



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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DEL CASERÍO LAS BRISAS
Y DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS
VOLUNTARIOS, MUNICIPIO DE CHAMPERICO,
DEPARTAMENTO DE RETALHULEU**

José Octavio Escobar García

Asesorado por Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, marzo de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DEL CASERÍO LAS BRISAS
Y DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS
VOLUNTARIOS, MUNICIPIO DE CHAMPERICO,
DEPARTAMENTO DE RETALHULEU**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSÉ OCTAVIO ESCOBAR GARCÍA

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortíz de León
VOCAL V	P.A. José Alfredo Ortíz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

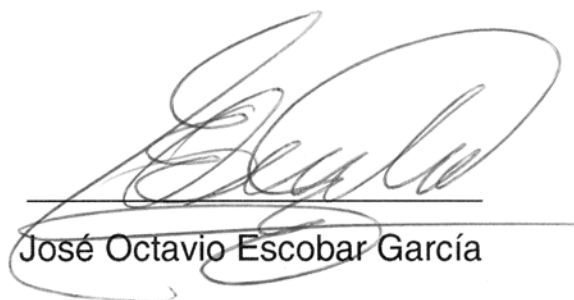
DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DEL CASERÍO LAS BRISAS Y DISEÑO DEL EDIFICO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS, MUNICIPIO DE CHAMPERICO, DEPARTAMENTO DE RETALHULEU

Tema asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 15 de octubre de 2008.



José Octavio Escobar García



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 19 de mayo de 2010.
Ref.EPS.DOC.660.05.10.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **José Octavio Escobar García** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200113246**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DEL CASERÍO LAS BRISAS Y DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS, MUNICIPIO DE CHAMPERICO, DEPARTAMENTO DE RETALHULEU”**.

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

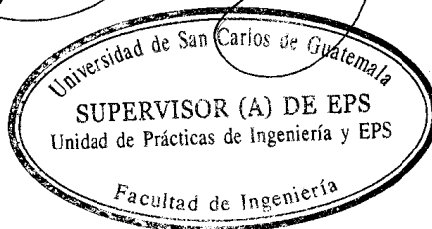
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Luis Gregorio Allaró Véliz
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
LGAV/ra





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 19 de mayo de 2010.
Ref.EPS.D.384.05.10

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.


Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DEL CASERÍO LAS BRISAS Y DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS, MUNICIPIO DE CHAMPERICO, DEPARTAMENTO DE RETALHULEU"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **José Octavio Escobar García**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz .

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

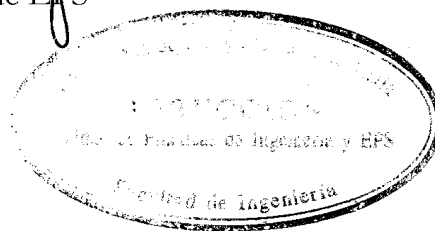
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecafía de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
26 de julio 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DEL CASERÍO LAS BRISAS Y DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS, MUNICIPIO DE CHAMPERICO, DEPARTAMENTO DE RETALHULEU**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Octavio Escobar García, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante José Octavio Escobar García, titulado DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DEL CASERÍO LAS BRISAS Y DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS, MUNICIPIO DE CHAMPERICO, DEPARTAMENTO DE RETALHULEU, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo de 2011

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DEL CASERÍO LAS BRISAS Y DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS, MUNICIPIO DE CHAMPERICO, DEPARTAMENTO DE RETALHULEU**, presentado por el estudiante universitario José Octavio Escobar García, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, marzo de 2011

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Fuente de sabiduría, verdad, dador de vida y de toda la plenitud.
- Mis padres** José María Escobar Saucedo, Telma Azucena García Más, por todo el apoyo, consejos y enseñanzas que me brindaron.
- Mis hermanos** Diego Gabriel, Angela Azucena, Alvaro Ramón, Javier Iván, por todas las cosas que hemos compartido juntos, y sé que este triunfo también es de ellos.
- Mis abuelos** En especial a Ramón Escobar, por la confianza depositada en mí y por lo que me ha dado.
- Mi tía** María Escobar, por su paciencia y la guía que ha sido en cada una de las etapas de mi vida.
- Mi tío** Dany Ovando, por brindarme la oportunidad de poder llevar a cabo esta formación.
- Mis primos** A todos ellos que han estado conmigo, en especial Maribel, Juan Carlos, María, Ligia, María Elena; muy en especial a Mario Raúl.

Mi familia

Por ser parte de importante de mi vida.

**Amigos y
compañeros
de estudio**

Por todos los momentos que compartimos. Ex
acólitos, por haber realizado juntos el servicio y las
enseñanzas de Dios, por su amistad.

**La Facultad de
Ingeniería**

Por los todos conocimientos que me proporcionó

AGRADECIMIENTOS A:

Dios Por haberme regalado el milagro de la vida, por llenarme de bendiciones y por darme todo lo que necesito, sin Él no soy nada.

Mis padres Por todo lo que me han dado, son una bendición que Dios me dio.

Mis hermanos Por haberme apoyado, porque en las tristezas ahí están para darme alegrías.

Mi abuelo Ramón Escobar, gracias porque él a sido el de todo y siempre ha estado presente.

Mi tía María Escobar, porque ha estado conmigo, gracias por ser mi segunda madre.

Mi tío Dany Ovando. Gracias tío por haber confiado en mí.

Mi familia

Amigos y compañeros de estudio

La Facultad de Ingeniería

La Universidad de San Carlos de Guatemala

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
ÍNDICE DE TABLAS	X
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1	Monografía de Champerico	1
1.1.1	Datos históricos	1
1.1.2	Ubicación geográfica	1
1.1.3	Accesos y comunicaciones	2
1.1.4	Topografía del lugar	3
1.1.5	Aspectos climáticos	3
1.1.6	Actividades económicas y productivas	3
1.1.7	Población	3
1.1.8	Actividad agropecuaria y comercial	4
1.1.8.1	Uso de la tierra	4
1.1.8.2	Actividad agropecuaria	5
1.1.8.3	Comercio	5
1.1.9	Educación	5

1.2	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Champerico, departamento de Retalhuleu	6
1.2.1	Descripción y priorización de las necesidades	6
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	
2.1	Diseño del puente vehicular del caserío Las Brisas	7
2.1.1	Descripción del proyecto	7
2.1.2	Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de viga y losa	8
2.1.3	Estudios preliminares	10
2.1.4	Levantamiento topográfico	11
2.1.5	Estudio de suelos	11
2.1.5.1	Cálculo del valor soporte	12
2.1.6	Estudio hidrológico	15
2.1.6.1	Método racional	15
2.1.7	Diseño de la superestructura	16
2.1.7.1	Diseño de la losa	17
2.1.7.2	Cálculo de momentos	18
2.1.7.2.1	Momento por carga muerta	18
2.1.7.2.2	Momento por carga viva	20
2.1.7.2.3	Momento por carga de impacto	20
2.1.7.2.4	Momento último	21
2.1.7.3	Cálculo del refuerzo	22
2.1.7.3.1	Refuerzo transversal cama inferior	22
2.1.7.3.2	Refuerzo transversal cama superior	24

	2.1.7.3.3	Refuerzo longitudinal cama superior y cama inferior	25
2.1.7.4		Diseño de vigas	26
2.1.7.5		Cálculo de momentos	27
	2.1.7.5.1	Integración de carga muerta	27
	2.1.7.5.2	Cálculo de momento por carga muerta	28
	2.1.7.5.3	Cálculo de momento por carga viva	28
	2.1.7.5.4	Factor de impacto	31
	2.1.7.5.5	Factor de distribución	32
	2.1.7.5.6	Momento último	33
2.1.7.6		Cálculo del refuerzo	33
	2.1.7.6.1	Refuerzo cama superior a compresión	35
	2.1.7.6.2	Refuerzo cama inferior a tensión	35
	2.1.7.6.3	Refuerzo adicional	36
2.1.7.7		Diseño a corte	36
	2.1.7.7.1	Cálculo de corte máximo por carga muerta	36
	2.1.7.7.2	Cálculo de corte máximo por carga viva	37
	2.1.7.7.3	Cálculo de corte último	38
2.1.7.8		Cálculo del refuerzo para el corte	38
2.1.7.9		Cálculo del neopreno	41
2.1.7.10		Diseño de diafragmas	45
	2.1.7.10.1	Diseño de diafragma interno	45

	2.1.7.10.2	Diseño de diafragma externo	47
2.1.8		Diseño de la subestructura	50
	2.1.8.1	Diseño de la cortina	50
	2.1.8.1.1	Empuje (E)	51
	2.1.8.1.2	Fuerza de sismo (S)	52
	2.1.8.1.3	Fuerza longitudinal (FL)	53
	2.1.8.1.4	Combinación de cargas para momento	54
	2.1.8.1.5	Combinación de cargas para corte	54
	2.1.8.1.6	Cálculo de refuerzo por flexión	55
	2.1.8.1.7	Cálculo de refuerzo por corte	57
	2.1.8.2	Viga de apoyo	57
	2.1.8.3	Estribo	59
	2.1.8.3.1	Revisión del estribo sin superestructura	63
	2.1.8.3.2	Revisión del muro con superestructura y carga viva	64
	2.1.8.3.3	Revisión del muro con sismo y sin carga viva	67
	2.1.8.4	Obras de protección	69
2.1.9		Elaboración de planos	70
2.1.10		Elaboración de presupuesto	70
2.1.11		Evaluación de impacto ambiental inicial	72
2.2		Diseño del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios	74
	2.2.1	Descripción del proyecto	74

2.2.2	Investigación preliminar	74
2.2.3	Estudio de suelos	75
2.2.4	Diseño arquitectónico	77
2.2.5	Análisis estructural	79
2.2.5.1	Predimensionamiento estructural	79
2.2.5.2	Modelos matemáticos de marcos dúctiles	82
2.2.5.3	Cargas aplicadas a los marcos dúctiles	84
2.2.5.3.1	Cargas verticales	84
2.2.5.3.2	Cargas horizontales en marcos dúctiles	90
2.2.5.4	Análisis de marcos dúctiles por el método de Cross	101
2.2.5.5	Análisis de carga sísmica por el método del portal	116
2.2.5.6	Análisis de marcos dúctiles utilizando el programa SAP 2000	120
2.2.5.7	Comparación de métodos análisis	120
2.2.5.8	Momento último por envolvente de momento	124
2.2.5.9	Diagramas de corte	127
2.2.6	Diseño estructural	130
2.2.6.1	Losas	130
2.2.6.2	Vigas	143
2.2.6.3	Columnas	149
2.2.6.4	Cimientos	163
2.2.7	Diseño de instalaciones hidráulicas y eléctricas	171
2.2.8	Elaboración de planos	171
2.2.9	Elaboración de presupuesto	172
2.2.10	Cronograma de ejecución e inversión	174

2.2.11	Evaluación de impacto ambiental inicial	174
	CONCLUSIONES	175
	RECOMENDACIONES	177
	BIBLIOGRAFÍA	179
	ANEXO	181

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa de Champerico	2
2.	Esquema de la superestructura	17
3.	Diagrama de fuerzas para el cálculo de “a”	29
4.	Diagrama de fuerzas para el cálculo de las reacciones en el lugar más crítico	30
5.	Diagrama de corte y momento por carga viva	31
6.	Diagrama de factor de distribución	32
7.	Diagrama de carga viva para cálculo de corte	37
8.	Diagrama de corte	39
9.	Sección transversal de viga	41
10.	Diafragma interno	47
11.	Diafragma externo	49
12.	Dimensiones de la cortina y viga de apoyo	50
13.	Diagrama de presiones en la cortina	51
14.	Diseño de cortina y viga de apoyo	59
15.	Sección de estribo y diagrama de presiones	61
16.	Planta típica del primer y segundo nivel	78
17.	Marco dúctil sección longitudinal	83
18.	Marco dúctil sección transversal	83
19.	Distribución de áreas tributarias en marcos	87
20.	Diagrama de carga muerta y carga viva marco 2, eje X	89
21.	Diagrama de carga muerta y carga viva marco C y D, eje Y	89
22.	Centro de rigidez y centro de masa	98

23.	Fuerza de sismo en marcos eje X	100
24.	Fuerzas de sismo en marcos eje Y	100
25.	Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco 2, eje X	112
26.	Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco 2, eje X	112
27.	Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco 2, eje X	113
28.	Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco 2, eje X	113
29.	Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco C-D, eje Y	114
30.	Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco C-D, eje Y	114
31.	Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco C-D, eje Y	115
32.	Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco C-D, eje Y	115
33.	Diagrama de cuerpo libre del segundo nivel del marco 2, eje X	116
34.	Diagrama de cuerpo libre en los puntos de inflexión abc	116
35.	Diagrama de cuerpo libre en los puntos de inflexión cdef	117
36.	Diagrama de momentos por carga de sismo en vigas marco 2, eje X	118
37.	Diagrama de momentos por carga de sismo en columnas marco 2, eje X	119
38.	Diagrama de momentos por carga de sismo en vigas marco C-D, eje Y	119

39.	Diagrama de momentos por carga de sismo en columnas marco C-D, eje Y	120
40.	Momentos por carga muerta marco 2, eje X	121
41.	Momentos por carga viva marco 2, eje X	121
42.	Momento por carga muerta marco C-D, eje Y	122
43.	Momento por carga viva marco C-D, eje Y	122
44.	Momento por carga sísmica marco 2, eje X	123
45.	Momento por carga sísmica marco C-D, eje Y	123
46.	Envolvente de momentos en vigas marco 2, eje X	125
47.	Envolvente de momentos en columnas marco 2, eje X	125
48.	Envolvente de momentos en vigas marco C-D, eje Y	126
49.	Envolvente de momentos en columnas marco C-D, eje Y	126
50.	Envolvente de corte en vigas marco 2, eje X	128
51.	Envolvente de corte en columnas marco 2, eje X	128
52.	Envolvente de corte en vigas marco C-D, eje Y	129
53.	Envolvente de corte en columnas marco C-D, eje Y	129
54.	Planta de losas primer nivel	131
55.	Caso 8 para el cálculo de momentos en losas	133
56.	Caso 2 para el cálculo de momentos en losas	135
57.	Esquema de balanceo de momentos	136
58.	Diagrama de momentos balanceados de losas de entrepiso	138
59.	Sección transversal de viga	147
60.	Sección longitudinal de viga	149
61.	Sección transversal de columna	162
62.	Detalle longitudinal de columna primer nivel	162
63.	Corte simple en zapatas	166
64.	Corte punzante en zapatas	168
65.	Esquema para el refuerzo a flexión en la zapata	169
66.	Sección de la zapata	171

TABLAS

I	Datos para el diseño del puente	16
II	Momento de volteo	62
III	Momento estabilizante respecto al punto "B"	62
IV	Momento estabilizante por sismo	67
V	Presupuesto del puente vehicular	71
VI	Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones	81
VII	Área de acero (As) y espaciamiento (S) para momentos mayores a 618,37 kg-m	142
VIII	Presupuesto del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios	173

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Descripción
H	Altura
H_{viga}	Altura de la viga
A	Área
As	Área de acero de refuerzo
As_{máx}	Área de acero máximo
As_{mín}	Área de acero mínimo
Ast	Área de acero por temperatura
A_v	Área de la varilla
Az	Área de la zapata
Ag	Área gruesa
b	Base de la viga
P_t	Carga de trabajo
CM	Carga muerta
W_{cm}	Carga muerta distribuida
P	Carga puntual
P_{cr}	Carga puntual crítica
CU	Carga última
CV	Carga viva
Q	Caudal
cm	Centímetro
cm²	Centímetro al cuadrado
cg	Centro de gravedad
CM	Centro de masa

CR	Centro de rigidez
Ψ_p	Coeficiente promedio que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna
Ψ_b	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo inferior
Ψ_a	Coeficiente que mide el grado de empotramiento a la rotación de una columna, en su extremo superior
k'	Coeficiente tomado del diagrama de interacción
V	Corte
Vac	Corte actuante
Vc	Corte en columnas
Vmáx	Corte máximo
Vs	Corte que falta por resistir
Vr	Corte que resiste el concreto
Vu	Corte último
D	Deslizamiento
Ø	Diámetro
\$	Dólar
E	Empuje
Esob	Empuje por sobrecarga
fy	Esfuerzo de fluencia para el acero
Smáx	Espaciamiento máximo
e	Excentricidad
Fcu	Factor de carga última
FD	Factor de distribución
Bd	Factor de flujo plástico del concreto
Φ	Factor de reducción
S	Fuerza de sismo
FH	Fuerza horizontal

FL	Fuerza longitudinal
°	Grados
ha	Hectárea
hr	Hora
I	Inercia
IGN	Instituto Geográfico Nacional
INE	Instituto Nacional de Estadística
kg	Kilogramo
kg-m	Kilogramo metro
psi	Libras por pulgada cuadrada
δ	Magnificador de momentos
>	Mayor que
<	Menor que
m	Metro
m²	Metro cuadrado
m³	Metro cúbico
m³/s	Metro cúbico sobre segundo
ml	Metro lineal
mm	Milímetro
”	Minutos
Es	Módulo de elasticidad del acero
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
M	Momento
MB	Momento balanceado
Mcol	Momento de columnas
MV	Momento de volteo
M_{Asmín}	Momento del área de acero mínimo
ME	Momento estabilizante
M₍₋₎	Momento negativo

M_s	Momento por carga de sismo
M_{cm}	Momento por carga muerta
M_{cv}	Momento por carga viva
M₍₊₎	Momento positivo
Mc_g	Momento respecto del centro de gravedad
M_u	Momento último
d	Peralte
W	Peso
γ_c	Peso específico del concreto
γ_s	Peso específico del suelo
%	Porcentaje
p_{bal}	Porcentaje de acero en la falla balanceada
q	Presión sobre el suelo
plg	Pulgada
plg²	Pulgada cuadrada
rec	Recubrimiento
m	Relación lado corto y lado largo en la losa
f'c	Resistencia última del concreto
K	Rigidez
s	Segundo
'	Segundos
Sob	Sobrecarga
Σ	Sumatoria
Ton	Tonelada
Vs	Valor soporte
q_{adm}	Valor soporte admisible
Var	Varilla

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and transportation Officials (Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transportes).
ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto).
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Altimetría	Parte de la topografía que trata de la medida de las alturas.
Carga axial	Carga aplicada al eje central del elemento estructural.
Carga muerta	Cargas permanentes que soportan los elementos estructurales incluyendo su propio peso.
Carga viva	Cargas aplicadas a los elementos estructurales que no son permanentes. El tipo de carga viva varía según la funcionalidad del elemento estructural.

Columna	Miembro que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de, por lo menos, tres veces su menor dimensión lateral.
Concreto	Mezcla homogénea de cemento, arena, pedrín y agua con una resistencia determinada por la cantidad de agua.
Concreto ciclópeo	Mezcla de concreto y piedra no mayor de 30 cm de diámetro.
Concreto reforzado	Mezcla homogénea de cemento, arena, pedrín, agua y acero corrugado como refuerzo.
Confinamiento	Distancia entre el acero del refuerzo encargado de soportar esfuerzos cortantes o de agrietamiento.
Cuenca	Área de terreno cuyas aguas drenan a un mismo sistema fluvial.
Esfuerzo	Reacciones internas producidas por cargas externas que producen una intensidad de fuerza por unidad de área.
Estribo	Muro que soporta la superestructura de un puente y transmite las cargas al suelo. Acero de refuerzo en forma de L, U o rectangular de una estructura que resiste el esfuerzo cortante y amarra el acero longitudinal de un elemento.

Excentricidad	Distancia entre el centro de masa de una estructura respecto de su centro de rigidez.
Diafragma	Elementos estructurales de la superestructura transversales al tráfico, encargado de rigidizar y estabilizar las vigas principales.
Inercia	Propiedad que tienen los cuerpos de no modificar su estado de reposo o movimiento si no es por la acción de una fuerza externa.
INSIVUMEH	Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.
Marcos espaciales dúctiles	Sistema estructural formado por columnas y vigas de concreto armado para soportar cargas verticales y horizontales.
Módulo de elasticidad	Razón entre la tensión normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión bajo el límite de proporcionalidad del material.
Momento	Magnitud resultante del producto de una fuerza por la distancia respecto a un punto de referencia o eje de rotación.
Neopreno	Elemento aislante de caucho sintético que permite absorber la carga de impacto.

Planimetría	Parte de la topografía que sirve para representar áreas de un terreno en una superficie plana.
SAP	Structural Analysis Program
Subestructura	Elementos estructurales que soportan las cargas de la superestructura y las transmiten al suelo.
Superestructura	Elementos estructurales que soportan la carga viva y muerta de un puente y la transmiten a la subestructura.
Valor soporte	Capacidad de carga del suelo.
Zapata	Elemento estructural que tiene por objeto soportar cargas y momentos para transmitirlos al suelo.

RESUMEN

Este trabajo de graduación contiene dos fases: la fase de investigación y la fase de servicio técnico profesional.

La fase de investigación está conformada por la monografía del municipio de Champerico, la cual contiene datos históricos, topografía del lugar, aspectos climáticos y productivos, educación y población. También una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio.

La fase del servicio técnico profesional contiene el diseño del puente vehicular del caserío Las Brisas y el diseño del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios del municipio de Champerico.

El puente vehicular fue diseñado de concreto armado para una sola vía y con una longitud de 15 metros, para su diseño se tomaron en consideración las normas AASHTO y el ACI 318S-05.

El edificio se diseñó con losas, columnas y vigas de concreto armado utilizando el sistema de marcos espaciales dúctiles, basados en las normas del ACI 318S-05. Los muros que dividen cada uno de los ambientes son de block pómez, independientes de los marcos espaciales.

OBJETIVOS

General

Diseñar el puente vehicular del caserío Las Brisas y el edificio del cuerpo de bomberos voluntarios, municipio de Champerico, departamento de Retalhuleu.

Específicos

1. Realizar una investigación monográfica y un diagnóstico sobre las necesidades en servicios básicos y de infraestructura para el caserío Las Brisas y para la cabecera municipal.
2. Aplicar criterios de diseño, normas, reglamentos y los conocimientos académicos y de campo para el diseño del puente vehicular y el edificio.
3. Realizar planificación y presupuesto de los proyectos diseñados.

INTRODUCCIÓN

El proceso del desarrollo del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S) tiene como finalidad ayudar a solucionar problemas, por medio de los conocimientos académicos y de campo. El primer paso es determinar los proyectos prioritarios, que tienen como objetivo principal el desarrollo de una comunidad y, a la vez, el desarrollo del municipio.

El diagnóstico determinó que las comunidades del municipio de Champerico necesitan inversión en infraestructura para poder llevar a cabo satisfactoriamente otras actividades. Entre las prioridades de la comunidad tenemos el diseño del puente vehicular del caserío Las Brisas y diseño del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios, municipio de Champerico, departamento de Retalhuleu.

El puente vehicular está en el camino de acceso principal al caserío, y está diseñado para una sola vía, debido a que no es un camino principal en el municipio. Se realizó un levantamiento topográfico para la ubicación adecuada del puente y un estudio de suelo para diseñar la cimentación que soportará la superestructura.

El edificio del cuerpo de bomberos está ubicado en la cabecera municipal. El edificio fue diseñado tomando en consideración los criterios para una zona sísmica y el reglamento ACI 318S-05. Además, cubrirá una de las necesidades de la población, que es la de tener una estación de bomberos adecuada.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía de Champerico

1.1.1 Datos históricos

El municipio de Champerico, departamento de Retalhuleu, fue declarado puerto nacional en junio de 1871, siendo presidente de la república el general Miguel García Granados. Hasta el año 1982 fue el principal puerto de exportación, especialmente para la región sur occidental del país. Su nombre se origina de Champer & Co. que era una compañía que se encargaba de la explotación de madera fina en la región a finales del año 1700.

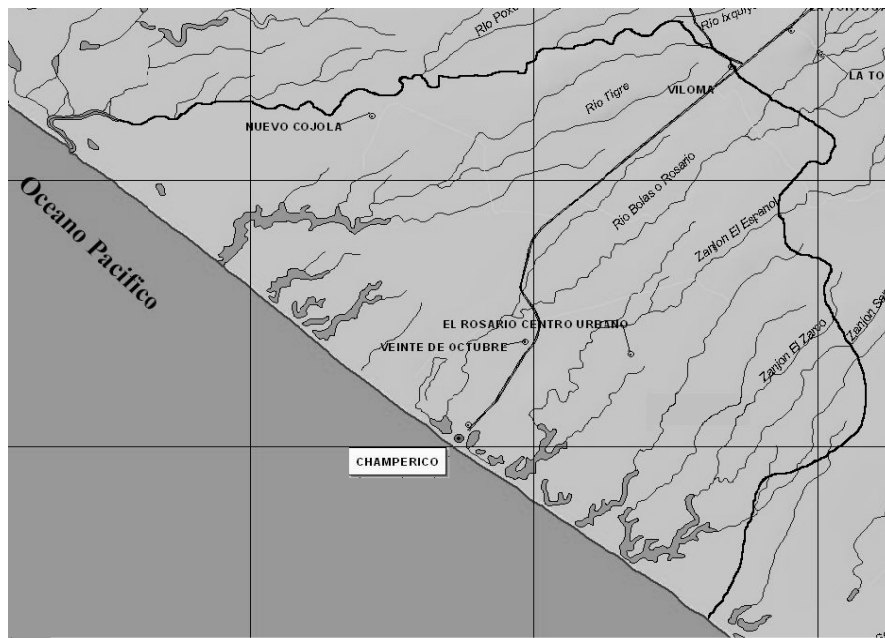
Actualmente tiene la categoría de pueblo y su feria titular se celebra el 6 de agosto en honor a San Salvador del Mundo.

1.1.2 Ubicación geográfica

El municipio de Champerico se sitúa en la parte sur del departamento de Retalhuleu, en la Región VI o Región Sur-Occidental del país, con una extensión territorial de 416 kilómetros cuadrados. Se localiza en la latitud 14°17'35" y en la longitud 91°54'50", del meridiano de Greenwich, contando con una altitud de 4,94 metros sobre el nivel del mar.

Limita al norte y este con el municipio de Retalhuleu; al sur con el océano pacífico; al oeste con el municipio de Retalhuleu.

Figura 1. Mapa de Champerico



Fuente: Ministerio de Agricultura Ganadería y Alimentación (MAGA)

1.1.3 Accesos y comunicaciones

Conforme al diccionario geográfico, el municipio de Champerico dista de la ciudad de Guatemala 224 kilómetros y de la cabecera departamental (Retalhuleu) 36 kilómetros. El acceso a la cabecera municipal de Champerico es a través de la ruta nacional 9 sur. También se cuenta con comunicación vía marítima, ya que a su puerto aún llegan embarcaciones especialmente pesqueras.

1.1.4 Topografía del lugar

En el municipio de Champerico, se puede observar una topografía plana ya que está localizado en la costa del pacífico del país.

1.1.5 Aspectos climáticos

El clima es cálido y tiene definidas dos épocas en el año. El invierno con lluvias, de Junio a Octubre y el verano caluroso, de Noviembre a Mayo. La temperatura media anual oscila entre los 21° y 34° centígrados, con una precipitación media anual de 2 000 a 3 000 milímetros y una humedad relativa de 71%, según la estación meteorológica de Champerico del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH).

1.1.6 Actividades económicas y productivas

La actividad económica principal en la población urbana es la pesca. Las modalidades de pesca son la industrial para exportación, la artesanal realizada en altamar para el consumo local y domiciliar y la de subsistencia llevada a cabo en los esteros y manglares. Las actividades productivas del área rural son la agricultura y la ganadería de bovinos. El turismo es otra de las actividades económicas y productivas desarrolladas en el municipio.

1.1.7 Población

La población del municipio de Champerico asciende a 32 000 habitantes, de los cuales 14 200 corresponden a la población urbana y 17 800 a la población rural. La población masculina del municipio es de 16 270 habitantes y

la población femenina es de 15 730 habitantes. Según estimaciones del INE el 13,5% de la población es indígena.

1.1.8 Actividad agropecuaria y comercial

1.1.8.1 Uso de la tierra

De acuerdo al Ministerio de Agricultura Ganadería y Alimentación (MAGA), los suelos de Champerico están dentro de varios usos:

Clase agrológica II: ocupa un área de 30 815,81 hectáreas que son terrenos para cultivos de maíz, ajonjolí, papaya, sandía, tomate, chile, mango, palma africana, naranja, pasto, hortalizas tropicales.

Clase agrológica V: ocupa un área de 1 842,57 hectáreas que son terrenos con capacidad para uso eminente en agroforestía, que es una técnica de combinar la siembra de cultivos con especies forestales, para incrementar la masa boscosa y por ende la producción agrícola y forestal.

Clase agrológica VIII: ocupa un área de 134,97 hectáreas que es exclusivamente para producción agrícola, forestal o reforestación.

Uso pecuario: uso de fincas para ganado bovino.

Uso forestal y de protección o deforestada.

1.1.8.2 Actividad agropecuaria

El área cultivada corresponde a 15 601,3 hectáreas. Los principales cultivos son el maíz, ajonjolí en su mayoría luego tenemos otros cultivos como la papaya, sandía, tomate, chile mango, plátano, limón, palma africana, naranja, hortalizas tropicales.

La ganadería de bovinos es una importante actividad comercial del municipio. Se calcula un aproximado de 30 000 cabezas de ganado bovino distribuidas en sus distintas fincas ganaderas.

1.1.8.3 Comercio

La cabecera municipal cuenta con un mercado municipal que atiende a la mayoría de la población del municipio, abierto todos los días de la semana. También cuenta con distintos comercios como lo son comedores, restaurantes, ferretería, tiendas y almacenes en general. En cuanto a servicios de hotelería, el municipio cuenta con 7 hoteles. En la orilla de la playa se cuenta con restaurantes que brindan servicio tanto a locales como a visitantes.

1.1.9 Educación

La cobertura en educación es del 48,1% para el nivel pre-primario, 99,5% para el nivel primario, 21% para el nivel básico y 5,5% para el nivel diversificado. La población analfabeta es del 34,5%.

1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Champerico, departamento de Retalhuleu

1.2.1 Descripción y priorización de las necesidades

La priorización de los proyectos se requiere de la identificación de las necesidades y problemáticas de la comunidad, para lo cual se le presentan soluciones.

Los proyectos priorizados son:

Diseño del puente vehicular del caserío Las Brisas: el puente actual no cuenta con las dimensiones adecuadas provocando ineficiencia de la estructura; en la época de invierno el puente se inunda completamente debido a las crecidas del río provocando incomunicación de la comunidad hacia la cabecera municipal; debido a la antigüedad y al no darle mantenimiento el puente presenta daños en su estructura y se corre el riesgo de que colapse y con el diseño del nuevo puente se presenta una solución a la problemática planteada.

Diseño del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios: se cuenta con una estación de bomberos voluntarios, la cual muestra deficiencias, se hace necesario realizar un diseño para proporcionarle al municipio una estación adecuada y en óptimas condiciones para cubrir las necesidades de la población.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del puente vehicular del caserío Las Brisas

2.1.1 Descripción del proyecto

Se diseñará un puente vehicular con una luz entre apoyos de 15 metros, el mismo servirá de acceso al caserío Las Brisas, será de una sola vía con un ancho útil de 3,05 metros; tomando en cuenta el ancho de las aceras peatonales y los postes de los barandales tenemos un ancho total de 4,65 metros, la cual soportará una carga viva AASHTO HS-15.

La superestructura estará compuesta de dos vigas de concreto armado simplemente apoyadas, losa de rodadura de concreto armado y aceras peatonales con sus respectivos barandales.

La subestructura estará compuesta de estribos y aletones de concreto ciclópeo, vigas de apoyo y cortinas de concreto armado.

2.1.2 Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de viga y losa

Algunos criterios los cuales se definen a continuación:

- Recubrimientos: AASHTO 8.22. medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cm para cimientos y muros, 5 cm para losas arriba y 2,5 cm abajo, 5 cm para columnas y vigas.
- Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra a la luz/20.
- Traslapes: AASHTO 8.25. DGC 509.080. Se calculan con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal modo que desarrolle un 125% del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2., evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea. Deberán colocarse alternos, a cada 60 cm.
- Ganchos: AASHTO 8.23.2.2. Los dobleces deben ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

- Se deben seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5. de AASHTO.

Para la superestructura se debe tomar en cuenta que:

- La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
- Se debe colocar una capa de asfalto de 5 cm de espesor para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
- Todos los elementos de acero estructural no embebidos en el concreto del puente, deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosivas de diferente color, exceptuando los pernos, que deberán dejarse correctamente engrasados.

Para la subestructura se debe tomar en cuenta que:

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelo y a la profundidad definida por el ingeniero de suelos para cada caso.
- Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.

- No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.
- Deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

2.1.3 Estudios preliminares

Es una serie de investigaciones de tipo de inspección visual y físicas, estas se hacen haciendo una visita de campo al lugar la cual nos servirá para la recopilación de datos acerca del lugar donde se hará el proyecto.

En la inspección visual nos servirá para observar el entorno respecto al lugar donde se hará la obra y conocer las condiciones en las que se encuentra el lugar o a las que será expuesta, también la orientación hacia el norte, en el caso de un puente es importante o conveniente abocarse a la persona más antigua del lugar para saber que ha acontecido en ese lugar, como la cuenca del río donde se colocará el puente, cuál fue el mayor nivel que alcanzo el río y en que periodicidad ocurre y mucho mejor si se cuenta con fechas exactas de estos acontecimientos.

Otro paso importante es la recopilación de datos físicos ya que estos nos da el punto de partida para el diseño del puente estos se obtienen con la extracción de material de suelo del lugar para examinarlo, esto con el fin de saber las características y propiedades del suelo. Ya que en el serán sentadas las bases de la obra.

2.1.4 Levantamiento topográfico

En el levantamiento topográfico se realiza para determinar la altimetría, planimetría y la ubicación del puente sobre el río.

Métodos usados:

- Planimetría, utilizando el método de conservación de azimut
- Altimetría, utilizando el método taquimétrico

Equipo utilizado:

- Teodolito
- Estadal
- Cinta métrica
- Brújula

2.1.5 Estudio de suelos

Para el estudio se realizó un pozo a cielo abierto para obtener una muestra inalterada del suelo de 1 pie cubico a la cual se le realizan pruebas de laboratorio para saber sus características físicas y mecánicas. La prueba que se lleva a cabo en el laboratorio es el ensayo de compresión triaxial. El tipo de ensayo es el no consolidado y no drenado.

2.1.5.1 Cálculo del valor soporte

El método utilizado para el cálculo del valor soporte es el del Dr. Karl Terzaghi que ha demostrado ser lo suficientemente aproximado para todos los casos en el campo de su aplicación.

Datos obtenidos del ensayo de compresión triaxial:

Descripción del suelo:	Arena limosa color café claro
Ángulo de fricción interna (Φ):	19,70°
Cohesión (C_u):	1,80 T/m ³
Peso específico (γ_s):	1,25 T/m ³
Base (B):	2,50 m
Desplante (D_f):	2,00 m
Factor de seguridad (FS):	3

Factores de capacidad de carga de Terzaghi. Ver anexo.

Factor de flujo de carga: $N_q = 7,22$

Factor de flujo de carga última: $N_c = 17,35$

Factor de flujo de γ : $N_\gamma = 3,25$

Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0,2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$d_c = 1 + 0,2 \left(\frac{2,00 \text{ m}}{2,50 \text{ m}} \right) \tan \left(45 + \frac{19,70}{2} \right)$$

$$d_c = 1,23$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \left(\frac{2,00 \text{ m}}{2,50 \text{ m}} \right) \tan \left(45 + \frac{19,70}{2} \right)$$

$$d_q = d_\gamma = 1,11$$

Factores de forma

$$S_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$S_c = 1 + 0,2 \left(\frac{2,50 \text{ m}}{1,00 \text{ m}} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{19,70}{2} \right)$$

$$S_c = 2,00$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \left(\frac{2,50 \text{ m}}{1,00 \text{ m}} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{19,70}{2} \right)$$

$$S_q = S_\gamma = 1,50$$

Factores de inclinación

$i_c, i_q, i_\gamma = 0$; se desprecian los factores de inclinación porque no tenemos cargas externas.

Presión del suelo

$$q_o = \gamma_s h$$

$$q_o = \left(1,25 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \right) (2,00 \text{ m})$$

$$q_o = 2,5 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

Valor soporte

$$q_{adm} = \frac{q_h}{FS} + q_o$$

$$q_h = CN_c d_c S_c i_c + q_o N_q d_q S_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma S_\gamma i_\gamma$$

$$CN_c d_c S_c i_c = \left(1,80 \frac{T}{m^2}\right) (17,35)(1,23)(2,00) = 76,82 \frac{T}{m^2}$$

$$q_o N_q d_q S_q i_q = \left(2,5 \frac{T}{m^2}\right) (7,22)(1,11)(1,50) = 30,05 \frac{T}{m^2}$$

$$\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma S_\gamma i_\gamma = \frac{1}{2} \left(1,25 \frac{T}{m^3}\right) (2,50 \text{ m})(3,25)(1,11)(1,50) = 8,45 \frac{T}{m^2}$$

$$q_h = (76,82 + 30,05 + 8,45) \frac{T}{m^2}$$

$$q_h = 115,32 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{adm} = \frac{115,32 \frac{T}{m^2}}{3} + 2,5 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{adm} = 40,94 \frac{T}{m^2}$$

El valor soporte es de 40,94 T/m².

2.1.6 Estudio hidrológico

Uno de los datos importantes para el diseño de un puente es el de los caudales máximos que nos servirán para determinar la geometría del puente.

La crecida máxima del río se puede determinar a través de una inspección visual del lugar o con la información proporcionada por las personas que habitan cerca del lugar.

2.1.6.1 Método racional

Los datos proporcionados de la intensidad de lluvia son de la estación meteorológica del INSIVUMEH ubicada en la cabecera municipal de Champerico. El área de la cuenca se obtuvo utilizando un mapa cuya escala es 1:50 000 del IGN.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q = caudal en m³/s

C = coeficiente de escorrentía, 0,09 para un área boscosa

I = intensidad de lluvia en mm/hr

A = área de la cuenca en ha.

$$Q = \frac{(0,09)(140)(3\ 887)}{360}$$

$$Q = 136,045 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con el caudal máximo se determina la altura y longitud del puente.

2.1.7 Diseño de la superestructura

La superestructura esta compuesta por vigas, diafragmas, losa, acera y barandales, los cuales transmitirán las cargas a la infraestructura.

Tabla I. Datos para el diseño del puente

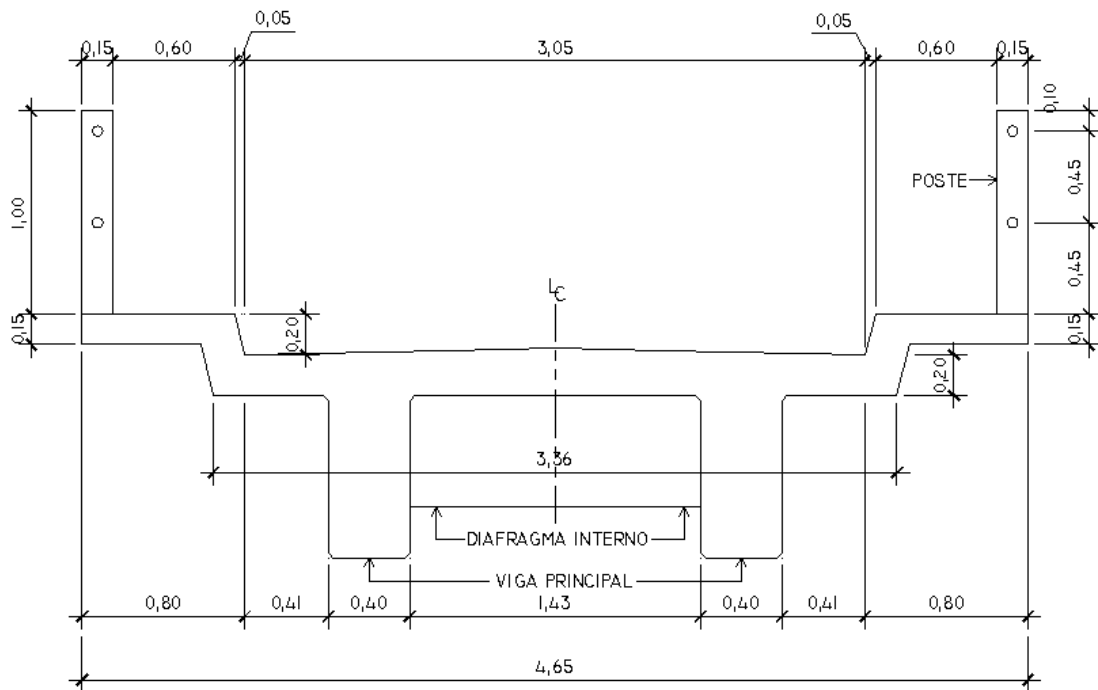
DESCRIPCIÓN	CANTIDADES
Luz total	15,00 m
Ancho de rodadura	3,05 m
Ancho de guardarruedas	0,05 m
Ancho libre de andén	0,60 m
Dimensión de postes de barandal	0,15 m x 0,20 m
Alto de postes	1,00 m
Sobrecarga	HS-15
Peso del concreto ciclópeo	2 700 kg/m ³
Peso del concreto armado	2 400 kg/m ³
Peso específico del suelo	1 250 kg/m ³
Capacidad Soporte de diseño	40 940 kg/m ²
Profundidad de cimentación desde la rasante	7,00 m
f'c (4 000 psi)	280 kg/cm ²
fy (40 000 psi)	2 810 kg/cm ²

2.1.7.1 Diseño de la losa

El análisis de diseño de una losa depende del tipo de sección que tenga el puente y de la manera que estará colocado el refuerzo principal, ya sea en forma transversal o longitudinal.

En este caso, se tiene un puente de tipo viga y losa y el refuerzo principal se colocará transversal a la dirección del tránsito, por lo cual la luz de la losa será de forma continua, ya que cuenta con dos vigas de apoyo.

Figura 2. Esquema de la superestructura



Cálculo del espesor de la losa

Según especificación de la norma AASHTO 8.9.2 para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito se recomienda:

$$t = 1,2 \left(\frac{S + 3,05}{30} \right) \geq 0,174 \text{ m}$$

Donde:

t = Espesor de la losa en metros

S = Distancia libre entre vigas en metros

$$t = 1,2 \left(\frac{1,43 \text{ m} + 3,05}{30} \right) = 0,179 \text{ m} \approx 0,20 \text{ m}$$

Se usará un espesor de losa de 20 cm.

2.1.7.2 Cálculo de momentos

2.1.7.2.1 Momento por carga muerta

Para el cálculo del momento por carga muerta se debe de realizar la integración de cargas con una franja unitaria de 1,00 metro.

$$W_{cm} = W_{losa} + W_{asfalto} + W_{barandal}$$

$$W_{losa} = (2\,400 \text{ kg/m}^3)(0,20 \text{ m})(1,00 \text{ m}) = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{asfalto} = (2\,100 \text{ kg/m}^3)(0,05 \text{ m})(1,00 \text{ m}) = 105 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandal} = 40 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 480 \text{ kg/m} + 105 \text{ kg/m} + 40 \text{ kg/m}$$

$$W_{cm} = 625 \text{ kg/m}$$

Según especificaciones de la norma AASHTO 3.24.31

$$M_{cm} = \frac{W_{cm}L^2}{10}$$

Donde:

M_{cm} = momento por carga muerta

W_{cm} = carga muerta distribuida

L = longitud entre el eje central de las vigas

$$M_{cm} = \frac{(625 \text{ kg/m})(1,83 \text{ m})^2}{10}$$

$$M_{cm} = 209,31 \text{ kg-m}$$

En el voladizo

$$M_{cm} = \frac{W_{cm}L^2}{2}$$

$$M_{cm} = \frac{(625 \text{ kg/m})(1,26 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{cm} = 496,125 \text{ kg-m}$$

Para el cálculo se toma el momento mayor que es de 496,125 kg-m.

2.1.7.2.2 Momento por carga viva

Según especificaciones de la norma AASHTO 3.24.3.1

$$M_{cv} = \left[\frac{0,8(S + 2)}{32} \right] P$$

Donde:

M_{cv} = momento por carga viva

S = luz libre entre vigas en pies

P = peso del eje mas pesado en lb

Para este cálculo usaremos como eje mas pesado $P = 12\ 000$ lb.

$$M_{cv} = \left[\frac{0,8(4,69' + 2)}{32} \right] (12\ 000\ \text{lb})$$

$$M_{cv} = 2\ 007\ \text{lb-pie}$$

$$M_{cv} = 278,13\ \text{kg-m}$$

2.1.7.2.3 Momento por carga de impacto

La carga de impacto es un incremento en el momento producido por la carga viva la cual tiene que ser menor o igual al 30%, según AASTHO 3.8.2.1

$$I = \frac{15,24}{S + 38} \leq 0,30$$

Donde:

I = Fracción de impacto

S = Longitud entre vigas en metros

$$I = \frac{15,24}{1,43 + 38} = 0,38$$

Como la fracción de impacto es mayor a 0,30, se usara 0,30.

$$M_{\text{impacto}} = 0,30M_{cv}$$

$$M_{\text{impacto}} = (0,30)(278,13 \text{ kg-m})$$

$$M_{\text{impacto}} = 83,44 \text{ kg-m}$$

2.1.7.2.4 Momento último

En la integración de los momentos producidos por las distintas cargas que a su vez provocan fuerza que afectan la estructura, las normas AASHTO lo simplifican con la siguiente ecuación.

$$M_u = 1,3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} + M_{\text{impacto}}) \right]$$

$$M_u = 1,3 \left[496,125 \text{ kg-m} + \frac{5}{3} (278,13 \text{ kg-m} + 83,44 \text{ kg-m}) \right]$$

$$M_u = 1\,428,36 \text{ kg-m}$$

2.1.7.3 Cálculo del refuerzo

2.1.7.3.1 Refuerzo transversal cama inferior

El refuerzo principal se coloca perpendicular a la dirección del tráfico.

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825f'_c}} \right] \left[\frac{0,85f'_c}{f_y} \right]$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2

M_u = momento último en kg-m

b = base de 100 cm

f'_c = resistencia a la compresión del concreto kg/cm^2

f_y = fluencia del acero kg/cm^2

d = peralte efectivo en cm

$$d = t - \text{rec} - \frac{\phi_{\text{var}}}{2}$$

ϕ_{var} = diámetro de la varilla, se usará varilla No. 4.

$$d = 20 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - \frac{1,27 \text{ cm}}{2}$$

$$d = 16,865 \text{ cm}$$

$$As = \left[100 * 16,865 - \sqrt{(100 * 16,865)^2 - \frac{1\,428,36 \text{ kg} - m * 100}{0,003825 * 280}} \right] \left[\frac{0,85 * 280}{2\,810} \right]$$

$$As = 3,39 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima según ACI 318S-05 sección 10.5.1

$$As_{\min} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$As_{\min} = \frac{14,1}{2\,810 \text{ kg/cm}^2} (100 \text{ cm})(16,865 \text{ cm})$$

$$As_{\min} = 8,46 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima zona sísmica

$$\rho_{\text{bal}} = \left(\frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6\,090}{6\,090 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{bal}} = \left(\frac{0,85 * 0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2}{2\,810 \text{ kg/cm}^2} \right) \left(\frac{6\,090}{6\,090 + 2\,810 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0,049$$

$$As_{\text{máx}} = 0,5\rho_{\text{bal}}bd$$

$$As_{\text{máx}} = (0,5)(0,049)(100 \text{ cm})(16,865 \text{ cm})$$

$$As_{\text{máx}} = 41,98 \text{ cm}^2$$

Chequear $As_{\min} < As < As_{\text{máx}}$; como As es menor a As_{\min} entonces se usará As_{\min} .

Espaciamiento

El espaciamiento máximo es de $2t$.

$$2t = (2)(20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Usando varillas No. 4 con un área de $1,27 \text{ cm}^2$

$$\begin{array}{l} 8,46 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm} \\ 1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} X \end{array}$$

$$X = 15,01 \text{ cm}$$

Usar varillas No. 4 @ 0,15 m en la cama inferior.

2.1.7.3.2 Refuerzo transversal cama superior

Se calcula el acero por temperatura según la norma AASHTO 8.20.1 y ACI 318S-05 sección 7.12.2.1

$$A_{st} = 0,002bt$$

Donde:

b = base en cm

t = espesor de la losa en cm

$$A_{st} = (0,002)(100 \text{ cm})(20 \text{ cm})$$

$$A_{st} = 4 \text{ cm}^2$$

Cálculo del Espaciamiento

Usando varillas No. 4 con un área de 1,27 cm²

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

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 31,75 \text{ cm}$$

Usar varillas No. 4 @ 0,30 m en la cama superior.

2.1.7.3.3 Refuerzo longitudinal cama superior y cama inferior

El refuerzo longitudinal es un porcentaje del refuerzo principal o transversal. Según la norma ASSHTO 3.24.10.2 se utiliza la siguiente ecuación:

$$\% \text{ Repartición} = \frac{1,21}{\sqrt{L}} (100) \leq 67\%$$

Donde:

L = luz a ejes de vigas en metros

$$\% \text{ Repartición} = \frac{1,21}{\sqrt{1,83 \text{ m}}} (100)$$

$$\% \text{ Repartición} = 89,44\%$$

Como el porcentaje es mayor a 67% entonces se utilizara 67%.

$$A_s = (0,67)(8,46 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 5,67 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento

Usando varilla No. 4 con un área de $1,27 \text{ cm}^2$

$$5,67 \text{ cm}^2 \text{-----} 100 \text{ cm}$$

$$1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 22,39 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 4 @ 0,20 m en la cama superior y en la cama inferior.

2.1.7.4 Diseño de vigas

La cantidad de vigas dependerá del ancho y las cargas que actúan en el puente. El puente será de una sola vía por lo tanto se usaran dos vigas en el sentido longitudinal.

Para determinar las dimensiones de la viga se tomaron en consideración los siguientes parámetros para la altura (H) como la base (b).

$$H = L/16$$

Donde:

H = altura de la viga

L = longitud del puente

$$H = 15 \text{ m}/16$$

$$H = 0,94 \text{ m}$$

Se usará una altura de 1,00 m.

$$b = H/3,5 \quad \text{ó} \quad b = 2H/5$$

Donde:

b = base del puente

H = altura del puente

$$b = (1,00 \text{ m})/3,5$$

$$b = 0,28 \text{ m}$$

$$b = (2)(1,00 \text{ m})/5$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$

Se usara una base de 0,40 m.

2.1.7.5 Cálculo de momentos

2.1.7.5.1 Integración de carga muerta

$$W_{\text{losa}} = (2\,400 \text{ kg/m}^3)(0,20 \text{ m})(4,65 \text{ m}/2) = 1\,116 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = (2\,100 \text{ kg/m}^3)(0,05 \text{ m})(4,65 \text{ m}/2) = 244,13 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = (2\,400 \text{ kg/m}^3)(0,40 \text{ m})(1,00 \text{ m}) = 960 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{cm}} = W_{\text{losa}} + W_{\text{asfalto}} + W_{\text{viga}}$$

$$W_{\text{cm}} = 2\,320,13 \text{ kg/m}$$

$$P'_{\text{diafragma interno}} = (2\,400 \text{ kg/m}^3)(0,30 \text{ m})(0,75 \text{ m})(1,43 \text{ m}) = 772,20 \text{ kg}$$

$$P'_{\text{diafragma externo}} = (2\,400 \text{ kg/m}^3)(0,30 \text{ m})(0,50 \text{ m})(1,43 \text{ m}) = 514,80 \text{ kg}$$

2.1.7.5.2 Cálculo de momento por carga muerta

$$M_{\text{máx}} = \frac{W_{\text{cm}}L^2}{8} + \frac{P'L}{3}$$

Donde:

$M_{\text{máx}}$ = momento por carga muerta máximo

P' = peso del diafragma interno

L = longitud del puente en metros

$$M_{\text{máx}} = \frac{(2\,320,13)(15)^2}{8} + \frac{(772,20)(15)}{3}$$

$$M_{\text{máx}} = 69\,114,66 \text{ kg-m}$$

2.1.7.5.3 Cálculo de momento por carga viva

El análisis de la carga viva comprende estos diferentes tipos de cargas:

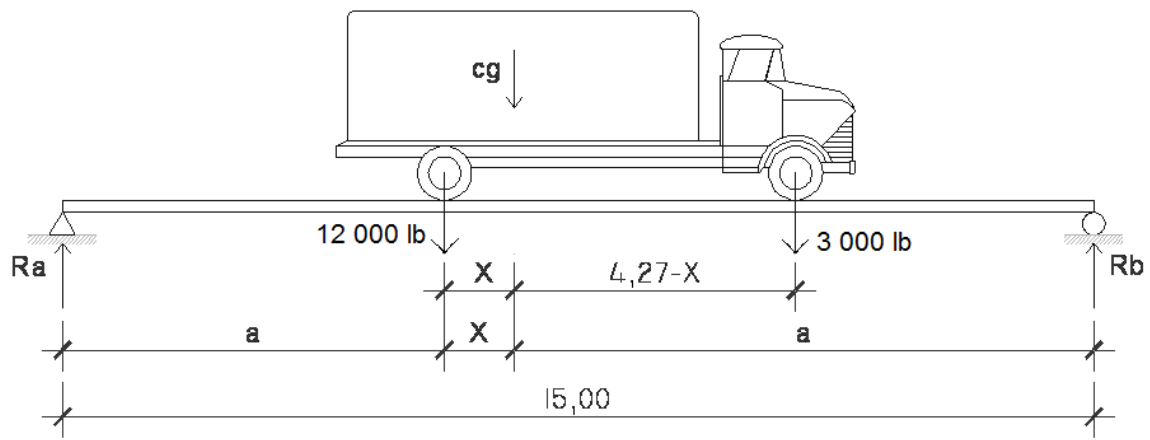
- a. Carga de camión
- b. Carga de pista.

Para superestructuras simplemente apoyadas de luces iguales o menores de 25 metros, la carga que produce mayores efectos es la carga de camión y no la carga de pista, por lo que para este estudio no fue tomada en cuenta.

De acuerdo a la norma AASHTO, para propósitos de este proyecto se utilizó un camión HS-15 para el cálculo del momento de la carga viva. Esta situación se da cuando el camión se encuentra en el lugar crítico, que provoca el máximo momento en las vigas. Este lugar crítico ocurre cuando la mayor

carga del camión o sea el eje más pesado se encuentra a una distancia “a” de un apoyo, y la misma distancia será del centro de gravedad del camión al otro apoyo.

Figura 3. Diagrama de fuerzas para el calculo de “a”



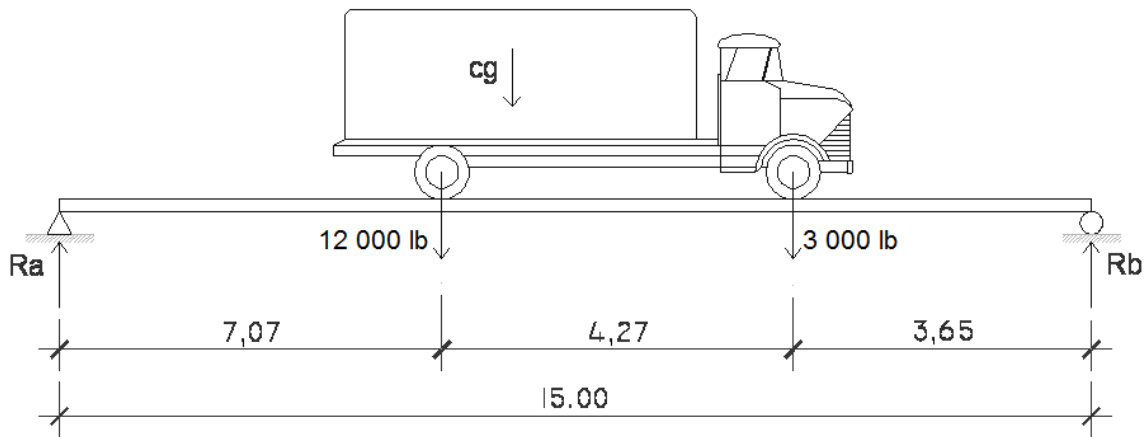
Para poder encontrar los valores de “a” y “X”, se hace sumatoria de momentos en cg.

$$\begin{aligned}
 & \curvearrowright + \Sigma M_{cg} = 0 \\
 & (3\,000\text{ lb})(4,27 - X) - (12\,000\text{ lb})(X) = 0 \\
 & X = 12\,810\text{ lb}\cdot\text{m} / 15\,000\text{ lb} \\
 & X = 0,854\text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= (15\text{ m} - 0,854\text{ m}) / 2 \\
 a &= 7,073\text{ m}
 \end{aligned}$$

Conociendo el valor “a” podemos conocer las reacciones que ejercen las fuerzas a la viga, como las reacciones Ra y Rb haciendo sumatoria de fuerzas en uno de los puntos de los lados. Para este caso haremos sumatorias de fuerzas respecto a Ra.

Figura 4. Diagrama de fuerzas para el cálculo de las reacciones en el lugar más crítico



$$\curvearrowright + \Sigma MR_b = 0$$

$$(15 \text{ m})(R_a) + (a+X)(12\,000 \text{ lb}) - [a-(4,27-X)](3\,000 \text{ lb}) = 0$$

$$R_a = (7,92 \text{ m} \cdot 12\,000 \text{ lb} + 3,65 \text{ m} \cdot 3\,000 \text{ lb}) / 15 \text{ m}$$

$$R_a = 7\,066 \text{ lb}$$

$$R_a = 3\,211,82 \text{ kg}$$

$$\uparrow + \Sigma F_y = 0$$

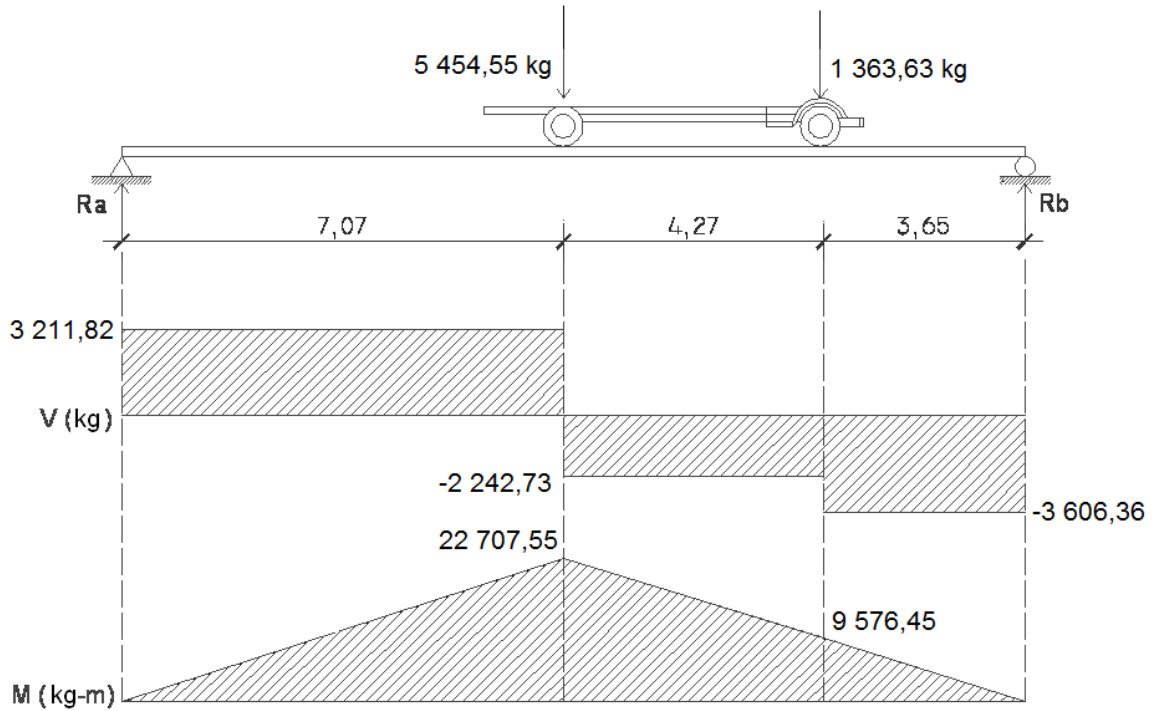
$$R_a + R_b = 15\,000 \text{ lb}$$

$$R_b = 15\,000 \text{ lb} - 7\,066 \text{ lb}$$

$$R_b = 7\,934 \text{ lb}$$

$$R_b = 3\,606,36 \text{ kg}$$

Figura 5. Diagrama de corte y momento por carga viva



El momento por carga viva = $22\,707,55\text{ kg-m}$

2.1.7.5.4 Factor de impacto

Según especificaciones de la norma AASHTO 3.8.2.1, esta dado por la siguiente ecuación:

$$I = \frac{15,24}{L + 38} \leq 0,30$$

Donde:

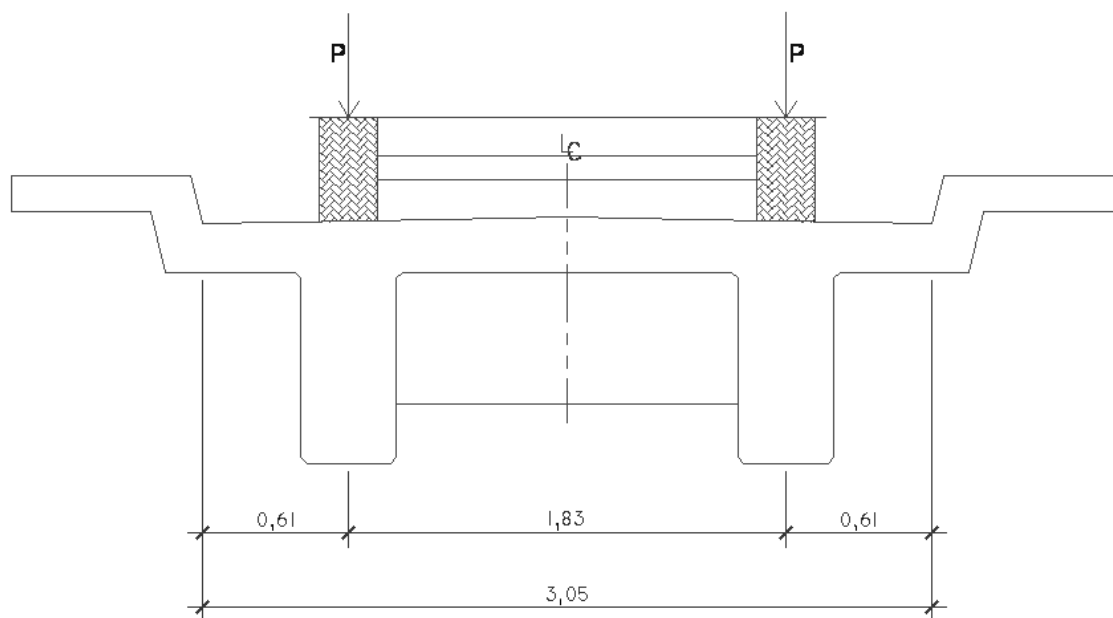
L = longitud del puente en metros

$$I = \frac{15,24}{15 + 38} = 0,287$$

2.1.7.5.5 Factor de distribución

El factor de distribución es lo que resulta al hacer sumatoria de momentos entre las fuerzas del vehículo y las reacciones de la viga.

Figura 6. Diagrama de factor de distribución



De la tabla AASHTO 3.23.1

$$FD = S/6,5 \quad \text{si } S < 6 \text{ pies}$$

$$FD = 4,69 \text{ pies}/6,5$$

$$FD = 0,72$$

2.1.7.5.6 Momento último

Según especificaciones de la norma AASHTO 3.22.1 esta dado por la siguiente ecuación:

$$M_u = 1,3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{CV} * FD * I) \right]$$

$$M_u = 1,3 \left[69\,114,66 \text{ kg} - \text{m} + \frac{5}{3} (22\,707,55 \text{ kg} - \text{m} * 0,72 * 1,287) \right]$$

$$M_u = 135\,439,46 \text{ kg-m}$$

2.1.7.6 Cálculo del refuerzo

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825f'_c}} \right] \left[\frac{0,85f'_c}{f_y} \right]$$

Donde:

M_u = momento último en kg-m

b = base en cm

d = peralte efectivo en cm

f'_c = resistencia a la compresión del concreto kg/cm^2

f_y = fluencia del acero kg/cm^2

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi_{\text{var}}}{2}$$

Se usara varilla No. 8

$$d = 100 - 5 - \frac{2,54}{2}$$

$$d = 93,73 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[40 * 93,73 - \sqrt{(40 * 93,73)^2 - \frac{135\,439,46 \text{ kg} - \text{m} * 40}{0,003825 * 280}} \right] \left[\frac{0,85 * 280}{2\,810} \right]$$

$$A_s = 63,48 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima según ACI 318S-05 sección 10.5.1

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2\,810} (40)(93,73)$$

$$A_{s_{\min}} = 18,81 \text{ cm}^2$$

Área de acero máxima en zona sísmica

$$\rho_{\text{bal}} = \left(\frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6\,090}{6\,090 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{bal}} = \left(\frac{0,85 * 0,85 * 280}{2\,810} \right) \left(\frac{6\,090}{6\,090 + 2\,810} \right)$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0,049$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,5\rho_{\text{bal}}bd$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = (0,5)(0,049)(40 \text{ cm})(93,73 \text{ cm})$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 93,33 \text{ cm}^2$$

Chequear $A_{s_{\text{mín}}} < A_s < A_{s_{\text{máx}}}$; como A_s es mayor a A_s mínimo se usara A_s .

2.1.7.6.1 Refuerzo cama superior a compresión

El área de acero corrida en la cama superior es el 33% del área de acero requerida, generada por el momento último.

$$A_s = 33\% A_s \text{ requerida}$$

$$A_s = (0,33)(63,48 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 20,95 \text{ cm}^2$$

Usar 4 No. 8 + 2 No. 6 corridos = 25,96 cm².

2.1.7.6.2 Refuerzo cama inferior a tensión

El área de acero corrida en la cama inferior es el 50% del área de acero requerida, generada por el momento último.

$$A_s = 50\% A_s \text{ requerida}$$

$$A_s = (0,5)(63,48 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 31,74 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ No.8} + 2 \text{ No.7} = 38,16 \text{ cm}^2$$

Usar 6 No. 8 + 2 No. 7 corridas.

$$63,48 \text{ cm}^2 - 38,16 \text{ cm}^2 = 25,32 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ No. } 8 = 30,40 \text{ cm}^2$$

Usar 6 No. 8 como bastones.

2.1.7.6.3 Refuerzo adicional

Se recomienda acero adicional mínimo de 0,25 plg² por cada pie de altura ó 5,29 cm² por cada metro de altura de la viga.

Usar 6 No. 5 de acero adicional para evitar el agrietamiento en la viga que hace un área de 11,87 cm².

2.1.7.7 Diseño a corte

2.1.7.7.1 Cálculo de corte máximo por carga muerta

$$V_{\text{máx}} = \frac{W_{\text{cm}}L}{2} + P'i + P'e$$

Donde:

$V_{\text{máx}}$ = corte máximo por carga muerta en kg

W_{cm} = carga muerta distribuida en kg/m

$P'i$ = peso del diafragma interno en kg

$P'e$ = peso del diafragma externo en kg

L = longitud de la viga en metros

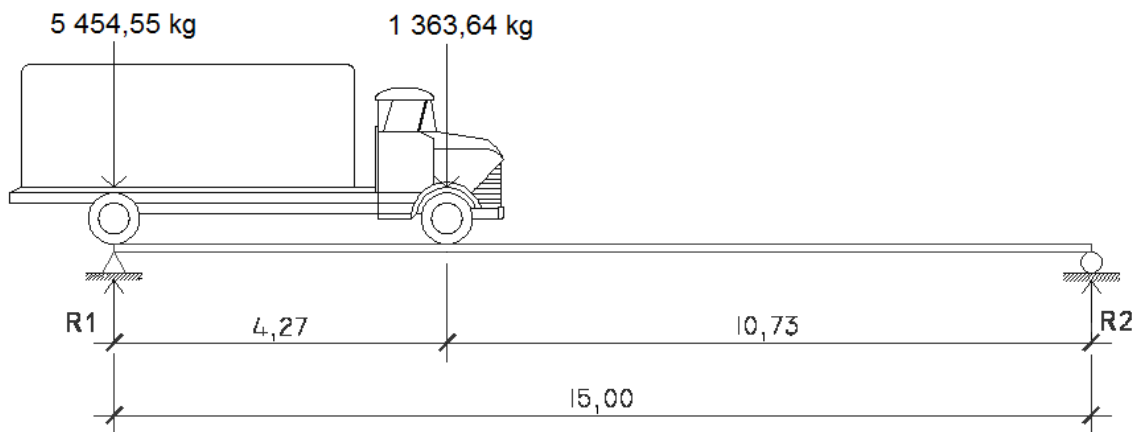
$$V_{\text{máx}} = \frac{(2\,320,13)(15)}{2} + 772,20 + 514,80$$

$$V_{\text{máx}} = 18\,687,98 \text{ kg}$$

2.1.7.7.2 Cálculo de corte máximo por carga viva

El esfuerzo por sobrecarga se calcula por medio de la reacción que la estructura tiene cuando el camión está ingresando al puente.

Figura 7. Diagrama de carga viva para cálculo de corte



$$\sum M_{R2} = 0$$

$$(15\text{m})(R1) - (5\,454,55 \text{ kg})(15\text{m}) - (1\,363,64 \text{ kg})(10,73\text{m}) = 0$$

$$R1 = 6\,429,99 \text{ kg}$$

Por sumatoria de fuerzas verticales encontramos la reacción R2

$$R2 = 388,19 \text{ kg}$$

2.1.7.7.3 Cálculo de corte último

Según especificaciones de la norma AASHTO 3.22.1 el corte último esta dado por la siguiente ecuación:

$$V_u = 1,3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * FD * l) \right]$$

$$V_u = 1,3 \left[18\,687,98 \text{ kg} + \frac{5}{3} (6\,429,99 \text{ kg} * 0,72 * 1,287) \right]$$

$$V_u = 37\,203,99 \text{ kg}$$

2.1.7.8 Cálculo del refuerzo para el corte

Según el ACI 318S-05 sección 11.3.1.1 el corte resistente esta dado por la ecuación:

$$V_r = \phi 0,53 (\sqrt{f'_c}) b d$$

Donde

V_r = corte resistente en kg

$\Phi = 0,75$ según ACI 318S-05 sección 9.3.2.3

f'_c = resistencia a la compresión del concreto en kg/cm²

b = base en cm

d = peralte en cm

$$V_r = (0,75)(0,53)(\sqrt{280})(40)(93,73)$$

$$V_r = 24\,937,61 \text{ kg}$$

$V_r < V_u$ entonces reforzar a corte.

Corte que falta por resistir (V_s)

$$V_s = V_u - V_r$$

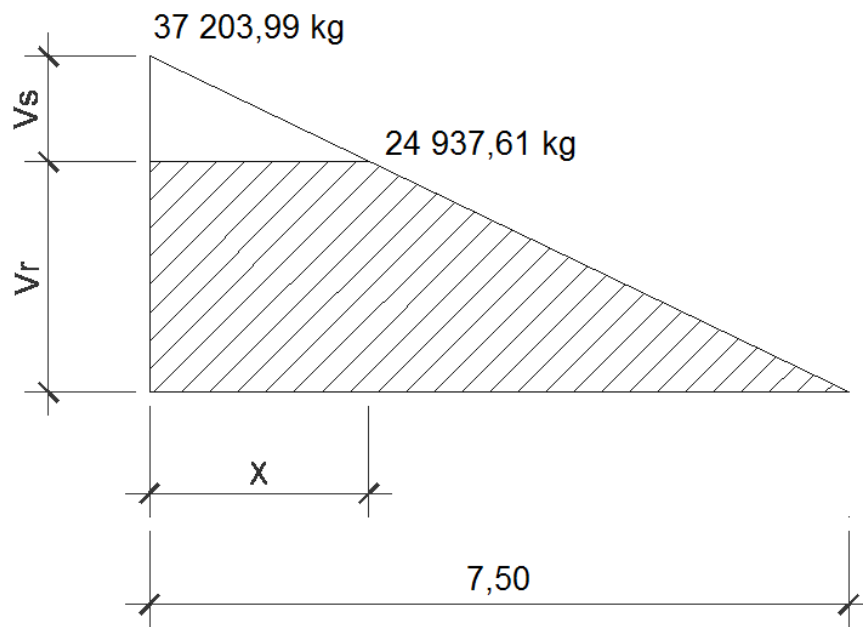
$$V_s = 37\,203,99 \text{ kg} - 24\,937,61 \text{ kg}$$

$$V_s = 12\,266,38 \text{ kg}$$

El cortante V_s lo resistirá el acero.

Teniendo el resultado del corte último y el corte para el refuerzo se prosigue a calcular la distancia que requiere dicho refuerzo.

Figura 8. Diagrama de corte



$$\frac{7,5 \text{ m}}{37\,203,99 \text{ kg}} = \frac{X}{12\,266,38 \text{ kg}}$$

$$X = 2,47 \text{ m}$$

Cálculo del espaciamiento máximo

$$\frac{d}{2} \leq 30 \text{ cm}$$

$$93,73 \text{ cm}/2 = 46,86 \text{ cm}$$

Se usará estribos No. 4 @ 0,30 m.

Espaciamiento requerido en la zona $X=2,47$ m, que es la zona donde actúa el corte que falta por resistir.

$$S = \frac{2A_v f_y d}{V_s}$$

Donde:

S = espaciamiento en cm

A_v = área de la varilla en cm^2

f_y = fluencia del acero kg/cm^2

d = peralte efectivo en cm

V_s = corte en la zona del análisis

$$S = \frac{(2)(1,27)(2\ 810)(93,73)}{12\ 266,38}$$

$$S = 54,69 \text{ cm}$$

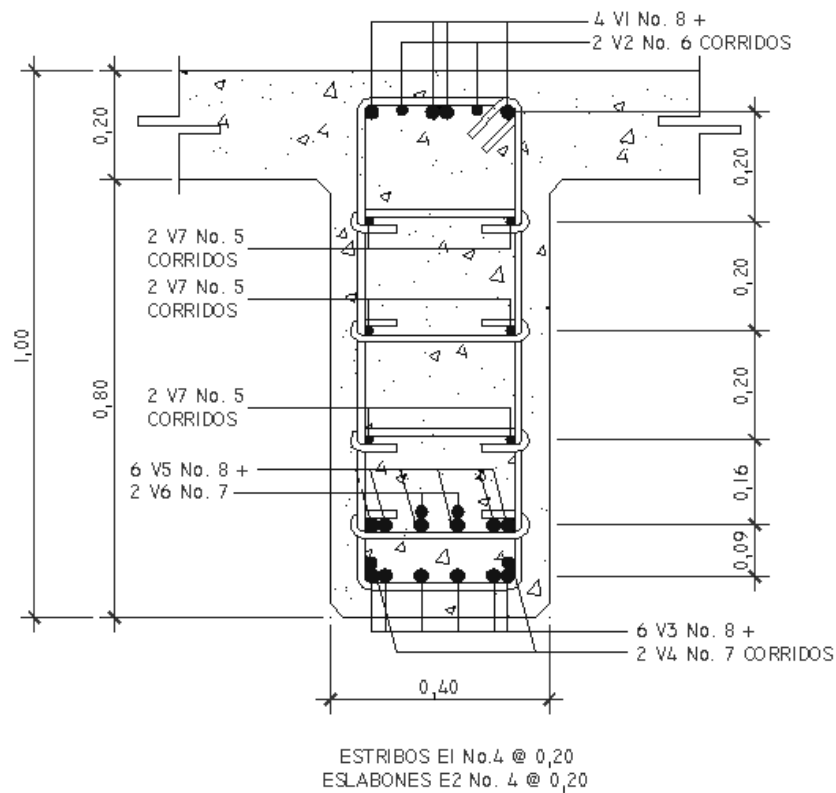
Según el ACI 318S-05 sección 21.3.3.2 colocar estribos a una distancia máxima de $d/4$ en la zona confinada.

$$d/4 = 93,73/4$$

$$d/4 = 23,43 \text{ cm}$$

Se usará estribos No. 4 @ 20 cm en toda la viga.

Figura 9. Sección transversal de viga



2.1.7.9 Cálculo del neopreno

Las vigas principales no se apoyan directamente a la subestructura, sino que tiene un apoyo flexible para evitar el contacto directo que puede provocar desgaste a los elementos estructurales a causa de la fricción y el impacto.

$$A_p = \frac{2P}{\phi f'_c}$$

Donde:

A_p = área de contacto en cm^2

P = carga en kg

$\phi = 0,70$ para compresión

f'_c = resistencia del concreto a la compresión

$$A_p = \frac{(2)(37\,203,99)}{(0,70)(280)}$$

$$A_p = 379,63 \text{ cm}^2$$

$$B = \sqrt{379,63 \text{ cm}^2}$$

$$B = 19,48 \text{ cm}^2$$

Usar un área de contacto de 20 cm x 20 cm con una dureza SHORE A 60.

Según la AASHTO en el capítulo 14 se debe de realizar los siguientes chequeos:

a, b = dimensiones del apoyo en cm

ΔL = máximo desplazamiento horizontal del apoyo

σ_p = esfuerzo máximo permisible

σ_r = esfuerzo de compresión del apoyo

σ_f = esfuerzo admisible del acero

t = espesor de la lámina (1,3 cm)

T = espesor total del elastómero en cm

L = longitud del puente en cm

Deformación total por esfuerzo

$$\Delta_{et} = \frac{\sigma_f}{E} L$$

$$\Delta_{et} = \frac{1\,700}{2\,090\,000} (1\,500)$$

$$\Delta_{et} = 1,22 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida

$$\Delta_c = 0,000165L$$

$$\Delta_c = 0,000165 (1\,500)$$

$$\Delta_c = 0,25 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura

$$\Delta_T = 0,000011D^\circ L$$

$$\Delta_T = 0,000011 (10^\circ) (1\,500)$$

$$\Delta_T = 0,165 \text{ cm}$$

Deformación máxima

$$\Delta L = (\Delta_{et} + \Delta_T) - \Delta_c$$

$$\Delta L = (1,22 + 0,165) - 0,25$$

$$\Delta L = 1,14 \text{ cm}$$

Desplazamiento máximo de 1,14 cm.

Espesor

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0,5$$

$$\frac{1,14}{3,81} \leq 0,5$$

0,30 < 0,5; si cumple con el espesor propuesto.

Esfuerzo de compresión del apoyo

AASHTO recomienda $\sigma_r < 100 \text{ kg/cm}^2$ para evitar presiones excesivas en el contacto con el concreto.

$$\sigma_r = \frac{V}{ab}$$

$$\sigma_r = \frac{37\,203,99}{(20)(20)}$$

$$\sigma_r = 93 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2; \text{ si chequea}$$

Esfuerzo máximo permisible

$$\sigma_p = \frac{8ab}{t(a+b)}$$

$$\sigma_p = \frac{8(20)(20)}{1,3(20+20)}$$

$$\sigma_p = 61,54 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza horizontal

$$H = \frac{(\Delta L)(a)(b)(G)}{T}$$

$$H = \frac{(1,14)(20)(20)(0,01)}{3,81}$$

$$H = 1,19 \text{ kg}$$

$$t_H = \frac{H}{ab}$$

$$t_H = \frac{1,19}{(20)(20)}$$

$$t_H = 0,0029 \text{ kg/cm}^2$$

Cumplir con la condición $t_H \leq 5G$

$$0,0029 \leq 5 (0,01)$$

$0,0029 < 0,05$; si se cumple la condición.

2.1.7.10 Diseño de diafragmas

En el diseño de puentes se tienen elementos constructivos llamados diafragmas, los cuales no tienen una función estructural y están colocados en la parte inferior e interior de la losa y viga. Se colocan para contribuir a que las vigas principales no sufran deformaciones laterales, transversales y mantener su estabilidad.

Según AASHTO 1.7.4. (D), cuando la luz de la superestructura es mayor que 40 pies (12,19 m), es necesario colocar diafragmas en el punto medio y en los tercios de la luz.

Los diafragmas externos transmiten su propio peso directamente a los apoyos y los interiores transmiten su carga proporcionalmente a las vigas como cargas puntuales. Debido a que no están diseñados para soportar cargas provenientes de la losa, se refuerzan con el área de acero mínimo.

2.1.7.10.1 Diseño de diafragma interno

$$h = \frac{3}{4} H_{\text{viga}}$$

$$h = \frac{3}{4} (1 \text{ m})$$

$$h = 0,75 \text{ m}$$

Base mínima de 30 cm.

Área de acero mínimo según ACI 318S-05 sección 10.5.1

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} (30)(70)$$

$$A_{s_{\min}} = 10,53 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ No.7} + 1 \text{ No. 6} = 10,61 \text{ cm}^2$$

Usar 2 No. 7 + 1 No. 6 en ambas camas.

Área de acero adicional

5,29 cm² por cada metro de altura

$$(5,29 \text{ cm}^2)(0,70\text{m}) = 3,70 \text{ cm}^2$$

$$2\text{No. 5} = 3,958 \text{ cm}^2$$

Usar 2 No. 5.

Acero transversal

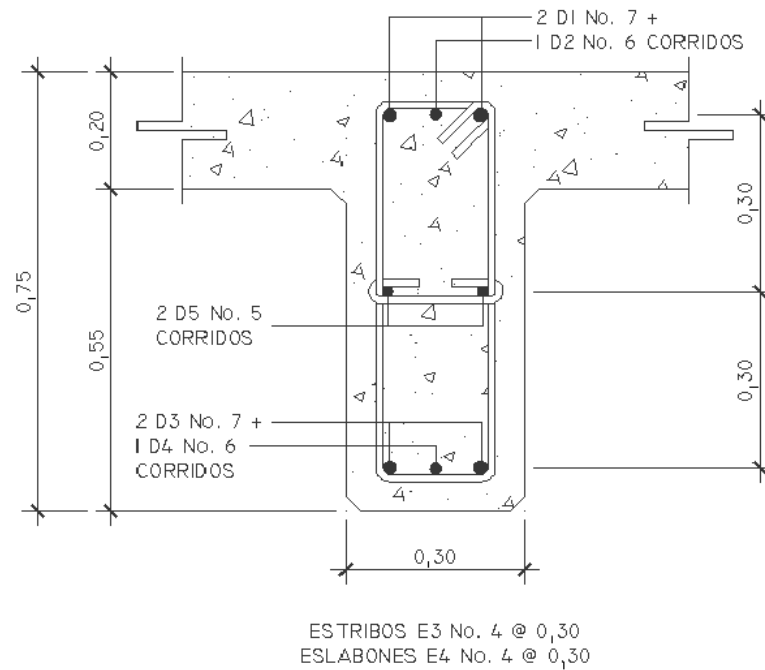
$$S = \frac{d}{2}$$

S = espaciamiento, espaciamiento máximo de 30 cm.

$$S = \frac{70 \text{ cm}}{2} = 35 \text{ cm}$$

Usar estribos No. 4 @ 0,30 m.

Figura 10. Diafragma interno



2.1.7.10.2 Diseño de diafragma externo

$$h = \frac{1}{2} H_{\text{viga}}$$

$$h = \frac{1}{2} (1 \text{ m})$$

$$h = 0,50 \text{ m}$$

Base mínima de 30 cm.

Área de acero mínimo según ACI 318S-05 sección 10.5.1

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} (30)(45)$$

$$A_{s_{\min}} = 6,77 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ No. 7} = 7,76 \text{ cm}^2$$

Usar 2 No. 7 en ambas camas.

Acero adicional

5,29 cm² por cada metro de altura

$$(5,29 \text{ cm}^2)(0,50\text{m}) = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$2\text{No. 5} = 3,958 \text{ cm}^2$$

Usar 2 No. 5.

Área de cero transversal

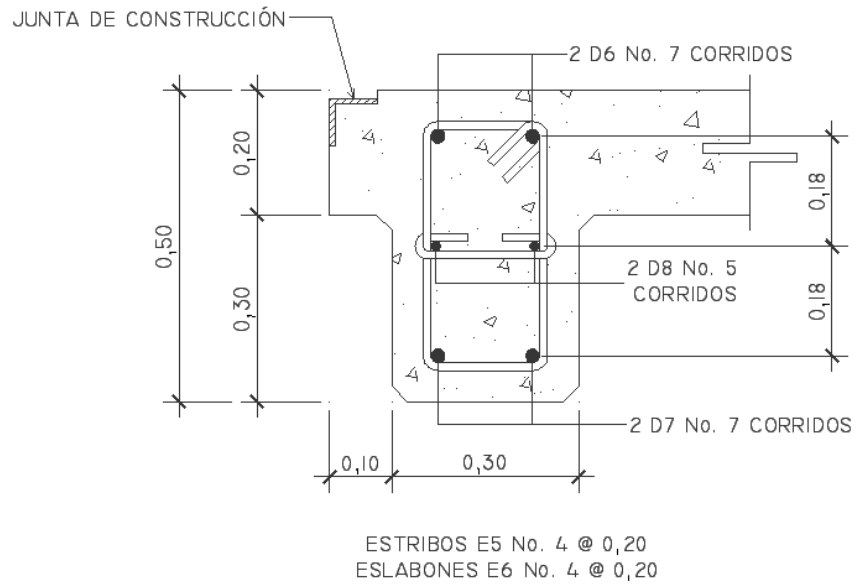
$$S = \frac{d}{2}$$

S = espaciamiento

$$S = \frac{45 \text{ cm}}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Usar estribos No. 4 @ 0,20 m

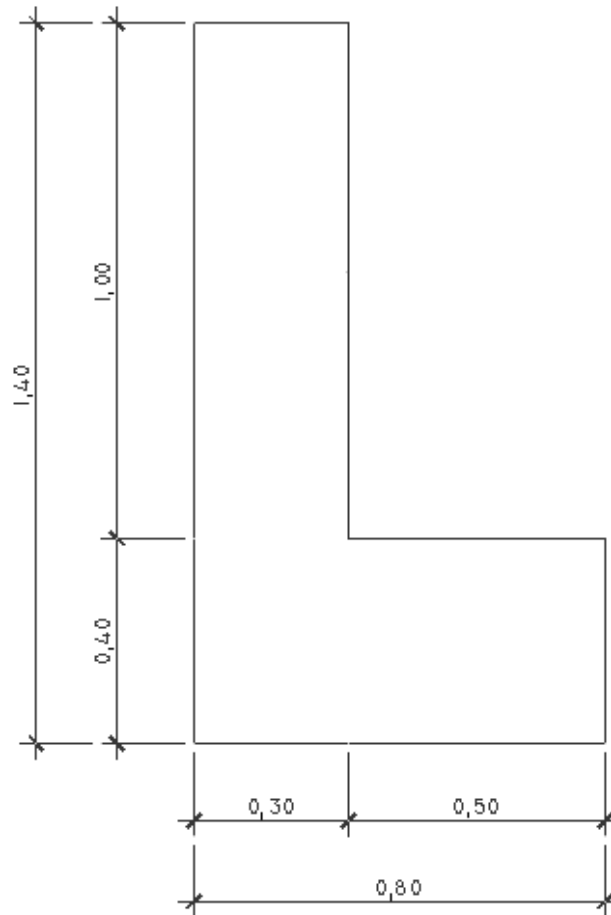
Figura 11. Diafragma externo



2.1.8 Diseño de la subestructura

2.1.8.1 Diseño de la cortina

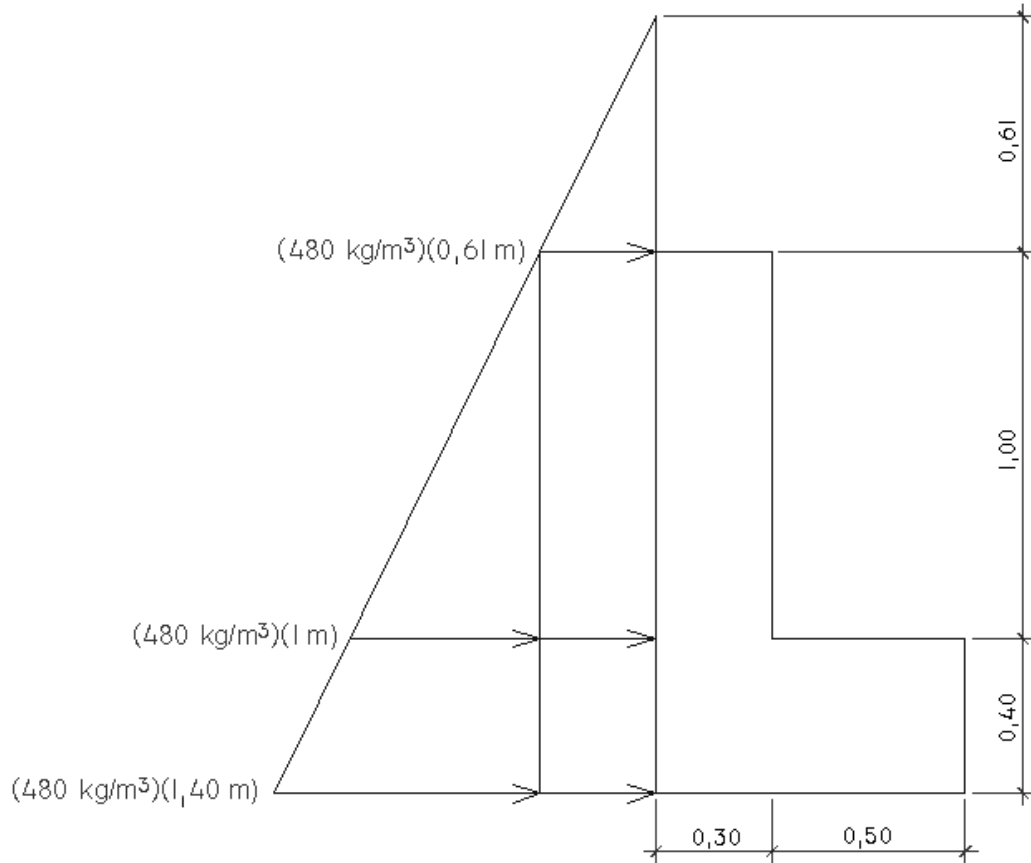
Figura 12. Dimensiones de la cortina y viga de apoyo



Se asume que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo actuando en ella las fuerzas de empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL) y la fuerza de sismo (S).

Para calcular el momento máximo de empotramiento y corte se utilizarán los grupos de cargas III y VII según la AASHTO 3.22.1.

Figura 13. Diagrama de presiones en la cortina



2.1.8.1.1 Empuje (E)

Según la AASHTO 3.20 se incrementa la altura de relleno en 2 pies (0,61m), y la estructura no debe diseñarse para menor de un equivalente líquido igual a 480 kg/m^3 .

Cálculo

$$\text{sob} = (480 \text{ kg/m}^3)(0,61 \text{ m}) = 292,80 \text{ kg/m}^2$$

$$E_{\text{sob}} = \text{sob} \cdot H_{\text{cortina}}$$

$$E_{\text{sob}} = (292,80 \text{ kg/m}^2)(1 \text{ m}) = 292,80 \text{ kg/m}$$

$$E_{\text{s}} = (480 \text{ kg/m}^3 \cdot H_{\text{cortina}})(H_{\text{cortina}}/2)$$

$$E_{\text{s}} = (480 \text{ kg/m}^3 \cdot 1 \text{ m})(1 \text{ m}/2) = 240 \text{ kg/m}$$

Empuje

$$E = E_{\text{sob}} + E_{\text{s}}$$

$$E = 292,80 \text{ kg/m} + 240 \text{ kg/m}$$

$$E = 532,80 \text{ kg/m}$$

2.1.8.1.2 Fuerza de sismo (S)

Se usará un coeficiente sísmico del 12% siguiendo las especificaciones de la AASHTO 3.21, se multiplicará el peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo (S), el punto de aplicación de la fuerza se localizará en el centro de la cortina, actuando de forma horizontal.

$$S = 0,12W$$

Donde:

S = fuerza de sismo

W = peso propio de la cortina para 1 metro de ancho

Cálculo

$$S = (0,12)(0,30 \text{ m})(1 \text{ m})(1 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^3)$$

$$S = 86,40 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = H/2$$

$$\text{Brazo} = 1 \text{ m}/2 = 0,50 \text{ m}$$

2.1.8.1.3 Fuerza longitudinal (FL)

La fuerza longitudinal debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad actúa a 1,83 m (6') sobre la rodadura según la AASHTO 3.9.1

$$FL = \frac{0,05P}{2H}$$

Donde:

$$P = 12\,000 \text{ lb} \approx 5\,454,54 \text{ kg}$$

H = altura de la cortina

$$FL = \frac{(0,05)(5\,454,54 \text{ kg})}{(2)(1 \text{ m})}$$

$$FL = 136,36 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo FL} = 6 \text{ pies} + H$$

$$\text{Brazo FL} = 1,83 \text{ m} + 1 \text{ m} = 2,83 \text{ m}$$

2.1.8.1.4 Combinación de cargas para momento

Se sigue lo especificado por la AASHTO 3.22.1

$$\text{Grupo III} = 1,3(\text{MEsob} + \text{MEs} + \text{MFL})$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3(\text{MEsob} + \text{MEs} + \text{MS})$$

Donde:

MEsob = momento de la carga equivalente del rectángulo

MEs = momento de la carga del suelo que es aplicada a H/3

MFL = momento de la fuerza longitudinal

MS = momento de la fuerza de sismo

$$\text{Grupo III} = (1,3)(292,8 \text{ kg/m} \cdot 1 \text{ m}/2 + 240 \text{ kg/m} \cdot 1 \text{ m}/3 + 136,36 \text{ kg/m} \cdot 2,83 \text{ m})$$

$$\text{Grupo III} = 795,99 \text{ kg-m}$$

$$\text{Grupo VII} = (1,3)(292,8 \text{ kg/m} \cdot 1 \text{ m}/2 + 240 \text{ kg/m} \cdot 1 \text{ m}/3 + 86,40 \text{ kg} \cdot 0,50 \text{ m})$$

$$\text{Grupo VII} = 350,48 \text{ kg-m}$$

2.1.8.1.5 Combinación de cargas para corte

Se sigue lo especificado por la AASHTO 3.22.1

$$\text{Grupo III} = 1,3(\text{E} + \text{FL})$$

$$\text{Grupo VII} = 1,3(\text{E} + \text{S})$$

Donde:

E = empuje

FL = fuerza longitudinal

S = fuerza de sismo

Cálculo

$$\text{Grupo III} = (1,3)(532,8 \text{ kg} + 136,36 \text{ kg})$$

$$\text{Grupo III} = 869,91 \text{ kg}$$

$$\text{Grupo VII} = (1,3)(532,8 \text{ kg} + 86,40 \text{ kg})$$

$$\text{Grupo VII} = 804,96 \text{ kg}$$

2.1.8.1.6 Cálculo del refuerzo por flexión

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825f'_c}} \right] \left[\frac{0,85f'_c}{f_y} \right]$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2

M_u = momento máximo de la combinación de cargas en kg-m

b = base en cm

d = peralte en cm

f'_c = resistencia a la compresión del concreto en kg/cm^2

f_y = fluencia del acero en kg/cm^2

$$A_s = \left[100 * 25 - \sqrt{(100 * 25)^2 - \frac{795,99 * 100}{0,003825 * 280}} \right] \left[\frac{0,85 * 280}{2810} \right]$$

$$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo según ACI 318S-05 sección 10.5.1

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2810} (100)(25)$$

$$A_{s_{\min}} = 12,54 \text{ cm}^2$$

Como el $A_s < A_{s_{\min}}$, se colocara $A_{s_{\min}}$.

Distribución del refuerzo principal

Usar No. 4 con un área de $1,27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{12,54 \text{ cm}^2} (1,27 \text{ cm}^2) = 10,12 \text{ cm}$$

Usar estribos No.4 @ 0,10 m.

Acero por temperatura según ACI 318S-05 sección 7.12.2.1

$$A_{st} = 0,002bt$$

$$A_{st} = (0,002)(100 \text{ cm})(30 \text{ cm})$$

$$A_{st} = 6 \text{ cm}^2$$

Cálculo de espaciamiento

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{6 \text{ cm}^2} (1,27 \text{ cm}^2) = 21,16 \text{ cm}$$

Usar No. 4 @ 0,20 m

2.1.8.1.7 Cálculo del refuerzo por corte

$$V_r = \phi 0,53(\sqrt{f'c})bd$$

$$V_r = (0,75)(0,53)(\sqrt{280})(100)(25)$$

$$V_r = 16\,628,62 \text{ kg}$$

V_u = corte último máximo de la combinación de cargas en kg

$$V_u = 869,91 \text{ kg}$$

$$V_r > V_u$$

Como el corte resistente es mayor al corte último no requiere refuerzo por corte.

2.1.8.2 Viga de apoyo

La base no debe ser menor de 40 cm, y se colocará refuerzo longitudinal por temperatura o refuerzo mínimo.

$B = X +$ ancho de la cortina

$B =$ base de la viga de apoyo

$X = 2$ cm por cada metro de longitud del puente

$$X = (2 \text{ cm})(15)$$

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

Se tomará $X = 50 \text{ cm}$

$$B = 50 \text{ cm} + 30 \text{ cm}$$

$$B = 80 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo según ACI 318S-05 sección 10.5.1

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2 \cdot 810} (80)(35)$$

$$A_{s_{\min}} = 14,04 \text{ cm}^2$$

Distribución del refuerzo principal

Usar No. 4 con un área de $1,27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{80 \text{ cm}}{14,04 \text{ cm}^2} (1,27 \text{ cm}^2) = 7,23 \text{ cm}$$

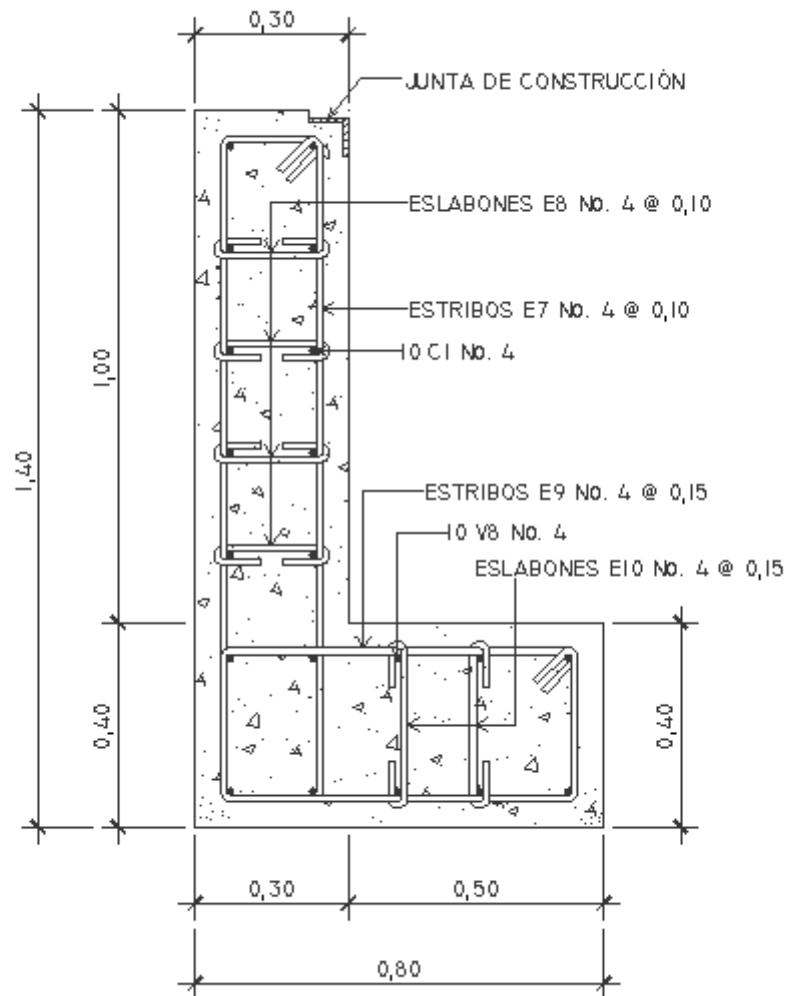
Usar No. 4 @ 7 cm

Estribos a $d/2$

$$S = \frac{35 \text{ cm}}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Usar estribos No.4 @ 0,15 m.

Figura 14. Diseño de cortina y viga de apoyo



2.1.8.3 Estribo

Los estribos son componentes de la subestructura que soportarán la superestructura y transmiten la carga al terreno de cimentación.

Para el diseño del puente se utilizarán estribos de gravedad fabricados con concreto ciclópeo, ya que este tipo de estribo resulta ser económico y el análisis del mismo es más simple que el de cualquier otro tipo.

Cuando la altura del estribo es mayor de 6 metros, se debe de considerar el tipo de estribos hechos de concreto reforzado; esto no significa que se restrinja el hacer estribos de concreto ciclópeo de mayor altura, ya que también se puede encontrar una solución adecuada de acuerdo con los análisis económicos y estructurales.

Para el análisis de los estribos se deben verificar como mínimo tres condiciones:

Estabilidad de la estructura al volteo

$$\frac{\Sigma ME}{\Sigma MV} > 1,5$$

Estabilidad de la estructura al deslizamiento

$$0,5 \left(\frac{\Sigma WE}{\Sigma E} \right) > 1,5$$

Esfuerzos menores o iguales que los esfuerzos admisibles del terreno

$$P = \frac{\Sigma WE}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

Donde:

ME = momento estabilizante

MV = momento de volteo

W = fuerzas horizontales

E = fuerza resistente

Vs = valor soporte del suelo

e = excentricidad

Estas tres consideraciones se deben realizar para tres tipos de carga: carga producida por el estribo, carga producida con el estribo y la superestructura junto a la carga viva y la que es producida por los efectos de sismo en el que no se considera la carga viva.

Datos:

Peso de concreto armado = $2\,400\text{ kg/m}^3$

Peso de concreto ciclópeo = $2\,700\text{ kg/m}^3$

Equivalente líquido = 480 kg/m^2

Altura de sobrecarga de relleno = $0,61\text{ m}$

Peso del suelo = $1\,250\text{ kg/m}^3$

Valor soporte = $40\,940\text{ kg/m}^2$

Figura 15. Sección de estribo y diagrama de presiones

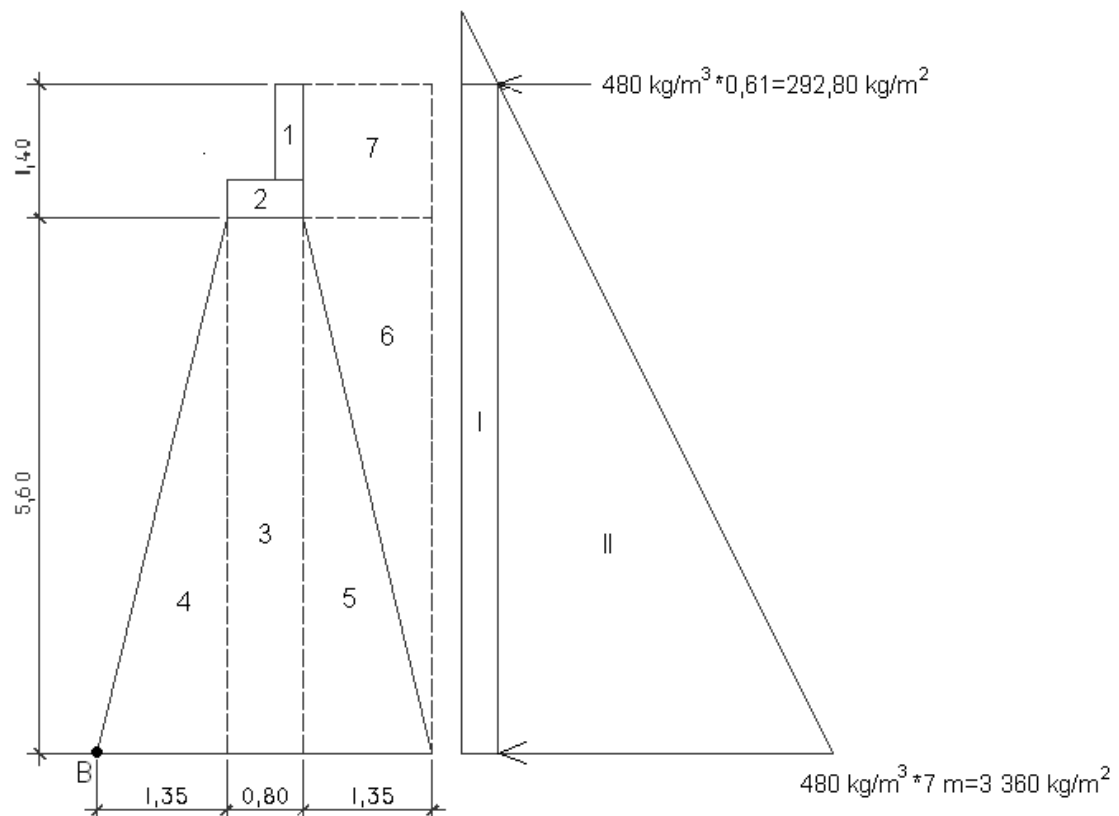


Tabla II. Momento de volteo

Sección	Altura(m)	Presiones(kg/m ²)	Empuje E (kg/m)	Brazo (m)	Momento MV (kg-m)
I	7,00	292,80	2 049,60	3,50	7 173,60
II	3,50	3 360,00	11 760,00	2,33	27 400,80
			ΣE=13 809,60		ΣMV= 34 574,40

Empuje I = (Presión I)(H)

Empuje II = (Presión II)(H/2)

MV = (E)(Brazo)

Tabla III. Momento estabilizante respecto al punto “B”

Sección	b (m)	h (m)	Área (m ²)	Peso Vol. (kg/m ³)	Peso WE (kg)	Brazo (m)	Momento ME ₁ (kg-m)
1	0,30	1,00	0,30	2 400,00	720,00	2,00	1 440,00
2	0,80	0,40	0,32	2 400,00	768,00	1,75	1 344,00
3	0,80	5,60	4,48	2 700,00	12 096,00	1,75	21 168,00
4	1,35	5,60	7,56	2 700,00	20 412,00	0,90	18 370,80
5	1,35	5,60	7,56	2 700,00	20 412,00	2,60	53 071,20
6	1,35	5,60	7,56	1 250,00	9 450,00	3,05	28 822,50
7	1,35	1,40	1,89	1 250,00	2 362,50	2,83	6 674,06
					Σ WE= 66 220,50		ΣME ₁ = 130 890,56

Peso WE = (Área)(1 m)(peso vol.)

ME = (WE)(Brazo)

2.1.8.3.1 Revisión del estribo sin superestructura

Volteo

$$\frac{\Sigma ME_1}{\Sigma MV} > 1,5$$

$$V = \frac{130\,890,56}{34\,574,40} = 3,78 > 1,5$$

El volteo es mayor a 1,5 por lo tanto si chequea.

Deslizamiento

$$0,5 \left(\frac{\Sigma WE}{\Sigma E} \right) > 1,5$$

$$D = 0,5 \left(\frac{66\,220,50}{13\,809,60} \right) = 2,39 > 1,5$$

El deslizamiento es mayor a 1,5 por lo tanto si chequea.

Presiones

$$a = \frac{\Sigma ME_1 - \Sigma MV}{\Sigma WE}$$

$$a = \frac{130\,890,56 - 34\,574,40}{66\,220,50}$$

$$a = 1,45 \text{ m}$$

$3a >$ base del muro

$(3)(1,45) = 4,35 \text{ m} >$ base del muro, por lo tanto no se tienen presiones negativas.

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{3,50}{2} - 1,45 = 0,30 \text{ m}$$

$$P = \frac{\Sigma WE}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$P = \frac{66\ 220,50}{3,50 * 1} \left(1 \pm \frac{6 * 0,30}{3,50} \right)$$

$P_{\max} = 28\ 650,50 \text{ kg/m}^2 < V_s$ si chequea.

$P_{\min} = 9\ 189,78 \text{ kg/m}^2 > 0$ si chequea.

2.1.8.3.2 Revisión del muro con superestructura y carga viva

La carga viva es la reacción que se produce cuando el eje trasero de la sobrecarga esta en uno de los apoyos y la carga muerta se convierte en carga distribuida dividiéndola en la longitud de la viga de apoyo.

$$\text{Peso losa} = (2\ 400 \text{ kg/m}^3)(4,65 \text{ m})(0,20 \text{ m})(15 \text{ m}/2) = 16\ 740 \text{ kg}$$

$$\text{Peso viga} = (2\ 400 \text{ kg/m}^3)(0,40 \text{ m})(0,80 \text{ m})(15 \text{ m}/2)(2) = 11\ 520 \text{ kg}$$

$$\text{Peso diafragma interno} = (2\ 400 \text{ kg/m}^3)(0,30 \text{ m})(0,55 \text{ m})(1,80 \text{ m}) = 712,80 \text{ kg}$$

$$\text{Peso diafragma externo} = (2\ 400 \text{ kg/m}^3)(0,30 \text{ m})(0,30 \text{ m})(1,80 \text{ m}) = 388,80 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total} = \Sigma \text{pesos}$$

$$\text{Peso total} = 29\ 361,60 \text{ kg}$$

$$W_{cm} = 29\,361,60 \text{ kg}/4,65 \text{ m}$$

$$W_{cm} = 6\,314,32 \text{ kg/m}$$

$$W_{total} = W_{cm} + W_{cv}$$

$$W_{total} = 6\,314,32 \text{ kg} + 6\,429,99 \text{ kg}$$

$$W_{total} = 12\,744,31 \text{ kg}$$

$$ME_2 = W_{total} * b/2$$

$$ME_2 = (12\,744,31 \text{ kg})(3,50 \text{ m}/2)$$

$$ME_2 = 22\,302,54 \text{ kg-m}$$

$$ME_{total} = \Sigma ME_1 + ME_2$$

$$ME_{total} = 130\,890,56 \text{ kg-m} + 22\,302,54 \text{ kg-m}$$

$$ME_{total} = 153\,193,10 \text{ kg-m}$$

$$WE_{total} = W_{total} + \Sigma WE$$

$$WE_{total} = 12\,744,31 \text{ kg} + 66\,220,50 \text{ kg}$$

$$WE_{total} = 78\,964,81 \text{ kg}$$

Volteo

$$\frac{ME_{total}}{\Sigma MV} > 1,5$$

$$V = \frac{153\,193,10}{34\,574,40} = 4,43 > 1,5$$

El volteo es mayor a 1,5 si chequea.

Deslizamiento

$$0,5 \left(\frac{WE_{total}}{\Sigma E} \right) > 1,5$$

$$D = 0,5 \left(\frac{78\,964,81}{13\,809,60} \right) = 2,86 > 1,5$$

El deslizamiento es mayor a 1,5 por lo tanto si chequea.

Presiones

$$a = \frac{ME_{total} - \Sigma MV}{WE_{total}}$$

$$a = \frac{153\,193,10 - 34\,574,10}{78\,964,81}$$

$$a = 1,50 \text{ m}$$

3a > base del muro

3*1,50 = 4,50 m > base del muro, por lo tanto no se tienen presiones negativas.

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{3,50}{2} - 1,50 = 0,25 \text{ m}$$

$$P = \frac{WE_{total}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$P = \frac{78\,964,81}{3,50 * 1} \left(1 \pm \frac{6 * 0,25}{3,50} \right)$$

Pmax = 32 230,53 kg/m² < Vs si chequea.

Pmin = 12 892,21 kg/m² > 0 si chequea.

2.1.8.3.3 Revisión del muro con sismo y sin carga viva

Tabla IV. Momento estabilizante por sismo

Sección	b (m)	h (m)	Área (m ²)	Peso Vol. (kg/m ³)	Peso WE (kg)	Brazo (m)	Momento ME ₃ (kg-m)
1	0,30	1,00	0,30	2 400,00	720,00	6,50	4 680,00
2	0,80	0,40	0,32	2 400,00	768,00	5,80	4 454,40
3	0,80	5,60	4,48	2 700,00	12 096,00	2,80	33 868,80
4	1,35	5,60	7,56	2 700,00	20 412,00	1,87	38 170,44
5	1,35	5,60	7,56	2 700,00	20 412,00	1,87	38 170,44
6	1,35	5,60	7,56	1 250,00	9 450,00	3,73	35 248,50
7	1,35	1,40	1,89	1 250,00	2 362,50	6,30	14 883,75
					Σ WE= 66 220,50		ΣME ₃ = 169 476,33

$$MEQ = 0,08 \Sigma ME_3$$

$$MEQ = (0,08)(169\,476,33 \text{ kg-m})$$

$$MEQ = 13\,558,11 \text{ kg-m}$$

$$h' = H - h_{\text{cortina}}$$

$$MV_2 = 1,08 \cdot MV + 0,08 \cdot W_{cm} \cdot h' + MEQ$$

$$MV_2 = (1,08)(34\,574,40 \text{ kg-m}) + (0,08)(6\,314,32 \text{ kg})(6,00 \text{ m}) + 13\,558,11 \text{ kg-m}$$

$$MV_2 = 53\,929,34 \text{ kg-m}$$

$$W_2 = \Sigma WE + W_{cm}$$

$$W_2 = 66\,220,50 \text{ kg} + 6\,314,32 \text{ kg}$$

$$W_2 = 72\,534,82 \text{ kg}$$

$$ME_4 = \Sigma ME_3 + \left(W_{cm} \frac{b}{2} \right)$$

$$ME_4 = 130\,890,56 + \left(6\,314,32 * \frac{3,50}{2} \right)$$

$$ME_4 = 141\,940,62 \text{ kg-m}$$

Fuerza Horizontal

$$FH = 1,08\Sigma E + 0,08W_2$$

$$FH = (1,08)(13\,809,60\text{ kg}) + (0,08)(72\,534,82\text{ kg})$$

$$FH = 20\,717,15\text{ kg}$$

Volteo

$$\frac{ME_4}{MV_2} > 1,5$$

$$V = \frac{141\,940,62}{53\,929,34} = 2,63 > 1,5$$

El volteo es mayor a 1.5 por lo tanto si chequea.

Deslizamiento

$$0,5 \left(\frac{W_2}{FH} \right) > 1,5$$

$$D = 0,5 \left(\frac{72\,534,82}{20\,717,15} \right) = 1,75 > 1,5$$

El deslizamiento es mayor a 1,5 por lo tanto si chequea

Presiones

$$a = \frac{ME_4 - MV_2}{W_2}$$

$$a = \frac{141\,940,62 - 53\,929,34}{72\,534,82}$$

$$a = 1,21\text{ m}$$

3a > base del muro

3*1,21 = 3,63 m > base del muro, por lo tanto no se tienen presiones negativas.

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$e = \frac{3,50}{2} - 1,21 = 0,54 \text{ m}$$

$$P = \frac{W_2}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$P = \frac{72\,534,82}{3,50 * 1} \left(1 \pm \frac{6 * 0,54}{3,50} \right)$$

Pmax = 39 908,95 kg/m² < Vs si chequea.

Pmin = 1 539,51 kg/m² > 0 si chequea.

2.1.8.4 Obras de protección

Entre las obras de protección se pueden mencionar los aletones que se colocan a los extremos de los estribos ayudan a que las crecidas del río no socave la infraestructura del puente y comúnmente son construidos del mismo material de los estribos.

También tenemos los gaviones que son contenedores de piedras, retenidas con malla de alambre. Se colocan a pie de obra, desarmados y una vez en su sitio, se rellenan con piedras del lugar.

Los gaviones pueden tener diferentes aspectos, es muy frecuente encontrarlos con forma de cajas, que pueden tener largos de 1,5, 2, 3 y 4 metros, un ancho de 1 metro y una altura de 0,5 ó 1 metros.

2.1.9 Elaboración de planos

Los planos contienen las medidas del diseño del puente así como las especificaciones técnicas establecidas por los códigos y reglamentos. Se pueden ver en el anexo.

2.1.10 Elaboración de presupuesto

El presupuesto lo constituye el costo directo y el costo indirecto y esta integrado por renglones de trabajo y costos unitarios.

Costo directo: esta integrado por los precios de los materiales y de la mano de obra calificada y no calificada. Para este caso se utilizaron datos del lugar.

Costo indirecto: esta conformado por un porcentaje del costo directo, que incluye gastos administrativos, dirección técnica, imprevistos y utilidad. El porcentaje que se utilizó para este proyecto es del 35% del costo directo.

Tabla V. Presupuesto del puente vehicular

PRESUPUESTO POR RENGLONES DE TRABAJO Y COSTOS UNITARIOS

**PROYECTO PUENTE VEHICULAR DEL CASERÍO LAS BRISAS
CHAMPERICO, RETALHULEU**

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Preliminares	1,00	Global	Q 5 000,00	Q 5 000,00
2	Excavación no clasificada	323,00	m ³	Q 103,42	Q 33 404,66
3	Estribos y Aletones	233,00	Unidad	Q 1 104,34	Q 257 311,22
4	Viga de Apoyo y Cortina	9,30	ml	Q 2 308,74	Q 21 471,28
5	Base de Neopreno	8,00	Unidad	Q 756,50	Q 6 052,00
6	Viga Principal	30,00	ml	Q 5 926,68	Q 177 800,40
7	Diafragmas Internos	2,86	ml	Q 2 771,18	Q 7 925,57
8	Diafragmas Externos	2,86	ml	Q 2 205,51	Q 6 307,76
9	Losa	32,00	m ²	Q 3 211,05	Q 102 753,60
10	Banqueta	22,50	m ²	Q 2 359,01	Q 53 077,73
11	Barandal	30,00	ml	Q 496,41	Q 14 892,30
12	Anclajes	2,00	Unidad	Q 3 332,50	Q 6 665,00
13	Junta de Construcción	6,10	ml	Q 443,40	Q 2 704,74
14	Conformación de Aproches	1 040,00	m ³	Q 137,70	Q 143 208,00
TOTAL DEL PROYECTO					Q 838 574,26
TOTAL DEL PROYECTO EN DÓLARES					\$ 103 783,94
COSTO DEL PROYECTO POR METRO LINEAL					Q 55 904,95

Según tipo de cambio Q 8,08 por US\$ 1,00 al 12 de mayo de 2009.

Costo del proyecto

Ochocientos treinta y ocho mil quinientos setenta y cuatro quetzales con veinte y seis centavos.

2.1.11 Evaluación de impacto ambiental inicial

Impacto ambiental es cualquier cambio significativo, positivo o negativo, de uno o más de los componentes del medio ambiente, provocados por la acción del hombre o fenómenos naturales en un área de influencia definida. Para saber si tenemos una alteración del medio ambiente es necesario realizar un estudio de impacto ambiental.

El estudio de impacto ambiental busca:

- Identificar y recopilar información de las variables ambientales afectadas con el proyecto
- Identificar las acciones que minimicen los efectos ambientales
- Incluir las acciones y sus costos en la evaluación integral del proyecto

Actividades que producirán un cambio ambiental durante la construcción del proyecto:

- Trazo
- Limpieza general
- Construcción de bodega
- Excavación de zanjas para la cimentación
- Acarreo de materiales de construcción
- Acarreo de material de desecho
- Construcción de la infraestructura
- Construcción de la superestructura
- Acarreo de material de relleno
- Conformación y nivelación de aproches
- Limpieza de material sobrante
- Señalización

Identificar variables ambientales

- Ecológicos: flora y fauna
- Físicos: aire, suelo, clima
- Estéticos: paisajes
- Sociales: recreación

Definir impacto y determinar magnitud

- Positivo o negativo
- Probabilidad
- Grado de interacción de los factores
- Efecto directo o indirecto
- Magnitud e importancia

Identificar las acciones

- De mitigación: acciones correctivas, acciones restauradoras
- De manejo: acciones preventivas

Durante el funcionamiento del proyecto no se ocasionará ninguna contaminación ambiental, debido al tipo de infraestructura desarrollado, que no generará desechos sólidos que necesiten algún tipo de tratamiento.

2.2 Diseño del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios

2.2.1 Descripción del proyecto

El proyecto a diseñar consiste en un edificio de dos niveles para el cuerpo de bomberos voluntarios en la cabecera municipal de Champerico. El primer nivel contará con cocina, comedor, comunicación, dirección y espacios libres para la colocación de los vehículos. El segundo nivel contará con los dormitorios y baños.

La estructura del edificio será a base de marcos espaciales dúctiles y losa tradicional de concreto reforzado, los muros de división serán de mampostería de block pómez, las ventanas serán de metal con vidrio, puertas de metal y el piso será de granito.

2.2.2 Investigación preliminar

La cabecera municipal cuenta con una estación de bomberos voluntarios que presta atención a la población local, la cual cuenta con los servicios básicos de agua potable, energía eléctrica y servicio de drenaje sanitario, el terreno tiene forma rectangular y es plano en su totalidad, tiene acceso por medio de una de las calles principales del pueblo. Se necesita ampliar sus instalaciones y mejorarlas para que brinden una mejor atención, considerando que es un lugar con gran potencial turístico.

2.2.3 Estudio de suelos

Datos obtenidos del ensayo de compresión triaxial:

Descripción del suelo:	Arena limosa color café
Ángulo de fricción interna (Φ):	15,56°
Cohesión (CU)	3,15 T/m ²
Peso específico (γ_s):	0,99 T/m ³
Base (B):	1,00 m
Largo (L):	1,00 m
Desplante (Df):	1,50 m
Factor de seguridad (FS):	3

Factores de capacidad de carga de Terzaghi. Ver anexo.

Factor de flujo de carga: $N_q = 4,71$

Factor de flujo de carga última: $N_c = 13,32$

Factor de flujo de γ : $N_\gamma = 1,48$

Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0,2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$d_c = 1 + 0,2 \left(\frac{1,50 \text{ m}}{1,00 \text{ m}} \right) \tan \left(45 + \frac{15,56}{2} \right)$$

$$d_c = 1,39$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \left(\frac{1,50 \text{ m}}{1,00 \text{ m}} \right) \tan \left(45 + \frac{15,56}{2} \right)$$

$$d_q = d_\gamma = 1,19$$

Factores de forma

$$S_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$S_c = 1 + 0,2 \left(\frac{1,00 \text{ m}}{1,00 \text{ m}} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{15,56}{2} \right)$$

$$S_c = 1,34$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \left(\frac{1,00}{1,00} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{15,56}{2} \right)$$

$$S_q = S_\gamma = 1,17$$

Factores de inclinación

$d_{c_0}, d_{q_0}, d_{\gamma_0} = 0$; se desprecian los factores porque no se tiene carga externa

Presión del suelo

$$q_o = \gamma_s h$$

$$q_o = \left(0,99 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \right) (1,50 \text{ m})$$

$$q_o = 1,49 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

Valor soporte

$$q_{adm} = \frac{q_h}{FS} + q_o$$

$$q_h = CN_c d_c S_c i_c + q_o N_q d_q S_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma S_\gamma i_\gamma$$

$$CN_c d_c S_c i_c = \left(3,15 \frac{T}{m^2} \right) (13,32)(1,39)(1,34) = 78,15 \frac{T}{m^2}$$

$$q_o N_q d_q S_q i_q = \left(1,49 \frac{T}{m^2} \right) (4,71)(1,19)(1,17) = 9,77 \frac{T}{m^2}$$

$$\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma S_\gamma i_\gamma = \frac{1}{2} \left(0,99 \frac{T}{m^3} \right) (1,00 \text{ m})(1,48)(1,19)(1,17) = 1,02 \frac{T}{m^2}$$

$$q_h = (78,15 + 9,77 + 1,02) \frac{T}{m^2}$$

$$q_h = 88,94 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{adm} = \frac{88,94 \frac{T}{m^2}}{3} + 1,49 \frac{T}{m^2}$$

$$q_{adm} = 31,13 \frac{T}{m^2}$$

El valor soporte es de 31,13 T/m².

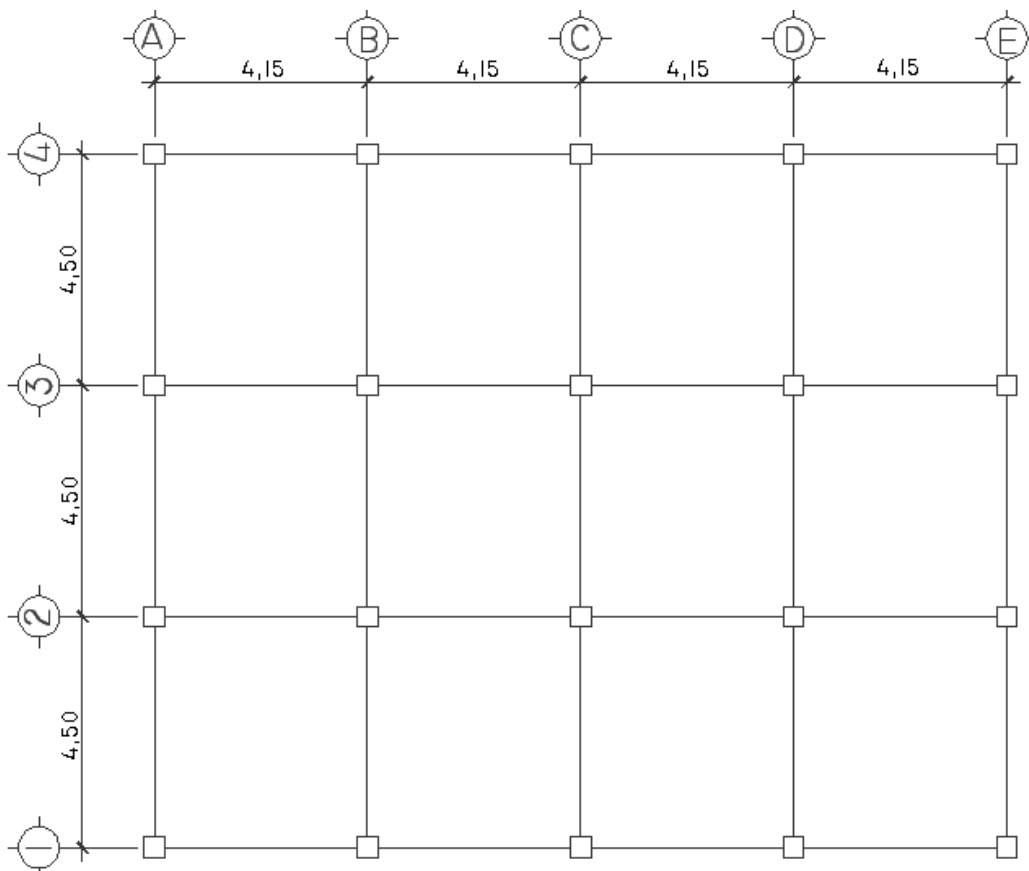
2.2.4 Diseño arquitectónico

Los criterios arquitectónicos tomados en cuenta son de movilidad y circulación dentro del edificio, así como de ventilación, iluminación y seguridad en el mismo, debido a la importancia de la estructura, ya que se dispone de un pasillo de cuatro metros con cincuenta centímetros de ancho en el segundo nivel, que conecta los ambientes al módulo de gradas, para una fácil

evacuación del segundo piso en caso de emergencia. El módulo de gradas esta incorporado al edificio y tendrá un descanso con sus barandales para una mayor seguridad.

El primer nivel contará con cocina, comedor, oficinas y estacionamiento. En el segundo nivel estarán los dormitorios y los baños, conectados al segundo nivel por el módulo de gradas.

Figura 16. Planta típica del primer y segundo nivel



2.2.5 Análisis estructural

2.2.5.1 Predimensionamiento estructural

Columnas: para predimensionar las columnas, se consideró los criterios del ACI 318S-05 sección 10.3.6.2, el cual sustituye valores en la ecuación de carga puntual para obtener el área gruesa de la columna.

$$\text{Área tributaria} = (4,50 \text{ m})(4,15 \text{ m})$$

$$\text{Área tributaria} = 18,675 \text{ m}^2$$

$$\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

La carga puntual P se calcula con la siguiente ecuación

$$P = \gamma_c * \text{Área tributaria}$$

$$P = (2\,400 \text{ kg/m}^3)(18,675 \text{ m}^2)$$

$$P = 44\,820 \text{ kg}$$

La carga puntual se multiplica por dos, ya que son dos niveles los del edificio

$$P = (44\,820 \text{ kg})(2)$$

$$P = 89\,640 \text{ kg}$$

Sustituyendo valores en la ecuación de carga puntual, se obtiene el área gruesa de la columna según el ACI 318S-05 sección 10.3.6.2

$$P = 0,80 [0,85f_c (A_g - A_s) + f_y A_s]$$

Donde:

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A_s = \rho * A_g$$

ρ = cuantía de acero = 1%

$$A_g = \frac{P}{0,80[0,85f'_c(1 - 0,01) + 0,01f_y]}$$
$$A_g = \frac{89\ 640}{0,80[0,85 * 280(1 - 0,01) + 0,01 * 2\ 810]}$$

$$A_g = 424,88 \text{ cm}^2$$

Se propone una sección de 40 cm X 40 cm = 1 600 cm² > 424,8 cm²

Viga: para predimensionar el peralte se consideró el 8 % de la luz libre que cubrirá la viga y la base será ½ del peralte.

Altura

$$h_{\text{viga}} = 8\% \text{ longitud de la viga}$$

$$h_{\text{viga}} = (0,08)(4,50 \text{ m})$$

$$h_{\text{viga}} = 0,36 \text{ m}$$

$$h_{\text{viga}} = 0,40 \text{ m}$$

Base

$$b = \frac{h_{\text{viga}}}{2}$$

$$b = \frac{0,40 \text{ m}}{2}$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

Se propone una sección de viga de 40 cm de altura y de 25 cm de base

Otro método es aplicar los criterios del ACI 318S-05 capítulo 9 tabla 9.5 (a), en la cual considera la longitud “L” del elemento.

Tabla VI. Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor Mínimo, h			
	Simplemente apoyada	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
losas macizas en una dirección	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
vigas o losas nervadas en una dirección	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

Fuente: Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentarios ACI 318S-05, Pág. 118 tabla 9.5 (a)

Losa: para el predimensionamiento de la losa se utilizó el criterio de perímetro de la losa dividido 180, para losas en dos sentidos.

Relación para determinar como trabajará la losa

$m = a / b < 0,5$ losa trabaja en un sentido

$m = a / b > 0,5$ losa trabaja en dos sentidos

Donde a = sentido corto de losa y b = sentido largo de losa

Se calcula para la losa de mayor dimensión del edificio en estudio, con a = 4,15 metros y b = 4,50 metros.

$m = 4,15 / 4,50 = 0,92 > 0,5$ la losa trabajará en dos sentidos

Espesor de losa

$$t = \frac{\text{Perimetro}}{180}$$

Donde t = espesor de losa

$$t = \frac{(4,50)(2) + (4,15)(2)}{180}$$

$$t = 0,096 \text{ m}$$

Se propone una losa tradicional en dos sentidos con espesor de 15 centímetros para evitar las vibraciones.

Cimientos: los cimientos se diseñaran con zapatas aisladas, y sus dimensiones dependerán de los momentos y las cargas que se transmiten a la zapata y la capacidad de resistencia del suelo. Ver predimensionamiento de zapatas en la sección 2.2.6.4.

2.2.5.2 Modelos matemáticos de marcos dúctiles

El modelo matemático es un gráfico que representa la forma del marco dúctil y la carga que este soporta en su estructura, estos sirven para realizar el análisis estructural, por medio del cual se llegará a obtener valores que servirán para el diseño de los elementos que componen dicho marco.

Figura 17. Marco dúctil sección longitudinal

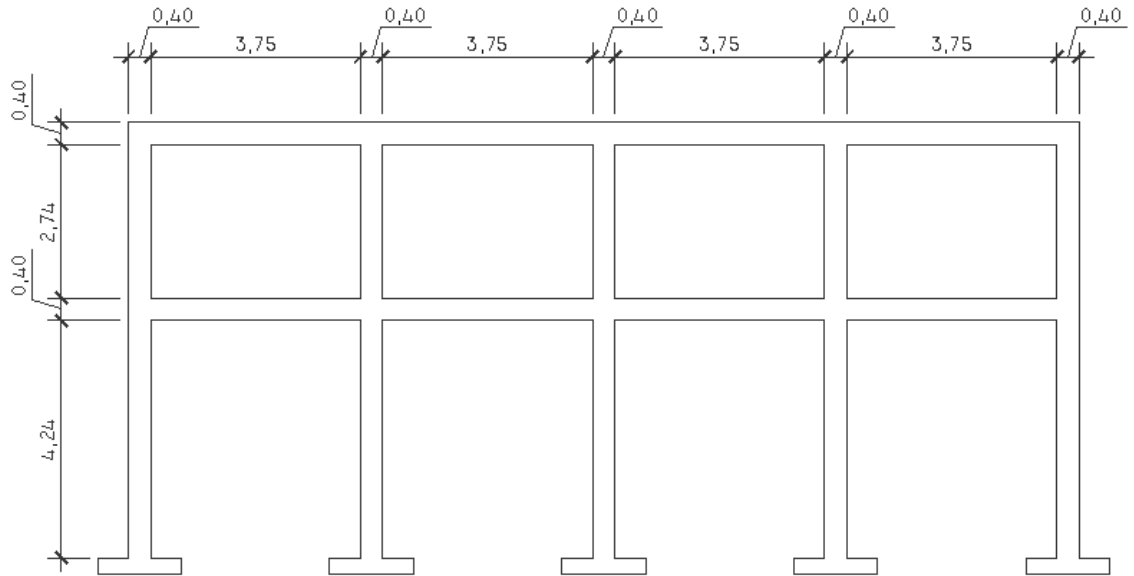
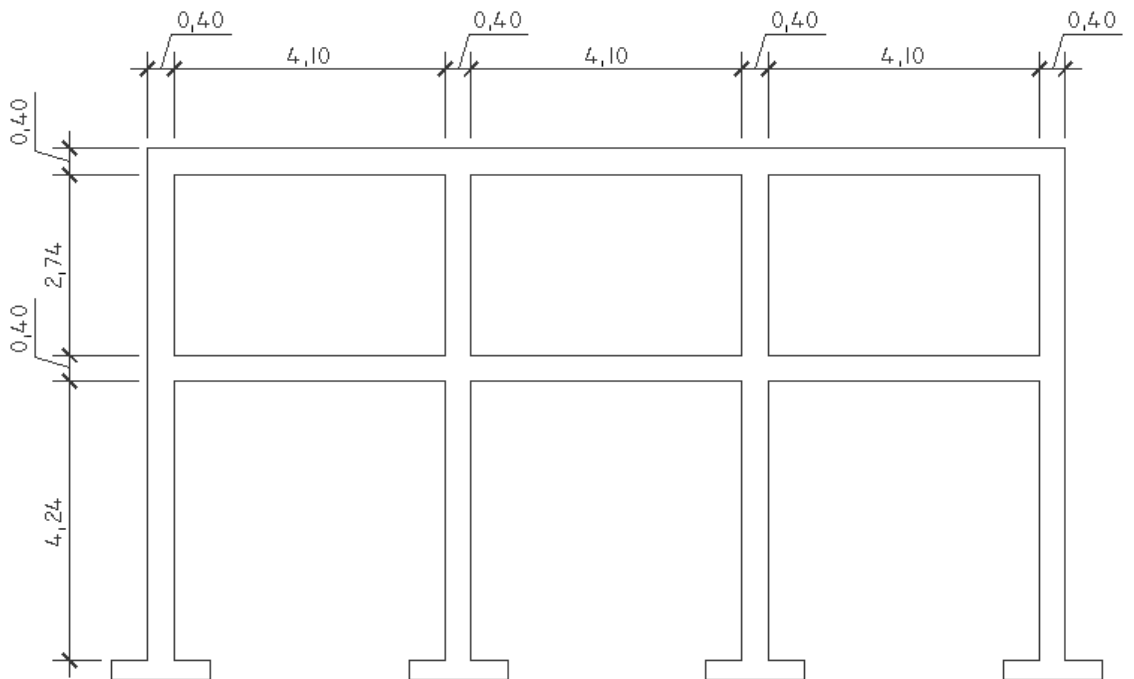


Figura 18. Marco dúctil sección transversal



2.2.5.3 Cargas aplicadas a los marcos dúctiles

Las distintas cargas aplicadas a la estructura son las cargas verticales, que se dividen en cargas vivas y muertas y las cargas horizontales que para este caso son provocadas por los sismos.

2.2.5.3.1 Cargas verticales en marcos dúctiles

Cargas Vivas: Consisten principalmente en cargas de ocupación y equipo móvil en edificios y cargas de tránsito en puentes. Estas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar de ubicación. Ver anexo.

Cargas muertas: Son las cargas ocasionadas generalmente por el peso propio de cada uno de los elementos estructurales y se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura.

Cargas verticales:

Carga muerta (CM)

Concreto = 2 400 kg/m³

Muros = 175 kg/m²

Repello y cernido = 30 kg/m²

Sobrecarga = 90 kg/m²

Carga viva (CV)

Techos = 100 kg/m²

Entrepiso = 250 kg/m²

Gradas = 500 kg/m²

Cálculo del peso de la estructura

Segundo nivel

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = (3,90 \text{ m})(4,25 \text{ m})(0,15 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^3)(12) = 71\,604 \text{ kg}$$

$$W_{\text{voladizo}} = (0,60 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m})(13,90 \text{ m}^2 + 17 \text{ m} + 1,20 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^3) = 9\,936 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = (0,25 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m} \cdot 17 \text{ m}^4 + 0,25 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m} \cdot 13,90 \text{ m}^5) \cdot 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{viga}} = 33\,000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columna}} = (0,40 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m} \cdot 3,14 \text{ m}/2)(2\,400 \text{ kg/m}^3)(20) = 12\,057,60 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = (3,75 \text{ m} \cdot 2,71 \text{ m} \cdot 175 \text{ kg/m}^2/2)(15) + (4,10 \text{ m} \cdot 2,71 \text{ m} \cdot 175 \text{ kg/m}^2/2)(12)$$

$$W_{\text{muros}} = 25\,004,83 \text{ kg}$$

$$\text{Sobrecarga, repello y cernido} = (17 \text{ m} + 1,20 \text{ m})(13,90 \text{ m} + 0,60 \text{ m})(120 \text{ kg/m}^2)$$

$$\text{Sobrecarga, repello y cernido} = 31\,668 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga muerta} = 183\,270,43 \text{ kg}$$

Carga viva

$$25\%W_{\text{cv}} = (17 \text{ m} + 1,20 \text{ m})(13,90 \text{ m} + 0,60 \text{ m})(100 \text{ kg/m}^2)(0,25) = 6\,597,50 \text{ kg}$$

Peso total segundo nivel

$$W = W_{\text{cm}} + 25\%W_{\text{cv}}$$

$$W = 183\,270,43 \text{ kg} + 6\,597,50 \text{ kg}$$

$$W = 189\,867,93 \text{ kg}$$

Primer nivel

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 71\,604 \text{ kg}$$

$$W_{\text{voladizo}} = 9\,936 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = 33\,000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{columna}} = (0,40 \text{ m})(0,40 \text{ m})(6,21 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^3)(20) = 47\,692,80 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muros}} = (25\,004,83 \text{ kg})(3) = 75\,014,49 \text{ kg}$$

$$W_{\text{gradas}} = (8,31 \text{ m})(1,35 \text{ m})(0,10 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^3) = 2\,692,80 \text{ kg}$$

$$\text{Sobrecarga, repello y cernido} = 31\,668 \text{ kg}$$

$$\text{Total carga muerta} = 273\,144,09 \text{ kg}$$

Carga viva

$$25\%W_{\text{cv}} = (17 \text{ m} + 1,20 \text{ m})(13,90 \text{ m} + 0,60 \text{ m})(250 \text{ kg/m}^2)(0,25) = 16\,493,75 \text{ kg}$$

Peso total primer nivel

$$W = W_{\text{cm}} + 25\%W_{\text{cv}}$$

$$W = 273\,144,09 \text{ kg} + 16\,493,75 \text{ kg}$$

$$W = 289\,637,84 \text{ kg}$$

Peso total de la estructura = W_{total}

$$W_{\text{total}} = W_{\text{primer nivel}} + W_{\text{segundo nivel}}$$

$$W_{\text{total}} = 189\,867,93 \text{ kg} + 289\,637,84 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = 479\,505,77 \text{ kg}$$

Integración de cargas distribuidas para los marcos críticos

Cargas vivas (CV)

$$\text{Techos} = 100 \text{ kg/m}^2$$

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

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

Cargas muertas (CM)

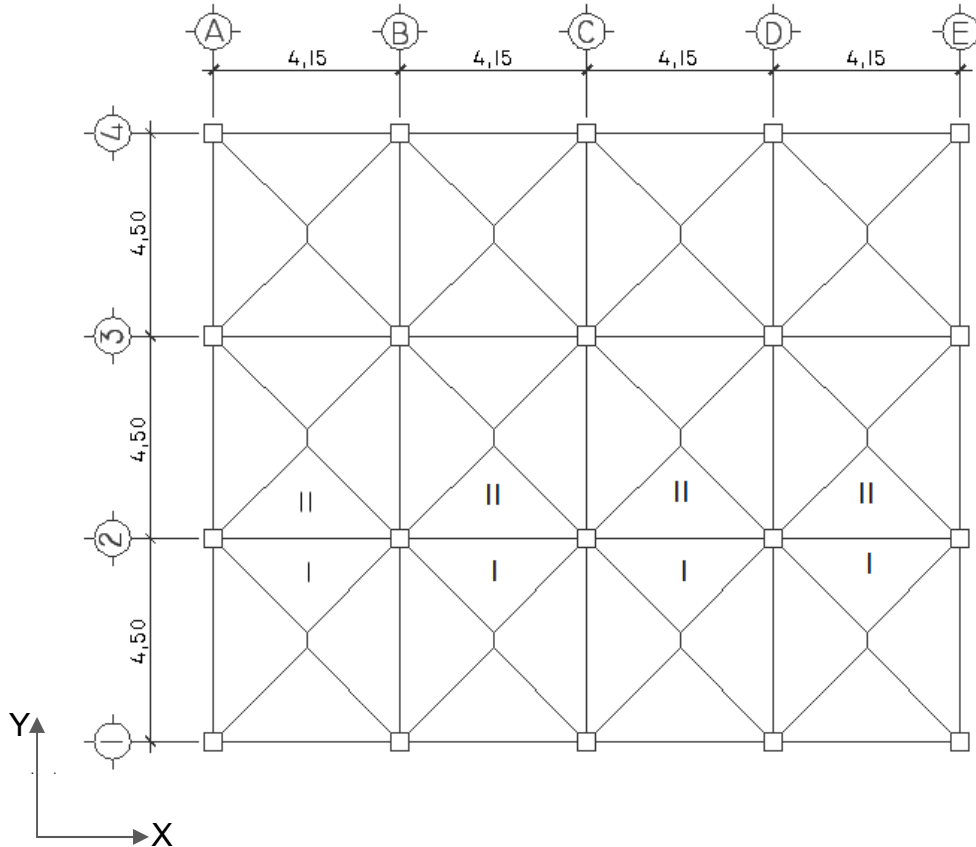
$$\text{Concreto} = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Muros} = 175 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Repello y cernido} = 30 \text{ kg/m}^2$$

Figura 19. Distribución de áreas tributarias en marcos



Marco 2, eje X

Primer nivel

$$\text{Área}_I + \text{Área}_{II} = (1/2 * 3,90 \text{ m} * 1,95 \text{ m})(2 \text{ áreas})$$

$$\text{Área}_I + \text{Área}_{II} = 7,605 \text{ m}^2$$

$$CM = W_{\text{losa}} + W_{\text{sobrecarga}} + W_{\text{repello+cernido}} + W_{\text{muros}} + W_{\text{vigas}}$$

$$W_{\text{losa}} = (7,605 \text{ m}^2 * 0,15 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3) / 4,15 \text{ m} = 659,71 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = (7,605 \text{ m}^2 * 90 \text{ kg/m}^2) / 4,15 \text{ m} = 164,93 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{repello+cernido}} = (7,605 \text{ m}^2 * 30 \text{ kg/m}^2) / 4,15 \text{ m} = 54,97 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{muros}} = (2,71 \text{ m})(175 \text{ kg/m}^2) = 474,25 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = (0,40 \text{ m})(0,25 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 240 \text{ kg/m}$$

$$CM = 659,71 \text{ kg/m} + 164,93 \text{ kg/m} + 54,97 \text{ kg/m} + 474,25 \text{ kg/m} + 240 \text{ kg/m}$$

$$CM = 1 593,86 \text{ kg/m}$$

$$CV = (7,605 \text{ m}^2 \cdot 250 \text{ kg/m}^2) / 4,15 \text{ m}$$

$$CV = 458,13 \text{ kg/m}$$

Segundo nivel

$$CM = W_{\text{losa}} + W_{\text{sobrecarga}} + W_{\text{repello+cernido}} + W_{\text{vigas}}$$

$$CM = 659,71 \text{ kg/m} + 164,93 \text{ kg/m} + 54,97 \text{ kg/m} + 240 \text{ kg/m}$$

$$CM = 1 119,61 \text{ kg/m}$$

$$CV = (7,605 \text{ m}^2 \cdot 100 \text{ kg/m}^2) / 4,15 \text{ m}$$

$$CV = 183,25 \text{ kg/m}$$

El mismo procedimiento se aplica a todos los marcos de la estructura del edificio, para integrar las cargas que soportarán, tomando en cuenta el voladizo y la contribución de las gradas.

Figura 20. Diagrama de carga muerta y carga viva marco 2, eje X

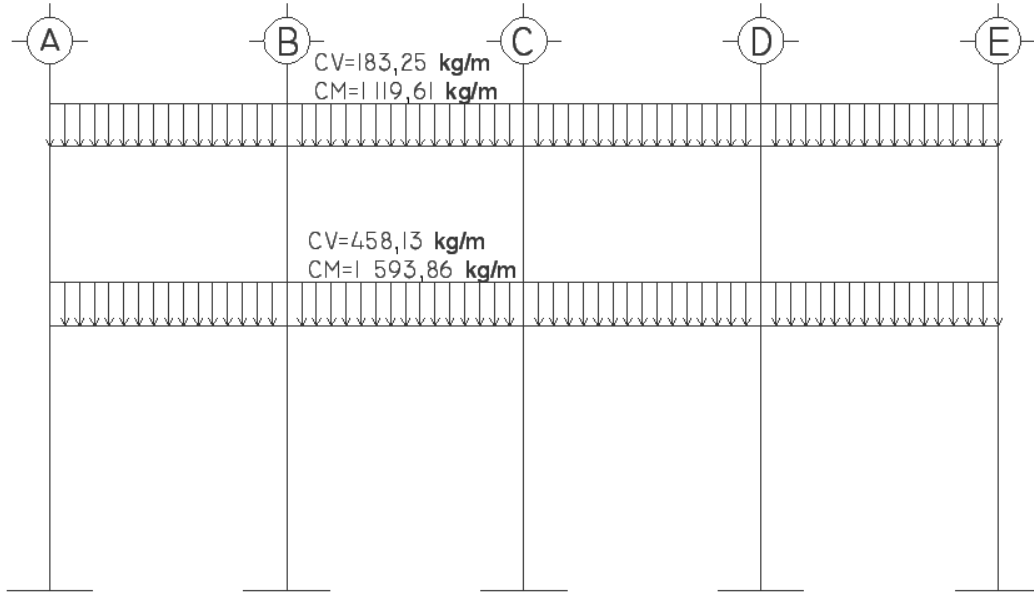
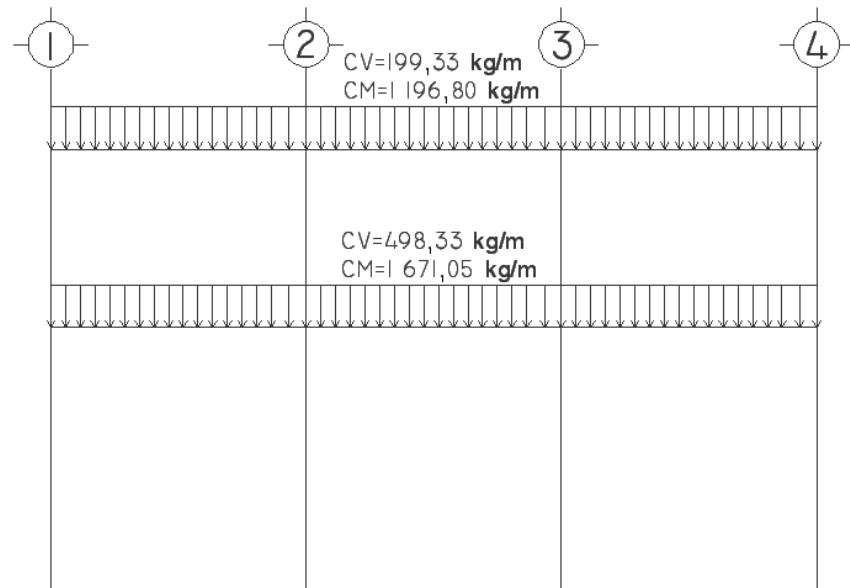


Figura 21. Diagrama de carga muerta y carga viva marco C y D, eje Y



2.2.5.3.2 Cargas horizontales en marcos dúctiles

Estas cargas son dinámicas y son producidas principalmente por el viento, impacto o por sismo. En el diseño del edificio, se considerará solamente la fuerza producida por sismo, ya que el viento en una estructura pesada, no tiene mayor efecto, comúnmente se analiza para estructuras livianas respecto a la fuerza de viento o cuando la estructura es de grandes alturas.

Simplificando el análisis sísmico, se utilizan estas fuerzas como cargas laterales estáticas, que tendrán el mismo efecto de un sismo.

Fuerzas sísmicas: los sismos producen cargas sobre una estructura, por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura, causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de ésta. Sus magnitudes dependen de la cantidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura.

Guatemala es un país considerado como una zona de alto riesgo sísmico, por tal razón se diseñan los edificios tomando en cuenta este fenómeno. Para encontrar las fuerzas sísmicas en el edificio que se está analizando, se aplicó el método SEAOC, el cual se describe a continuación.

$$V = ZIKCSW$$

Donde:

V = Corte basal o corte en la base.

Z = Coeficiente que depende de zona sísmica donde se encuentra el edificio. En este caso se tomo el valor 1.

- I = Coeficiente de importancia de la estructura, según la respuesta a la acción de fuerzas ocasionadas por un sismo. Tiene un rango de 1 a 1,50 según sea la importancia. Por la importancia de un edificio de bomberos se optó por un valor de 1,50.
- K = Coeficiente que refleja la ductilidad de la estructura. Para edificios con marcos espaciales dúctiles, con columnas y vigas confinadas, se utiliza un valor de 0,67.
- C = Se conoce también como el coeficiente sísmico.

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

T es el período fundamental de vibración de la estructura, en segundos.

$$T = \frac{0,09h}{\sqrt{b}}$$

Donde:

h = altura del edificio

b = base del edificio en dirección paralela a las fuerzas aplicadas.

El valor de C debe ser menor a 0,12, si es mayor se usa 0,12.

- S = Coeficiente que relaciona la estructura y tipo de suelo. Se necesita conocer la rigidez y el período de vibración del suelo. Si se desconoce las características dinámicas del suelo, utilizar 1,5. El producto C*S no debe ser mayor a 0,14, de lo contrario utilizar 0,14.
- W = Peso propio de la estructura más el 25% de las cargas vivas.

Cálculo del corte Basal (V)

El sismo no actúa en una dirección determinada con respecto del edificio, por tal razón se necesita evaluar el corte basal en las direcciones X y en la dirección Y; con los valores resultantes se diseña el edificio.

Cálculo de coeficiente C

$$T_x = \frac{0,09(7,78 \text{ m})}{\sqrt{16,60 \text{ m}}}$$

$$T_x = 0,17 \text{ s.}$$

$$C_x = \frac{1}{15\sqrt{0,17}}$$

$$C_x = 0,16 > 0,12; \text{ se usara } 0,12$$

$$C_x = 0,12$$

$$T_y = \frac{0,09(7,78 \text{ m})}{\sqrt{13,50 \text{ m}}}$$

$$T_y = 0,19 \text{ s.}$$

$$C_y = \frac{1}{15\sqrt{0,19}}$$

$$C_y = 0,15 > 0,12; \text{ se usara } 0,12$$

$$C_y = 0,12$$

Chequear si $C \cdot S \leq 0,14$

$$C_x \cdot S = (0,12) (1,50) = 0,18$$

$$C_y \cdot S = (0,12) (1,50) = 0,18$$

Como ambos productos no cumplen, tomar $C \cdot S = 0,14$

Sustituyendo valores en la fórmula de corte basal para ambos sentidos.

$$V = ZIKCS W$$

$$V_x = (1,00) (1,50) (0,67) (0,14) (479\ 505,77 \text{ kg})$$

$$V_x = 67\ 466,46 \text{ Kg}$$

$$V_y = (1,00) (1,40) (0,67) (0,14) (479\ 505,77 \text{ kg})$$

$$V_y = 67\ 466,46 \text{ kg}$$

Fuerzas sísmicas por nivel

La fuerza total lateral V , es distribuida en toda la altura de la estructura, de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$V = F_t + \sum F_i$$

Donde:

V = corte basal

F_t = fuerza en la cúspide

F_i = fuerza por nivel

La fuerza concentrada en la cúspide se calcula de acuerdo a las condiciones siguientes:

Si $T < 0,25$ segundos; $F_t = 0$

Si $T > 0,25$ segundos; calcular $F_t = 0,07 * T * V$

Donde T = período fundamental de la estructura

El valor del corte basal V , es distribuido 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:

W_i = peso de cada nivel

H_i = altura de cada nivel

La fuerza en la cúspide F_t es igual a 0 en los dos sentidos, ya que T_x y $T_y < 0,25$; como $V_x = V_y$, entonces $F_{1x} = F_{1y}$, por lo que solo se analiza un sentido.

Fuerza por nivel

$$F_{1x} = F_{1y} = \frac{(67\,466,46\text{ kg} - 0)(289\,637,84\text{ kg})(4,64\text{ m})}{(289\,637,84\text{ kg})(4,34\text{ m}) + (189\,867,93\text{ kg})(7,78\text{ m})}$$

$$F_{1x} = F_{1y} = 32\,422,99\text{ kg}$$

$$F_{2x} = F_{2y} = \frac{(67\,466,46\text{ kg} - 0)(189\,867,93\text{ kg})(7,78\text{ m})}{(289\,637,84\text{ kg})(4,34\text{ m}) + (189\,867,93\text{ kg})(7,78\text{ m})}$$

$$F_{2x} = F_{2y} = 35\,043,46\text{ kg}$$

Comprobación

$$V_x = V_y = F_t + F_1 + F_2 = 0 + 32\,422,99\text{ kg} + 35\,043,46\text{ kg}$$

$$V_x = V_y = 67\,466,46\text{ kg}$$

Fuerzas por marco

La distribución de cargas sísmicas dependerá de la simetría estructural, ya que de existir excentricidades entre el centro de rigidez y el centro de masa, la capacidad torsional del edificio se verá afectada. Los marcos que tengan una mayor excentricidad experimentarán una fuerza de marco (F_m) mayor, a los que posean menor excentricidad. Por ello deberán ser diseñados para soportar mayores cargas sísmicas.

En este caso el edificio es rectangular y los marcos tienen simetría en el sentido X y en el sentido Y por lo tanto no hay torsión en ambos lados de la estructura.

$$F_M = F_i' + F_i''$$
$$F_i' = \frac{(K_i)(F_{ni})}{\sum K_i}$$
$$F_i'' = \frac{(e)(F_{ni})}{E_i}$$
$$E_i = \frac{\sum (K_i)(d_i)^2}{(K_i)(d_i)}$$

Donde:

F_M = fuerza por marco

F_i' = fuerza proporcional a la rigidez

F_i'' = fuerza de torsión

F_{ni} = fuerza sísmica por nivel

d_i = distancia de centro de rigidez a marco considerado

E_i = módulo de rigidez

e = excentricidad

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.

Para una columna la rigidez se calcula con la siguiente fórmula

$$K = \frac{Ebh}{L \left[\left(\frac{L}{2} \right)^2 + 3 \right]}$$

Donde:

K = rigidez en kg/cm²

E = módulo de rigidez

b = sección de la columna perpendicular a la dirección de la fuerza en cm

h = sección de la columna paralela a la dirección de la fuerza en cm

L = luz libre de la columna en cm

Centro de rigidez y centro de masa

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.

Como todas las columnas tienen la misma sección y tenemos simetría en ambos sentidos del edificio y no hay otros elementos estructurales como muros de corte que puedan influir en los marcos, se asume la rigidez de la columna de 1.

Kcol = 1

$$CR_x = \frac{\sum(K_{y_i})(X_i)}{\sum K_{y_i}}$$

$$CR_y = \frac{\sum(K_{x_i})(Y_i)}{\sum K_{x_i}}$$

Donde:

CR = centro de rigidez del eje considerado

K = rigidez del marco considerado

X, Y = distancia a marco considerado

Rigidez en cada marco

Eje X

K = 1*(5 columnas/marco)

K = 5

Eje Y

K = 1*(4 columnas/marco)

K = 4

$$CR_x = \frac{(4)(4,15 \text{ m}) + (4)(8,30 \text{ m}) + (4)(12,45 \text{ m}) + (4)(16,60 \text{ m})}{4 + 4 + 4 + 4 + 4}$$

CR_x = 8,30 m

$$CR_y = \frac{(5)(4,50 \text{ m}) + (5)(9 \text{ m}) + (5)(13,50 \text{ m})}{5 + 5 + 5 + 5}$$

CR_y = 6,75 m

Por la simetría del edificio el centro de masa se ubica en el centro de rigidez.

Centro de masa

$$CM_x = 16,60 \text{ m/2}$$

$$CM_x = 8,30 \text{ m}$$

$$CM_y = 13,50 \text{ m/2}$$

$$CM_y = 6,75 \text{ m}$$

Excentricidad e

$$e = |CR - CM|$$

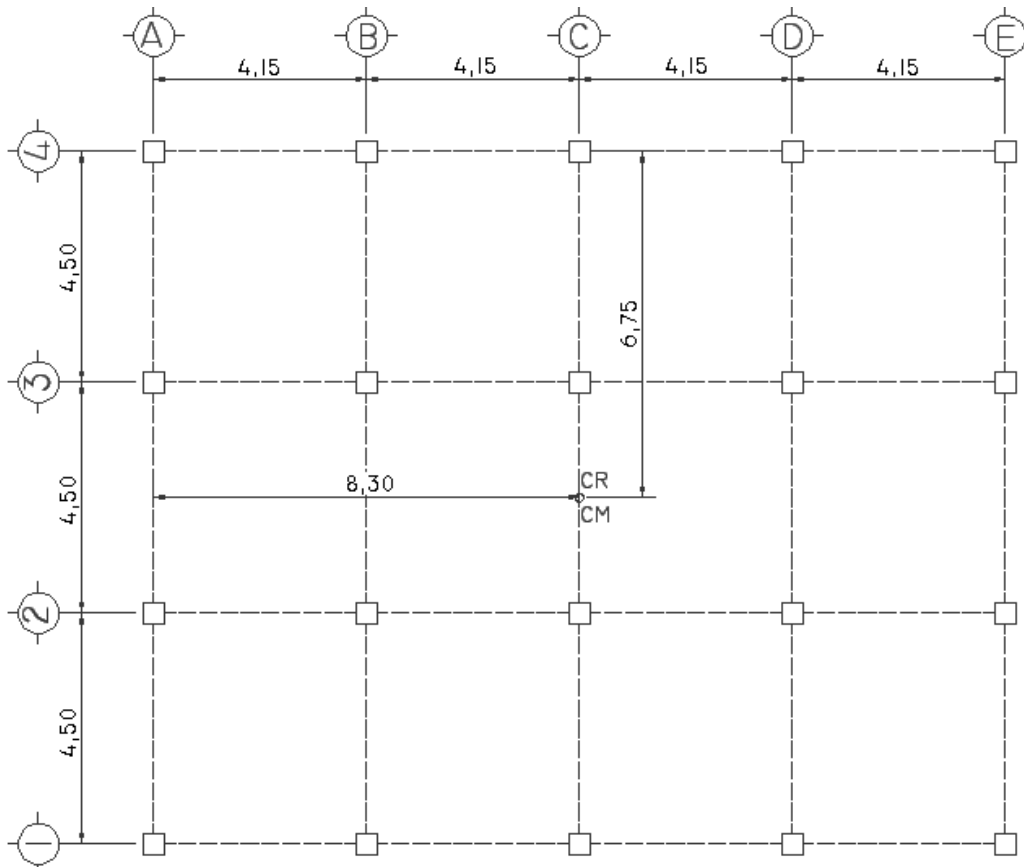
$$e_x = |8,30 \text{ m} - 8,30 \text{ m}|$$

$$e_x = 0$$

$$e_y = |6,75 \text{ m} - 6,75 \text{ m}|$$

$$e_y = 0$$

Figura 22. Centro de rigidez y centro de masa



Al no tener excentricidad no tenemos torsión, por lo que la fuerza por marco será igual a la fuerza F_i' .

$$FM = F_i'$$

Fuerzas por marco primer nivel, eje X

$$FM = \frac{(5)(32\,422,99 \text{ kg})}{5 + 5 + 5 + 5}$$

$$FM = 8\,105,75 \text{ kg}$$

Fuerza por marco segundo nivel, eje X

$$FM = \frac{(5)(35\,043,46 \text{ kg})}{5 + 5 + 5 + 5}$$

$$FM = 8\,760,86 \text{ kg}$$

Fuerza por marco primer nivel eje Y

$$FM = \frac{(4)(32\,422,99 \text{ kg})}{4 + 4 + 4 + 4 + 4}$$

$$FM = 6\,484,59 \text{ kg}$$

Fuerza por marco segundo nivel eje Y

$$FM = \frac{(4)(35\,043,46 \text{ kg})}{4 + 4 + 4 + 4 + 4}$$

$$FM = 7\,008,69 \text{ kg}$$

Figura 23. Fuerza de sismo en marcos eje X

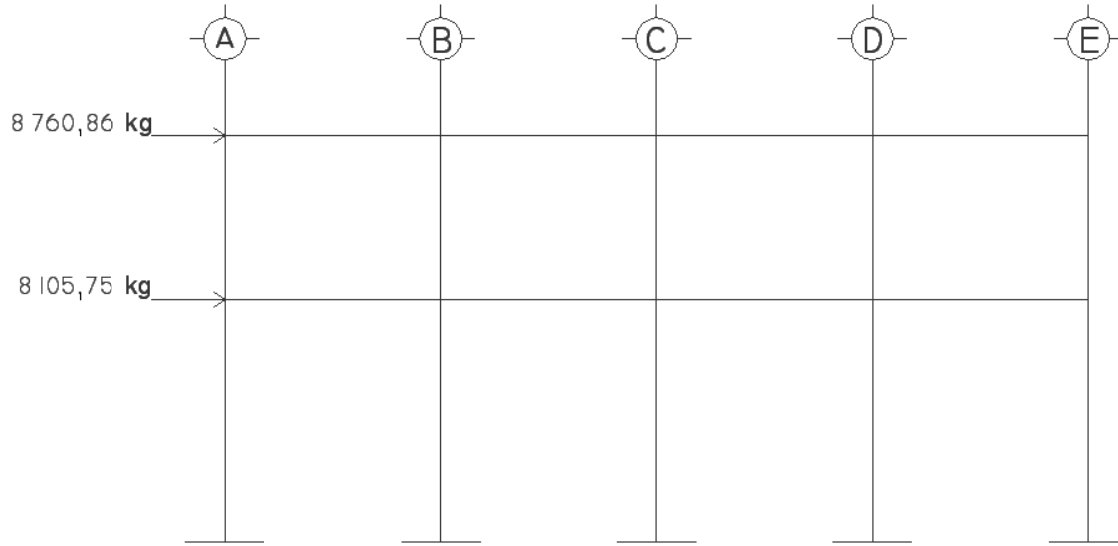
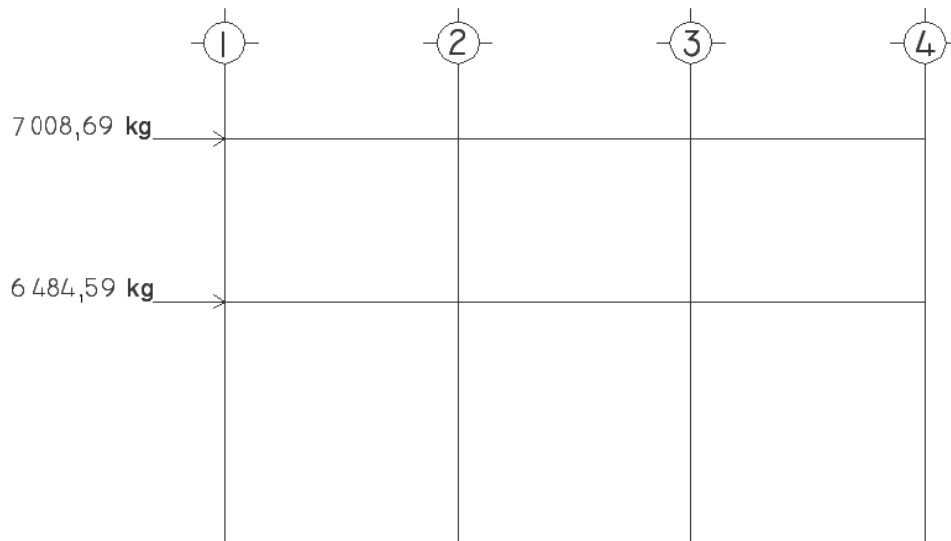


Figura 24. Fuerza de sismo en marcos eje Y



2.2.5.4 Análisis de marcos dúctiles por el método de Cross

El método de distribución de momento o método de Cross es aplicable a marcos con cualquier tipo de carga simétrico o asimétrico.

Momento fijo: es el momento necesario en el extremo de un miembro para que el giro en ese extremo sea igual a cero. También se le conoce como momento de empotramiento. Para carga distribuida esta dado por la ecuación:

$$M_{IJ} = \mp \frac{WL^2}{12}$$

Rigidez

$$K = \frac{4EI}{L}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad

I = inercia

L = longitud

En un voladizo la rigidez es cero.

4E = constante

$$K = \frac{I}{L}$$

Factor de distribución: es el valor por el cual se debe multiplicar el momento que se encuentra aplicado al nudo, para obtener el momento que absorbe el extremo de cada uno de los miembros que llega a ese nudo. En los empotramientos y en las articulaciones el factor de distribución es cero.

$$D_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_i}$$

Inercia de elementos rectangulares:

$$I = \frac{1}{12}bh^3$$

Cálculo para el eje 2 para carga muerta

$$I_{VIGA} = \frac{1}{12}(25)(40)^3 = 133\,333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{COLUMNA} = \frac{1}{12}(40)(40)^3 = 213\,333,33 \text{ cm}^4$$

Rigidez

$$K_{VIGA} = \frac{133\,333,33 \text{ cm}^4}{415 \text{ cm}} = 321,28 \text{ cm}^3$$

$$K_{COLUMNA} = \frac{213\,333,33 \text{ cm}^4}{314 \text{ cm}} = 679,40 \text{ cm}^3$$

$$K_{COLUMNA} = \frac{213\,333,33 \text{ cm}^4}{464 \text{ cm}} = 459,77 \text{ cm}^3$$

Factor de distribución

Nodo A

$$D_{AB} = \frac{321,28}{321,28 + 679,40} = 0,32$$

$$D_{AF} = \frac{679,40}{321,28 + 679,40} = 0,68$$

Nodo B

$$D_{BA} = \frac{321,28}{321,28 + 321,28 + 679,40} = 0,24$$

$$D_{BC} = \frac{321,28}{321,28 + 321,28 + 679,40} = 0,24$$

$$D_{BG} = \frac{679,40}{321,28 + 321,28 + 679,40} = 0,52$$

Nodo C

$$D_{CB} = \frac{321,28}{321,28 + 321,28 + 679,40} = 0,24$$

$$D_{CD} = \frac{321,28}{321,28 + 321,28 + 679,40} = 0,24$$

$$D_{CH} = \frac{679,40}{321,28 + 321,28 + 679,40} = 0,52$$

Nodo D

$$D_{DC} = \frac{321,28}{321,28 + 321,28 + 679,40} = 0,24$$

$$D_{DE} = \frac{321,28}{321,28 + 321,28 + 679,40} = 0,24$$

$$D_{DI} = \frac{679,40}{321,28 + 321,28 + 679,40} = 0,52$$

Nodo E

$$D_{ED} = \frac{321,28}{321,28 + 679,40} = 0,32$$

$$D_{EJ} = \frac{679,40}{321,28 + 679,40} = 0,68$$

Nodo F

$$D_{FA} = \frac{679,40}{679,40 + 321,28 + 459,77} = 0,47$$

$$D_{FG} = \frac{321,28}{679,40 + 321,28 + 459,77} = 0,22$$

$$D_{FK} = \frac{459,77}{679,40 + 321,28 + 459,77} = 0,31$$

Nodo G

$$D_{GB} = \frac{679,40}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,38$$

$$D_{GF} = \frac{321,28}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,18$$

$$D_{GH} = \frac{321,28}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,18$$

$$D_{GI} = \frac{459,77}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,26$$

Nodo H

$$D_{HC} = \frac{679,40}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,38$$

$$D_{HG} = \frac{321,28}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,18$$

$$D_{HI} = \frac{321,28}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,18$$

$$D_{HLL} = \frac{459,77}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,26$$

Nodo I

$$D_{ID} = \frac{679,40}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,38$$

$$D_{IH} = \frac{321,28}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,18$$

$$D_{IJ} = \frac{321,28}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,18$$

$$D_{IM} = \frac{459,77}{679,40 + 459,77 + 321,28 + 321,28} = 0,26$$

Nodo J


$$D_{JE} = \frac{679,40}{679,40 + 321,28 + 459,77} = 0,47$$

$$D_{JI} = \frac{321,28}{679,40 + 321,28 + 459,77} = 0,22$$

$$D_{JN} = \frac{459,77}{679,40 + 321,28 + 459,77} = 0,31$$

En los empotramientos el factor de distribución es cero

$$D_{KF} = D_{LG} = D_{LLH} = D_{MI} = D_{NJ} = 0$$

Momentos de empotramiento 

$$M_{AB} = M_{BC} = M_{CD} = M_{DE} = \frac{(1\,119,61 \text{ kg/m})(4,15 \text{ m})^2}{12} = 1\,606,87 \text{ kg-m}$$

$$M_{BA} = M_{CB} = M_{DC} = M_{ED} = -1\,606,87 \text{ kg-m}$$

$$M_{AF} = M_{BG} = M_{CH} = M_{DI} = M_{EJ} = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{FG} = M_{GH} = M_{HI} = M_{IJ} = \frac{(1\,593,86 \text{ kg/m})(4,15 \text{ m})^2}{12} = 2\,287,52 \text{ kg-m}$$

$$M_{GF} = M_{HG} = M_{IH} = M_{JI} = -2\,287,52 \text{ kg-m}$$

$$M_{FA} = M_{FK} = M_{GB} = M_{GL} = M_{HC} = M_{HLL} = M_{ID} = M_{IM} = M_{JE} = M_{JN} = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{KF} = M_{LG} = M_{LLH} = M_{MI} = M_{NJ} = 0 \text{ kg-m}$$

El procedimiento a realizar es el de sumar algebraicamente los momentos que actúan en el nodo a analizar y se multiplica por el factor de distribución. El resultado nos dará el nuevo momento al cual se le cambia de signo. De esta manera se completa el primer ciclo.

Primer ciclo

Nodo A

$$M_{AB} = (M_{AB} + M_{AF})(D_{AB})$$

$$M_{AB} = (1\,606,87+0)(0,32) = -514,19 \text{ kg-m}$$

$$M_{AF} = (M_{AB} + M_{AF})(D_{AF})$$

$$M_{AF} = (1\,606,87+0)(0,68) = -1\,092,67 \text{ kg-m}$$

Nodo B

$$M_{BA} = (M_{BA} + M_{BG} + M_{BC})(D_{BA})$$

$$M_{BA} = (-1\,606,87+0+1\,606,87)(0,24) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{BG} = (M_{BA} + M_{BG} + M_{BC})(D_{BG})$$

$$M_{BG} = (-1\,606,87+0+1\,606,87)(0,52) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{BC} = (M_{BA} + M_{BG} + M_{BC})(D_{BC})$$

$$M_{BC} = (-1\ 606,87+0+1\ 606,87)(0,24) = 0 \text{ kg-m}$$

Nodo C

$$M_{CB} = (M_{CB} + M_{CH} + M_{CD})(D_{CB})$$

$$M_{BA} = (-1\ 606,87+0+1\ 606,87)(0,24) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{CH} = (M_{CB} + M_{CH} + M_{CD})(D_{CH})$$

$$M_{CH} = (-1\ 606,87+0+1\ 606,87)(0,52) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{CD} = (M_{CB} + M_{CH} + M_{CD})(D_{CD})$$

$$M_{CD} = (-1\ 606,87+0+1\ 606,87)(0,24) = 0 \text{ kg-m}$$

Nodo D

$$M_{DC} = (M_{DC} + M_{DI} + M_{DE})(D_{DC})$$

$$M_{DC} = (-1\ 606,87+0+1\ 606,87)(0,24) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{DI} = (M_{DC} + M_{DI} + M_{DE})(D_{DC})$$

$$M_{DI} = (-1\ 606,87+0+1\ 606,87)(0,52) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{DE} = (M_{DC} + M_{DI} + M_{DE})(D_{DC})$$

$$M_{DE} = (-1\ 606,87+0+1\ 606,87)(0,24) = 0 \text{ kg-m}$$

Nodo E

$$M_{ED} = (M_{ED} + M_{EJ})(D_{ED})$$

$$M_{AB} = (-1\ 606,87+0)(0,32) = 514,19 \text{ kg-m}$$

$$M_{ED} = (M_{ED} + M_{EJ})(D_{ED})$$

$$M_{AB} = (-1\ 606,87+0)(0,68) = 1\ 092,67 \text{ kg-m}$$

Nodo F

$$M_{FA} = (M_{FA} + M_{FK} + M_{FG})(D_{FA})$$

$$M_{FA} = (0+0+2 \cdot 287,52)(0,47) = -1 \, 075,13 \text{ kg-m}$$

$$M_{FK} = (M_{FA} + M_{FK} + M_{FG})(D_{FK})$$

$$M_{FK} = (0+0+2 \cdot 287,52)(0,31) = -709,13 \text{ kg-m}$$

$$M_{FG} = (M_{FA} + M_{FK} + M_{FG})(D_{FG})$$

$$M_{FG} = (0+0+2 \cdot 287,52)(0,22) = -503,25 \text{ kg-m}$$

Nodo G

$$M_{GF} = (M_{GF} + M_{GB} + M_{GL} + M_{GH})(D_{GF})$$

$$M_{GF} = (-2 \cdot 287,52+0+0+2 \cdot 287,52)(0,18) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{GB} = (M_{GF} + M_{GB} + M_{GL} + M_{GH})(D_{GB})$$

$$M_{GB} = (-2 \cdot 287,52+0+0+2 \cdot 287,52)(0,38) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{GL} = (M_{GF} + M_{GB} + M_{GL} + M_{GH})(D_{GL})$$

$$M_{GL} = (-2 \cdot 287,52+0+0+2 \cdot 287,52)(0,26) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{GH} = (M_{GF} + M_{GB} + M_{GL} + M_{GH})(D_{GH})$$

$$M_{GH} = (-2 \cdot 287,52+0+0+2 \cdot 287,52)(0,18) = 0 \text{ kg-m}$$

Nodo H

$$M_{HG} = (M_{HG} + M_{HC} + M_{HLL} + M_{HI})(D_{HG})$$

$$M_{HG} = (-2 \cdot 287,52+0+0+2 \cdot 287,52)(0,18) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{HC} = (M_{HG} + M_{HC} + M_{HLL} + M_{HI})(D_{HC})$$

$$M_{HC} = (-2 \cdot 287,52+0+0+2 \cdot 287,52)(0,38) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{HLL} = (M_{HG} + M_{HC} + M_{HLL} + M_{HI})(D_{HLL})$$

$$M_{HLL} = (-2\ 287,52+0+0+2\ 287,52)(0,26) = 0\ \text{kg-m}$$

$$M_{HI} = (M_{HG} + M_{HC} + M_{HLL} + M_{HI})(D_{HI})$$

$$M_{HI} = (-2\ 287,52+0+0+2\ 287,52)(0,18) = 0\ \text{kg-m}$$

Nodo I

$$M_{IH} = (M_{IH} + M_{ID} + M_{IM} + M_{IJ})(D_{IH})$$

$$M_{IH} = (-2\ 287,52+0+0+2\ 287,52)(0,18) = 0\ \text{kg-m}$$

$$M_{ID} = (M_{IH} + M_{ID} + M_{IM} + M_{IJ})(D_{ID})$$

$$M_{ID} = (-2\ 287,52+0+0+2\ 287,52)(0,38) = 0\ \text{kg-m}$$

$$M_{IM} = (M_{IH} + M_{ID} + M_{IM} + M_{IJ})(D_{IM})$$

$$M_{IM} = (-2\ 287,52+0+0+2\ 287,52)(0,26) = 0\ \text{kg-m}$$

$$M_{IJ} = (M_{IH} + M_{ID} + M_{IM} + M_{IJ})(D_{IJ})$$

$$M_{IJ} = (-2\ 287,52+0+0+2\ 287,52)(0,18) = 0\ \text{kg-m}$$

Nodo J

$$M_{JI} = (M_{JI} + M_{JE} + M_{JN})(D_{JI})$$

$$M_{JI} = (-2\ 287,52+0+0)(0,22) = 503,25\ \text{kg-m}$$

$$M_{JE} = (M_{JI} + M_{JE} + M_{JN})(D_{JE})$$

$$M_{JE} = (-2\ 287,52+0+0)(0,47) = 1\ 075,13\ \text{kg-m}$$

$$M_{JN} = (M_{JI} + M_{JE} + M_{JN})(D_{JN})$$

$$M_{JN} = (-2\ 287,52+0+0)(0,31) = 709,13\ \text{kg-m}$$

Nodo K

$$M_{KF} = (M_{KF})(D_{KF})$$

$$M_{FA} = (0)(0) = 0 \text{ kg-m}$$

Nodo L

$$M_{LG} = (M_{LG})(D_{LG})$$

$$M_{LG} = (0)(0) = 0 \text{ kg-m}$$

Nodo LL

$$M_{LLH} = (M_{LLH})(D_{LLH})$$

$$M_{LLH} = (0)(0) = 0 \text{ kg-m}$$

Nodo M

$$M_{MI} = (M_{MI})(D_{MI})$$

$$M_{MI} = (0)(0) = 0 \text{ kg-m}$$

Nodo N

$$M_{NJ} = (M_{NJ})(D_{NJ})$$

$$M_{NJ} = (0)(0) = 0 \text{ kg-m}$$

Para el segundo ciclo se aplica un factor de transporte a los momentos encontrados del nodo opuesto al nodo a analizar, para obtener los nuevos momentos. Con los nuevos momentos se realiza el segundo ciclo con el mismo procedimiento del primer ciclo.

Factor de transporte

Nodo A

$$M_{AB} = (M_{BA})(0,50)$$

$$M_{AB} = (0)(0,50) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{AF} = (M_{FA})(0,50)$$

$$M_{AF} = (-1\ 075,13)(0,50) = -537,57 \text{ kg-m}$$

Nodo B

$$M_{BA} = (M_{AB})(0,50)$$

$$M_{BA} = (-514,19)(0,50) = -257,09 \text{ kg-m}$$

$$M_{BG} = (M_{GB})(0,50)$$

$$M_{BG} = (0)(0,50) = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_{BC} = (M_{CB})(0,50)$$

$$M_{BC} = (0)(0,50) = 0 \text{ kg-m}$$

Para los siguientes nodos se realiza el mismo procedimiento. Los momentos finales es la suma algebraica de los momentos encontrados en cada uno de los ciclos.

Momentos positivos en vigas

$$M_{(+)ij} = \frac{WL^2}{8}$$

$$W_{(+)AB} = \frac{(1\ 119,61 \text{ kg/m})(4,15 \text{ m})^2}{8} = 2\ 410,31 \text{ kg - m}$$

Para los marcos con carga viva se realizó el mismo procedimiento.

Figura 25. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco 2, eje X

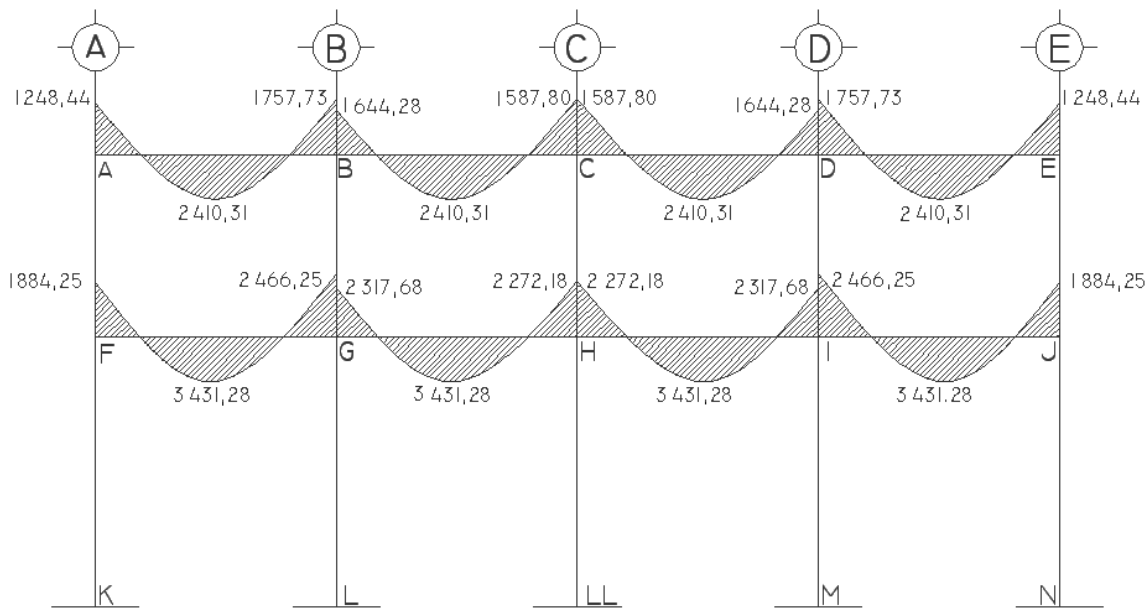


Figura 26. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas marco 2, eje X

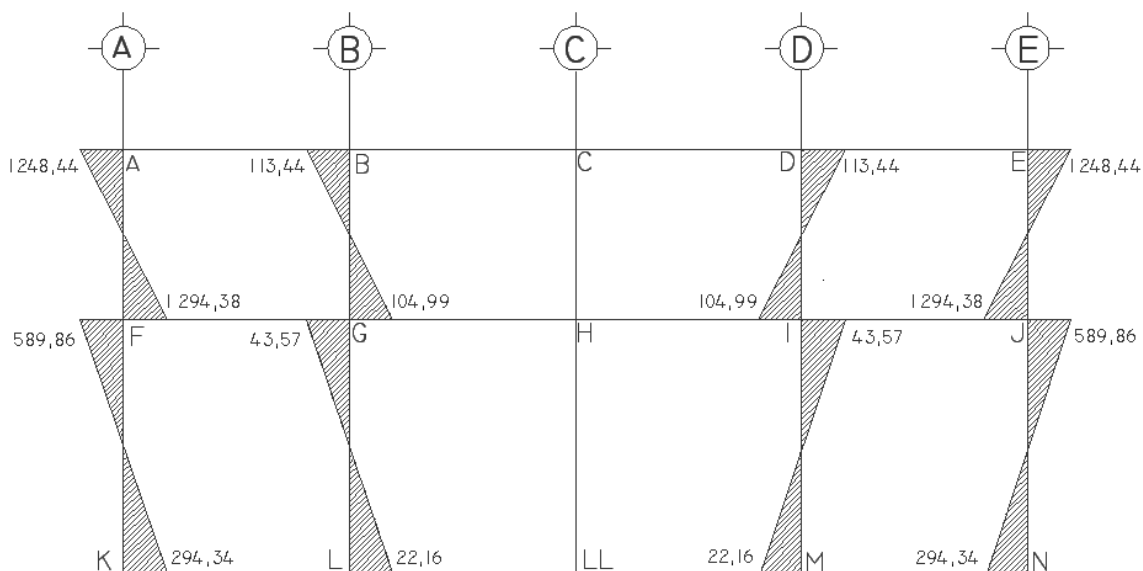


Figura 27. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco 2, eje X

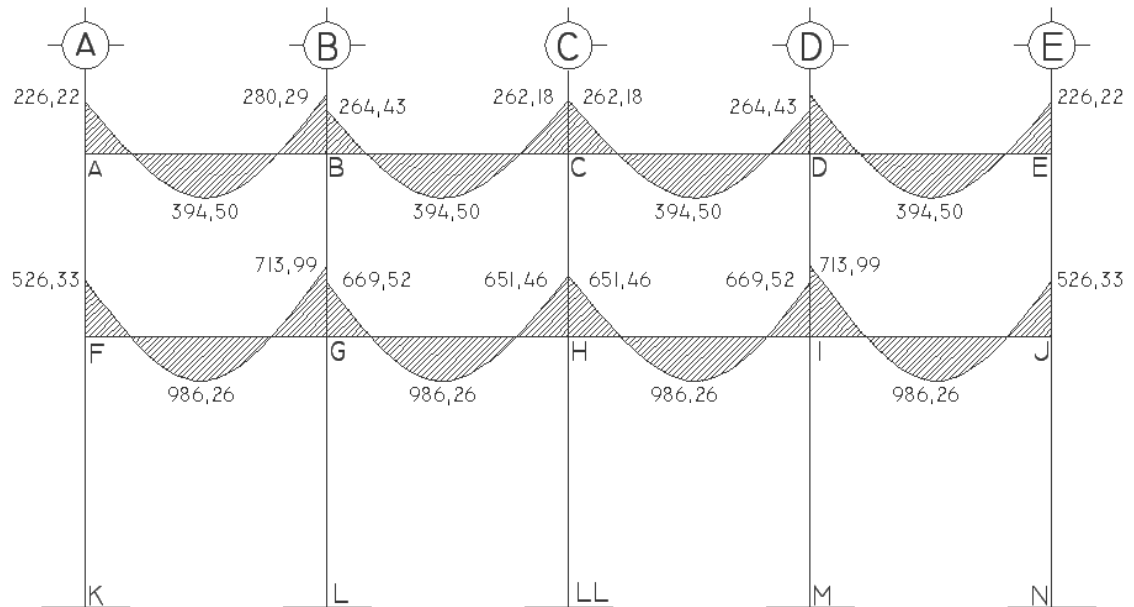


Figura 28. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco 2, eje X

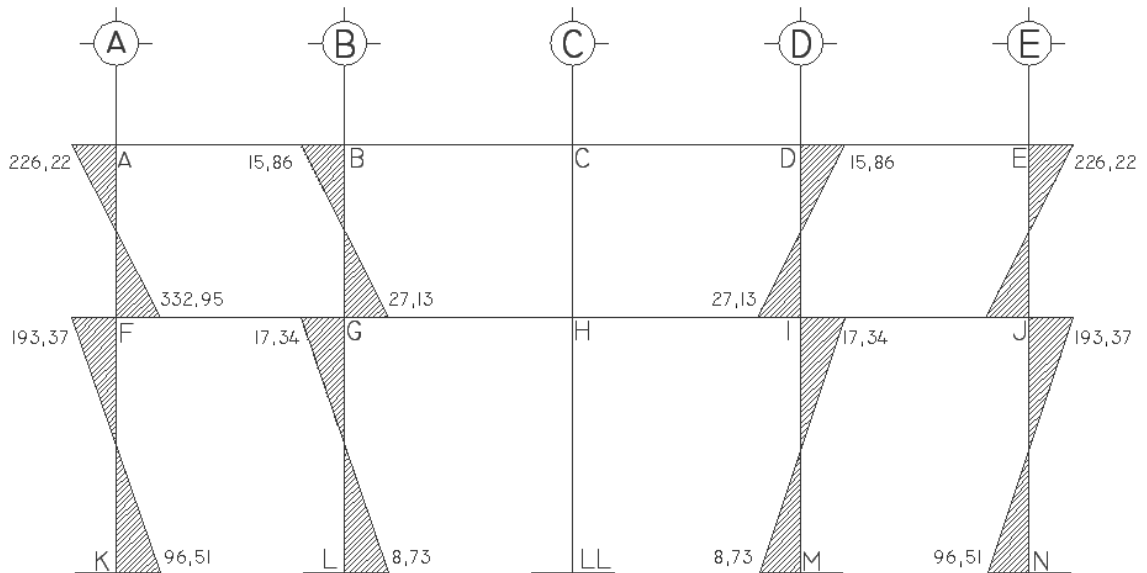


Figura 29. Diagrama de momentos por carga muerta en vigas marco C-D, eje Y

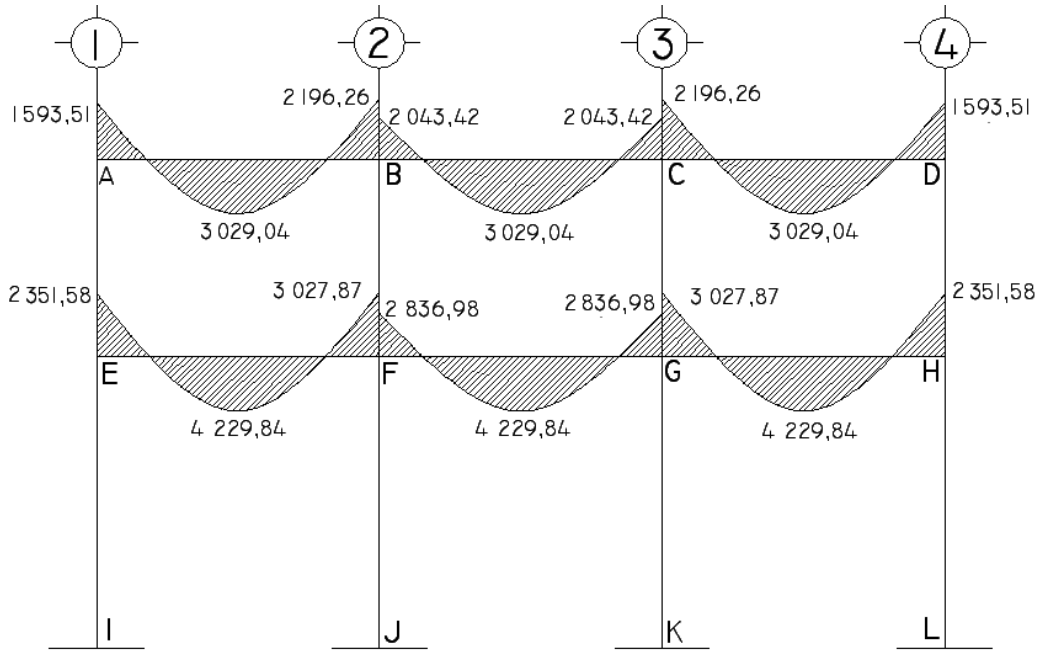


Figura 30. Diagrama de momentos por carga muerta en columnas Marco C-D, eje Y

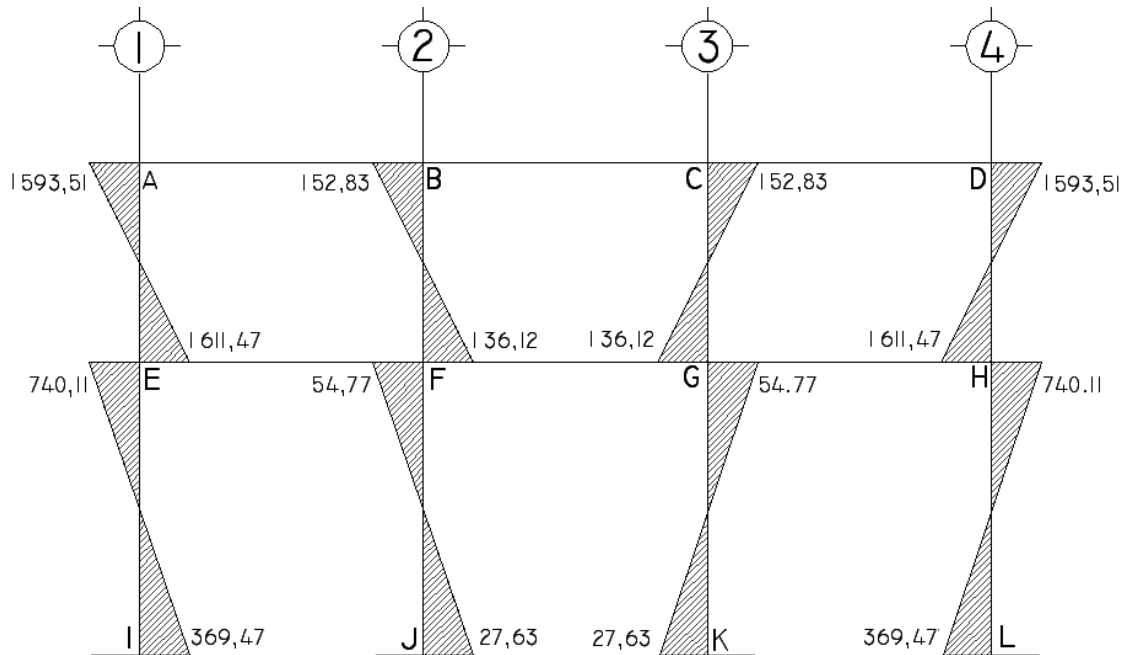


Figura 31. Diagrama de momentos por carga viva en vigas marco C-D, eje Y

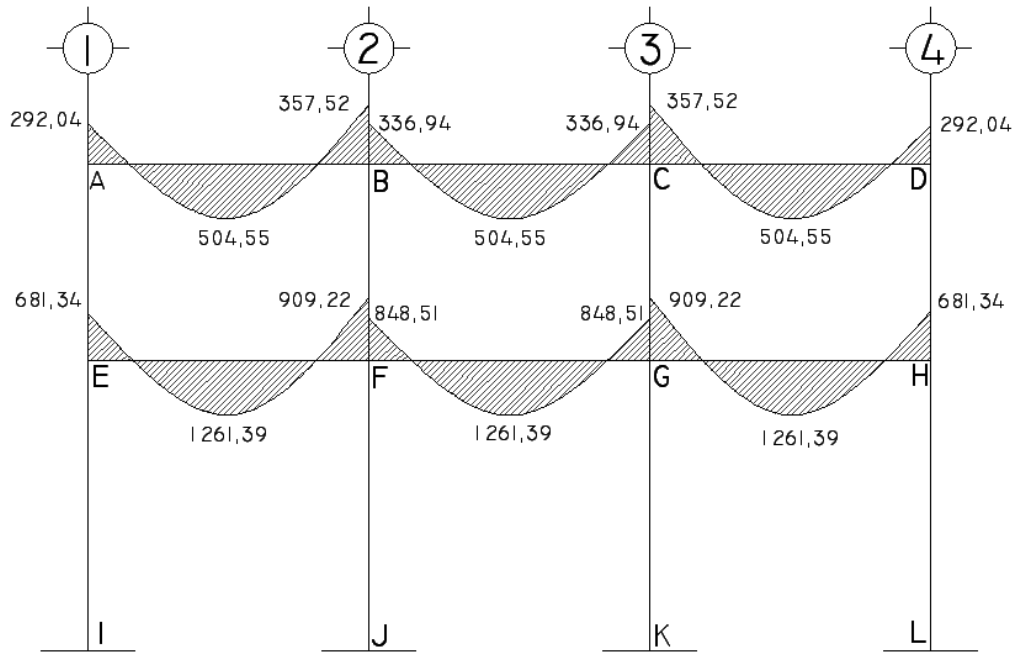
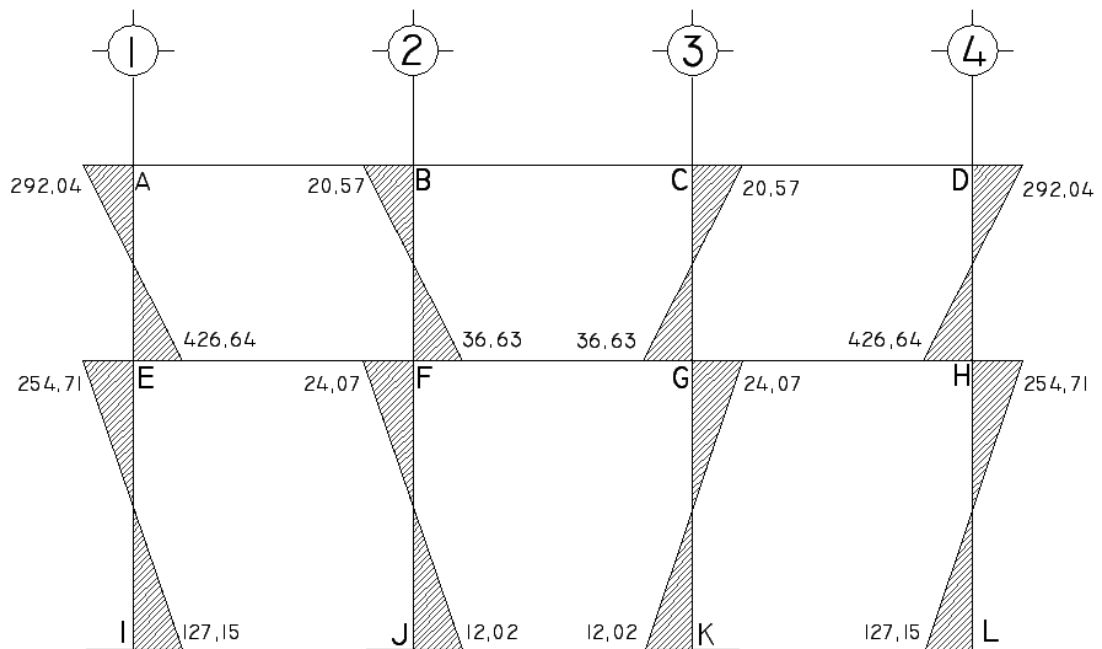


Figura 32. Diagrama de momentos por carga viva en columnas marco C-D, eje Y



2.2.5.5 Análisis de carga sísmicas por el método del portal

El método del portal es utilizado para el análisis de marcos simétricos y asimétricos sometidos a cargas horizontales. Se utiliza cuando la base del edificio es mayor a su altura.

Supone que hay puntos de inflexión a la mitad de las columnas y vigas.

Las columnas internas de los marcos resisten el doble de la fuerza cortante que las externas.

Figura 33. Diagrama de cuerpo libre del segundo nivel del marco 2, eje X

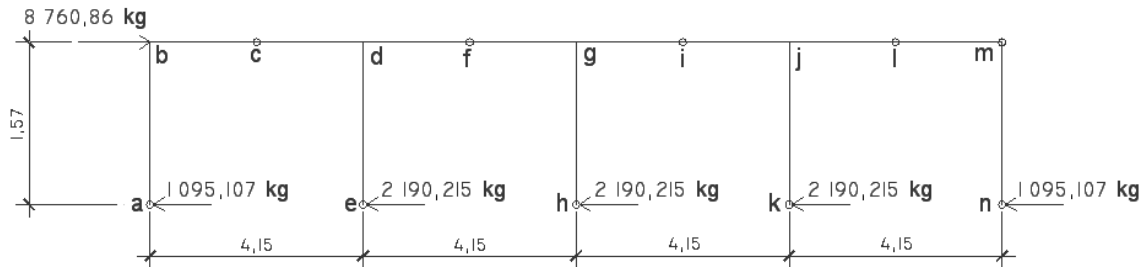
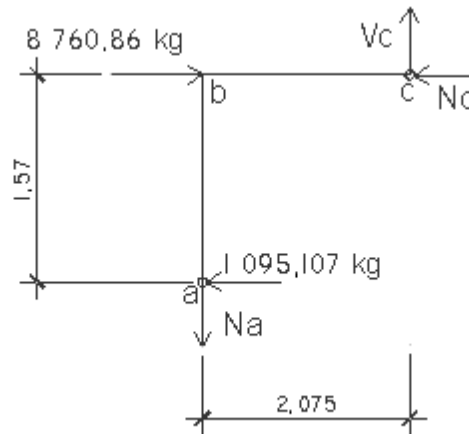


Figura 34. Diagrama de cuerpo libre en los puntos de inflexión abc



$$\sum M_b = 0 \quad (+)$$

$$2,075 V_c - (1,57)(1\,095,107 \text{ kg}) = 0$$

$$V_c = 828,586 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \quad \uparrow +$$

$$V_c - N_a = 0$$

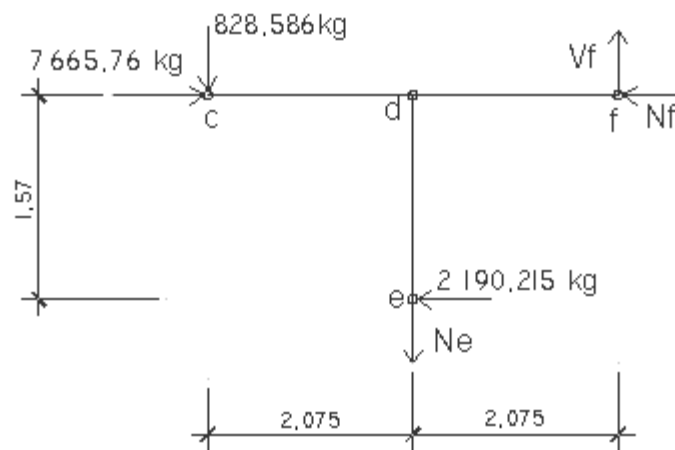
$$N_a = 828,586 \text{ kg}$$

$$\sum F_x = 0 \quad + \rightarrow$$

$$8\,760,86 \text{ kg} - 1\,095,10 \text{ kg} - N_c = 0$$

$$N_c = 7\,665,76 \text{ kg}$$

Figura 35. Diagrama de cuerpo libre en los puntos de inflexión cdef



$$\sum M_d = 0 \quad (+)$$

$$2,075(828,586 \text{ kg}) + 2,075 V_f - 1,57(2\,190,215 \text{ kg}) = 0$$

$$V_f = 828,586 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \quad \uparrow +$$

$$V_f - N_e - 828,586 \text{ kg} = 0$$

$$N_e = 0$$

$$\sum F_x = 0 \quad + \rightarrow$$

$$7\,665,76 \text{ kg} - 2\,190,215 \text{ kg} - N_f = 0$$

$$N_f = 5\,475,545 \text{ kg}$$

Para los siguientes puntos de inflexión del primer y segundo nivel, en el sentido X y sentido Y se realiza el mismo procedimiento para encontrar las fuerzas que generan los momentos en las columnas y vigas por carga de sismo.

Figura 36. Diagrama de momentos por carga de sismo en vigas marco 2, eje X

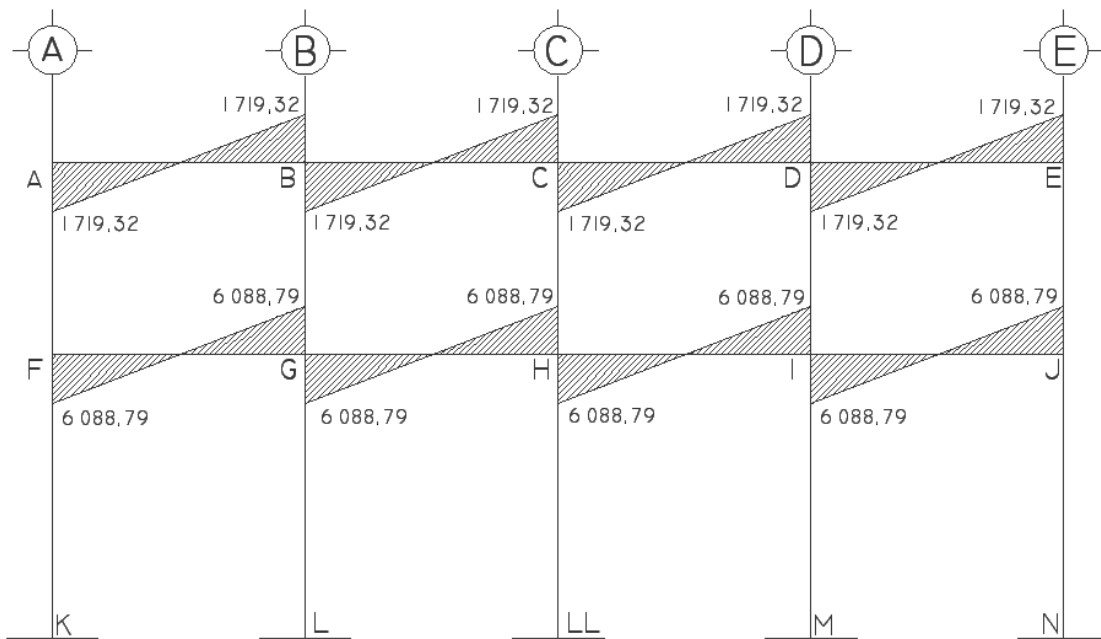


Figura 37. Diagrama de momentos por carga de sismo en columnas marco 2, eje X

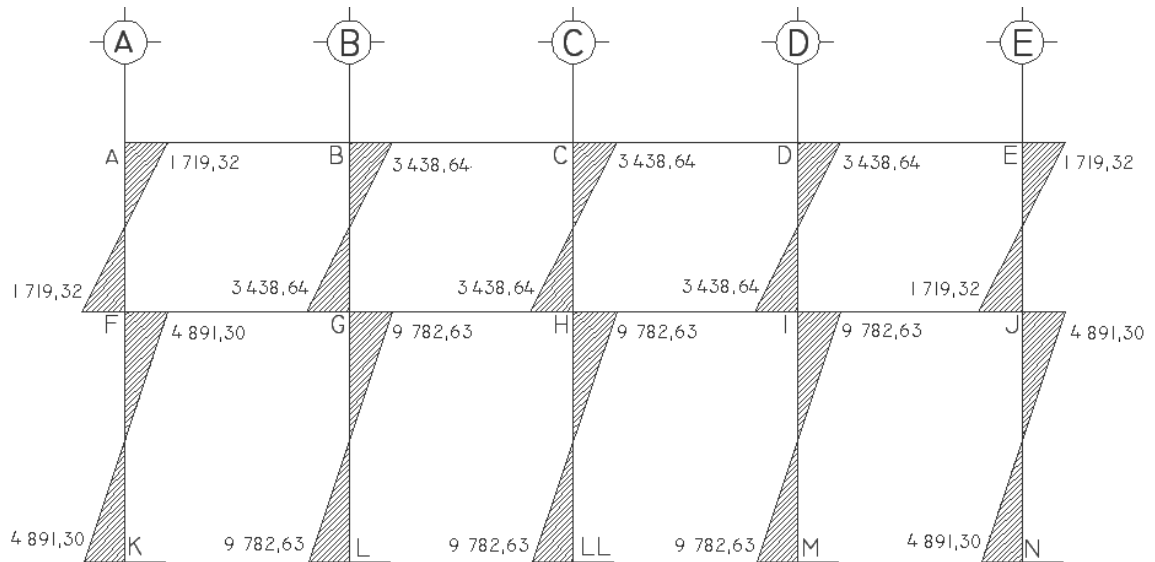


Figura 38. Diagrama de momentos por carga de sismo en vigas marco C-D, eje Y

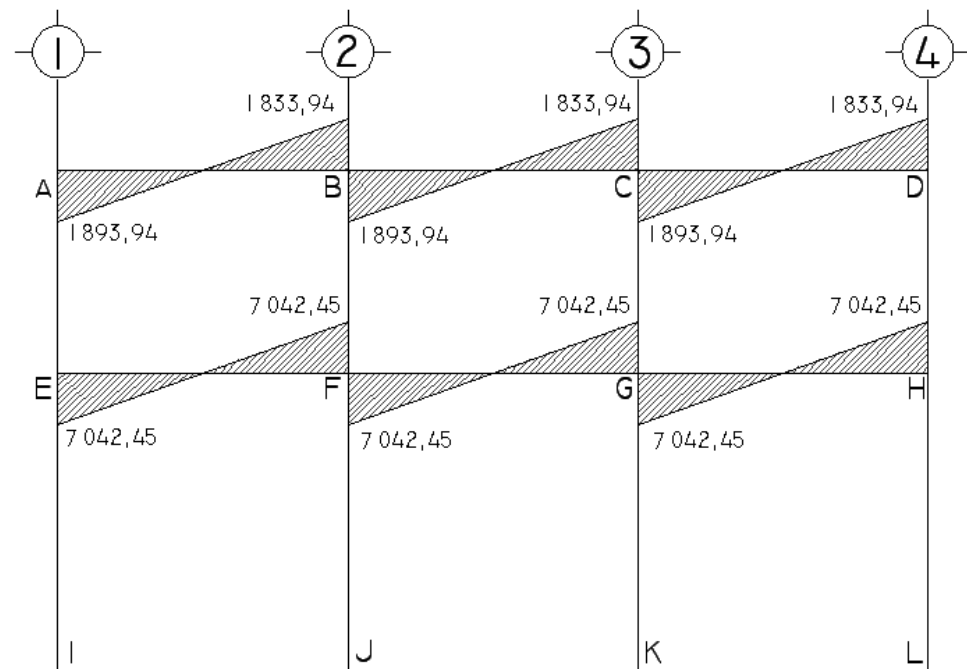
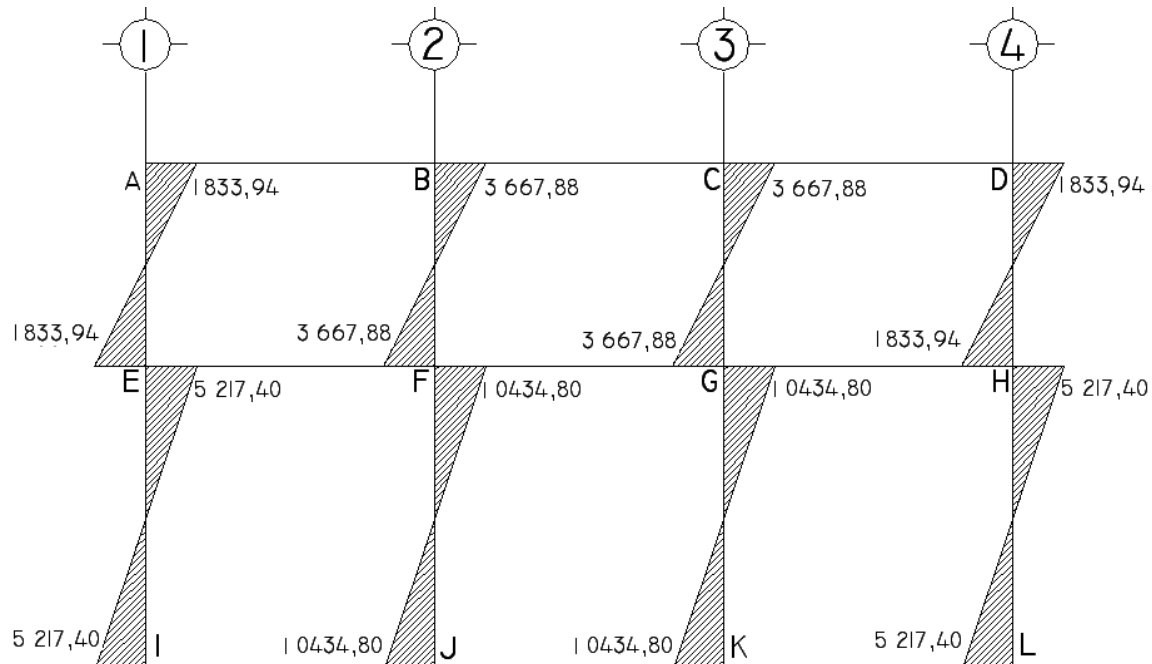


Figura 39. Diagrama de momentos por carga de sismo en columnas marco C-D, eje Y



2.2.5.6 Análisis de marcos dúctiles utilizando el programa SAP 2000

SAP es un programa de análisis dinámico y estático de estructuras por medio de elementos finitos. Para el desarrollo de este trabajo de graduación, se utilizó el SAP 2000 para el análisis de los marcos del edificio.

2.2.5.7 Comparación de métodos de análisis

A continuación se presentan los diagramas del análisis estructural utilizando el programa SAP de los marcos del edificio debido a la carga muerta, carga viva y carga de sismo en el sentido X y en el sentido Y.

Figura 40. Momentos por carga muerta marco 2, eje X

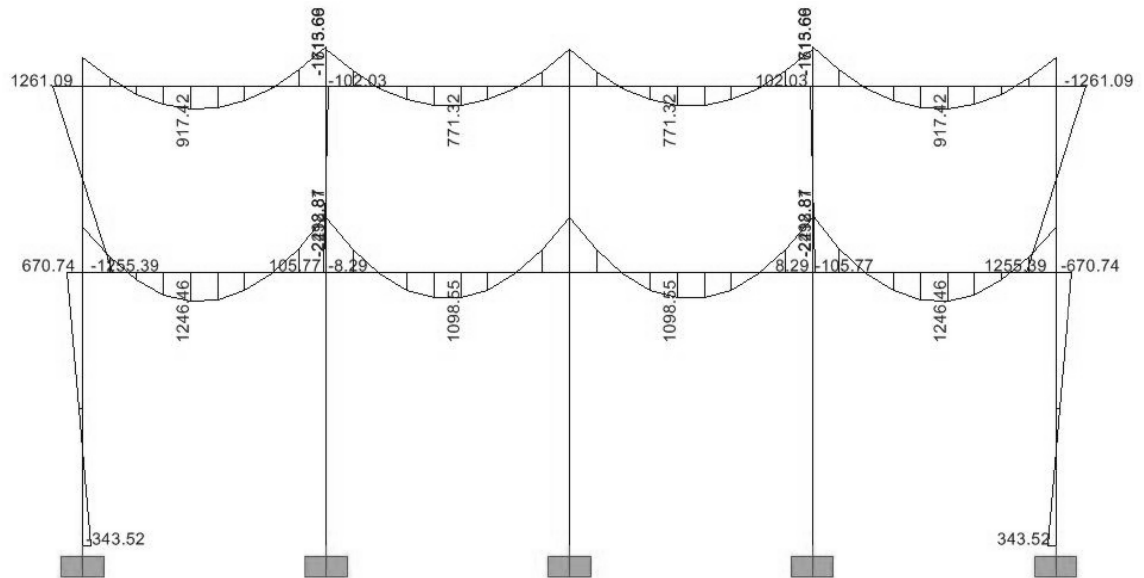


Figura 41. Momentos por carga viva marco 2, eje X

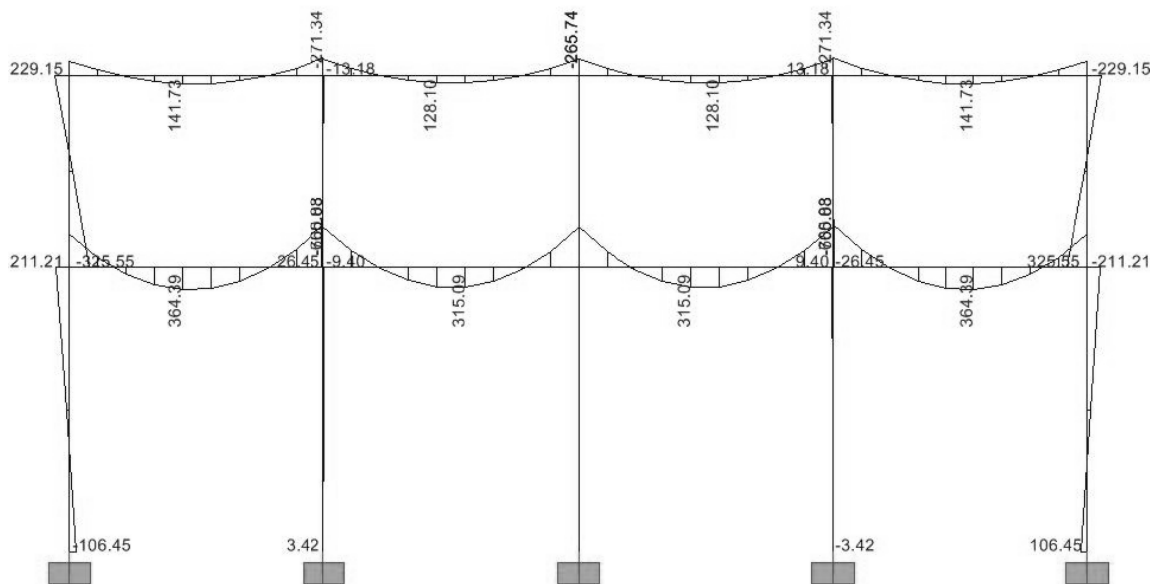


Figura 42. Momentos por carga muerta marco C-D, eje Y

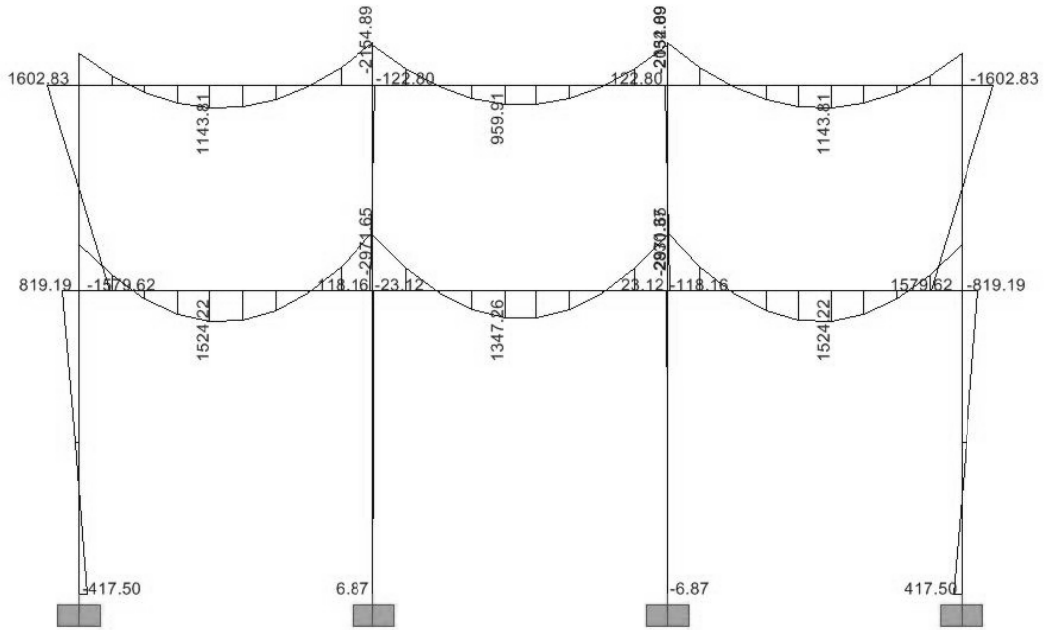


Figura 43. Momentos por carga viva marco C-D, eje Y

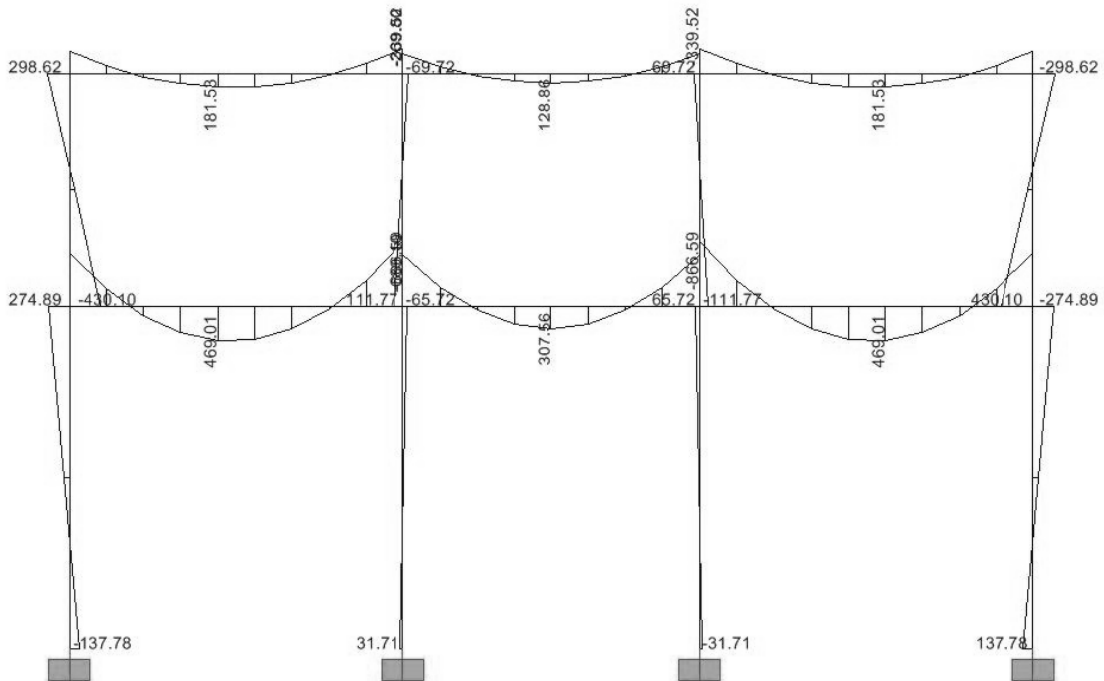


Figura 44. Momentos por carga sísmica marco 2, eje X

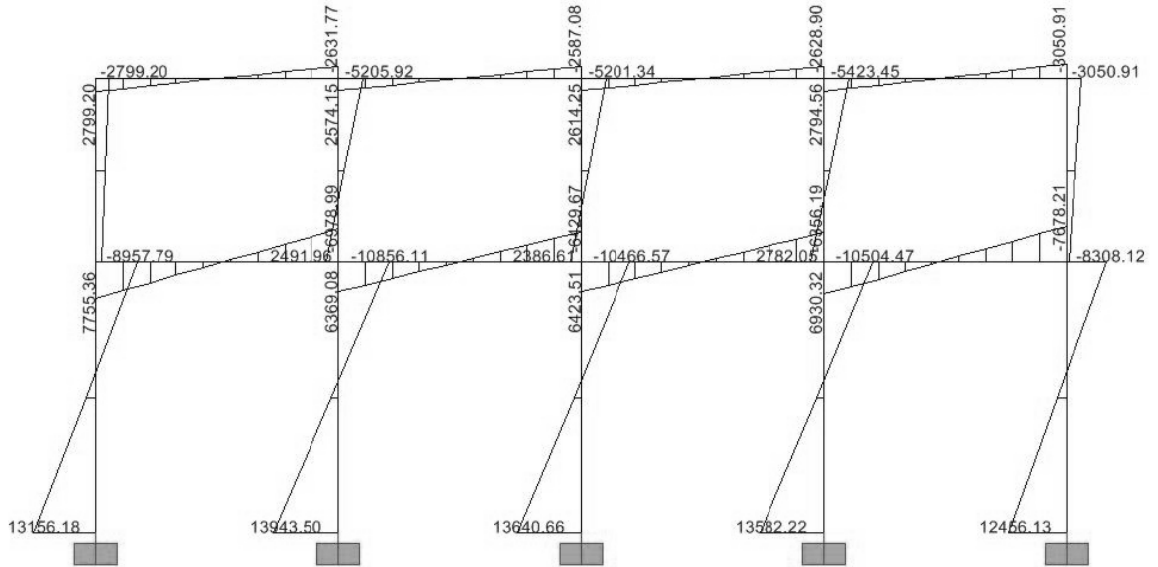
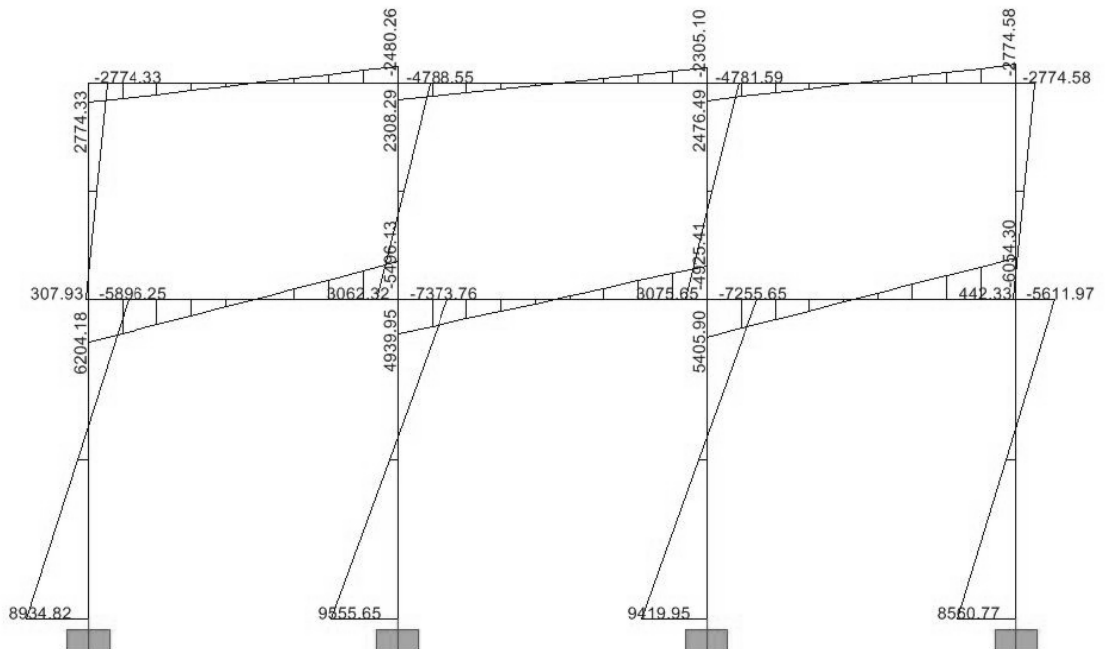


Figura 45. Momentos por carga sísmica marco C-D, eje Y



2.2.5.8 Momento último por envolvente de momentos

La envolvente de momentos es la representación de los esfuerzos máximos que pueden ocurrir por la superposición de los efectos de las cargas muertas, vivas y de sismo, las combinaciones que se usan son del código ACI 318S-05 sección 9.2.1 para concreto reforzado.

- $M = 1,2M_{CM} + 1,6M_{CV}$
- $M = 0,75(1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV} + 1,87 M_S)$
- $M = 0,75(1,2 M_{CM} + 1,6 M_{CV} - 1,87 M_S)$
- $M = 0,9M_{CM} + 1,43M_S$
- $M = 0,9M_{CM} - 1,43M_S$

Envolvente de momento, marco 2, eje X

Viga A-B

$$M = (1,2)(1\ 248,44) + (1,6)(226,20) = 1\ 860,08\ \text{kg-m}$$

$$M = (0,75)[(1,2)(1\ 248,44) + (1,6)(226,20) + (1,87)(1\ 719,32)] = 3\ 806,39\ \text{kg-m}$$

$$M = (0,75)[(1,2)(1\ 248,44) + (1,6)(226,20) - (1,87)(1\ 719,32)] = -1\ 016,27\ \text{kg-m}$$

$$M = (0,90)(1\ 248,44) + (1,43)(1\ 719,31) = 3\ 582,20\ \text{kg-m}$$

$$M = (0,90)(1\ 248,44) - (1,43)(1\ 719,31) = -1\ 335,017\ \text{kg-m}$$

Columna B-G

$$M = (1,2)(113,44\ \text{kg-m}) + (1,6)(15,86\ \text{kg-m}) = 161,50\ \text{kg-m}$$

$$M = (0,75)[(1,2)(113,44) + (1,6)(15,86) + (1,87)(3\ 438,64)] = 4\ 943,82\ \text{kg-m}$$

$$M = (0,75)[(1,2)(113,44) + (1,6)(15,86) - (1,87)(3\ 438,64)] = -4\ 701,56\ \text{kg-m}$$

$$M = (0,90)(113,44) + (1,43)(3\ 438,64) = 5\ 019,35\ \text{kg-m}$$

$$M = (0,90)(113,44) - (1,43)(3\ 438,64) = -4\ 815,16\ \text{kg-m}$$

Figura 46. Envoltente de momentos en vigas marco 2, eje X

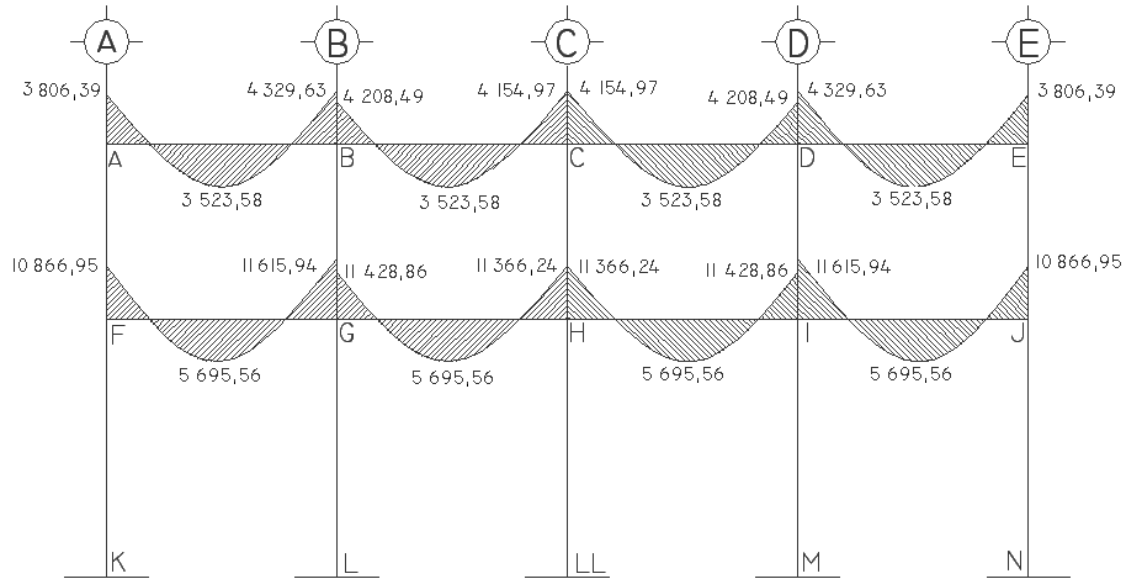


Figura 47. Envoltente de momentos en columnas marco 2, eje X

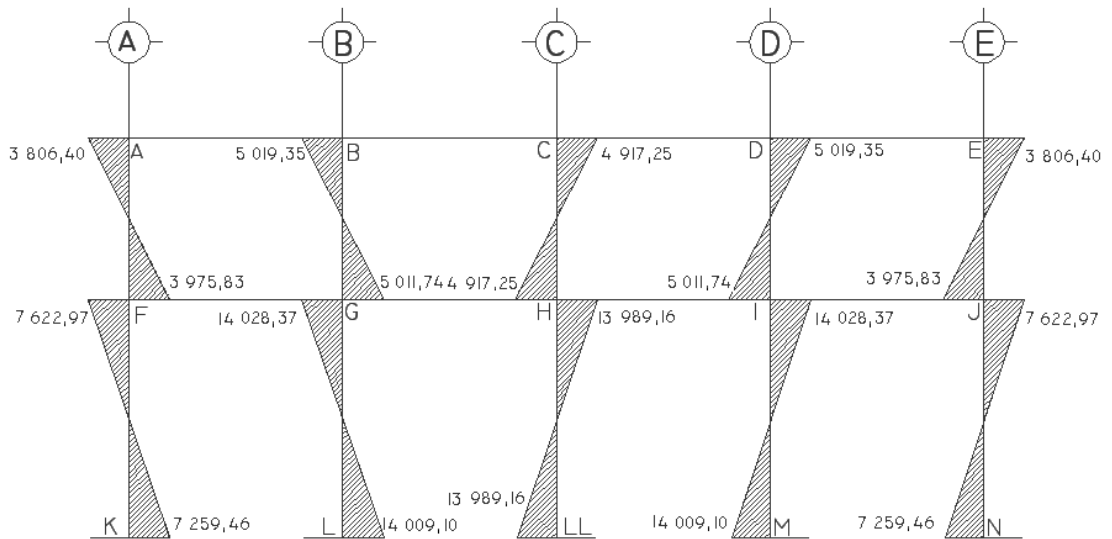


Figura 48. Envolvente de momentos en vigas marco C-D, eje Y

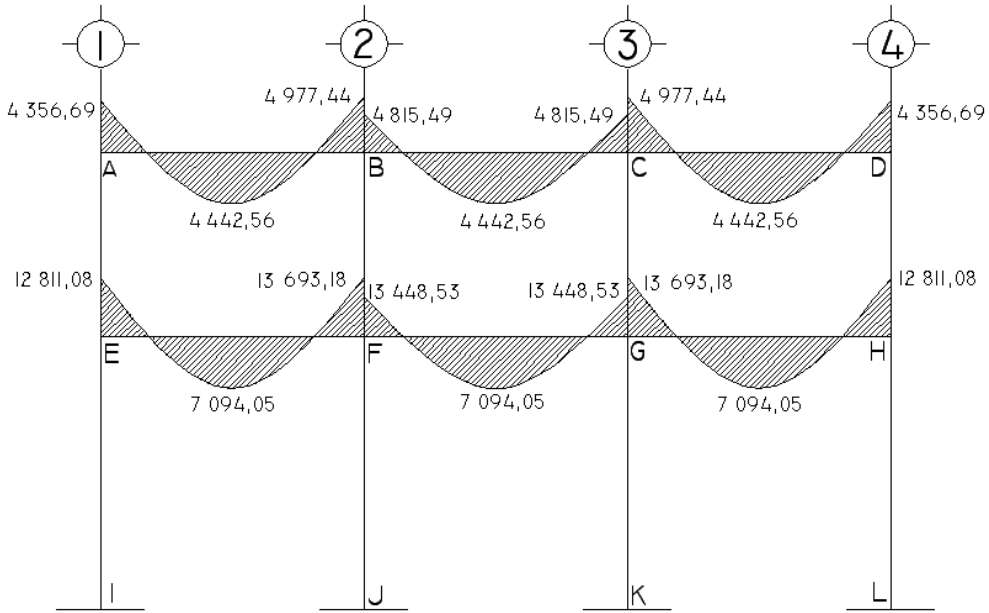
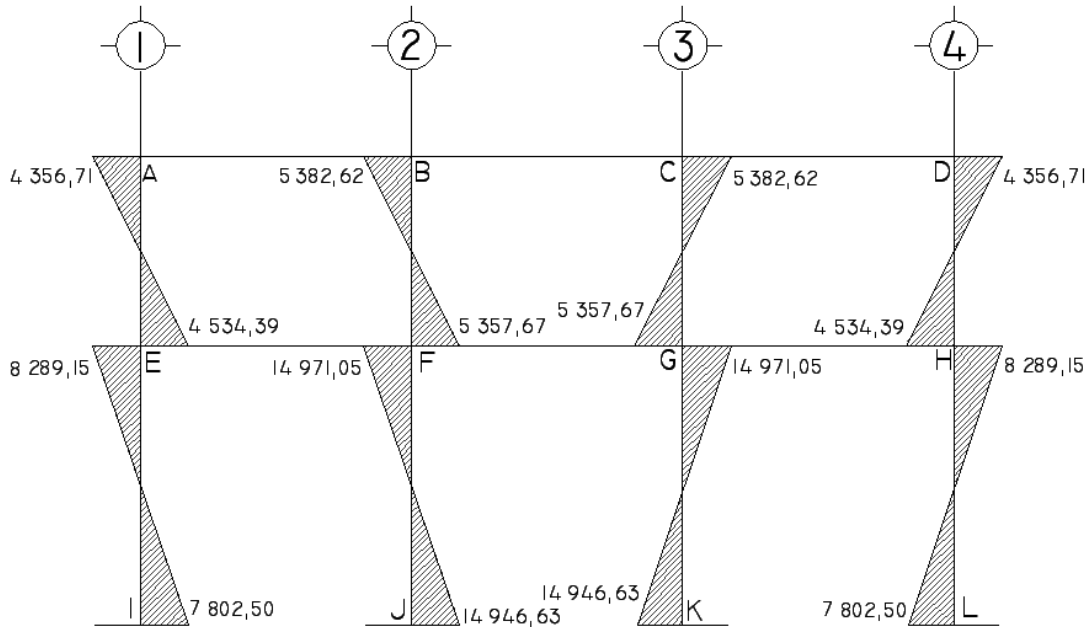


Figura 49. Envolvente de momentos en columnas marco C-D, eje Y



2.2.5.9 Diagramas de corte

Los cortes en los marcos se calculan con las fórmulas siguientes

Corte en vigas

$$V_u = 0,75 \left[\frac{1,2W_{cm}L}{2} + \frac{1,6W_{cv}L}{2} + \frac{1,87\Sigma M_s}{L} \right]$$

Corte en columnas

$$V_c = \frac{\Sigma M_{col}}{L}$$

Cálculo de corte en marco eje 2, sentido X

Viga A-B

$$V_u = 0,75 \left[\frac{1,2(1\,119,61)(4,15)}{2} + \frac{1,6(183,25)(4,15)}{2} + \frac{1,87(1\,719,31 + 1\,719,31)}{4,15} \right]$$

$$V_u = 3\,709,25 \text{ kg}$$

Columna B-G

$$V_c = \frac{5\,019,35 + 5\,011,74}{3,14}$$

$$V_c = 3\,194,61 \text{ kg}$$

Las siguientes figuras muestran los resultados obtenidos.

Figura 50. Envoltente de corte en vigas marco 2, eje X

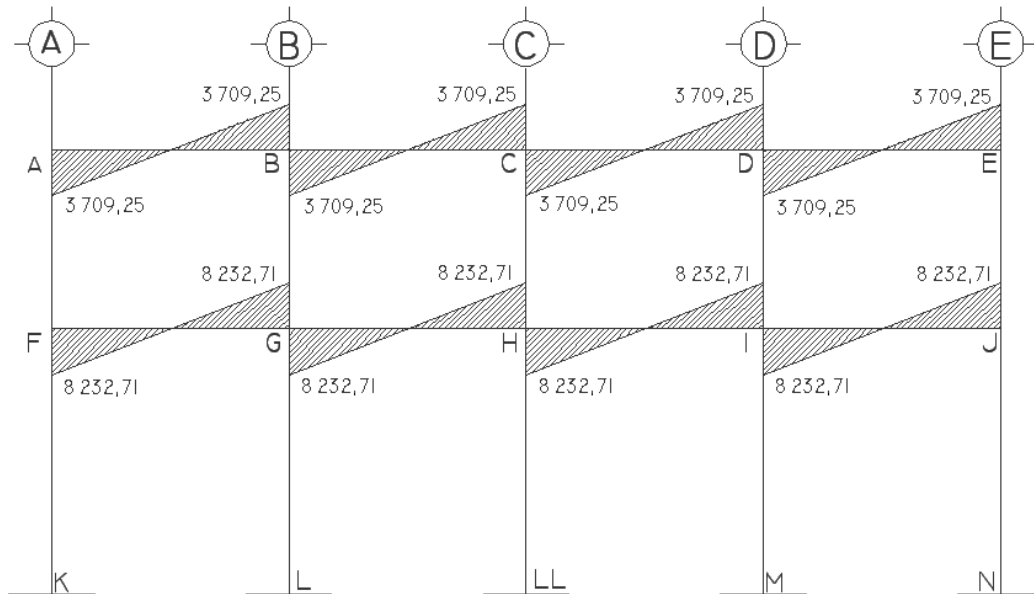


Figura 51. Envoltente de corte en columnas marco 2, eje X

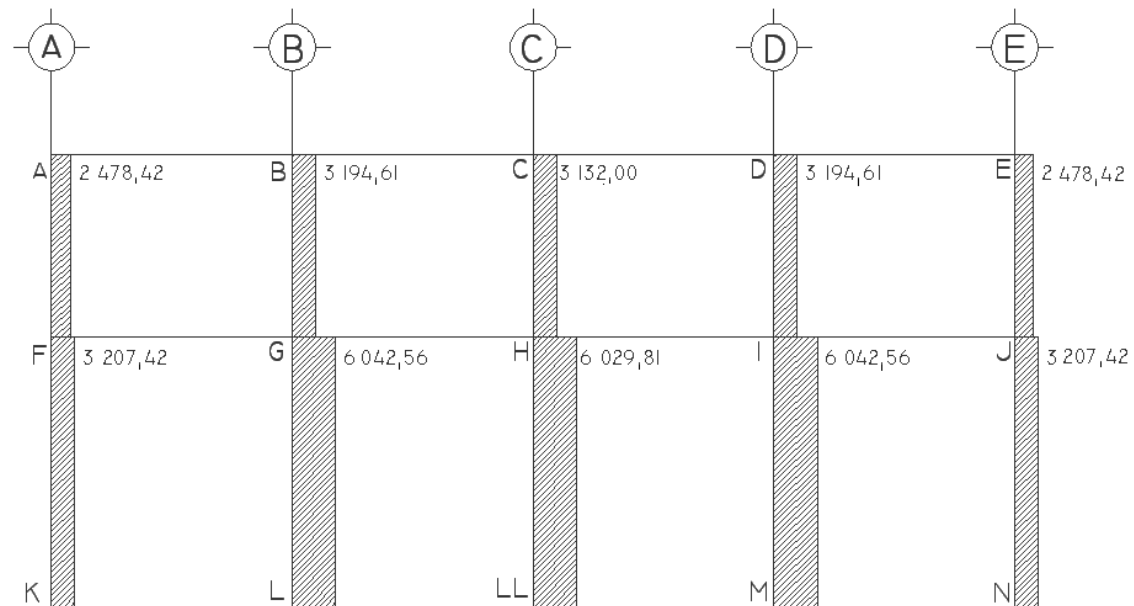


Figura 52. Envoltente de corte en vigas marco C-D, eje Y

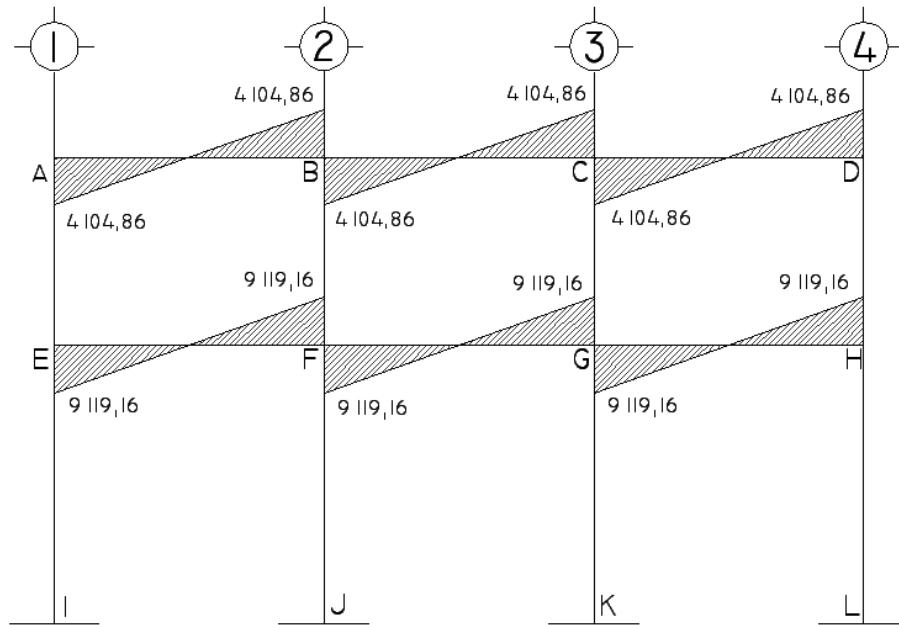
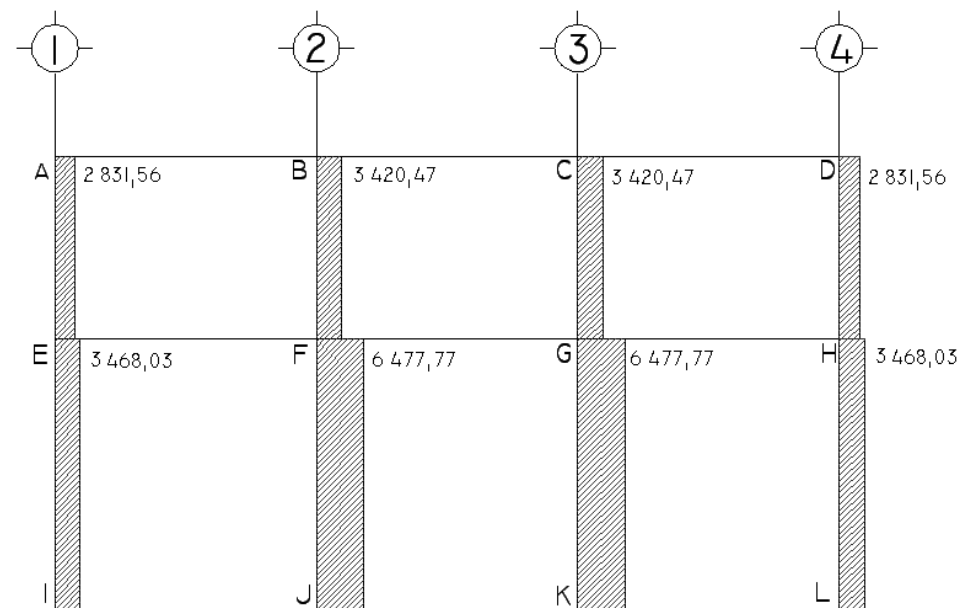


Figura 53. Envoltente de corte en columnas marco C-D eje Y



2.2.6 Diseño estructural

El diseño estructural consiste en definir las distintas características de la estructura. Algunas características están definidas en códigos y reglamentos, otras se tienen que calcular tomando en consideración la resistencia y las especificaciones requeridas.

Especificaciones requeridas en el diseño estructural:

Materiales

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Es = 2,1E6 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 2,5E6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s = 990 \text{ kg/m}^3$$

Recubrimientos

Losas = 4 cm

Vigas = 4 cm

Columnas = 4 cm

Cimentación = 10 cm

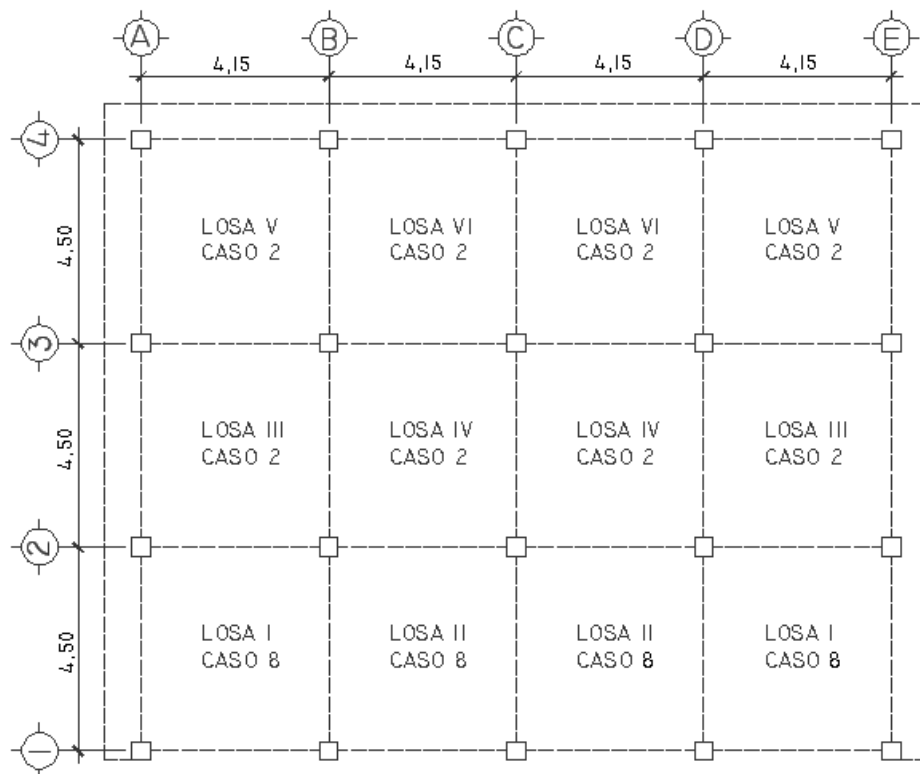
Los recubrimientos son tomados del ACI 318S-05 sección 7.7.1

2.2.6.1 Losas

En las construcciones de concreto reforzado las losas se utilizan para proporcionar superficies planas y útiles. Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o aproximadamente paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de concreto reforzado (se funde, por lo general, en forma monolítica con las vigas), en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural o en forma directa por columnas.

En esta sección se detalla el procedimiento aplicado en el diseño de las losas del primer nivel considerando también el voladizo. Para diseñarlas existen varios métodos, en este caso se utilizó el método 3 del ACI.

Figura 54. Planta de losas primer nivel



Losas del primer nivel

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Peso específico del concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Sobre carga (S.C)} = 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Repello y cernido (R+C)} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Espesor de losa} = 0,15 \text{ m, ver sección 2.2.5.1}$$

Carga vivas utilizadas en diseño de losas

$$\text{Entrepiso} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Techo} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Integración de cargas

$$\text{CM} = \text{CM losa} + \text{S.C} + (\text{R} + \text{C})$$

$$\text{CM} = (2400 \text{ kg/m}^3)(0,15 \text{ m}) + 90 \text{ kg/m}^2 + 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM} = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CU} = 1,2\text{CM} + 1,6\text{CV} \text{ según ACI 318S-05 sección 9.2.1}$$

$$\text{CU} = (1,2)(480 \text{ kg/m}^2) + (1,6)(250 \text{ kg/m}^2)$$

$$\text{CU} = 976 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CMU} = (1,2)(480 \text{ kg/m}^2) = 576 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CVU} = (1,6)(250 \text{ kg/m}^2) = 400 \text{ kg/m}^2$$

Momentos para cada losa por el método 3 del ACI

$$\text{Ma}_{(-)} = \text{Ca}_{(-)} * \text{CU} * \text{a}^2$$

$$\text{Mb}_{(-)} = \text{Cb}_{(-)} * \text{CU} * \text{b}^2$$

$$\text{Ma}_{(+)} = \text{Ca}_{(+)} * \text{CMU} * \text{a}^2 + \text{Ca}_{(+)} * \text{CVU} * \text{a}^2$$

$$\text{Mb}_{(+)} = \text{Cb}_{(+)} * \text{CMU} * \text{b}^2 + \text{Cb}_{(+)} * \text{CVU} * \text{b}^2$$

Donde:

a = lado corto de losa

b = lado largo de losa

Ca y Cb = factores dados por relación a/b

Ma₍₋₎ y Mb₍₋₎ = momentos negativos en losa

Ma₍₊₎ y Mb₍₊₎ = momentos positivos en losa

CU = carga última

CMU = carga muerta última

CVU = carga viva última

En losas sin continuidad el momento negativo es igual:

$$Ma_{(-)} = 1/3 * Ma_{(+)}$$

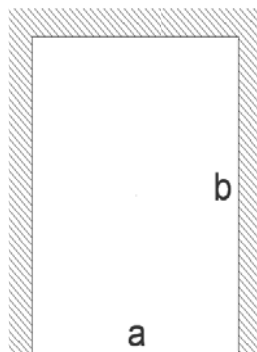
$$Mb_{(-)} = 1/3 * Mb_{(+)}$$

Losa I = Losa II

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

$$m = \frac{4,15}{4,50} = 0,92$$

Figura 55. Caso 8 para el cálculo de momentos en losas



Caso 8

$$Ma_{(-)} = Ca_{(-)} * CU * a^2$$

$$Ma_{(-)} = (0,043)(976)(4,15)^2$$

$$Ma_{(-)} = 722,79 \text{ kg-m}$$

$$Mb_{(-)} = Cb_{(-)} * CU * b^2$$

$$Mb_{(-)} = (0,052)(976)(4,50)^2$$

$$Mb_{(-)} = 1\,027,72 \text{ kg-m}$$

$$Ma_{(+)} = Ca_{(+)} * CMU * a^2 + Ca_{(+)} * CVU * a^2$$

$$Ma_{(+)} = (0,025)(576)(4,15)^2 + (0,035)(400)(4,15)^2$$

$$Ma_{(+)} = 489,12 \text{ kg-m}$$

$$Mb_{(+)} = Cb_{(+)} * CMU * b^2 + Cb_{(+)} * CVU * b^2$$

$$Mb_{(+)} = (0,019)(576)(4,50)^2 + (0,024)(400)(4,50)^2$$

$$Mb_{(+)} = 416,02 \text{ kg-m}$$

Momentos negativos en parte de losa sin continuidad

$$Mb_{(-)} = 1/3 * Mb_{(+)}$$

$$Mb_{(-)} = (1/3)(416,02)$$

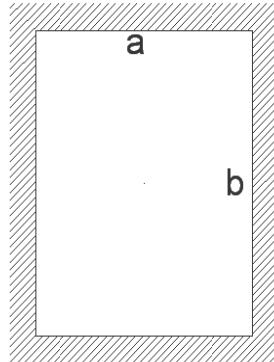
$$Mb_{(-)} = 138,67 \text{ kg-m}$$

Losa III

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

$$m = \frac{4,15}{4,50} = 0,92$$

Figura 56. Caso 2 para el cálculo de momentos en losas



Caso 2

$$Ma_{(-)} = Ca_{(-)} * CU * a^2$$

$$Ma_{(-)} = (0,055)(976)(4,15)^2$$

$$Ma_{(-)} = 924,50 \text{ kg-m}$$

$$Mb_{(-)} = Cb_{(-)} * CU * b^2$$

$$Mb_{(-)} = (0,037)(976)(4,50)^2$$

$$Mb_{(-)} = 731,26 \text{ kg-m}$$

$$Ma_{(+)} = Ca_{(+)} * CMU * a^2 + Ca_{(+)} * CVU * a^2$$

$$Ma_{(+)} = (0,022)(576)(4,15)^2 + (0,034)(400)(4,15)^2$$

$$Ma_{(+)} = 452,47 \text{ kg-m}$$

$$Mb_{(+)} = Cb_{(+)} * CMU * b^2 + Cb_{(+)} * CVU * b^2$$

$$Mb_{(+)} = (0,014)(576)(4,50)^2 + (0,022)(400)(4,50)^2$$

$$Mb_{(+)} = 341,49 \text{ kg-m}$$

Voladizo

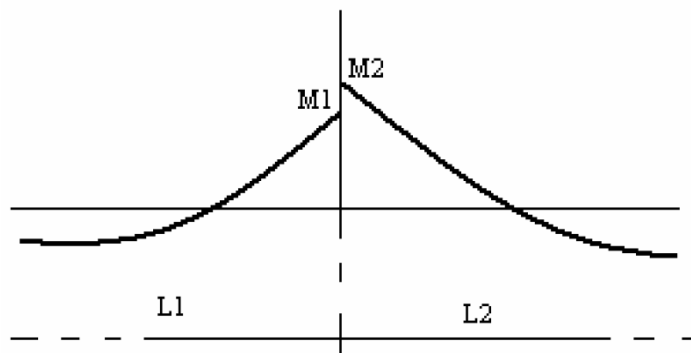
$$M = \frac{(CU)(L)^2}{2}$$

$$M = \frac{(976 \text{ kg/m})(0,80 \text{ m})^2}{2}$$

$$M = 312,32 \text{ kg-m}$$

Balanceo de momentos: cuando el momento negativo en un lado de un apoyo es menor que el del otro lado, su diferencia se distribuye en proporción a su rigidez; esto se hace para determinar el valor del momento balanceado (MB), para el cual el código ACI recomienda el procedimiento siguiente:

Figura 57. Esquema de balanceo de momentos



Sí $M2 > M1$

- Sí $M1 > 0,8 M2$; entonces, $MB = (M + M2)/2$
- Sí $M1 < 0,8 M2$; se distribuye proporcional a la rigidez de las losas

$$K1 = \frac{1}{L1} \quad K2 = \frac{1}{L2}$$

Donde:

$K1, K2$ = rigideces de losas a y b

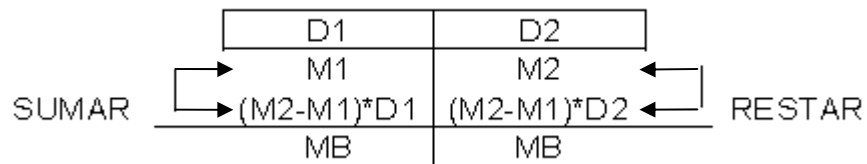
$L1, L2$ = longitudes de losas consideradas

$$D1 = \frac{K1}{K1 + K2} \qquad D2 = \frac{K2}{K1 + K2}$$

Donde:

D1, D2 = factores de distribución de losas a y b

La distribución se efectúa de la siguiente manera:



Donde:

MB = Momento balanceado

Balanceo de momentos en losa I y II

$$M1 = 731,26 \text{ kg-m} \qquad L1 = 4,50 \text{ m}$$

$$M2 = 1\,027,72 \text{ kg-m} \qquad L2 = 4,50 \text{ m}$$

Chequeando si $M1 > 0,80 M2$

$$(0,80)(1\,027,72 \text{ kg-m}) = 822,17 \text{ kg-m}$$

Como $M1 < 0,80 M2$, se toma una distribución proporcional a la rigidez de las losas.

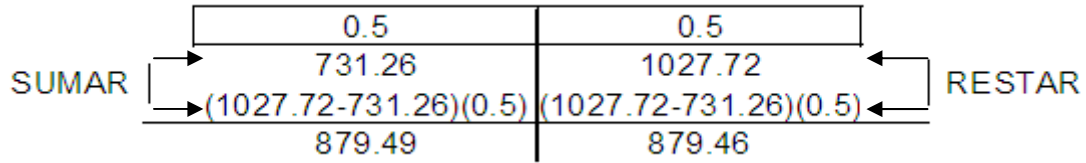
$$K1 = \frac{1}{4,50} = 0,22$$

$$K2 = \frac{1}{4,50} = 0,22$$

$$D1 = \frac{0,22}{0,22 + 0,22} = 0,50$$

$$D2 = \frac{0,22}{0,22 + 0,22} = 0,50$$

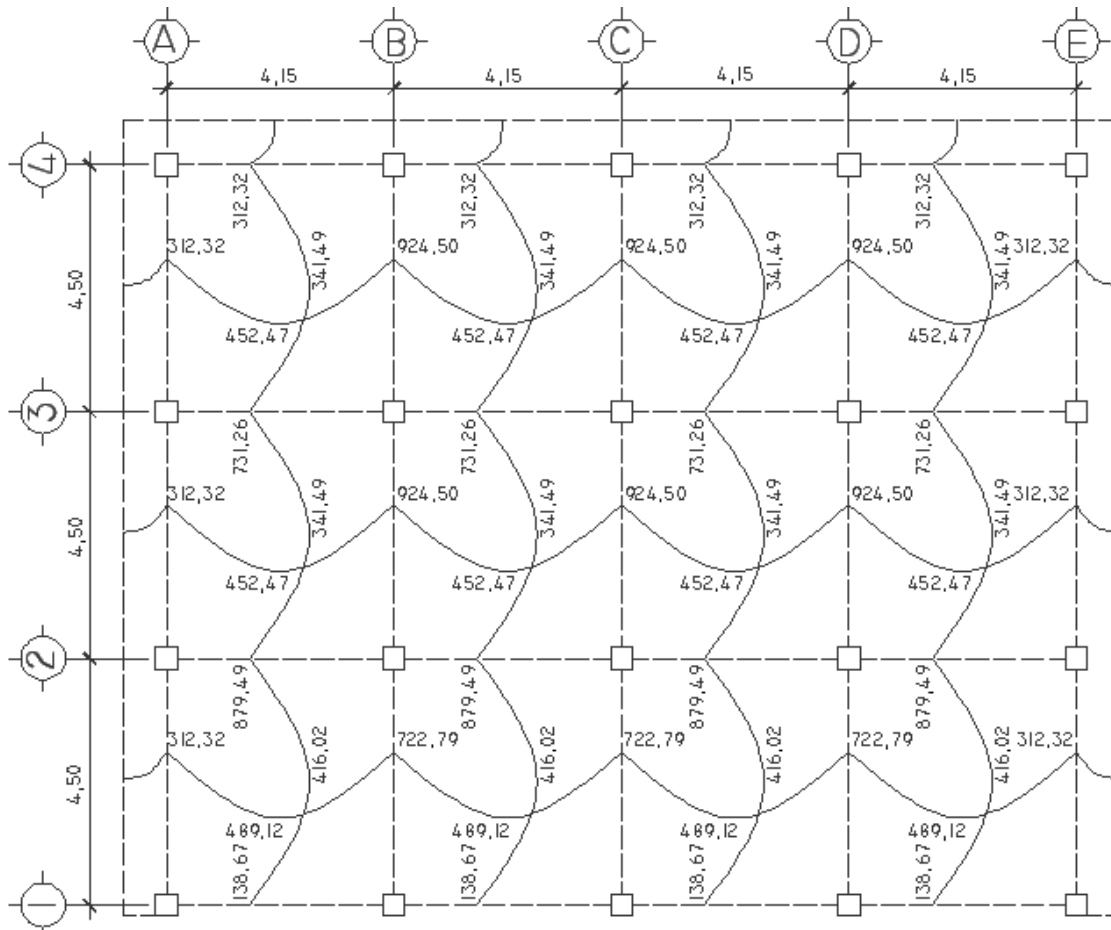
Realizando la distribución



MB = 879,49 kg-m

El procedimiento anterior se aplicó a todas las demás losas de la estructura, en la siguiente figura se muestran los momentos balanceados.

Figura 58. Diagrama de momentos balanceados de losas de entrepiso



Diseño del armado de losa: primero establecer el acero mínimo y el momento que resiste, luego calcular el acero de refuerzo para los momentos mayores al que resiste el acero mínimo. Según el ACI 318S-05 sección 7.7.1 el recubrimiento mínimo es de 2 cm. Para esta losa se utilizará un recubrimiento de 4 centímetros por la cercanía al mar.

Datos:

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 100 \text{ cm (franja para un metro)}$$

$$t = 0,15 \text{ m}$$

Varilla No. 3

Peralte

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi_{\text{var}}}{2}$$

$$d = 15 - 4 - \frac{0,9525}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo

$$As_{\text{mín}} = 40\%As_{\text{Viga}}$$

$$As_{\text{mín}} = 0,40 \left(\frac{14,1}{fy} \right) bd$$

$$As_{\text{mín}} = 0,40 \left(\frac{14,1}{2810} \right) 100 * 10,5$$

$$As_{\text{mín}} = 2,10 \text{ cm}^2$$

Separación máxima según ACI 318S-05 sección 7.6.5

$$S_{\text{máx}} = 3t \text{ ó } 45 \text{ cm}$$

Usando varilla No. 3

$$2,10 \text{ cm}^2 \text{-----} 100\text{cm}$$

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

$$S = 33,80 \text{ cm}$$

$$3t = (3)(15) = 45 \text{ cm}$$

Usar espaciamiento de 30 cm.

Área de acero mínimo con espaciamiento de 30 cm

$$A_{s_{\text{mín}}} \text{-----} 100\text{cm}$$

$$0,71 \text{ cm}^2 \text{-----} 30 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 2,36 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento que resiste el $A_{s_{\text{mín}}} = 2,36 \text{ cm}^2$

$$M_{A_{s_{\text{mín}}}} = 0,90 \left[A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f'_{cb}} \right) \right]$$

$$M_{A_{s_{\text{mín}}}} = 0,90 \left[2,36 * 2810 \left(10,50 - \frac{2,36 * 2810}{1,7 * 280 * 100} \right) \right]$$

$$M_{A_{s_{\text{mín}}}} = 61\,837,10 \text{ kg-cm}$$

$$M_{A_{s_{\text{mín}}}} = 618,37 \text{ kg-m}$$

Para los momentos menores a los que resiste el $A_{s_{\min}}$, se armará la losa a $S_{\max} = 30 \text{ cm}$, para momentos mayores se armarán según indique el cálculo.

Tabla VII. Área de acero (A_s) y espaciamiento (S) para momentos mayores a 618,37 kg-m

M (kg-m)	A_s (cm ²)	S (cm)
924,50	3,55	19,98
879,49	3,37	21,00
722,79	2,76	25,67
731,26	2,79	25,37

Usar No. 3 @ 0,15 en ambos sentidos.

Área de acero por temperatura

$A_{st} = 0,002bt$ según ACI 318S-05 sección 7.12.2.1

$A_{st} = (0,002)(100 \text{ cm})(10,5 \text{ cm})$

$A_{st} = 3 \text{ cm}^2$

Espaciamiento

3 cm^2 -----100 cm

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

S = 23 cm

Usar No. 3 @ 20 cm.

Revisión por corte: el corte debe resistir únicamente el concreto; por tal razón, se debe verificar si el espesor de losa es el adecuado. El procedimiento es el siguiente:

Cálculo del corte máximo actuante

$$V_{\text{máx}} = \frac{(CU)(L)}{2}$$

L = lado largo

$$V_{\text{máx}} = \frac{(976 \text{ kg/m})(4,50 \text{ m})}{2}$$

$$V_{\text{máx}} = 2\,196 \text{ kg}$$

Cálculo de corte máximo resistente

$$V_r = \phi 0,53(\sqrt{f'_c})bd$$

$\Phi = 0,75$ según ACI 318S-05 sección 9.3.23

$$V_r = (0,75)(0,53)(\sqrt{280})(100)(10,5)$$

$$V_r = 6\,984,02 \text{ kg}$$

Como $V_r > V_{\text{máx}}$, espesor $t = 0,15 \text{ m}$ es el adecuado.

Si $V_r < V_{\text{máx}}$, se aumenta el espesor de la losa.

Losas del segundo nivel

El procedimiento es el mismo al anterior, variando el cálculo de carga viva. El armado final de las losas se presenta en planos. Ver anexo.

2.2.6.2 Vigas

Son elementos estructurales que transmiten cargas externas de manera transversal, las cuales provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. Soportan su propio peso, el de la losa, muros y otras cargas apoyadas a las mismas. Las cargas que soportan las transmiten a las columnas y muros de cargas.

El procedimiento para diseñar vigas, se describe a continuación, aplicado a la viga A-B del marco 2, eje X del primer nivel. Los datos se obtienen del análisis estructural. El recubrimiento mínimo según el ACI 318S-05 sección 7.7.1 es de 4 cm.

Datos:

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

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sección} = 25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$M_{A(-)} = 3\,806,39 \text{ kg-m}$$

$$M_{B(-)} = 4\,329,63 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)} = 3\,523,58 \text{ kg-m}$$

$$V_u = 3\,709,25 \text{ kg-m}$$

Peralte

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi_{\text{var}}}{2}$$

$$d = 40 - 4 - \frac{1,90}{2}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

Área de acero mínimo según ACI 318S-05 sección 10.5.1

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{14,1}{2\,810} (25)(35)$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 4,39 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo en zona sísmica

$$\rho_{\text{bal}} = \left(\frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6\,090}{6\,090 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{bal}} = \left(\frac{0,85 * 0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2}{2\,810 \text{ kg/cm}^2} \right) \left(\frac{6\,090}{6\,090 + 2\,810 \text{ kg/cm}^2} \right)$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0,049$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0,5\rho_{\text{bal}}bd$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = (0,5) (0,049) (25 \text{ cm}) (35 \text{ cm})$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 21,55 \text{ cm}^2$$

Área de acero longitudinal

$$A_s = \left[bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{0,003825fc}} \right] \left[\frac{0,85fc}{f_y} \right]$$

Calculando para $M_{A(-)} = 3\,806,39 \text{ kg-m}$

$$A_s = \left[35 * 25 - \sqrt{(35 * 25)^2 - \frac{3\,806,39 * 25}{0,003825 * 280}} \right] \left[\frac{0,85 * 280}{2\,810} \right]$$

$$A_s = 4,43 \text{ cm}^2$$

Calculando para $M_{B(-)} = 4\,329,63 \text{ kg-m}$

$$A_s = \left[35 * 25 - \sqrt{(35 * 25)^2 - \frac{4\,329,63 * 25}{0,003825 * 280}} \right] \left[\frac{0,85 * 280}{2\,810} \right]$$

$$A_s = 5,06 \text{ cm}^2$$

Calculando para $M_{(+)} = 3\,523,57 \text{ kg-m}$

$$A_s = \left[35 * 25 - \sqrt{(35 * 25)^2 - \frac{3\,523,57 * 25}{0,003825 * 280}} \right] \left[\frac{0,85 * 280}{2\,810} \right]$$

$$A_s = 4,09 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar, ninguno de los momentos requiere más acero que el acero máximo, por lo que la sección de la viga y el grado del acero de refuerzo (grado 40) son adecuados. Si el área de acero requerida fuera menor al área de acero mínima, se coloca el área de acero mínima. Si el área de acero

fuera mayor que el área de acero máxima, se realiza un análisis de viga doblemente reforzada o análisis a compresión de la viga.

Acero corrido en la cama superior

$$\left. \begin{array}{l} \text{Colocar 2 varillas como mínimo} \\ A_{s_{\min}} = 4,39 \text{ cm}^2 \\ 33\% A_{s(-)} \text{ mayor} = 1,67 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Se coloca el valor mayor}$$

Armado propuesto 2 varillas corridas No. 6 = $5,70 \text{ cm}^2$, si cumple.

Las varillas No. 6 cubren el área de acero de los momentos negativos por lo que no se necesitan bastones para cubrir el área requerida.

Acero corrido en la cama inferior

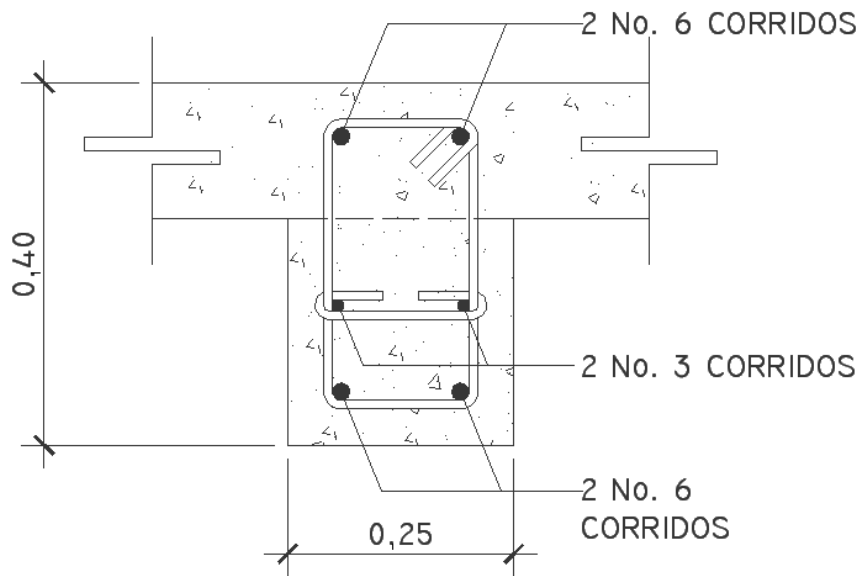
$$\left. \begin{array}{l} \text{Colocar 2 varillas como mínimo} \\ A_{s_{\min}} = 4,39 \text{ cm}^2 \\ 50\% A_{s(+)} = 2,04 \text{ cm}^2 \\ 50\% A_{s(-)} \text{ mayor} = 2,53 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Se coloca el valor mayor}$$

Armado propuesto 2 varillas corridas No. 6 = $5,70 \text{ cm}^2$, si cumple.

Las 2 varillas No. 6 cubren el área de acero del momento positivo por lo tanto no se necesita bastones para cubrir el área requerida.

Colocar 2 varillas No. 3 adicionales a la viga. Estas varillas no tienen ninguna función estructural, solo ayudan para evitar el agrietamiento de las vigas.

Figura 59. Sección transversal de viga



Corte resistente según el ACI 318S-05 sección 11.3.1.1

$$V_r = \phi 0,53 (\sqrt{f'_c}) b d$$

$\Phi = 0,75$ según ACI 318S-05 sección 9.3.2.3

$$V_r = (0,75)(0,53)(\sqrt{280})(25)(35)$$

$$V_r = 5\,820,01 \text{ kg}$$

$$V_u = 3\,709,25 \text{ kg}$$

Comparar corte resistente con corte último

Si $V_r > V_u$ la viga necesita estribos solo por armado, a $S_{\text{máx.}} = d/2 < 30 \text{ cm}$.

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

$$S = \frac{2A_v f_y d}{V_s}$$

$V_r > V_u$ el concreto resiste el cortante colocar estribos a $d/2$

$$d/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$$

Usar varilla No. 3 @ 15 cm.

El ACI 318S-05 en la sección 21.3.3.1 determina que deben colocarse estribos en una longitud igual a $2d$ en zona confinada, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión.

$$2d = (2)(35 \text{ cm})$$

$$2d = 70 \text{ cm}$$

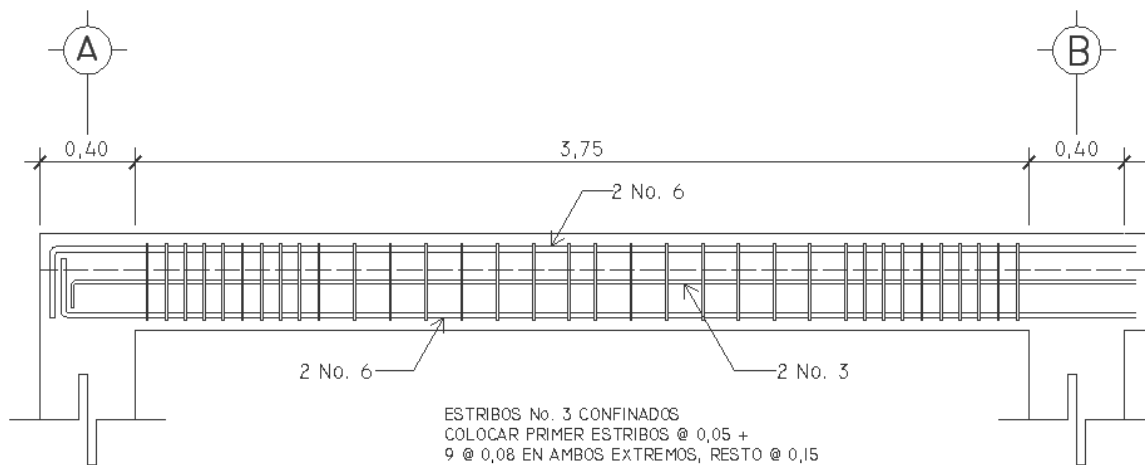
Según el ACI 318S-05 sección 21.3.3.2 se debe de cumplir con:

- El primer estribo debe estar situado a no más de 5 cm, de la cara del elemento de apoyo.
- El espaciamiento máximo de los estribos en zona de confinamiento no debe exceder el menor de:
 - $d/4 = 35/4 = 8,75 \text{ cm}$
 - $8 \text{ } \emptyset_{\text{var longitudinal}} = 15,28 \text{ cm}$
 - $24 \text{ } \emptyset_{\text{var transversal}} = 22,86 \text{ cm}$
 - 30 cm

La separación de los estribos en zona confinada será de 8 cm y de 15 cm en zona no confinada, ambos con varilla No. 3. Colocar eslabones No.3 para amarrar el acero adicional intercalado con los estribos.

El armado de estribos para la viga es el siguiente: el primer estribo No. 3 a 0,05 m, 9 estribos No. 3 a 0,08 m en ambos extremos y el resto a 0,15 m en zona no confinada.

Figura 60. Sección longitudinal de viga



2.2.6.3 Columnas

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

Para este caso, se diseñan por cada nivel únicamente las columnas críticas, es decir, las que están sometidas a mayores esfuerzos. El diseño resultante para cada columna es aplicado a todas las columnas del nivel respectivo. En esta sección se describe el procedimiento que se siguió para

diseñar las columnas típicas del primer nivel, aplicando el mismo procedimiento de cálculo para las columnas del segundo nivel.

Datos:

Sección de columna = 40cm x 40 cm, ver sección 2.2.5.1

Sección de viga = 25 cm x 40 cm

$M_x = 14\,047,37 \text{ kg-m}$

Longitud de columna 1 = 4,24 m

$M_y = 15\,110,89 \text{ kg-m}$

Longitud de columna 2 = 2,74 m

$V_x = 6\,045,85 \text{ kg}$

Longitud de vigas = 8,65 m

$V_y = 6\,492,85 \text{ kg}$

Espesor de losa = 0,15 m

Área tributaria = 18,68 m²

Segundo nivel

Carga Axial: $CU = 1,2CM + 1,6CV$ según ACI 318S-05 sección 9.2.1

$$CU_2 = (1,2)(480) + (1,6)(100) = 736 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{viga} = (0,25)(0,40)(8,65)(2\,400 \text{ kg/m}^3) = 2\,076 \text{ kg}$$

Factor de carga última 2

$$FCU = \frac{CU}{CM + CV}$$

$$FCU = \frac{736}{480 + 100} = 1,27$$

$$PU_2 = CU \cdot A_{trib} + P_{viga} \cdot FCU$$

$$PU_2 = (736)(18,68) + (2\,076)(1,27)$$

$$PU_2 = 16\,385 \text{ kg}$$

Primer nivel

Carga Axial: $CU = 1,2CM + 1,6CV$ según ACI 318S-05 sección 9.2.1

$$CU_2 = (1,2)(480 + 175) + (1,6)(250) = 1\,186 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{viga} = (0,25)(0,40)(8,65)(2\,400 \text{ kg/m}^3) = 2\,076 \text{ kg}$$

Factor de carga última 1

$$FCU = \frac{1\ 186}{(480 + 175) + 250} = 1,35$$

$$PU_1 = PU_2 + Pcol_2 * FCU_2 + CU_1 * Atrib + Pviga * FCU_1$$

$$PU_1 = 16\ 385 + 0,40 * 0,40 * 2,74 * 2\ 400\ \text{kg/m}^3 * 1,27 + 1\ 186 * 18,68 + 2\ 076 * 131$$

$$PU_1 = 41\ 249,17\ \text{kg}$$

Clasificar las columnas por su esbeltez (E): por la relación de esbeltez las columnas se clasifican en cortas ($E < 22$), intermedias ($22 \leq E \leq 100$) 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 análisis estructural, si son intermedias se deben magnificar los momentos actuantes y, si son largas, no se construyen.

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

Sentido X

$$\Psi = \frac{\sum K_{col}}{\sum K_{viga}}$$

Inercia

$$I = \frac{1}{12} bh^3$$

$$I_{VIGA} = \frac{1}{12} (25)(40)^3 = 133\ 333,33\ \text{cm}^4$$

$$I_{COLUMNA} = \frac{1}{12} (40)(40)^3 = 213\ 333,33\ \text{cm}^4$$

$$K = I / L$$

$$\sum K_{Viga} = \frac{133\,333,33}{415} + \frac{133\,333,33}{415} = 642,57 \text{ cm}^3$$

$$\sum K_{Col} = \frac{213\,333,33}{274} + \frac{213\,333,33}{424} = 1\,281,73 \text{ cm}^3$$

$$\Psi_a = \frac{1\,281,73}{642,57} = 1,99$$

$$\Psi_b = 0$$

$$\Psi_p = \frac{\Psi_a + \Psi_b}{2} = 0,99$$

Cálculo del coeficiente k según ACI 318S-05 sección R10.12.1

$$k = \frac{20 - \Psi_p}{20} \sqrt{1 + \Psi_p} \quad \text{Si } \Psi_p < 2$$

$$k = 0,90 \sqrt{1 + \Psi_p} \quad \text{si } \Psi_p \geq 2$$

$$k = \frac{20 - 0,99}{20} \sqrt{1 + 0,99} = 1,34$$

Esbeltez de columna

$$E = \frac{klu}{0,30h}$$

$$E = \frac{(1,34)(4,24)}{(0,30)(0,40)} = 47,34 > 22 < 100; \text{ por lo tanto es una columna intermedia}$$

Según ACI 318S-05 sección 10.12.2 se permiten ignorar los efectos de esbeltez si cumple con la siguiente igualdad

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

$$47,34 \leq 34 - 12 \left(\frac{14\ 005,37}{14\ 047,37} \right)$$

47,34 > 22,03 realizar chequeo de esbeltez magnificando los momentos.

Sentido Y

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

$$\Psi_a = 2,16 \quad \Psi_b = 0$$

$$\Psi_p = 1,08$$

$$k = 1,36$$

E = 48,05 > 22 y < 100 columna intermedia.

Chequeo según ACI 318S-05 sección 10.12.2

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

48,05 > 22,07 realizar chequeo de esbeltez magnificando los momentos.

Por los valores obtenidos de E, tanto en el sentido X como en el 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 cual se toman en cuenta las rigideces reales, los efectos de las deflexiones, los efectos de la duración de la carga, 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 desplazamiento lateral 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 318S-05 de magnificación de momentos.

Sentido X

Cálculo del factor de flujo plástico del concreto

$$\beta_d = \frac{1,2CM}{1,2CM + 1,6CV}$$

$$\beta_d = \frac{(1,2)(480 + 175)}{1\ 186} = 0,66$$

Cálculo del EI total del material según ACI 318S-05 sección 10.12.3

$$EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

$$E_c = 15\ 100\sqrt{f'_c}$$

$$I_g = \frac{1}{12}bh^3$$

$$EI = \frac{(0,4)(15\ 100\sqrt{280})(213\ 333,33)}{1 + 0,66} = 1,29 * 10^{10} \text{ Kg} - \text{cm}^2$$

Cálculo de la carga crítica de pandeo de Euler según ACI 318S-05 sección 10.12.3

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{(\pi^2)(1,29 * 10^{10})}{(1,34 * 424)^2} = 394\ 819,10 \text{ kg}$$

Cálculo del factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme. Según ACI 318S-05 sección 10.12.3.1

$$cm = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

$$cm = 0,6 + 0,4 \left(\frac{14\ 005,37}{14\ 047,37} \right) = 0,99$$

Cálculo del magnificador de momentos según ACI 318S-05 sección 10.12.3

$$\delta = \frac{cm}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1,0$$

$$\delta = \frac{0,99}{1 - \frac{42\ 595,28}{(0,75)(397\ 467,65)}} = 1,16$$

Cálculo de momentos de diseño según ACI 318S-05 sección 10.12.3

$$M = \delta M_{\text{máx}}$$

$$M = (1,16)(14\,047,37 \text{ kg-m})$$

$$M = 16\,301,37 \text{ kg-m}$$

Sentido Y

$$\beta d = 0,66$$

$$P_{cr} = 382\,240,54$$

$$\delta = 1,16$$

$$EI = 1,29 \cdot 10^6 \text{ kg-cm}^2$$

$$cm = 0,99$$

$$M = (1,16)(15\,110,89 \text{ kg-m})$$

$$M = 17\,606,19 \text{ kg-m}$$

Cálculo del acero longitudinal por el método 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 muy sencillo y produce resultados satisfactorios.

La idea fundamental del método Bresler es aproximar el valor $1/P'u$, que se aproxima por un punto del plano determinado por tres valores: carga axial pura ($P'o$), carga de falla para una excentricidad e_x ($P'x$) y carga de falla para una excentricidad e_y ($P'y$). El procedimiento a seguir es el siguiente:

Límites de acero según ACI 318S-05 sección 21.4.3.2

$1\% A_g < A_s < 6\% A_g$ en zona sísmica

$$A_{s_{\text{mín}}} = (0,01)(40)(40) = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = (0,06)(40)(40) = 96 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado, se aconseja iniciar con un valor cerca de A_{smin} .
Armado propuesto 8 No. 8 = $(8)(5,07) = 40,536 \text{ cm}^2 = 2,5\%$

El recubrimiento mínimo será de 4 cm según el ACI 318S-05 sección 7.7.1

Cálculo de valores a utilizar en diagramas

Para este método se usan los diagramas de interacción para diseño de columnas.

Valor de la gráfica

$$Y = X = \frac{H_{nucleo}}{H_{columna}} = \frac{b - 2rec}{h}$$
$$Y = X = \frac{40 - 2(4)}{40} = 0,80$$

Valores de la curva

$$\rho = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c A_g}$$
$$\rho = \frac{(40,536)(2810)}{0,85(280)(1600)} = 0,29$$

Excentricidades

$$e_x = \frac{M_{dx}}{P_u}$$
$$e_x = \frac{16294,95}{41249,17} = 0,39$$

$$e_y = \frac{M_{dy}}{P_u}$$

$$e_y = \frac{17\,528,63}{41\,249,17} = 0,42$$

Valor de las diagonales

$$e_x/h_x = 0,39/0,40 = 0,98$$

$$e_x/h_x = 0,42/0,40 = 1,05$$

Con los valores obtenidos, se buscan los valores de los coeficientes K'_x y K'_y , obteniendo los resultados siguientes:

$$K'_x = 0,175$$

$$K'_y = 0,16$$

Cálculo de cargas

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_x

$$P'_x = K'_x \cdot f'_c \cdot b \cdot h$$

$$P'_x = (0,175)(280 \text{ kg/cm}^2)(40 \text{ cm})(40 \text{ cm})$$

$$P'_x = 78\,400 \text{ kg}$$

Carga de resistencia de la columna a una excentricidad e_y

$$P'_y = K'_y \cdot f'_c \cdot b \cdot h$$

$$P'_y = (0,16)(280 \text{ kg/cm}^2)(40 \text{ cm})(40 \text{ cm})$$

$$P'_y = 71\,680 \text{ kg}$$

Carga axial de resistencia de la columna

$$P'o = \phi [0,85f'c(A_g - A_s) + A_sfy]$$

$\Phi = 0,65$ para elementos a compresión según ACI 318S-05 sección 9.3.2.2

$$P'o = (0,65)[0,85](280)(1\ 600-40,536)+(40,536)(2\ 810)$$

$$P'o = 315\ 288,08\ \text{kg}$$

Carga de la resistencia de la columna

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

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

$$P'u = \frac{1}{\frac{1}{78\ 400} + \frac{1}{71\ 680} - \frac{1}{315\ 288,08}}$$

$$P'u = 42\ 491,18\ \text{kg}$$

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

Refuerzo transversal: además de diseñar las columnas para resistir flexocompresión, es necesario dotarlas con suficiente ductilidad, para que absorban parte de la energía del sismo, esto se logra mediante un mayor confinamiento en los extremos. Un buen confinamiento dará mayor ductilidad.

Se debe chequear V_r con V_u

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

Si $V_r < V_u$ se diseñan los estribos por corte.

Cálculo del corte resistente

$$V_r = \phi 0,53(\sqrt{f'c})bd$$

$\Phi = 0,75$ según ACI 318S-05 sección 9.3.2.3

$$V_r = (0,75)(0,53)(\sqrt{280})(40)(36)$$

$$V_r = 9\,045,96 \text{ kg}$$

$$V_u = 6\,492,85 \text{ kg.}$$

Como $V_r > V_u$; los estribos se colocaran en zona no confinada a un espaciamiento $d/2$ según ACI 318S-05 sección 11.5.5.1.

Se colocaran No. 4 @ 15 cm en zona no confinada.

Refuerzo por confinamiento: la longitud de confinamiento según el ACI 318S-05 sección 21.4.4.4 y 21.12.5.3 se escoge entre la mayor de las siguientes opciones:

- $L/6 = 2,74/6 = 0,456 \text{ m}$
- Lado mayor de la columna = $0,40 \text{ m}$
- $0,45 \text{ m}$

Se usa como longitud de confinamiento 0,50 metros, en ambos extremos de la columna.

Espaciamiento de estribos en zona confinada

Cálculo de la relación volumétrica

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{0,85f'_c}{f_y} \right) \geq 0,12 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_s = 0,45 \left[\frac{(40)(40)}{(32)(32)} - 1 \right] \left[\frac{(0,85)(280)}{2810} \right] \geq 0,12 \left(\frac{280}{2810} \right)$$

$$\rho_s = 0,02 \geq 0,012$$

Utilizando varillas No. 4 para los estribos, el espaciamento en la zona confinada es:

$$S = \frac{2A_v}{\rho_s L_n}$$

$$S = \frac{(2)(1,27 \text{ cm}^2)}{(0,02)(32 \text{ cm})} = 4 \text{ cm}$$

Usar No. 4 @ 4 cm en zona confinada.

Por tener varillas en las caras de la columna se colocará estribos rotados a 45° de diámetro No. 3, según el ACI 318S-05 sección 7.10.5.3, con un espaciamento doble a la separación en la zona de confinamiento y en la zona no confinada.

Figura 61. Sección transversal de columna

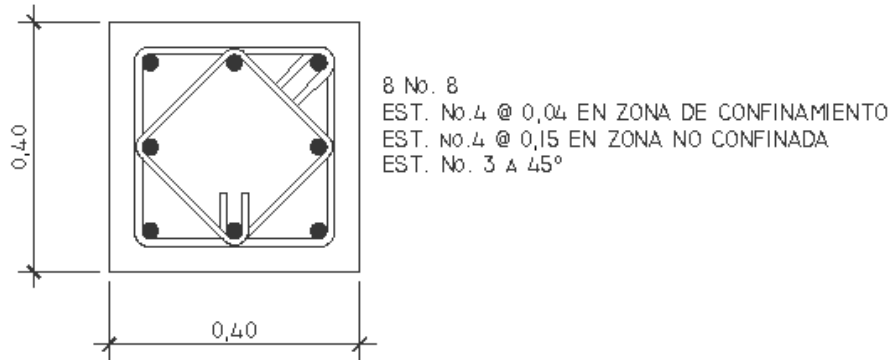
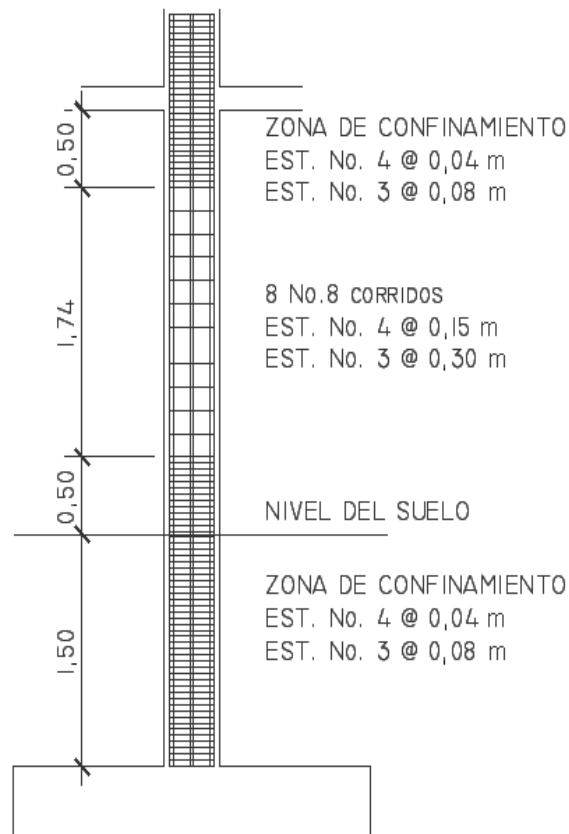


Figura 62. Detalle longitudinal de columna primer nivel



2.2.6.4 Cimientos

Los cimientos son elementos estructurales encargados de recibir las cargas propias y las aplicaciones exteriores a la misma y transmitir las al suelo donde se apoya la cimentación. 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.

Datos:

$$M_x = 14\,005,37 \text{ kg-m}$$

$$M_y = 15\,015,95 \text{ kg-m}$$

$$P_u = 41\,249,18 \text{ kg}$$

$$V_s = 31,13 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_s = 990 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Desplante } D_f = 1,50 \text{ m}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{FCU} = 1,31$$

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

Cálculo de las cargas de trabajo

$$P't = \frac{P_u}{\text{FCU}} = \frac{41\,249,18}{1,31} = 31\,487,92 \text{ kg}$$

$$M't_x = \frac{M_x}{\text{FCU}} = \frac{14\,005,37}{1,31} = 10\,691,12 \text{ kg-m}$$

$$M't_y = \frac{M_y}{\text{FCU}} = \frac{15\,015,95}{1,31} = 11\,462,56 \text{ kg-m}$$

Predimensionamiento del área de la zapata

$$A_z = \frac{1,5P't}{V_s} = \frac{(1,5)(31\,487,92)}{31\,130} = 1,50 \text{ m}^2$$

Se propone usar dimensiones de 2,60 m X 2,60 m = 6,76 m².

Según el ACI 318S-05 sección 15.7 la dimensión mínima de las zapatas sobre el refuerzo inferior es de 15 cm.

Se propone un espesor total de 50 cm.

Presión sobre el suelo

$$q = \frac{P}{Az} \pm \frac{M'_{tx}}{S_x} \pm \frac{M'_{ty}}{S_y}$$

Módulo de sección

$$S = 1/6 * b * h^2$$

$$S_x = S_y = (1/6)(2,6 \text{ m})(2,6 \text{ m})^2$$

$$S_x = S_y = 2,93 \text{ m}^3$$

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

$$P = 31\,487,92 + 0,40 * 0,40 * 4,24 * 2\,400 + 2,6 * 2,6 * 1,5 * 990 + 2,6 * 2,6 * 0,5 * 2\,400$$

$$P = 51\,266,68 \text{ kg}$$

$$q = \frac{51\,266,68}{(2,6)(2,6)} \pm \frac{10\,691,12}{2,93} \pm \frac{11\,462,56}{2,93}$$

$$q_{\text{máx}} = 15\,144,81 \text{ kg/m}^2 \text{ cumple, no excede el } V_s.$$

$$q_{\text{mín}} = 22,84 \text{ kg/m}^2 > 0 \text{ cumple, sólo tenemos esfuerzos por compresión.}$$

Las dimensiones de la zapata si chequean.

La presión del suelo en un punto cualquiera de la zapata, es distinta a la presión en otro punto de la misma. Sin embargo para efectos de diseño se determina una presión constante; si se quiere tomar un criterio conservador se realiza el diseño con la presión máxima que debe ser afectada por el factor de carga última.

Presión última

$$q_u = q_{\text{máx}} \cdot \text{FCU}$$

$$q_u = (15\,144,81 \text{ kg/m}^2)(1,31)$$

$$q_u = 19\,839,70 \text{ kg/m}^2$$

Peralte efectivo

El recubrimiento mínimo en zapatas es de 7,5 cm según ACI 318S-05 sección 7.7.1. Se usará un recubrimiento de 10 cm por estar en una zona expuesta a ambientes corrosivos según ACI 318S-05 sección 7.7.5.

$$d = t - \text{rec} - \frac{\phi_{\text{var}}}{2}$$

Asumir valores

$$t = 0,50\text{m}$$

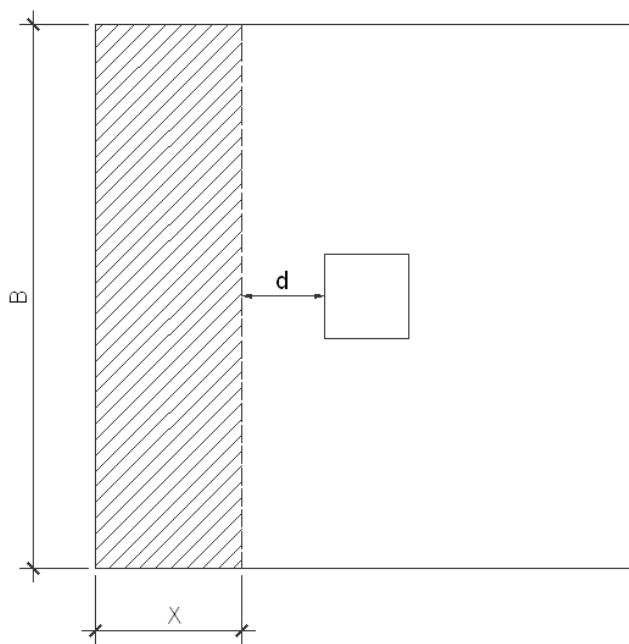
Varilla No. 6

$$d = 50 - 10 - \frac{1,90}{2}$$

$$d = 39,05 \text{ cm}$$

Chequeo por corte simple: la falla de las zapatas por esfuerzo cortante, ocurre a una distancia igual a d (peralte efectivo) del borde de la columna, por tal razón se debe comparar en ese límite si el corte resistente es mayor que el actuante.

Figura 63. Corte simple en zapata



$$X = B/2 - b/2 - d$$

$$X = 2,60/2 - 0,40/2 - 0,3905 = 0,70 \text{ m}$$

Corte actuante

$$V_{act} = q_u \cdot \text{Área} = (19\ 839,70)(0,70)(2,6)$$

$$V_{act} = (19\ 839,70)(0,70)(2,6)$$

$$V_{act} = 36\ 108,25 \text{ kg}$$

Corte resistente

$$V_r = \phi 0,53(\sqrt{f'_c})bd$$

$\Phi = 0,75$ según ACI 318S-05 sección 9.3.2.3

$$V_r = (0,75)(0,53)(\sqrt{280})(260)(39,05)$$

$$V_r = 67\,532,14 \text{ kg}$$

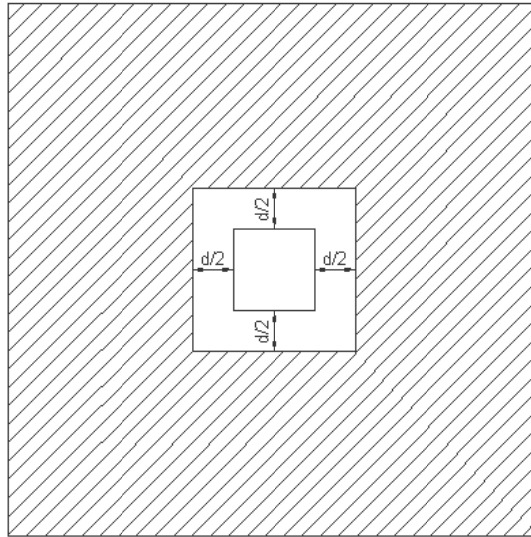
Como $V_r > V_{act}$ el peralte de la zapata si chequea.

Si $V_r < V_{act}$ se aumenta el espesor de la zapata.

Como es una zapata cuadrada, en la dirección Y tenemos los mismos resultados. Si fuera rectangular se tiene que hacer el análisis en ambas direcciones.

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.

Figura 64. Corte punzonante en zapata



Corte actuante por punzonamiento

$$2*(d/2)+sección de columna = (2)(39,05/2)+40 = 79,05 \text{ cm.}$$

$$V_{act \text{ pun}} = q_u * \text{Área ashurada} = (19\ 839,70)[(2,6)(2,6)-(0,79)(0,79)]$$

$$V_{act \text{ pun}} = 121\ 734,42 \text{ kg}$$

Corte resistente a punzonamiento

$$V_r = \phi * 1,06 (\sqrt{f'c}) b_o * d$$

$$\phi = 0,75 \text{ según ACI 318S-05 sección 9.3.23}$$

$$b_o = 4*(d+40)$$

$$b_o = (4)(39,05+40) = 316,20 \text{ cm}$$

$$V_r = (0,75)(1,06)(\sqrt{280})(316,2)(39,05)$$

$$V_r = 164\ 258,95 \text{ kg}$$

$V_r > V_{act}$ cumple; el peralte propuesto resiste el corte punzonante.

Diseño del refuerzo a 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.

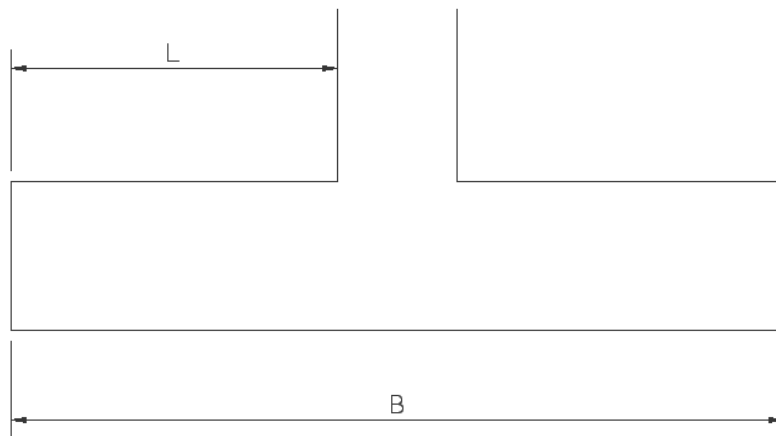
El momento último se define tomando la losa en voladizo con la fórmula:

$$M_u = \frac{W_u L^2}{2}$$

Donde:

L = distancia medida del rostro de columna a final de la zapata.

Figura 65. Esquema para el refuerzo a flexión en la zapata



$$W = q_u \cdot B$$

$$W = (19\,839,70)(2,6) = 51\,583,22 \text{ kg-m}$$

$$M_u = \frac{(51\,583,22)(1,10)^2}{2}$$

$$M_u = 31\,207,85 \text{ kg-m}$$

Área de acero mínimo según ACI 318S-05 sección 10.5.1

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{f_y} bd$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1}{2\,810} (260)(39,05)$$

$$A_{s_{\min}} = 50,95 \text{ cm}^2$$

Área de acero

$$A_s = \left[260 * 39,05 - \sqrt{(260 * 39,05)^2 - \frac{31\,207,85 * 260}{0,003825 * 280}} \right] \left[\frac{0,85 * 280}{2\,810} \right]$$

$$A_s = 32,21 \text{ cm}^2$$

El A_s requerido es menor al $A_{s_{\min}}$, se colocará armado con $A_{s_{\min}}$.

Espaciamiento entre varillas usando varilla No. 6

$$50,95 \text{ cm}^2 \text{ -----} 260 \text{ cm}$$

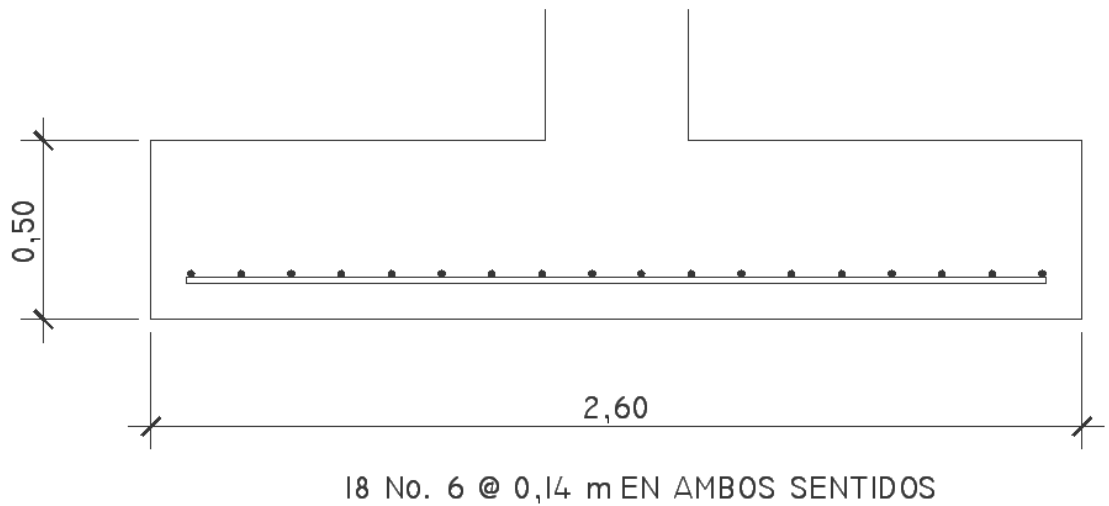
$$2,85 \text{ cm}^2 \text{ -----} S$$

$$S = 14,54 \text{ cm}$$

$$S = 14 \text{ cm}$$

Colocar 18 No. 6 @ 14 cm en ambos sentidos.

Figura 66. Sección de zapata



2.2.7 Diseño de instalaciones hidráulicas y eléctricas

Se diseñó un drenaje separativo; el de drenajes para aguas negras y el de aguas pluviales, ambos serán evacuados al colector municipal. El servicio de agua potable es proporcionado por la municipalidad y será distribuido por medio de circuitos cerrados. Las instalaciones eléctricas están distribuidas en dos circuitos; el circuito de fuerza y el circuito de iluminación.

2.2.8 Elaboración de planos

Se elaboró un juego de planos que contiene los detalles de cada uno de los elementos que conforman el edificio así como especificaciones técnicas. Se pueden ver en el anexo.

2.2.9 Elaboración de Presupuesto

El presupuesto está conformado por el precio unitario de cada renglón, integrado por el costo directo y costo indirecto.

Costo directo: integrado por los precios de los materiales y de la mano de obra calificada y no calificada. Para este caso se utilizaron datos del lugar.

Costo indirecto: conformado por un porcentaje del costo directo, que incluye gastos administrativos, dirección técnica, imprevistos y utilidad. El porcentaje que se utilizó para este proyecto es del 35% del costo directo.

Ver presupuesto en la tabla VIII.

Tabla VIII. Presupuesto del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Preliminares	1,00	Global	Q 6 000,00	Q 6 000,00
2	Excavación	165,00	m ³	Q 103,97	Q 17 155,00
3	Zapatas tipo 1	6,00	Unidad	Q 13 551,55	Q 81 309,30
4	Zapatas tipo 2	10,00	Unidad	Q 13 539,40	Q 135 393,95
5	Zapata tipo 3	4,00	Unidad	Q 13 570,04	Q 54 280,15
6	Cimiento corrido	62,45	ml	Q 321,46	Q 20 075,30
7	Levantado hasta solera hidrófuga	39,34	m ²	Q 240,15	Q 9 447,41
8	Solera hidrófuga	62,45	ml	Q 251,60	Q 15 712,25
9	Solera intermedia	153,60	ml	Q 262,95	Q 40 388,60
10	Columna C-1	40,00	Unidad	Q 11 754,76	Q 470 190,25
11	Columna C-2	24,00	Unidad	Q 837,96	Q 20 111,00
12	Columna C-3	35,00	Unidad	Q 570,50	Q 19 967,35
13	Columna C-4	10,00	Unidad	Q 463,08	Q 4 630,80
14	Levantado 0,15X0,15X0,40	389,77	m ²	Q 237,45	Q 92 550,81
15	Levantado 0,10x0,15x0,40	20,58	m ²	Q 204,06	Q 4 199,51
16	Solera block U	139,22	ml	Q 125,05	Q 17 409,20
17	Vigas	267,80	ml	Q 1,171.27	Q 313 666,17
18	Losa	512,00	m ²	Q 728,17	Q 372 821,05
19	Gradas	12,00	m ²	Q 998,40	Q 11 980,75
20	Drenajes aguas negras	1,00	Global	Q 14 365,00	Q 14 365,00
21	Drenajes aguas pluviales	1,00	Global	Q 13 770,00	Q 13 770,00
22	Agua potable	1,00	Global	Q 9 380,18	Q 9 380,18
23	Electricidad	1,00	Global	Q 27 682,80	Q 27 682,80
24	Repello y cernido	1 032,00	m ²	Q 115,61	Q 119 314,50
25	Piso de concreto	149,40	m ²	Q 167,83	Q 25 073,30
26	Piso	281,00	m ²	Q 555,16	Q 156 000,50
27	Azulejo	36,00	m ²	Q 340,00	Q 12 240,00
28	Barandal y bajada de emergencia	1,00	Global	Q 7 225,00	Q 7 225,00
29	Puertas	15,00	Unidad	Q 4 760,00	Q 71 400,00
30	Ventanas y balcones	1,00	Global	Q 114 240,00	Q 114 240,00
31	Pintura	1 332,00	m ²	Q 18,74	Q 24 962,80
TOTAL DEL PROYECTO					Q 2 302 942,93
TOTAL DEL PROYECTO EN DÓLARES					\$ 274 486,64

Según tipo de cambio Q 8,39 por US\$ 1,00 al 20 de noviembre de 2009.

Costo del proyecto

Dos millones trescientos dos mil novecientos cuarenta y dos quetzales con noventa y tres centavos.

2.2.10 Cronograma de ejecución e inversión

En el cronograma se especifica el tiempo de duración de la construcción así como la inversión por cada renglón de trabajo. Ver anexo.

2.2.11 Evaluación de impacto ambiental inicial

Durante la construcción del proyecto habrá un cambio ambiental, ocasionado por la excavación, almacenamiento de los materiales de construcción, ruidos provocados por la maquinaria, polvo, cambios físicos a la infraestructura, obstaculización de las calles.

Finalizado el proyecto, las aguas residuales a causa del uso de los servicios sanitarios serán evacuadas al colector municipal.

Actividades que producirán un cambio ambiental durante la construcción del proyecto:

- Trazo
- Limpieza general
- Construcción de bodega
- Excavación de zanjas para la cimentación
- Acarreo de materiales de construcción
- Acarreo de material de desecho
- Construcción de la cimentación
- Construcción de las columnas principales
- Construcción de las vigas
- Construcción de la losa
- Instalaciones hidráulicas y eléctricas
- Limpieza final

CONCLUSIONES

1. El puente vehicular está diseñado cumpliendo con los requerimientos de funcionalidad y servicio a la población, la cual beneficiará a noventa y nueve familias del caserío Las Brisas.
2. El costo total del proyecto del puente vehicular es de ochocientos treinta y ocho mil quinientos setenta y cuatro quetzales con veinte y seis centavos (Q 838 574,26) y el costo por metro lineal es de cincuenta y cinco mil novecientos cuatro quetzales con noventa y cinco centavos (Q 55 904,95).
3. El edificio del cuerpo de bomberos esta diseñado con marcos espaciales dúctiles y tiene un área de doscientos sesenta y cuatro metros cuadrados (274.00 m²) de construcción.
4. El costo total del edificio es de dos millones trescientos dos mil novecientos cuarenta y dos quetzales con noventa y tres centavos (Q 2 302 942,93), con un costo directo de un millón setecientos cinco mil ochocientos ochenta y tres quetzales con sesenta y cuatro centavos (Q 1 705 883,64).
5. Los proyectos desarrollados fueron diseñados tomando en consideración la zona sísmica del lugar, por lo tanto se utilizaron códigos que cumplieran las exigencias para este tipo de regiones como lo son el ACI 318S-05 y la AASHTO.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Champerico, Retalhuleu:

1. Tener un control de calidad de los materiales que serán utilizados y supervisar los proyectos para verificar que las técnicas de construcción sean las más adecuadas respecto de las normas establecidas.
2. Para la supervisión de los proyectos se debe asignar personas capacitadas en el ramo como: ingenieros, arquitectos, técnicos, (entre otros); para cumplir con los requerimientos de los proyectos.
3. Se deben seguir las especificaciones técnicas establecidas por los códigos y normas de construcción que están contenidos en los planos.
4. Durante la construcción del puente se debe habilitar otra vía alterna de acceso al caserío para no interrumpir la salida de vehículos y de personas de la comunidad.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI 318S-05. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario*. USA: s.e., 2005.
2. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). *Standard Specifications for Highway Bridge*. 16a. ed. USA: s.e., 1996.
3. ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA (AGIES). *Normas estructurales de diseño y construcción recomendadas para la República de Guatemala*. Guatemala: s.e., 2002.
4. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 4a. ed. México: Editorial Limusa, 1999. 640 p.
5. DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS, MINISTERIO DE COMUNICACIONES, INFRAESTRUCTURA Y VIVIENDA. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: s.e., 2000.
6. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 14 ed. Colombia: Editorial McGraw-Hill, 2001. 772 p.
7. SECRETARIA DE PLANIFICACIÓN Y PROGRAMACIÓN DE LA PRESIDENCIA (SEGEPLAN). *Estrategia de reducción de la pobreza municipal, Champerico, Retalhuleu, versión final*. Quetzaltenango: s.e., 2003. 120 p.

ANEXO

- Cronograma de ejecución del edificio
- Ensayo de compresión triaxial del puente vehicular
- Ensayo de compresión triaxial del edificio
- Cargas vivas
- Factores de capacidad de carga de Terzaghi
- Planos constructivos del puente vehicular
- Planos constructivos del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios

Cronograma de ejecución y de inversión del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios									
No.	DESCRIPCIÓN	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	INVERSIÓN
1	Preliminares	■							Q 6 000,00
2	Excavación	■							Q 17 155,00
3	Zapatillas tipo 1		■						Q 81 309,30
4	Zapatillas tipo 2		■						Q 135 393,95
5	Zapatilla tipo 3		■						Q 54 280,15
6	Cimiento corrido		■						Q 20 075,30
7	Levantado hasta solera hidrófuga		■						Q 9 447,41
8	Solera hidrófuga		■						Q 15 712,25
9	Solera intermedia		■						Q 40 388,60
10	Columna C-1		■						Q 470 190,25
11	Columna C-2		■						Q 20 111,00
12	Columna C-3		■						Q 19 967,35
13	Columna C-4		■						Q 4 630,80
14	Levantado 0.15X0.15X0.40			■					Q 92 550,81
15	Levantado 0.10x0.15x0.40			■					Q 4 199,51
16	Solera block U			■					Q 17 409,20
17	Vigas			■					Q 313 666,17
18	Losa			■					Q 372 821,05
19	Gradas			■					Q 11 980,75
20	Drenajes aguas negras			■					Q 14 365,00
21	Drenajes aguas pluviales			■					Q 13 770,00
22	Agua potable			■					Q 9 380,18
23	Electricidad			■					Q 27 682,80
24	Repello y cemento			■					Q 119 314,50
25	Piso de concreto			■					Q 25 073,30
26	Piso			■					Q 156 000,50
27	Azulejo			■					Q 12 240,00
28	Baranda y bajada de emergencia			■					Q 7 225,00
29	Puertas			■					Q 71 400,00
30	Ventanas y balcones			■					Q 114 240,00
31	Pintura			■					Q 24 962,80
COSTO DEL PROYECTO									Q 2 302 942,93

Ensayo de compresión triaxial del puente vehicular



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

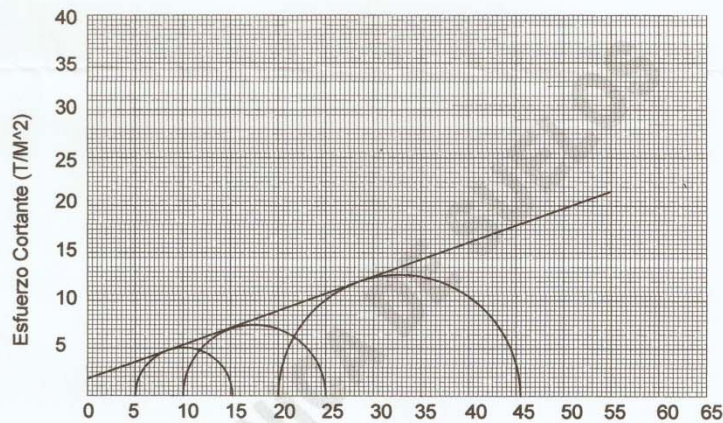


Nº 003009

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 457 S.S. O.T.No.: 24,249

INTERESADO: José Octavio Escobar García
PROYECTO: Trabajo de Graduación "EPS"
UBICACIÓN: Champerico, Retalhuleu
pozo: 1 Profundidad: X m Muestra: 1
Fecha: 25 de Noviembre de 2008



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 19.70^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 1.80 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa color café claro
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	10.11	17.78	25.46
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.5	5.0	7.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.25	1.25	1.25
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.86	1.48	1.48
HUMEDAD (%H)	53.2	33.2	33.2



Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
DIRECTOR CII/USAC

Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Ensayo de compresion triaxial del edificio del cuerpo de bomberos voluntarios



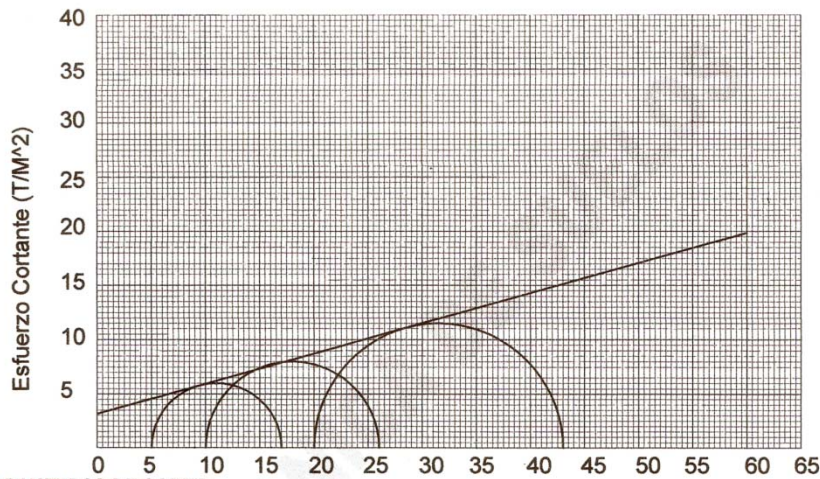
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 003010

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 458 S.S. O.T.No.: 24,249
 INTERESADO: José Octavio Escobar García
 PROYECTO: Trabajo de Graduación "EPS"
 UBICACIÓN: Champerico, Retalhuleu
 pozo: 2 Profundidad: X m Muestra: 2
 Fecha: 25 de Noviembre de 2008



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 15.56^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 3.15 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena limosa color café
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m ²)	12.72	22.10	31.41
PRESION INTERSTICIAL u(T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.0	5.0	8.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	0.99	0.99	0.99
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.48	1.48	1.48
HUMEDAD (%H)	49.0	49.0	49.0



Atentamente,

Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
DIRECTOR CIUSAC

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Cargas vivas

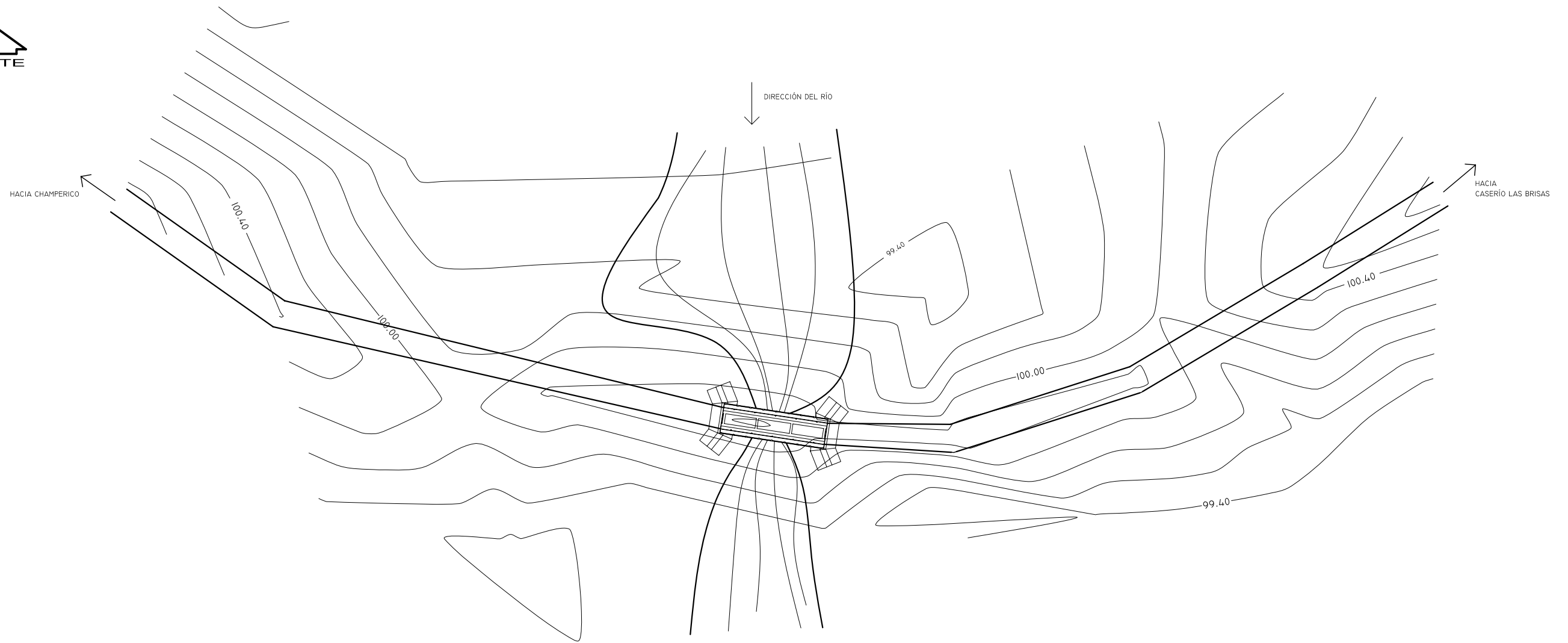
Tipo de ocupación	Wv (kg/m ²)
Vivienda	200
Oficina	250
Hospitales - encamamiento habitaciones	200
Hospitales - servicios médicos y laboratorio	350
Hoteles - alas de habitaciones	200
Hoteles - servicios y áreas públicas	500
Escaleras privadas	300
Escaleras públicas o de escape	500
Balcones, cornisas y marquesinas	300
Áreas de salida y/o escape	500
Vestíbulos públicos	500
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500
Salones de reunión	
Con asientos fijos	300
Sin asientos fijos	500
Escenarios y circulaciones	500
Instalaciones deportivas públicas	
Zonas de circulación	500
Zonas de asientos	400
Canchas deportivas	Carga depende de tipo de cancha
Aulas y escuelas	200
Bibliotecas	
Áreas de lectura	200
Depósito de libros	600
Almacenes	
Minoristas	350
Mayoristas	500
Estacionamientos y garages	
Automóviles	250
Vehículos pesados	Según vehículo
Rampas de uso colectivo	750
Corredores de circulación	500
Servicio reparación	500
Bodegas	
Cargas livianas	600
Cargas pesadas	1200
Fábricas	
Cargas livianas	400
Cargas pesadas	600
Azoteas de concreto con acceso	200
Azoteas sin acceso, horizontal o inclinadas	100
Azoteas inclinadas más de 20°	75

Fuente: Normas AGIES NR-2:200, cuadro 8.1-cargas vivas en edificaciones, pág. 28

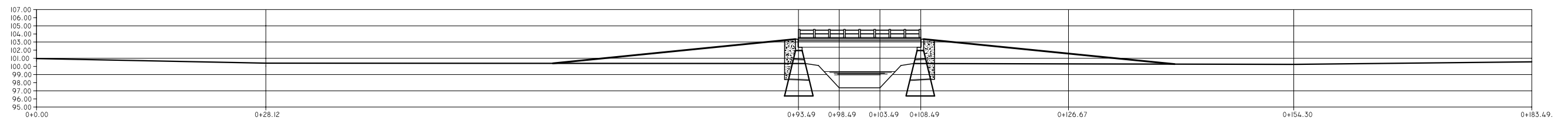
Factores de capacidad de carga de Terzaghi										
\emptyset (Grados)	\emptyset (Radianes)	$e^{\frac{\sqrt{2}(\frac{3\pi}{4}-\frac{\emptyset}{2})\tan(\emptyset)}{2\cos^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2})}}$	$2.228^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset}{2}\right)$	$\frac{e^{\frac{\sqrt{2}(\frac{3\pi}{4}-\frac{\emptyset}{2})\tan(\emptyset)}{2\cos^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2})}} - 1}{2\cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset}{2})}$	Kpy	Kav	Nc	Nq	Ny	
0	0,0000	1,0000	1,0000	0,0000	1,0000	1,0000	5,7000	1,0000	0,0000	
1	0,01745	1,0854	0,9825	0,1047	1,0355	0,9657	5,9972	1,1047	0,002558	
2	0,03491	1,1774	0,9651	0,2200	1,0723	0,9326	6,3004	1,2200	0,010761	
3	0,05236	1,2766	0,9477	0,3471	1,1105	0,9005	6,237	1,3471	0,025492	
4	0,06981	1,3835	0,9302	0,4873	1,1500	0,8696	6,9684	1,4873	0,047778	
5	0,08727	1,4988	0,9128	0,6419	11,910	0,8397	7,3366	1,6419	0,078812	
6	0,10472	1,623	0,8955	0,8125	1,2335	0,8107	7,7301	1,8125	0,119975	
7	0,12217	1,757	0,8781	1,0008	1,2776	0,7827	8,1512	2,0008	0,172875	
8	0,13963	1,9015	0,8608	1,2090	1,3233	0,7557	8,6022	2,2090	0,23938	
9	0,15708	2,0575	0,8436	1,4390	1,3709	0,7295	9,0858	2,4390	0,321665	
10	0,17453	2,2259	0,8264	1,6930	1,4203	0,7041	9,6049	2,6936	0,422264	
11	0,19199	2,4077	0,8092	1,9755	1,4716	0,6795	10,1628	2,9755	0,544131	
12	0,20944	2,6042	0,7921	2,2878	1,5250	0,6558	10,7632	3,2878	0,690723	
13	0,22689	2,8167	0,7750	2,6342	1,5805	0,6327	11,4099	3,6342	0,866079	
14	0,24435	3,0465	0,7581	3,0188	1,6383	0,6104	12,1076	4,0188	1,074937	
15	0,2618	3,2954	0,7412	3,4462	1,6984	0,5888	12,8613	4,4462	1,32286	
16	0,27925	3,5651	0,7244	3,9217	1,7610	0,5678	13,6764	4,9217	1,616389	
17	0,29671	3,8575	0,7076	4,4513	1,8263	0,5475	14,5594	5,4513	1,963238	
18	0,31416	4,1748	0,6910	5,0419	1,8944	0,5279	15,5172	6,4190	2,372518	
19	0,33161	4,5196	0,6744	5,7013	1,9655	0,5088	16,5579	6,7013	2,855017	
20	0,34907	4,8945	0,6580	6,4387	2,0396	0,4903	17,6903	7,4387	3,423536	
21	0,36652	5,3027	0,6416	7,2645	2,1171	0,4724	18,9245	8,2645	4,093308	
22	0,38397	5,7477	0,6254	8,1905	2,1980	0,4550	20,2721	9,1905	4,882506	
23	0,40143	6,2332	0,6093	9,2307	2,2826	0,4381	21,7461	10,2307	5,812869	
24	0,41888	6,7639	0,933	10,4011	2,3712	0,4217	23,3613	11,4011	6,910481	
25	0,43633	7,3445	0,5774	11,7204	2,4639	0,4059	25,1346	12,7204	8,206736	

Factores de capacidad de carga de Terzaghi

\emptyset (Grados)	\emptyset (Radianes)	$e^{\frac{\sqrt{2}(\frac{3\pi}{4}-\frac{\emptyset}{2})\tan(\emptyset)}{2\cos^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2})}}$	$2.228^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset}{2} \right)$	$\frac{e^{\frac{\sqrt{2}(\frac{3\pi}{4}-\frac{\emptyset}{2})\tan(\emptyset)}{2\cos^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2})}} - 1}{2\cos^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2})}$	Kpy	Kav	Nc	Nq	Ny
26	0,45379	7,9810	0,5616	13,2104	2,5611	0,3905	27,0853	14,2104	9,739543
27	0,47124	8,6796	0,546	14,8964	2,6629	0,3755	29,2358	15,8964	11,55483
28	0,48869	9,4478	0,546	16,8082	2,7698	0,3610	31,6117	17,8082	13,70846
29	0,50615	10,294	0,5152	18,9809	2,8821	0,3470	34,2425	19,9809	16,26861
30	0,5236	11,2279	0,5000	21,4557	3,000	0,3333	37,1624	22,4557	19,31884
31	0,54105	12,2606	0,485	24,2816	3,124	0,3201	40,4114	25,2816	22,96197
32	0,55851	13,4051	0,4701	27,5166	3,2546	0,3073	44,0357	28,5166	27,32514
33	0,57596	14,6762	0,4554	31,2299	3,3921	0,2948	48,0898	32,2299	32,56622
34	0,59341	16,0914	0,4408	35,5044	3,5371	0,2827	52,6374	36,5044	38,88229
35	0,61087	17,6709	0,4264	40,4397	3,6902	0,2710	57,7539	41,4397	46,52058
36	0,62832	19,4384	0,4122	46,156	3,8518	0,2596	63,5283	47,1560	55,79305
37	0,64577	21,4219	0,3982	52,799	4,0228	0,2486	70,0666	53,799	67,09553
38	0,66323	23,6545	0,3843	60,546	4,2037	0,2379	77,4954	61,546	80,93353
39	0,68068	26,1753	0,3707	69,6143	4,3955	0,2275	85,9664	70,6143	97,95677
40	0,69813	29,0309	0,3575	80,2708	4,5989	0,2174	95,663	81,2708	119,0063
41	0,71558	32,2774	0,3439	92,8459	4,815	0,2077	106,807	93,8459	145,1791
42	0,73304	35,9822	0,3309	107,7504	5,0447	0,1982	119,6689	108,7504	177,917
43	0,75049	40,2266	0,3180	125,4982	5,2893	0,1891	134,5803	126,4982	219,1322
44	0,76794	45,1101	0,3053	146,7364	5,550	0,1802	151,9500	147,7364	271,3832
45	0,7854	50,754	0,2929	172,2851	5,8284	0,1716	172,2851	173,2851	338,1285
46	0,80285	57,3083	0,2807	203,1909	6,1261	0,1632	196,2191	204,1909	424,0921
47	0,8203	64,9585	0,2686	240,7995	6,4447	0,1552	224,5492	241,7995	535,8032
48	0,83776	73,937	0,2569	286,8549	6,7865	0,1474	258,2853	287,8549	682,4008
49	0,85521	84,5358	0,2453	343,8356	7,1536	0,1398	298,7179	344,6356	876,8548
50	0,87266	97,1256	0,2340	414,1456	7,5486	0,1325	347,5095	415,1456	1137,856

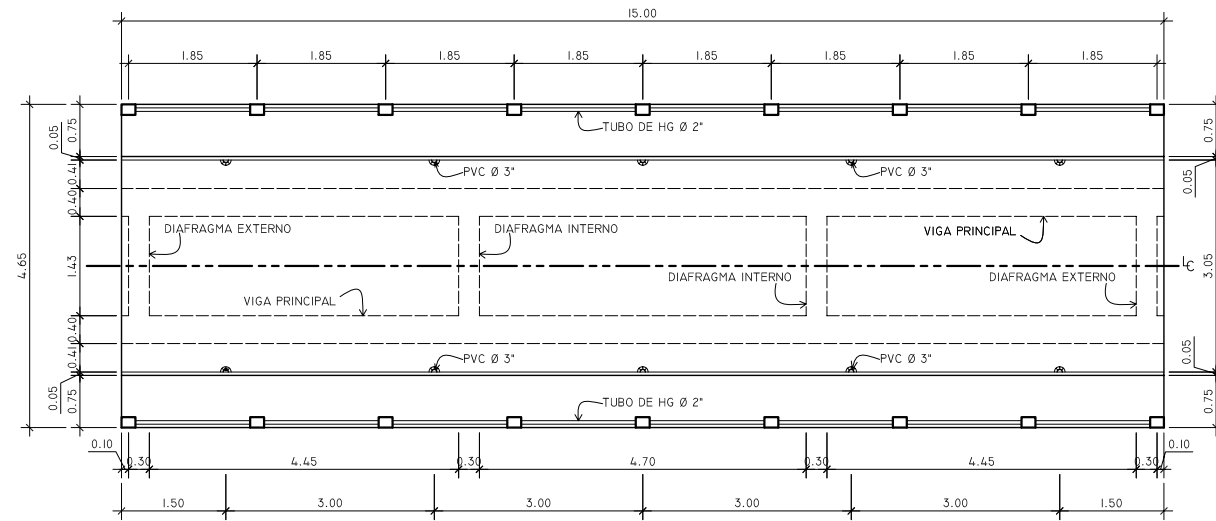


PLANTA TOPOGRÁFICA ESC 1/300

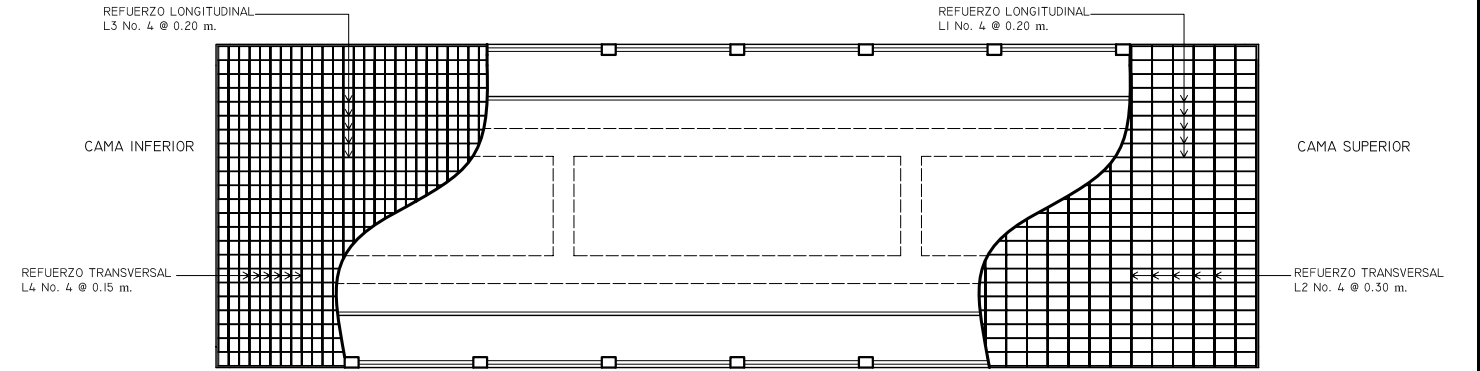


PERFIL ESC 1/250

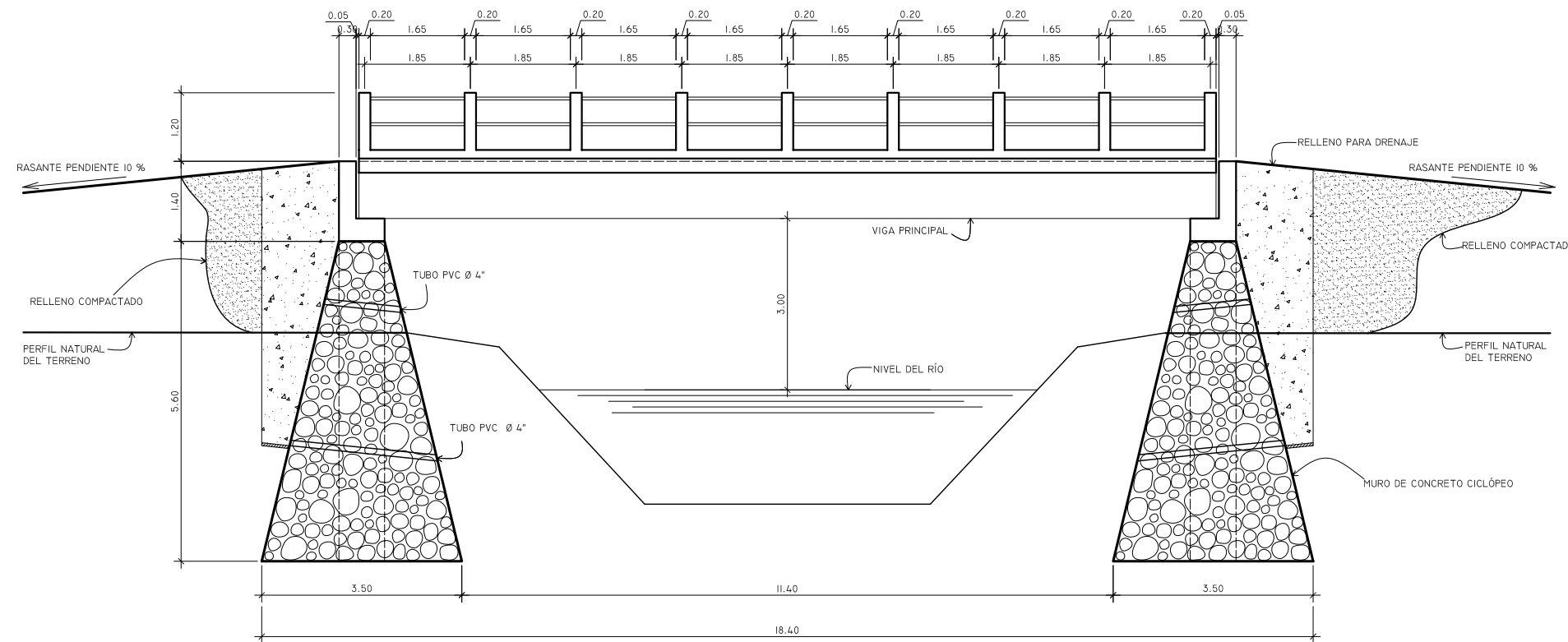
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
	PROYECTO: DISEÑO PUENTE VEHICULAR	
DISENO: J.OCTAVIO ESCOBAR G.	UBICACIÓN: CASERIO LAS BRISAS, CHAMPERICO, RETALHULEU	
CALCULO: J.OCTAVIO ESCOBAR G.	CONTENIDO: PLANTA TOPOGRÁFICA Y PERFIL	
DIBUJO: J.OCTAVIO ESCOBAR G.	ESCALA: INDICADA	
FECHA: MAYO DE 2009.	V0.B0. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	HOJA No. 1/5



PLANTA ACOTADA ESC 1/50



PLANTA DE ARMADO DE LOSA ESC 1/50



ELEVACIÓN DE PUENTE ESC 1/50

ESPECIFICACIONES:

DISEÑO "STANDAR ESPECIFICACIONES FOR HIGHWAY BRIDGES" DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), SEXTA EDICION 1996.
 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES (ESP. DGC), EDICION DE AGOSTO DE 2001.
 ACI 318S-05.
 CARGA VIVA H15-44.

MATERIALES

CONCRETO CLASE 28 (4000) (SECCIÓN 551 ESP. DGC)
 SE USARA CONCRETO CON UN ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 280 Kg/cm² (4000 psi) A LOS 28 DIAS. AGREGADO MÁXIMO DE 3/4\".


CONCRETO CICLÓPEO (SECCIÓN 555 ESP. DGC)
 SE USARA CONCRETO CLASE 17.5 (2500) (SECCIÓN 551 ESP. DGC) CON UN ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 175 Kg/cm² (2500 psi) A LOS 28 DIAS COMBINADO CON PIEDRA GRANDE. EL TAMAÑO MÁXIMO DE LA PIEDRA GRANDE ES DE 30 cm. (SECCION 555 ESP. DGC)

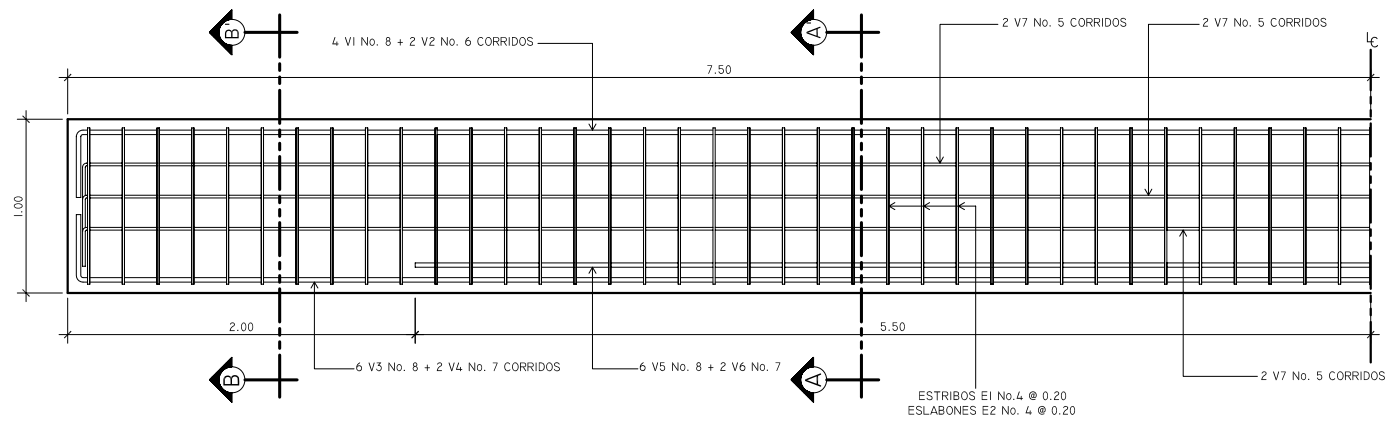
ACERO DE REFUERZO (SECCIÓN 552 ESP. DGC)
 SE USARA ACERO DE REFUERZO GRADO ESTRUCTURAL 40 (fy=2810 Kg/cm²) EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS.
 BARANDALES DE TUBO DE HIERRO GALVANIZADO (HG) DE DIAMETRO DE 2\".
 NEOPRENO DUREZA SHORE 60.

RECUBRIMIENTO ACI 318S-05
 EN VIGAS PRINCIPALES, VIGAS DIAFRAGMAS, VIGAS DE APOYO Y CORTINA, EL RECUBRIMIENTO SERA DE 5 cm. EN LA LOSA, BANQUETA Y POSTES DE LOS BARANDALES EL RECUBRIMIENTO SERA DE 2.5 cm. SEGÚN ACI 318S-05 SECCION 7.7.1

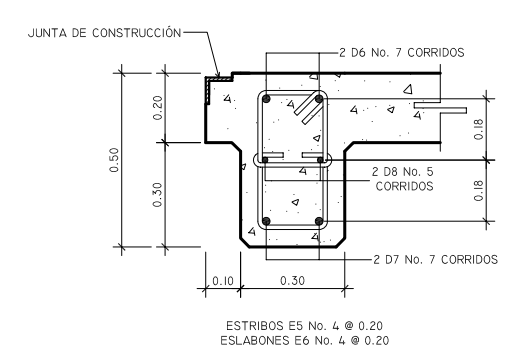
GANCHOS ACI 318S-05
 DOBLES DE 180° MAS UNA EXTENSIÓN DE 4Ø DE LA VARILLA PERO NO MENOR A 6 cm. SEGÚN ACI 318S-05 SECCIÓN 7.1.1
 DOBLES DE 90° MAS UNA EXTENSIÓN DE 12Ø DE LA VARILLA SEGÚN ACI 318S-05 SECCIÓN 7.1.2
 ESTRIBOS DOBLES DE 135° MAS EXTENSIÓN DE 6Ø DE LA VARILLA EN EL EXTREMO LIBRE DE LA VARILLA SEGÚN ACI 318S-05 SECCIÓN 7.1.3 INCISO C.

TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS SERÁN BISELADAS 2.5 cm.
 TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN INDICADAS EN METROS, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
 EL RELLENO SERA COMPACTADO AL 95% DEL PROCTOR MODIFICADO.
 LA MADERA QUE SE USARA PARA LOS ENCOFRADOS SERA MADERA DE TIRO.

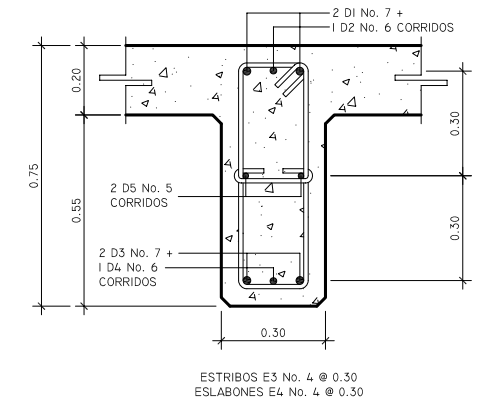
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
PROYECTO:		DISEÑO PUENTE VEHICULAR	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		UBICACIÓN: CASERIO LAS BRISAS, CHAMPERICO, RETALHULEU	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		CONTENIDO: PLANTA ACOTADA, PLANTA DE ARMADO DE LOSA Y ELEVACIÓN	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.			
ESCALA: INDICADA		HOJA No. 2/5	
FECHA: MAYO DE 2009.		Vo.Bo. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	



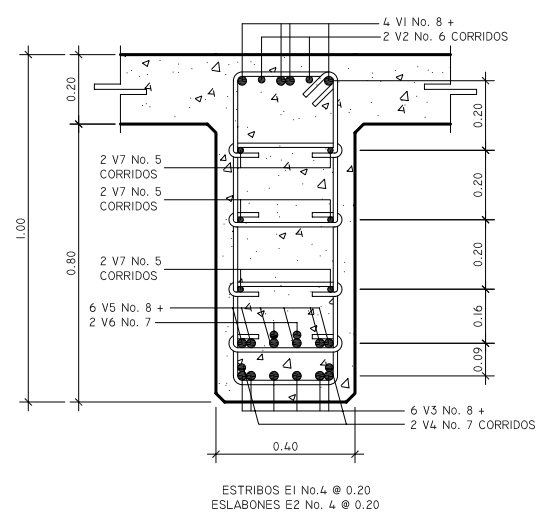
CORTE LONGITUDINAL DE VIGA PRINCIPAL ESC 1/20



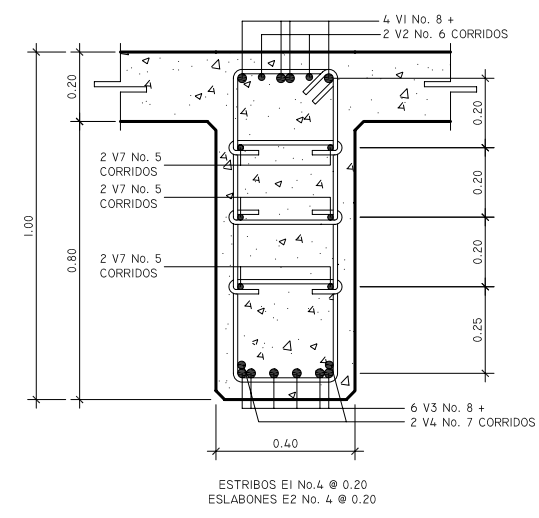
DIAFRAGMA EXTERNO ESC 1/10



DIAFRAGMA INTERNO ESC 1/10



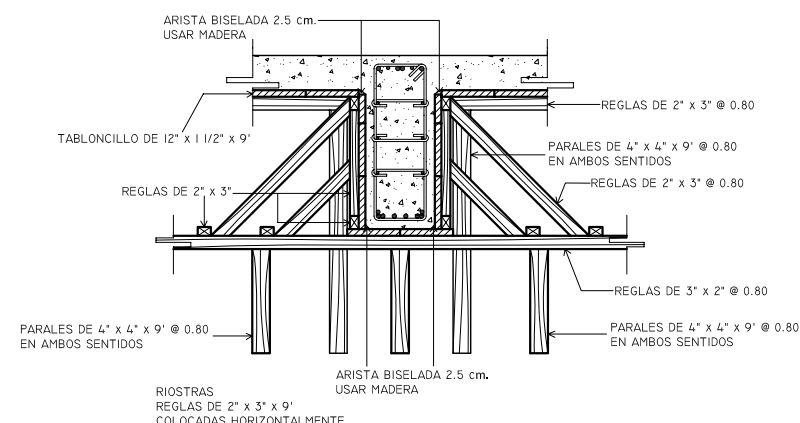
SECCIÓN A-A' ESC 1/10



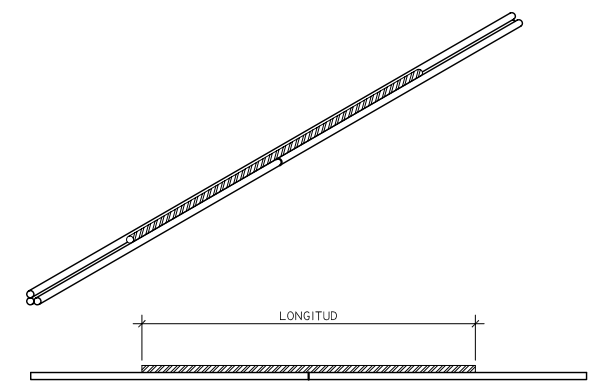
SECCIÓN B-B' ESC 1/10

PLANTILLA DE MATERIALES						
ESTRUCTURA	DESCRIPCIÓN	TIPO	CANTIDAD	Ø	LONGITUD	CANTIDAD VARILLAS
LOSA Y BANQUETA	ACERO LONGITUDINAL CAMA SUPERIOR	L1	29	No. 4	15.25	74
	ACERO TRANSVERSAL CAMA SUPERIOR	L2	51	No. 4	5.20	51
	ACERO LONGITUDINAL CAMA INFERIOR	L3	28	No. 4	15.25	72
	ACERO TRANSVERSAL CAMA INFERIOR	L4	101	No. 4	5.30	101
VIGAS PRINCIPALES	ACERO CORRIDO CAMA SUPERIOR	VI	8	No. 8	15.60	24
	ACERO CORRIDO CAMA INFERIOR	V2	4	No. 6	15.40	12
	ACERO CORRIDO CAMA INFERIOR	V3	12	No. 8	15.60	36
	BASTON CAMA INFERIOR	V4	4	No. 7	15.50	12
	BASTON CAMA INFERIOR	V5	12	No. 8	11.00	27
	ACERO ADICIONAL CORRIDO	V6	4	No. 7	11.00	9
	ACERO ADICIONAL CORRIDO	V7	12	No. 5	15.30	36
DIAFRAGMA INTERNO	ESTRIBOS	E1	152	No. 4	2.60	76
	ESLABONES	E2	562	No. 4	0.45	44
	ACERO CORRIDO CAMA SUPERIOR	DI	4	No. 7	2.70	2
	ACERO CORRIDO CAMA INFERIOR	D2	2	No. 6	2.60	1
	ACERO CORRIDO CAMA INFERIOR	D3	4	No. 7	2.70	2
	ACERO ADICIONAL CORRIDO	D4	2	No. 6	2.60	1
DIAFRAGMA EXTERNO	ACERO CORRIDO CAMA SUPERIOR	D5	4	No. 5	2.55	2
	ESTRIBOS	E3	10	No. 4	1.90	4
	ESLABONES	E4	10	No. 4	0.35	1
	ACERO ADICIONAL CORRIDO	D6	4	No. 7	2.70	2
CORTINA	ACERO CORRIDO CAMA SUPERIOR	D7	4	No. 7	2.70	2
	ACERO ADICIONAL CORRIDO	D8	4	No. 5	2.55	2
	ESTRIBOS	E5	14	No. 4	1.40	4
VIGA DE APOYO	ESLABONES	E6	14	No. 4	0.35	1
	ACERO CORRIDO	C1	20	No. 4	4.90	20
	ESTRIBOS	E7	94	No. 4	3.20	94
POSTES	ESLABONES	E8	376	No. 4	0.35	23
	ACERO CORRIDO	V8	20	No. 4	4.90	20
	ESTRIBOS	E9	62	No. 4	2.20	31
JUNTA DE CONSTRUCCIÓN	ESLABONES	E10	124	No. 4	0.45	10
	ACERO LONGITUDINAL	L5	72	No. 4	1.30	18
GANCHOS	ESTRIBOS	E11	126	No. 3	0.65	14
	GANCHOS	L6	28	No. 4	0.30	2

PLANTILLA DE MATERIALES						
ESTRUCTURA	DESCRIPCIÓN	TIPO	CANTIDAD	Ø	LONGITUD	CANTIDAD VARILLAS
DIAFRAGMA EXTERNO	ACERO CORRIDO CAMA SUPERIOR	D6	4	No. 7	2.70	2
	ACERO CORRIDO CAMA INFERIOR	D7	4	No. 7	2.70	2
	ACERO ADICIONAL CORRIDO	D8	4	No. 5	2.55	2
	ESTRIBOS	E5	14	No. 4	1.40	4
CORTINA	ESLABONES	E6	14	No. 4	0.35	1
	ACERO CORRIDO	C1	20	No. 4	4.90	20
	ESTRIBOS	E7	94	No. 4	3.20	94
VIGA DE APOYO	ESLABONES	E8	376	No. 4	0.35	23
	ACERO CORRIDO	V8	20	No. 4	4.90	20
	ESTRIBOS	E9	62	No. 4	2.20	31
POSTES	ESLABONES	E10	124	No. 4	0.45	10
	ACERO LONGITUDINAL	L5	72	No. 4	1.30	18
GANCHOS	ESTRIBOS	E11	126	No. 3	0.65	14
	GANCHOS	L6	28	No. 4	0.30	2



ENCOFRADO ESC 1/20



EMPALME SIN ESCALA

EMPALMES	
REFUERZO	LONGITUD
No. 3	0.40
No. 4	0.50
No. 5	0.60
No. 6	0.70
No. 7	1.00
No. 8	1.20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS

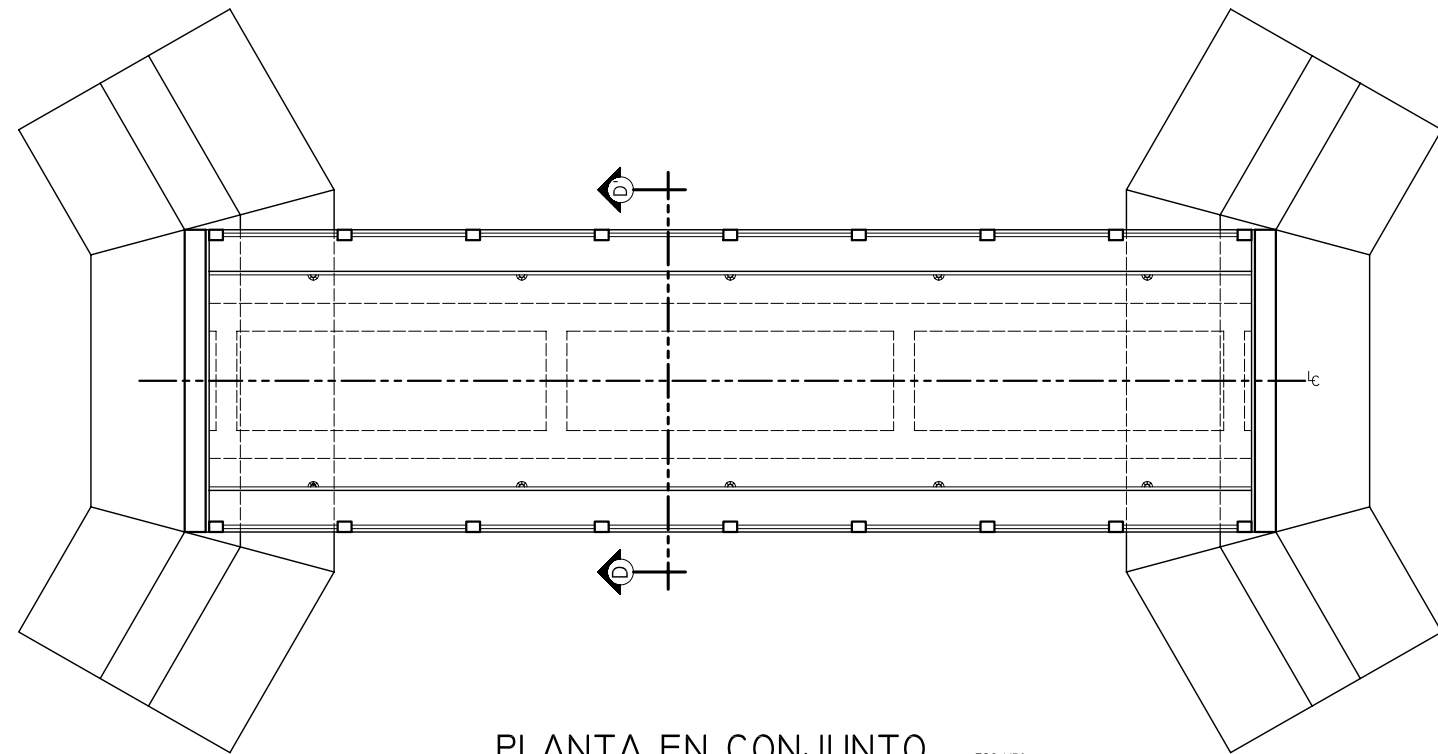
PROYECTO: DISEÑO PUENTE VEHICULAR

UBICACIÓN: CASERIO LAS BRISAS, CHAMPERICO, RETALHULEU

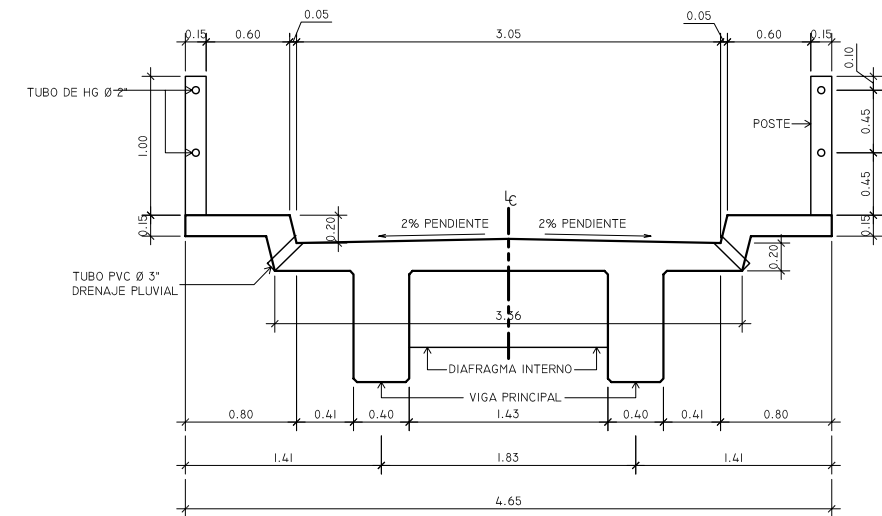
CONTENIDO: CORTE LONGITUDINAL DE VIGA, SECCIONES DE VIGA Y DIAFRAGMAS, EMPALMES, PLANTILLA DE MATERIALES, ENCOFRADO DE VIGA

FECHA: MAYO DE 2009. V.B. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383

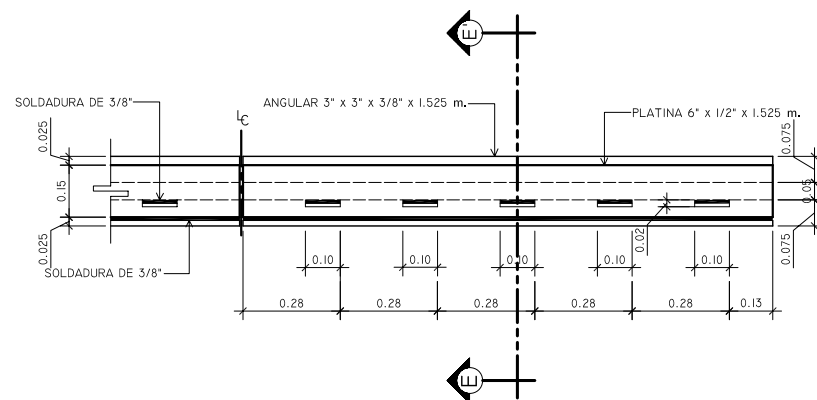
HOJA No. 3/5



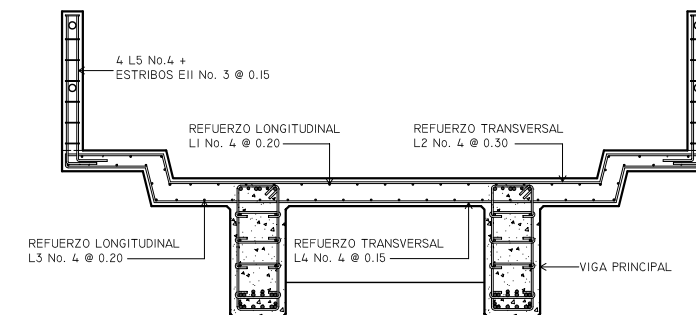
PLANTA EN CONJUNTO ESC 1/50



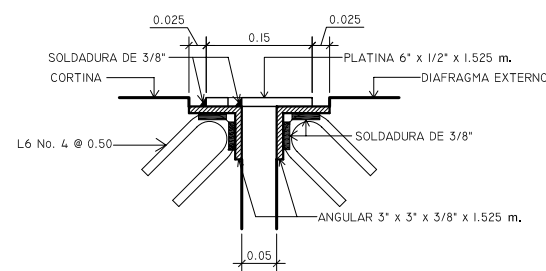
SECCIÓN D-D' GEOMETRÍA ESC 1/25



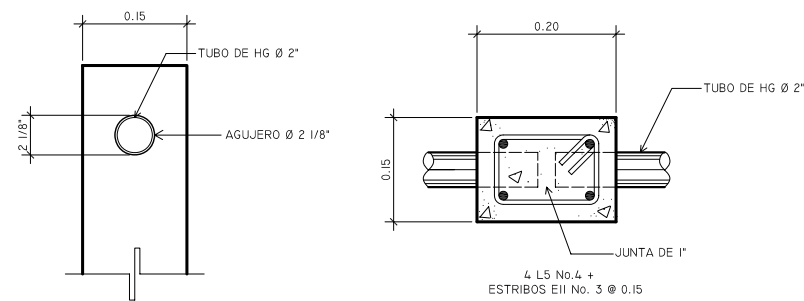
PLANTA DE JUNTA DE CONSTRUCCIÓN DISTRIBUCIÓN DE LOS AGUJEROS PARA SOLDADURA ESC 1/10



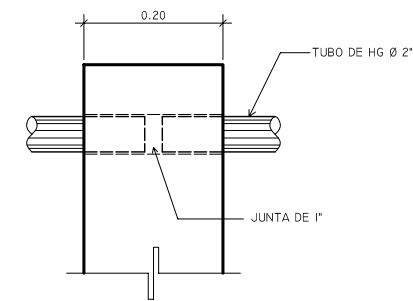
SECCIÓN D-D' REFUERZO ESC 1/25




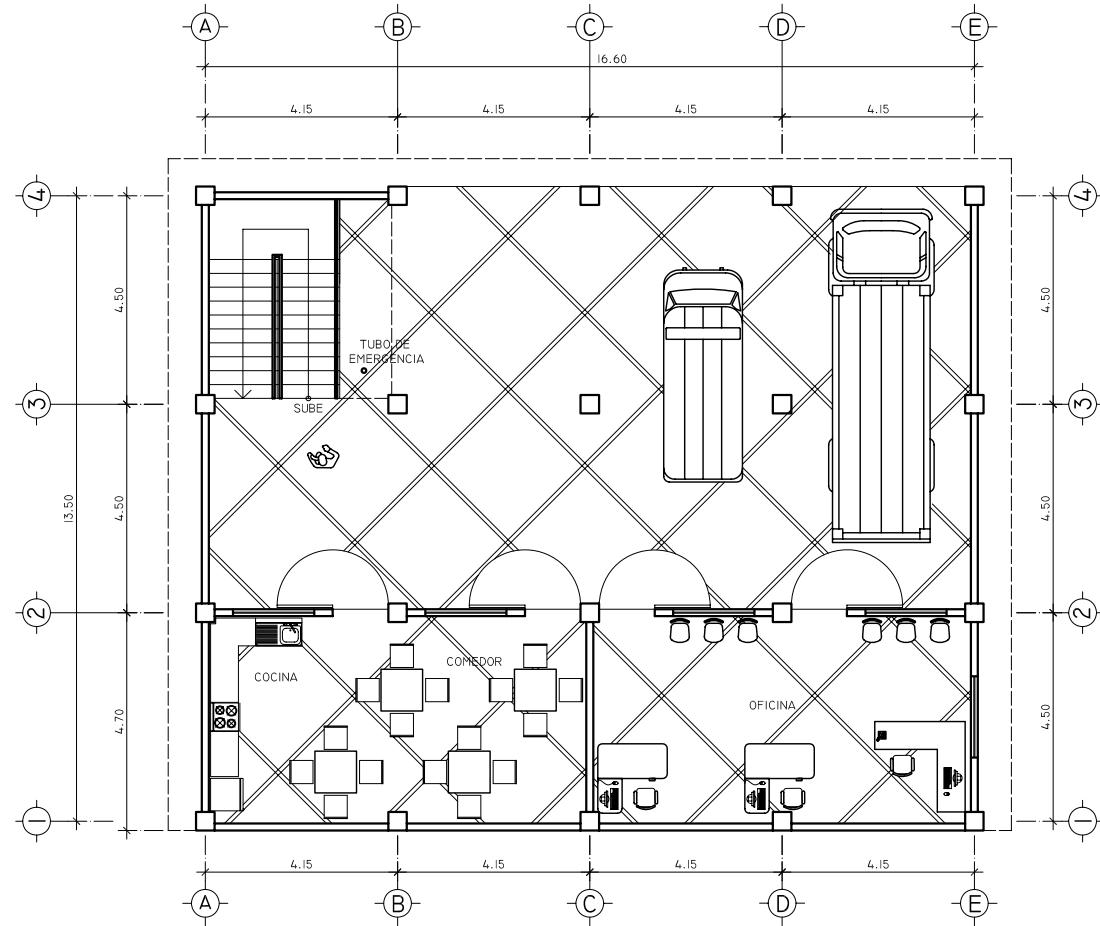
SECCIÓN E-E' ESC 1/5



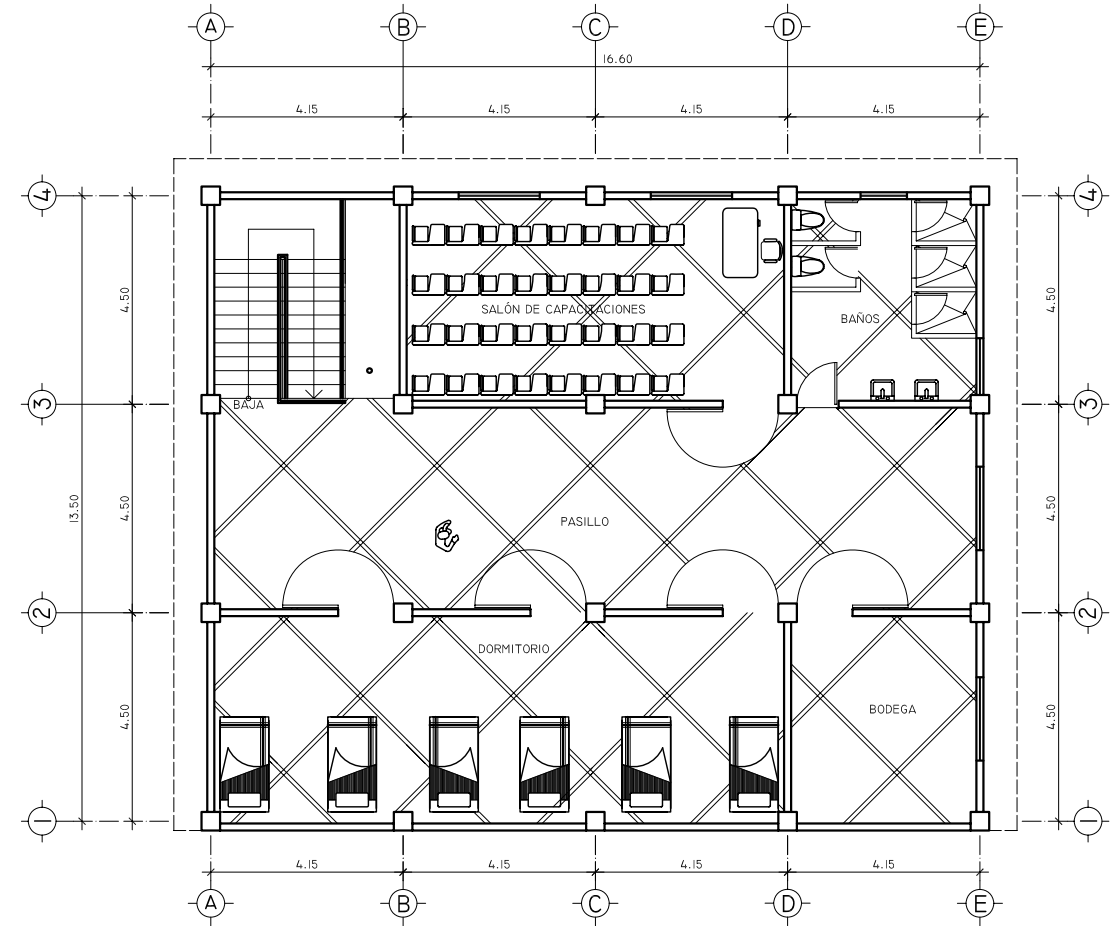
DETALLE DE POSTE ESC 1/5



		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
PROYECTO:		DISEÑO PUENTE VEHICULAR	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		UBICACIÓN: CASERIO LAS BRISAS, CHAMPERICO, RETALHULEU	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		CONTENIDO: PLANTA EN CONJUNTO, GEOMETRÍA, REFUERZO DE LOSA Y BANQUETA, JUNTA DE CONSTRUCCIÓN, POSTE	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.			
ESCALA: INDICADA			
FECHA: MAYO DE 2009.		Vo.Bo. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	
		HOJA No. 4/5	




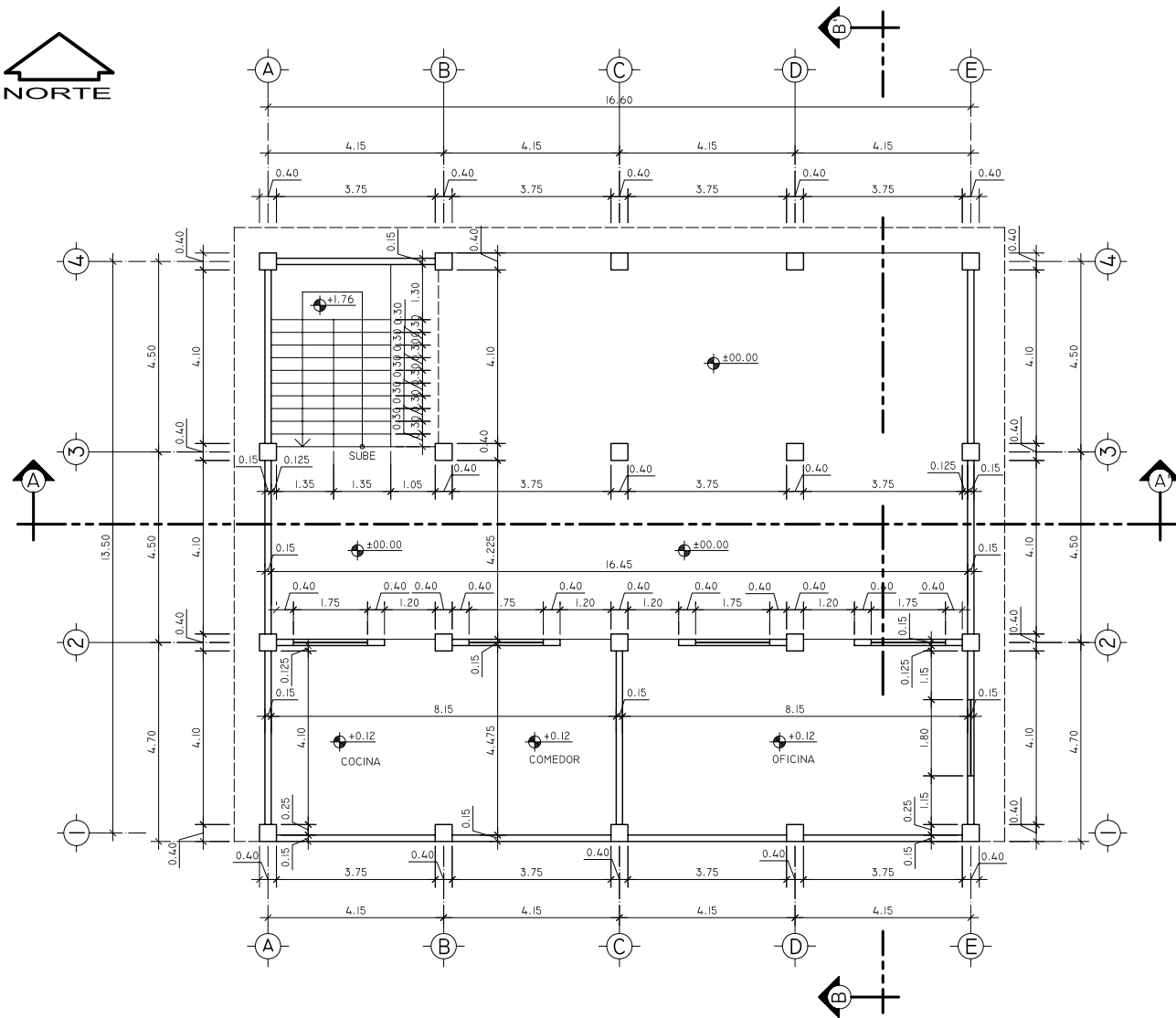
PLANTA BAJA AMUEBLADA ESC. 1/75



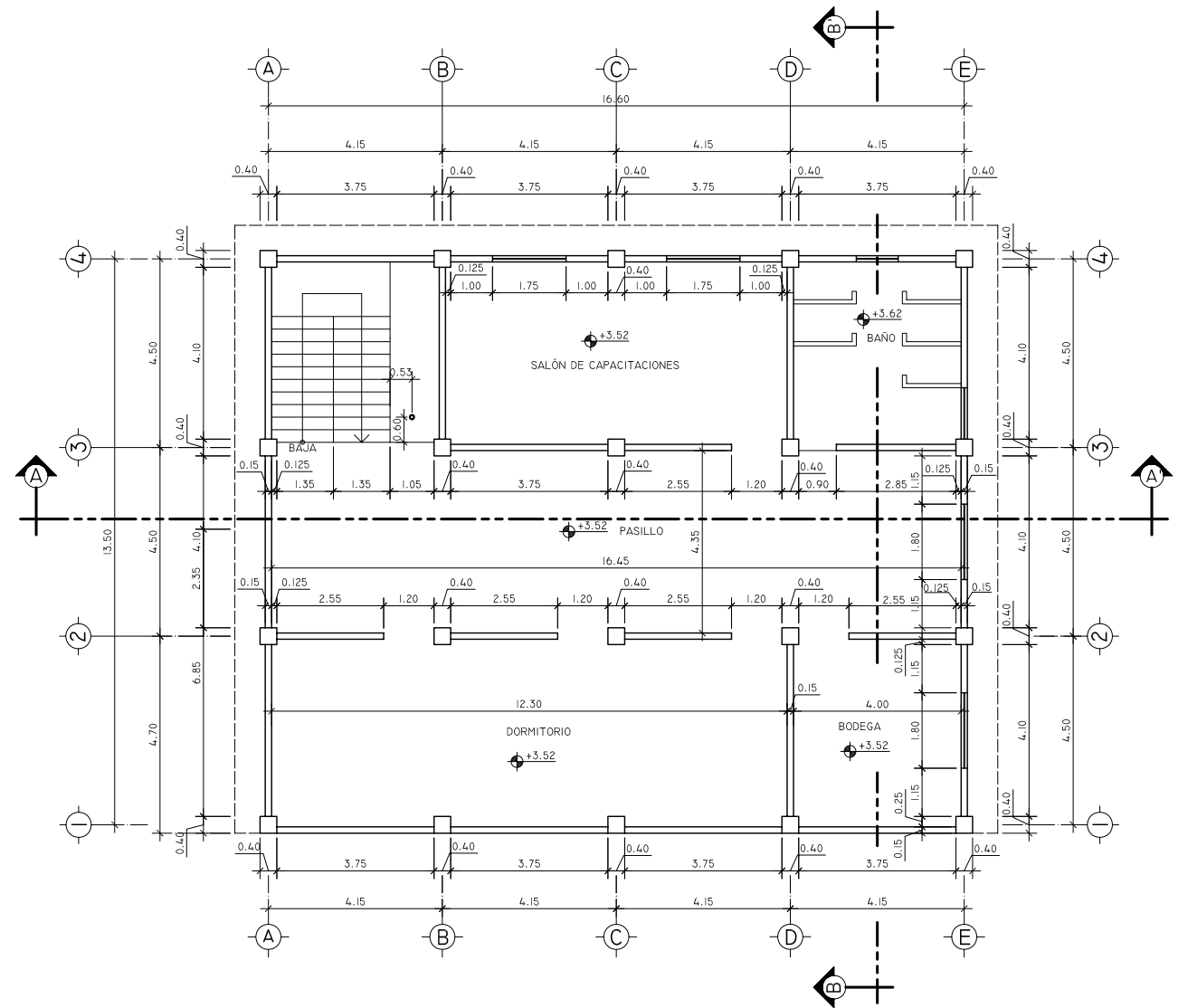
PLANTA ALTA AMUEBLADA ESC. 1/75

NOTA:
VER FACHADAS EN HOJA No. 3/16

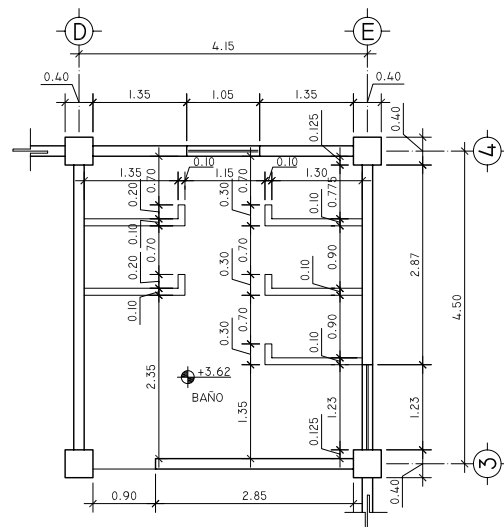
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
	PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	CONTENIDO: PLANTA AMUEBLADA	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	Vº.Bº. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	HOJA No. 1 16



PLANTA BAJA ACOTADA ESC 1/75




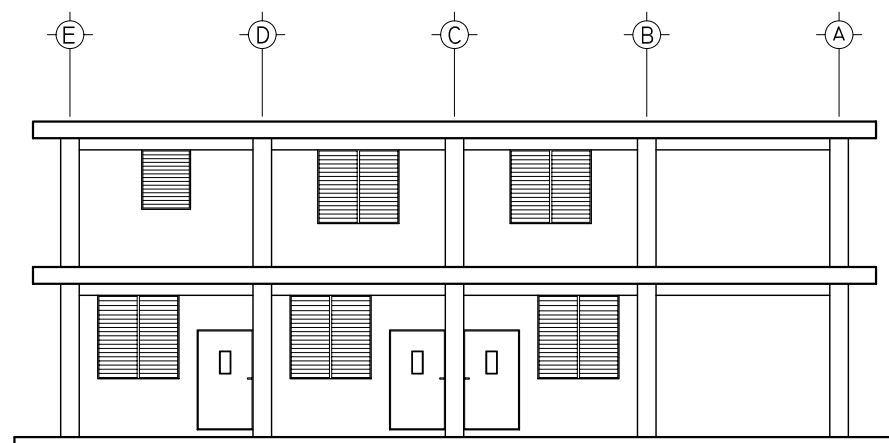
PLANTA ALTA ACOTADA ESC 1/75



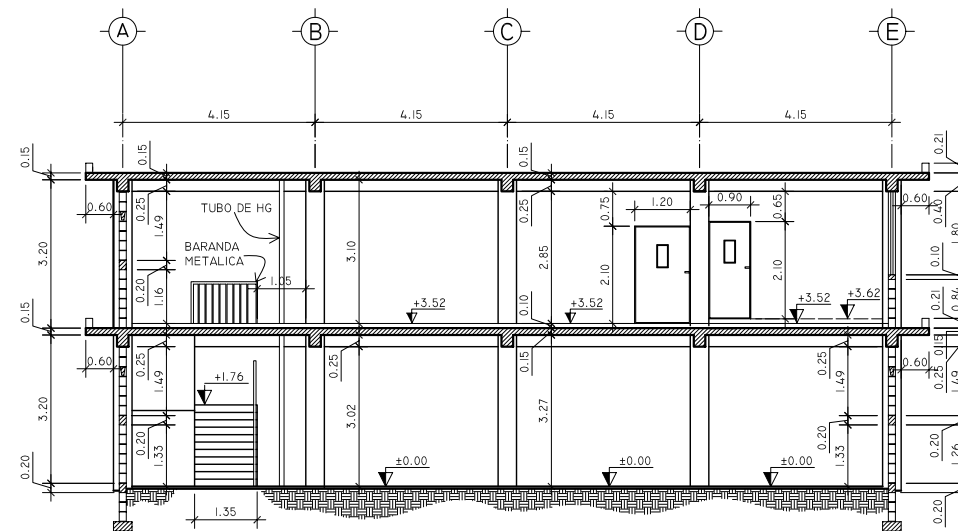
PLANTA ACOTADA DE BAÑO ESC 1/50

NOTA:
VER SECCIONES EN HOJA No. 3/16.
TODAS LAS MEDIDAS ESTAS DADAS EN METROS.

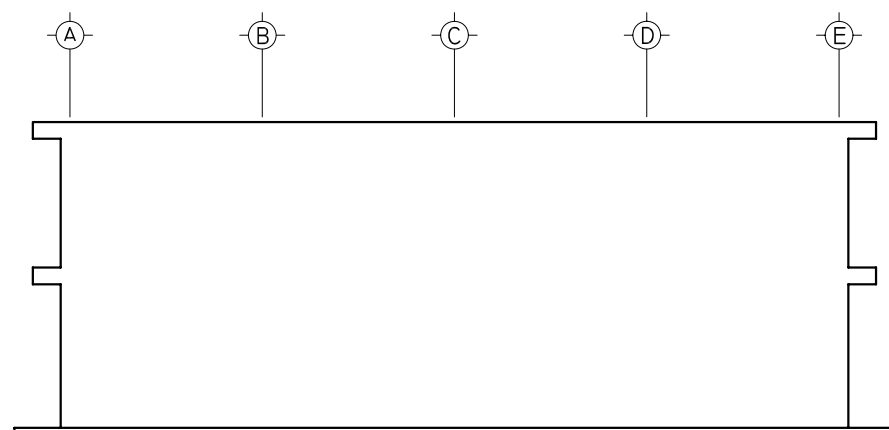
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
	PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	CONTENIDO: PLANTA ACOTADA	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		
ESCALA: INDICADA		
FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	Vo.Bo. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	HOJA No. 2 / 16



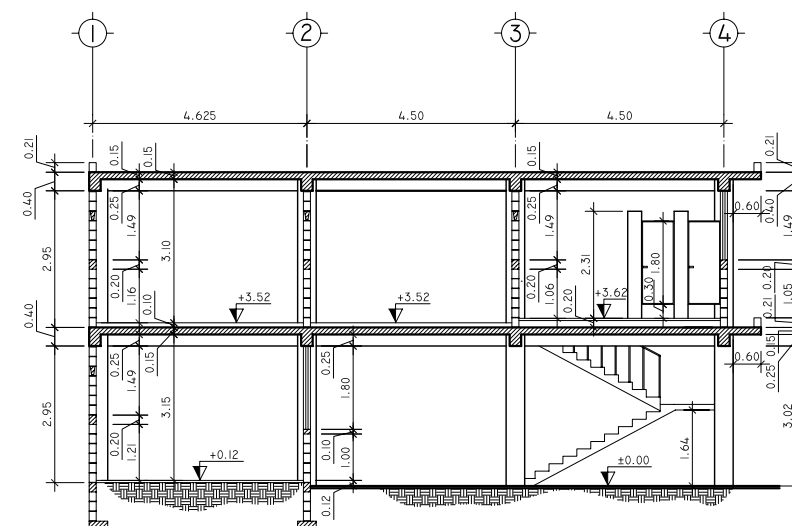
ELEVACIÓN FRONTAL ESC 1/75



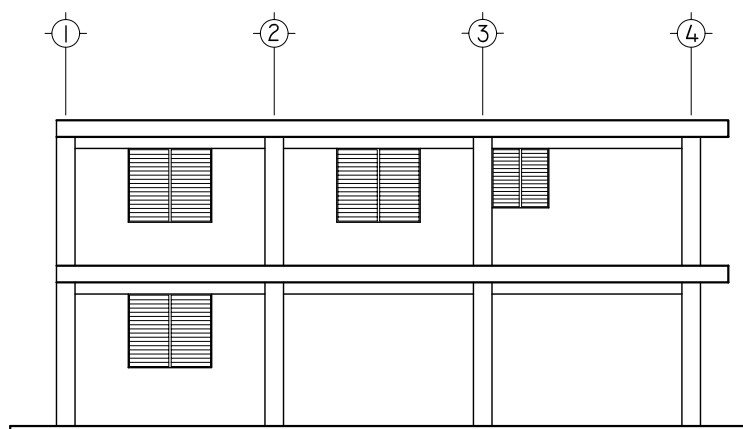
SECCIÓN A-A' ESC 1/75



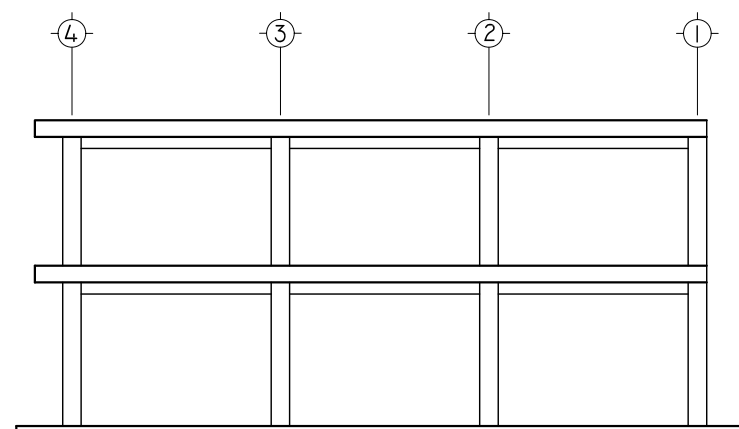
ELEVACIÓN POSTERIOR ESC 1/75




SECCIÓN B-B' ESC 1/75

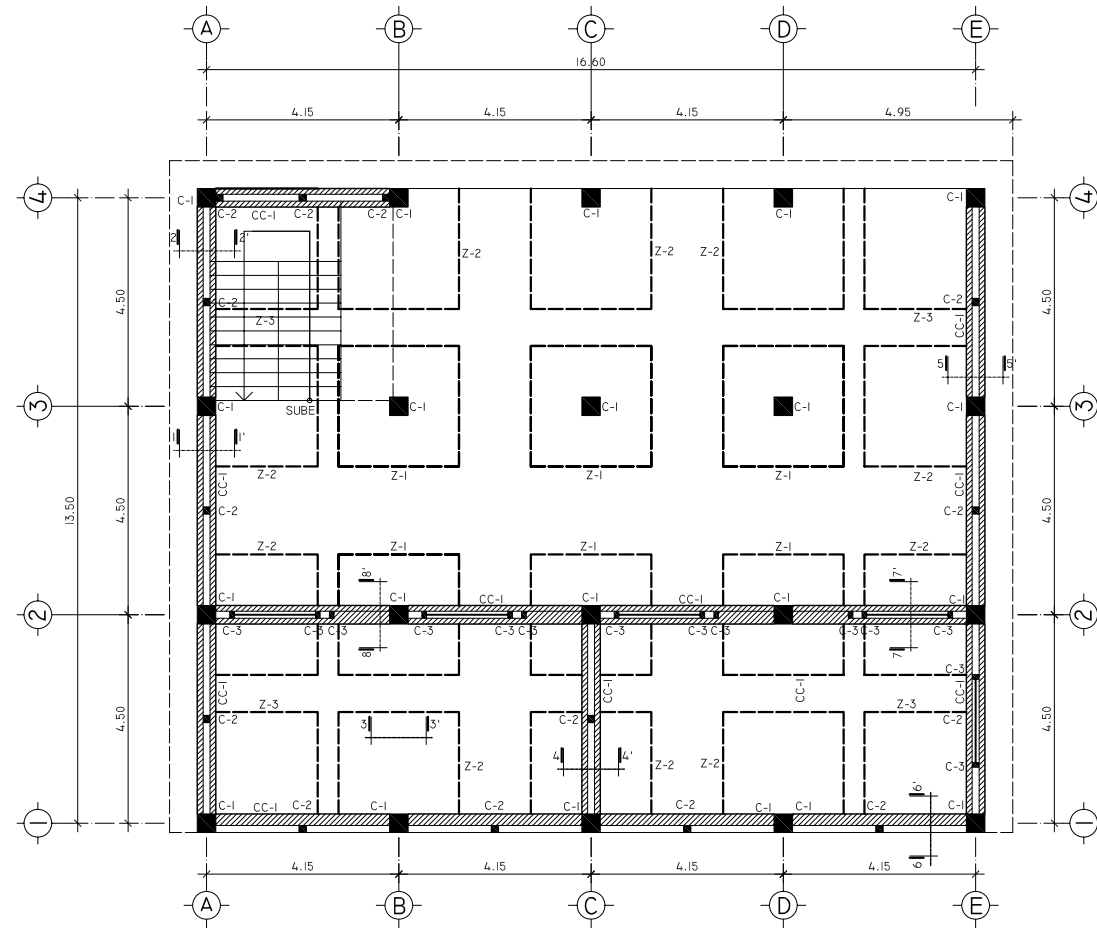


ELEVACIÓN ESTE ESC 1/75

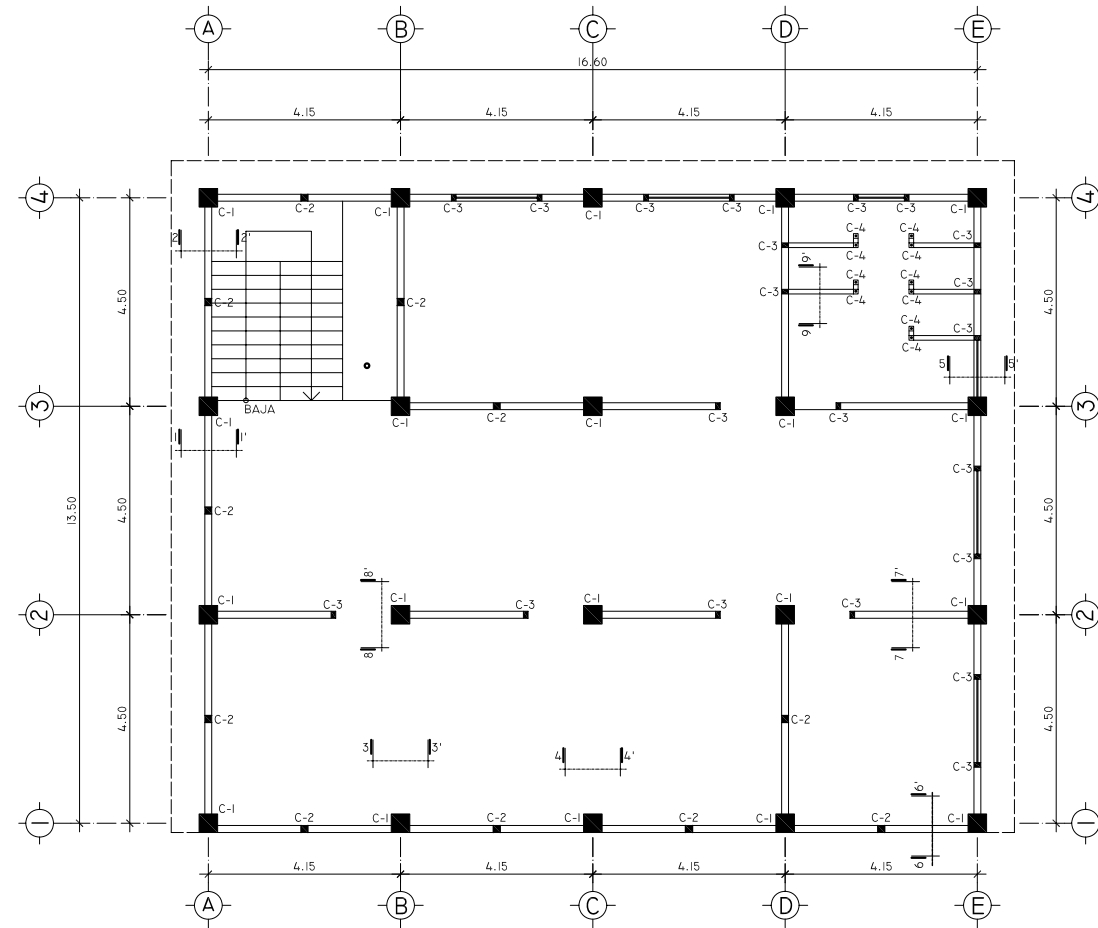


ELEVACIÓN OESTE ESC 1/75

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS		UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		CONTENIDO: FACHADAS Y SECCIONES	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		ESCALA: INDICADA	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	
ESCALA: INDICADA		Vó.Bo. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	
ESCALA: INDICADA		HOJA No. 3 / 16	



PLANTA BAJA DE CIMENTACIÓN ESC 1/75

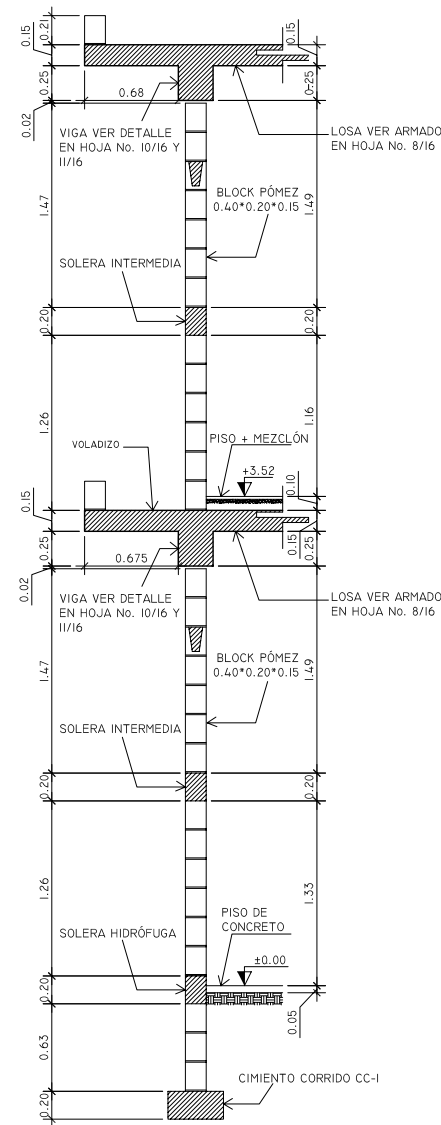


PLANTA ALTA DE CIMENTACIÓN ESC 1/75

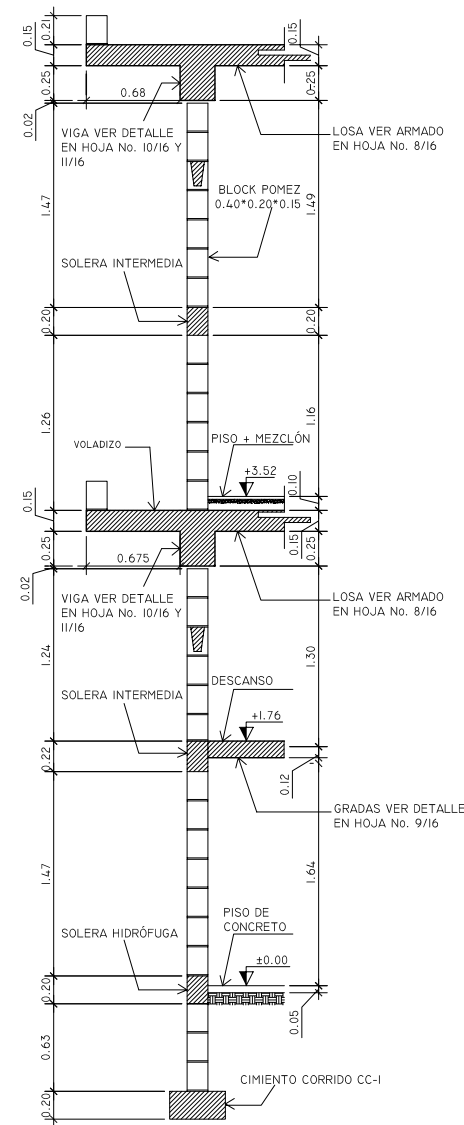
SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
Z	ZAPATA TIPO
C	COLUMNA TIPO
CC-I	CIMIENTO CORRIDO TIPO I
(Hatched line)	CORTE EN MUROS

NOTA:
 VER CORTES DE MUROS EN HOJA No. 5/16 Y 6/16.
 VER DETALLES DE ZAPATAS Y COLUMNAS EN
 HOJA No. 7/16

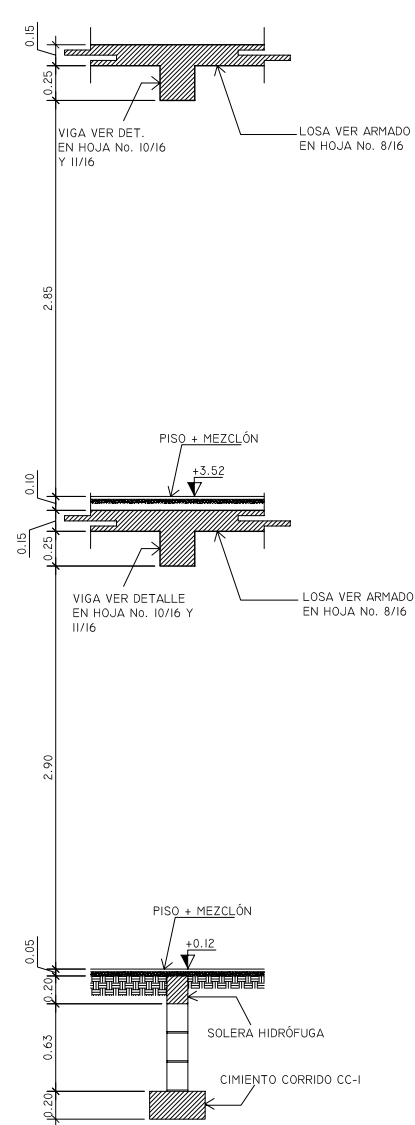
	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
	PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACIÓN	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	ESCALA: INDICADA	
FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	Vo.Bo. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	HOJA No. 4 16



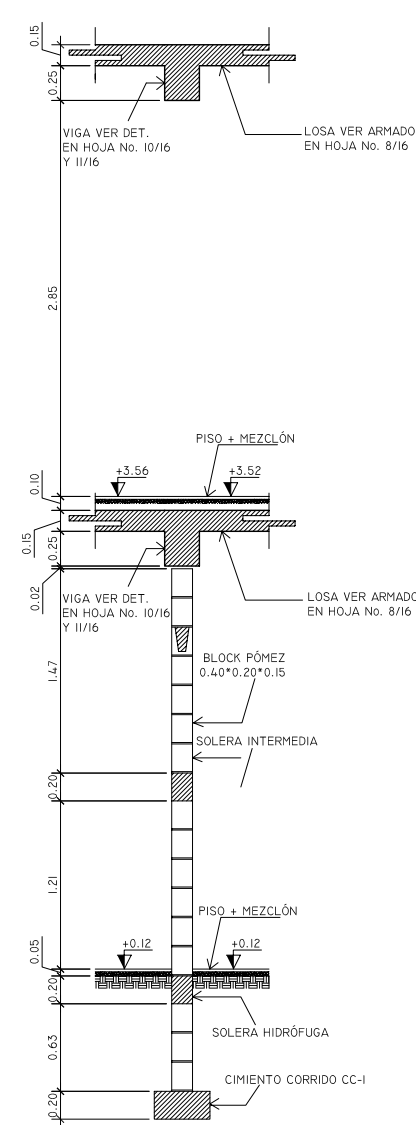
CORTE 1-1' ESC 1/25



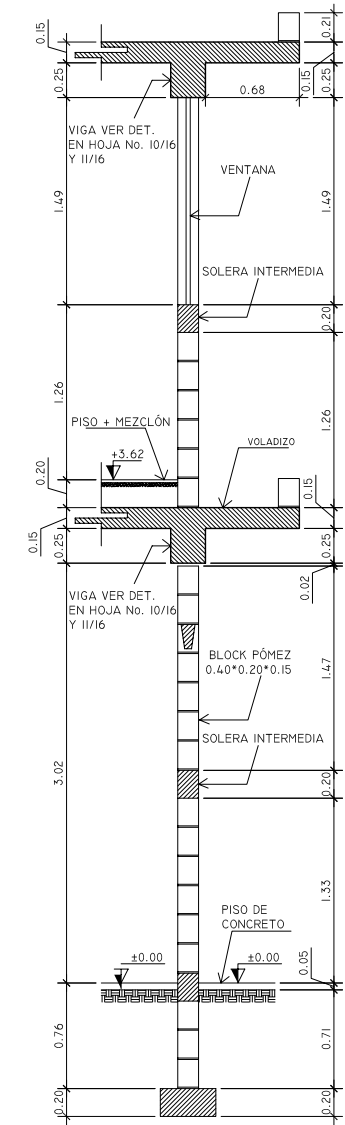
CORTE 2-2' ESC 1/25



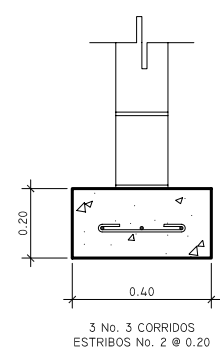
CORTE 3-3' ESC 1/25



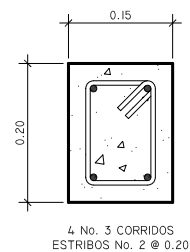
CORTE 4-4' ESC 1/25



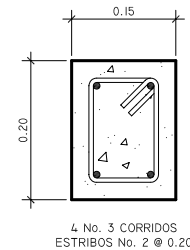
CORTE 5-5' ESC 1/25



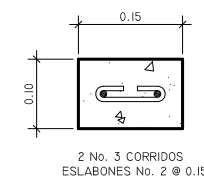
CIMIENTO CORRIDO CC-1 ESC 1/10



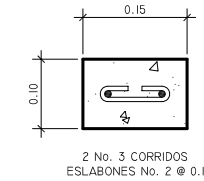
SOLERA HIDRÓFUGA ESC 1/5



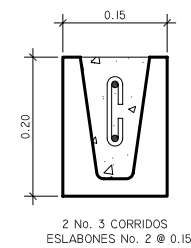
SOLERA INTERMEDIA ESC 1/5



SILLAR ESC 1/5



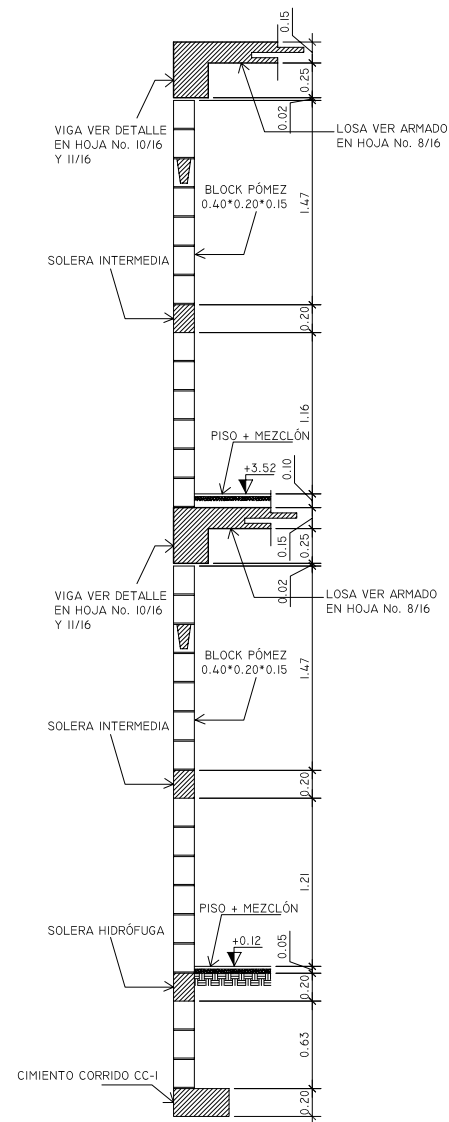
DINTEL ESC 1/5



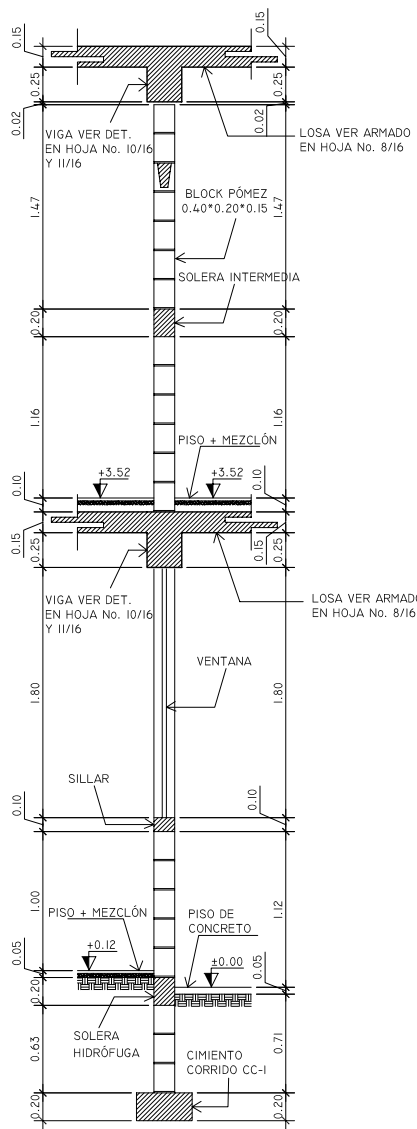
SOLERA DE BLOCK U ESC 1/5

ESPECIFICACIONES:
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4000 PSI)
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ (GRADO 40)
 AGREGADO GRUESO MÁXIMO DE 3/4"
 RECUBRIMIENTO DE 2.5 cm EN SOLERAS, SILLAR, DINTEL.
 RECUBRIMIENTO DE 7.5 cm EN CIMIENTO CORRIDO

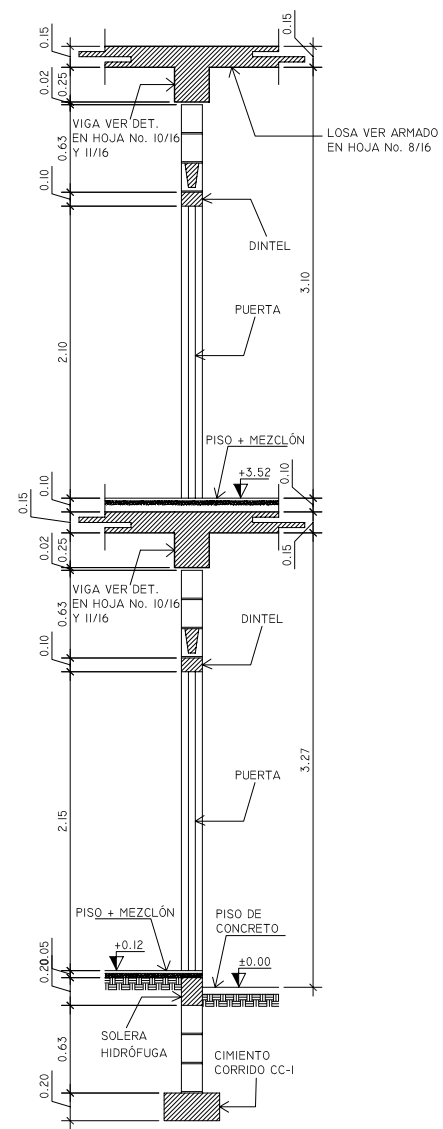
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS			
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU		
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	CONTENIDO: CORTE DE MUROS		
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.			
ESCALA: INDICADA			
FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	Vb.Bo. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	HOJA No. 5 / 16	



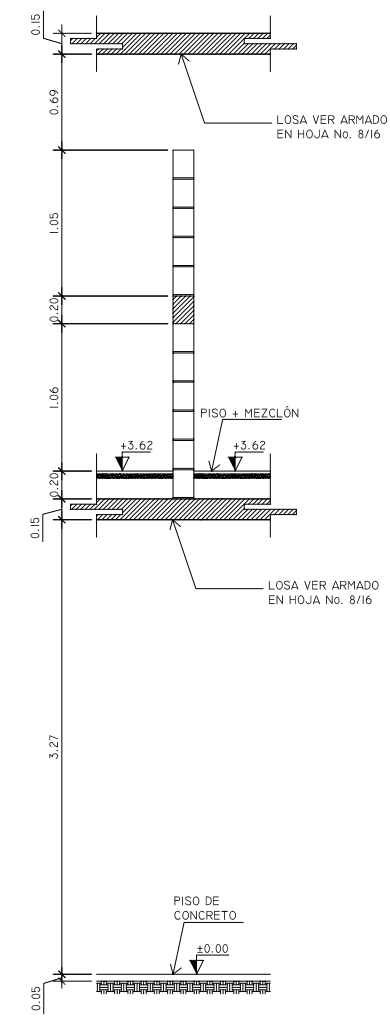
CORTE 6-6' ESC 1/25



CORTE 7-7' ESC 1/25



CORTE 8-8' ESC 1/25

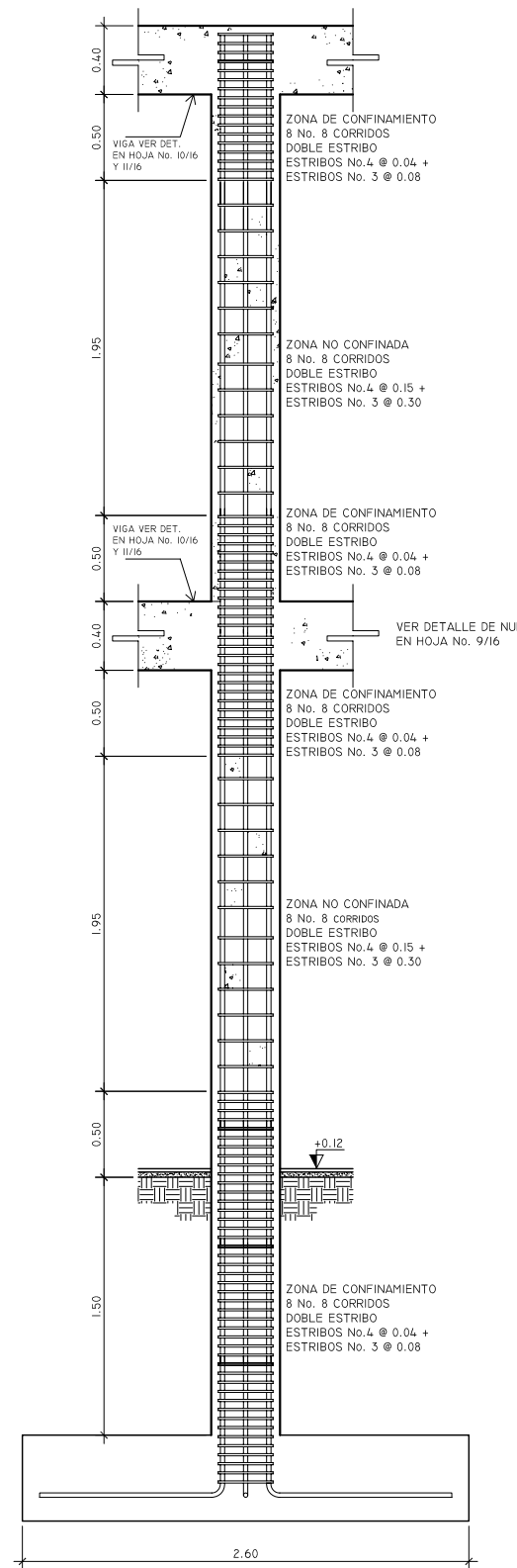


CORTE 9-9' ESC 1/25

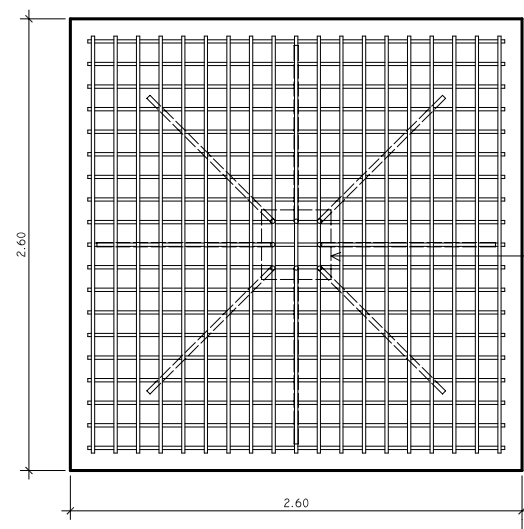
ESPECIFICACIONES:

BLOCK PÓMEZ DE 0.15*0.20*0.40 m CON RESISTENCIA DE 50 kg/cm².
MORTERO DE PROPORCIÓN 1:3 PARA LA UNIÓN DE BLOCK PÓMEZ.

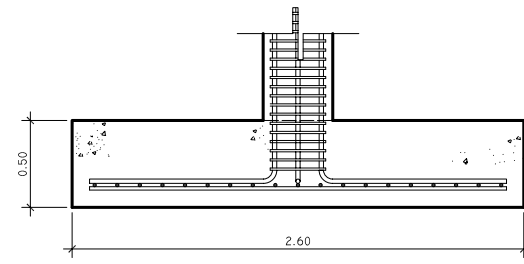
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS		UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		CONTENIDO: CORTE DE MUROS	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		V.O. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5363	
ESCALA: INDICADA		HOJA No. 6/16	



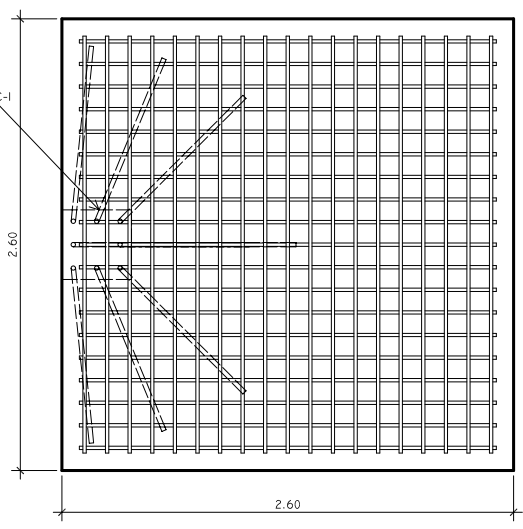
SECCIÓN COLUMNA C-1 ESC 1/20



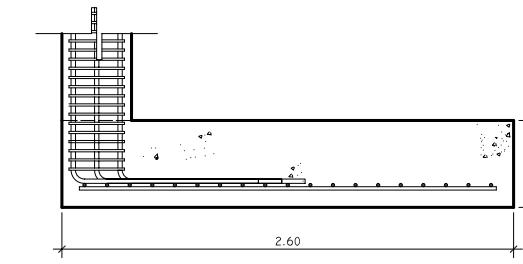
PLANTA ZAPATA Z-1 ESC 1/20



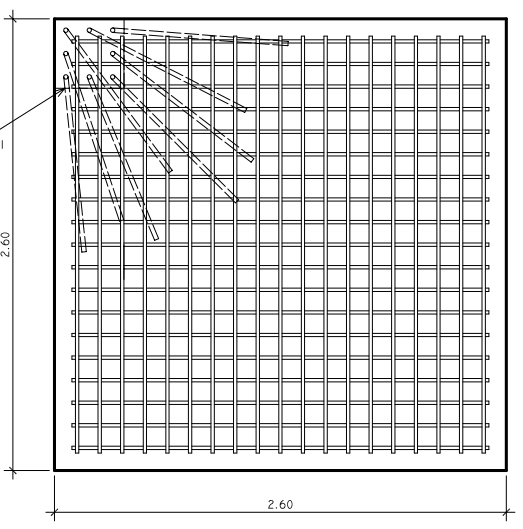
SECCIÓN ZAPATA Z-1 ESC 1/20



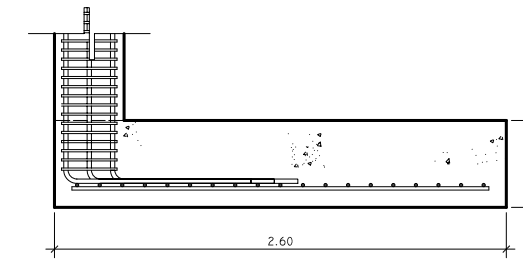
PLANTA ZAPATA Z-2 ESC 1/20



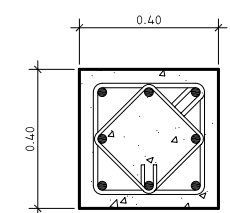
SECCIÓN ZAPATA Z-2 ESC 1/20



PLANTA ZAPATA Z-3 ESC 1/20

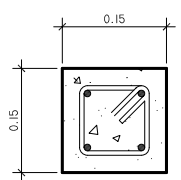


SECCIÓN ZAPATA Z-3 ESC 1/20

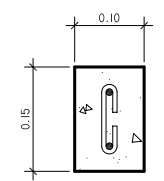


8 No. 8 CORRIDOS
 EST. No. 4 @ 0.04 EN ZONA DE CONFINAMIENTO
 EST. No. 4 @ 0.15 EN ZONA NO CONFINADA
 EST. No. 3 ROTADOS 45° @ 0.08 EN ZONA DE CONFINAMIENTO
 EST. No. 3 ROTADOS 45° @ 0.50 EN ZONA NO CONFINADA

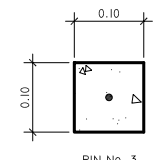
COLUMNA C-1 ESC 1/10



COLUMNA C-2 ESC 1/5



COLUMNA C-3 ESC 1/5



COLUMNA C-4 ESC 1/5

ESPECIFICACIONES:
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4000 PSI)
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ (GRADO 40)
 $E_s = 2.1 \text{ E } 8 \text{ kg/cm}^2$
 $E_c = 2.19 \text{ E } 5 \text{ kg/cm}^2$
 PESO ESPECIFICO DEL SUELO = 999 kg/cm³
 $V_S = 31.150 \text{ kg/cm}^2$
 AGREGADO GRUESO DE DIAMETRO MÁXIMO DE 3/4"

CARGA VIVA
 TECHO = 100 kg/m²
 ENTREPISO = 250 kg/m²

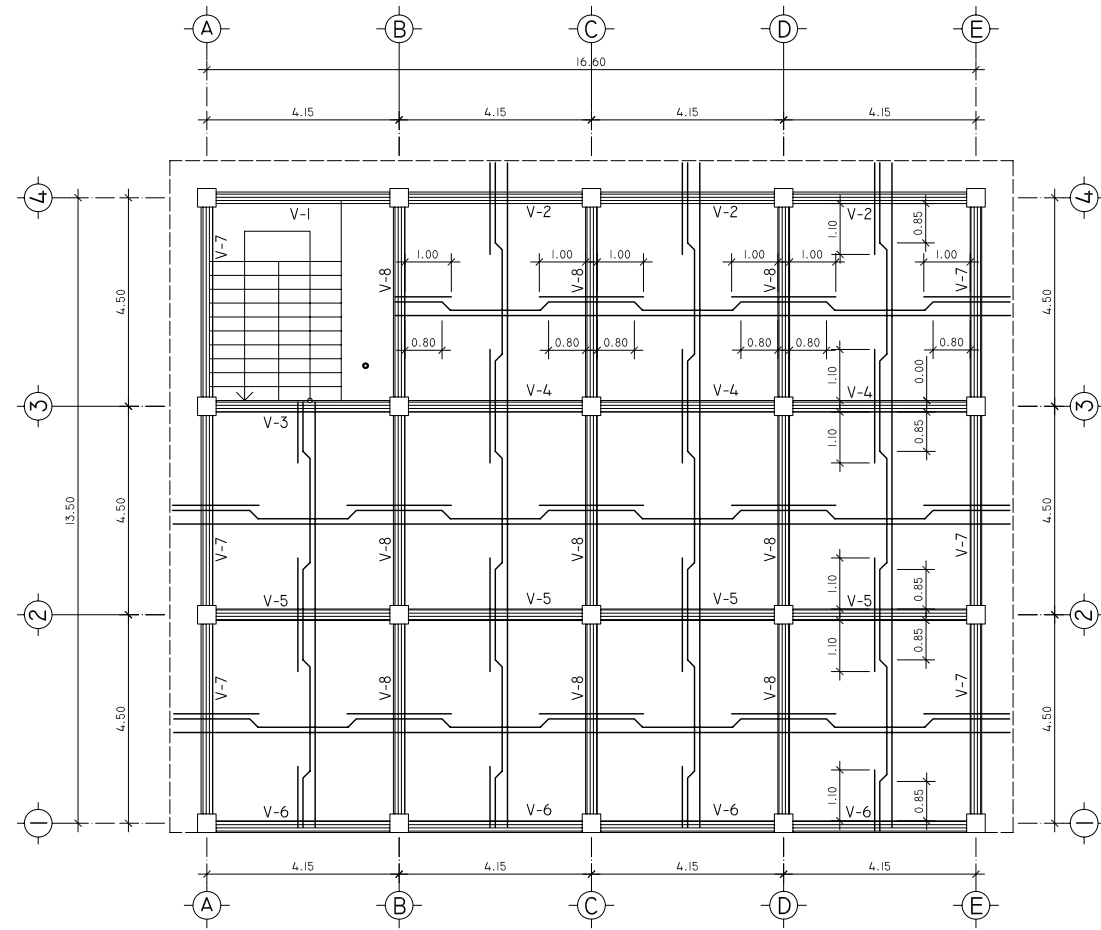
RECUBRIMIENTO SEGÚN ACI 318S-05 SECCIÓN 7.7.1
 COLUMNAS = 4 cm
 VIGAS = 4 cm
 ZAPATAS = 10 cm

RECUBRIMIENTO EN COLUMNAS C-2 Y C-3 DE 2.5 cm

GANCHOS SEGÚN ACI 318S-05 SECCIÓN 7.1
 DOBLEZ DE 180° MAS UNA EXTENSIÓN DE 4 VECES DIAMETRO DE LA VARRILLA PERO NO MENOR A 6.5 cm
 DOBLEZ DE 90° MAS UNA EXTENSIÓN DE 12 VECES DIAMETRO DE LA VARRILLA.
 ESTRIBOS DOBLEZ DE 135° MAS UNA EXTENSIÓN DE 6 VECES DIAMETRO DE LA VARRILLA.

EMPALMES	
REFUERZO	LONGITUD
No. 3	0.40
No. 4	0.50
No. 5	0.60
No. 6	0.70
No. 7	1.00
No. 8	1.20

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
	PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DEL BOMBEROS VOLUNTARIOS	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	CONTENIDO: DETALLES DE ZAPATAS Y COLUMNAS	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	ESCALA: INDICADA	
FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	Vº.Bº. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	HOJA No. 7 16



PLANTA BAJA DE LOSAS

ESC 1/75

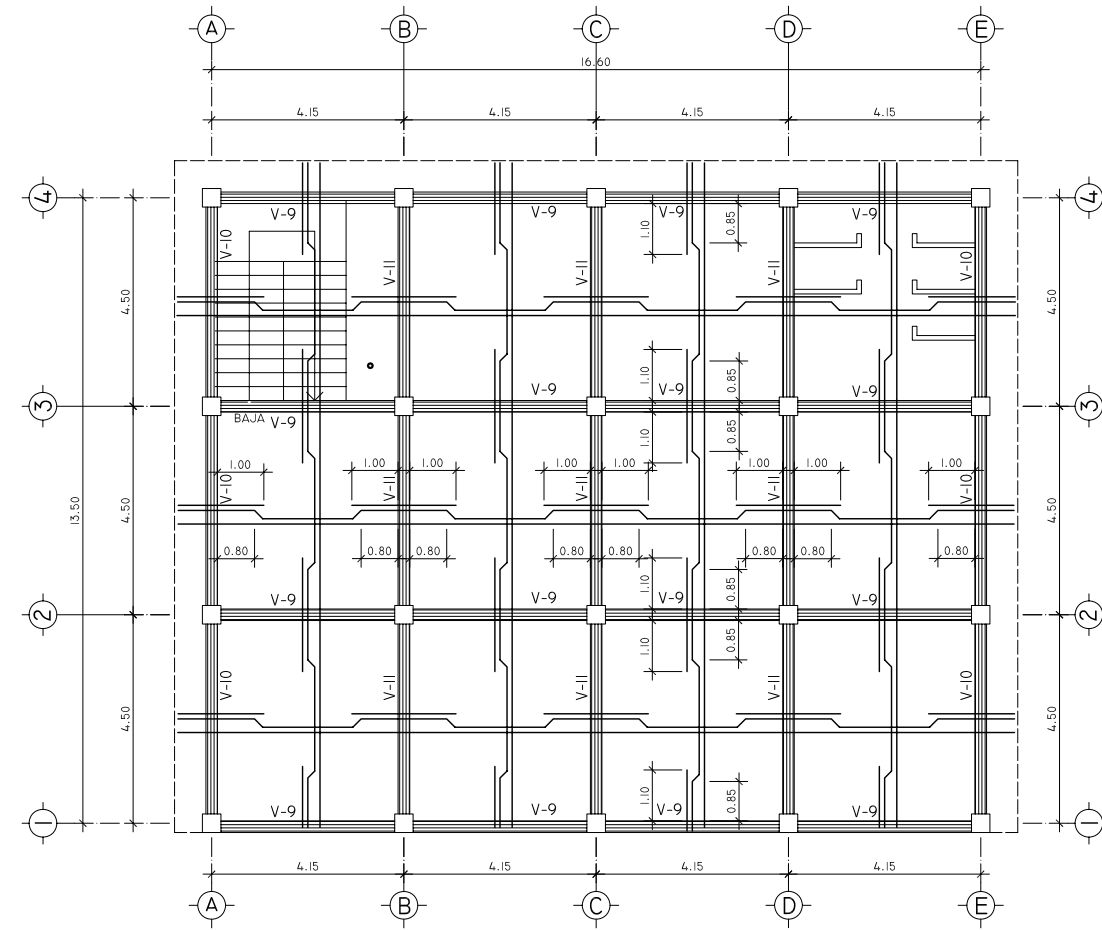
NOTA:
VER DETALLES DE VIGAS EN HOJA No. 10/16 Y 11/16

ESPECIFICACIONES:
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4,000 PSI)
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ (GRADO 40)
 AGREGADO GRUESO DE DIAMETRO MÁXIMO DE 3/4"

CARGA VIVA
 TECHO = 100 kg/m^2
 ENTREPISO = 250 kg/m^2

ESPESOR DE LOSA
 TECHO = 15 cm
 ENTREPISO = 15 cm

RECUBRIMIENTO SEGÚN ACI 318S-05 SECCIÓN 7.7.1
 LOSA = 4 cm



PLANTA ALTA DE LOSAS

ESC 1/75

NOTA:
VER DETALLES DE VIGAS EN HOJA No. 10/16 Y 11/16

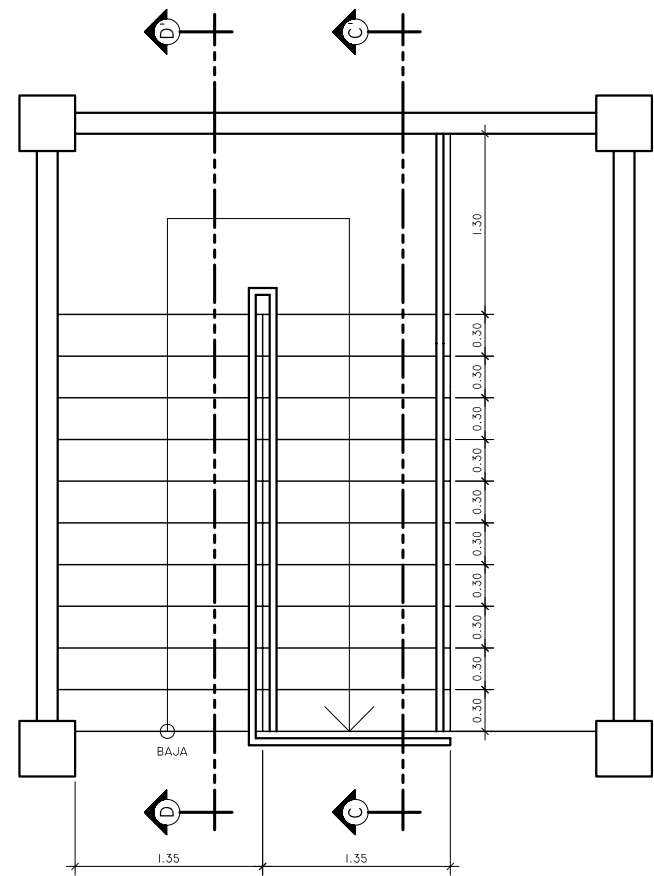
ESPECIFICACIONES:
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4,000 PSI)
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ (GRADO 40)
 AGREGADO GRUESO DE DIAMETRO MÁXIMO DE 3/4"

CARGA VIVA
 TECHO = 100 kg/m^2
 ENTREPISO = 250 kg/m^2

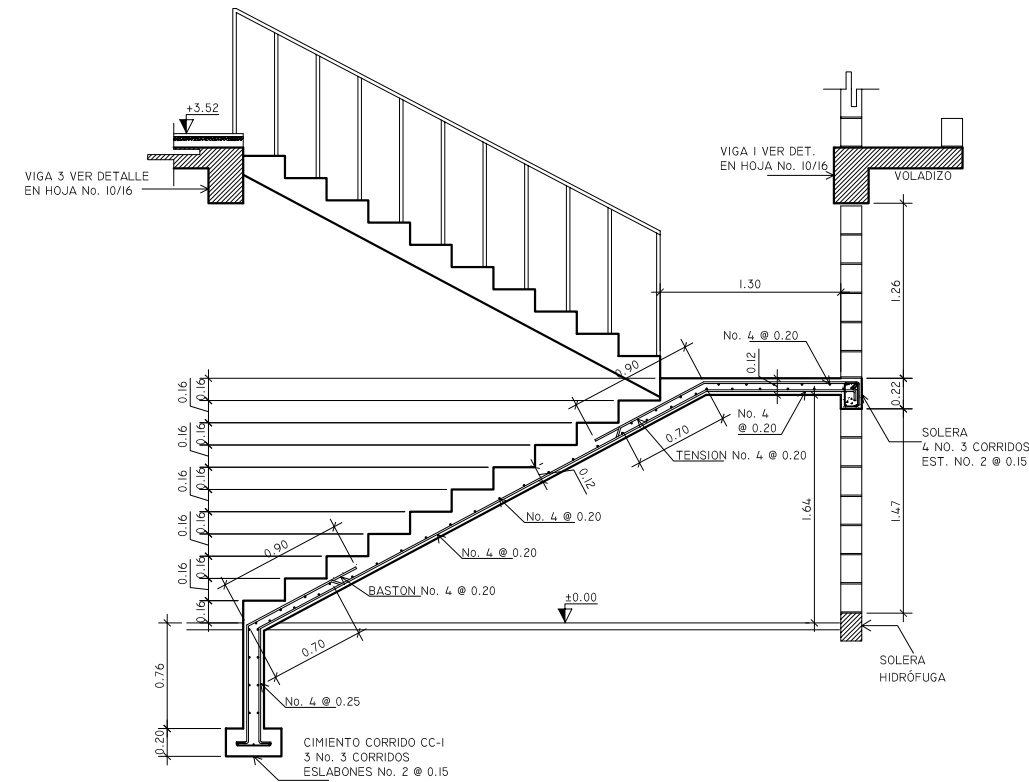
ESPESOR DE LOSA
 TECHO = 15 cm
 ENTREPISO = 15 cm

RECUBRIMIENTO SEGÚN ACI 318S-05 SECCIÓN 7.7.1
 LOSA = 4 cm

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS		LUBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		CONTENIDO: PLANTA DE LOSAS	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		V.O. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	
ESCALA: INDICADA		COLEGIADO No. 5383	
HOJA No. 8		16	



PLANTA DE GRADAS ESC 1/25

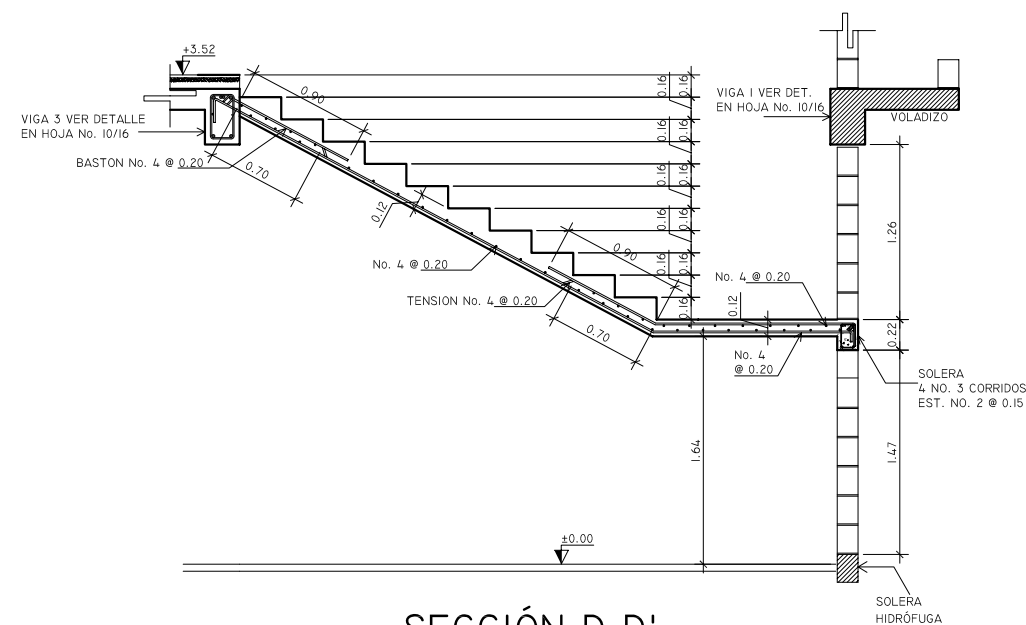


SECCIÓN C-C' ESC 1/25

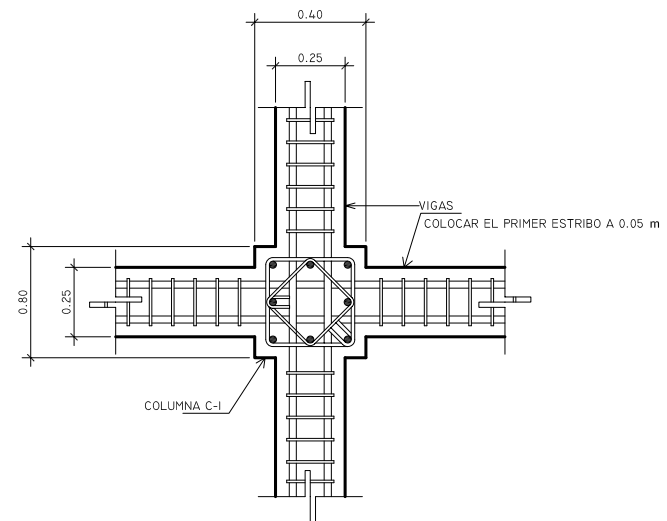
ESPECIFICACIONES:
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4000 PSI)
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ (GRADO 40)

CARGA VIVA
 TECHO = 100 kg/m^2
 ENTREPISO = 250 kg/m^2
 GRADAS = 350 kg/cm^2

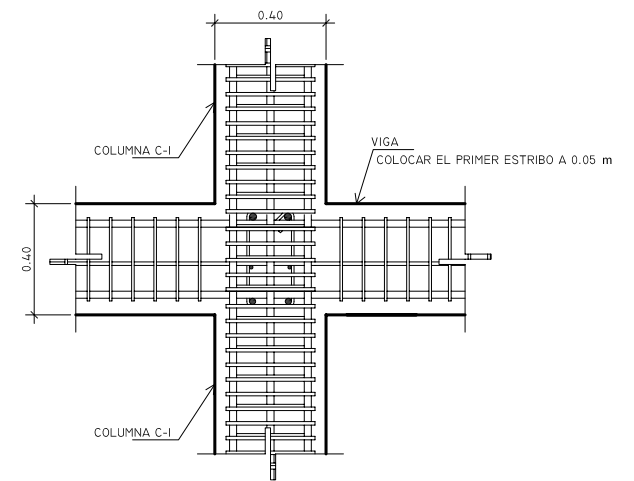
RECUBRIMIENTO SEGÚN ACI 318S-05 SECCIÓN 7.7.1
 GRADAS = 2.5 cm



SECCIÓN D-D' ESC 1/25



PLANTA DE NUDO ESC 1/12.5



SECCIÓN DE NUDO ESC 1/12.5



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
 DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS

PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE
 BOMBEROS VOLUNTARIOS

DISENO:
 J. OCTAVIO ESCOBAR G.

UBICACIÓN:
 CHAMPERICO, RETALHULEU

CALCULO:
 J. OCTAVIO ESCOBAR G.

CONTENIDO:
 DETALLE DE GRADAS Y NUDO

DIBUJO:
 J. OCTAVIO ESCOBAR G.

ESCALA:
 INDICADA

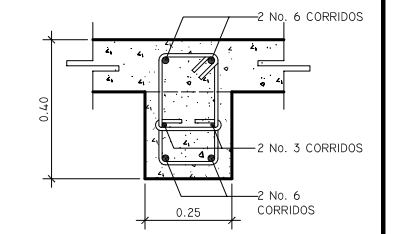
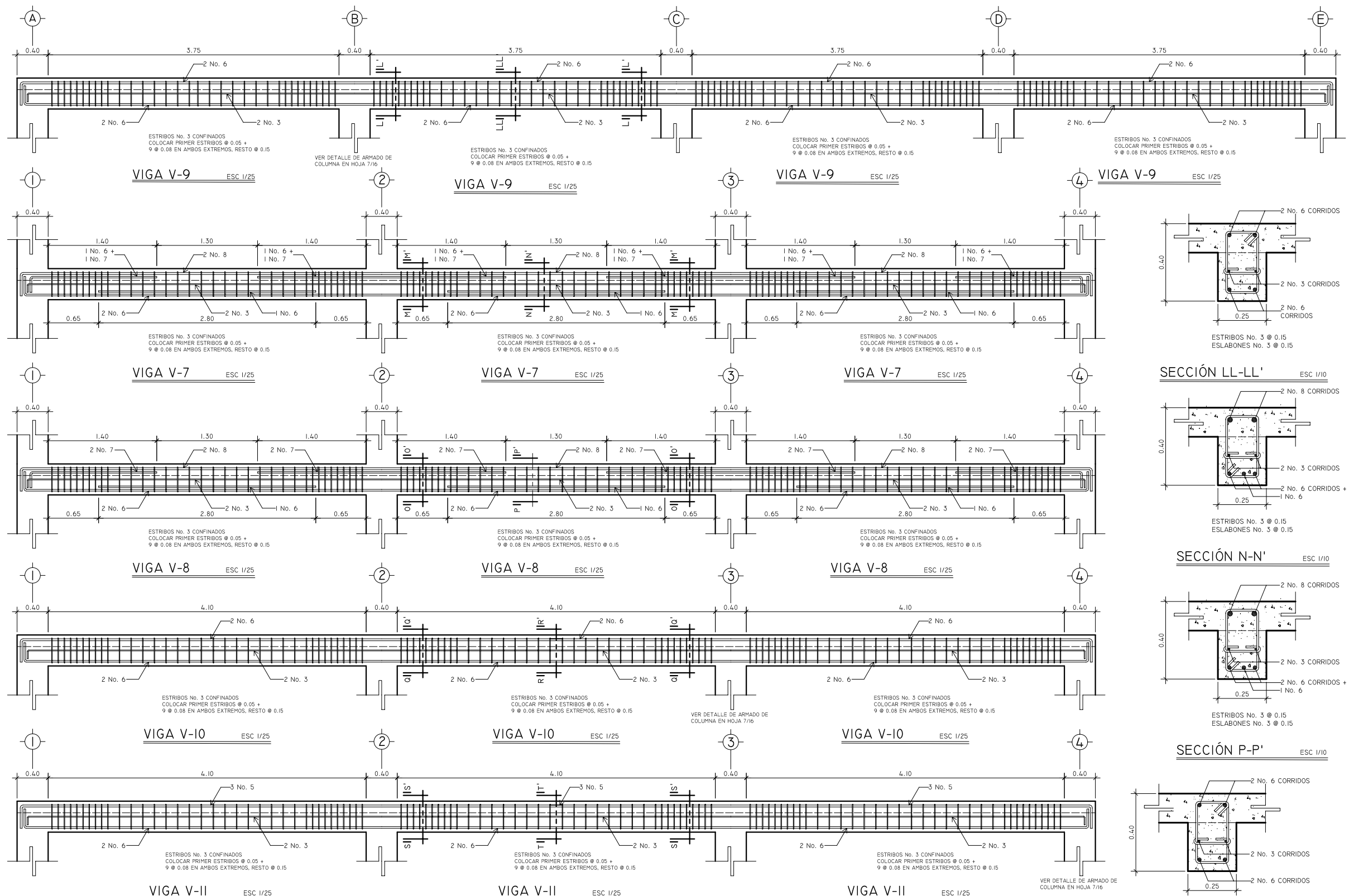
FECHA:
 NOVIEMBRE DE 2009

Vb.Bo. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
 COLEGIADO No. 5383

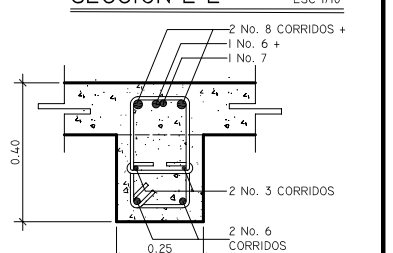
HOJA No

9

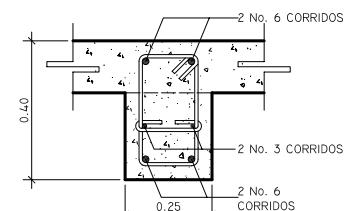
16



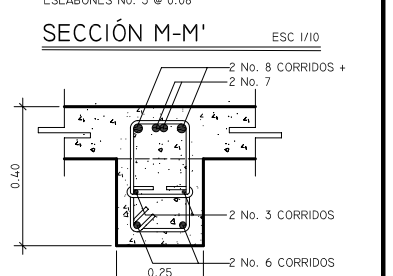
SECCIÓN L-L' ESC 1/10
ESTRIBOS No. 3 CONFINADOS
COLOCAR PRIMER ESTRIBO @ 0.05 + 9 @ 0.08 EN AMBOS EXTREMOS, RESTO @ 0.15
ESLABONES No. 3 @ 0.08



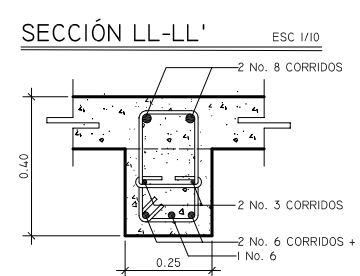
SECCIÓN M-M' ESC 1/10
ESTRIBOS No. 3 CONFINADOS
COLOCAR PRIMER ESTRIBO @ 0.05 + 9 @ 0.08
ESLABONES No. 3 @ 0.08



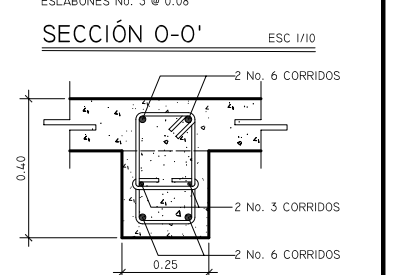
SECCIÓN LL-LL' ESC 1/10
ESTRIBOS No. 3 @ 0.15
ESLABONES No. 3 @ 0.15



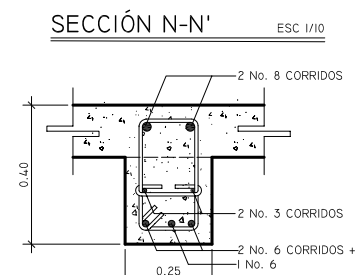
SECCIÓN N-N' ESC 1/10
ESTRIBOS No. 3 CONFINADOS
COLOCAR PRIMER ESTRIBO @ 0.05 + 9 @ 0.08
ESLABONES No. 3 @ 0.08



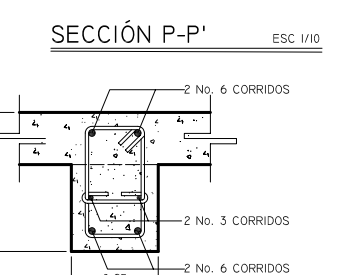
SECCIÓN O-O' ESC 1/10
ESTRIBOS No. 3 @ 0.15
ESLABONES No. 3 @ 0.15



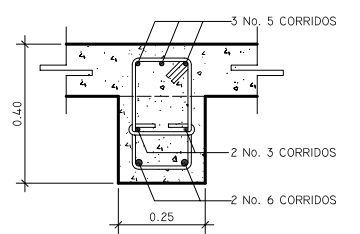
SECCIÓN P-P' ESC 1/10
ESTRIBOS No. 3 @ 0.15
ESLABONES No. 3 @ 0.15



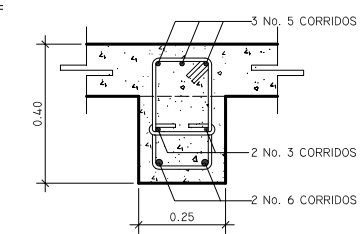
SECCIÓN Q-Q' ESC 1/10
ESTRIBOS No. 3 @ 0.15
ESLABONES No. 3 @ 0.15



SECCIÓN R-R' ESC 1/10
ESTRIBOS No. 3 @ 0.15
ESLABONES No. 3 @ 0.15



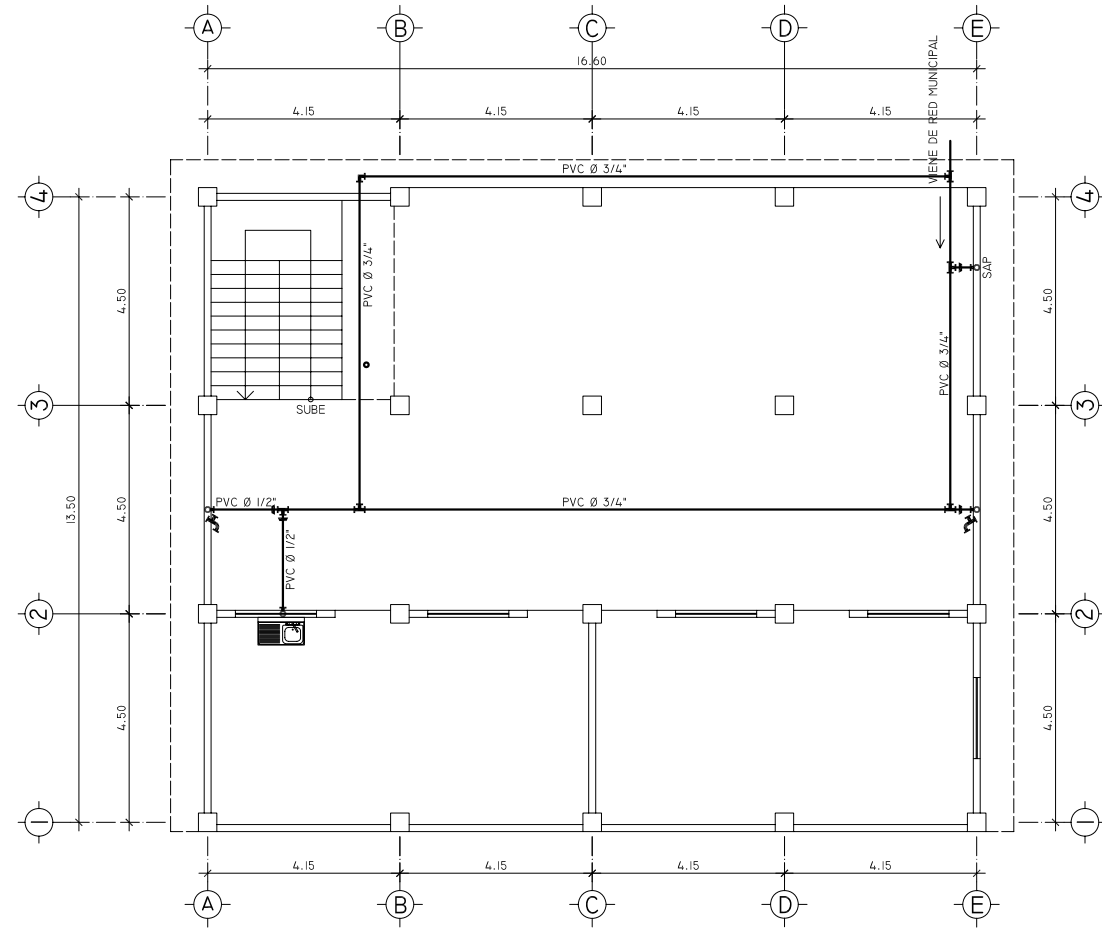
SECCIÓN S-S' ESC 1/10
ESTRIBOS No. 3 CONFINADOS
COLOCAR PRIMER ESTRIBO @ 0.05 + 9 @ 0.08
ESLABONES No. 3 @ 0.08



SECCIÓN T-T' ESC 1/10
ESTRIBOS No. 3 @ 0.15
ESLABONES No. 3 @ 0.15

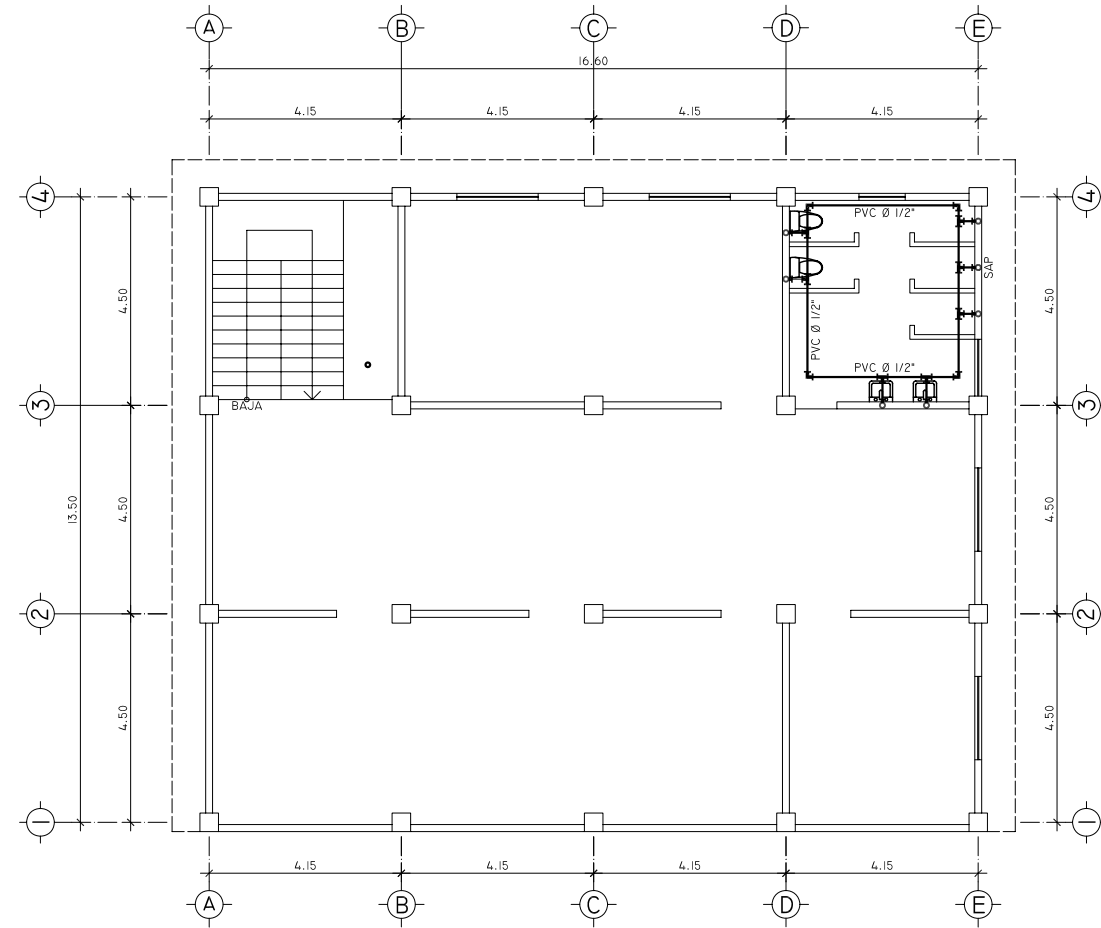
ESPECIFICACIONES:
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4000 PSI)
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ (GRADO 40)
 AGREGADO GRUESO DE DIAMETRO MÁXIMO DE 3/4"
 CARGA VIVA
 TECHO = 100 kg/m²
 ENTREPISO = 250 kg/m²
 RECUBRIMIENTO SEGÚN ACI 318S-05 SECCIÓN 7.7.1
 VIGAS = 4 cm

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS		UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		CONTENIDO: DETALLES DE VIGAS	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.		V.O. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	
ESCALA: INDICADA		HOJA No. 11/16	



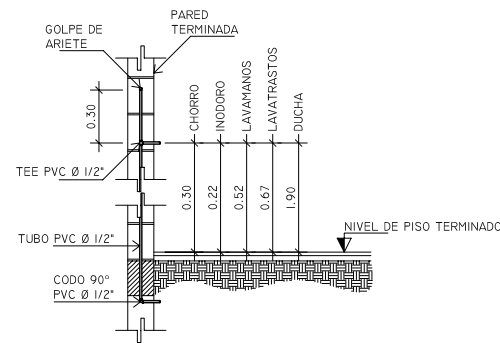
PLANTA BAJA DE AGUA POTABLE

ESC 1/75



PLANTA ALTA DE AGUA POTABLE

ESC 1/75



ALTURAS PARA PLOMERIA

ESCALA GRÁFICA

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	CODO PVC 90° HORIZONTAL
	CODO PVC 90° VERTICAL
	CODO PVC 90° HORIZONTAL
	GRIFO
	REDUCIDOR DE Ø3/4" A Ø1/2"
	TUBO PVC Ø INDICADO
	SAP SUBIDA DE AGUA POTABLE

ESPECIFICACIONES:

TUBERIA DE CLORURO DE POLIVINILO (PVC) PARA AGUA POTABLE DE 160 PSI NORMA ASTM 2466-67 Ø ASTM D-2241



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS

PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS

DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.

UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU

CÁLCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.

CONTENIDO:

DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.

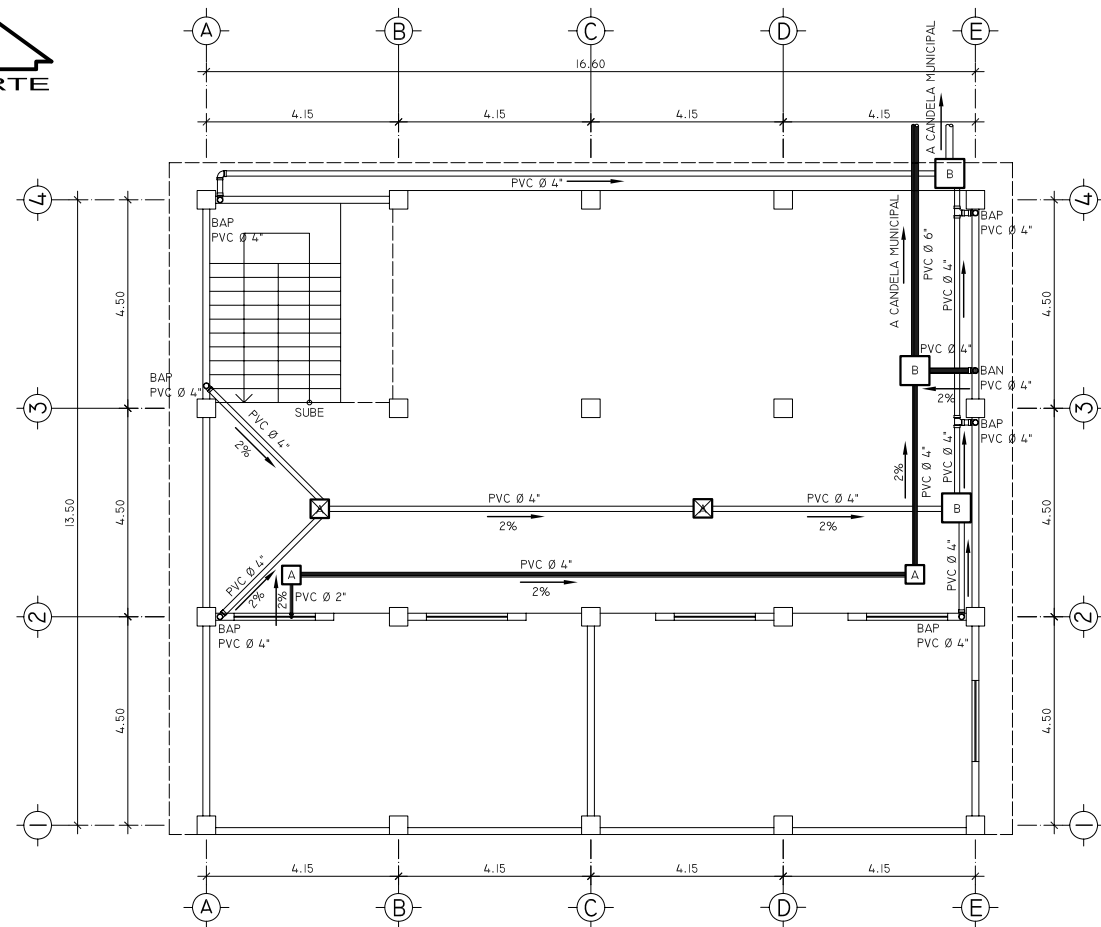
PLANTA DE AGUA POTABLE

ESCALA: INDICADA

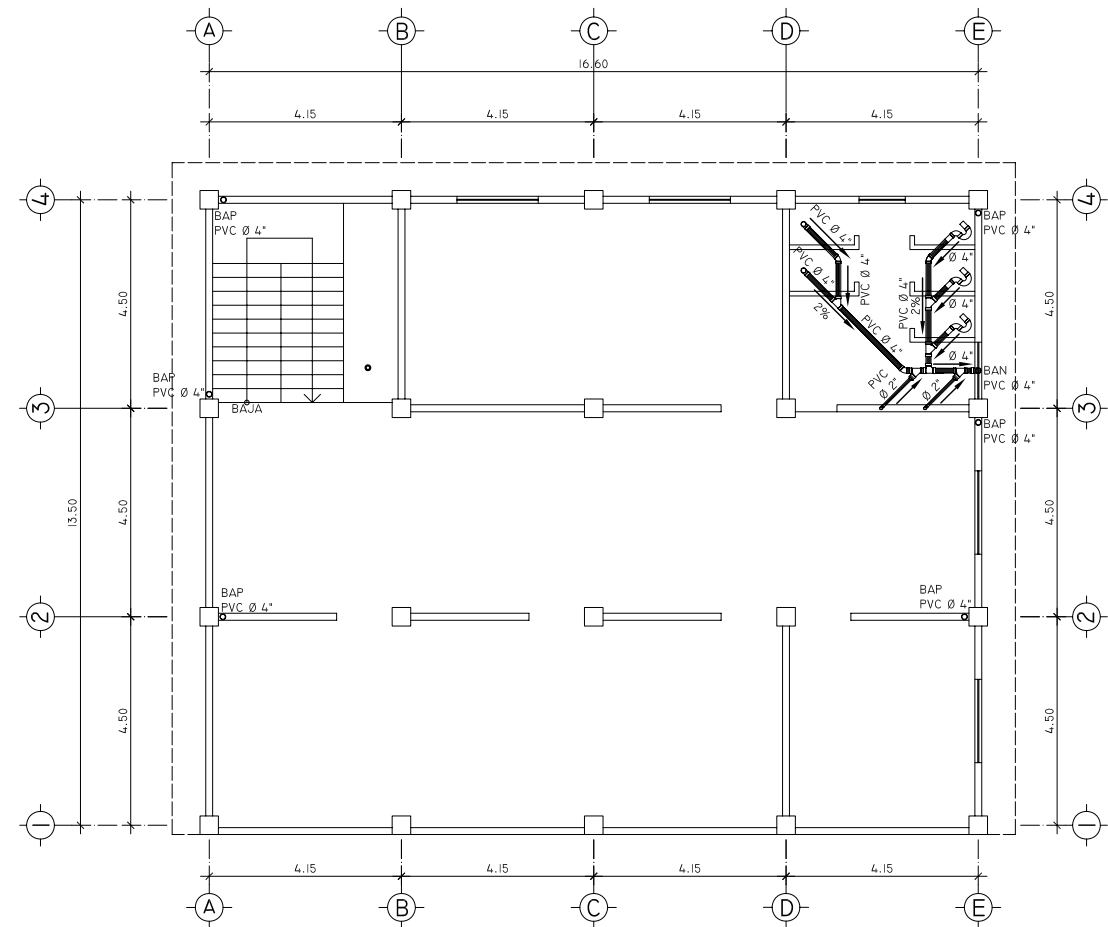
FECHA: NOVIEMBRE DE 2009

Vº.Bº. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
COLEGIADO No. 5383

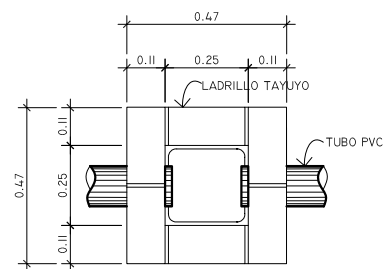
HOJA No
12 / 16



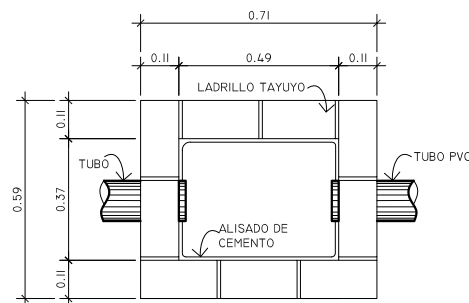
PLANTA BAJA DE DRENAJES ESC 1/75



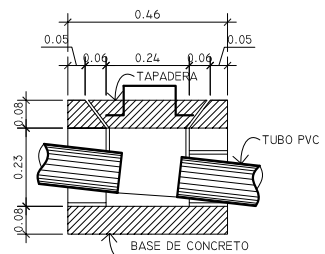
PLANTA ALTA DE DRENAJES ESC 1/75



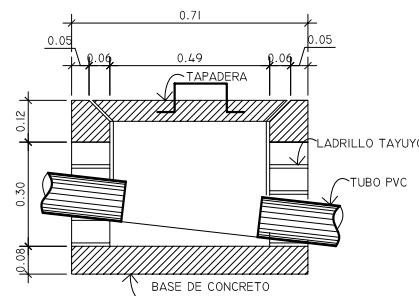
PLANTA DE CAJA A ESC 1/10



PLANTA DE CAJA B ESC 1/10



SECCIÓN DE CAJA A ESC 1/10



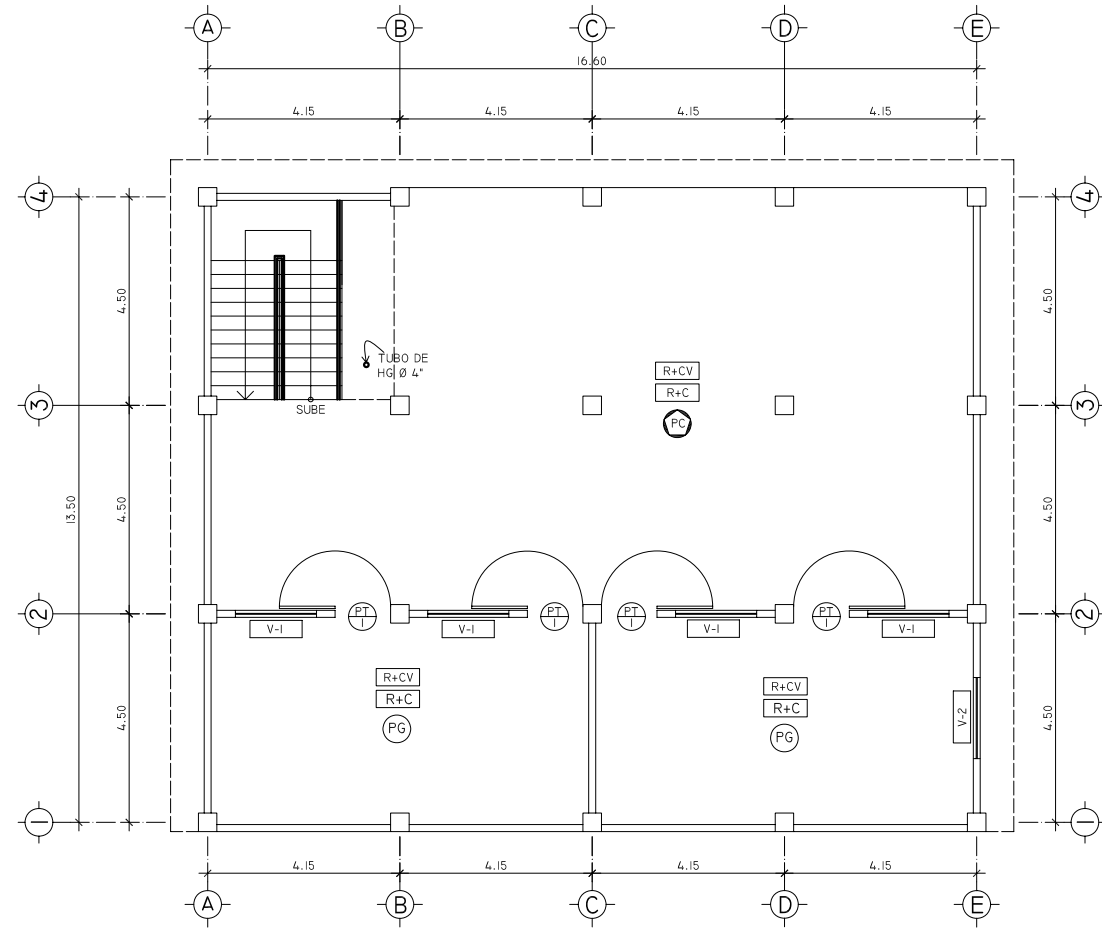
SECCIÓN DE CAJA B ESC 1/10

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TUBO PVC DE DRENAJES AGUAS NEGRAS Ø INDICADO
	TUBO PVC DE DRENAJE PUVIAL Ø INDICADO
	CODO PVC 90° VERTICAL
	YEE PVC 45° HORIZONTAL
	CODO 90° HORIZONTAL
	CODO 45° HORIZONTAL
	SIFON TERMINAL
	BAJADA DE AGUAS NEGRAS BAN
	BAJADA DE AGUA PLUVIAL BAP
	INDICA DIRECCIÓN DE LA PENDIENTE DE 2%
	CAJA TIPO A
	CAJA TIPO B
	CAJA TIPO A REPOSADERA

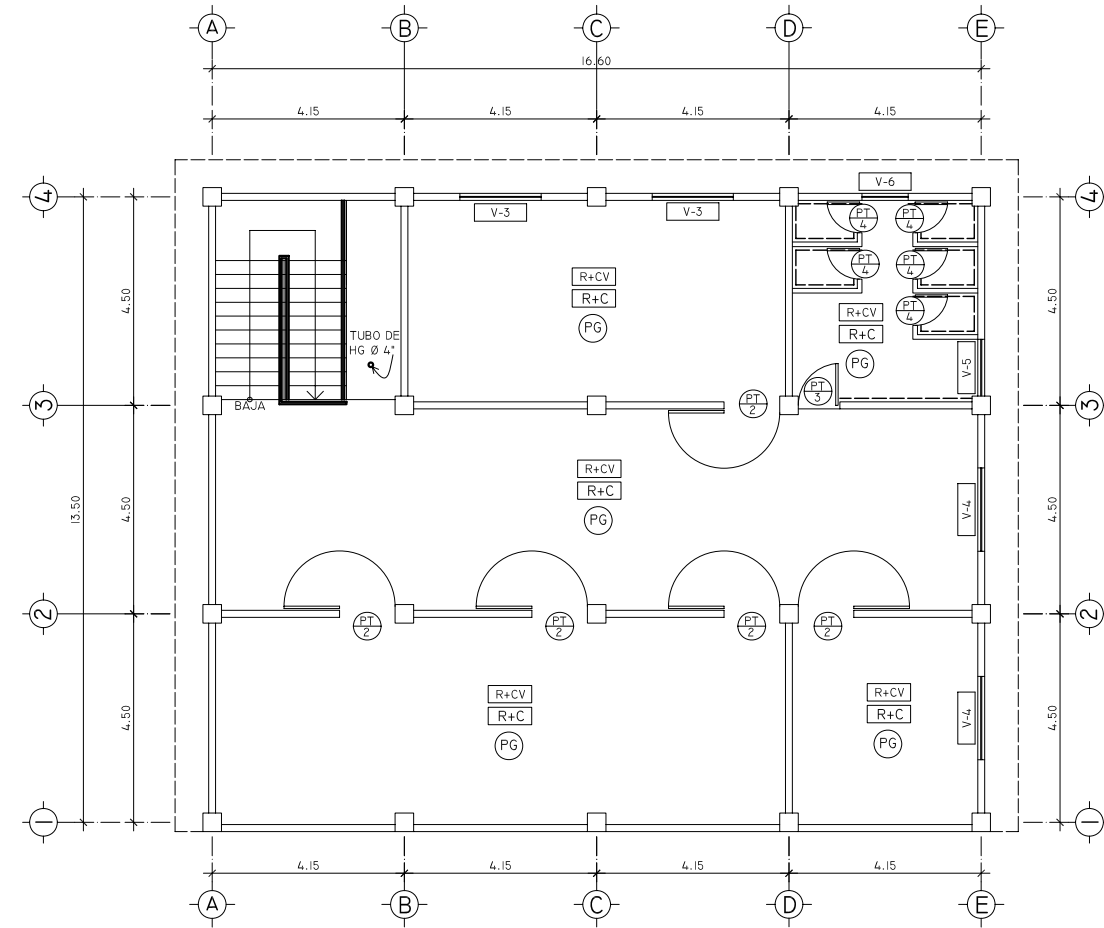
ESPECIFICACIONES:
 TUBERIA DE CLORURO DE POLIVINILO (PVC) PARA DRENAJES DE 160 PSI NORMA ASTM 2466-67 Ó ASTM D-2241

TODOS LOS ARTEFACTOS SERAN DE COLOR BLANCO AMERICAN STANDARD, LINEA STANDARD.

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
	PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU	
CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	CONTENIDO: PLANTA DE DRENAJES	
DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	ESCALA: INDICADA	
FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	Vó.Bo. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELÍZ COLEGIADO No. 5383	HOJA No. 13 / 16



PLANTA BAJA DE ACABADOS ESC 1/75



PLANTA ALTA DE ACABADOS ESC 1/75

PLANILLA DE VENTANAS

TIPO	SILLAR	DINTEL	ALTO	ANCHO	UNIDADES	MATERIAL
1	1.10	2.90	1.80	1.75	4	MARCO DE ALUMINIOS + VIDRIO CLARO
2	1.10	2.90	1.80	1.80	1	
3	1.05	2.85	1.80	1.75	2	
4	1.05	2.85	1.80	1.80	2	
5	1.26	2.75	1.49	1.22	1	
6	1.26	2.75	1.49	1.05	1	

PLANILLA DE PUERTAS

TIPO	ALTO	ANCHO	UNIDADES	MATERIAL
1	2.15	1.20	4	METAL
2	2.10	1.20	5	
3	2.10	0.90	1	
4	2.10	0.70	5	

SIMBOLOGÍA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
[R+C]	REPELLO + CERNIDO REMOLINEADO EN CIELO
(PG)	PISO DE GRANITO DE 0.30*0.30 m
(PC)	PISO DE CONCRETO
[R+CV]	PARED CON REPELLO + CERNIDO VERTICAL
(PT)	PUERTA TIPO
[V-I]	VENTANA TIPO
---	AZULEJO DE 0.20*0.20, HASTA 1.20 m EN SANITARIOS Y LAVAMANOS Y 2.00 m EN DUCHAS S.N.P.T.
==	BARANDA METÁLICA EN GRADAS DE 0.9 m de ALTURA

NOTA:
CONSTRUIR BORDILLO DE 0.10 m DE ESPESOR Y 0.10 m DE ALTURA EN LAS PUERTAS DE LAS DUCHAS DEL BAÑO.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS

PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS

DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.

UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU

CÁLCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.

CONTENIDO: PLANTA DE ACABADOS

DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.

ESCALA: INDICADA

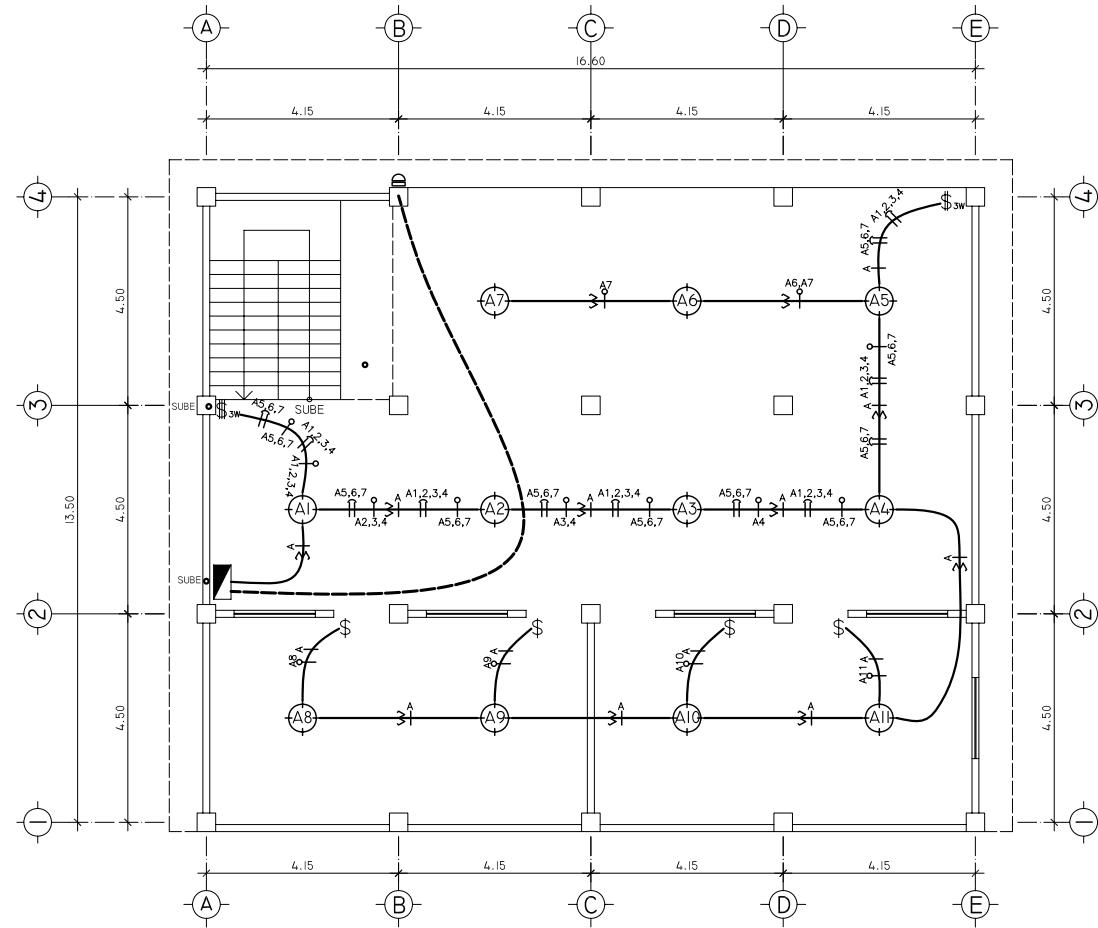
FECHA: NOVIEMBRE DE 2009

V.O. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
COLEGIADO No. 5383

HOJA No.

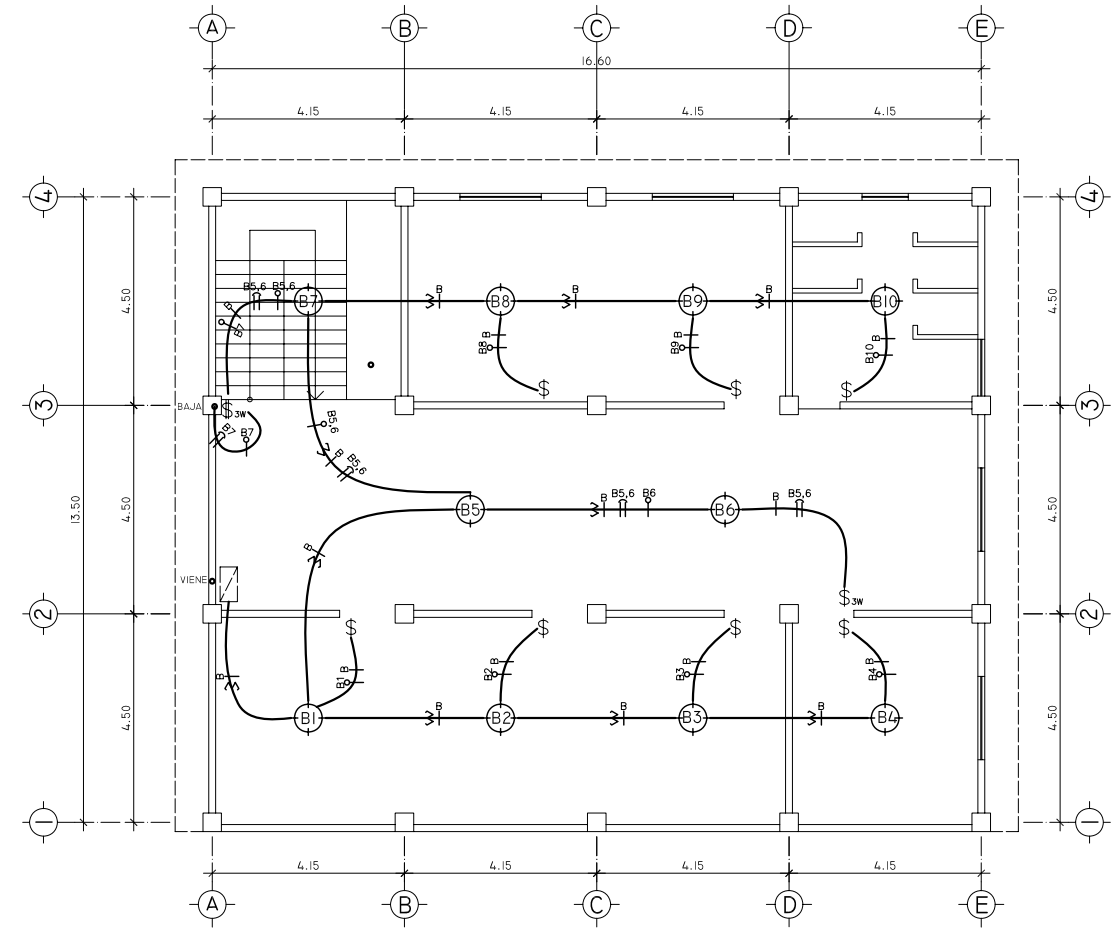
14

16



PLANTA BAJA DE ILUMINACIÓN

ESC 1/75



PLANTA ALTA DE ILUMINACIÓN

ESC 1/75

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	LÁMPARA EN CIELO
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 6 CIRCUITOS, H=1.70 m S.N.P.T
	CONTADOR
	POLIDUCTO EN CIELO DE Ø 3/4"
	POLIDUCTO SUBTERRANEO
	LÍNEA POSITIVA TW No. 12 AWG
	LÍNEA NEUTRA TW No. 12 AWG
	LÍNEA DE RETORNO TW No. 14 AWG
	LÍNEA DE PUENTE THREE WAY TW No. 12 AWG
	INTERRUPTOR SIMPLE H= 1.20 m S.N.P.T
	INTERRUPTOR SIMPLE THREE WAY H=1.20 m S.N.P.T
	INTERRUPTOR DOBLE THREE WAY H=1.20 m S.N.P.T
	INTERRUPTOR TRIPLE THREE WAY H=1.20 m S.N.P.T



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA-EP

PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS

DISEÑO:
J. OCTAVIO ESCOBAR G.

UBICACIÓN:
CHAMPERICO, RETALHULEU

CÁLCULO:
J. OCTAVIO ESCOBAR G.

CONTENIDO:
PLANTA DE ILUMINACIÓN

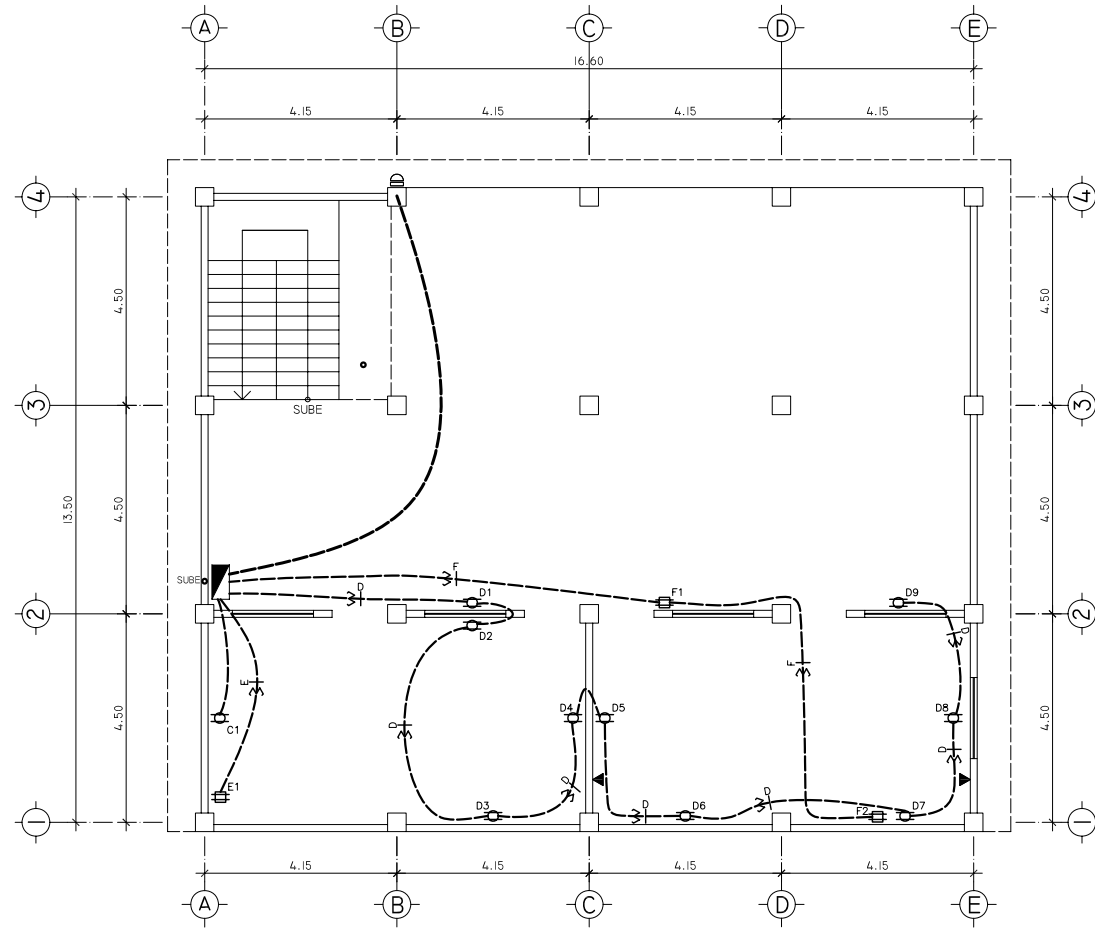
DIBUJO:
J. OCTAVIO ESCOBAR G.

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
NOVIEMBRE DE 2009

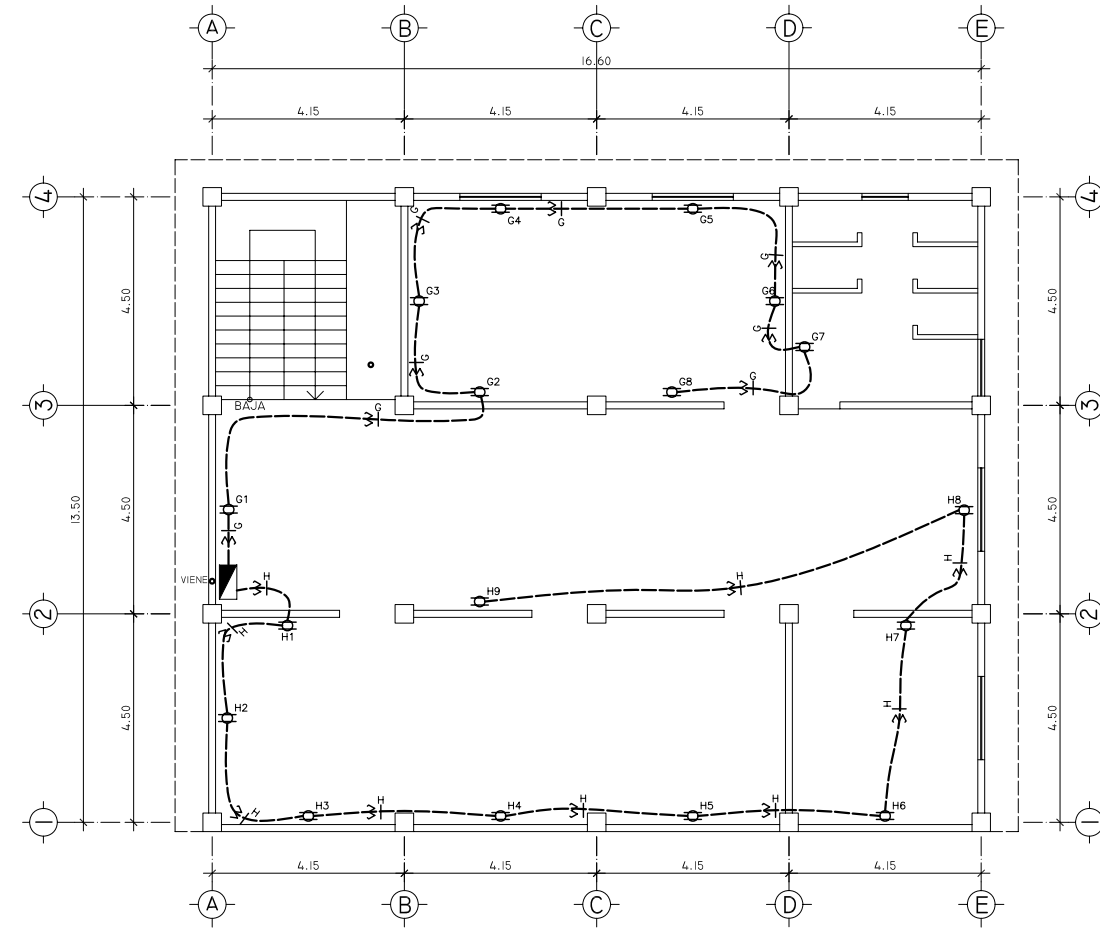
Vº.Bº. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
COLEGIADO No. 5383

HOJA No
15 / 16



PLANTA BAJA DE FUERZA

ESC 1/75



PLANTA ALTA DE FUERZA

ESC 1/75

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	TABLERO DE DISTRIBUCIÓN DE 6 CIRCUITOS, H=1.70 m S.N.P.T
	CONTADOR
	POLIDUCTO SUBTERRANEO Ø 3/4"
	LÍNEA POSITIVA TW No. 10 AWG
	LÍNEA NEUTRA TW No. 10 AWG
	TOMACORRIENTE DOBLE DE 120 V H=0.40 m, EN COCINA H=1.20 m S.N.P.T
	TOMACORRIENTE DOBLE DE 210 V H=0.40 m, EN COCINA H=1.20 m S.N.P.T
	TOMACORRIENTE DE TELEFONO, CABLE, INTERNET, H=0.40 m S.N.P.T

	UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA-EPS	
	PROYECTO: DISEÑO DEL EDIFICIO DEL CUERPO DE BOMBEROS VOLUNTARIOS	
DISEÑO: J. OCTAVIO ESCOBAR G. CALCULO: J. OCTAVIO ESCOBAR G. DIBUJO: J. OCTAVIO ESCOBAR G.	UBICACIÓN: CHAMPERICO, RETALHULEU CONTENIDO: PLANTA DE FUERZA	ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE DE 2009	Vo.Bo. ING. CIVIL LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ COLEGIADO No. 5383	HOJA No. 16 / 16