



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

**DISEÑO DE EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES PARA LAS
ALDEAS JOLOMGÜITZ Y PIE DE LA CUESTA, MUNICIPIO DE SAN JUAN
IXCOY, HUEHUETENANGO**

Heber Eleazar Castillo Palacios

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, mayo de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES PARA LAS
ALDEAS JOLOMGÜITZ Y PIE DE LA CUESTA, MUNICIPIO DE SAN JUAN
IXCOY, HUEHUETENANGO**

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

HEBER ELEAZAR CASTILLO PALACIOS

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	
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
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
EXAMINADOR	Ing. Angel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES PARA LAS
ALDEAS JOLOMGÜITZ Y PIE DE LA CUESTA, MUNICIPIO DE SAN JUAN
IXCOY, HUEHUETENANGO,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 4 de Abril de 2005.

Heber Eleazar Castillo Palacios



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S. Ing. Angel Roberto Sic Garcia, al trabajo de graduación del estudiante Heber Ezeazar Castillo Palacios, titulado DISEÑO DE EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES PARA LAS ALDEAS JOLOMGUITZ Y PIE DE LA CUESTA, MUNICIPIO DE SAN JUAN IXCOY, HUEHUETENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alfarez



Guatemala, mayo 2006.

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Dr. Carlos Martínez Gurría, 2006 centenario de su nacimiento



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE EDIFICACIONES ESCOLARES DE DOS NIVELES PARA LAS ALDEAS JOLOMGUITZ Y PIE DE LA CUESTA, MUNICIPIO DE SAN JUAN IXCOY, HUEHUETENANGO**, presentado por el estudiante universitario **Heber Eleazar Castillo Palacios**, procede a la autorización para la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Reinos
DECANO



Guatemala, mayo de 2006

/cc

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por darme la vida, la sabiduría, la inteligencia, por tener un propósito para mí y por permitirme alcanzar la meta propuesta.
- Mi familia** Por apoyarme moral y económicamente, a lo largo de mi carrera universitaria.
- La Universidad de San Carlos de Guatemala** Por abrir sus puertas y brindarme la oportunidad de ser uno de sus estudiantes y, así, continuar con mis estudios superiores.
- La facultad de ingeniería** Por brindarme la oportunidad de estar en sus aulas y así compartir conmigo sus conocimientos en la carrera de ingeniero civil.
- El Bienestar Estudiantil Universitario Sección Socioeconómica** Por brindarme la oportunidad de ser uno de sus estudiantes becados para poder continuar con mis estudios, asimismo agradezco a las trabajadoras sociales que me atendieron, apoyaron, aconsejaron y me trataron amablemente.

**Keny Ronaldo
Villatoro García**

Por su apoyo incondicional.

**La municipalidad de San
Juan Ixcoy**

Por brindarme la oportunidad de realizar mi E.P.S. y, así, demostrar los conocimientos obtenidos en mi formación académica.

Ing. Juan Merck Cos

Por compartir sus conocimientos y experiencias durante la asesoría del presente trabajo de graduación.

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Por darme fortaleza, perseverancia y sabiduría, y por ser la guía y luz de mi días, y así permitirme culminar uno de los sueños mas grandes de mi vida; mi carrera.
- MIS PADRES** Isidro Castillo Mazariegos (QPD) Marina Palacios Recinos, quienes siempre me brindaron amor, comprensión y su apoyo incondicional.
- MIS HERMANOS** Suseth, Samuel, Oziel y Byron Castillo Palacios, por su amor y cariño incondicional, bendiciones.
- A MI NOVIA** Yuranda Yomara Recinos Díaz, con mucho amor.

Y a todas las personas que, de alguna manera, colaboraron en mi formación profesional y personal.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 Monografía de las aldeas Jolomgüitz y Pie de la Cuesta, municipio de San Juan Ixcoy, Huehuetenango	1
1.1.1 Ubicación y localización	1
1.1.2 Extensión territorial	3
1.1.3 Límites y colindancias	3
1.1.4 Clima	3
1.1.5 Población e idioma	4
1.1.6 Suelos y topografía	4
1.1.7 Vías de acceso	4
1.1.8 Servicios públicos	5
1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos y de infraestructura de las aldeas Jolomgüitz y Pie de la Cuesta del municipio de San Juan Ixcoy, Huehuetenango	6
1.2.1 Descripción de las necesidades	6
1.2.2 Priorización de las necesidades	7

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	9
2.1 Diseño del edificio escolar de dos niveles para la aldea Jolomgüitz	9
2.1.1 Descripción del proyecto	9
2.1.2 Estudio de suelos	9
2.1.3 Diseño estructural	11
2.1.3.1 Estructuración	11
2.1.3.1.1 Selección del sistema estructural a utilizar	12
2.1.3.1.2 Diseño arquitectónico	13
2.1.3.1.2.1 Requerimiento de áreas	13
2.1.3.1.2.2 Distribución de espacios	14
2.1.3.1.2.3 Alturas y cotas	14
2.1.3.2 Análisis estructural	14
2.1.3.2.1 Pre-dimensionamiento estructural	15
2.1.3.2.2 Modelos matemáticos de marcos Dúctiles	16
2.1.3.2.3 Cargas verticales y horizontales aplicadas a marcos dúctiles.	18
2.1.3.2.4 Fuerzas internas halladas con un método de análisis estructural	32
2.1.3.2.5 Momentos últimos por envolvente de momentos	41
2.1.3.2.6 Diagrama de momentos y corte	45
2.1.3.3 Dimensionamiento	47
2.1.3.3.1 Diseño de losas	48
2.1.3.3.1.1 Losas nivel 1	48
2.1.3.3.1.2 Losas nivel 2	54
2.1.3.3.2 Diseño de vigas	54
2.1.3.3.3 Diseño de columnas	58
2.1.3.3.4 Diseño de cimientos	67

2.1.4	Instalaciones eléctricas	78
2.1.5	Planos constructivos	78
2.1.6	Presupuesto	79
2.1	Diseño del edificio escolar de dos niveles para la aldea Pie de la Cuesta	80
2.2.1	Descripción del proyecto	80
2.2.2	Estudio de suelos	80
2.2.3	Diseño estructural	81
2.2.3.1	Estructuración	81
2.2.3.1.1	Selección del sistema estructural a utilizar	81
2.2.3.1.1	Diseño arquitectónico	81
2.2.3.1.2.1	Requerimiento de áreas	81
2.2.3.1.2.2	Distribución de espacios	82
2.2.3.1.2.3	Alturas y cotas	82
2.2.3.2	Análisis estructural	82
2.2.3.2.1	Pre-dimensionamiento estructural	82
2.2.3.2.2	Modelos matemáticos de marcos dúctiles	83
2.2.3.2.3	Cargas verticales y horizontales aplicadas a marcos dúctiles	84
2.2.3.2.4	Fuerzas Internas halladas con un método de análisis estructural	94
2.2.3.2.5	Momentos últimos por envolvente de momentos	95
2.2.3.2.6	Diagramas de momentos y cortes	96
2.2.3.3	Dimensionamiento	99
2.2.3.3.1	Diseño de losas	99
2.2.3.3.1.1	Losas nivel 1	99
2.2.3.3.1.2	Losas nivel 2	102
2.2.3.3.2	Diseño de vigas	103

2.2.3.3.3	Diseño de columnas	104
2.2.3.3.4	Diseño de cimientos	105
2.2.4	Instalaciones eléctricas	108
2.2.5	Instalaciones hidráulicas	108
2.2.6	Planos constructivos	109
2.2.7	Presupuesto	109
CONCLUSIONES		111
RECOMENDACIONES		113
REFERENCIAS		115
BIBLIOGRAFÍA		119
ANEXOS		121
APÉNDICE 1		
Planos estructurales, edificio para la aldea Jolomgüitz		
APÉNDICE 2		
Planos estructurales, edificio para la aldea Pie de la Cuesta		

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Modelo matemático de la estructura en el sentido $y - y$	17
2.	Modelo matemático de la estructura en el sentido $x - x$	17
3.	Planta típica, edificio para la aldea Jolomgüitz	18
4.	Simetría del edificio para la aldea Jolomgüitz	25
5.	Marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y – carga muerta, edificio para la aldea Jolomgüitz	35
6.	Diagrama de momentos (Kg-M) – carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y , edificio para la aldea Jolomgüitz	40
7.	Diagrama de momentos (Kg-m) – carga viva – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y , edificio para la aldea Jolomgüitz	40
8.	Diagrama de momentos (Kg-m) – fuerza sísmica – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y , edificio para la aldea Jolomgüitz	41
9.	Modelo matemático de las vigas para el cálculo de sus reacciones en los apoyos	44
10.	Diagrama de envolvente de momentos últimos (Kg.-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y , edificio para la aldea Jolomgüitz	45

11.	Diagrama de cortes últimos (Kg.) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y, edificio para la aldea Jolomgüitz	46
12.	Diagrama de momentos últimos (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X, edificio para la aldea Jolomgüitz	46
13.	Diagrama de cortes últimos (Kg) – marco típico dúctil unidos con nudos rígidos sentido X, edificio para la aldea Jolomgüitz	47
14.	Losas del edificio para la aldea Jolomgüitz	49
15.	Planta de momentos actuantes en losas típica – nivel 1	50
16.	Planta de momentos balanceados en losa típica – nivel 1	52
17.	Diagrama de momentos y cortes últimos de la viga tipo 1	55
18.	Desplante de zapata del edificio para la aldea Jolomgüitz	68
19.	Corte simple	70
20.	Corte punzonante	71
21.	Diagrama de cargas sobre la línea de cimentación	73
22.	Dimensiones de escalera, edificio para la aldea Jolomgüitz	76
23.	Distribución de carga y momento para las escaleras	76
24.	Modelo matemático de la estructura para la aldea Pie de la Cuesta en y – y	83
25.	Modelo matemático de la estructura para la aldea Pie de la Cuesta en x – x	84
26.	Planta típica, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	85
27.	Simetría del edificio para la aldea Pie de la Cuesta	89
28.	Marco típico dúctil unido con nudos rígidos –carga muerta- sentido Y, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	93
29.	Diagrama de momentos (Kg-M) - carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y - y, edificio para la aldea Pie de la cuesta	94

30.	Diagrama de momentos (Kg-M) - carga viva – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y - y, edificio para la aldea Pie de la cuesta	94
	Diagrama de momentos (Kg-m) – fuerza sísmica – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y - y, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	95
31.	Diagrama de envolvente de momentos últimos (Kg.-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	96
32.	Diagrama de cortes últimos (Kg.) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	97
33.	Diagrama de momentos últimos (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	97
34.	Diagrama de cortes últimos (Kg) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	98
35.	Losas del edificio para la aldea Pie de la Cuesta	99
36.	Planta de momentos actuantes en losas típica – nivel 1	101
37.	Planta de momentos balanceados en losa típica – nivel 1	101
38.	Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr	123
39.	Diagrama de iteración para columna	125
40.		

TABLAS

I. Fuerza por nivel, edificio para la aldea Jolomgüitz	23
II. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel, edificio para la aldea Jolomgüitz	27
III. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel, edificio para la aldea Jolomgüitz	28
IV. Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel, edificio para la aldea Jolomgüitz	29
V. Fuerza por marco por torsión del primer nivel, edificio para aldea Jolomgüitz	29
VI. Envoltente de momentos en vigas, edificio para la aldea Jolomgüitz	42
VII. Envoltente de momentos en columnas, edificio para la aldea Jolomgüitz	42
VIII. Áreas de acero requeridas en losas típicas, edificio para la aldea Jolomgüitz	54
IX. Cálculo del área de acero para viga tipo 1, edificio para la aldea Jolomgüitz	56
X. Cálculo de vigas, edificio para la aldea Jolomgüitz	58
XI. Cálculo de columnas, edificio para la aldea Jolomgüitz	67
XII. Presupuesto , edificio para la aldea Jolomgüitz	79
XIV. Fuerza por nivel, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	88
XIV. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	90
XV. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	90

XVI.	Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	91
XVII.	Fuerza por marco por torsión del primer nivel, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	91
XVIII.	Envolvente de momentos en vigas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	95
XIX.	Envolvente de momentos en columnas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	96
XX.	Áreas de acero requeridas en losas típicas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	102
XXI.	Cálculo de vigas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	103
XXII.	Cálculo de columnas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta	104
XXIII.	Presupuesto , edificio para la aldea Pie de la Cuesta	109

LISTA DE SÍMBOLOS

A_{ch} :	Área de un núcleo confinado
A_g :	Área gruesa de una columna
$A_{s(+)}$:	Área de acero a tensión
$A_{s(-)}$:	Área de acero a compresión
A_{st} :	Área total de acero longitudinal
A_T :	Área tributaria de un elemento
A_v :	Área de la varilla de estribo
b :	Ancho de un elemento
CM :	Carga muerta
C_u :	Carga última de diseño
CV :	Carga viva
d :	Peralte de un elemento

d_{efec} :	Peralte efectivo
E_c :	Módulo de elasticidad del concreto
EI :	Rigidez a la flexión
E_s :	Módulo de elasticidad del acero
f'_c :	Resistencia del concreto a compresión a los 28 días
f_y :	Esfuerzo de fluencia del acero
l_n :	Longitud libre entre elementos
r :	recubrimiento del acero
S :	Carga de sismo
S :	Espaciamiento de estribos
S_t :	Espaciamiento acero longitudinal
t :	Espesor de elemento
Φ :	Diámetro
Φ :	Factor de reducción de carga

GLOSARIO

Acero mínimo	Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia del acero, necesario para evitar grietas por los cambios debidos a la temperatura.
Amplificador de momentos	-Magnificador de Momentos- Factor de seguridad obtenido a partir de la evaluación de los efectos de esbeltez de las columnas.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso de la construcción que gravitará sobre ella, la cual transmitirá sobre el terreno las cargas correspondientes de una forma estable y segura.
Corte Basal	Fuerza aplicada en la base de una edificación, como producto de la acción de un sismo.
Dimensionar elementos de concreto reforzado	Consiste en determinar, mediante un proceso iterativo, las dimensiones de elementos estructurales; las cuales satisfagan de mejor manera las condiciones de carga de determinado proyecto.

Ductilidad	Capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico, que presentan algunos materiales.
Efecto de esbeltez	Es la reducción de resistencia de elementos estructurales, cuya relación longitud-peralte es grande, cuando son sometidos a compresión axial o flexo-compresión.
Envolvente de momentos	Diagrama de momentos donde se superponen los momentos producidos en la estructura, por las combinaciones de cargas, para determinar cuales son los momentos críticos y proceder a diseñar los elementos de la estructura con ellos.
Esfuerzo	Magnitud de una fuerza por unidad de área.
Estribo	Elemento de una estructura, elaborado de acero cuya función es resistir el esfuerzo cortante.
Estructura	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargado de resistir los efectos de las fuerzas externas de un cuerpo físico. También, se le llama a un sistema de elementos que se combinan de una forma ordenada para cumplir una función determinada, por ejemplo: cubrir una longitud, contener un empuje de tierras, cubrir un techo, conducir un caudal determinado, etc.

Excentricidad	Es la distancia que separa el centro de masa del centro de rigidez, cuando no existe simetría en los marcos de la estructura.
Fluencia	Fenómeno que se caracteriza porque un material sufra grandes deformaciones al ser sometido a un esfuerzo constante, antes de producirse la falla. Como es el caso del acero a refuerzo.
Longitud de desarrollo	Es la mínima medida de una varilla anclada al concreto, para evitar que falle por adherencia.
Momento resistente	Es el resultado de multiplicar la fuerza de tensión o la de compresión, por el brazo del par interno.
Momento último o de diseño	Es el momento resistente afectado por un factor de magnificación, el cual asegura que los elementos estructurales son diseñados para soportar las fuerzas internas actuantes con un cierto margen de seguridad.
Peso específico	Se define como el peso por unidad de volumen.
Rigidez	Resistencia de un elemento estructural a la deformación.
SEAOC	<i>Structural engineers association of California.</i> Asociación de ingenieros estructurales de California.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación, presenta la propuesta de diseño de dos edificios escolares, para satisfacer las necesidades de la creciente población estudiantil de las aldeas Jolomgüitz y Pie de la Cuesta, Municipalidad de San Juan Ixcoy, Huehuetenango.

El primer capítulo contiene una breve monografía de las aldeas mencionadas, donde se describen aspectos de las comunidades, tales como: ubicación y localización, extensión territorial, límites y colindancias, clima, población e idioma, suelos y topografía, vías de acceso, etc. Y un diagnóstico acerca de las necesidades de servicios básicos y de infraestructura.

En el segundo capítulo, se desarrolla el diseño de los edificios escolares de dos niveles, para las aldeas Jolomgüitz y Pie de la Cuesta, se hace una descripción de cada proyecto, el estudio de suelos, se elige el sistema estructural a utilizar, se describe, detalladamente, la memoria de cálculo tanto del análisis estructural como del diseño estructural.

Al final del informe se presentan las conclusiones y recomendaciones, planos y presupuestos respectivos.

OBJETIVOS

General

Diseñar los edificios escolares de dos niveles para las aldeas Jolomgüitz y Pie De La Cuesta, municipio de San Juan Ixcoy, Huehuetenango.

Específicos

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico respecto de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de las aldeas Jolomgüitz y Pie de la Cuesta, del municipio de San Juan Ixcoy, Huehuetenango.
2. Capacitar a los miembros de los comités de las aldeas Jolomgüitz y Pie De La Cuesta, del municipio San Juan Ixcoy, acerca del mantenimiento del edificio escolar.

INTRODUCCIÓN

Una escuela, es un edificio de uso público donde, básicamente, se proporciona, a los niños, la educación respectiva, según el nivel. Este tipo de edificaciones deben contar con los servicios necesarios y adecuados para su función, así como que su configuración estructural se encuentre acorde a las sollicitaciones a las que se verá sometida.

Dentro del desarrollo del presente trabajo de graduación, se presenta el procedimiento básico de diseño estructural de un edificio escolar, haciendo especial énfasis en aquellos aspectos teóricos fundamentales para la concepción y diseño de un edificio.

En su marco teórico se da una descripción básica acerca de la estructuración de los edificios, así como del predimensionamiento de los elementos sismoresistentes del sistema. Tratando de concatenar y enriquecer la formación académica recibida.

En lo que respecta al marco práctico del informe, se desarrolla una detallada memoria de cálculo, los mismos son tabulados en tablas de fácil comprensión. En la parte final, puede consultarse el presupuesto, costo de la obra gris y los planos estructurales del proyecto.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de las aldeas Jolomgüitz y Pie De La Cuesta del municipio de San Juan Ixcoy, Huehuetenango

1.1.1 Ubicación y Localización

San Juan Ixcoy es uno de los Municipios del Departamento de Huehuetenango, ubicado a 327 kilómetros de la ciudad de Guatemala y 60 kilómetros de la cabecera departamental.

La población urbana es 1,526 habitantes, y la rural de 17,424 habitantes, haciendo un total de 18,950 habitantes¹.

La aldea Jolomgüitz está ubicada al Este de la cabecera municipal a una distancia aproximada de 8 kilómetros y cuenta con una población aproximada de 2,030 habitantes, el acceso principal es una carretera de 6 m de ancho, siendo su superficie de balasto.

La aldea Pie De La Cuesta está ubicada al Oeste de la cabecera municipal a una distancia aproximada de 2 kilómetros y cuenta con una población aproximada de 526 habitantes, el acceso principal es una carretera de 6 m de ancho, siendo su superficie de balasto.

Entre las principales actividades económicas que se realizan en dichas aldeas se encuentran:

Producción agrícola

Maíz: se cultiva ampliamente tanto en la aldea Jolomgüitz como en la aldea Pie De La Cuesta, siguiendo el patrón cultural de los grupos de ascendencia maya. Las técnicas de producción son tradicionales por lo que los rendimientos por área cultivada son de poca cuantía.

Frijol: este cultivo, que ocupa el segundo lugar en importancia, se produce en las dos aldeas.

Hortalizas y otros cultivos: estos solo se producen en la aldea Pie De La Cuesta, se cultiva repollo y una variada gama de hortalizas y cultivos menores.

Frutas: en la aldea Jolomgüitz se cultiva el durazno, mientras que en la aldea Pie De La Cuesta se cultiva la manzana y la ciruela.

La producción agrícola se dedica mayoritariamente al autoconsumo, particularmente el maíz, frijol, frutas y hortalizas. De acuerdo con datos proporcionados por representantes de 37 comités promejoramiento, esto sucede en el 97% de los lugares encuestados. En 9 comunidades (24%), expresaron dedicar parte de su producción al comercio, tanto local como fuera de la jurisdicción. En ese orden, solamente 7 (18%) lo hacen en la cabecera municipal y un número igual efectúan sus ventas fuera del municipio.

La tecnología empleada en el proceso de producción agrícola, es la siguiente: 65% utilizan fertilizantes, 8% hacen uso de semillas mejoradas; 11% controlan plagas; 11% hacen uso de riego.

Producción pecuaria.

Ganado: en las dos aldeas se explota ganado menor, en especial ovino y caprino. Muchas familias explotan cerdos y otras especies menores, sin embargo lo hacen con orientación al consumo directo. Lo mismo sucede con las aves de corral.

1.1.2 Extensión Territorial

La extensión territorial de la aldea Jolomgüitz es de 218405 metros cuadrados con una latitud de 2522 metros sobre el nivel del mar, la extensión territorial de la aldea Pie De La Cuesta es de 174724 metros cuadrados con una altitud de 2325 metros sobre el nivel del mar.

1.1.3 Límites y colindancias

La aldea Jolomgüitz colinda al norte: con la aldea Jolomás. Al sur: con la aldea Tixap. Al este: con la aldea San Francisco. Al oeste: con la aldea Tocal. La aldea Pie De La Cuesta colinda al norte: con la aldea Canchicú. Al sur: con la aldea Salché. Al este: con la aldea San Sebastián. Al sur: con la aldea Quistaj.

1.1.4 Clima

El clima predominante en las dos aldeas es frío, el cual se vuelve más intenso durante los meses de noviembre a febrero.

La temperatura media anual es de 12 a 18 °C, la región es muy lluviosa y el ambiente mantiene una humedad relativamente alta. La Precipitación Pluvial o Anual es de 1000 a 2000 milímetros. El potencial es para bosque de conífera, frutales deciduos con alto requerimiento de frío, como manzana y melocotón también papa, hortaliza, bosque energético y cereales.

1.1.5 Población e Idioma

Según el Instituto Nacional de Estadística (INE), el 91.7% de la población es indígena, siendo el idioma regional predominante el K'anjobal en un 90%, el 5% castellano y el resto Mam.

1.1.6 Suelo y Topografía

Son superficiales, de textura pesada (Roca Caliza), bien drenados, de color pardo en las partes altas, aunque en partes onduladas el drenaje puede ser deficiente, y en las partes relativamente bajas los suelos son superficiales, tipo arcillosa color beige. Las pendientes en las dos partes oscilan entre 12 a 32% y 32 a 45%.

1.1.7 Vías de Acceso

La aldea Jolomgüitz tiene una posibilidad de acceso y es entrando por la aldea Tocal y se encuentra a 7.5 kilómetros. La aldea Pie De La Cuesta tiene una sola vía de acceso y es llegando a la cabecera municipal y se encuentra a una distancia de 2 kilómetros.

1.1.8 Servicios Públicos

Dentro de las áreas de carácter social que se cubren en las aldeas Jolomgüitz y Pie De La Cuesta están:

Salud: los servicios de salud con que cuenta la aldea Jolomgüitz son clínicas sencillas en las cuales solo se atienden enfermedades como diarreas y gripes, mientras que en la aldea Pie De La Cuesta no cuentan con servicios de salud.

Educación: la aldea Jolomgüitz cuenta con dos escuelas de educación primaria y un instituto de educación básica, este empezará a funcionar a partir del año 2006. En la aldea Pie De La Cuesta solo cuenta con una escuela de educación primaria.

Energía eléctrica: el 100% de la población posee servicio público en la aldea Pie De La Cuesta, mientras que en la aldea Jolomgüitz un 90 % cuenta con el servicio, las dos aldeas carecen de servicio de alumbrado público.

Agua potable: actualmente el 100% de la población cuenta con servicios en la aldea Pie De La Cuesta, en la aldea Jolomgüitz el 85% de la población cuenta con servicios, mientras que el resto de los habitantes se abastecen de pozos artesianos y ríos.

Drenajes y letrización: las dos aldeas no cuentan con servicio de alcantarillado sanitario, hacen uso de letrinas de pozo seco y letrinas aboneras familiares.

Transporte: el servicio de transporte para las aldeas Jolomgüitz y Pie De La Cuesta está formado por microbuses, camiones y buses.

Estos transportan a las personas de la cabecera municipal hacia sus aldeas, cobrando la cantidad de Q.6.00 para la aldea Jolomgüitz y Q. 4.00 para la aldea Pie De La Cuesta, haciendo viajes a cada 30 minutos. Así también se cuenta con el Servicio de Carga cubriendo las necesidades de las poblaciones.

1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos y de infraestructura de las aldeas Jolomgüitz y Pie De La Cuesta del municipio de San Juan Ixcoy, Huehuetenango.

1.2.1 Descripción de las necesidades

Las necesidades son varias para las aldeas, pero las más urgentes se describen a continuación:

Mejoramiento y ampliación de carreteras: El acceso principal de San Juan Ixcoy hacia las aldeas cuenta con carreteras balastadas, pero este acceso no cuenta con mantenimiento y solo llega a la periferia de las comunidades, por lo cual las calles de las aldeas no cuentan con pavimentación. Así también, es necesaria la ampliación del acceso a los parajes.

Construcción y ampliación de escuelas: El incremento en la población estudiantil es acelerado y la infraestructura para la educación no ha aumentado, por lo cual los espacios se ven reducidos, lo que conlleva un mal proceso de enseñanza-aprendizaje.

Saneamiento ambiental: Las aldeas no cuentan con calles pavimentadas, drenaje pluvial y drenaje sanitario.

La contaminación ayuda a que proliferen las enfermedades y perjudica la salud de los pobladores. En las escuelas se cuenta con fosa séptica y con letrinas de pozo ciego.

Ampliación de energía eléctrica: Los pobladores de las aldeas cuentan con energía eléctrica solo en algunas casas, y carecen de alumbrado público.

Reforestación y creación de viveros: Las aldeas cuentan con áreas comunales protegidas, pero el apoyo de instituciones o el gobierno central no existe, por lo cual se pierden las áreas verdes y se explota deforestando para satisfacer necesidades económicas de los pobladores. Creando viveros forestales, las comunidades tomarán conciencia y explotarán sus recursos racionalmente.

1.2.2 Priorización de las necesidades

Para la priorización de necesidades, se aplicaron criterios que la municipalidad de San Juan Ixcoy determinó, así como los expuestos por los comités de cada aldea, dando como resultado lo siguiente:

Para la aldea Jolomgüitz:

- Construcción de escuela
- Ampliación y mejoramiento de carreteras
- Saneamiento ambiental
- Ampliación de energía eléctrica
- Reforestación y creación de viveros forestales

Para la aldea Pie De La Cuesta:

- Construcción de escuela
- Pavimentación de Carretera
- Saneamiento ambiental
- Reforestación y creación de viveros forestales

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del Edificio Escolar de dos niveles para la aldea Jolomgüitz

2.1.1 Descripción del Proyecto

El proyecto consiste en el diseño del edificio escolar de dos niveles, en el área rural, con la siguiente distribución de ambientes:

En la planta baja tendrá tres aulas, una cocina, una bodega y un módulo de gradas al centro del edificio, en la planta alta tendrá cuatro aulas. El tipo de estructura será con marcos dúctiles (losas, vigas, columnas, tabiques y zapatas).

2.1.2 Estudio de suelos

Para encontrar el valor soporte del suelo, se realizó una excavación a una profundidad de 1.75 m, donde se obtuvo una muestra no alterada de 1 pie³, el ensayo realizado fue de compresión triaxial², mediante la prueba de no consolidado y no drenado, el cual dio los parámetros de corte, con un ángulo de fricción interna de $\phi = 7.26^\circ$ y carga última $C_u = 3.55 \text{ ton/m}^2$, el tipo de suelo es una "arcilla color beige". El método utilizado para el cálculo del Valor Soporte, fue el del Dr. Karl Terzaghi, que ha demostrado ser lo suficientemente aproximado para todos los casos en el campo de su aplicación práctica.

Los datos a utilizar son los obtenidos en el estudio de suelos.

Base = 1.00 m

Peso específico del suelo (γ_s) = 1.18 ton/m³

Angulo de fricción interna (ϕ) = 7.26 grados

Carga última (Cu) = 3.55 ton/m²

Desplante (D) = 1.75 m

ϕ en radianes

$$\phi_{rad} = \frac{\phi * \pi}{180}$$

$$\phi_{rad} = \frac{7.26 * \pi}{180}$$

$\phi = 0.1267$ Rad.

Factor de Flujo de Carga (Nq)

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - \phi_{rad}\right) \tan \phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2}\pi - 0.1267\right) \tan 7.26^\circ}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{7.26^\circ}{2}\right)}$$

Nq = 2.05 ton/m²

Factor de Flujo de Carga Última (Nc)

$$Nc = \cot \phi * (Nq - 1)$$

$$Nc = \cot 7.26^\circ * (2.05 - 1)$$

Nc = 8.27 ton/m²

Factor de Flujo (Ny)

$$Ny = 2(Nq + 1) \tan \phi$$

$$Ny = 2(2.05 + 1) \tan 7.26^\circ$$

Ny = 0 Este valor debe colocarse cero si es arcilla.

Capacidad Portante Última

$$q_o = 0.4 \gamma_s * B * Ny + 1.3 Cu Nc + \gamma_s * D * Nq$$

$$q_o = 0.4 * 1.18 * 1 * 0 + 1.3 * 3.55 * 8.27 + 1.18 * 1.75 * 2.05$$

$$q_o = 42.38 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Capacidad Portante Neta Última

$$q_{on} = q_o - \gamma_s * D$$

$$q_{on} = 42.38 - 1.18 * 1.75$$

$$q_{on} = 40.32 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Factor de seguridad (fc), depende del suelo en estudio, se utilizará 2
Valor soporte de diseño

$$q_d = \frac{q_{on}}{fc} \qquad q_d = \frac{40.32}{2}$$

$$q_d = 20.16 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Este valor de 20.16 ton/m², será utilizado para el diseño de la cimentación del edificio.

2.1.3 Diseño Estructural

Diseño estructural, es el procedimiento mediante el cual se definen los elementos que integran a las estructuras en lo referente a materiales, dimensiones, uniones, detalles en general y su ubicación relativa en los edificios. Estos elementos deberán presentar un comportamiento adecuado en condiciones de servicio y tener la capacidad para resistir las fuerzas a las que estén sometidos sin que se presente el colapso de la estructura.

2.1.3.1 Estructuración

La estructuración de un edificio es la primera etapa del diseño estructural. En ella se define el tamaño y la forma del edificio, la naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos estructurales.

Así como la naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos no estructurales que puedan influir en el comportamiento de la estructura

Comprende la definición de geometría general de la estructura (tanto en planta como en elevación), se establecen los materiales a emplear (concreto reforzado, mampostería reforzada, acero estructural, etc.) se determinan los sistemas estructurales resistentes tanto a cargas gravitacionales como sísmicas, se establecen los claros de vigas, tableros de losas y las alturas libres de los entresijos, se proponen secciones y dimensiones tentativas de los elementos estructurales, se conceptualizan los tipos de uniones entre ellos, se definen los elementos no estructurales y su sistema de fijación a la estructura.

2.1.3.1.1 Selección del Sistema Estructural a Utilizar

En la elección del sistema estructural influyen los factores de resistencia, economía, funcionalidad, estética, los materiales disponibles en el lugar y la técnica para realizar la obra. El resultado debe comprender el tipo estructural, las formas y dimensiones, los materiales y el proceso de ejecución.

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, tabiques de mampostería reforzada y losas planas de concreto reforzado.

2.1.3.1.2 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 de este proyecto se diseñó un módulo conteniendo lo siguiente: en la planta baja se ubicará una cocina, una bodega, un módulo de gradas y tres salones de enseñanza-aprendizaje y en la planta alta se ubicarán cuatro aulas de enseñanza-aprendizaje.

2.1.3.1.2.1 Requerimiento de áreas

El requerimiento de áreas esta condicionado por el tipo de edificio que se diseñará, para nuestro caso siendo un edificio escolar de de dos niveles se necesita; salones de clases, un módulo de cocina, una bodega y un módulo de gradas. La función de los salones de enseñanza es proveerles a los maestros y alumnos de un área para desarrollar, en forma cómoda, las actividades del proceso enseñanza-aprendizaje. El área óptima por alumno es de 1.50 m^2 , pero si el espacio no lo permite se acepta un mínimo de 1.30 m^2 . La capacidad óptima de un salón de clases es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40 alumnos.

2.1.3.1.2.2 Distribución de espacios

Espacios educativos se denomina a la totalidad de espacios destinados al ejercicio de la educación, el cual se desarrolla por medio de diferentes actividades. Por tal razón, las características de los espacios educativos varían de acuerdo con los requerimientos pedagógicos de las distintas asignaturas.

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.

2.1.3.1.2.3 Alturas y cotas

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

2.1.3.2 Análisis estructural

Una consideración muy oportuna sobre el análisis estructural es la siguiente: El análisis constituye la etapa más “científica” del proceso de diseño, aquella en que se emplean métodos de la mecánica estructural que implican el uso de herramientas matemáticas frecuentemente muy refinadas.

El análisis estructural se refiere a la determinación de las fuerzas internas actuantes en las distintas secciones de la estructura para su posterior comparación con las fuerzas actuantes resistentes, a fin de verificar si su diseño satisface las condiciones de seguridad. En algunos casos también determinamos a través del análisis las deformaciones verticales y horizontales de algunos elementos estructurales para su comparación con los valores que definen estado límites de servicio. Ya habiendo determinado las cargas verticales y laterales actuantes sobre la estructura, se debe proceder a determinar la respuesta estructural en el edificio; o sea los efectos que las acciones de diseño provocan en la estructura.

2.1.3.2.1 Pre-dimensionamiento estructural

Dentro del proceso de diseño estructural la estimación de las secciones preliminares, es decir el predimensionamiento, busca satisfacer los criterios relativos a los estados límites de falla y de servicio, establecidos en los reglamentos.

El predimensionamiento de por sí es un proceso subjetivo, en el cual el diseñador podrá emplear cualquier criterio para predimensionar los elementos; ya que en la parte final del diseño verificará si las secciones propuestas satisfacen las condiciones establecidas por el o los reglamentos que emplee.

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 las 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: **$P = 0.8 (0.225f'c Ag + FyAs)$** ; **$1\% < As^3 > 6\% Ag$**

$P = 22,968$ kg, (tomado de áreas tributareas)

$$22,968 = 0.8 ((0.225*210*Ag) + (2810*0.01*Ag))$$

Despejando $Ag = 381.02 \text{ cm}^2$;

Proponiendo una columna de $30*30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2 > Ag$

Vigas: para predimensionar las 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 queda a criterio del diseñador. En este caso sólo se calcula la viga crítica, es decir, la de mayor longitud, quedando las demás con igual sección. El espesor⁴ mínimo de viga no pretensada con ambos extremos continuos es $L/21$, donde L es la luz máxima. La base de la columna es de 0.30 m se tiene una luz de $6.00 - 0.30 = 5.70$ **$5.70/21 = 0.27$** , se opta **0.45 m**.

Losas: 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 medidas de losa, por tanto se toma la crítica y el peralte resultante se usa en ambas.

t Losa = (perímetro de losa)/180

t Losa = $(6.00*2+3.85*2)/180 = 0.109$, usar **0.11 m**.

2.1.3.2.2 Modelos matemáticos de marcos dúctiles

Un marco dúctil se define como un sistema estructural que consta de vigas y columnas. Así también, su modelo matemático define la forma y las cargas que soporta, este modelo se utiliza para el análisis estructural.

En la geometría y en las cargas aplicadas, existe una similitud de los marcos dúctiles, por lo cual solo se analizarán los críticos en el sentido X – X y sentido Y – Y, en las figuras 1 y 2 se muestran la distribución de las columnas y las vigas con sus respectivas medidas.

Figura 1. Modelo matemático de la estructura en el sentido y-y

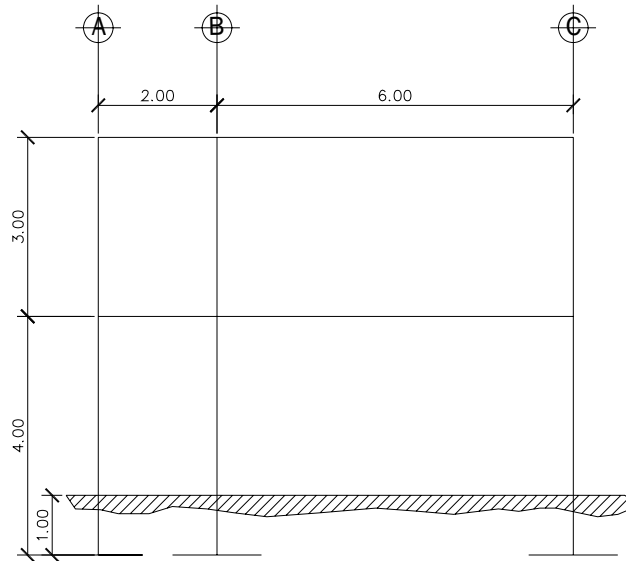
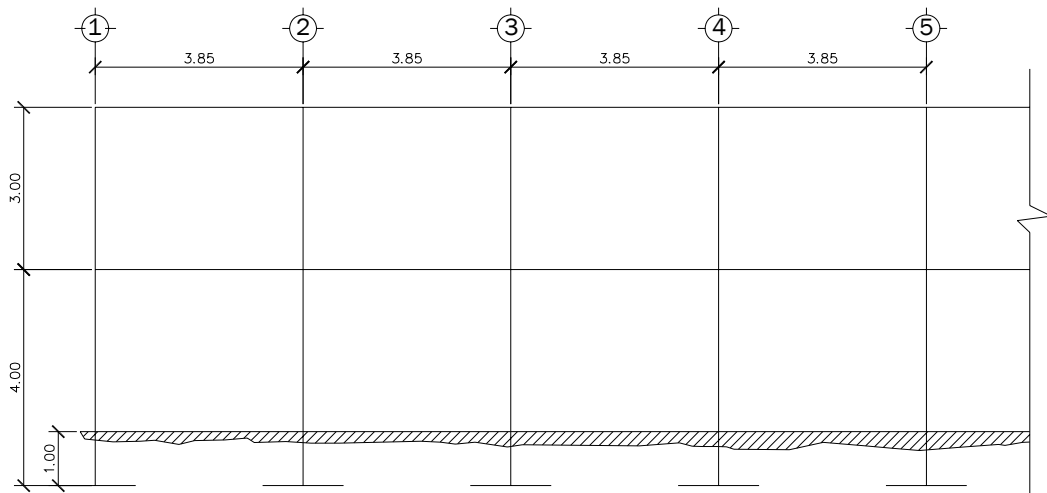


Figura 2. Modelo matemático de la estructura en el sentido x-x



2.1.3.2.3 Cargas verticales y horizontales aplicadas a marcos dúctiles

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

Carga Muerta (CM)

Peso del concreto = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Peso de acabados = 25 Kg/m^2

Peso de muros = 140 Kg/m^2

Piso = 120 Kg/m^2

Sobrecarga = 150 Kg/m^2

Carga viva (CV) (AGIES)

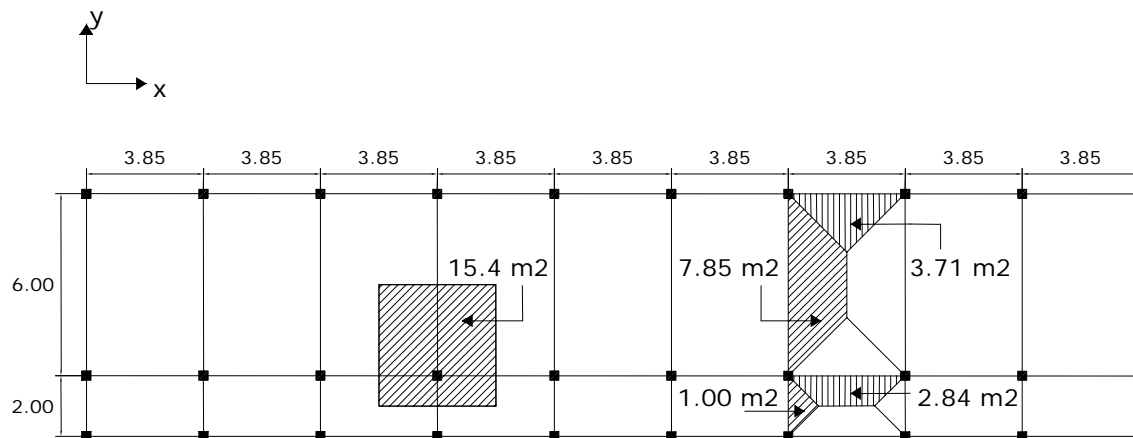
En techo = 100 k.g/m^2

En pasillos = 500 Kg/m^2

En aulas = 300 Kg/m^2

En la figura 3 se puede observar la planta típica del edificio escolar y las áreas tributarias de las losas hacia las vigas y columnas.

Figura 3. Planta típica, edificio para la aldea Jolomgüitz



a. Segundo nivel

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = (34.65\text{m} \times 8.50\text{m} \times 0.11\text{m} \times 2,400\text{Kg}/\text{m}^3)$$

$$W_{\text{losa}} = 77760 \text{ Kg.}$$

$$W_{\text{viga}} = 47616 \text{ Kg.}$$

$$W_{\text{columna}} = (0.30\text{m} \times 0.30\text{m} \times 1.50\text{m} \times 2,400 \text{ Kg.}/\text{m}^3 \times 30) = 9720 \text{ Kg.}$$

$$W_{\text{acabados}} = (34.65\text{m} \times 8.50\text{m} \times 25\text{Kg.}/\text{m}^2) = 7363 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total de la carga muerta} = 142460 \text{ Kg.}$$

Carga viva

$$CV = 34.65\text{m} \times 8.50\text{m} \times 100 \text{ Kg.}/\text{m}^2 = 29452.50 \text{ Kg.}$$

Peso del segundo nivel

$$W = CM + 0.25CV$$

$$W = 142460 \text{ Kg.} + 0.25 (29452.50 \text{ Kg.}) = 149822.25 \text{ Kg.}$$

b. Primer nivel

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = (34.65\text{m} \times 8.50\text{m} \times 0.11\text{m} \times 2,400\text{Kg}/\text{m}^3)$$

$$W_{\text{losa}} = 77760 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{viga}} = 47616 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{columnas}} = ((0.30\text{m} \times 0.30\text{m} \times (4\text{m} + 1.50\text{m})) \times 2,400 \text{ Kg}/\text{m}^3 \times 30)$$

$$W_{\text{columnas}} = 35640 \text{ Kg.}$$

$$W_{\text{acabados}} = 67740.75 \text{ Kg.}$$

$$\text{Total de carga muerta} = 228762.80 \text{ Kg.}$$

Carga viva

$$CV = (300 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times 215.6\text{m}^2) + (500 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times 36.8\text{m}^2)$$

$$CV = 83080 \text{ Kg}$$

Peso del primer nivel

$$W = CM + 0.25 CV$$

$$W = 228762.80 \text{ Kg} + 0.25(83080\text{Kg}) = 249532.75 \text{ Kg}$$

Resumen

W del primer nivel = 249532.75 Kg.

W del segundo nivel = 149822.25 Kg.

Peso total = **399355** Kg.

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 utilizó el método SEAOC, método estático equivalente, el cual consiste en encontrar una fuerza en la base del edificio que se esta sacudiendo y según a la distribución de masas, la altura del edificio y la carga adicional; distribuirla en cada nivel del edificio, con siguiente fórmula:

$$V = ZIKCSW$$

Donde:

- Z** Se le denomina coeficiente de riesgo sísmico, varía según la zona sísmica del globo terráqueo.
- I** Depende de la importancia o la utilidad que se le vaya a dar a la estructura, después del sismo. En viviendas unifamiliares va a ser menor su coeficiente y para estructuras de uso publico como hospitales, centros de comunicación, etc. el coeficiente será mayor; su rango estará comprendido entre: $1.10 < I < 1.50$
- C** Depende de la flexibilidad de la estructura, y se mide en base al periodo de vibración, donde t es el intervalo de tiempo que necesita la estructura completar una vibración.

- S** Depende el tipo de suelo a cimentar (resonancia del suelo), comprendida entre: $1.00 \leq S \leq 1.50$, teniendo la limitación: $CS \leq 0.14$
- K** coeficiente dependiente del sistema estructural usado
- W** peso propio de la estructura más el 25% de las cargas 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 por ser una zona sísmica

I = 1.30 para edificios de instituciones educativas

K = 0.67 para marcos dúctiles.

$C = \frac{1}{15\sqrt{t}} \leq 0.12$ Donde C no puede ser mayor de 0.12 y de serlo se utiliza 0.12

y

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

H = altura del edificio en metros.

B = base del edificio en metros.

Entonces:

$$T = \frac{0.0906 * 7.00}{\sqrt{35.00}} = 0.11 \text{ seg, } T = 0.11 \text{ seg.}$$

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

S = 1.5 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.

$CS = (0.12 \cdot 1.50) = 0.18$, entonces se toma 0.14

$V = (1 \cdot 1.30 \cdot 0.67 \cdot 0.14 \cdot (399355 \text{ Kg.})) = 48697.35 \text{ Kg}$

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

$$T = \frac{0.0906 \cdot 7.00}{\sqrt{8.50}} = 0.22 \text{ seg. } T = 0.22 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{1}{15 \sqrt{0.22}} = 0.14 \text{ por lo que se utiliza 0.12}$$

$CS = (0.12 \cdot 1.50) = 0.18$, 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.

Fuerza por nivel

Es importante saber que el corte basal produce una distribución de fuerzas en cada piso, para los cual es necesario conocer este valor y así obtener un correcto análisis de la estructura.

La fuerza concentrada en la cúspide se determina como se verá a continuación y debe cumplir con las siguientes condiciones dadas en el código SEAOC

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

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

Donde

T = es el intervalo de tiempo que necesita la estructura para completar una vibración.

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:

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

Donde:

V = corte basal

F_t = fuerza en la cúspide

W_i = peso de cada nivel

H_i = altura de cada nivel

F_i = fuerza por 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 columnas 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 de nivel superior.

Tabla I. Fuerza por nivel, edificio para la aldea Jolomgüitz

Nivel	H _i (m)	W _i (kg)	W _i H _i	V (kg)	F _t	FUERZA(kg)
1° nivel	4	249532.75	998131	48697.35	0	23746.47
2° nivel	7	149822.25	1048756	48697.35	0	24950.88
2046887						48697.35

A manera de comprobación: $V = F_t + F_2 + F_1$

$$V = 0 + 23746.47 + 24950.88 = 48697.35 \text{ kg}$$

Fuerzas por Marco: en las estructuras se calculará dividiendo la fuerza por piso entre el número de marcos paralelos a esta fuerza, si los marcos 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 Ft

$$F_m = \frac{F_2 + F_t}{\#de_marcos} = \frac{24950.88 + 0}{10} = 2495 \text{ Kg.}$$

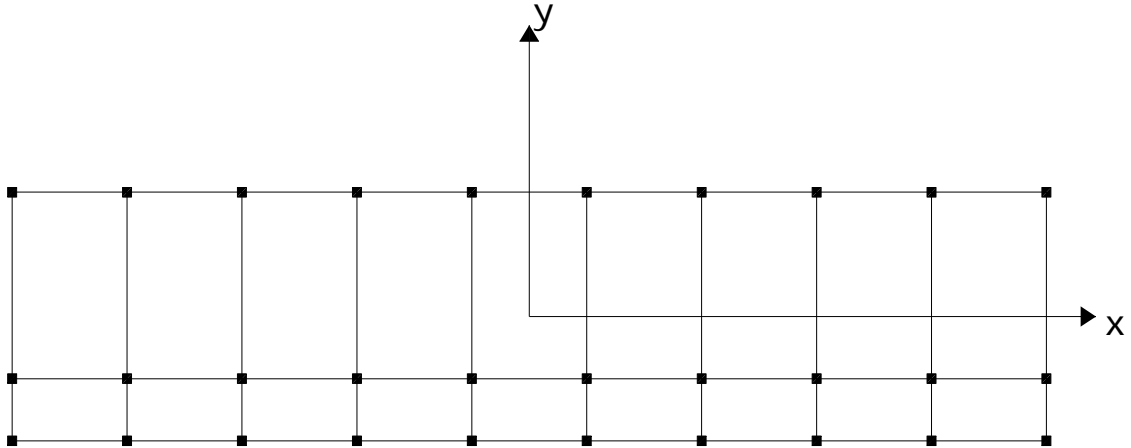
Primer nivel

$$F_m = \frac{F_1}{\#de_marcos} = \frac{23746.47}{10} = 2375 \text{ Kg.}$$

b. Fuerza por marco x - x

No existe simetría en el sentido X, ya que los marcos no están separados a la misma distancia, esto genera desigualdad entre el centro de masa y el centro de rigidez, lo que provoca la existencia de excentricidad y por lo tanto esfuerzos de torsión en el edificio, esto se puede observar en la figura 4. Un método simplificado de analizar la torsión en las estructuras consiste en considerar separadamente los desplazamientos relativos del edificio, ocasionados por la traslación y rotación en cada piso, tomando en cuenta la rigidez de cada nivel, estas fuerzas tendrán un desplazamiento unitario, distribuyendo los cortantes por torsión en proporción a su rigidez. En la figura 4 se muestra la simetría con respecto al eje Y y X del edificio escolar.

Figura 4. Simetría del edificio para la aldea Jolomgüitz



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 cortantes 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:

$$K = \frac{1}{\frac{Ph^3}{3EI} + \frac{1.2Ph}{AG}} \quad \text{Donde:} \quad I = \frac{1}{12}bh^3 \quad E = 15,100\sqrt{f'c} \quad G = 0.40E$$

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

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

Donde:

P = carga asumida, generalmente 10,000 Kg.

h = altura del muro o columna analizada

E = módulo de elasticidad del concreto

I = inercia del elemento

A = sección transversal del muro o columna analizada

G = módulo de rigidez

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.

Fuerzas de 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).

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

Para esto se utilizan las siguientes fórmulas:

$$F_i' = \frac{K_m * F_n}{\sum \#de_Marcos} \quad F_i'' = \frac{e * F_n * \#de_marcos}{E_i} \quad E_i = \frac{\sum (K_{mdi})^2}{K_{mdi}}$$

Donde:

K_m = rigidez del marco

$\sum K$ = rigidez total del nivel. Es la sumatoria de las rigideces de los marcos 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 se utiliza la fórmula de voladizo por ser último nivel

$$K = \frac{1}{\frac{10,000 * 300^3}{3 * 15,100 * \sqrt{210} * 30^4} + \frac{1.2 * 10,000 * 300}{30^2 * 0.4 * 15,100 * \sqrt{210}}} = K = 0.163$$

Como la sección de las columnas son las mismas en los marcos:

$$K_m = 10 \text{ y } K = 0.16 * 10 = 1.63$$

En la siguiente tabla se calcula el centro de rigidez del segundo nivel del edificio escolar.

Tabla II. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel, edificio para la aldea Jolomgüitz

Marco	K	L	KL
1	1.63	8	13.03
2	1.63	2	3.26
3	1.63	0	0
Sumatoria	4.89		16.29

CR = centro de rigidez

$$CR = \frac{KL}{K} = \frac{16.29}{4.89} = 3.33$$

$$CM_x = \frac{8}{2} = 4.00 \quad CMy = \frac{34.65}{2} = 17.325$$

$$e = CM - CR = 4.00 - 3.33 = 0.67m \quad e_{mín} = 5\%B_x \quad e_{mín} = 5\%*8=0.40m$$

usar e = 0.67m

Tabla III. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel, edificio para la aldea Jolomgüitz

MARCO	Km	Di	KmDi	(KmDi) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	Fm
1	1.63	4.67	7.60	57.79	12.10	8316.96	1374.63	9691.59	9691.59
2	1.63	-1.33	-2.17	4.72	-42.35	8316.96	-392.75	7924.21	8316.96
3	1.63	-3.33	-5.43	29.48	-16.94	8316.96	-981.88	7335.08	8316.96
4.89		91.99							

En la tabla III se calculan las fuerzas por marco por torsión del segundo nivel del edificio escolar, Si el valor Fm < que Fi' se debe tomar Fi' como la fuerza de marco. Si el valor Fm > Fi'' , Fm 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. Y en la tabla IV se calcula el centro de rigidez de este nivel.

$$Kc = \frac{1}{\frac{10,000 * 300^3}{12 * 15,100 * \sqrt{210} * 30^4} + \frac{1.2 * 10,000 * 300}{30^2 * 0.4 * 15,100 * \sqrt{210}}} = Kc = 0.637$$

$$Km = 10 \quad K = 10 * 0.637 = 6.37$$

Tabla IV. Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel, edificio para la aldea Jolomgüitz

Marco	k	L	KL
1	6.37	8	50.99
2	6.37	2	12.75
3	6.37	0	0
	19.12		63.73

CR = centro de rigidez

$$CR = \frac{KL}{K} = \frac{63.73}{19.12} = 3.33$$

$$CMx = \frac{8}{2} = 4 \quad CMy = \frac{34.65}{2} = 17.325$$

$e = CMx - CR = 4 - 3.33 = 0.67$ 67m $e_{mín} = 5\%Bx$ $e_{mín} = 5\%*8=0.40m$
 usar $e = 0.67m$

Tabla V. Fuerza por marco por torsión del primer nivel, edificio para aldea Jolomgüitz

MARCO	Km	Di	KmDi	(KmDi) ²	Ei	F'	F''	Fm	Fm
1	6.37	4.67	29.74	884.62	47.35	7915.49	334.37	8249.86	8249.863
2	6.37	-1.33	-8.50	72.21	-165.71	7915.49	-95.54	7819.95	7915.49
3	6.37	-3.33	-21.24	451.33	-66.28	7915.49	-238.84	7676.65	7915.49
	19.12			1408.16					

Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

$$\text{Losa} = (2,400 \text{ Kg/m}^3)(0.11m) = 264 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Muros divisorios y tabiques} = 140 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Peso propio de la viga} = 252 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso del piso} = 120 \text{ kg/m}^2$$

Peso del repello+cernido = 25 kg/m²

Carga viva = 100 Kg/m² en techos; 300 Kg/m² en salones de clases y 500 Kg/m² en pasillos.

Áreas tributarias (tomadas de la figura 3)

$$A1 = 7.84 \text{ m}^2$$

$$A2 = 3.71 \text{ m}^2$$

$$A3 = 2.85 \text{ m}^2$$

$$A4 = 1.00 \text{ m}^2$$

Cálculo de cargas sobre el marco 2 sentido x - x

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

$$CM = (264\text{Kg/m}^2 \cdot (3.71+2.85)\text{m}^2) / 3.85\text{m} + 252\text{Kg/m}$$

$$CM = 701.83 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100 \text{ Kg/ m}^2 \cdot (3.71+2.85) \text{ m}^2) / 3.85\text{m} = 170.39 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1272.22 \text{ Kg/m.}$$

Primer nivel: tomando en cuenta los muros y tabiques

$$CM = ((264+120+25+140) \text{ Kg/m}^2 \cdot (3.71+2.85) \text{ m}^2) / 3.85\text{m} + 252\text{Kg/m}$$

$$CM = 1187.44 \text{ Kg/m}$$

$$CV = ((300.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot 3.71 \text{ m}^2) / 3.85\text{m} + (500 \text{ Kg/m}^2 \cdot 2.85 \text{ m}^2)) / 3.85\text{m} =$$

$$CV = 659.22 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 2,783.09 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de cargas sobre el marco típico sentido y - y

Segundo nivel

Tramo 1 – 2

$$CM = (264\text{Kg/m}^2 \cdot (1+1) \text{ m}^2) / 2.0\text{m} + 252\text{Kg/m}^2$$

$$CM = 541 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100\text{Kg/m}^2 \cdot (1\text{m}^2 \cdot 2)) / 2.00\text{Kg/m}^2$$

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

$$CU = CM + CV = 641 \text{ Kg/m}$$

Tramo 2 – 3

$$CM = (264\text{Kg/m}^2 \cdot (7.84\text{m}^2 \cdot 2)) / 6.0\text{m} + 252\text{Kg/m}^2$$

$$CM = 1007.25 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (100.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot (7.84\text{m}^2 \cdot 2)) / 6.0 \text{ m}$$

$$CV = 261.33 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1268.59 \text{ Kg/m}$$

Primer Nivel

Tramo 4 – 5

$$CM = ((264+140+120+25)\text{Kg/m}^2 \cdot (1+1) \text{ m}^2) / 2.0\text{m} + 252\text{Kg/m}^2$$

$$CM = 801 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (500\text{Kg/m}^2 \cdot (1\text{m}^2 \cdot 2)) / 2.00\text{Kg/m}^2$$

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

$$CU = CM + CV = 1301 \text{ Kg/m}$$

Tramo 5– 6

$$CM = ((264+140+120+25)\text{Kg/m}^2 \cdot (7.84\text{m}^2 \cdot 2)) / 6.0\text{m} + 252\text{Kg/m}^2$$

$$CM = 1686.72 \text{ Kg/m}$$

$$CV = (300.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot (7.84\text{m}^2 \cdot 2)) / 6.0 \text{ m}$$

$$CV = 784 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 2470.72 \text{ Kg/m}$$

2.1.3.2.4 Fuerzas internas halladas con un método de análisis estructural

Análisis de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos por el método de Kani

El siguiente resumen se aplica únicamente para miembros de sección constante.

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

❖ **Cálculo de momentos de sujeción (M_s)**, se calculan cuando hay cargas verticales.

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

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

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

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

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

K longitud del elemento

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

$$\mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$$

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

$$V = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$$

- ❖ **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}),**
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 los momentos positivos en vigas ($M_{ik(+)}$)**

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

Donde:

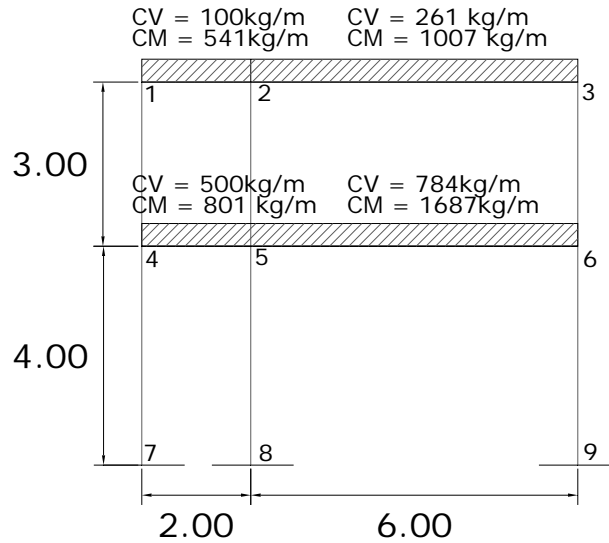
$M_{i(-)}$ = Momento negativo de la viga en el extremo del lado izquierdo

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

Método de Kani – carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos, sentido y

En la figura 5 se muestra el marco típico del edificio escolar de dos niveles en el sentido y – y, en el cual se encuentra ya calculadas tanto la carga viva (CV), como la carga muerta (CM), en kg/m, y también las dimensiones de cada nivel, a partir de esta figura empieza el análisis estructural con el método de Kani.

Figura 5. Marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y, edificio para la aldea Jolomgüitz



❖ **Cálculo de momentos fijos (MF_{ik}),**

Para cargas distribuidas uniformemente $MF = +/- \frac{WL^2}{12}$

$$MF_{12} = -(541.00 * 2.0^2) / 12.00 = -180.33Kg - m = MF_{21} = 180.33Kg - m$$

$$MF_{23} = -(1007 * 6.0^2) / 12.00 = -3021.75Kg - m = MF_{32} = 3021.75Kg - m$$

$$MF_{45} = -(801.0 * 2.0^2) / 12 = -267.00Kg - m = MF_{54} = 267.00Kg - m$$

$$MF_{56} = -(1687.00 * 6.0^2) / 12 = -5060.16Kg - m = MF_{65} = 5060.16Kg - m$$

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

Nudo 1 = $MF_{12} = -180.33 Kg/m$

Nudo 2 = $MF_{21} + MF_{23} = 180.32 - 3021.75 = -2841.42 Kg/m$

Nudo 3 = $MF_{32} = -3021.75 Kg/m$

Nudo 4 = $MF_{45} = -267.00 Kg/m$

$$\text{Nudo 5} = MF_{54} + MF_{56} = 267.00 - 5060.16 = -4793.16 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Nudo 6} = MF_{65} = 5060.16 \text{ Kg/m}$$

❖ **Cálculo de rigidez de los elementos** $K_{ik} = \frac{I}{L_{ik}}$

Inercia de los elementos rectangulares $I = \frac{bh^3}{12}$

$$I_{\text{viga}} = \frac{25 * 45^3}{12} = 107187.5 \text{ cm}^4 \quad I_{\text{columna}} = \frac{30 * 30^3}{12} = 67,500.00 \text{ cm}^4$$

Inercia relativa $I_{\text{columna}} = 1$ $I_{\text{viga}} = \frac{107187.50}{67,500} = 1.59$

Rigidez

$$K_{47} = K_{74} = K_{58} = K_{85} = K_{69} = K_{96} = 1/4 = 0.25$$

$$K_{14} = K_{41} = K_{25} = K_{52} = K_{36} = K_{63} = 1/3 = 0.33$$

$$K_{12} = K_{21} = K_{45} = K_{54} = 1.59/2 = 0.79$$

$$K_{23} = K_{32} = K_{56} = K_{65} = 1.59/6 = 0.24$$

❖ **Cálculo de factores de giro o coeficiente de reparto** $\mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$

$$\text{Nudo 7: } \mu_{ik} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{AB}}{K_{A-Suelo} + K_{AB}} = 0$$

$$\text{Nudo 4: } \mu_{41} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{41}}{K_{41} + K_{45} + K_{47}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.79 + 0.25} = -0.12$$

$$\mu_{45} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{45}}{K_{41} + K_{45} + K_{47}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.79}{0.33 + 0.79 + 0.25} = -0.29$$

$$\mu_{47} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{47}}{K_{41} + K_{45} + K_{47}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.25}{0.33 + 0.79 + 0.25} = -0.09$$

$$\text{Nudo 1: } \mu_{12} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{12}}{K_{12} + K_{14}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.79}{0.79 + 0.33} = -0.35$$

$$\mu_{14} = -\frac{1}{2} * \frac{K_{14}}{K_{12} + K_{14}} = -\frac{1}{2} * \frac{0.33}{0.79 + 0.33} = -0.15$$

❖ **Cálculo de factores de corrimiento** $V = -\frac{3}{2} * \frac{K_{ik}}{\sum K_{in}}$

$$\text{Nivel 2: } V_{14} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{14}}{K_{14} + K_{25} + K_{36}} = -\frac{3}{2} * \frac{0.33}{0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33} = -0.50$$

$$V_{14} = V_{25} = V_{36} = -0.50$$

$$\text{Nivel 1: } V_{74} = -\frac{3}{2} * \frac{K_{74}}{K_{74} + K_{58} + K_{69}} = -\frac{3}{2} * \frac{0.25}{0.25 + 0.25 + 0.25} = -0.50$$

$$V_{74} = V_{58} = V_{69} = -0.50$$

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

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

$$\begin{aligned} \text{Nudo 4: } M'_{47} &= \mu_{47} (M_{S4} + (M'_{74} + M'_{54} + M'_{14} + M''_{74} + M''_{45})) \\ &= -0.09 (-267 + (0 + 0 + 0)) = 24.29 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{45} &= \mu_{45} (M_{S4} + (M'_{74} + M'_{54} + M'_{14} + M''_{74} + M''_{45})) \\ &= -0.29 (-267 + (0 + 0 + 0)) = 77.15 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{41} &= \mu_{42} (M_{S4} + (M'_{74} + M'_{54} + M'_{14} + M''_{74} + M''_{45})) \\ &= -0.12 (-267 + (0 + 0 + 0)) = 32.06 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo 1: } M'_{14} &= \mu_{14} (M_{S1} + (M'_{41} + M'_{21} + M''_{41})) \\ &= -0.15 (-180.33 + (32.06 + 0 + 0)) = 21.77 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{12} &= \mu_{12} (M_{S1} + (M'_{41} + M'_{21} + M''_{41})) \\ &= -0.35 (-180.33 + (32.06 + 0 + 0)) = 52.37 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

❖ **Influencias de desplazamiento (M''_{ik}) – Primera iteración**

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

Nivel 2:

$$\begin{aligned} M''_{41} &= V_{41} (M'_{14} + M'_{41} + M'_{25} + M'_{52} + M'_{63} + M'_{36}) \\ &= -0.50 (21.77 + 331.40 - 912.19 + 32.06 + 506.94 - 810.28) = \\ &= 415.15 \text{ Kg-m} = M''_{25} = M''_{36} \end{aligned}$$

Nivel 1:

$$\begin{aligned} M''_{47} &= V_{47} (M'_{47} + M'_{74} + M'_{58} + M'_{85} + M'_{69} + M'_{96}) \\ &= -0.50 (24.29 - 384.04 + -613.85) = \\ &= 102.76 \text{ Kg-m} = M''_{58} = M''_{69} \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} \text{Nudo 4: } M'_{47} &= \mu_{47} (M_{S4} + (M'_{74} + M'_{54} + M'_{14} + M''_{74} + M''_{45})) \\ &= -0.09 (-267 + (102.76 + 1219.69 + 21.77 + 415.15)) = -135.67 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{45} &= \mu_{45} (M_{S4} + (M'_{74} + M'_{54} + M'_{14} + M''_{74} + M''_{45})) \\ &= -0.29 (-267 + (102.76 + 1219.69 + 21.77 + 415.15)) = 431.20 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{41} &= \mu_{42} (M_{S4} + (M'_{74} + M'_{54} + M'_{14} + M''_{74} + M''_{45})) \\ &= -0.12 (-267 + (102.76 + 1219.69 + 21.77 + 415.15)) = -179.22 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nudo 1: } M'_{14} &= \mu_{14} (M_{S1} + (M'_{41} + M'_{21} + M''_{41})) \\ &= -0.15 (-180.33 + (-179.22 + 415.15 + 797.34)) = -125.21 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M'_{12} &= \mu_{12} (M_{S1} + (M'_{41} + M'_{21} + M''_{41})) \\ &= -0.35 (-180.33 + (-179.22 + 415.15 + 797.34)) = -301.26 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

❖ **Influencias de desplazamiento (M''_{ik}) – Segunda iteración**

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

Nivel 2:

$$\begin{aligned} M''_{41} &= V_{41} (M'_{14} + M'_{41} + M'_{25} + M'_{52} + M'_{63} + M'_{36}) \\ &= -0.50 (-125.21 + 350.78 - 806.87 - 179.22 + 520.27 - 1011.45) = \\ &= 625.85 \text{ Kg-m} = M''_{25} = M''_{36} \end{aligned}$$

Nivel 1:

$$\begin{aligned} M''_{47} &= V_{47} (M'_{47} + M'_{74} + M'_{58} + M'_{85} + M'_{69} + M'_{96}) \\ &= -0.50 (-135.77 + 394.14 - 766.25) = \\ &= 253.94 \text{ Kg-m} = M''_{58} = M''_{69} \end{aligned}$$

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

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

$$M_{14} = MF_{14} + 2M'_{14} + M'_{41} + M''_{14} = 0 + 2(-162.84) + 752.15 - 217.68 =$$

$$M_{14} = 208.78 \text{ Kg-m}$$

$$M_{41} = MF_{41} + 2M'_{41} + M'_{14} + M''_{41} = 0 + 2(-217.68) + 752.15 - 162.84 =$$

$$M_{BA} = 153.94 \text{ Kg-m}$$

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.

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

Los resultados del análisis estructural por separado de carga muerta, viva y sismo en el sentido Y, se presentan en la figura 6, 7 y 8.

Figura 6. Diagrama de momentos (Kg-M) - carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y, edificio para la aldea Jolomgüitz

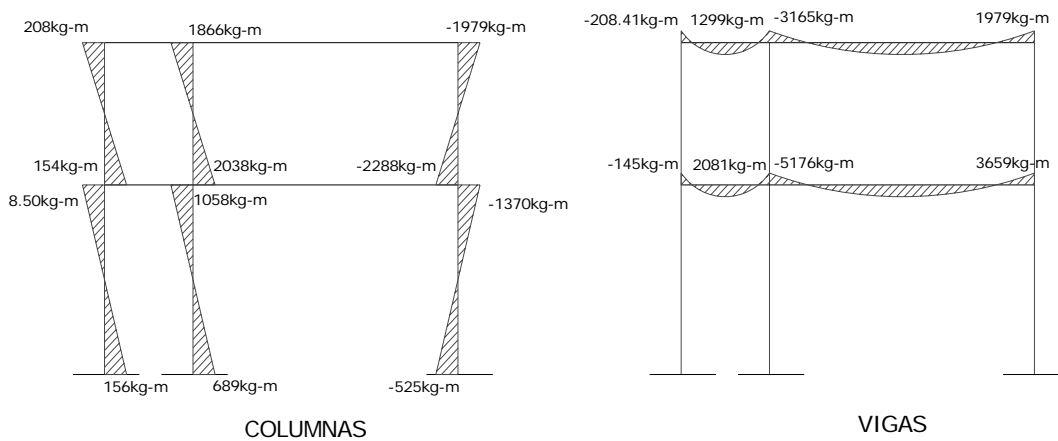


Figura 7. Diagrama de momentos (Kg-m) – carga viva – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y, edificio para la aldea Jolomgüitz

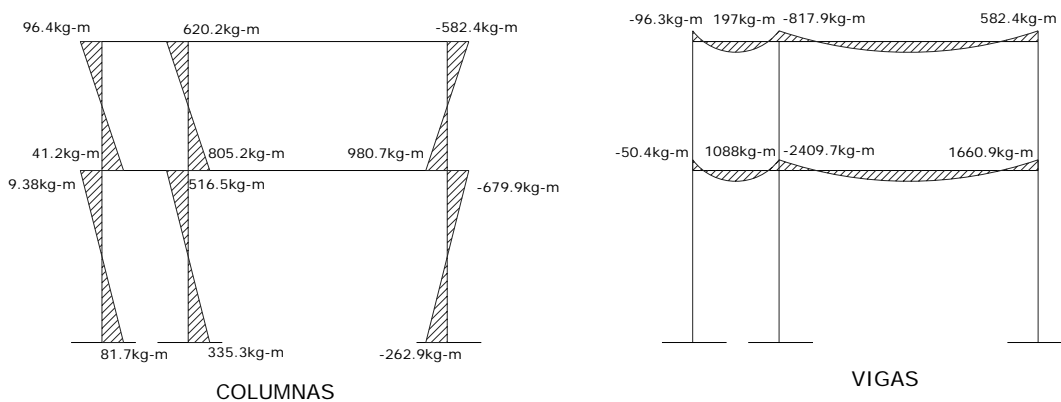
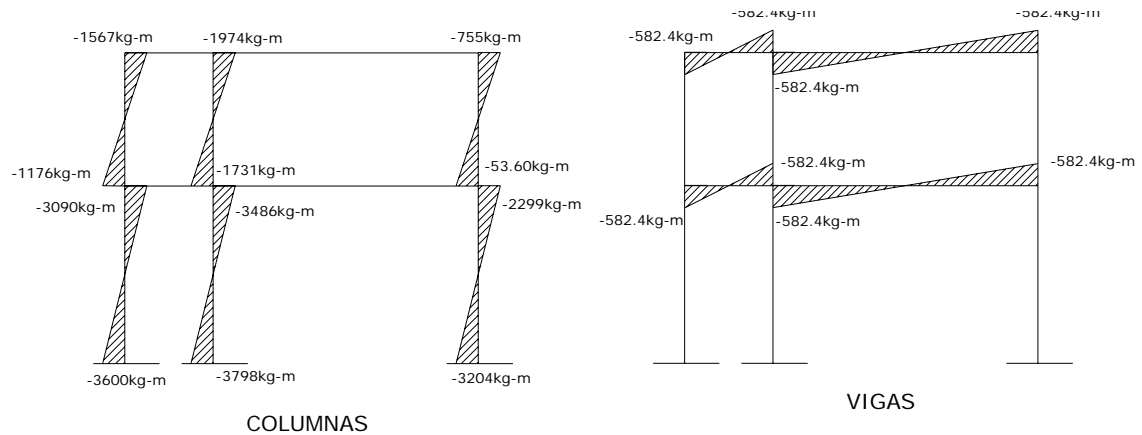


Figura 8. Diagrama de momentos (Kg-m) – fuerza sísmica – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y, edificio para la aldea Jolomgüitz



2.1.3.2.5 Momentos últimos por envolvente de momentos

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

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

$$M(-) = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 S)$$

$$M(-) = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV - 1.87 S)$$

$$M_i = 0.90 CM \pm 1.43 S$$

$$M_i = 1.4 CM + 1.7 CV$$

En las tablas VI y VII se calcula la envolvente de momentos para vigas y columnas respectivamente, para el edificio de dos niveles de la aldea Jolomgüitz.

Tabla VI. Envolvente de momentos en vigas, edificio para la aldea Jolomgüitz

COMBINACIONES					MOMENTO FINAL (kg-m)
1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.7S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.7S)	0.9CM+1.3S	0.9CM-1.3S	
-455.56	1656.18	-2339.52	1849.45	-2224.59	-2339.52
2155.68	3392.49	-158.96	2980.17	-640.91	3392.49
-5822.15	-3626.29	-5106.93	-2094.07	-3603.74	-5822.15
3760.51	3783.15	1857.61	2762.60	799.30	3783.15
-289.37	5172.26	-5606.31	5364.10	-5625.81	-5625.81
4764.06	8161.03	-1014.94	6551.26	-2804.63	8161.03
-11343.15	-6444.30	-10570.43	-2555.05	-6762.09	-11343.15
7946.21	8823.56	3095.75	6213.16	373.04	8823.56

Tabla VII. Envolvente de momentos en columnas, edificio para la aldea Jolomgüitz

COMBINACIONES					MOMENTO FINAL (kg-m)
1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.7S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.7S)	0.9CM+1.3S	0.9CM-1.3S	
456.23	-1656.35	2340.69	-1849.81	2330.00	2340.69
3667.00	234.04	5266.46	-886.06	5178.08	5266.46
-3760.39	-3783.20	-1857.38	-2762.67	-1788.47	-3783.20
285.55	-1234.26	1662.58	-1338.28	1692.34	1692.34
4222.08	959.72	5373.39	-415.91	5103.29	5373.39
-4870.46	-3585.20	-3720.49	-1990.27	-3272.24	-4870.46
4.02	-3937.55	3943.58	-4025.49	4005.91	4005.91
2358.71	-2676.14	6214.21	-3580.55	6012.90	6214.21
-3074.46	-5238.06	626.37	-4223.02	1071.23	-5238.06
357.87	-4321.90	4858.71	-4539.55	4899.27	4899.27
1535.22	-3691.20	5994.02	-4317.08	5902.76	5994.02
-1181.37	-4972.16	3200.11	-4638.32	3431.93	-4972.16

Calculo de momento positivo en vigas

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

$$M_{(+)} = \frac{Wl^2}{8} - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

Donde $M_1 + M_2$ corresponden a los momentos de los extremos de cada viga.

$$CU = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$CUv1 = 1.4 (541) + 1.7 (100) = 927.40 \text{ Kg/m}$$

$$CUv4 = 1.4 (1007) + 1.7 (261) = 1853.85 \text{ Kg/m}$$

$$CUv2 = 1.4 (801) + 1.7 (500) = 1971.40 \text{ Kg/m}$$

$$CUv5 = 1.4 (1686) + 1.7 (784) = 3694.21 \text{ Kg/m}$$

$$M_{(+)} = \frac{Wl^2}{8} - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$M_{(+1)} = \frac{927.40 * 2.00^2}{8} - \frac{2339.52 + 3392.49}{2} = 2402.30 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+2)} = \frac{1853.85 * 6.00^2}{8} - \frac{5822.15 + 3783.15}{2} = 3539.67 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+3)} = \frac{1971.40 * 2.00^2}{8} - \frac{5625.81 + 8161.03}{2} = 5907.72 \text{ Kg-m}$$

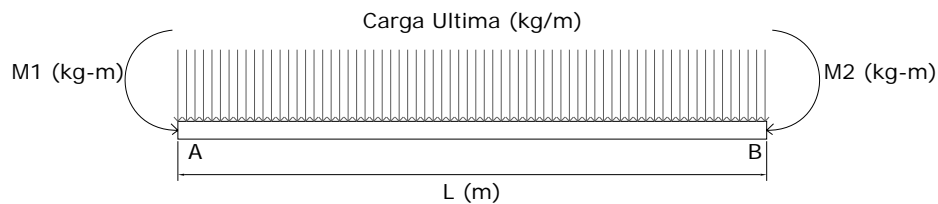
$$M_{(+4)} = \frac{3,694.21 * 6.00^2}{8} - \frac{11343.15 + 8823.56}{2} = 6540.58 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de cortes en vigas

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.

Como las vigas de los extremos son parecidas, tanto para el primer nivel como para el segundo nivel, se analizarán las más críticas, en la figura 9 se muestra el modelo matemático para calcular las reacciones en los apoyos de las vigas.

Figura 9. Modelo matemático de las vigas para el cálculo de sus reacciones en los apoyos.



Viga 1

$$\sum M_a = 0$$

$$2339.52 - 3392.49 + (927.40 * 2.0^2)/2 - 2.00 R_b = 0$$

$$R_b = 400.92 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$400.92 - (927.40 * 2.00) + R_a = 0$$

$$R_a = 1453.88 \text{ Kg.}$$

Viga 2

$$\sum M_a = 0$$

$$5822.15 - 3783.15 + (1853.85 * 6.00^2)/2 - 6.00 R_b = 0$$

$$R_b = 5901.38 \text{ Kg.}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$-1853.85 * 6.00 + 5901.38 + R_a = 0 \quad R_a = 5221.72 \text{ Kg}$$

Viga 3

$$\sum M_a = 0$$

$$5625.81 - 8161.03 + 2.00 R_b - (1971.40 * 2.00^2)/2 = 0$$

$$R_b = 3239.01 \text{ Kg}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$3239.01 - (1971.40 * 2.00) + R_a = 0 \quad R_a = 703.79 \text{ Kg.}$$

Viga 4

$$\sum Ma = 0$$

$$11343.15 - 8823.56 - (3694.21 * 6.00^2)/2 + 6.00 Rb =$$

$$Rb = 10662.69 \text{ Kg.}$$

$$\sum Fv = 0$$

$$10662.69 - 3694.21 * 6.00 + Ra = 0$$

$$Ra = 11502.56 \text{ Kg.}$$

2.1.3.2.6 Diagramas de momentos y cortes

En las figura 10 y 11 se muestran los diagramas de envolvente de momentos últimos (kg-m) y diagrama de cortes últimos (kg), respectivamente del marco típico sentido y -y, estos resultados son los que utilizaremos para el diseño de los distintos elementos estructurales.

Figura 10. Diagrama de envolvente de momentos últimos (Kg.-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y, edificio para la aldea Jolomgüitz

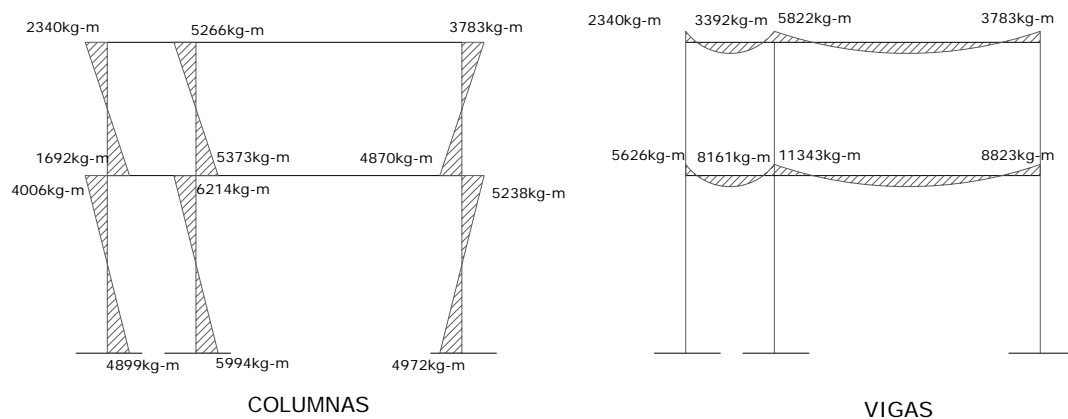
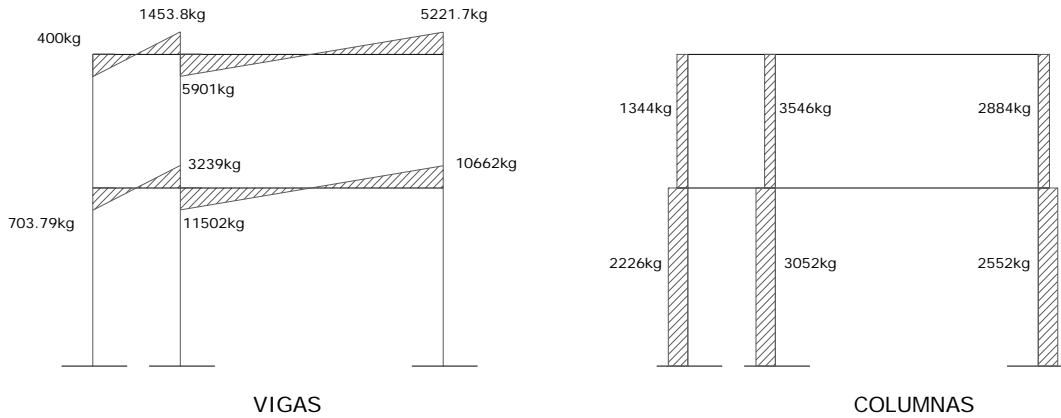


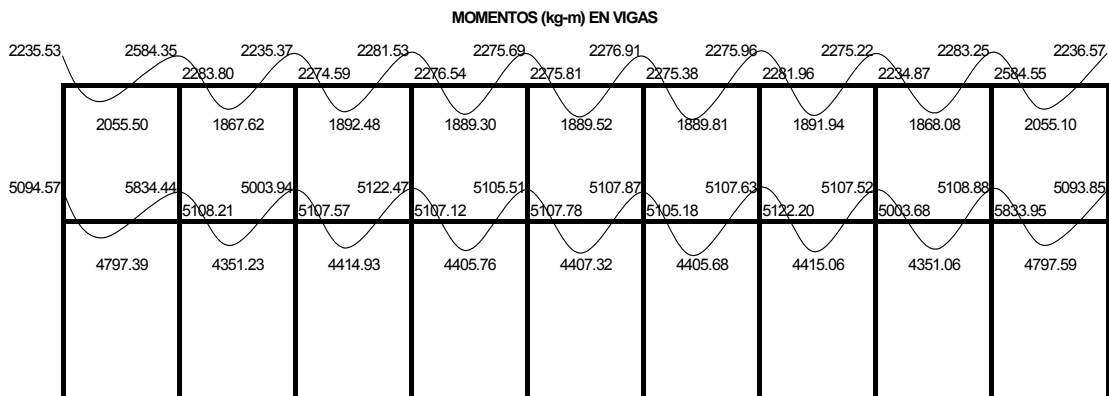
Figura 11. Diagrama de cortes últimos (Kg.) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y-y, edificio para la aldea Jolomgüitz



Resultado del análisis de Kani – marco típico sentido X-X.

Para el análisis del marco en el sentido X, se aplicó el mismo procedimiento que se describió en el marco del sentido Y, los resultados del análisis se presentan en las figuras 12 y 13.

Figura 12. Diagrama de momentos últimos (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X, edificio para la aldea Jolomgüitz



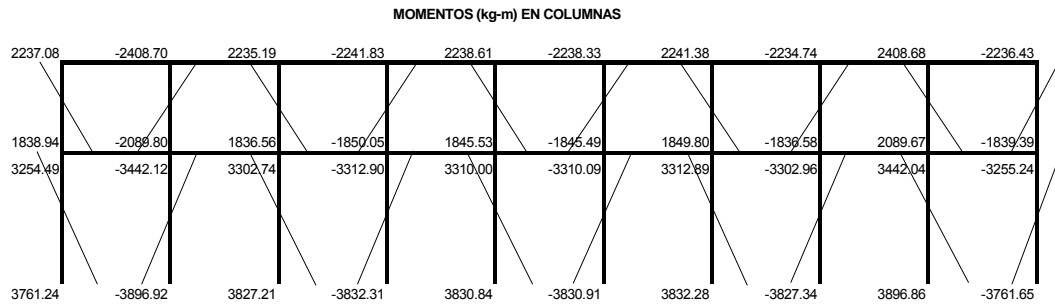
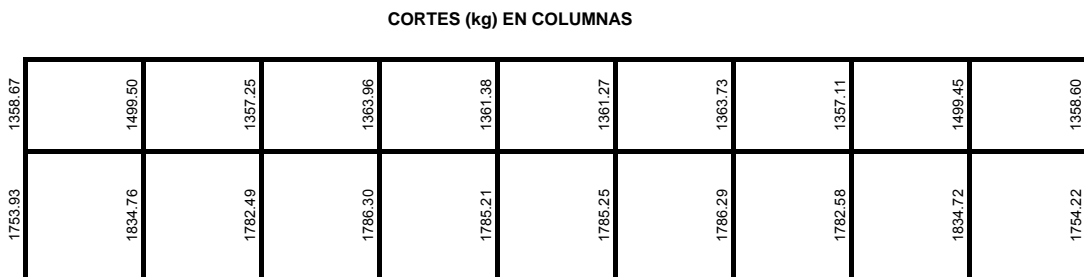
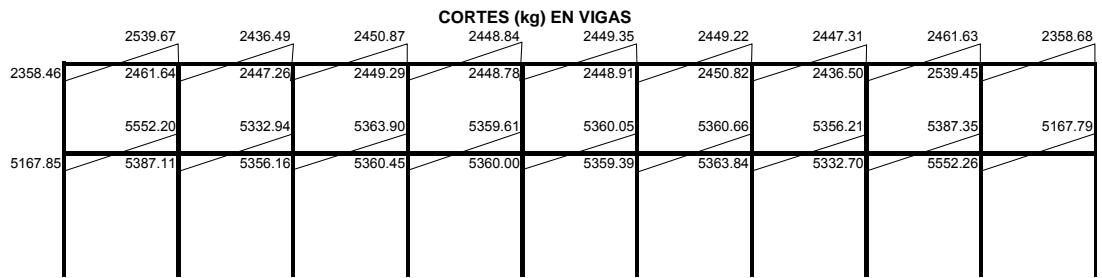


Figura 13. Diagrama de cortes últimos (Kg) – marco típico dúctil unidos con nudos rígidos sentido X, edificio para la aldea Jolomgüitz



2.1.3.3 Dimensionamiento

El dimensionamiento 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 las cargas que se presentaran en su vida útil.

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

Materiales:	$F_y = 2,810.00 \text{ Kg/cm}^2$	$f'_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$
	$E_c = 15,100.00\sqrt{f'_c} \text{ Kg/cm}^2$	$W_{\text{concreto}} = 2400.0 \text{ Kg/m}^3$
Recubrimientos:	Cimentación = 0.075 m	Columnas = 0.04 m
	Vigas = 0.025 m	Losas = 0.025 m
	$V_s = 20,000.00 \text{ Kg/cm}^2 = 20 \text{ ton/m}^2$.	

2.1.3.3.1 Diseño de losas⁵

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 escolar, aplicado a las losas del nivel 1, el procedimiento es el siguiente.

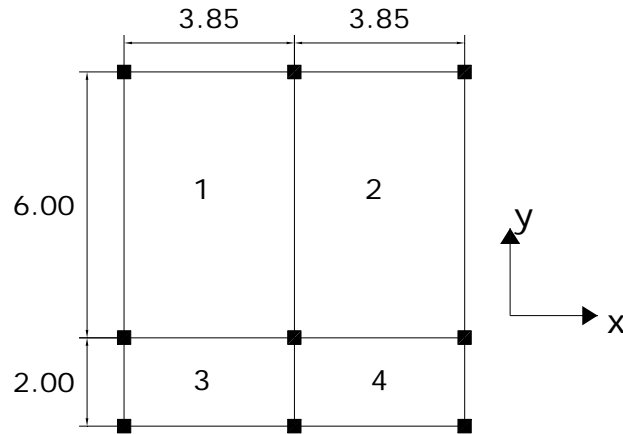
2.1.3.3.1.1 Losas nivel 1

Espesor de losa⁶

$t = 0.11 \text{ m}$.

En la figura 14 aparecen las losas típicas del primer nivel, en este caso se muestra el análisis de las primeras cuatro losas, las demás se calculan de la misma manera.

Figura 14. Losas del edificio para la aldea Jolomgüitz



$$m1 = m2 = \frac{3.85}{6.00} = 0.64 \quad \text{Armar en dos direcciones.}$$

$$m3 = m4 = \frac{2.00}{3.85} = 0.52 \quad \text{Armar en dos direcciones.}$$

El siguiente paso es el cálculo de cargas:

Carga muerta

Acabados (piso+repello) 145.00 Kg/m²

Peso de la losa = 0.11 * 2,400 = 264.00 Kg/m²

Total de carga muerta 409.00 Kg/m²

Carga viva: Aulas: 200 Kg/m²; Pasillos 500.00 Kg/m²

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

CU1,2 = 1.4 (409) + 1.7 (200) = 572.60 + 340 = 912.60 Kg/m²

CU3,4 = 1.4 (409) + 1.7 (500) = 572.60 + 850 = 1422.60 Kg/m²

Para el cálculo de momentos se utilizan las siguientes fórmulas:

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

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

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

$$Mb^+ = Cb^+ (CVu)(b)^2 + Ca^+ (CMu)(b)^2$$

Donde:

Cut = Carga última total

CVu = Carga viva última

CMu = Carga muerta última

Ca, Cb = Coeficientes de tablas⁷

Losa 1 (caso 8)

$$M_{(-)x} = 0.074(912.60)(3.85)^2 = 1,001.00 \text{ Kg-m}$$

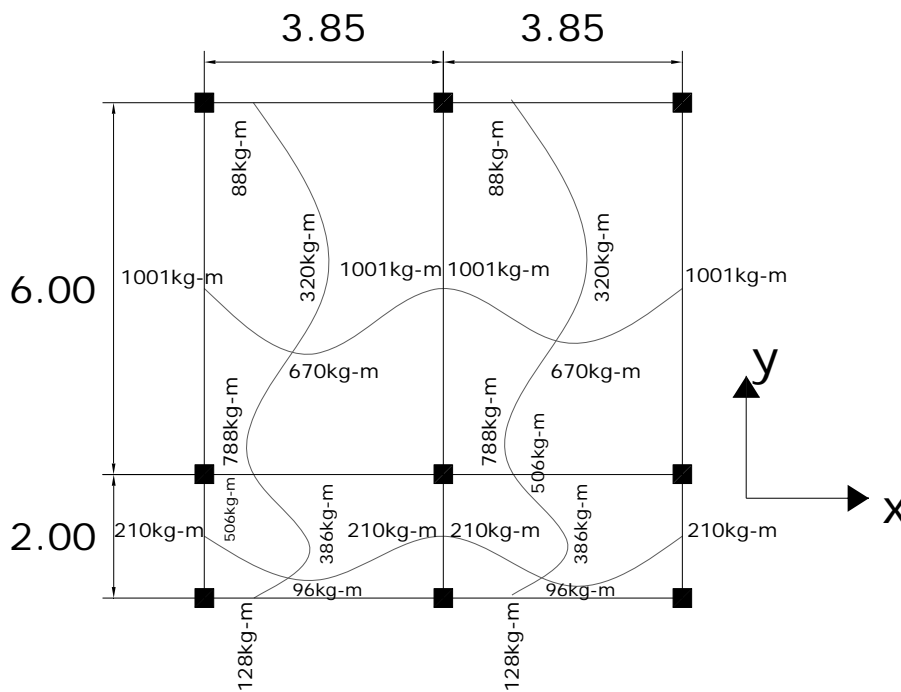
$$M_{(+)x} = 0.044(572.60)(3.85)^2 + 0.059(340)(3.85)^2 = 670.78 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)y} = 0.009(572.60)(6.00)^2 + 0.011(340)(6.00)^2 = 320.16 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(-)y} = 0.024(912.60)(6.00)^2 = 788.50 \text{ Kg-m}$$

Según el procedimiento anterior, se calculan los momentos en todas las losas, el resultado se expresa en los datos de la figura 15.

Figura 15. Planta de momentos actuantes en losas típica – nivel 1



Balance de momentos

Cuando dos losas están unidas, y tienen momentos diferentes, se deben balancear los momentos antes de diseñar el refuerzo.

Para este caso el método elegido es el siguiente:

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

Si $0.80 * M_{mayor} > M_{menor}$ Se balancean proporcionalmente a su rigidez

D1	D2
M1	M2
$-dM * D1$	$+dM * D2$
Mb	Mb

$$D1 = \frac{K1}{K1 + K2} \quad K1 = \frac{1}{L1} \quad L = \text{Longitud de losa considera}$$

$dM = M1 - M2$ 1 y 2 Índices de M_{mayor} y M_{menor} , respectivamente

Balance de momentos entre losa 1 y 3:

$0.80 (788) = 630.40 > 506.45 \text{ Kg-m}$, por lo tanto balanceo por rigideces.

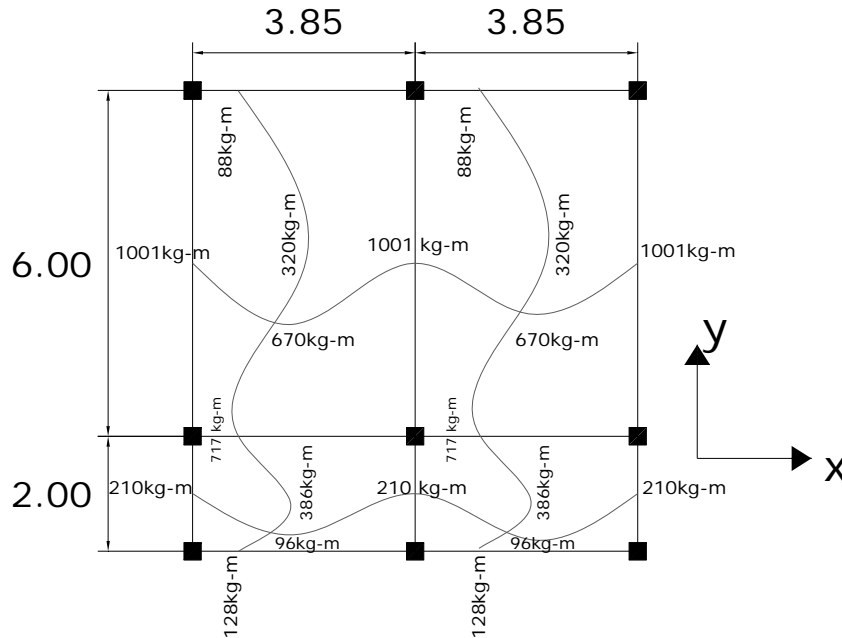
$$K1 = 1 / 2 = 0.50 \quad K2 = 1/6.00 = 0.17$$

$$D1 = 0.50/(0.5+0.17) = 0.75 \quad D2 = 0.17/(0.5+0.17) = 0.25$$

0.75	0.25
506.45	788
$(788 - 506.45) * 0.75$	$(788 - 506.45) * 0.25$
<u>211.53</u>	<u>70.51</u>
717.98	717.98

El resultado del balance de momentos en todos los puntos necesarios, se presentan en la figura 16.

Figura⁸ 16. Planta de momentos balanceados en losa típica – nivel 1



Diseño de 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 del peralte:

$$D = t - \text{recubrimiento} = 11 - 2.5 = 8.5 \text{ cm.}$$

Cálculo de límites de acero

Área de acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = 0.4 \frac{14.1}{2810} bd = \frac{14.1}{2810} 100 * 8.5 = 1.61 \text{ cm}^2$$

Calculo del espaciamiento (S) entre varillas con $A_{s \text{ min}} = A_v / A_s$

$$S = 0.71 / 1.61 = 0.44 \text{ m}$$

Tomando en cuenta que **Smáx. = 2t**

$$S_{\text{máx}} = 2 * 0.11 = \mathbf{0.22 \text{ cm.}}$$

Por lo tanto se colocará hierro No. 3 @ 0.20 m

Calculado A_s con espaciamiento máximo se tiene:

$$A_s = A_v * 100 / S_{\text{máx}}$$

$$A_s = 0.71 * 100 / 20 = 3.55 \text{ cm}^2$$

Cálculo de momento soportado usando A_s

$$M_{\text{sop}} = 0.90(A_s * F_y(d - (\frac{A_s * F_y}{1.7 * f'c * b}))) = 0.90(3.55 * 2810(8.5 - (\frac{3.55 * 2810}{1.70 * 210 * 100})))$$

$$M_{\text{sop}} = 695.28 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de áreas de acero

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

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

Los resultados se encuentran en la tabla VIII.

Revisión por corte: el corte debe ser resistido 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

$$V_{\text{max}} = \frac{C_{uu} * L}{2} = \frac{1,422 * 3.85}{2} = 2,337.35 \text{ Kg.}$$

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

Cálculo de corte máximo resistente

$$V_r = 45(\sqrt{f'c})(t) = 45(\sqrt{210})(11) = 7,173.23 \text{ Kg}$$

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 VIII. Áreas de acero requeridas en losas típicas, edificio para la aldea Jolomgüitz

Momento (M)	Áreas de acero calculada (As)	No. De Varillas (Diámetro)	Espaciamiento (S)
1,001.00 Kg-m	5.20 cm ²	4	20
1075.40 Kg-m	5.61 cm ²	4	20

Se diseña con el espaciamiento menor y tomando en cuenta el momento mayor en los sentidos X e Y, en el sentido X se utilizará acero No 4. @ 0.20 m. y en el sentido Y acero No 3, @ 0.20 m⁹.

2.1.3.3.1.2 Losas nivel 2

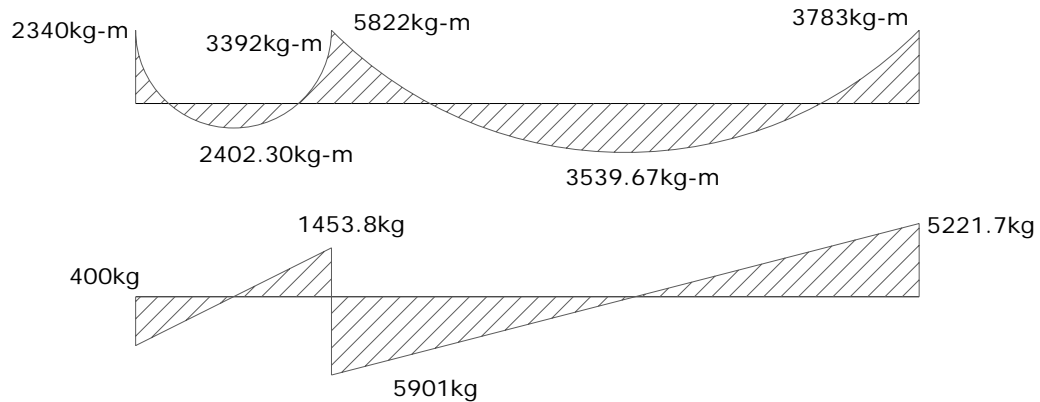
Losa del segundo nivel: el procedimiento es el mismo que el anterior, variando el cálculo de carga viva y carga muerta los resultados se presentan en planos⁹.

2.1.3.3.2 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.

El procedimiento seguido para diseñar las vigas, se describe a continuación, aplicado a la viga tipo 1. Los datos se muestran en la figura 17, esta viga se ubica en el marco típico sentido Y, nivel 2. Los datos¹⁰ son tomados del análisis estructural.

Figura 17. Diagrama de momentos y cortes 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 siguientes:

Sección = 0.25 m * 0.45 m; peralte efectivo 0.425 m

Fórmulas: $A_s \min = \frac{14.1}{F_y} b * d$ $A_s \max = 0.50 * 0.036946 * b * d$

$$A_s \min = \frac{14.1}{2810} * 25 * 42.50 = 5.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s \max = 0.50 * 0.036946 * 25 * 42.5 = 19.65 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}}) \left(\frac{0.85 * f'c}{F_y} \right) =$$

Los resultados se observan en la tabla IX.

Tabla IX. Cálculo del área de acero para viga tipo 1, edificio para la aldea Jolomgüitz

Momento	As cm² Calculado	No. Varillas (Diámetros)	Área cubierta
2340.00 Kg-m	2.92	2 No. 6	6.97 cm ²
2402.30Kg-m	3.00	2 No. 6	6.97 cm ²
3392.00 Kg-m	4.27	2 No. 6	6.97 cm ²
5822.00 Kg-m	7.54	2 No. 6 y 1 No. 6	6.97 cm ²
3339.67 Kg-m	4.47	2 No. 6	6.50 cm ²
3783.00 Kg-m	4.79	2 No. 6	6.50 cm ²

Luego de calcular el As, se propone el armado de tal forma que el área de está cubra lo solicitado en los cálculos de As; esto se hace tomando en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

Cama superior al centro

Se deben colocar, como mínimo¹¹, dos varillas o más de acero corridas tomando el mayor de los siguientes valores: A_{smin} o el 33% As calculado para momento negativo.

Cama inferior en apoyos

Se deben colocar como mínimo, dos varillas o más de acero corridas, tomando el mayor de los valores: A_{smin} , 50% del As de M (+) ó el 50% As del M (-).

Acero transversal¹² (estribos) el objetivo de colocar acero transversal es: 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:

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 42.5 = 6935.16 \text{ Kg}$$

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

$$V_s = V_u \quad \gamma_s = \frac{V_s}{bd} \quad S = \frac{2A_v * F_y}{\gamma_s * b}$$

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

En este caso $V_u = 6935.16 \text{ Kg}$ y $V_r = 5901.00 \text{ Kg}$ entonces la sección de concreto de la viga es suficiente para cumplir con la función de contrarrestar los esfuerzos de corte.

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 0.425/2 = 0.2125$$

Se colocarán estribos No. 3 @ 0.20 m en zona no confinada.

La zona de confinamiento para esta caso, será igual a $2d = 2 * 42.5 = 0.85 \text{ m}$, en esta zona se colocarán estribos No. 3 @ 0.08 m. el primer estribo se colocará a una distancia de 0.05 m del rostro de la columna.

Vigas tipo 2: Para el diseño de las vigas tipo 2, se sigue el procedimiento descrito anteriormente para la viga tipo 1, los resultados se observan¹³ en la tabla X. Para las vigas en el sentido Y (viga tipo 1 y 2), se calcula que el área de acero se encuentre entre los límites de mínimo y máximo por lo que su predimensionamiento esta bien, chequeando respectivamente que el refuerzo este dentro de los parámetros correspondientes.

Tabla X. Cálculo de vigas, edificio para la aldea Jolomgüitz

Viga X - X	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal	
	Momento	As	Refuerzo	Cortes	Refuerzo
2° NIVEL Sección 0.25 x 0.45	2236	2.78	2 No.6	Vu = 2540kg Vr = 6365kg	Extremos: 9 No 3 @ 0.08 m, resto No 3 @ 0.15 m.
	2284	2.83	2 No.6		
	2275	2.83	2 No.6		
	1890	2.34	2 No.6		
	2585	3.23	2 No.6		
	2055	2.55	2 No.6		
	2234	2.78	2 No.6		
1° NIVEL Sección 0.25 x 0.45	2277	2.84	2 No.6	Vu = 5552 kg Vr = 6365 kg	Extremos: 9 No3 @ 0.08 m, resto No 3 @ 0.15 m.
	5095	6.54	2No6+1No4		
	5834	7.56	2No6+1No5		
	4798	6.14	2No6+1No4		
	5105	6.56	2No6+1No4		
	4407	5.62	2No6+1No4		
	4415	5.63	2No6+1No4		
Y - Y 2° NIVEL Sección 0.25 x 0.45	2340	2.92	2 No. 6	Vu = 5901kg Vr = 6365 kg	Extremos 9 No 3 @ 0.08, resto No 3 @ 0.15 m
	5822	7.54	2 No. 6 + 1No. 6		
	2402	2.99	2 No. 6		
	3540	4.47	2 No. 6		
	3393	4.28	2 No. 5		
1° NIVEL Sección 0.25 x 0.45	3784	4.79	2 No 6	Vu = 11503 kg Vr = 6365 kg	Extremos 9 No 3 @ 0.07, resto No 3 @ 0.15 m
	5626	7.27	2 No 6 + 1No.6		
	11343	15.82	2 No 6 + 2No.8		
	6541	8.55	2 No 5 + 2No.6		
	8824	11.87	2 No 5 + 1No.8 + 1No.6		

2.1.3.3.3 Diseño de columnas

Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

Para diseñar la columna, la carga última se calcula por áreas tributarias y se toma el mayor de los dos momentos¹⁴ 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 Escolar, y se aplican en la columna del nivel 2. Tomando en consideración que en el predimensionamiento de la columna se tomo anteriormente una sección de 0.30 m X 0.30 m. la cual al realizar el diseño de la columna del primer nivel si cumple los requerimientos de diseño.

2.1.8.2.3.1 Columna típica nivel 2

Dimensiones:

Sección de columna = 30 * 30 cm.	Longitud de columna = 3.00 m
Sección de viga = 25 * 45 m	Longitud de viga 1 = 7.85 m
Espesor de losa = 0.11 m	Mx = 2,408.70 Kg-m
Área tributaria = 15.40 m ²	My = 5,373.39 Kg-m
Vx = 1499.50 Kg	Vy = 3,546.62 Kg

Determinación de carga axial: CU = 1.4 CM + 1.7 CV

$$CU = 1.4 (414.00) + 1.7 (100.00) = 749.60 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo del factor de carga última

$$F_{cu} = \frac{CU}{CM + CV} = \frac{749.60}{514.00} = 1.46$$

Cálculo de la carga axial: Pu = (Alosa * CU) + (Pvigas * Fcu) =

$$Pu = (15.40 * 749.60) + (0.25 * 0.45 * 2,400 * 7.85) 1.46$$

$$Pu = 14,430 \text{ Kg.}$$

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, cálculo de coeficiente que miden el grado de empotramiento a la rotación en las columnas (φ):

$$\text{Extremo superior: } \varphi_A = \frac{\frac{\sum E_M I}{2}}{\frac{\sum E_M I}{2}}$$

E_m = Como todo el marco es del mismo material = 1

I = La inercia se toma del análisis estructural

$$\varphi_A = \frac{0.33}{0.41 + 0.41} = 0.40$$

$$\text{Extremo superior } \varphi_B = \frac{0.33 + 0.25}{0.41 + 0.41} = 0.71$$

$$\text{Promedio } \varphi_P = \frac{\varphi_A + \varphi_B}{2} = \frac{0.40 + 0.71}{2} = 0.56$$

$$\text{Cálculo del coeficiente K: } K = \frac{20 - \varphi_P}{20} \sqrt{1 + \varphi_P} \quad \text{Para } \varphi_P < 2$$

$$K = 0.90 \sqrt{1 + \varphi_P} \quad \text{Para } \varphi_P > 2$$

$$\text{Entonces se utiliza } K = \frac{20 - \varphi_P}{20} \sqrt{1 + \varphi_P} = \frac{20 - 0.56}{20} \sqrt{1 + 0.56} = 1.21$$

Cálculo de la esbeltez de la columna

$$E = \frac{KL_U}{\sigma}, \quad \text{donde } \sigma = 0.30 \text{ (Lado menor para columnas rectangulares)}$$

$$E = \frac{1.21 * 3.00}{0.30 * 0.30} = 40.42 > 22$$

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

$$\begin{array}{lll} \varphi_A = 0.31 & \varphi_B = 0.55 & \varphi_P = 0.43 \\ K = 1.17 & E = 39.04 > 22 & \end{array}$$

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido X como en el sentido Y, la columna se clasifica dentro de las intermedias, por lo 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 las 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:

$$\beta d = \frac{CMu}{CU} = \frac{414.00}{749.60} = 0.77$$

Cálculo del total del material

$$Ec = 15,100\sqrt{f'c} \quad Ig = \frac{1}{12} * bh^3$$

$$EI = \frac{Ec * Ig}{1 + \beta d} = \frac{15,100\sqrt{210} * 30^4}{12 * 2.5 * (1 + 0.77)} = 3.337928983 * 10^9 \text{ Kg-cm}^2 = 333.80 \text{ T- m}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} = \frac{\pi^2 * 333.80}{(1.21 * 3.00)^2} = 248.49 \text{ Ton.}$$

Cálculo del magnificador de momentos

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

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{\phi P_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{14.43}{0.70 * 248.49}} = 1.09$$

Cálculo de momentos de diseño:

$$Mdx = \delta * Mu = 1.09 * 2408.70 = 2626.57 \text{ Kg-m}$$

Sentido Y

$$\beta d = 0.77 \quad EI = 333.19 \text{ Ton} - \text{m}^2 \quad Pc = 266.40 \text{ Ton} \quad \delta = 1.08$$

$$Mdy = 5824.03 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cálculo del acero longitudinal por el método de BRESLER

Este método consiste en una aproximación del perfil de la superficie de la falla, además es uno de los métodos más utilizados, porque su procedimiento 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 ($P'oy$).

El procedimiento a seguir es el siguiente:

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

$$A_{s\text{mín}} = 0.01 (30 \times 30) = 9.00 \text{ cm}^2 \quad A_{s\text{máx}} = 0.06 (30 \times 30) = 54.00 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado, con un valor intermedio a los límites permitidos de A_s .

$$\text{Armado propuesto } 4 \text{ No. } 8 + 4 \text{ No. } 6 = 4 (5.07) + 4 (2.85) = 31.67 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Valor de la gráfica} \quad Y = X = d/h = (35 - 2(4))/30 = 0.73$$

$$\text{Valores de la curva:} \quad P_{tu} = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c A_g} = \frac{31.67 * 2,810}{0.85 * 210 * 900} = 0.55$$

$$\text{Excentricidades:} \quad e_x = M_{dx}/P_u = 2.63/14.43 = 0.18$$

$$e_y = M_{dy}/P_u = 5.82/14.43 = 0.40$$

Al conocer las excentricidades se calcula el valor de las diagonales

$$e_x/h_x = 0.18/0.30 = 0.61 \quad e_y/h_y = 0.40/0.30 = 1.35$$

Con los valores obtenidos en los últimos cuatro pasos, se buscan los valores de los coeficientes²⁹ Kx y Ky, entonces son: Kx = 0.35 y Ky = 0.12

Cálculo de cargas

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ex:

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

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad ey:

$$P'_{uy} = K_y * f'_c * b * h = (0.12)(210)(30*30) = 22,680 \text{ Kg.}$$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'_o = \phi(0.85 * f'_c (A_g - A_s) + A_s * F_y) =$$

$$P'_o = 0.70 * (0.85 * 210 * (900 - 31.67) + 31.67 * 2,810) =$$

$$P'_o = 170,791.28 \text{ Kg.}$$

Carga de la resistencia de la columna:

$$P'_u = \frac{1}{\frac{1}{P'_{ux}} + \frac{1}{P'_{uy}} - \frac{1}{P'_o}} = \frac{1}{\frac{1}{66150} + \frac{1}{22680} - \frac{1}{170791.28}} = 18,740 \text{ Kg.}$$

Como P'u (18.7 ton) > Pu (14.43 ton) el armado propuesto si resiste las fuerzas aplicadas, si esto no fuera así se debe aumentar el área de acero hasta que cumpla sin exceder los límites de acero³ que indica el Código ACI.

Cálculo del acero transversal¹⁵ (Estribos): el objetivo del refuerzo transversal es para resistir los esfuerzos de corte. Por requisitos sísmicos las columnas deben confinarse para aumentar la capacidad de carga axial, de corte y ductilidad, debe ser en forma de anillos (estribos) o de refuerzo en espiral continua (zunchos).

Se usó el siguiente procedimiento para calcular el refuerzo transversal:

Se calcula el corte resistente

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 26 = 5092.12 \text{ Kg.}$$

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 $V_r > V_u$, entonces los estribos se colocan en la menor separación de las siguientes.

$$\text{So } \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ diám. Varilla principal} = 6 * 2.54 = 15.24 \\ 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm} \\ d/2 = 32/2 = 13 \text{ cm} \end{array} \right.$$

se colocan estribos a $S = d / 2 = 26 / 2 = 13 \text{ cm.}$

Se usará por criterio de armado $S = 0.13 \text{ m.}$

Refuerzo por confinamiento:

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

$$\text{Lo } \left\{ \begin{array}{l} L_u / 6 = 3.00 / 6 = 0.50 \text{ m} \\ \text{Lado mayor de la columna} = 0.30 \text{ m} \\ 0.45 \text{ m} \end{array} \right.$$

Por lo tanto la longitud de confinamiento es de 0.50 m

El espaciamiento de estribos S_1 en zonas confinadas de las columnas debe encontrarse entre 3 cms. $< S_1 < 10$ cms.

Luego se calcula la relación volumétrica:

$$\rho_s = 0.45((A_g / A_{ch}) - 1)(0.85 * f'_c / F_y)$$

$$\rho_s > 0.12(f'_c / F_y)$$

$$\rho_s = 0.45((900 / 484) - 1)(0.85 * 210 / 2,810) = 0.024$$

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

$$S_1 = \frac{2A_v}{\rho_s L_n} = \frac{2 * 0.71}{0.024 * 22} = 2.68 \text{ cm.} = 3 \text{ cms.}$$

Los resultados del diseño de la columna típica, ubicada en el nivel 1, se encuentran en la tabla XI.

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 XI. Cálculo de columnas, edificio para la aldea Jolomgüitz

Columna	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal		
	Cargas	Refuerzo	Cortes	Confinar	Refuerzo
1 - Nivel 1 Sección = 0.30 x 0.30 Lu = 3.00	Mx = 3,897.00 My = 6,214.00 Pu = 38.50 ton Mdx = 5,623.76 Mdy = 8,772.42 P'u = 41.41 ton	4 No. 8 + 4 No. 6	Vux = 1,834.76 kg Vuy = 3,052.06 kg Vr = 5,092.12 kg	Lo = 0.50 m S1 = 0.03 m	Estribos No. 3 @ 0.03 m Hasta 0.50 en extremos resto @ 0.13
1 - Nivel 2 Sección = 0.30 x 0.30 Lu = 3.0 m	Mx = 2,408.70 My = 5,373.39 Pu = 14.43 ton Mdx = 2,626.57 Mdy = 5,824.03 P'u = 18.74 ton	4 No. 8 + 4 No. 6	Vux = 1,499.50 kg Vuy = 3,546.62 kg Vr = 5,092.12 kg	Lo = 0.50 m S1 = 0.03 m	Estribos No. 3 @ 0.03 m Hasta 0.50 en extremos resto @ 0.13

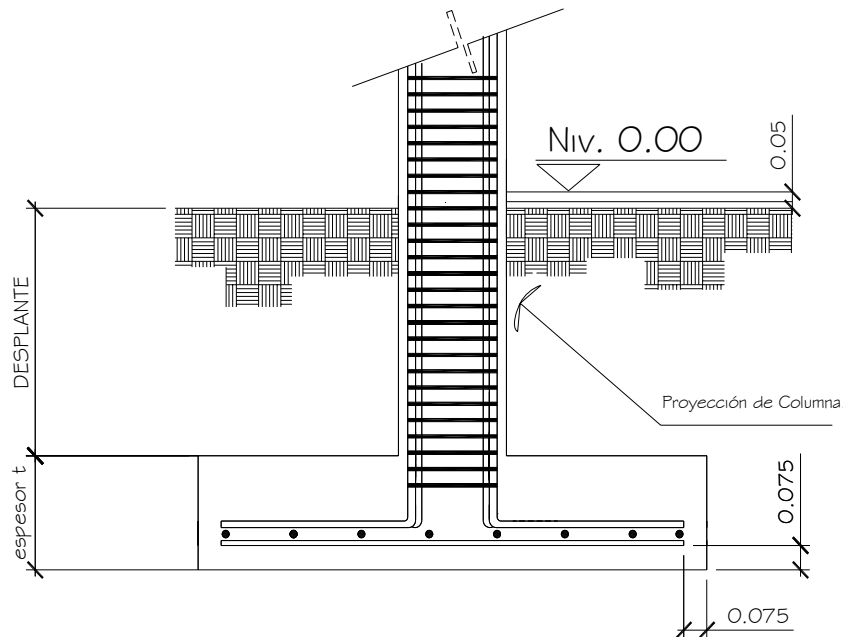
2.1.3.3.4 Diseño de cimientos

Los cimientos son elementos estructurales destinados a recibir las cargas propias y las aplicaciones exteriores a la misma; estos 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 estructura, la naturaleza de las cargas que se aplicarán, las condiciones del suelo y el costo de la misma.

Al momento de empezar el proceso de estructuración del edificio escolar para la aldea Jolomgüitz se concibió la idea de que debía ser una zapata aislada concéntrica, debido a la disponibilidad del terreno.

2.1.3.3.4.1 Diseño de zapatas

Figura 18. Desplante de zapata del edificio para la aldea Jolomgüitz



En la figura 18, se muestra el perfil de una zapata aislada concéntrica, donde se indican los recubrimientos mínimos que debe llevar el acero y como debe de colocarse.

Momentos¹⁷ para el diseño de la zapata:

$$M_x = 3.90 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 6.20 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = \text{carga última} = 38.50 \text{ Ton}$$

$$V_s = \text{Valor soporte}^{16} \text{ del suelo} = 20.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_{\text{suelo}}^{16} = 1.18 \text{ Ton/m}^3$$

$$P_{\text{concreto}} = 2.40 \text{ Ton/m}^3$$

$$F_{cu} = 1.49$$

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

$$F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sección de Columna} = 30 \times 30 \text{ cm.}$$

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 los siguientes.

Cálculo de las cargas de trabajo:

$$P't = \frac{Pu}{Fcu} = \frac{38.50}{1.49} = 25.84 \text{ Ton}$$

$$Mtx = \frac{Mx}{Fcu} = \frac{3.90}{1.49} = 2.62 \text{ Ton-m}$$

$$Mty = \frac{My}{Fcu} = \frac{6.20}{1.49} = 4.16 \text{ Ton-m}$$

Pre - dimensionamiento del área de la zapata:

$$Az = \frac{1.5P't}{Vs} = \frac{1.5 * 25.84}{20} = 1.938 \text{ m}^2. \text{ Se propone usar dimensiones aproximadas}$$

$$Az = 1.70 * 1.70 = 2.89 \text{ m}^2.$$

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:

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{Mtx}{Sx} \pm \frac{Mty}{Sy} \quad S = \frac{bh^2}{6}$$

Además se debe tomar en cuenta que **q** no debe ser negativo, ni mayor que el valor soporte (Vs), para la zapata se tiene:

$$Sx = \frac{1.70 * 1.70^2}{6} = 0.82 \text{ m}^3 \quad Sy = \frac{1.70 * 1.70^2}{6} = 0.82 \text{ m}^3$$

$$P = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$$

$$P = 25.84 + (0.30 * 0.30 * 4 * 2.4) + (2.89 * 0.65 * 1.20) + (2.89 * 0.35 * 2.40) = 31.30 \text{ Ton}$$

$$q = \frac{31.30}{2.89} \pm \frac{2.62}{0.82} \pm \frac{4.16}{0.82}$$

$q_{\text{máx}} = 19.10 \text{ Ton/m}^2$ cumple, no excede el Vs

$q_{\text{mín}} = 2.56 \text{ Ton/m}^2$ cumple, sólo existen compresiones

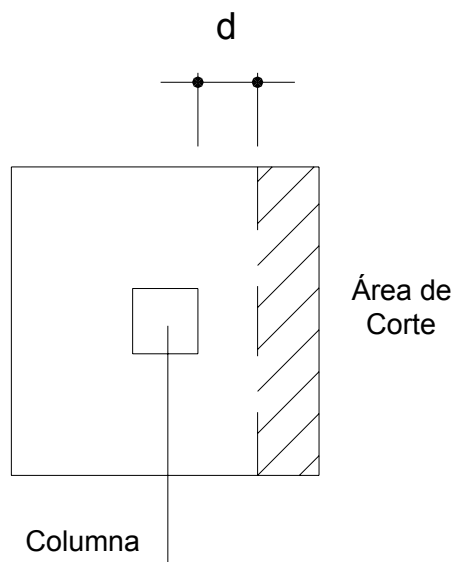
Presión última: como se observa en los cálculos anteriores, la presión está distribuida en forma variable, pero para efectos de diseño estructural se toma una presión última usando el criterio:

$$q_{disu} = q_{m\acute{a}x} * F_{cu} = 19.10 * 1.49 = 28.50 \text{ Ton/m}^2$$

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 0.15 m más el recubrimiento y el diámetro de la varilla a utilizar. Dicho espesor debe ser tal que resista los esfuerzos de corte.

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 (ver figura 19), por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante, esto se hace de la forma indicada a continuación:

Figura 19. Corte simple



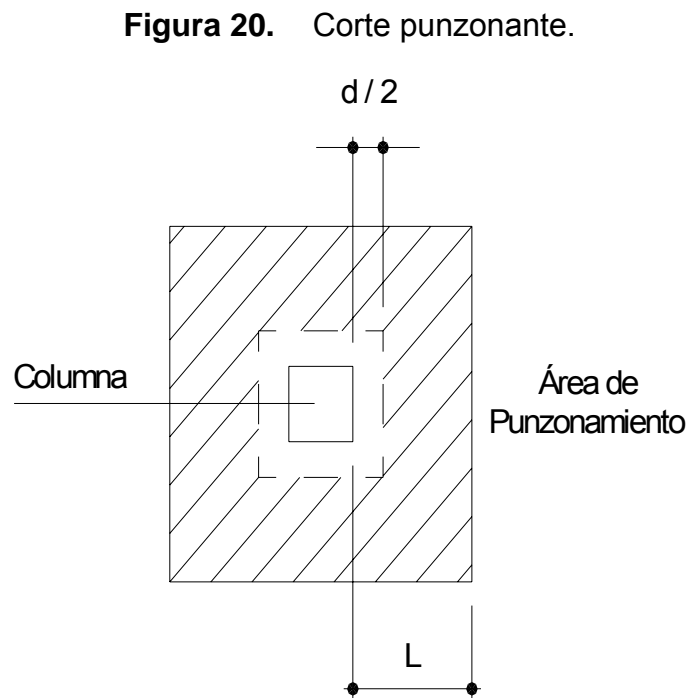
$$d = t - \text{recubrimiento} - \phi / 2 = 35 - 7.5 - 1.905 / 2 = 26.55 \text{ cm.}$$

$$V_{act} = \text{área} * q_{disu} = 0.44 * 1.70 * 28.50 = 21.50 \text{ Ton.}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 170 * 26.55 / 1000 = 28.40 \text{ Ton.}$$

$V_{act} (21.50 \text{ ton}) < V_r (28.40 \text{ ton})$ si cumple

Revisión de corte punzonante: la columna tiende a punzonar la zapata debido a los esfuerzos 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 (ver figura 20). La revisión que se realiza es la siguiente:



$bo = \text{perímetro interior} = d + 30 = 26.55 + 30 = 56.55 \text{ cm}$

$bo = 4 * 56.55 = 226.20 \text{ cm}$

$V_{act} = A * qu = ((1.70 * 1.70) - (0.5655 * 0.5655)) * 28.50 = 73.37 \text{ Ton.}$

$V_r = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * bo * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 226.20 * 26.55 / 1000$

$V_r = 74.90 \text{ Ton.}$

$V_{act} (73.37 \text{ ton}) < V_r (74.90 \text{ ton}), \text{ si chequea}$

Diseño del refuerzo por flexión: el empuje hacia arriba del suelo produce momento flector en la zapata, por tal razón, es necesario reforzarla con acero para soportar los esfuerzos inducidos.

Momento último: éste se define como una losa en voladizo, con la fórmula:

$$Mu = \frac{q_{disu} * L^2}{2} = \frac{28.50 * (0.70)^2}{2} = 6.977 \text{ Ton-m, donde L es la distancia medida}$$

del rostro de la columna al final de la zapata.

Área de acero: el área de acero se define por la fórmula:

$$As = (b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * 210}}) \frac{0.85 * f'c}{Fy}$$

$$As_{req} = 11.16 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = \frac{14.1 * b * d}{fy} = \frac{14.1 * 1.80 * 26.55}{2810} = 12.84 \text{ cm}^2$$

Debido a que el As_{\min} es mayor que As_{req} , se colocará el $As_{\min} = 12.84 \text{ cm}^2$ en ambos sentidos.

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 $S = 2.85 / 12.84 = 0.22$ m, por lo tanto, las zapatas tipo 1 quedarán armadas¹⁸ con varillas No. 6 @ 0.20 m en ambos sentidos.

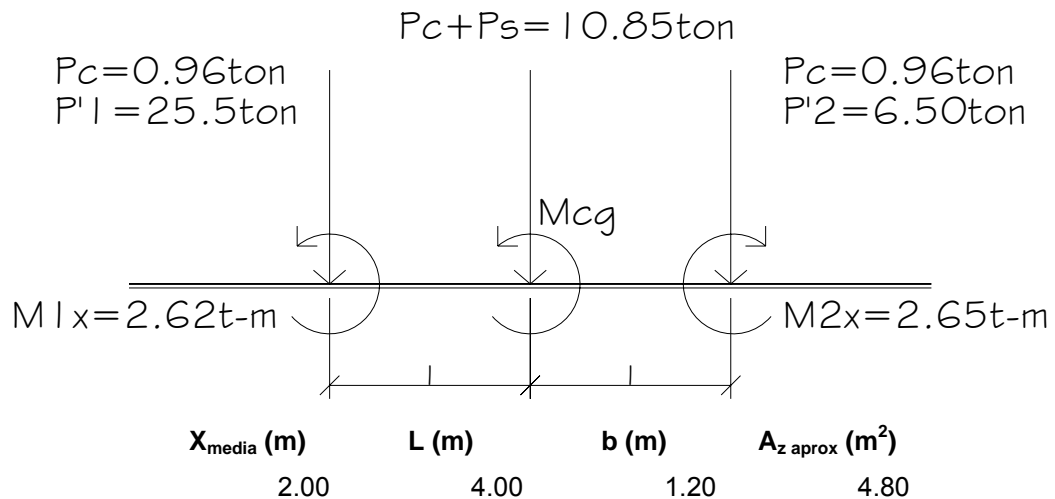
Cálculo de cimiento combinado

Primeramente procedemos a calcular el peso propio de las columnas, para poder dibujar el diagrama de cargas del sistema:

Sección columnas: $H_{xx} = 0.30$ m
 $H_{yy} = 0.30$ m
 Desplante: 1.00 m

$$P_{col} = (0.30 \text{ m})(0.30 \text{ m})(4.00 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) = 0.96 \text{ ton}$$

Figura 21. Diagrama de cargas sobre la línea de cimentación



Se procede a calcular los momentos y cargas en el centro de gravedad del sistema:

P_s P_c y resultantes en C.G.

P_s (ton)	P_c (ton)	P_{s+c} (ton)	P_{CG} (ton)	M_{CGxx} (ton-m)	M_{CGyy} (ton-m)
5.66	5.18	10.85	44.72	19.06	1.15

Comprobación de de presiones

P_{cg}/A_z (t/m²)	M_{cgxx}/S_{xx} (t/m²)	M_{cgyy}/S_{yy} (t/m²)	q_{++} (t/m²)	q_{+-} (t/m²)	q_{-+} (t/m²)	q_{--} (t/m²)
9.32	5.95	1.19	16.46	14.08	4.55	2.17
$q_{++} > V_s$	aprueba	$q_{--} > 0$	aprueba			

Ya que chequean las presiones, procedemos a calcular las presiones actuantes.

Presiones actuantes

q_{pro--} (t/m²)	q_{pro++} (t/m²)	q_{s+c} (t/m²)	q_{--} (t/m²)	q_{++} (t/m²)
10.49	11.55	12.62	13.68	14.74

Chequeo corte simple

t (cm)	d_{efec} (cm)	V_r (ton)	V_a	$V_r > V_a$
45.00	36.55	33.60	27.21	aprueba

Chequeo corte punzonante

t (cm)	d_{efec} (cm)	V_{pr} (ton)	V_p (ton)	$V_{pr} > V_p$
45.00	36.55	146.70	34.85	aprueba

Refuerzo por flexión (A_s)

$A_{s_{min}}$ (cm²)	S (m)	M_r (t-m²)	Usar
18.34	0.16	16.53	1 N° 6 @ 0.15
M_f (t-m²)	A_s (cm²)	Usar	
13.55	15.02	1 N° 6 @ 0.20	

Refuerzo por temperatura (A_{st})

A_{st} (cm²)	S (m)	Usar
7.31	0.17	1 N° 4 a/c 0.15

Chequeo de corte de vigas transversales

Ancho viga (cm)	q_d (cm)	b' (cm)	V_{act} (ton)	V_r (ton)	$V_r > V_a$
84.00	37.33	0.45	2.67	23.37	aprueba

As de refuerzo en vigas transversales

M_{act} (t-m)	As (cm ²)	S (m)	Usar
3.78	4.12	0.149	1 N° 6 a/c 0.15

Viga sísmica o solera de amarre

Los cimientos con viga conectora se utilizan para contrarrestar la desigual distribución de las presiones debajo de la zapata. La viga conectora se asume que es perfectamente rígida y no transmite esfuerzos al suelo.

En ausencia de un análisis dinámico completo de la subestructura son vigas que unen las zapatas. Su función es lograr que la estructura se mueva como una sola unidad ante la acción de un desplazamiento horizontal del terreno; no se pretende que estas vigas absorban momentos flexionantes de consideración, sino solamente fuerzas axiales y por ello suelen diseñarse para que su capacidad ante una carga axial de tensión o compresión sea igual al 10% de la carga máxima transferida por las columnas que se unen.

Diseño de Escaleras

Una escalera debe ser cómoda y segura dependiendo de la relación de los peldaños, es decir, la relación de huella y contrahuella.

$$c < 20 \text{ cm} \qquad H > c \qquad 2c + H < 64 \text{ cm (valor cercano)}$$

$$c + H = 45 \text{ a } 48 \text{ cm}; \qquad c \times H = 480 \text{ a } 500 \text{ cm}^2$$

Donde: c = contrahuella H = huella

Cargas de diseño para una escalera

$$CM = PP (\text{escalera}) + PP (\text{acabados}); \qquad PP (\text{escalera}) = Wc * (t + c / 2)$$

Número de escalones mínimo

$$h/c_{max} = 3.00 / 0.20 = 15 \text{ Escalones.}$$

Criterios:

$$h/c1 = 3.00 / 0.18 = 17 \text{ Escalones}$$

$$h/c2 = 3.00 / 0.16 = 19 \text{ Escalones.}$$

Número de huellas = No de contrahuellas – 1.

$$\text{Número de huellas} = 19 - 1 = 18 \text{ huellas.}$$

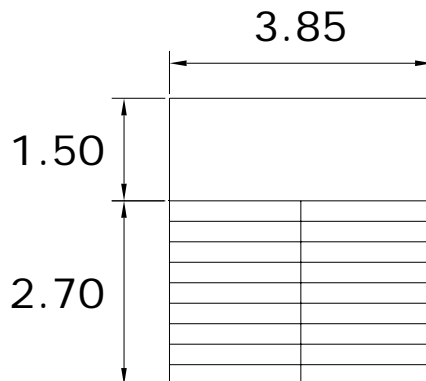
Chequeo:

$$c = 16 \text{ cm} < 20 \text{ cm}; \quad H = 30 \text{ cm} > 16 \text{ cm.} \quad c \times H = 16 \times 30 = 480$$

$$2c + H = 2(16) + 30 = 62 < 64 \text{ cm}; \quad c + H = 16 + 30 = 46 \text{ cm}$$

Por lo tanto se tienen 9 huellas antes del descanso, luego de estas otras 9 huellas, de 30 cm, con contrahuellas de 16 cm. El descanso cuenta con un ancho de 1.50 m (ver figura 21)

Figura 22. Dimensiones de escalera, edificio para la aldea Jolomgüitz



Integración de cargas

$$\text{Peso propio de la escalera} = 2,400 (0.12 + 0.15 / 2) = 468.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Acabados} = \underline{100.00 \text{ Kg/m}^2}$$

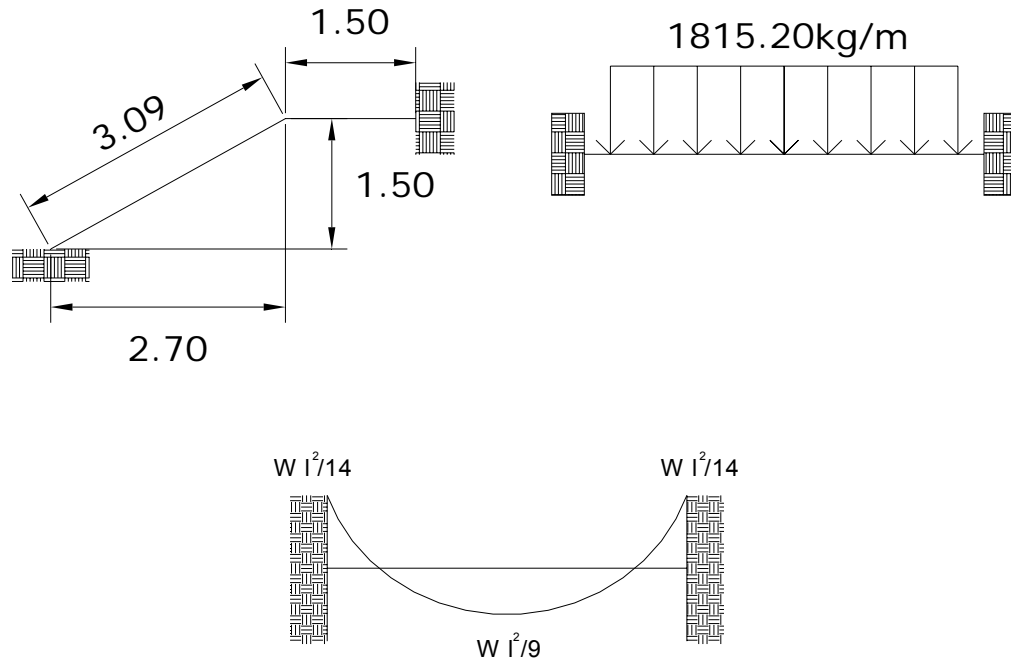
$$\text{Total} = 568.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 600.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$Cu = 1.4CM + 1.7CV = 1.4 (568.00) + 1.7 (600.00) = 1815.20 \text{ Kg/m}^2$$

Considerando una franja unitaria de 1 m = 1815.20 kg/m

Figura 23. Distribución de carga y momento para las gradas



$$d = \sqrt{(1.50)^2 + (2.70)^2} = 3.09 \text{ m} \quad M_{(+)} = \frac{1,815.20 * 4.59^2}{9} = 4249.20 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(-)} = \frac{1,815.20 * 4.59^2}{14} = 2731.63 \text{ Kg-m} \quad A_{s \text{ min}} = \frac{14.1}{2810} 100 * 12 = 6.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.50 \rho_b b d = 0.50 * 0.03695 * 100 * 12 = 22.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0.85 * f'c}{F_y} \right)$$

El armado de las gradas¹⁹ queda de la siguiente manera;

$M(+)$ = A_s = 15.60 cm²; varilla No. 5 @ 0.12 m; $M(-)$ = A_s = 9.61 cm²; varilla No. 5 @ 0.20 m. Acero por temperatura = A_s = 0.002 * b * t = 0.002 (100)*(15) = 3.00 cm² $S_{\text{máx}}$ = 3 * t = 2 * 15 = 30 cm; Varilla No. 3 @ 0.30 m.

2.1.4 Instalaciones eléctricas

La Instalación eléctrica del edificio escolar de dos niveles para la aldea Jolomgüitz se hará de la siguiente manera: En la planta baja se instalará un total de cinco circuitos, tres circuitos de iluminación (con un total de veintisiete lámparas y seis interruptores) y dos circuitos de fuerza (con un total de quince tomacorrientes), en la planta alta se instalará un total de cuatro circuitos, dos de iluminación (con un total de veinticinco lámparas), y dos circuitos de fuerza (con un total de catorce tomacorrientes).

Para que estos circuitos funcionen correctamente se utilizará tubería en el cielo de $\frac{3}{4}$ ", alambre calibre 14, para la distribución de los nueve circuitos, se utilizará una caja de flipones de 10 pastillas de 200 Amp.

2.1.5 Planos constructivos

Después de realizar los procedimientos descritos en las secciones anteriores, es necesario plasmar los resultados en los planos. Estos son las representaciones gráficas que detallan y especifican todas las partes y los trabajos a realizar en el proyecto, y que sirven para presupuestar, contratar y construir los diferentes trabajos del mismo.

Los planos para el edificio de aulas de la aldea Jolomgüitz comprenden: planta de conjunto, plano de armado de losas, plano de corte en muros, armado típico de gradas, detalle de armado transversal y longitudinal de columnas, planta de cimientos y distribución de columnas, ver apéndices.

2.1.6 Presupuesto

El presupuesto se elaboró a base de precios unitarios, tomando como referencia los precios de materiales que se encuentran en el municipio de San Juan Ixcoy, lo concerniente a mano de obra se aplicó lo que la municipalidad asigna para estos casos, y para los indirectos se aplicó el 4%.

Tabla XII. Presupuesto, edificio para la aldea Jolomgüitz

PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN DE ESCUELA			
UBICACIÓN:	ALDEA JOLOMGÜITZ, SAN JUAN IXCOY HUEHUETENANGO			
FECHA:	OCTUBRE DE 2005			
PROPIEDAD DE:	MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN IXCOY			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Demolición de escuela existente	390	M2	Q. 40.00	Q. 15,600.00
Preliminares	390	M2	Q. 45.00	Q. 17,550.00
Zapata tipo 1	30	U	Q. 3,335.50	Q. 100,062.78
Columnas	162.24	MI	Q. 1,175.00	Q. 190,591.50
Vigas	494	MI	Q. 562.54	Q. 277,894.76
Losas	780	M2	Q. 232.65	Q. 181,467.00
Levantado de tabiques de block	304.20	MI	Q. 957.25	Q. 2291.195.50
Instalaciones hidráulicas	1	Global	Q. 26,527.50	Q. 26,527.50
Instalación eléctrica	1	Global	Q. 10,926.00	Q. 10926.00
Módulo de gradas	1	Global	Q. 36,525.00	Q. 35,525.00
Instalación de puestas y ventanas	1	Global	Q. 25,500.00	Q. 25,500.00
Acabados	1825	Global	Q. 192.50	Q. 351,077.45
Limpieza general	1	Global	Q. 4,000.00	Q. 4,000.00
TOTALES				
Materiales				Q. 922,532.22
Mano de obra				Q. 657,753.67
Transporte				Q. 20,000.00
Indirectos				Q. 64,011.45
TOTAL				Q. 1,664,297.62

2.2 Diseño del Edificio Escolar de dos niveles para la aldea Pie De La Cuesta

2.2.1 Descripción del Proyecto

El proyecto consiste en el diseño del edificio escolar de dos niveles, en el área rural, con la siguiente distribución de ambientes²⁰:

En la planta baja tendrá dos aulas, una dirección, una bodega y un módulo de gradas en la esquina del edificio, en la planta alta tendrá un salón comunal.

2.2.2 Estudio de suelos²¹

El ensayo realizado fue de compresión triaxial, mediante la prueba de no consolidado y no drenado, el cual dio los parámetros de corte, con un ángulo de fricción interna de $\phi = 7.26^\circ$ y carga última $C_u = 3.55 \text{ ton/m}^2$, el tipo de suelo es una "arcilla color beige".

Valor soporte de diseño $q_d = 20.16 \text{ ton/m}^2$

Este valor de 20.16 ton/m^2 , será utilizado para el diseño de la cimentación del edificio.

2.2.3 Diseño Estructural

2.2.3.1 Estructuración

2.2.3.1.1 Selección del Sistema Estructural a Utilizar

Se ha elegido el sistema estructural de marcos dúctiles unidos con nudos rígidos de concreto reforzado, tabiques de mampostería reforzada y losas planas de concreto reforzado.

2.2.3.1.2 Diseño Arquitectónico

2.2.3.1.2.1 Requerimientos de áreas

El requerimiento de áreas esta condicionado por el tipo de edificio que se diseñará, para nuestro caso siendo un edificio escolar de de dos niveles se necesita; salones de clases, un módulo de cocina, una bodega y un módulo de gradas. La función de los salones de enseñanza es proveerles a los maestros y alumnos de un área para desarrollar, en forma cómoda, las actividades del proceso enseñanza-aprendizaje. El área requerida óptima por alumno es de 1.50 m^2 , pero si el espacio no lo permite se acepta un mínimo de 1.30 m^2 . La capacidad óptima de un salón de clases es de 30 alumnos, pero se permite un máximo de 40 alumnos.

2.2.3.1.2.2 Distribución de espacios

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.

2.2.3.1.2.3 Alturas y cotas

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

2.2.3.2 Análisis estructural

2.2.3.2.1 Pre-dimensionamiento estructural

Columnas:

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

$P = 38,080 \text{ kg}$, (tomado de áreas tributareas)

$38,080 = 0.8 ((0.225 \cdot 210 \cdot Ag) + (2810 \cdot 0.01 \cdot Ag))$

Despejando $Ag = 631.72 \text{ cm}^2$;

Proponiendo una columna de $30 \cdot 30 \text{ cm} = 900 \text{ cm}^2 > Ag$

Vigas: Según el código ACI, sección 9.5.2, el espesor mínimo de viga no pretensada con ambos extremos continuos es $L/21$, donde L es la luz máxima, la base de la viga es de 0.25 m se tiene una luz de $6.00 - 0.30 = 5.70$
 $5.70/21 = 0.27$, se opta por un espesor de **0.45 m**.

Losas:

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

$$t_{\text{Losa}} = (5.50 \cdot 2 + 4.00 \cdot 2)/180 = 0.1055, \text{ usar } 0.11 \text{ m.}$$

2.2.3.2 Modelos matemáticos de marcos dúctiles

Los modelos matemáticos para el edificio escolar de la aldea Pie de la Cuesta se muestran en las figuras 23 y 24.

Figura 24. Modelo matemático de la estructura en y-y

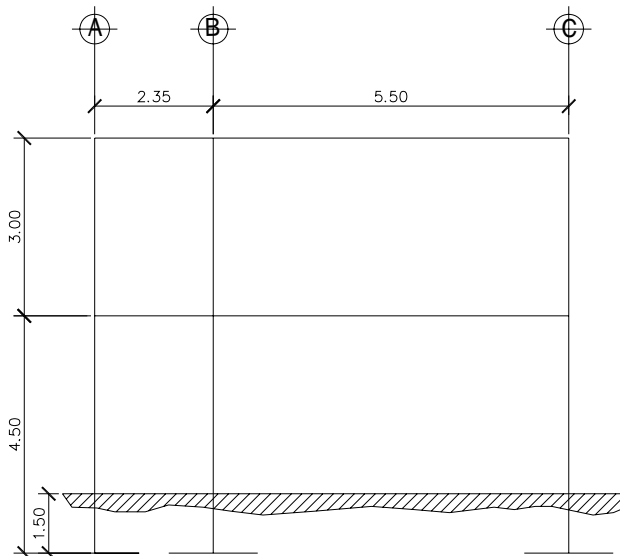
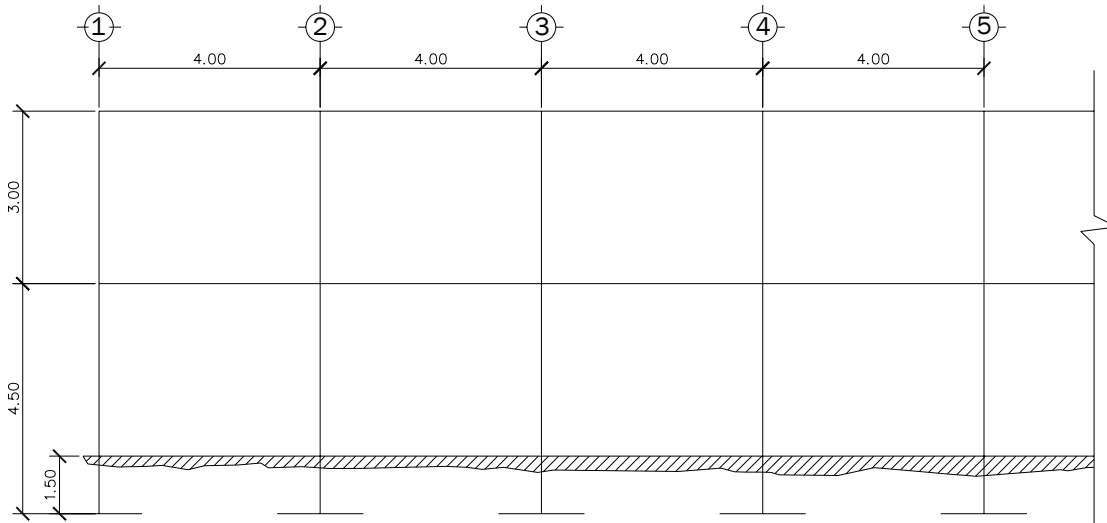


Figura 25. Modelo matemático de la estructura en x-x



2.2.3.2.3 Cargas verticales y horizontales aplicadas a marcos dúctiles

En la figura 25 se puede observar la planta típica del edificio escolar y las áreas tributarias de las losas hacia las vigas y columnas.

Carga Muerta (CM)

Peso del concreto = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

Peso de acabados = 25 Kg/m^2

Peso de muros = 140 Kg/m^2

Piso = 150 Kg/m^2

Sobrecarga = 120 Kg/m^2

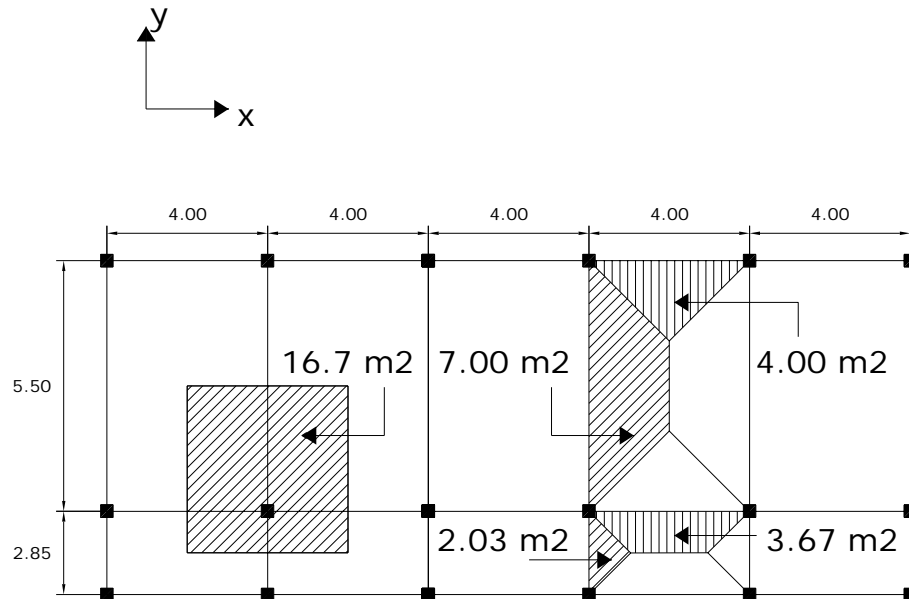
Carga viva (CV) (AGIES)

En techo = 100 Kg/m^2

En pasillos = 500 Kg/m^2

En aulas = 300 Kg/m^2

Figura 26. Planta típica, edificio para la aldea Pie de la Cuesta



a. Segundo nivel

Carga muerta

Total de la carga muerta = 101,044 Kg.

Carga viva

Total de carga Viva = 33,400 Kg.

Peso del segundo nivel

$$W = CM + 0.25CV$$

$$W = 101,044 \text{ Kg.} + 0.25 (33,400 \text{ Kg.}) = 109,394 \text{ Kg.}$$

b. Primer nivel

Carga muerta

Total de carga muerta = 149,435 Kg.

Carga viva

Total de carga viva = 83,500 Kg

Peso del primer nivel

$$W = CM + 0.25 CV$$

$$W = 149,435 \text{ Kg} + 0.25(83,500\text{Kg}) = 170,310 \text{ Kg}$$

Resumen

W del primer nivel = 109,394 Kg.

W del segundo nivel = 170,310 Kg.

Peso total = **279,704 Kg.**

Cálculo del Corte Basal

Para obtener su valor se utiliza el método SEAOC con la siguiente fórmula:

$$V = ZIKCSW$$

En el sentido x del caso estudiado:

Z = 1 por ser una zona sísmica

I = 1.30 para edificios de instituciones educativas

K = 0.67 para marcos dúctiles.

$$C = \frac{1}{15\sqrt{t}} \leq 0.12 \text{ Donde } C \text{ no puede ser mayor de } 0.12 \text{ y de serlo se utiliza } 0.12$$

$$y \quad T = \frac{0.0906H}{\sqrt{B}}$$

H = altura del edificio en metros.

B = base del edificio en metros.

Entonces:

$$T = \frac{0.0906 * 7.00}{\sqrt{20.00}} = 0.16 \text{ seg.}, T = 0.16 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.16}} = 0.17 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

S = 1.5 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.

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

$$V = (1 * 1.30 * 0.67 * 0.14 * (279,704 \text{ Kg.})) = \mathbf{34,107 \text{ Kg}}$$

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

$$T = \frac{0.0906 * 7.00}{\sqrt{8.50}} = 0.24 \text{ seg. } T = 0.24 \text{ seg.}$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{0.24}} = 0.13 \text{ por lo que se utiliza } 0.12$$

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

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

Fuerza por nivel

En la tabla XIV se muestran los resultados de la distribución de fuerzas por nivel del edificio escolar de la aldea Pie de la Cuesta.

Tabla XIV. Fuerza por nivel, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

	Hi (m)	Wi (kg)	Wi Hi	V (kg)	Fuerza (kg)
1° nivel	4.5	170310	766395	34107.11	16472.58
2° nivel	7.5	109394	820455	34107.11	17634.52

A manera de comprobación: $V = Ft + F2 + F1$

$$V = 0 + 17634.52 + 16472.58 = \mathbf{34107.11 \text{ kg}}$$

Fuerzas por Marco

a. Fuerzas por marcos y - y

El edificio es simétrico en el sentido y-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.

Segundo nivel

La fuerza del segundo nivel debe incluir Ft

$$Fm = \frac{F2 + Ft}{\#de_marcos} = \frac{17634.52 + 0}{6} = 2939 \text{ Kg.}$$

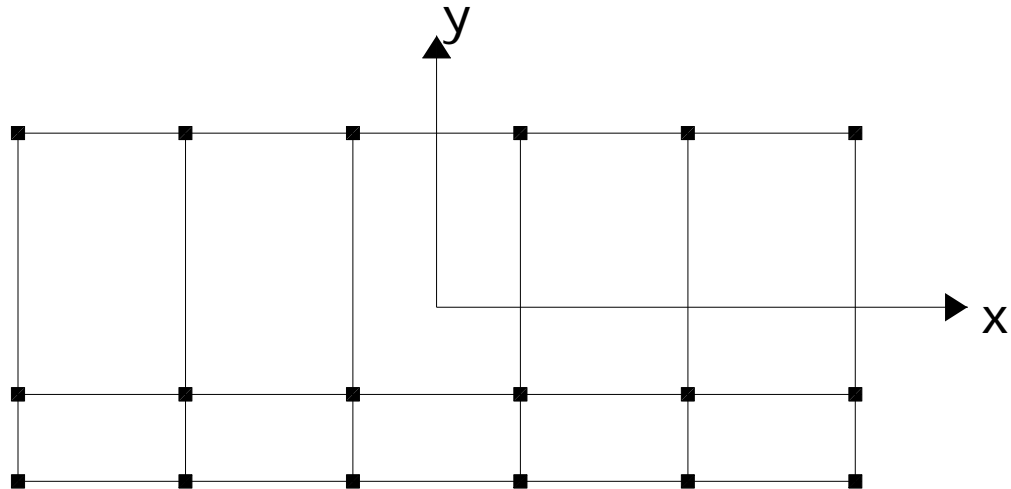
Primer nivel

$$Fm = \frac{F1}{\#de_marcos} = \frac{16472.58}{6} = 2745.43 \text{ Kg.}$$

b. Fuerza por marco x - x

No existe simetría en el sentido X, ya que los marcos no están separados simétricamente lo que genera una desigualdad entre el centro de masa y el centro de gravedad, por lo tanto la existencia de excentricidad que provoca efecto de torsión en el edificio, esto se puede observar en la figura 26.

Figura 27. Simetría del edificio para la aldea Pie de la Cuesta



Fuerzas de Marco por Torsión

Segundo nivel

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

$$K = \frac{1}{\frac{10,000 * 300^3}{3 * 15,100 * \sqrt{210} * 30^4} + \frac{1.2 * 10,000 * 300}{30^2 * 0.4 * 15,100 * \sqrt{210}}} = K = 0.163$$

Como la sección de las columnas son las mismas en los marcos:

$$K_m = 6 \text{ y } K = 0.16 * 6 = 0.977$$

Tabla XV. Cálculo del centro de rigidez en el segundo nivel, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

Marco	K	L	KL
1	0.977	8.35	8.16
2	0.977	2.35	2.79
3	0.977	0	0
Sumatoria	2.93		10.95

CR = centro de rigidez

$$CR = \frac{KL}{K} = \frac{10.95}{2.93} = 3.73\text{m} \quad CMx = \frac{8.35}{2} = 4.175\text{m} \quad CMy = \frac{20.00}{2} = 10.00\text{m}$$

$$e = CM - CR = 4.175 - 3.73 = 0.44\text{m} \quad e_{mín} = 5\%Bx \quad e_{mín} = 5\% * 8.35 = 0.41\text{m}$$

usar $e = 0.44\text{m}$

Tabla XVI. Fuerza por marco por torsión del segundo nivel, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

Marco	Ki	Di	KmDi	(KmDi) ²	Ei	Fi	Fi'	Fm
1	0.98	4.62	4.51	20.36	7.63	5878.17	1021.05	6899
2	0.98	-0.88	-0.86	0.75	-39.87	5878.17	-195.36	5662
3	0.98	-3.73	-3.65	13.31	-9.43	5878.17	-825.69	5052

Primer nivel

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

$$Kc = \frac{1}{\frac{10,000 * 300^3}{12 * 15,100 * \sqrt{210} * 30^4} + \frac{1.2 * 10,000 * 300}{30^2 * 0.4 * 15,100 * \sqrt{210}}} = Kc = 0.19$$

$$Km = 6 \quad K = 6 * 0.19 = 1.15$$

Tabla XVII. Cálculo del centro de rigidez en el primer nivel, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

Marco	k	L	KL
1	1.15	8.35	9.62
2	1.15	2.85	3.28
3	1.15	0	0
	3.46		12.90

CR = centro de rigidez

$$CR = \frac{KL}{K} = \frac{12.90}{3.46} = 3.73\text{m}$$

$$CM_x = \frac{8.35}{2} = 4.175\text{m} \quad CM_y = \frac{20.00}{2} = 10.00\text{m}$$

$$e = CM_x - CR = 4.175 - 3.73 = 0.44\text{m} \quad e_{mín} = 5\%B_x \quad e_{mín} = 5\% \cdot 8.35 = 0.417\text{m}$$

usar $e = 0.44\text{m}$

Tabla XVIII. Fuerza por marco por torsión del primer nivel, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

MARCO	Km	Di	KmDi	(KmDi) ²	Ei	Fi'	Fi''	Fm	Fm
1	1.15	4.62	5.32	28.27	8.99	5490.86	809.4079241	6300.27	6300.268
2	1.15	-0.88	-1.02	1.03	-46.98	5490.86	-154.8686642	5335.99	5490.86
3	1.15	-3.73	-4.30	18.49	-11.12	5490.86	-654.5392599	4836.32	5490.86
	3.46			47.79					

Cargas verticales en marcos dúctiles unidos con nudos rígidos

$$\text{Losa} = (2,400 \text{ Kg/m}^3)(0.11\text{m}) = 264 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Muros divisorios y tabiques} = 140 \text{ Kg./m}^2$$

$$\text{Peso propio de la viga} = 252 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso del piso} = 120 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso del repello+cernido} = 25 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva (AGIES) = 100 Kg/m² en techos; 300 Kg/m² en salones de clases
y 500 Kg/m² en pasillos.

Áreas tributarias³⁰

$$A1 = 7.84 \text{ m}^2$$

$$A2 = 3.71 \text{ m}^2$$

$$A3 = 2.85 \text{ m}^2$$

$$A4 = 1.00 \text{ m}^2$$

Cálculo de cargas sobre el marco 2

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

$$CM = 848.22 \text{ Kg/m}$$

$$CV = 383.50 \text{ kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1231.72 \text{ Kg/m.}$$

Primer nivel: tomando en cuenta los muros y tabiques

$$CM = 1394.71 \text{ Kg/m}$$

$$CV = 958.75 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 2353.46 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de cargas sobre el marco típico

Segundo nivel

Tramo 1 – 2

$$CM = 753.70 \text{ Kg/m}$$

$$CV = 284.91 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1038.61 \text{ Kg/m}$$

Tramo 2 – 3

$$CM = 1077.64 \text{ Kg/m}$$

$$CV = 509.09 \text{ Kg/m}$$

$$CU = CM + CV = 1586.73 \text{ Kg/m}$$

Primer Nivel

Tramo 4 – 5

CM = 1124.08 Kg/m

CV = 712.28 Kg/m

$$CU = CM + CV = 1836.36 \text{ Kg/m}$$

Tramo 5– 6

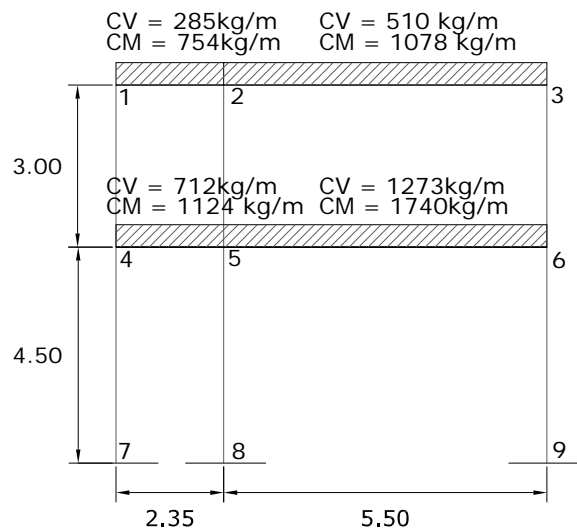
CM = 1739.45 Kg/m

CV = 1272.73 Kg/m

CU = CM + CV = 3012.18 Kg/m

En la figura 27 se muestra la aplicación de las cargas muertas y cargas vivas en Kg. en el marco típico dúctil, sentido y – y.

Figura 28. Marco típico dúctil unido con nudos rígidos – carga muerta-sentido Y, edificio para la aldea Pie de la Cuesta



2.2.3.2.4 Fuerzas internas halladas con un método de análisis estructural

En las figuras 28, 29 y 30 se muestran los resultados del análisis estructural (carga viva, muerta y sismo), del edificio de dos niveles de la aldea Pie de la Cuesta.

Figura 29. Diagrama de momentos (Kg-M) - carga muerta – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y - y, edificio para la aldea Pie de la cuesta

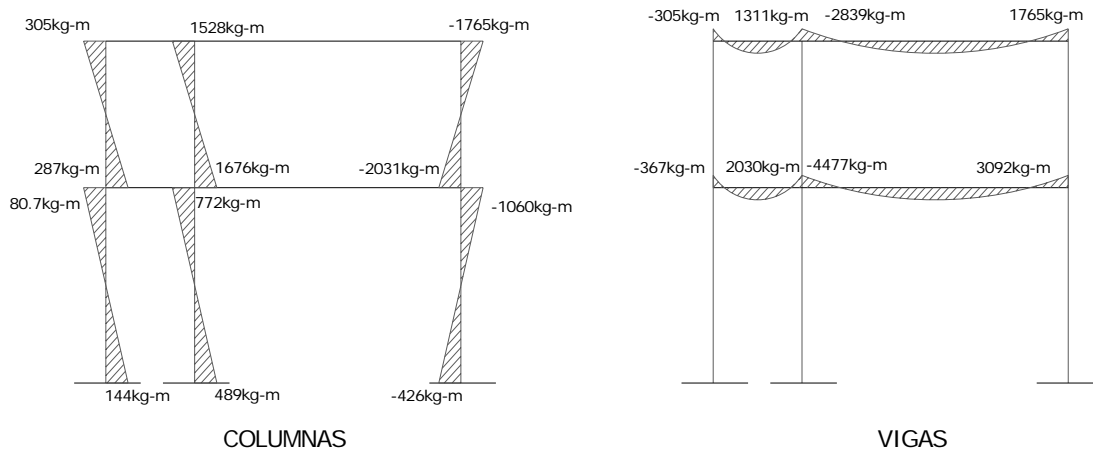


Figura 30. Diagrama de momentos (Kg-M) - carga viva – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y - y, edificio para la aldea Pie de la cuesta

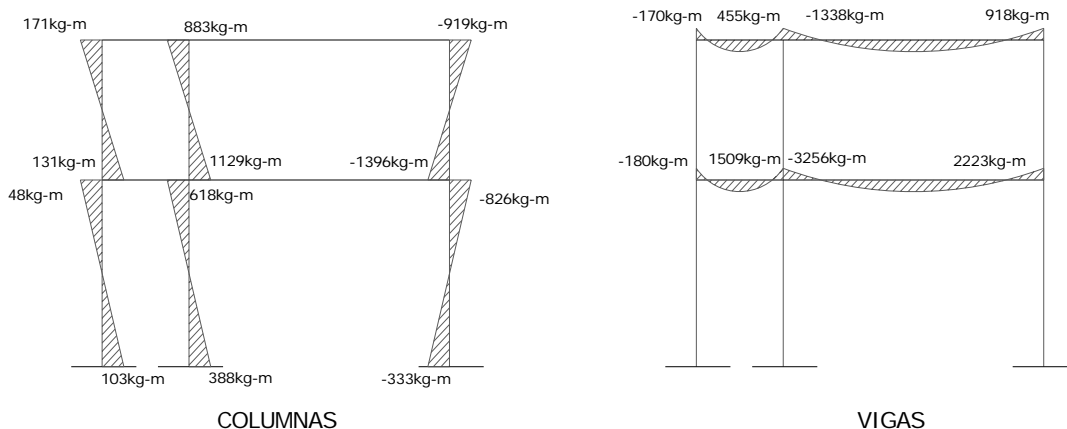
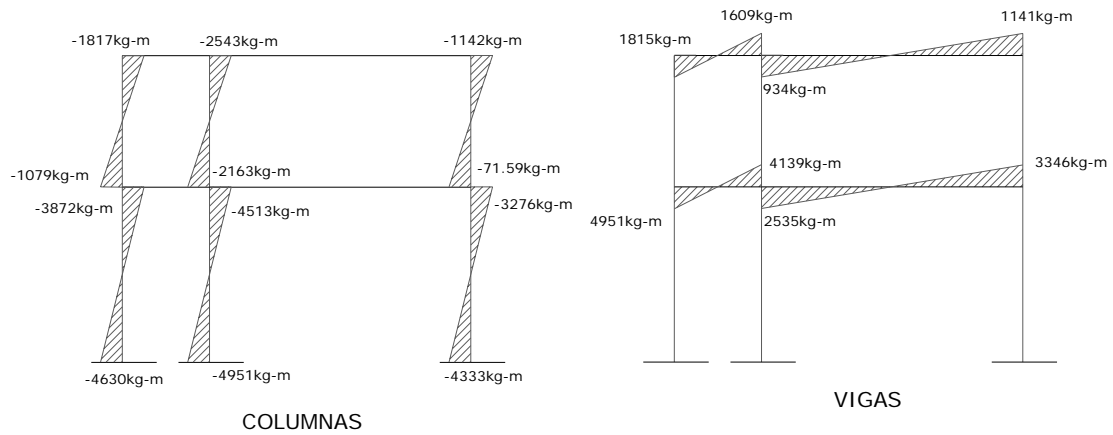


Figura 31. Diagrama de momentos (Kg-m) – fuerza sísmica – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y - y, edificio para la aldea Pie de la Cuesta



2.2.3.2.5 Momentos últimos por envolvente de momentos

Con los valores que se muestran en los diagramas anteriores de carga viva, muerta y sismo, en las tablas XIX y XX se calcula la envolvente de momentos para vigas y columnas.

Tabla XIX. Envolvente de momentos en vigas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

COMBINACIONES					MOMENTO FINAL (kg-m)
1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.7S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.7S)	0.9CM+1.3S	0.9CM-1.3S	
-717.06	1777.18	-2852.76	2085.84	-2634.88	-2852.76
2610.81	4009.62	-93.40	3272.08	-911.39	4009.62
-6251.34	-3497.69	-5879.33	-1341.33	-3769.67	-6251.34
4033.20	4480.00	1569.80	3072.86	105.59	4480.00
-821.06	5697.07	-6928.66	6105.60	-6767.69	-6928.66
5408.96	9334.08	-1220.64	7208.20	-3553.47	9334.08
-11804.47	-5620.72	-12085.99	-733.63	-7325.67	-12085.99
8110.17	10349.84	1815.41	7134.49	-1567.29	10349.84

Tabla XX. Envolvente de momentos en columnas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

COMBINACIONES					MOMENTO FINAL (kg-m)
1.4CM+1.7CV	0.75(1.4CM+1.7CV+1.7S)	0.75(1.4CM+1.7CV-1.7S)	0.9CM+1.3S	0.9CM-1.3S	
718.74	-1778.36	2856.46	-2087.72	2790.83	2856.46
3641.29	-511.82	5973.75	-1930.97	5445.87	5973.75
-4032.44	-4480.48	-1568.19	-3073.65	-987.01	-4480.48
625.97	-906.24	1845.19	-1144.12	1804.91	1845.19
4265.94	441.11	5957.80	-1303.90	5159.04	5957.80
-5219.50	-4005.90	-3823.34	-1921.75	-2751.55	-5219.50
195.81	-4790.19	5083.91	-4961.18	5146.90	5146.90
2132.43	-4155.45	7354.10	-5172.87	6948.33	7354.10
-2888.52	-6344.51	2011.72	-5214.22	2775.75	-6344.51
378.05	-5620.67	6187.74	-5890.25	6221.76	6221.76
1346.36	-5303.30	7322.84	-5996.10	7122.47	7322.84
-1164.12	-6397.83	4651.65	-6016.77	5036.19	-6397.83

2.1.1.1.1 Diagramas de momentos y corte

Figura 32. Diagrama de envolvente de momentos últimos (Kg.-m) marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y-y, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

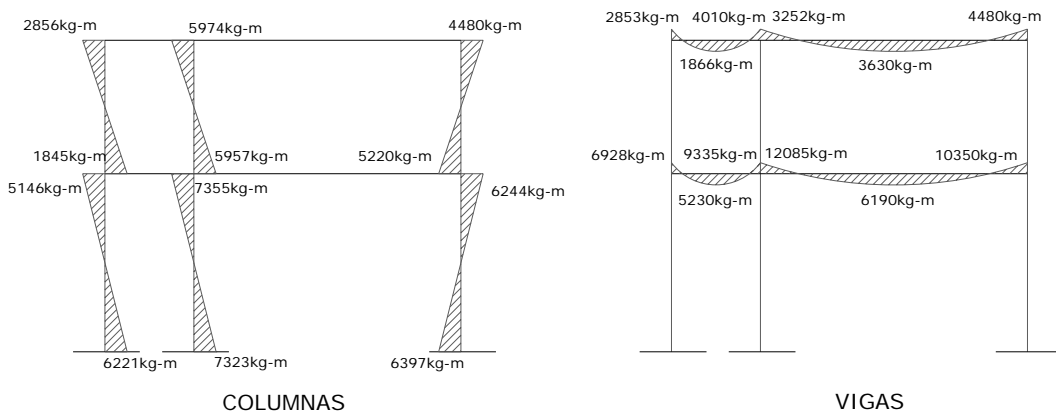
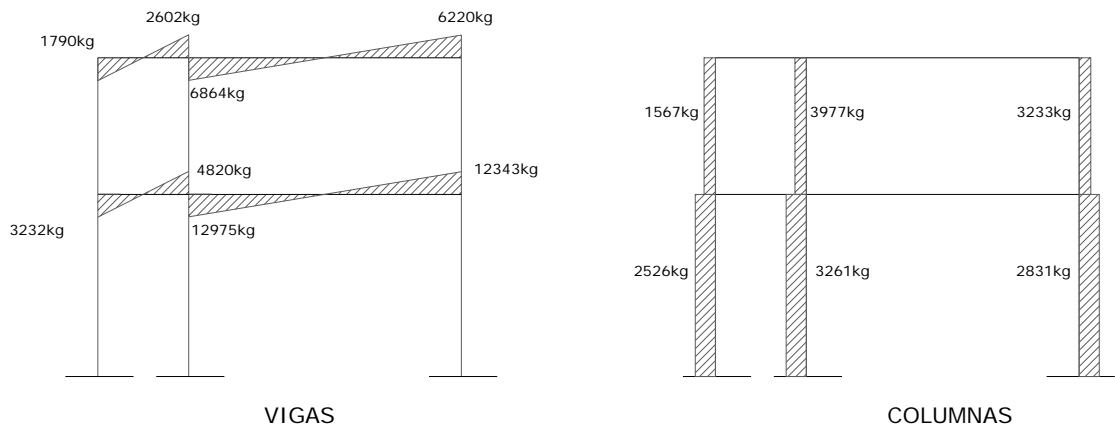


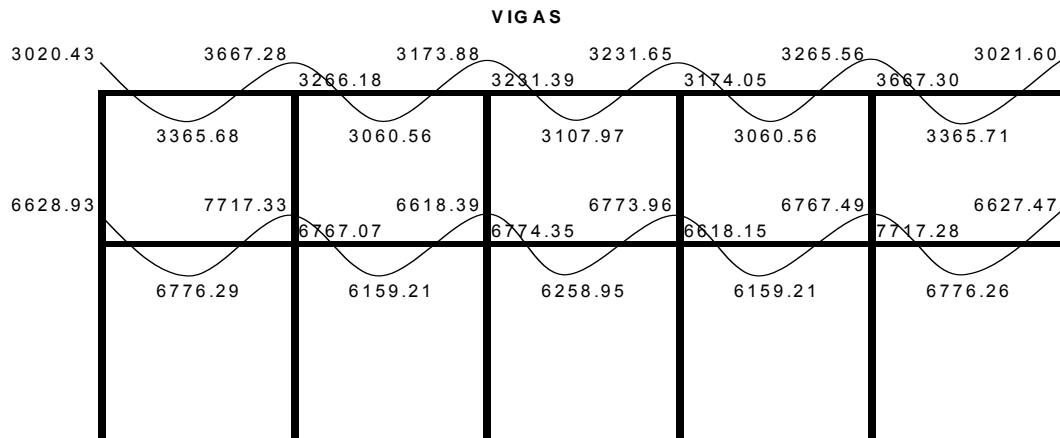
Figura 33. Diagrama de cortes últimos (Kg.) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido y-y, edificio para la aldea Pie de la Cuesta



En las figuras 31 y 32 se muestran los diagramas de momentos y cortes últimos para vigas y columnas, con estos datos se dimensionarán los distintos elementos estructurales que forman el edificio.

Resultado del análisis de Kani – marco típico sentido X-X.

Figura 34. Diagrama de momentos últimos (Kg-m) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X, edificio para la aldea Pie de la Cuesta



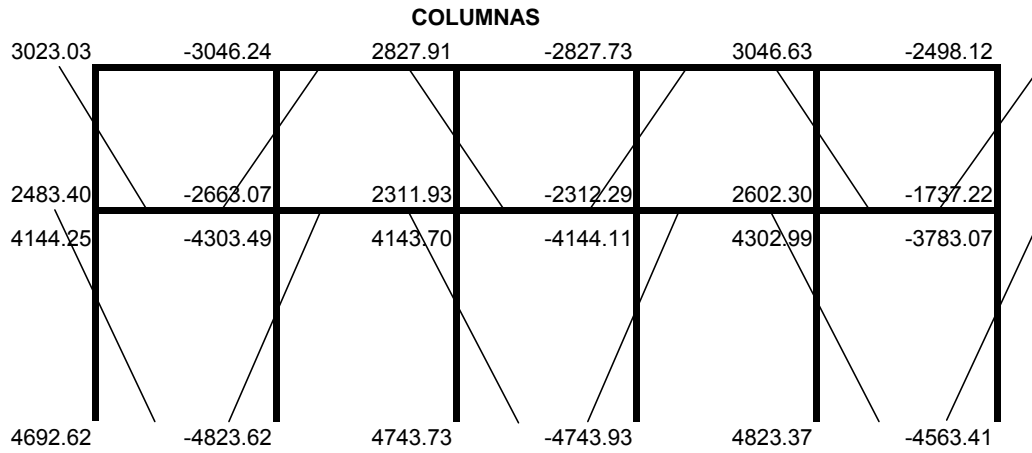
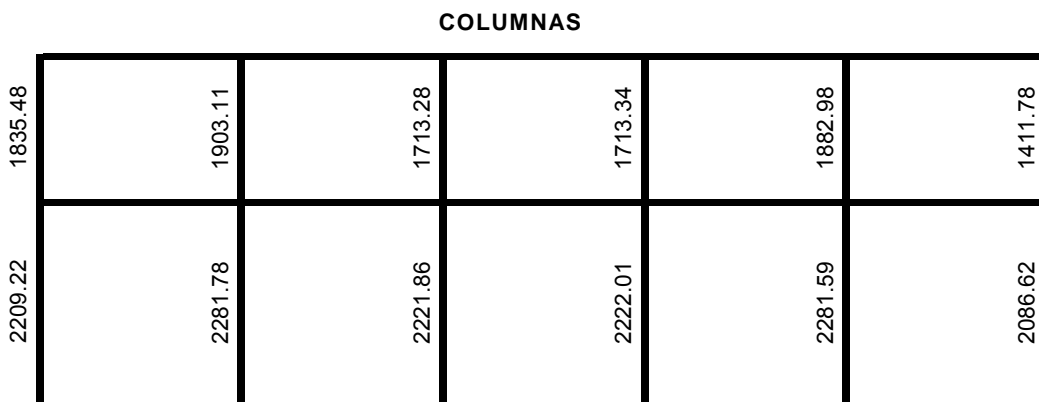
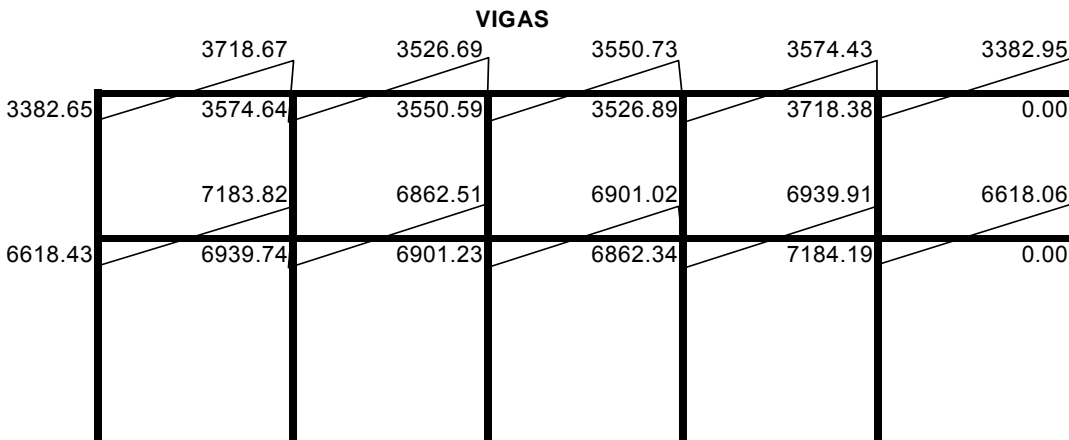


Figura 35. Diagrama de cortes últimos (Kg) – marco típico dúctil unido con nudos rígidos sentido X, edificio para la aldea Pie de la Cuesta



2.2.3.3 Dimensionamiento

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

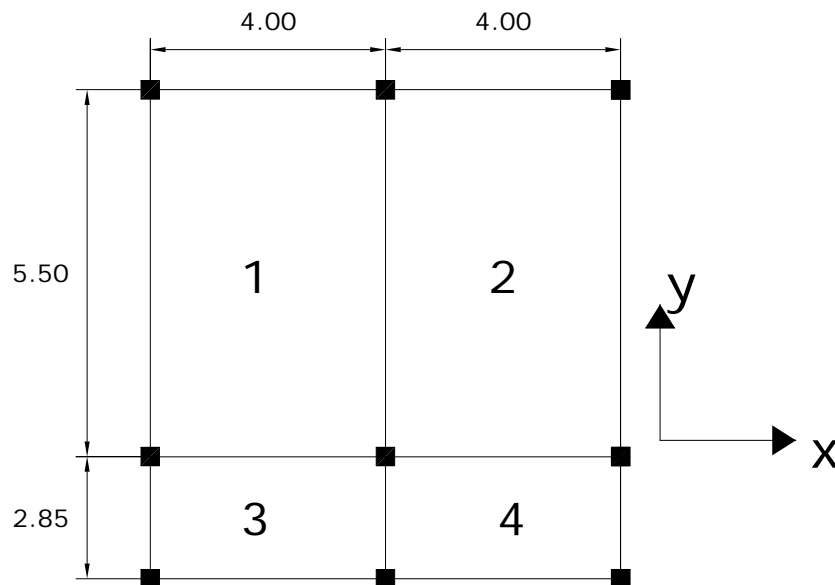
Materiales:	$F_y = 2,810.00 \text{ Kg/cm}^2$	$f_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$
	$E_c = 15,100.00 \sqrt{f'_c} \text{ Kg/cm}^2$	$W_{\text{concreto}} = 2400.0 \text{ Kg/m}^3$
Recubrimientos:	Cimentación = 0.075 m	Columnas = 0.04 m
	Vigas = 0.025 m	Losas = 0.025 m
	$V_s = 20,000.00 \text{ Kg/cm}^2 = 20 \text{ ton/m}^2$.	

2.2.3.3.1 Diseño de losas

2.2.3.3.1.1 Losas nivel 1

Espesor de losa: el espesor de las losas se encuentra en la sección 2.1.8.1.1, $t = 0.11 \text{ m}$.

Figura 36. Losas del edificio para la aldea Pie de la Cuesta



$$m1 = m2 = \frac{4.00}{5.50} = 0.73 \quad \text{Armar en dos direcciones.}$$

$$m3 = m4 = \frac{2.85}{4.00} = 0.71 \quad \text{Armar en dos direcciones.}$$

El siguiente paso es el cálculo de cargas:

Carga muerta

$$\text{Acabados (piso+repello)} \quad 145.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la losa} = 0.11 * 2,400 = 264.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total de carga muerta} \quad 409.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva: salón comunal: } 600 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga última} = 1.4 (\text{carga muerta}) + 1.7 (\text{carga viva})$$

$$\text{CU1,2,3,4} = 1.4 (409) + 1.7 (600) = 572.60 + 1020 = 1592.60 \text{ Kg/m}^2$$

Losa 1 (caso 4)

$$M_{(-)x} = 0.076(1592.60)(4.00)^2 = 1936.60 \text{ Kg-m}$$

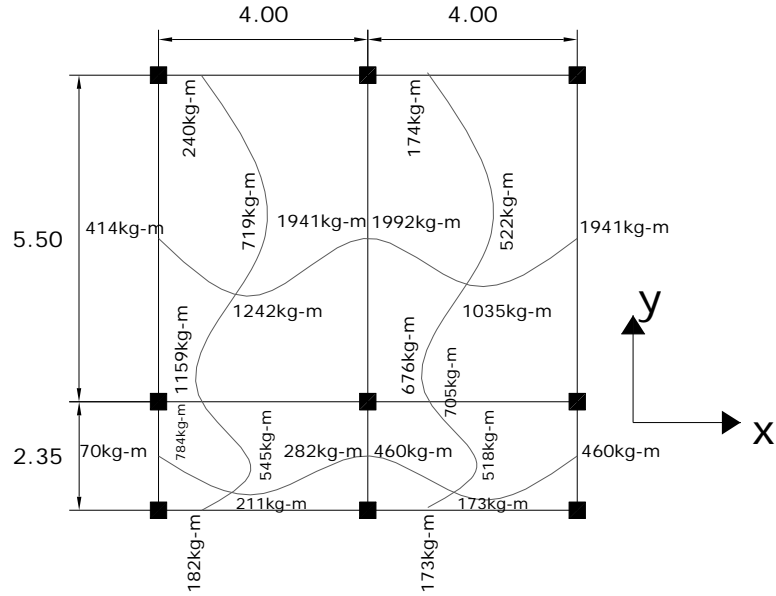
$$M_{(+)x} = 0.052(1020)(4.00)^2 + 0.043(572.60)(4.00)^2 = 1242.60 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(+)y} = 0.013(572.60)(5.50)^2 + 0.016(1020)(5.50)^2 = 718.85 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(-)y} = 0.024(1020)(5.50)^2 = 1156.23 \text{ Kg-m}$$

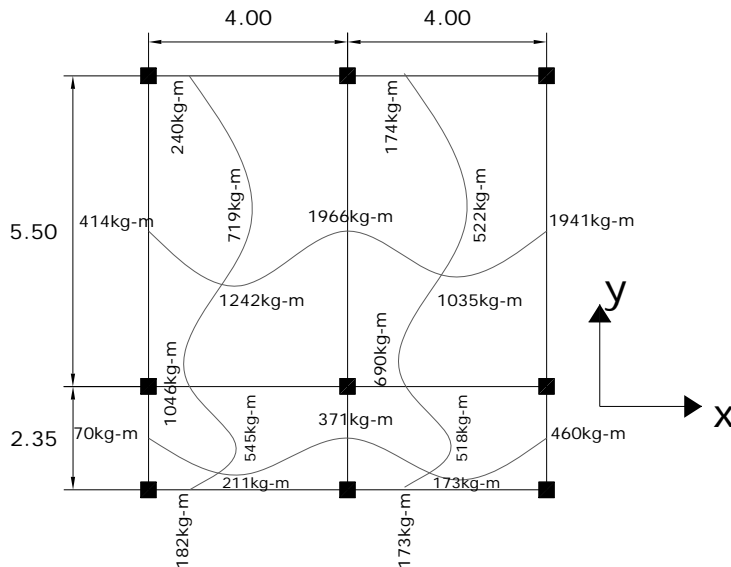
Según el procedimiento anterior, se analiza cada losa y se determina su caso según los lados continuos que tenga, luego se calculan los momentos en cada una de las losas, el resultado se expresa en los datos de la figura 36.

Figura 37. Planta de momentos actuantes en losas típica – nivel 1



Balance de momentos: En la figura 37 se muestran los momentos de la figura 35, ya balanceados.

Figura 38. Planta de momentos balanceados en losa típica – nivel 1



Diseño de 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 mismo que se utilizó en el edificio anterior. Con el área de acero mínimo que es No. 3 @ 0.20 se resiste un momento de 740 kg-m, los momentos que son mayores a éste se muestran en la tabla XXI, dando a conocer su As y su espaciamiento.

Tabla XXI. Áreas de acero requeridas en losas típicas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

Momento (M)	Áreas de acero calculada (As)	No. De Varillas (Diámetro)	Espaciamiento (S)
1966.00 kg-m	10.09 cm ²	4	12
1242.00 Kg-m	6.13 cm ²	4	20
1035.00 kg-m	5.05 cm ²	3	15

El armado²² de las losas queda de la siguiente manera: Se diseña con el espaciamiento menor y tomando en cuenta el momento mayor en los sentidos x y y, entonces en X se utilizará acero No 4. @ 0.12 m sobre las aulas y acero No.3 @ 0.15 m sobre el pasillo, en el sentido Y acero No 3, @ 0.15 m.

2.2.3.3.1.2 Losas nivel 2

Losa del segundo nivel: el procedimiento es similar al anterior, variando el cálculo de carga viva y carga muerta los resultados se presentan en planos.

2.2.3.3.2 Diseño de vigas

Los datos para el diseño de las vigas son tomados de la envolvente de momentos (ver sección 2.2.3.2.5.), el procedimiento seguido para diseñar las vigas es el mismo que se describe en el diseño de vigas del edificio anterior²³, los resultados del armado²⁴ de las vigas, se observan en la tabla XII.

Tabla XXII. Cálculo de vigas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

Viga X - X	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal	
	Momento	As	Refuerzo	Cortes	Refuerzo
2° NIVEL Sección 0.25 x 0.45	3020	2.54	3 No.4	Vu = 3718kg Vr = 6365kg	Extremos: 9 No 3 @ 0.08 m, resto No 3 @ 0.15 m.
	3266	2.75	3 No.4		
	3667	3.10	3 No.4		
	3365	2.84	3 No.4		
	3107	2.61	3 No.4		
	3173	2.67	3 No.4		
	3231	2.72	3 No.4		
1° NIVEL Sección 0.25 x 0.45	6628	5.80	2 No.6	Vu = 7125 kg Vr = 6365 kg	Extremos: 9 No3 @ 0.08 m, resto No 3 @ 0.15 m.
	6767	5.93	2No6+1No.4		
	6775	5.94	2No6+1No4		
	6618	5.79	2No6		
	7717	6.85	2No6		
	6777	5.94	2No6+1No4		
	6160	5.36	2No6		
Y - Y 2° NIVEL Sección 0.25 x 0.45	2853	2.39	3 No.4	Vu = 68641kg Vr = 6365 kg	Extremos 9 No 3 @ 0.08, resto No 3 @ 0.15 m
	6251	5.45	3 No.4+1No.6		
	1866	1.55	3 No.4		
	3630	3.07	3 No.4		
	4010	3.40	3 No. 4		
1° NIVEL Sección 0.25 x 0.45	6928	6.09	2 No 6+1No.4	Vu = 12972 kg Vr = 6365 kg	Extremos 9 No 3 @ 0.07, resto No 3 @ 0.15 m
	12085	11.41	2 No 6 + 2No.6		
	5298	4.56	2 No 6		
	6189	5.39	2 No 6 +1No.4		
	10349	9.52	2 No 6 + 2No.6		

2.2.3.3.3 Diseño de columnas

Los datos para el diseño de las columnas son tomados de la envolvente de momentos (ver sección 2.2.3.2.5), En la tabla XXIII se muestran las cargas, cortes, momentos y refuerzo de las columnas²⁶.

Tabla XXIII. Cálculo de columnas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

Columna	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal		
	Cargas	Refuerzo	Cortes	Confinar	Refuerzo
1 - Nivel 1 Sección = 0.30 x 0.30 Lu = 3.00	Mx = 4825.00 My = 7355.00 Pu = 38.08 ton Mdx = 7688.94 Mdy = 11625.72 P'u = 40.98 ton	4 No. 8 + 4 No. 8	Vux = 2285.00 kg Vuy = 3265.00 kg Vr = 5287.98 kg	Lo = 0.50 m S1 = 0.04 m	Estribos No. 3 @ 0.04 m Hasta 0.50 en extremos resto @ 0.13
1 - Nivel 2 Sección = 0.30 x 0.30 Lu = 3.0 m	Mx = 3050.00 My = 5975.00 Pu = 12.00 ton Mdx = 3349.53 Mdy = 2092.08 P'u = 13.46 ton	4 No. 6 + 4 No. 6	Vux = 1905.00 kg Vuy = 3980.00 kg Vr = 5287.98 kg	Lo = 0.50 m S1 = 0.04 m	Estribos No. 3 @ 0.04 m Hasta 0.50 en extremos resto @ 0.13

2.2.3.3.4 Diseño de cimientos

A continuación se hace un resumen de los procedimientos realizados para el diseño de las zapatas.

Datos para el diseño de la zapata

$$M_x = 4.83 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 7.33 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = \text{carga última} = 40 \text{ Ton}$$

$$V_s = \text{Valor soporte del suelo} = 20.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_{\text{suelo}} = 1.20 \text{ Ton/m}^3$$

$$P_{\text{concreto}} = 2.40 \text{ Ton/m}^3$$

$$f_{cu} = 1.49$$

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

$$F_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sección de Columna} = 30 \times 30 \text{ cm.}$$

$$t_{zap} = 0.40 \text{ m}$$

$$\text{Desplante} = 1.10 \text{ m}$$

Cálculo de las cargas de trabajo:

$$P' = 26.85 \text{ Ton}$$

$$M'_x = 3.24 \text{ Ton-m}$$

$$M'_y = 4.92 \text{ Ton-m}$$

Pre - dimensionamiento del área de la zapata:

$$A_z = 1.5 \times 26.85 / 20 = 1.98 \text{ m}^2.$$

Se propone usar dimensiones aproximadas $A_z = 1.75 (x) \times 2.00 (y) = 3.50 \text{ m}^2.$

Chequeo de presión sobre el suelo:

$$q = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M_{tx}}{S_x} \pm \frac{M_{ty}}{S_y} \quad S = \frac{bh^2}{6}$$

$$\text{Peso del suelo} = 6.19 \text{ ton}$$

$$S_x = 1.02$$

$$\text{Peso del cimiento} = 3.36 \text{ ton}$$

$$S_y = 1.17$$

$$\text{Peso de la columna} = 0.98 \text{ ton}$$

$$P = 37.37 \text{ ton}$$

$q_{\text{mín}} = 3.28 \text{ ton/m}^2$ chequea no existen esfuerzos de tensión

$q_{\text{máx}} = 18.07 \text{ ton/m}^2$ chequea no excede el V_s

Presión de diseño última (qdisu)

$$q_{disu} = 1.49 \cdot 18.07 = 26.9 \text{ ton/m}^2$$

Chequeo por corte simple:

Sentido Y - Y

$$V_{act} = 22.60 \text{ Ton.}$$

$$V_{rc} = 39.95 \text{ Ton.}$$

$V_{act} < V_{rc}$ si cumple

Sentido X - X

$$V_{act} = 25.63 \text{ Ton.}$$

$$V_{rc} = 34.95 \text{ Ton.}$$

$V_{act} < V_{rc}$ si cumple

Revisión de corte punzonante:

$$V_{act} = 84.35 \text{ Ton.}$$

$$V_{r} = 96.82 \text{ Ton.}$$

$V_{act} < V_{r}$, si chequea

Diseño del refuerzo²⁷ por flexión:

Sentido Y - Y

$$M_u = 9726 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 13.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 15.35 \text{ cm}^2$$

Colocar 15.35 cm² con No. 6 @
0.18

Sentido X - X

$$M_u = 7076 \text{ kg-m}$$

$$A_s = 9.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 15.35 \text{ cm}^2$$

Colocar 15.35 cm² con No. 6 @
0.18

Diseño de Escaleras

Número de escalones mínimo

$$h/c_{\text{max}} = 3.00 / 0.20 = 15 \text{ Escalones.}$$

Criterios:

$$h/c_1 = 3.00 / 0.16 = 19 \text{ Escalones}$$

$$h/c_2 = 3.00 / 0.15 = 20 \text{ Escalones.}$$

Número de huellas = No de contrahuellas – 1.

Número de huellas = 19 – 1 = 18 huellas.

Chequeo:

$c = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}; \quad H = 30 \text{ cm} > 17 \text{ cms} \quad C \times H = 30 \times 16 = 480$

$2c + H = 2(15) + 30 = 60 < 64 \text{ cm}; \quad c + H = 15 + 30 = 45 \text{ cm}$

Por lo tanto se tienen 9 huellas antes del descanso, luego de estas otras 9 huellas, de 30 cm, con contrahuellas de 16 cm. El descanso cuenta con un ancho de 1.50 m

Integración de cargas

Peso propio de la escalera = $2,400 (0.12 + 0.15 / 2) = 468.00 \text{ Kg/m}^2$

Acabados = 100.00 Kg/m^2

Total = 568.00 Kg/m^2

Carga viva = 600.00 Kg/m^2

$C_u = 1.4C_M + 1.7C_V = 1.4(568.00) + 1.7(600.00) = 1815.20 \text{ Kg/m}^2$

Considerando una franja unitaria de 1 m = 1815.20 kg/m

$$d = \sqrt{(1.50)^2 + (2.70)^2} = 3.09 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = \frac{1,815.20 * 4.59^2}{9} = 4249.20 \text{ Kg-m} \quad M_{(-)} = \frac{1,815.20 * 4.59^2}{14} = 2731.63 \text{ Kg-m}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14.1}{2810} 100 * 12 = 6.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0.50 \rho_b b d = 0.50 * 0.03695 * 100 * 12 = 22.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0.003825 * 210}} \right] * \left(\frac{0.85 * f'c}{F_y} \right)$$

El armado²⁶ de las escaleras queda de la siguiente manera.

$M(+)$ = A_s = 15.60 cm²; varilla No. 5 @ 0.12 m;

$M(-)$ = A_s = 9.61 cm²; varilla No. 5 @ 0.20 m

Acero por temperatura = A_s = 0.002 * b * t = 0.002 (100)*(15) = 3.00 cm²

$S_{m\acute{a}x}$ = 2 * t = 2 * 15 = 30 cm; Varilla No. 3 @ 0.30 m.

2.2.4 Instalaciones Eléctricas

La Instalación eléctrica del edificio escolar de dos niveles para la aldea Pie de la Cuesta se hará de la siguiente manera: en la planta baja se instalará un total de cuatro circuitos, dos circuitos de iluminación (con un total de veinte lámparas y nueve interruptores) y dos circuitos de fuerza (con un total de once tomacorrientes), en la planta alta se instalará un total de tres circuitos, dos de iluminación (con un total de catorce lámparas), y dos circuitos de fuerza (con un total de ocho tomacorrientes), para estos circuitos se utilizará tubería en el cielo de ¾", alambre calibre 14, para la distribución de los nueve circuitos se utilizará una caja de flipones de 8 pastillas de 160 Amp.

2.2.5 Instalaciones Hidráulicas

Se diseñó un sistema de drenaje pluvial, el cual consta de doce bajadas de agua con tubería de diámetro de cuatro pulgadas, para reunir los caudales de las bajadas de agua se diseñaron cajas de ladrillo tayuyo con las siguientes dimensiones:

Sección de 0.60m x 0.60m y 0.50m de profundidad, la pendiente que llevará la tubería es de 2%. Se diseño también un circuito cerrado de agua potable para alimentar los lavamanos de los servicios sanitarios.

2.2.6 Planos constructivos

Ver apéndices.

2.2.7 Presupuesto

Tabla XXIV. Presupuesto, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

PROYECTO:	CONSTRUCCIÓN DE ESCUELA			
UBICACIÓN:	ALDEA PIE DE LA CUESTA, SAN JUAN IXCOY HUEHUETENANGO			
FECHA:	OCTUBRE DE 2005			
PROPIEDAD DE:	MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN IXCOY			
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
Demolición de escuela existente	231	M2	Q. 40.00	Q. 15,600.00
Preliminares	231	M2	Q. 45.00	Q. 17,550.00
Zapata tipo 1	18	U	Q. 3,335.50	Q. 100,062.78
Columnas	94	MI	Q. 1,175.00	Q. 190,591.50
Vigas	267.90	MI	Q. 562.54	Q. 150,704.50
Losas	507	M2	Q. 232.65	Q. 117,955.00
Levantado de tabiques de block	214.50	MI	Q. 957.25	Q. 291,195.50
Instalaciones hidráulicas	1	Global	Q. 22,516.00	Q. 22,516.00
Instalación eléctrica	1	Global	Q. 7,560.00	Q. 7,560.00
Módulo de gradas	1	Global	Q. 36,525.00	Q. 35,525.00
Instalación de puestas y ventanas	1	Global	Q. 30,525.00	Q. 30,525.00
Acabados	1287	Global	Q. 192.50	Q. 247,650.00
Limpieza general	1	Global	Q. 4,000.00	Q. 4,000.00
TOTALES				
Materiales			Q. 604,199.74	
Mano de obra			Q. 480,192.36	
Transporte			Q. 10,000.00	
Indirectos			Q. 43,775.68	
TOTAL			Q. 1,138,167.78	

CONCLUSIONES

1. De acuerdo al diagnóstico respecto de necesidades de servicios básicos e infraestructura practicado a las aldeas Jolomgüitz y Pie de la Cuesta, del municipio de San Juan Ixcoy, Huehuetenango, las necesidades prioritarias están orientadas hacia el área de infraestructura escolar, razón por la cual se realizó el diseño de dos edificios escolares de dos niveles.
2. El presupuesto de los proyectos se elaboró en base de precios unitarios, con el propósito de que, al momento de realizar la cotización de los mismos, sea fácil de calificar las ofertas.
3. El costo de las obras de dos niveles asciende a la cantidad de: para la aldea Jolomgüitz²⁸ **Q. 1, 664,297.62** (un millón seiscientos sesenta y cuatro mil doscientos noventa y siete con sesenta y dos centavos) y **Q. 1, 138,167.78** (un millón ciento treinta y ocho mil ciento sesenta y siete quetzales con setenta y ocho centavos) para la aldea Pie de la Cuesta, los costos están calculados para noviembre de 2005, por lo que, al momento de realizar la cotización, deberá ser actualizado para evitar divergencias con las ofertas.

4. El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) es un medio que complementa la formación del futuro profesional de la ingeniería, no solo desde el punto de vista técnico sino laboral, ya que, a través de el se introduce al estudiante en el que hacer de la carrera y porque permite, de una forma directa, participar y tomar decisiones cuando se es parte del proceso constructivo de un proyecto.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de San Juan Ixcoy

1. Contratar a un profesional de Ingeniería Civil, para que, a través de él, se garantice la supervisión técnica necesaria, el control de calidad de los materiales y que se apliquen a cabalidad los criterios y especificaciones técnicas contenidas en los planos, durante la construcción del proyecto.
2. Crear un fondo para el mantenimiento del edificio, para que, de esta forma, el mismo se mantenga en buen estado y proporcione las condiciones necesarias para el proceso enseñanza-aprendizaje.
3. Actualizar el presupuesto del proyecto antes de su cotización o contratación, ya que, tanto materiales como salarios están sujetos a cambios ocasionados por variaciones en la economía.
4. Mantener el vínculo con la Universidad de San Carlos de Guatemala y la Facultad de Ingeniería, a través del Ejercicio profesional supervisado (E.P.S.) para darle continuidad y seguimiento a los proyectos desarrollados en este trabajo.

REFERENCIAS

1.
SEGEPLAN-USIGUE - Unidad de Sistema de Información Geográfica de Huehuetenango- *Caracterización del Departamento de Huehuetenango, septiembre de 2002.*
2.
Ver anexos, figura 64 Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr.
3.
Ver el Código ACI 318-99, sección 21.4.3
4.
Ver el Código ACI, sección 9.5.2, Tabla 9.5(a)
5.
Para diseñar las losas se utilizó el método 3 del código ACI 318-99, capítulo 13.
6.
El diseño del espesor de las losas se encuentra en la sección 2.1.8.1.1
7.
Ver tablas 12.3, 12.4, 12.5, 12.6, Arthur H. Nilson. **Diseño de estructuras de concreto.** (12^o Edición; Colombia: Editorial M^oGraw Hill, 2003) p. 378-381
8.
Con los momentos que se observan en la figura 16, se calcula el acero de refuerzo para cada una de las losas.
9.
Ver en apéndices figura 44. Plano de armado de losas, edificio aldea Jolomgüitz
10.
Ver figuras 10 y 11, diagramas de momentos y cortes
11.
Ver el Código ACI 318-99, sección 21.3.2

12.

Ver el Código ACI 318-99, sección 21.3.3

13.

Ver apéndices figura 48. Detalle de armado de vigas, edificio aldea Jolomgüitz

14.

Los momentos para el diseño de las columnas se toman del diseño estructural, ver figuras 10 y 11, diagramas de momentos y corte.

15.

Ver el Código ACI 318-99, sección 21.10.5

16.

Ver sección 2.1.2 estudio de suelos.

17.

Los momentos para el diseño de la zapata, son los calculados en el análisis estructural, ver figura 10. Diagrama de momentos y corte.

18.

Ver apéndices figura 46. Detalle de cimientos, puertas y ventanas, edificio aldea Jolomgüitz

19.

Ver apéndices figura 46 detalle de armado de muros, gradas y columnas, edificio aldea Jolomgüitz

20.

Ver apéndices figura 39 planta amueblada, edificio aldea Jolomgüitz

21.

La memoria de cálculo para el estudio de suelos se encuentra en la sección 2.1.2

22.

Ver apéndices figura 55 plano de armado de losas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

23.

Ver sección 2.1.3.3.2 diseño de vigas del edificio escolar de la aldea Jolomgüitz.

24.
Ver apéndices figura 62 detalle de armado de vigas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta
25.
Ver sección 2.1.3.3.3 diseño de columnas para el edificio de la aldea Jolomgüitz, con el método de Bresler.
26.
Ver apéndices figura 59 detalle de armado de muros, gradas y columnas, edificio para la aldea Pie de la Cuesta
27.
Ver apéndices figura 61 detalle de armado de cimientos, edificio para la aldea Pie de la Cuesta
28.
Ver sección 2.1.6 presupuesto del edificio de la aldea Jolomgüitz.
29.
Ver anexos, figura 65 diagrama de iteración para columna
30.
Las áreas tributarias de las losa son tomadas de la Figura 25. Planta típica, edificio para la aldea Pie de la Cuesta

BIBLIOGRAFÍA

1. Cabrera Seis, Jadenon Vinicio. Guía teórica y práctica del curso de Cimentaciones 1. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994. 178 pp.
2. **Comité ACI 318. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-99) y comentarios.** México: editorial Limusa. 1999. 525 pp.
3. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** 4ª edición. México: editorial Limusa. 1999. 640 pp.
4. H. Nilson, Arthur. **Diseño de estructuras de concreto.** 12ª edición. Colombia Editorial Mc Graw Hill. 2003, 722 pp.
8. Merritt Frederick S. y otros. **Manual del Ingeniero Civil.** 4º edición. México: editorial Mc Graw Hill. 1999,
5. Paredes Ruiz, Paola Anaitee. Guía teórica y práctica del curso de diseño estructural. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996. 135 pp.
6. Perdomo Cordón, Danilo Antonio. Guía teórica y práctica del curso de Concreto Armado 1. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1987. 125 pp.
7. Sic García, Ángel Roberto. Guía teórica y práctica del curso de concreto armado 2. Tesis Ing. Civil. Guatemala, universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1988. 326 pp.

ANEXOS

Figura 39. Ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

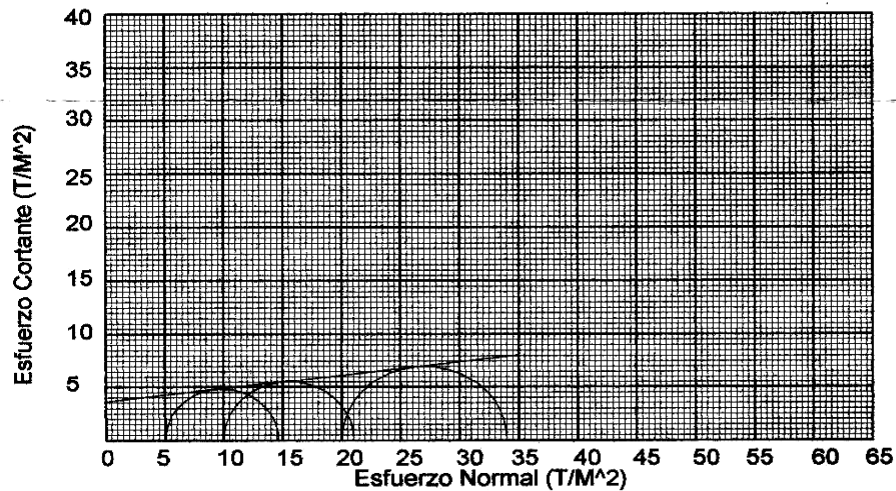
INFORME No.: 142 S.S O.T.No.: 18,873

INTERESADO: Heber Castillo Palacios

PROYECTO: Trabajo de Graduación Eps

UBICACION: Municipio de San Juan Ixcoy, Huehuetenango

Pozo No.: 1 Profundidad: 2.80 mts. FECHA: 25 de julio de 2005



PARAMETROS DE CORTE: $\phi = 7.26^\circ$, $C_u = 3.55 \text{ T/M}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla color Beige

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL σ_3 (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	9.8	11.04	14.01
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)			
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	6.5	9.0	12.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.18	1.18	1.18
HUMEDAD (%H)	54.2	54.2	54.2



Atentamente,

Vo. Bo.

X
Ing. Francisco Javier Carrion de la Cruz
DIRECTOR CII/USAC

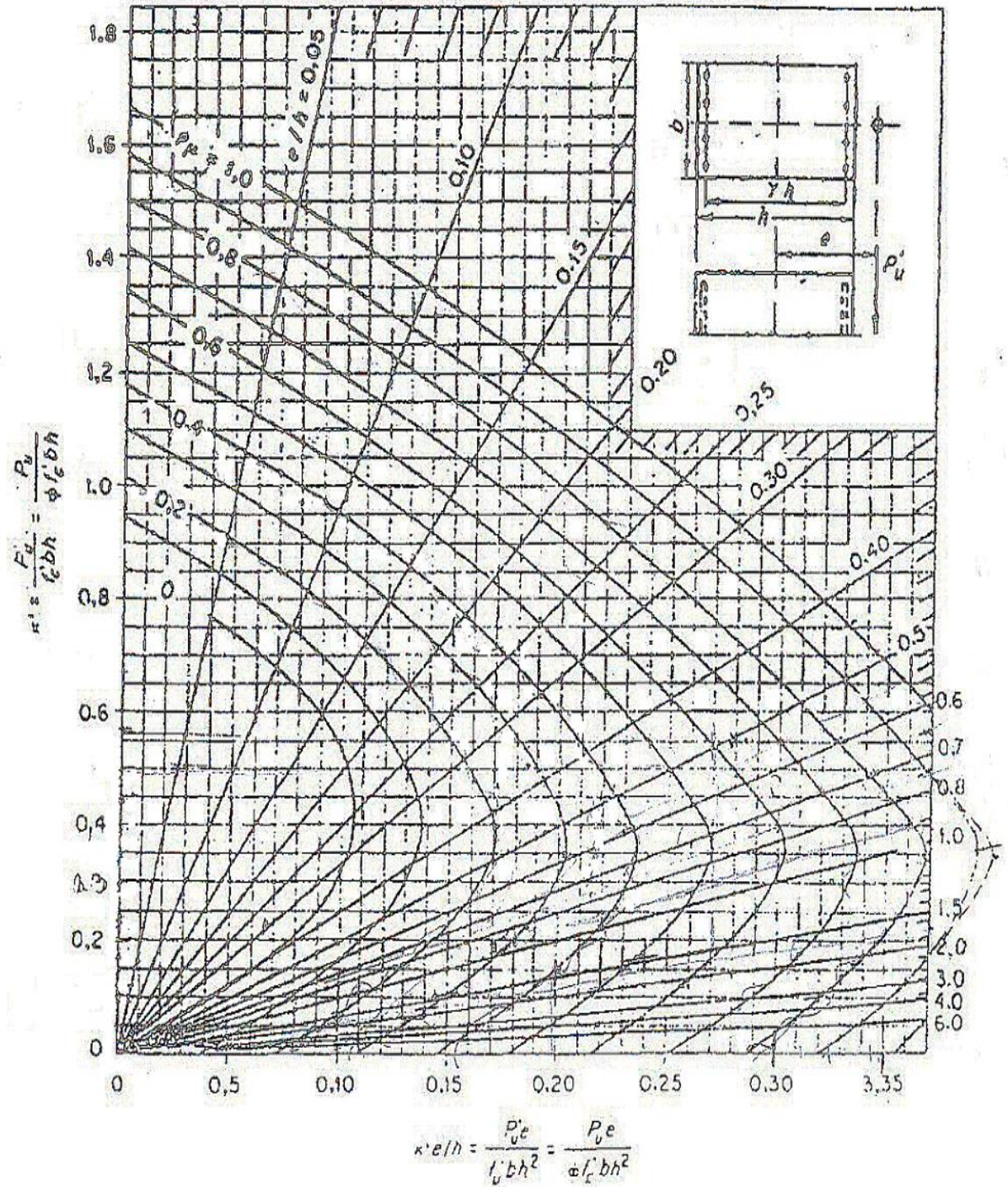


Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 476-3992. Planta 443-9500 Ext. 1502. FAX: 476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala

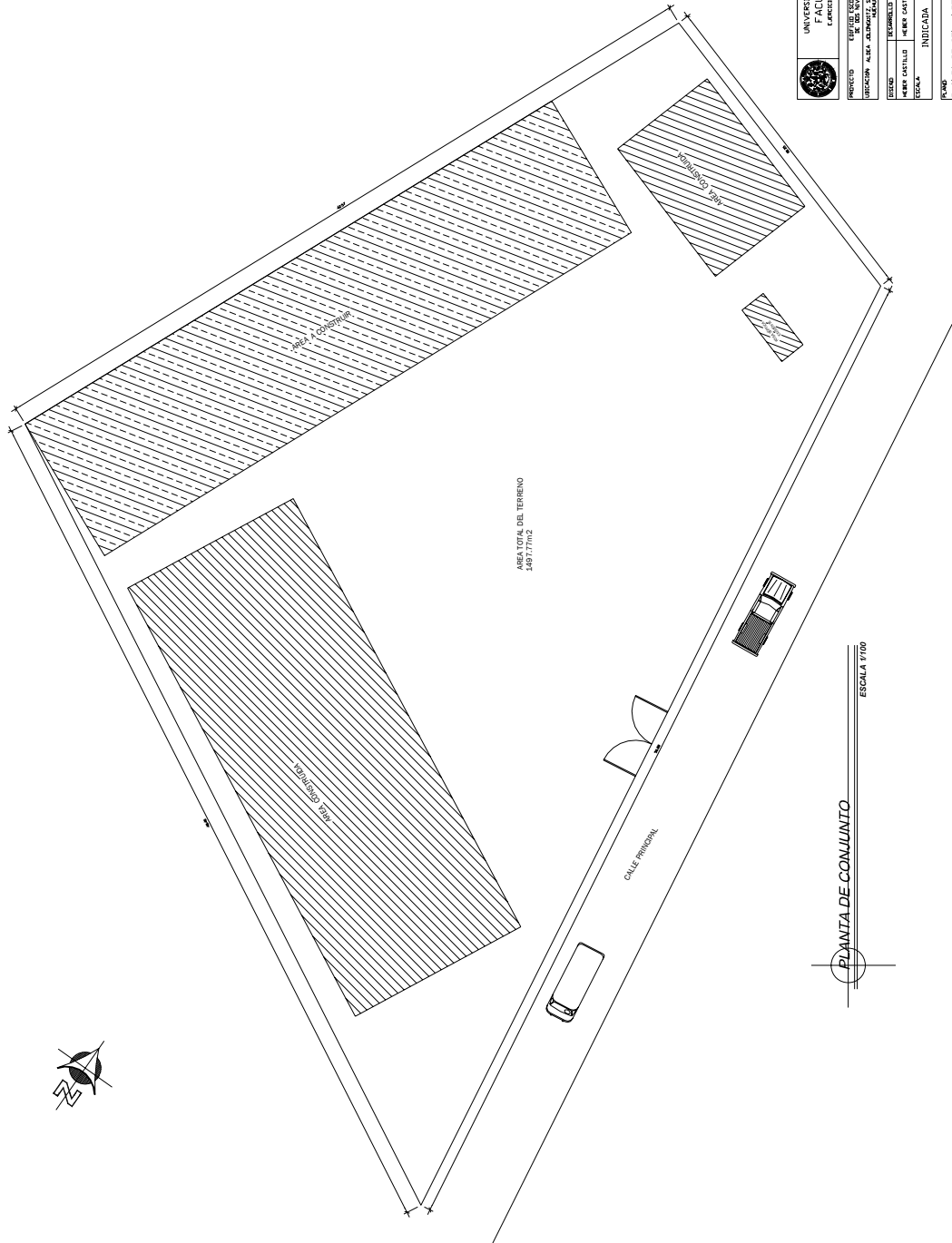
Figura 40. Diagrama de iteración para columna



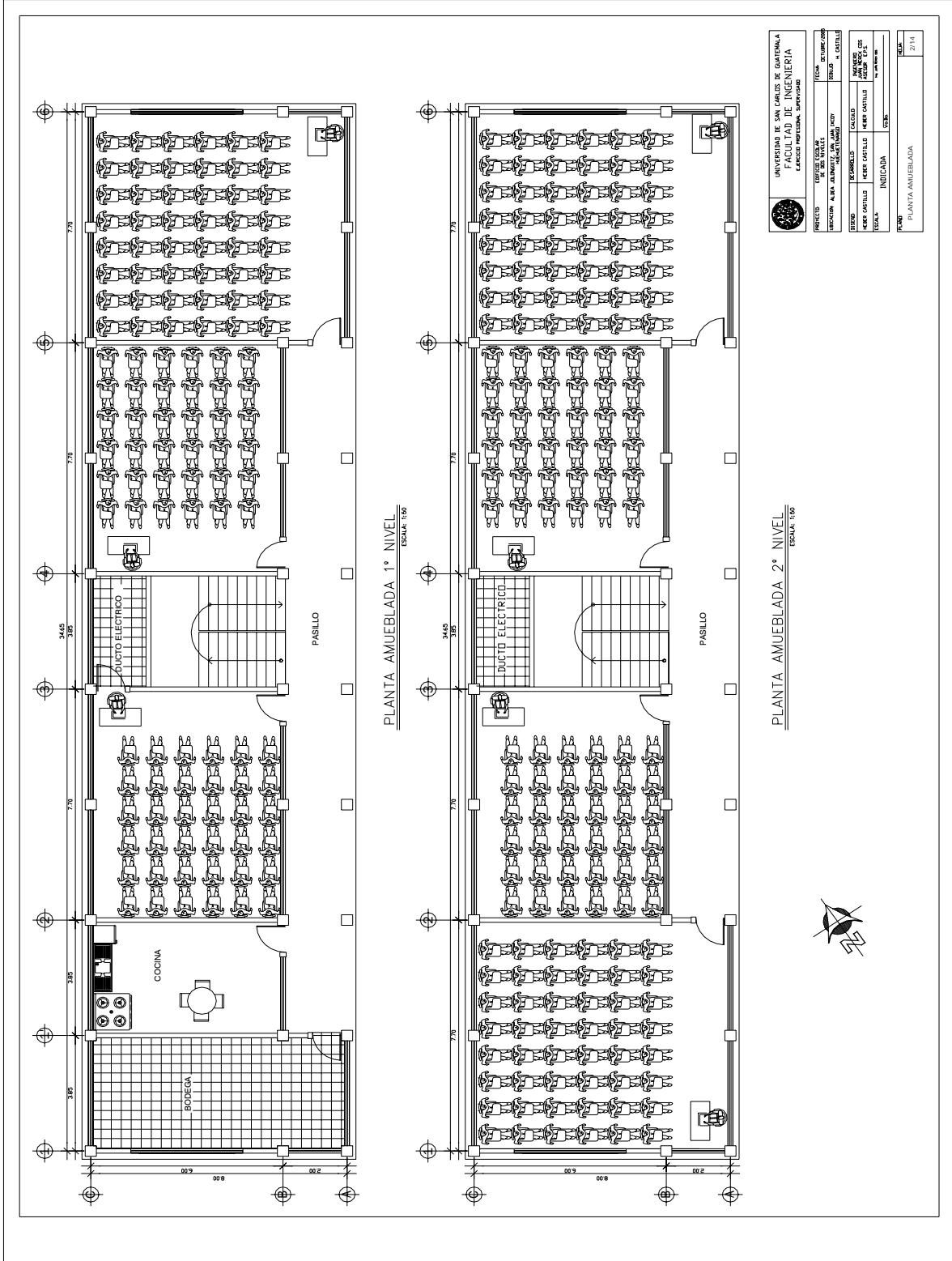
Fuente Gonzales, Robles, Casillas y Diaz de Cossio. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. p. 396

APÉNDICE 1

Planos estructurales, edificio para la aldea Jolomgüitz




		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA		FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA PROFESIONAL SUPERVISOR		CARRERA PROFESIONAL SUPERVISOR	
PROFESOR	INGENIERO	FECHA DE ELABORACION	2011
DIRECCION	AREA ACADÉMICA	DIRECCION	AREA ACADÉMICA
DISEÑO	TERRENO	CALCULO	TERRENO
REVISOR	TERRENO	REVISOR	TERRENO
ESCALA	INDICADA	ESCALA	INDICADA
PLANO		PLANTA DE CONJUNTO	
1/100		1/100	

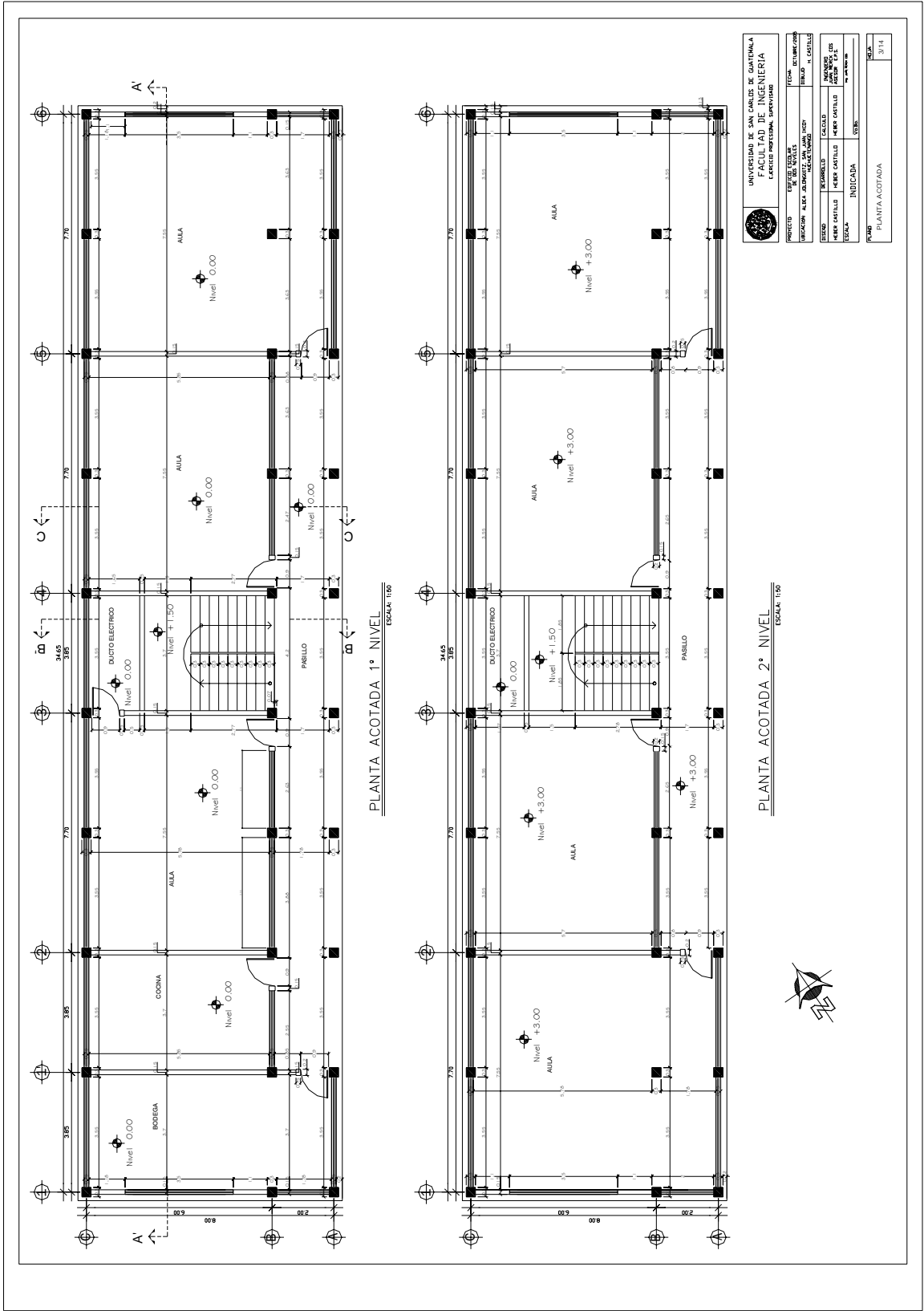


PLANTA AMUEBLADA 1º NIVEL
ESCALA: 1:50

PLANTA AMUEBLADA 2º NIVEL
ESCALA: 1:50

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA LABORIO PROFESIONAL SUPERVISOR		TITULO: ESTADÍSTICA	DEPARTAMENTO: SAN CARLOS
PROYECTO: DISEÑO Y PLANEACIÓN DE UN CENTRO DE INVESTIGACIÓN EN INGENIERIA	CALIFICADO: MERY CASTILLO	INGENIERO DE: MATEMÁTICA	INSTITUCIÓN: U.S.C.G.
DISEÑADO: MERY CASTILLO	INDICADA: MERY CASTILLO	FECHA: 2014	PLANOS: PLANTA AMUEBLADA

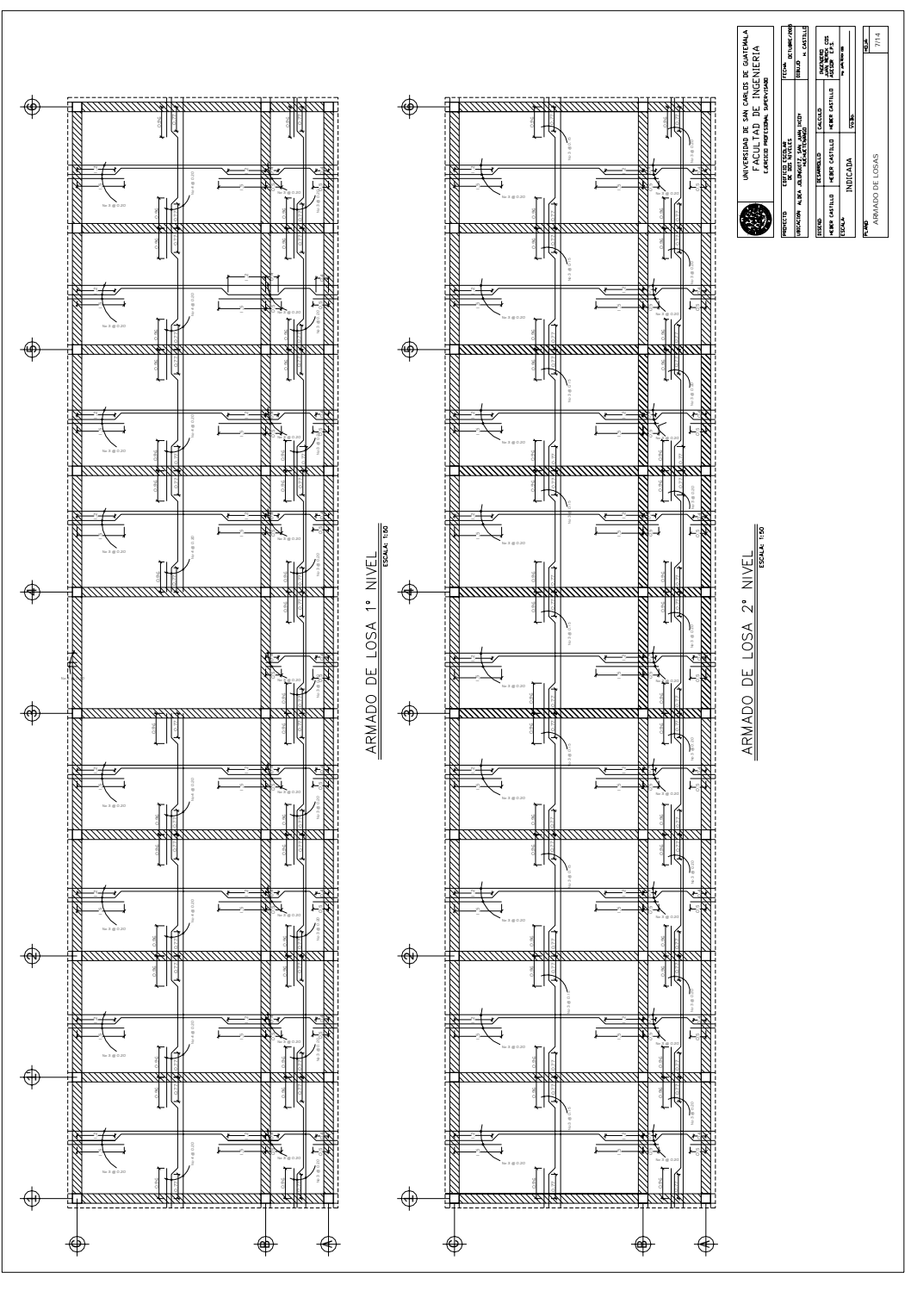




PLANTA ACOTADA 1° NIVEL
ESCALA: 1/50

PLANTA ACOTADA 2° NIVEL
ESCALA: 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD		CARRERA DE INGENIERIA EN ELECTRICIDAD	
PROFESOR	ING. ALEXANDER ALVARADO	ASISTENTE	ING. ALEXANDER ALVARADO
ESTUDIANTE	HERNANDEZ CASTILLO	PROFESOR	ING. ALEXANDER ALVARADO
ESCUELA	INDICADA	INDICADA	INDICADA
NUMERO	PLANTA ACOTADA	FECHA	3/14

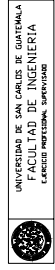
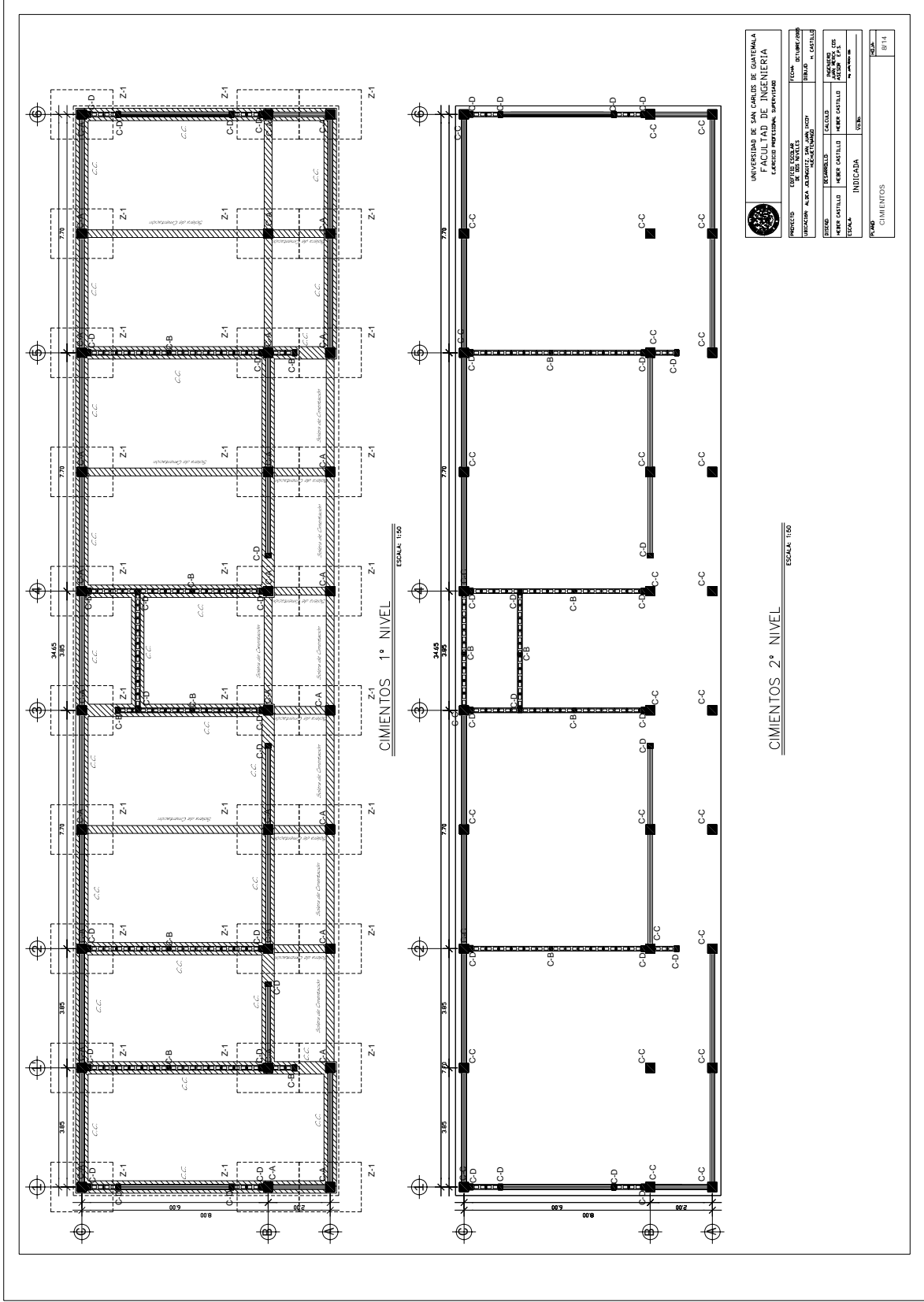


ARMADO DE LOSA 1° NIVEL
ESCALA 1:50

ARMADO DE LOSA 2° NIVEL
ESCALA 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PROYECTO:	REFUERZO ESTRUCTURAL	NUMERO:	008
INDICACION:	ALBAÑILERIA Y OBRAS DE ACABADO	FECHA:	14/05/2014
ESTUDIO:	ARMADO DE LOSA 1° NIVEL	INDICACION:	ARMADO DE LOSA 1° NIVEL
INDICACION:	ARMADO DE LOSA 2° NIVEL	INDICACION:	ARMADO DE LOSA 2° NIVEL
INDICACION:	INDICACION	INDICACION:	INDICACION
INDICACION:	ARMADO DE LOSAS	INDICACION:	7/14



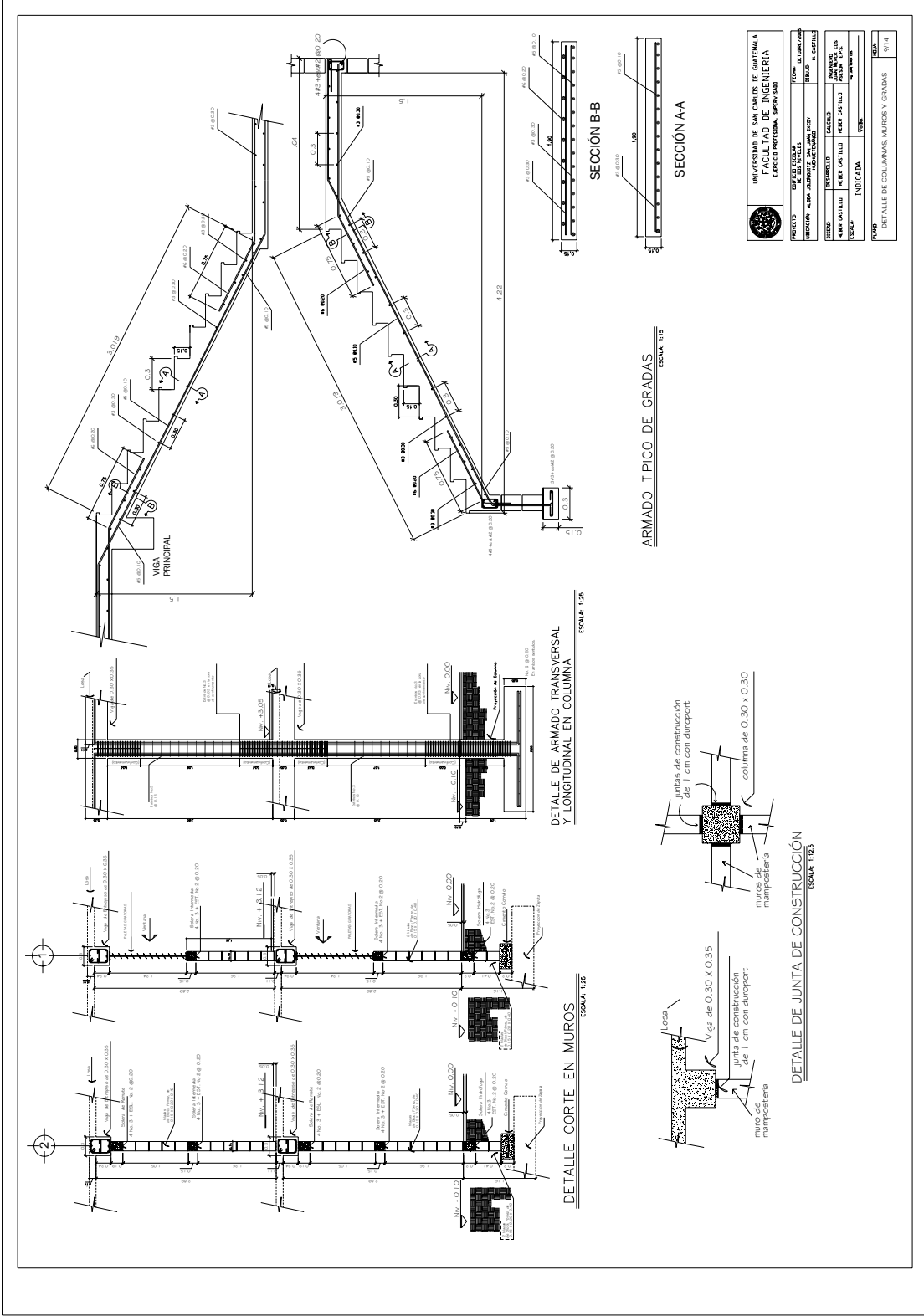
UNIVERSIDAD DE SALAMANCA
 ESCUELA DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
 DE OBRAS DE FONDAACION

PROFESOR	DR. JESUS M. GARCIA	FECHA DE ELABORACION	SEPTIEMBRE DE 2014
PROFESOR AYUDANTE	ALBA ALONSO, JUAN JOSE	UBICACION	BARRIO DE SAN CAYETANO - SALAMANCA
TIPO DE OBRA	RENOVACION DE LA OBRAS DE FONDAACION	PROYECTO	PROYECTO DE RECONSTRUCCION DE LA OBRAS DE FONDAACION DE LA OBRAS DE FONDAACION DE LA OBRAS DE FONDAACION
TITULO	RENOVACION DE LA OBRAS DE FONDAACION	INDICADA	VER
TOTAL	RENOVACION DE LA OBRAS DE FONDAACION	FECHA	2014

CIMENTOS 2º NIVEL

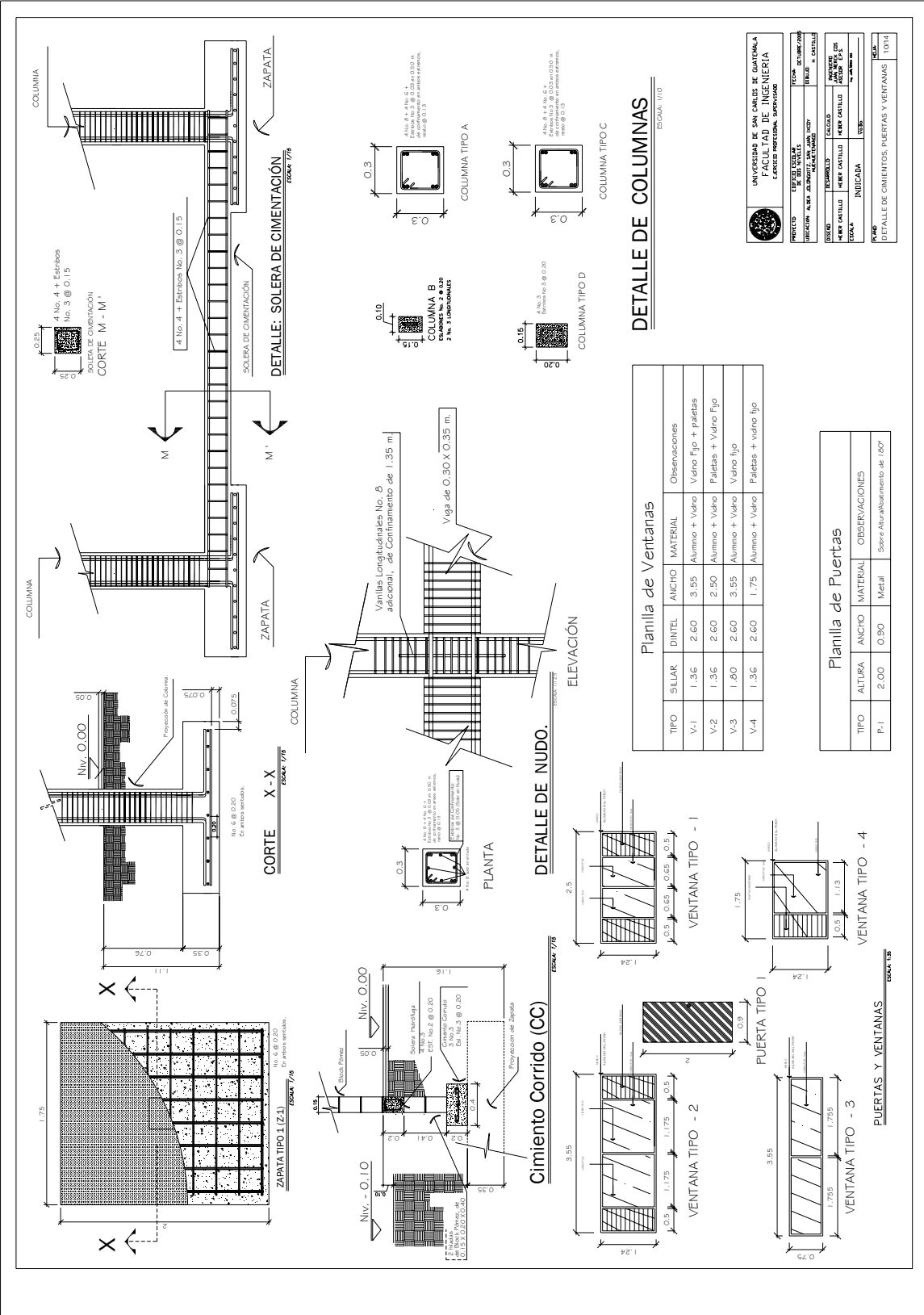
ESCALA: 1:50

PLANOS
 CIMENTOS
 B14



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA PROFESIONAL: SUPERVISOR

PERIODO	01/05/2024	FECHA	21/06/2024
ELABORADO POR	HERNANDEZ, JUAN JOSÉ	REVISADO POR	HERNANDEZ, JUAN JOSÉ
PROYECTO	ARMADO DE ESCALERA	INDICADA	ESCALA
INDICADA	ESCALA	INDICADA	ESCALA
DETALLE DE COLUMNAS, MUROS Y GRADAS			01/14



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRER DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO	TEMA DE LA TESIS	TEMA	OCURSIONES
DIRECCION	AL. DR. ALVARO GONZALEZ	INTEGRA	REACTIVO
GRUPO	TEMA	GRUPO	GRUPO
FECHA	FECHA	FECHA	FECHA
INDICADA	INDICADA	INDICADA	INDICADA

PLANO
DETALLE DE CIMIENTOS, PUERTAS Y VENTANAS
1014

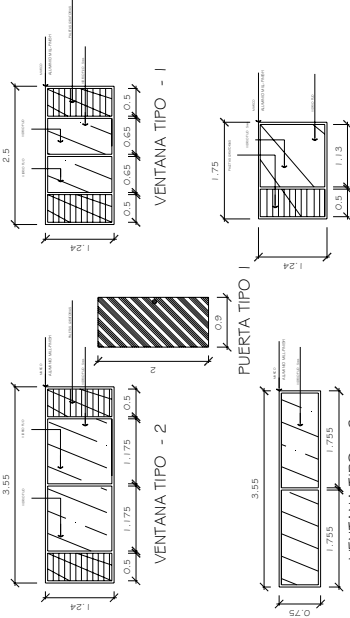
DETALLE DE COLUMNAS
ESCALA: 1/10

TIPO	SILLAR	DINTEL	ANCHO	MATERIAL	Observaciones
V-1	1.36	2.60	3.95	Aluminio + Vidrio	Vidrio Fijo + paletas
V-2	1.36	2.60	2.50	Aluminio + Vidrio	Paletas + Vidrio Fijo
V-3	1.80	2.60	3.95	Aluminio + Vidrio	Vidrio fijo
V-4	1.36	2.60	1.75	Aluminio + Vidrio	Paletas + vidrio fijo

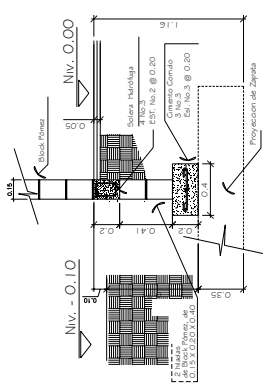
Plancha de Puertas				
TIPO	ALTURA	ANCHO	MATERIAL	OBSERVACIONES
P-1	2.00	0.90	Metal	Sobre Abombamiento de 100"

PUERTAS Y VENTANAS
ESCALA: 1/8

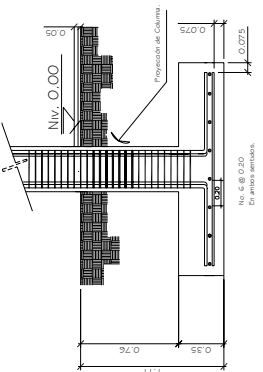
DETALLE DE NUDO
ESCALA: 1/8



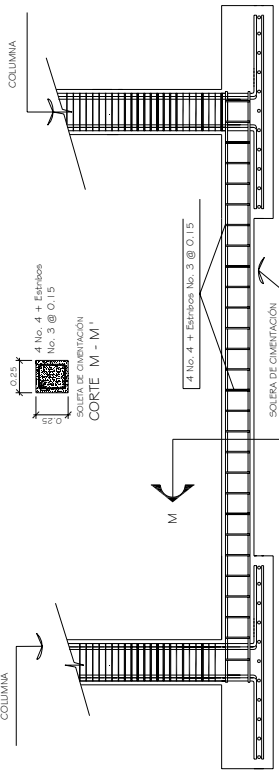
Cimiento Corrido (CC)
ESCALA: 1/8



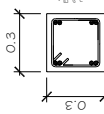
CORTE X-X
ESCALA: 1/8



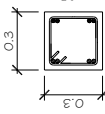
DETALLE: SOLERA DE CIMENTACIÓN
ESCALA: 1/8



COLUMNA TIPO A



COLUMNA TIPO C

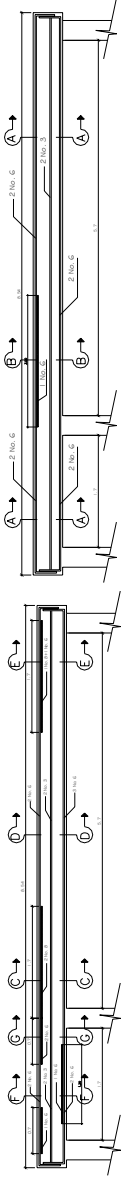


COLUMNA TIPO D



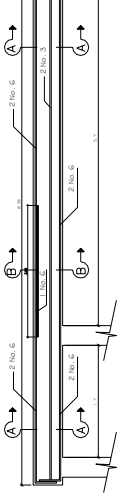
COLUMNA TIPO B





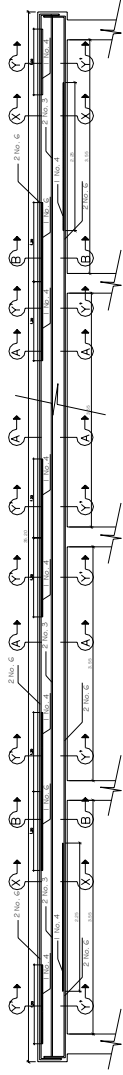
ARMADO DE VIGA 1º NIVEL

ESCALA: 1:30



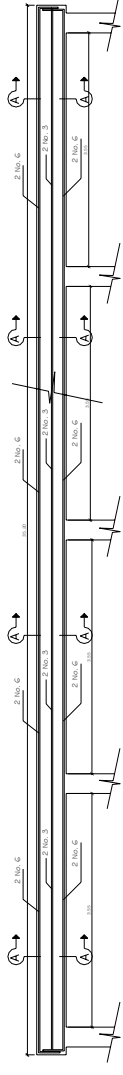
ARMADO DE VIGA 2º NIVEL

ESCALA: 1:30



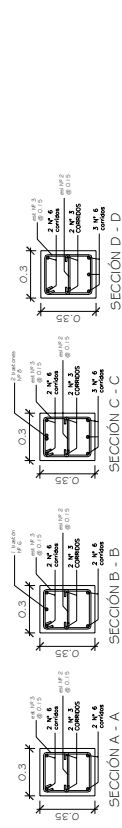
ARMADO DE VIGA 1º NIVEL

ESCALA: 1:30

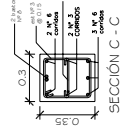


ARMADO DE VIGA 2º NIVEL

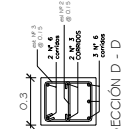
ESCALA: 1:30



SECCIÓN A - A



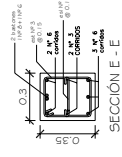
SECCIÓN B - B



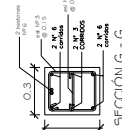
SECCIÓN C - C



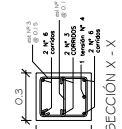
SECCIÓN D - D



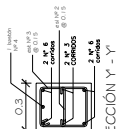
SECCIÓN E - E



SECCIÓN F - F



SECCIÓN G - G



SECCIÓN H - H



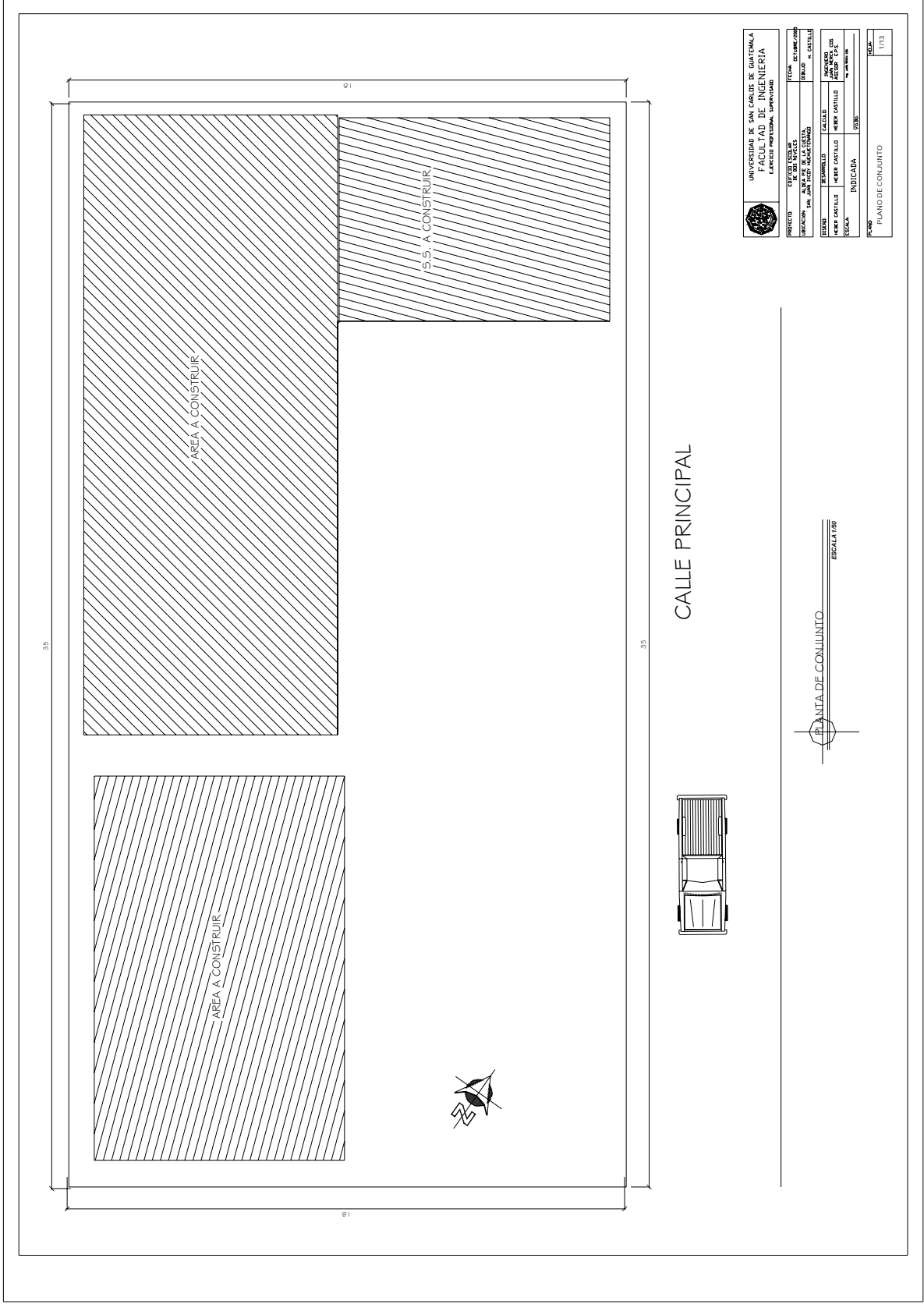
SECCIÓN I - I


		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA LABORIO MEDICINA, SUPERVISOR	
PROFESOR	ESTUDIANTE	FECHA	TITULO
INGENIERO EN INGENIERIA DE ESTRUCTURAS	ALVARO RAMIREZ SAN JUAN	2023	ARMADO DE VIGAS
REVISOR	ELABORADO	CALCULO	REVISOR
INGENIERO EN INGENIERIA DE ESTRUCTURAS	ALVARO RAMIREZ SAN JUAN	INGENIERO EN INGENIERIA DE ESTRUCTURAS	INGENIERO EN INGENIERIA DE ESTRUCTURAS
ESCALA	INDICADA	OTRO	
TITULO DE TALLE DE VIGAS		FECHA 11/11/23	

Secciones
ESCALA: 1:12.5

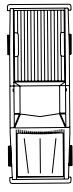
APÉNDICE 2

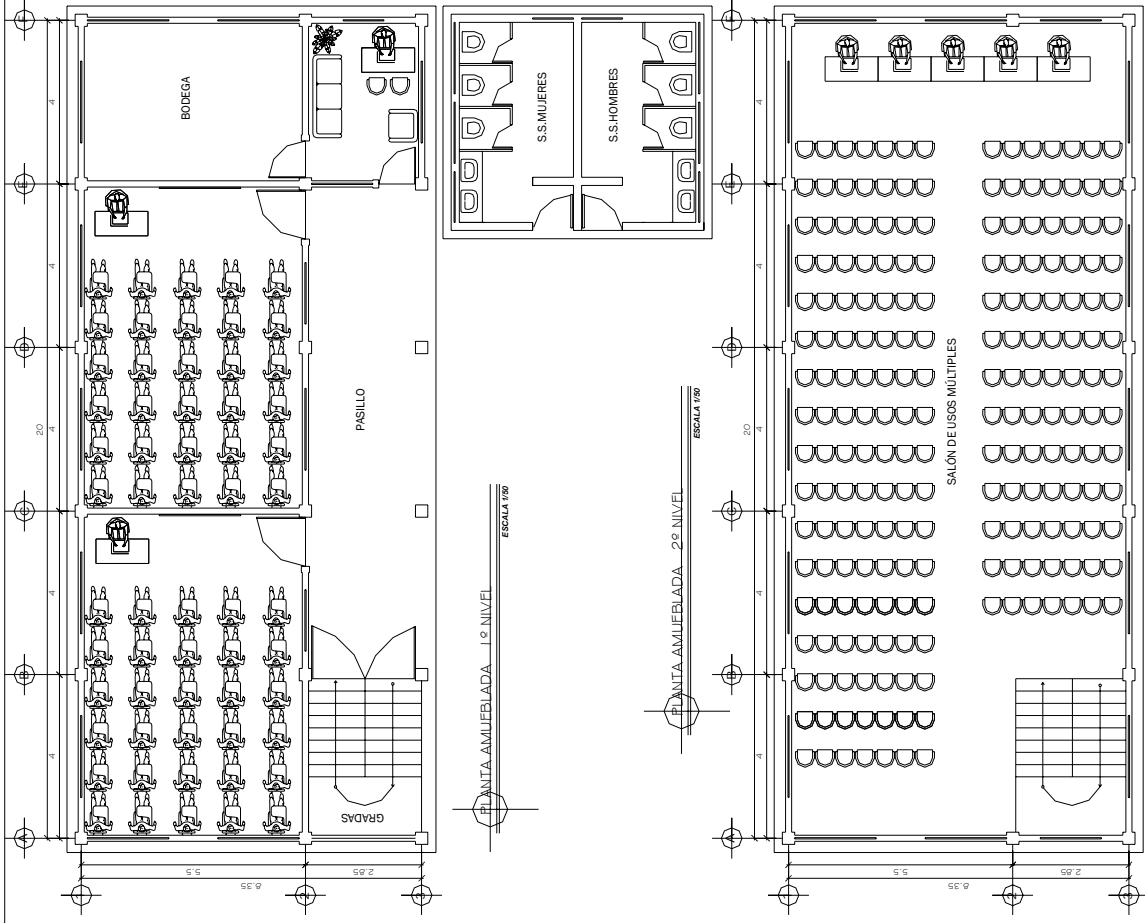
Planos estructurales, edificio para la aldea Pie de la Cuesta



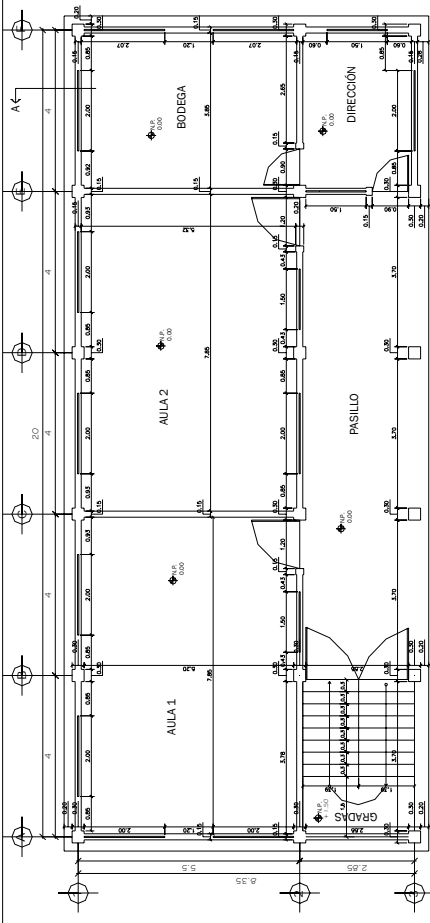
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL SUPERVISOR		FECHA DE ELABORACION 2013
PROYECTO RECONSTRUCCION DE LA PLANTA DE CONJUNTO	DISEÑADOR JUAN PABLO ALVARADO	UBICACION ZONA 10, CAYALUTEN
ESTADO EN PROYECTO	CALCULO EN PROYECTO	PLANIFICACION EN PROYECTO
ESCALA INDICADA	OBSERVACIONES EN EL PLANO	FECHA 11/13

CALLE PRINCIPAL

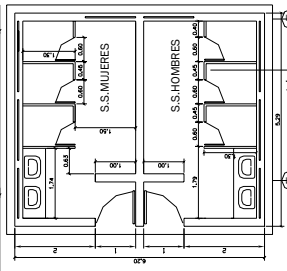




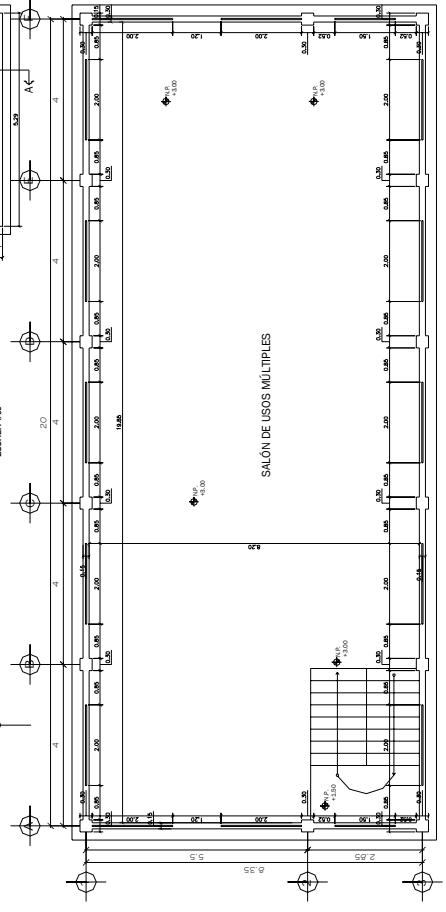
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA DE INGENIERIA EN MECANICA Y MAQUINARIA	
PROFESOR: ERNESTO ESCOBAR	FECHA: 20/08/2020
UBICACION: SAN JUAN CANTON, DEPARTAMENTO DE SAN CARLOS	OBJETO: PLANTA AMIEBLADA
ESTUDIOS: MECANICA	PROYECTO: INDICADA
ESCUELA: INDICADA	NOTAS:
PUNTO: PLANTA AMIEBLADA	
FOLIO: 2/13	



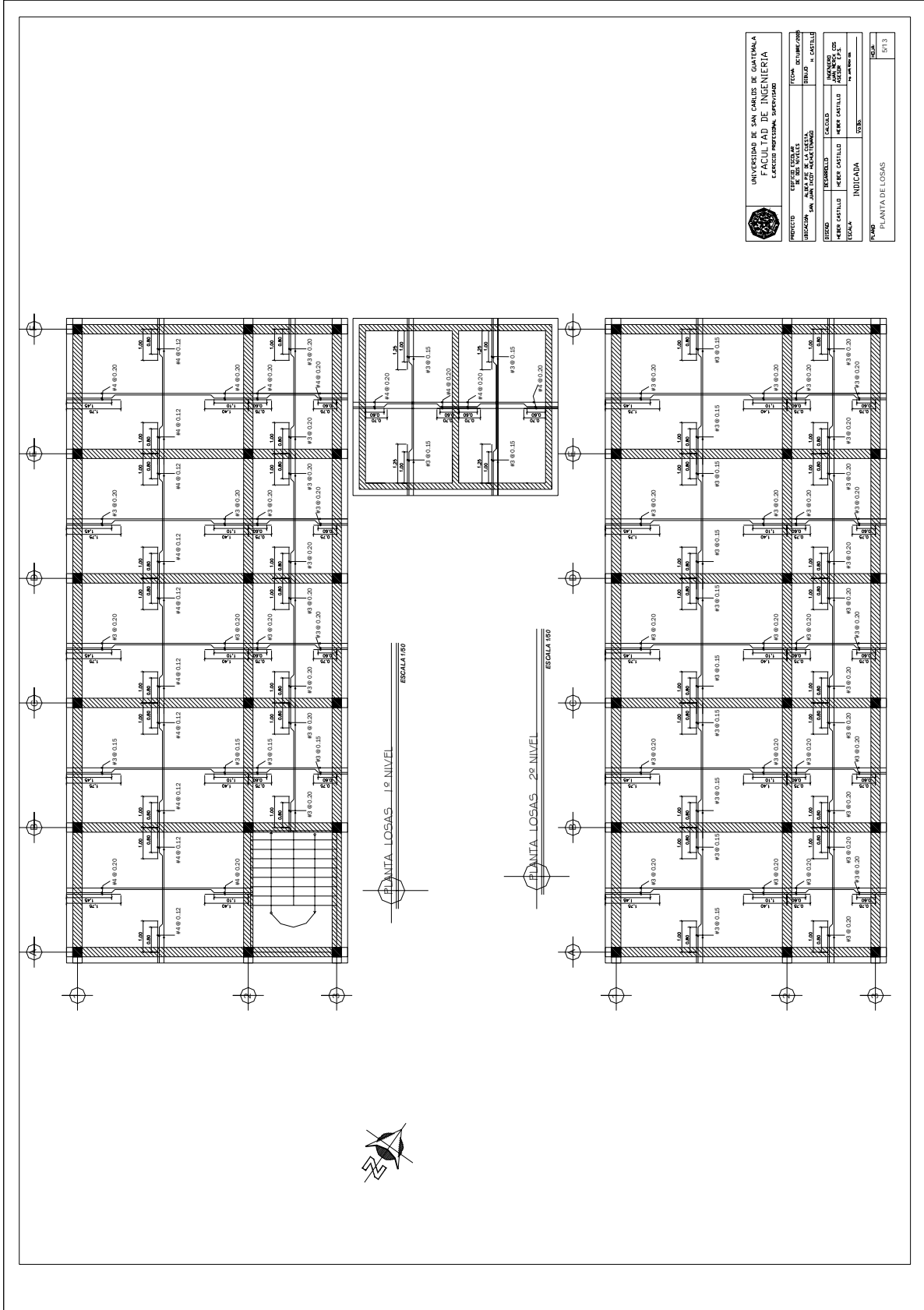
PLANTA ACOTADA 1º NIVEL
ESCALA 1/50



PLANTA ACOTADA 2º NIVEL
ESCALA 1/50

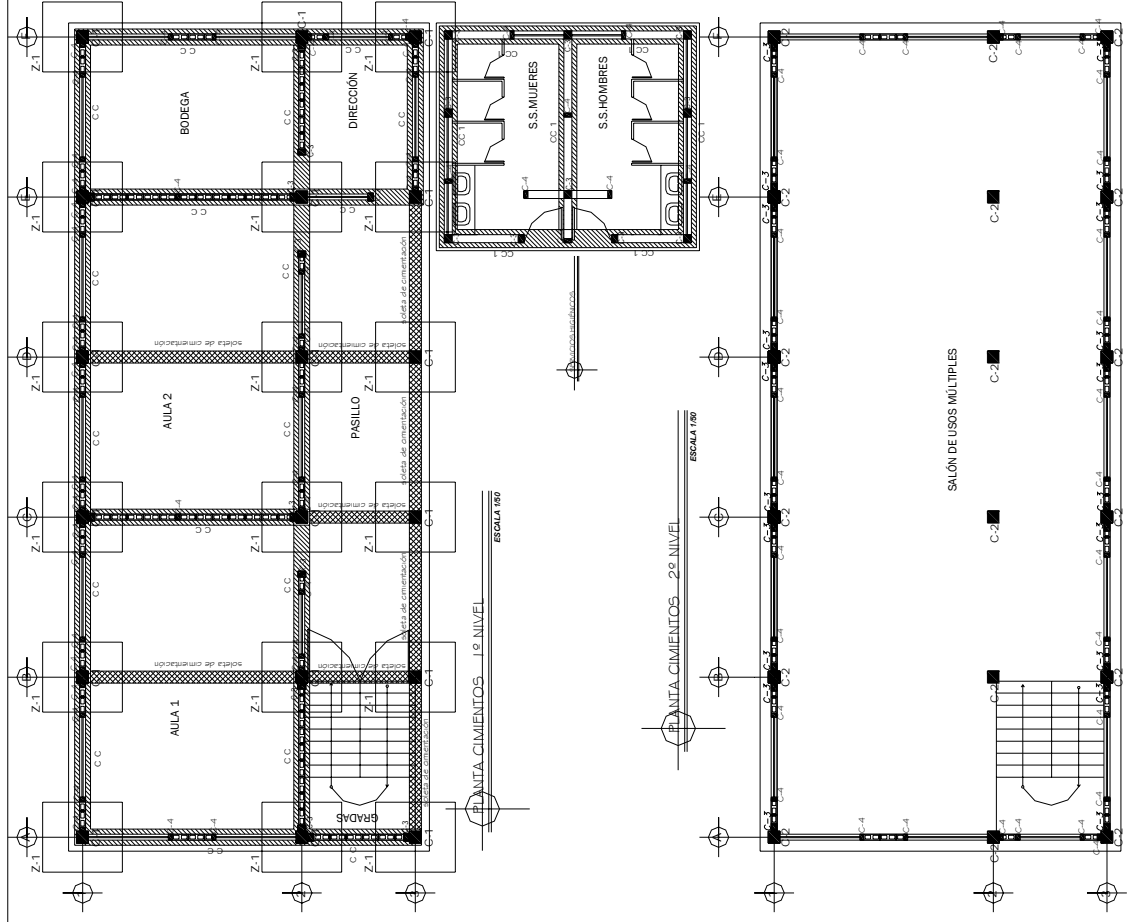


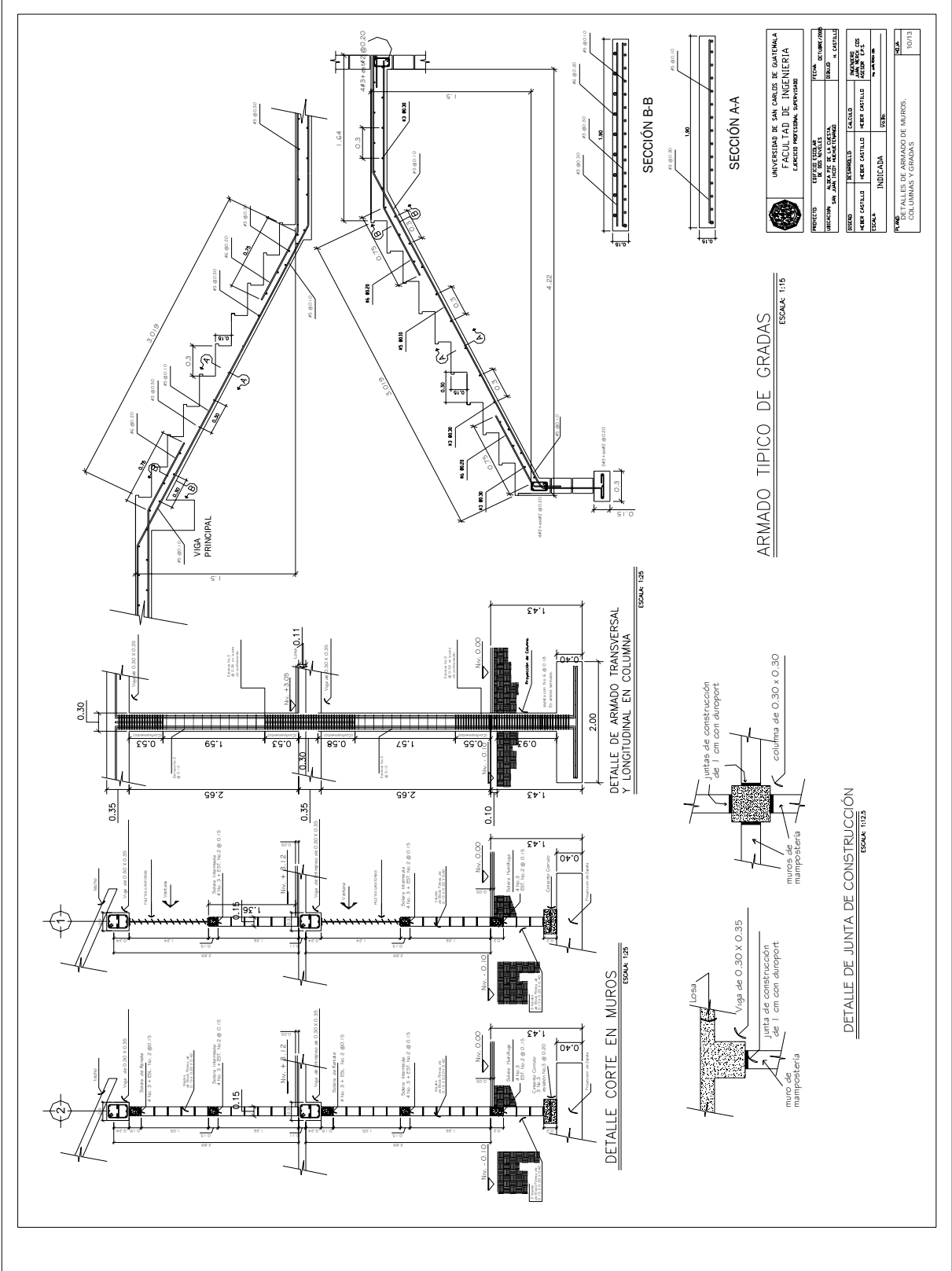
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		FACULTAD DE INGENIERIA		CARRERA INGENIERIA SUPERIOR	
PROFECTO	GRUPO ESCOLAR	FECHA	COMERCIO	3113	
	DE LA ESCUELA	DE LA ESCUELA	DE LA ESCUELA		
DISEÑO	ALBA ROSA ESCOBAR	PROYECTO	INSTRUMENTAL	3113	
	HERNANDEZ	HERNANDEZ	HERNANDEZ		
CALCULO	HERNANDEZ	PROYECTO	INSTRUMENTAL	3113	
	HERNANDEZ	HERNANDEZ	HERNANDEZ		
INDICADA		INDICADA		INDICADA	
PLANTA ACOTADA		PLANTA ACOTADA		PLANTA ACOTADA	



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		FACULTAD DE INGENIERIA		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROFESOR:	OSCAR ESCOBAR	CALCULO:	HERNAN CASTILLO	DISEÑO:	HERNAN CASTILLO
	OSCAR ESCOBAR		HERNAN CASTILLO		HERNAN CASTILLO
UNIVERSIDAD:	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	REVISADO:	HERNAN CASTILLO	INDICADA:	HERNAN CASTILLO
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	15/05/2018	OTRO:	
PLANTA DE LOSAS					5/13

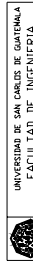
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL			
PROFESOR	ESPECIALISTA DE	TITULO	DESCRIPCION
UBICACION	AREA DE LA CATEDRA	BRILLO	C. CASTILLO
TEMAS	RECURSOS	DESCRIPCION	DESCRIPCION
RECURSOS	RECURSOS	RECURSOS	RECURSOS
INDICADA	INDICADA	INDICADA	INDICADA
FOLIO			6/13





ARMADO TÍPICO DE GRADAS

ESCALA: 1:15



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN CIVIL		CARRERA DE INGENIERIA EN CIVIL	
PROFESOR	ING. JUAN CARLOS MORALES	FECHA	10/13
ALUMNO	ING. JUAN CARLOS MORALES	INDICADA	028
GRUPO	GRUPO 01	INDICADA	028
TEMA	ARMADO TÍPICO DE GRADAS	INDICADA	028
INDICADA	028	INDICADA	028
TÍTULO: PLAN DE ARMADO DE MUROS, COLUMNAS Y GRADAS		ESCALA: 10/13	

DETALLE DE ARMADO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL EN COLUMNA

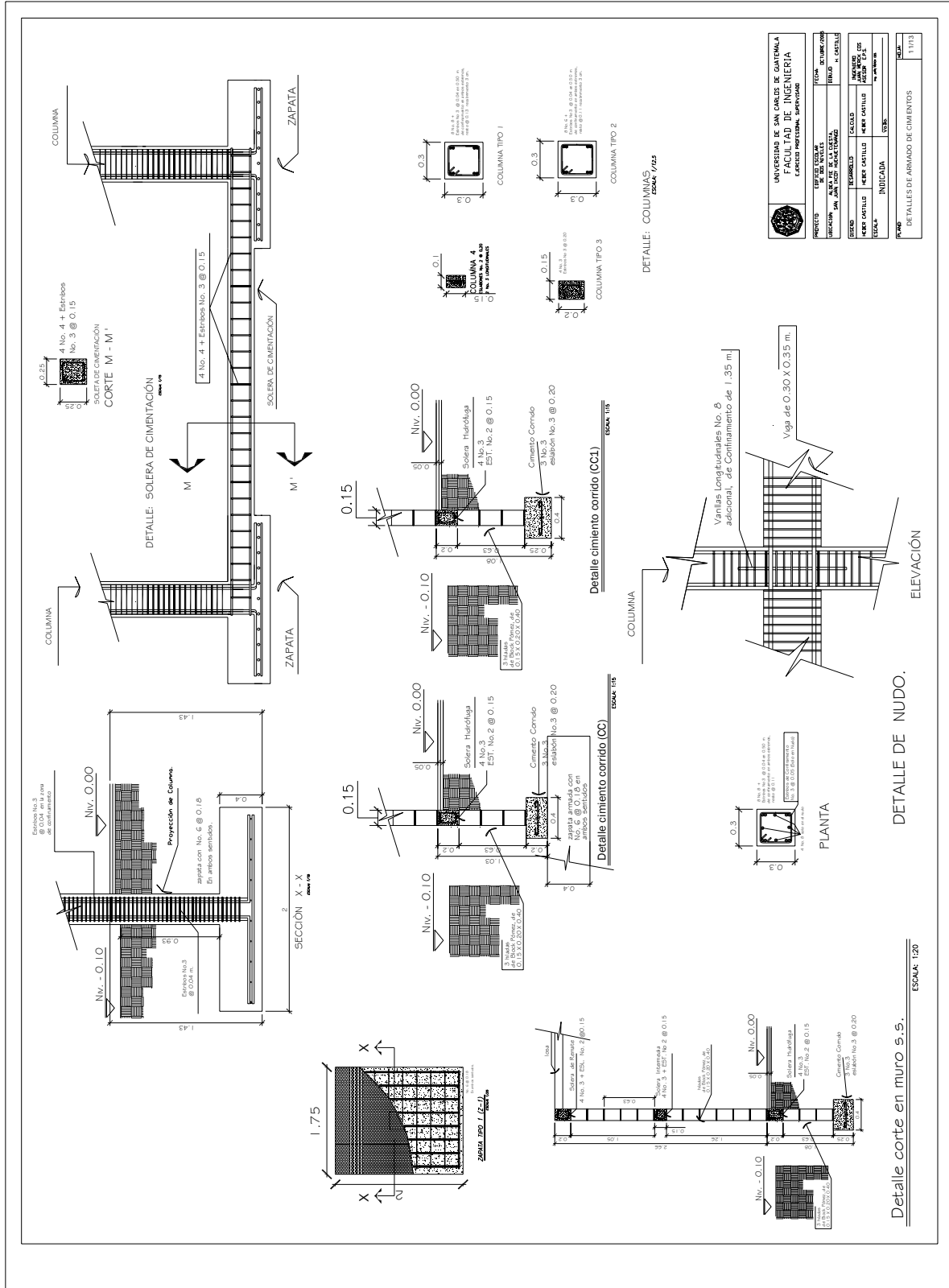
ESCALA: 1:25

DETALLE CORTE EN MUROS

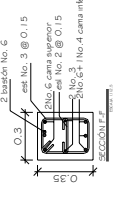
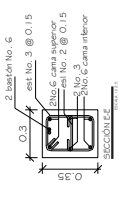
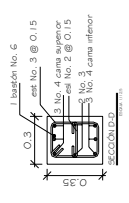
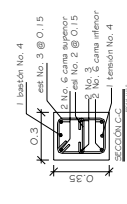
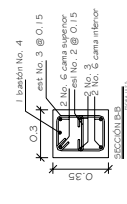
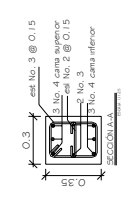
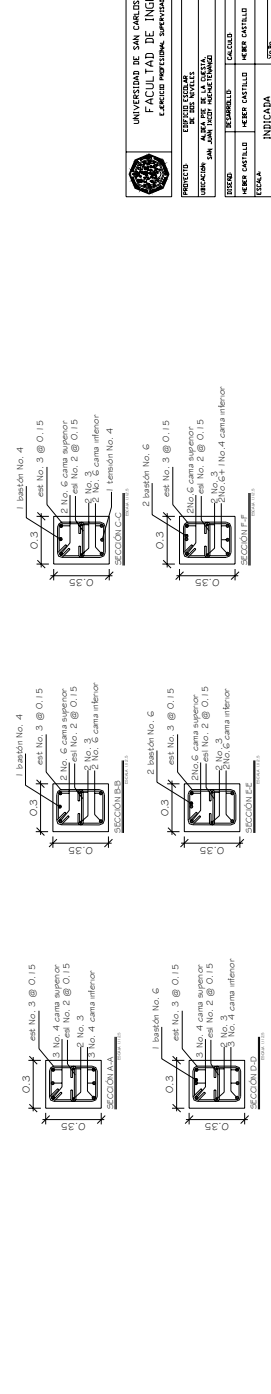
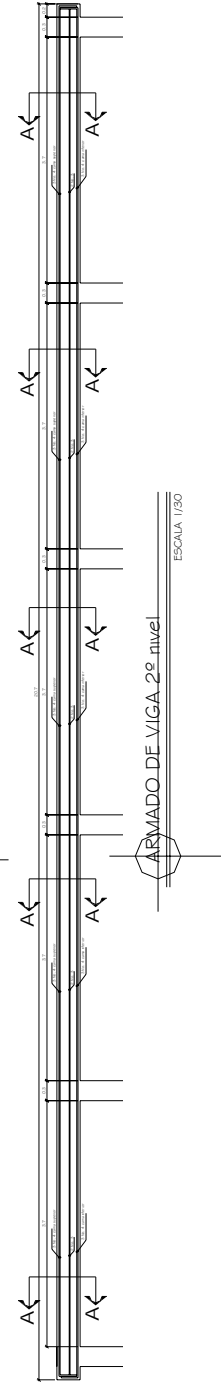
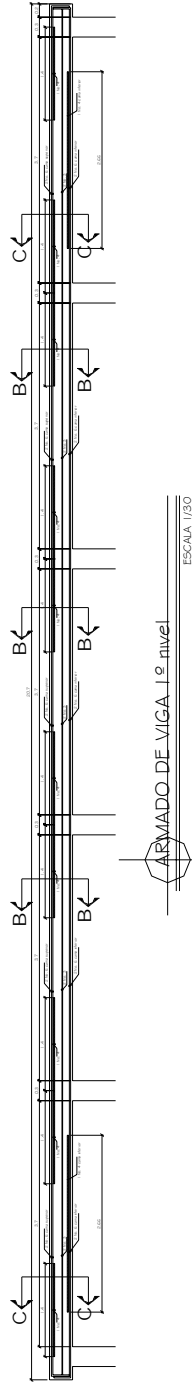
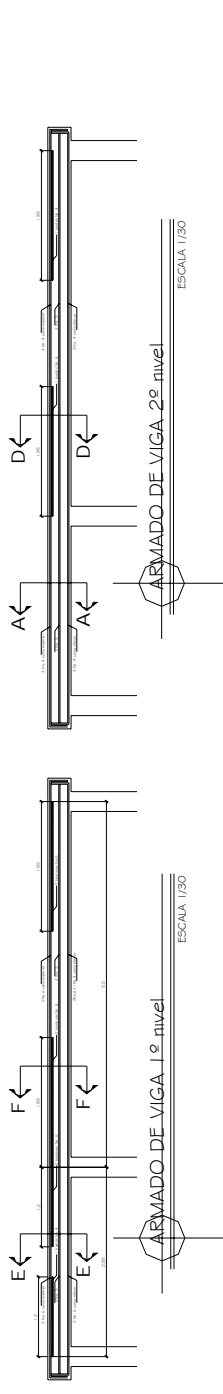
ESCALA: 1:25

DETALLE DE JUNTA DE CONSTRUCCIÓN

ESCALA: 1:25



PROYECTO	ESQUEMA DE LA OBRERA	FORMA	ESTRUC. CIVIL
UBICACION	CALLE DE LA OBRERA	SECTOR	M. BOULEVARD
DISEÑO	INGENIERO	CALCULO	INGENIERO
HECHO EN	BOULEVARD	HECHO EN	BOULEVARD
INDICADA	INDICADA	INDICADA	INDICADA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL	
PROFESOR: DR. JOSE ANTONIO TORRES	FECHA: 2018
UBICACION: SAN JUAN LICHTENHEIM	FINANCIA: M. CASTILLO
TEMAS: ARMADO DE VIGA	CALCULO: M. CASTILLO
REVISOR: M. CASTILLO	INDICADA: M. CASTILLO
FECHA: 2018	SEDE: GUATEMALA
DETALLES DE ARMADO DE VIGAS	
PLANO	120/13