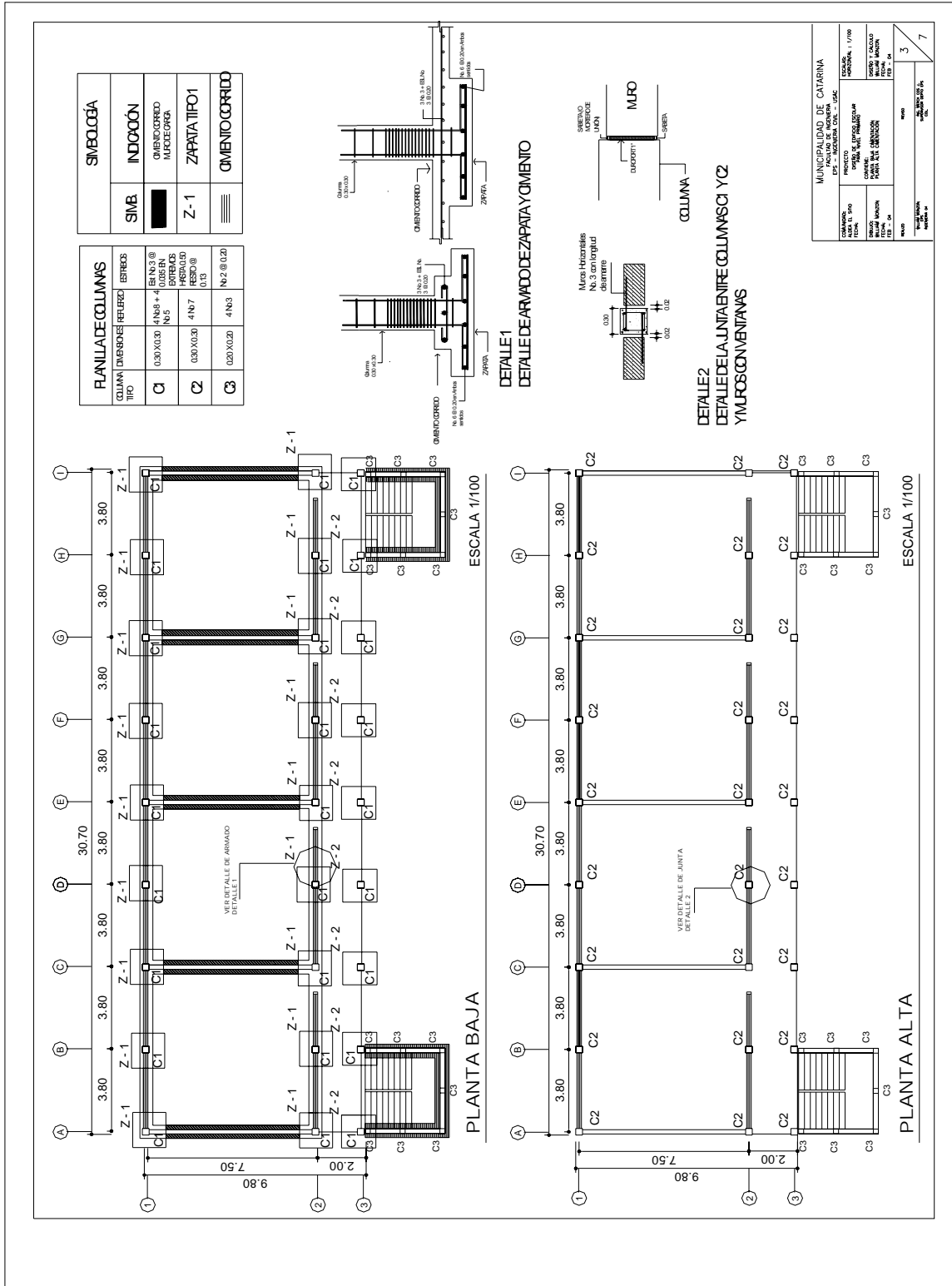


Figura 52. Planta de armado de losa y distribución de vigas

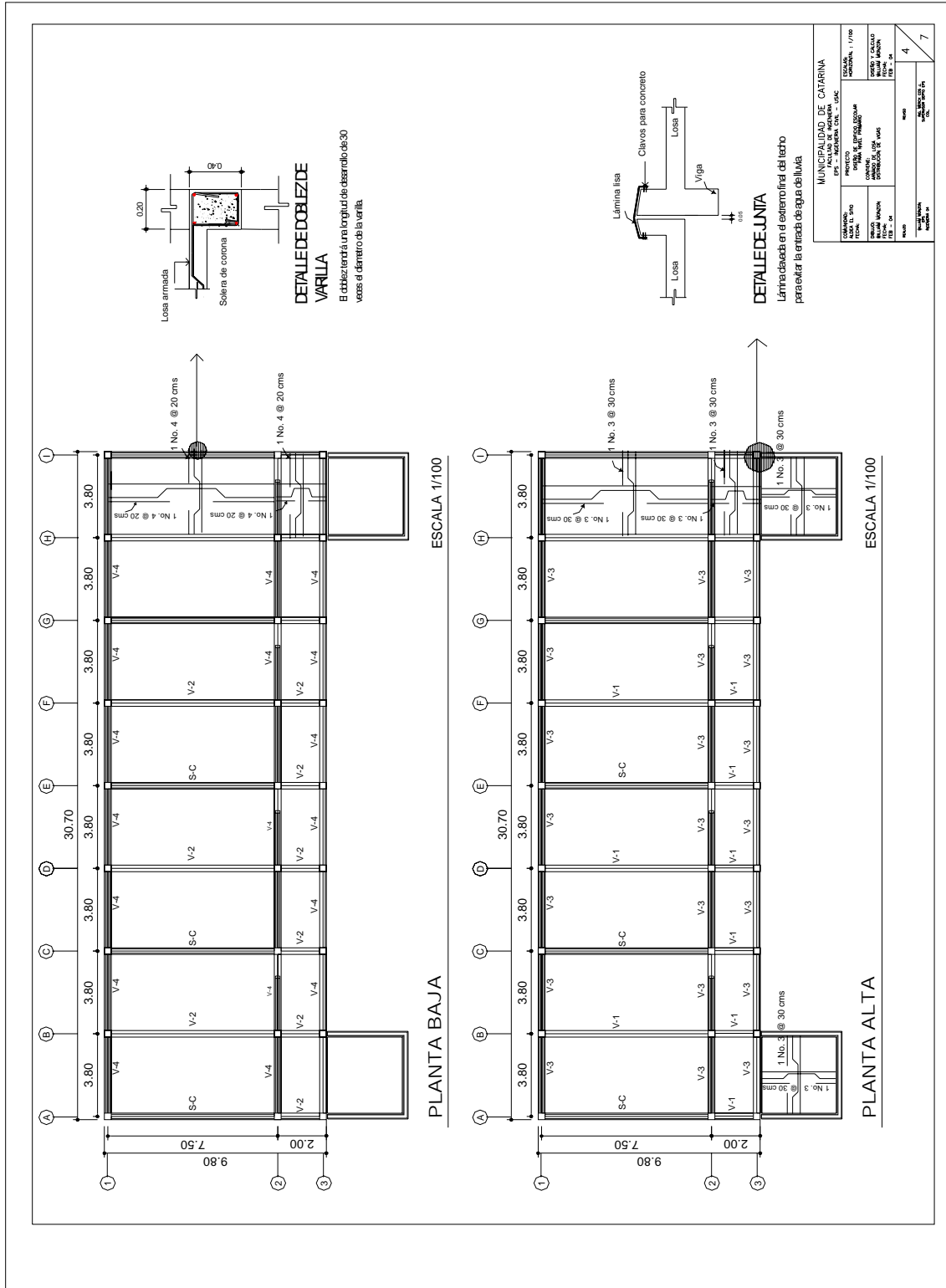


Figura 53. Armado de vigas

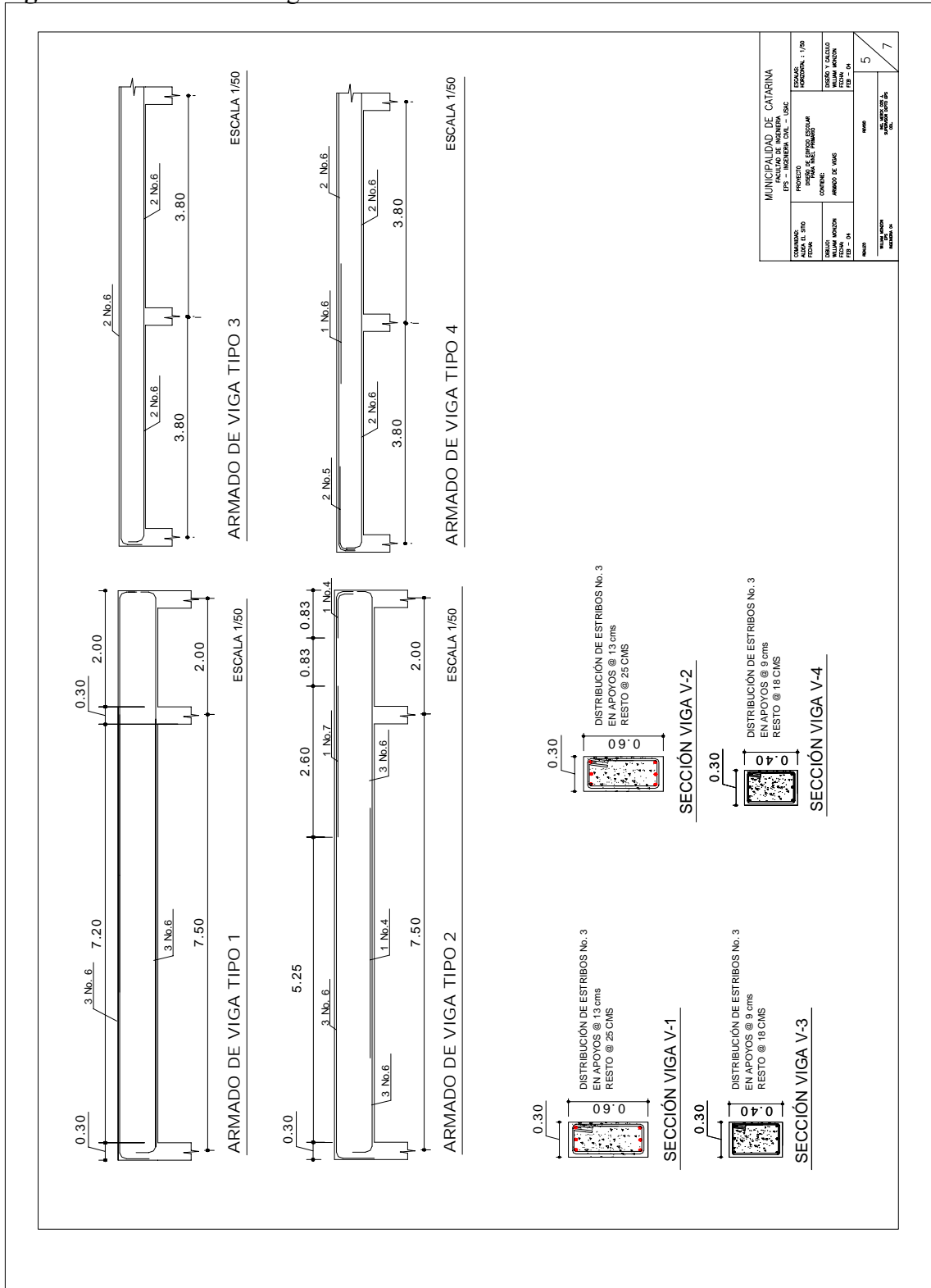


Figura 55. Elevaciones y secciones

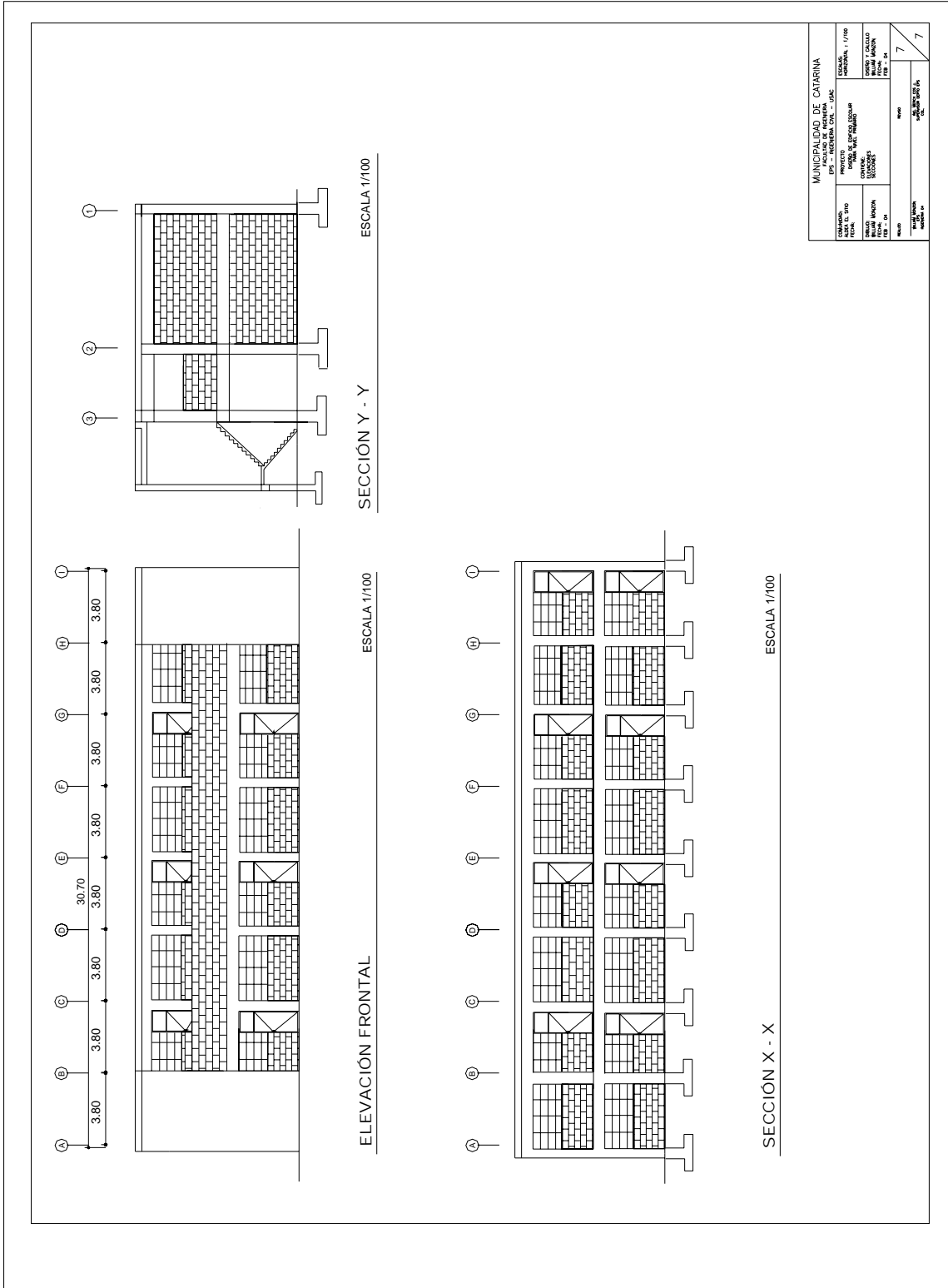


Figura 56. Diagrama de interacción para columnas rectangulares

