

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDICPLINARIA DE OCCIDENTE
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**



TRABAJO DE GRADO

“ELABORACIÓN DE DISEÑOS Y PRESUPUESTO DE EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA OFICINAS ADMINISTRATIVAS, TALLER AUTOMOTRIZ Y PARQUEO DE LA SOCIEDAD COOPERATIVA SOLIDARISTA DE R.L. EN CASERÍO EL RONCO, CANTÓN TECOMAPA, METAPÁN, SANTA ANA, EL SALVADOR.”

PRESENTADO POR:

EDGARDO ALFREDO RAMÍREZ MENÉNDEZ
OTONIEL SALOMON AGUILAR RAMÍREZ
PEDRO SAMUEL MARTÍNEZ RECINOS

PARA OPTAR AL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

DOCENTE DIRECTOR

ING. JOSÉ ROLANDO CENTE MATAMOROS

FEBRERO 2015

SANTA ANA

EL SALVADOR

CENTROAMÉRICA

AUTORIDADES DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR

Ing. Mario Roberto Nieto Lovo

VICERRECTORA ACADÉMICA

Maestra Ana María Glower de Alvarado

VICERRECTOR ADMINISTRATIVO

Maestro Óscar Noé Navarrete

SECRETARÍA GENERAL

Dra. Ana Leticia Zavaleta de Amaya

DEFENSORA DE LOS DERECHOS UNIVERSITARIOS

Licda. Claudia María Melgar de Zambrana

FISCAL GENERAL

Licdo. Francisco Cruz Letona

AUTORIDADES FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE

DECANO

Licdo. Raúl Ernesto Azcúnaga López

VICEDECANO

Ing. William Virgilio Zamora Girón

SECRETARIO

Licdo. Víctor Hugo Merino Quezada

JEFA DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Ing. y Máster Soraya Lissette Barrera Rivera

TRIBUNAL CALIFICADOR INTEGRADO POR:

Ing. José Rolando Cente Matamoros
DOCENTE DIRECTOR

Ing. Joel Paniagua Torres

Ing. Raúl Ernesto Martínez Bermúdez

AGRADECIMIENTOS

A Dios, quien me ha permitido llegar hasta acá, ayudándome en todo momento y guardándome, siempre mostrando su amor, fidelidad y ayuda a pesar de lo que soy. Por eso sé que puedo confiar siempre en Él.

A mi mamá Sara Esmeralda Menéndez, por cuidarme desde pequeño; ser un ejemplo de esfuerzo y trabajo. Y haber ayudado en buena parte de mi desarrollo personal y profesional. Además de madre amorosa y dedicada a sus hijos.

A mi tío Oscar Armando Menéndez, por ser un ejemplo de padre e hijo responsable; estar al pendiente de la familia y ayudar siempre en todo lo que puede.

A mi abuelo Carlos Alfredo Ramírez, por ser como un padre para mí desde pequeño.

A mi novia Celina Girón, por haberme acompañado en muchos momentos difíciles demostrándome apoyo y cariño. Siendo también mi amiga.

A mi amigo Carlos Omar Flores, por haberme apoyado en la travesía universitaria, y en otros momentos ser como un hermano.

Al docente universitario Ing. Joel Paniagua Torres, por haber compartido sus amplios conocimientos no solo en el área de ingeniería, sino de la vida; escuchándome y aconsejándome en momentos difíciles.

A mi compañero de tesis Otoniel Salomón Aguilar Ramirez, por haberse esforzado más que nadie; siendo para mí un ejemplo de humildad y superación.

A nuestro docente asesor Ing. José Rolando Cente, por habernos ayudado en tramo final de nuestra carrera universitaria y compartir sus conocimientos como asesor y docente.

Edgardo Alfredo Ramirez Menéndez

AGRADECIMIENTOS

A Dios, quien me ha permitido llegar hasta acá y me ha ayudado en todo momento.

A mi papá Israel de Jesús Aguilar Rodríguez, por haber sido un ejemplo de trabajo y esfuerzo.

A mi mamá Susana Ramírez, por haberme dado la vida y mostrarme amor y apoyo incondicional.

A mi hermano Oscar Antonio Aguilar Ramírez, por haberme apoyado y ser también mi amigo.

A mi hermana Arabelis Aguilar Ramírez, por haberme apoyado en todo lo que lo que le fue posible y darme animo en momentos difíciles.

A mi amigo Pedro Samuel Martínez Recinos, por haberme apoyado durante casi todo el proceso universitario.

A mi compañero de tesis Edgardo Alfredo Ramírez Menéndez, por haberme ayudado más que nadie durante dicho proceso.

A mi amigo Sergio Armando Méndez Arriola, por haberme apoyado académicamente y con su amistad.

A nuestro docente asesor Ing. José Rolando Cente, por habernos ayudado en este difícil tramo de nuestra carrera universitaria, mostrando siempre su deseo de apoyarnos y compartirnos sus conocimientos.

Otoniel Salomón Aguilar Ramirez

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por haberme permitido llegar hasta este punto y darme salud para lograr mis objetivos; además de su infinita bondad y amor.

A mi padres Samuel Martínez Leal y Sonia de Martínez, por habernos apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que nos han permitido ser una persona de bien, pero más que nada por su amor.

A mis hermanos Nelson Rubén Martínez y Libardo Emanuel Martínez que de una manera u otra también han sido apoyo para llegar a la culminación de esta tesis.

A mi esposa Vanessa de Martínez, por haberme apoyado durante este proceso; además de su comprensión y paciencia para conmigo.

A mi hijo Braulio Samuel Martínez, por ser una inspiración en mi vida y animarme cada día a ser mejor con tan solo pensar en él.

A mis compañeros de tesis Otoniel Salomón Aguilar y Edgardo Alfredo Ramirez, que nos apoyamos mutuamente en nuestra formación profesional y que hasta ahora, seguimos siendo amigos.

A nuestro docente asesor Ing. José Rolando Cente, por su gran apoyo, enseñanzas y motivación para la culminación de nuestros estudios profesionales y para la elaboración de esta tesis.

Pedro Samuel Martínez Recinos

ÍNDICE

1.0 GENERALIDADES.....	19
1.1 ANTECEDENTES.....	19
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	20
1.3 OBJETIVOS.....	21
1.3.1 Objetivo general.....	21
1.3.2 Objetivos específicos.....	21
1.4 ALCANCES.....	22
1.5 JUSTIFICACIÓN.....	23
1.6 LIMITANTES.....	24
2.0 MARCO TEÓRICO.....	25
2.1 CONTRUCCIÓN.....	25
2.1.1 Construcción y obra civil	25
2.2 TOPOGRAFÍA.....	26
2.3 ESTUDIO DE SUELOS.....	26
2.4 DISEÑO ARQUITECTÓNICO.....	27
2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL.....	27
2.6 DISEÑO HIDRÁULICO.....	27
2.7 DISEÑO Y CÁLCULO ELÉCTRICO.....	28
2.8 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	29
2.8.1 Actividades preliminares.....	29
2.8.2 Movimientos de tierra.....	29
2.8.3 Concreto.....	29
2.8.4 Acero de Refuerzo.....	30
2.8.5 Redes de distribución, acometida, conducciones de acueducto y alcantarillado	30
2.8.6 Cubiertas para techos.....	30
2.8.7 Pisos y acabados.....	30
2.8.8 Señalización de seguridad y protección en las zonas de trabajo.....	30

2.9 PRESUPUESTO PARA OBRA CIVIL.....	31
3.0 TOPOGRAFÍA Y SUELOS.....	32
3.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	32
3.1.1 Nivelación.....	32
3.1.2 Procedimiento de campo.....	32
3.1.3 Procedimiento de uso de la estación.....	32
3.1.4 Procedimiento de dibujo de plano topográfico.....	33
3.2 ESTUDIO DE SUELOS.....	36
4.0 DISEÑO ARQUITECTÓNICO.....	37
4.1 INVESTIGACIÓN.....	37
4.1.1 Definición de alcances, necesidades y objetivos.....	37
4.2 ESQUEMA BÁSICO.....	38
4.2.1 Hipótesis de diseño.....	38
4.2.2 Zonificación.....	38
4.2.2.1 Distribución en Niveles.....	38
4.2.2.2 Edificio en general.....	39
4.2.2.3 Entorno.....	39
4.2.3 Esquemas.....	39
4.2.3.1 Primer nivel.....	39
4.2.3.2 Segundo nivel.....	43
4.2.3.3 Contorno general.....	46
4.3 DISEÑO Y CONCEPTO GENERAL.....	48
4.3.1 Ubicación y plantas.....	48
4.3.2 Cortes.....	52
4.3.3 Elevaciones.....	55
4.3.3.1 Edificio.....	55
4.3.3.2 Taller.....	56
4.3.4 Perspectivas.....	58

4.3.4.1 General.....	58
4.3.4.2 Edificio.....	60
4.3.4.3 Parqueo y taller.....	62
5.0 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	65
5.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	65
5.1.1 Cargas concentradas y distribuidas en los pórticos.....	65
5.1.2 Análisis gravitacional y cálculo de centro de masa del cuerpo 1 y 3.....	67
5.1.3 Análisis gravitacional y cálculo del centro de masa del cuerpo 2.....	71
5.1.4 Calculo de rigidez.....	77
5.1.4.1 Cuerpo 1 y 3.....	77
5.1.4.2 Cuerpo 2.....	79
5.1.5 Análisis sísmico estático.....	81
5.1.5.1 Análisis sísmico estático cuerpo 1 y 3.....	82
5.1.5.2 Análisis sísmico estático cuerpo 2.....	84
5.1.6 Cargas aplicadas a la estructura.....	87
5.1.6.1 Cuerpo 1 y 3.....	87
5.1.6.2 Cuerpo 2.....	89
5.1.6.3 Calculo de cargas y momento en cada columna cuerpo1-2.....	91
5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	95
5.2.1 Techo.....	95
5.2.1.1Diseño de viga polín C.....	95
5.2.1.2 Diseño de viga Macomber.....	99
5.2.1.2.1 <i>Condición de pandeo local</i>	106
5.2.1.2.2 <i>Condición de pandeo total</i>	108
5.2.1.2.3 <i>Análisis flexo - torsión</i>	112
5.2.2 Diseño de vigas.....	118
5.2.2.1 Análisis de pórtico A2-B2, cuerpo 1.....	119
5.2.2.1.1 <i>Diseño de viga E2, pórtico A2-B2, cuerpo 1</i>	123

5.2.2.1	Análisis de pórtico A1-A5, cuerpo 1.....	131
5.2.2.2.1	<i>Diseño de viga E4 del pórtico A1-A5 del cuerpo 1.....</i>	<i>135</i>
5.2.2.3	Análisis de pórtico A2-E2, cuerpo 2.....	141
5.2.2.3.1	<i>Diseño de viga E6 del pórtico A2-E2, cuerpo 2.....</i>	<i>145</i>
5.2.2.4	Análisis de pórtico B1-B3, cuerpo 2.....	151
5.2.2.4.1	<i>Diseño de viga E4 del pórtico B1-B3 del cuerpo 2.....</i>	<i>155</i>
5.2.2.5	Determinación de longitud de desarrollo.....	161
5.2.2.6	Longitud de anclaje para vigas principales del entrepiso.....	163
5.2.3	Diseño de solera de fundación.....	165
5.2.3.1	Solera A1-B1, cuerpo 1.....	165
5.2.3.1.1	<i>Diseño por flexión.....</i>	<i>170</i>
5.2.3.1.2	<i>Diseño por cortante.....</i>	<i>172</i>
5.2.3.1.3	<i>Longitud de anclaje para soleras de fundación.....</i>	<i>175</i>
5.2.4	Diseño de columnas.....	177
5.2.4.1	Columna más desfavorable, cuerpo 2.....	177
5.2.4.1.1	<i>Longitud mínima de traslape para las columnas.....</i>	<i>189</i>
5.2.4.2	Unión de viga-columna.....	192
5.2.4.2.1	<i>Calculo de la fuerza de tensión y compresión.....</i>	<i>198</i>
5.2.5	Diseño de zapata.....	200
5.2.5.1	Zapatas aisladas concéntricas.....	200
5.2.5.1.1	<i>Cargas en columna D2.....</i>	<i>201</i>
5.2.5.2	Diseño de zapata colindante.....	215
5.2.5.2.1	<i>Cargar en columna B2 (cuerpo 1).....</i>	<i>216</i>
5.2.6	Losas aligeradas.....	229
5.2.7	Diseño de escalera.....	231
5.2.7.1	Diseño de viga A.....	233
5.2.7.2	Diseño de la viga E.....	237
5.2.7.3	Diseño de refuerzo de losa.....	241

5.2.7.4 Longitud de anclaje para vigas de escalera.....	244
5.2.8 Diseño de pared.....	245
5.2.8.1 Diseño por esfuerzo de trabajo.....	245
5.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TALLER AUTOMOTRIZ.....	254
5.3.1 Diseño de techo.....	254
5.3.1.1 Diseño de polín C.....	254
5.3.1.2 Diseño de viga Macomber.....	258
5.3.1.2.1 Condición de pandeo local.....	265
5.3.1.2.2 Condición de pandeo total.....	268
5.3.1.2.3 Compresión en celosía debido al cortante de diseño.....	270
5.3.1.2.4 Análisis flexo - torsión.....	271
5.3.3 Diseño de columna de acero.....	278
5.3.3.1 Diseño de placa de acero.....	287
5.3.4 Diseño de pernos de anclaje. LRFD.....	290
5.3.5 Diseño de pedestales.....	291
5.3.5.1 Cargas en columna C2.....	292
5.3.6 Diseño de zapatas.....	298
5.3.6.1 Cargas en columna C2.....	299
5.4 DISEÑO DE LOSA DE PARQUEO.....	312
6.0 DISEÑO HIDRÁULICO.....	314
6.1. RED DE AGUA POTABLE.....	314
6.1.1 Cálculo de caudales.....	314
6.1.1.1 Caudal medio diario.....	314
6.1.1.2 Caudal máximo diario.....	314
6.1.1.3 Caudal máximo horario.....	315
6.1.1.4 Caudal mínimo horario.....	315
6.1.1.5 Caudal de diseño.....	315
6.1.2 Línea de aducción.....	316
6.1.2.1 Diámetro de tubería.....	316

6.1.2.2 Velocidad teórica.....	317
6.1.3 Perdidas de carga.....	317
6.1.3.1 Perdidas Primarias.....	318
6.1.3.2 Perdidas Secundarias.....	318
6.1.3.3 Calculo de perdidas.....	319
6.1.3.3.1 Primer nivel.....	320
6.1.3.3.2 Segundo nivel.....	325
6.1.4 Calculo de presiones.....	329
6.2 RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO.....	333
6.2.1 Cálculo de Caudales.....	333
6.2.1.1 Caudal de diseño.....	333
6.2.2 Calculo de valores a tubo lleno.....	333
6.2.3 Relación de valores a tubo lleno y de diseño.....	335
6.2.3.1 Verificación.....	337
6.3 AGUAS LLUVIAS.....	338
6.3.1 Techo del edificio.....	338
6.3.1.1 Áreas de captación.....	338
6.3.1.2 Precipitación.....	342
6.3.1.2.1 Promedio neto diario.....	343
6.3.1.2.2 Tiempo de concentración.....	344
6.3.1.2.3 Tiempo máximo.....	344
6.3.1.2.4 Caudal máximo.....	345
6.3.1.3 Diseño de canaleta.....	345
6.3.1.3.1 Verificaciones y estándares.....	346
6.3.1.3.2 Calculo de canal.....	348
6.3.1.4 Resumen total de datos.....	352
6.3.2 Contorno general del edificio.....	356
6.3.2.1 Caudal de diseño.....	356

6.3.2.2	Áreas tributarias.....	356
6.3.2.3	Coeficiente de escorrentía.....	357
6.3.2.4	Intensidad de lluvia.....	357
6.3.2.5	Diámetros de tubería.....	358
6.3.2.6	Resumen de datos y resultados.....	358
7.0	RED ELÉCTRICA.....	360
7.1	CALCULO DE ALUMBRADO.....	360
7.1.1	Alumbrado Interior.....	360
7.1.1.1	Procedimiento general.....	360
7.1.1.2	Primer nivel.....	363
7.1.1.3	Escaleras.....	390
7.1.1.4	Segundo nivel.....	392
7.1.2	Alumbrado exterior.....	421
7.1.2.1	Procedimiento general.....	421
7.1.2.2	Contorno del edificio.....	324
7.1.2.3	Parqueo, zonas verdes y contorno general.....	430
7.2	CÁLCULO DE POTENCIA Y NÚMERO DE CIRCUITOS.....	430
7.2.1	Luces.....	430
7.2.2	tomas de corriente.....	435
7.2.3	Aire.....	437
7.2.3.1	Calculo de aire acondicionado.....	438
7.2.4	Sumatoria de amperaje.....	441
8.0	PRESUPUESTO.....	442
8.1	PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA.....	442
9.0	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	445
9.1	GENERALIDADES.....	445
9.1.1	Objetivos y alcances.....	445
9.1.1.1	Objetivos.....	445

9.1.1.2 alcances.....	445
9.1.2 Abreviaturas.....	445
9.1.3 Control de calidad de las obras.....	447
9.1.4 Fases del plan.....	447
9.1.5 Verificación del plan.....	450
9.1.6 Normas de seguridad e higiene.....	451
9.1.7 Rotulo de la obra.....	453
9.2 OBRAS PRELIMINARES.....	454
9.2.1 Alcances del trabajo.....	454
9.2.2 Bodegas y patios de acopio.....	454
9.2.2.1 Materiales.....	454
9.2.2.2 Condiciones.....	455
9.2.2.3 forma de pago.....	455
9.2.3 Servicios de agua potable, energía eléctrica y drenajes.....	455
9.2.4 Barandas o vallas de protección perimetral.....	456
9.2.4.1 Materiales.....	456
9.2.4.2 Forma de pago.....	456
9.2.5 Vigilancia.....	456
9.2.6 Tala, destronconado, chapeo y limpieza.....	456
9.2.6.1 Medida y forma de pago.....	457
9.2.7 Trazo y nivelación.....	457
9.2.7.1 Forma de pago.....	458
9.2.8 Excavación.....	458
9.2.8.1 Condiciones para cimentación.....	458
9.2.9 Para instalaciones.....	459
9.2.9.1 Forma de pago.....	459
9.3 TERRACERIA.....	460
9.3.1 Alcance del trabajo.....	460

9.3.2 Corte en terrazas.....	460
9.3.2.1 Procedimiento de ejecución.....	460
9.3.2.2 forma de pago.....	460
9.3.3 Relleno compactado.....	460
9.3.4 Compactado suelo selecto.....	461
9.3.5 Compactación con suelo cemento fluido 1:20.....	462
9.3.5.1 Forma de pago.....	462
9.3.6 Desalojo de material sobrante.....	462
9.3.6.1 Forma de pago.....	462
9.4 CONCRETO ESTRUCTURAL.....	463
9.4.1 Alcances del trabajo.....	463
9.4.2 Preparatoria y planos de taller.....	463
9.4.3 Aprobación de las mezclas.....	463
9.4.4 Calidad de los materiales.....	464
9.4.4.1 Cemento.....	464
9.4.4.2 Grava.....	465
9.4.4.3 Arena.....	465
9.4.4.4 Agua.....	465
9.4.4.5 Aditivos.....	465
9.4.5 Ensayos, dosificación y control de la mezcla.....	466
9.4.5.1 Generalidades.....	466
9.4.5.2 Resistencia.....	466
9.4.5.3 Ensayos.....	466
9.4.5.4 Cantidad y calidad de las muestras.....	467
9.4.5.5 Dosificación.....	468
9.4.6 Preparación y colocación del concreto.....	469
9.4.6.1 Estructuras defectuosas.....	472
9.4.6.2 Tolerancia.....	473

9.4.6.3 Reparación del concreto.....	474
9.4.6.4 Forma de pago.....	474
9.4.7 mortero.....	475
9.4.8 Acero de refuerzo.....	476
9.4.8.1 Alcance del trabajo.....	476
9.4.8.2 Acero de refuerzo.....	476
9.4.8.3 Colocación del refuerzo.....	477
9.4.8.4 Doblado.....	478
9.4.8.5 Estribos.....	478
9.4.8.6 Limpieza y protección de refuerzos.....	479
9.4.8.7 Almacenaje.....	479
9.4.8.8 Pruebas del acero de refuerzo.....	479
9.4.8.9 Inspección y aprobación.....	479
9.4.9 Encofrados.....	480
9.4.10 Desencofrados.....	481
9.4.11 Curado del concreto.....	482
9.5 ALBAÑILERIA.....	482
9.5.1 Alcance del trabajo.....	482
9.5.2 Paredes.....	483
9.5.3 Paredes de bloque de concreto.....	484
9.5.3.1 Materiales.....	484
9.5.4 Procedimiento de construcción.....	485
9.5.5 Forma de pago.....	487
9.6 ESTRUCTURA METALICA.....	487
9.6.1 Techos.....	487
9.6.1.1 Planos de taller.....	488
9.6.1.2 Materiales.....	488
9.6.1.3 Cubierta de techo.....	489

9.6.1.4 Forma de pago.....	490
9.7 ACABADOS.....	490
9.7.1 Alcances del trabajo.....	490
9.7.2 Pisos.....	490
9.7.2.1 Pisos de concreto.....	490
9.7.2.2 Medición y forma de pago.....	491
9.7.3 Pintura.....	491
9.7.3.1 Alcances del trabajo.....	491
9.7.3.2 Materiales.....	492
9.7.3.3 Preparación de las superficies.....	493
9.7.3.4 Limpieza.....	494
9.7.3.5 Forma de pago.....	494
9.7.4 Enchapado.....	494
9.7.4.1 Material.....	495
9.7.4.2 Procedimiento de ejecución.....	495
9.7.4.3 Condiciones.....	496
9.7.4.4 Forma de pago.....	496
9.8 INSTALACIONES HIDRÁULICAS.....	496
9.8.1 Generalidades.....	496
9.8.2 Alcances completos del trabajo.....	496
9.8.2.1 Tubería de PVC para agua potable.....	496
9.8.2.2 Drenaje.....	497
9.8.3 Normas técnicas.....	498
9.8.4 Instrucción de instalaciones.....	498
9.8.5 Forma de pago.....	499
9.8.6 Recepción de obra.....	499
9.9 INSTALACIONES ELÉCTRICAS.....	500
9.9.1 Generalidades.....	500

9.9.1.1	Conceptos para su aplicación.....	500
9.9.1.2	Los planos.....	501
9.9.1.3	Códigos y estándares.....	502
9.9.1.4	Notificación.....	503
9.9.1.5	Trabajo a ejecutar.....	503
9.9.2	Materiales básicos y métodos.....	504
9.9.2.1	Materiales y equipo.....	504
9.9.2.2	Métodos.....	504
9.9.3	Canalización.....	505
9.9.3.1	Conductos subterráneos.....	505
9.9.3.2	Cajas de salida y cajas de paso.....	505
9.9.4	Conductores.....	506
9.9.5	Luminarias.....	508
9.9.5.1	Luminarias interiores.....	508
9.9.6	Interruptores, tomas de corriente y placas.....	508
9.9.6.1	Generales.....	508
9.9.6.2	Interruptores.....	508
9.9.6.3	Tomacorriente.....	508
9.9.6.4	Placas.....	509
9.9.7	Recepción de instalaciones eléctricas.....	509
9.9.7.1	Prueba a realizar en instalaciones eléctricas.....	509
9.9.7.2	Recepción final.....	510
10.0	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	511
10.1	CONCLUSIONES.....	511
10.2	RECOMENDACIONES.....	512
	BIBLIOGRAFÍA.....	513
	REFERENCIAS WEB.....	514
	ANEXOS.....	516

1.0 GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

La Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L. nace un día 28 de diciembre del año 1989, con un grupo de 40 trabajadores y con el apoyo de la Junta Directiva de CESSA, quienes buscaban elevar la calidad de vida de los trabajadores, desarrollando en sus primeros años actividades de carácter social dirigidas a sus socios y sus familias; como parte de sus actividades están: el fomentar el ahorro y la generación de préstamos.

En enero del año 1994, como un evento importante en la historia del Solidarismo de la Asociación, CESSA comienza a dar el respectivo aporte patronal, para la constitución de capital de trabajo, en este mismo año, en el mes de julio, nace como proyecto, El Centro de Distribución y Venta de Cemento.

En los primeros días del año 1996 la asociación adquirió sus primeros bienes de propiedad laboral, con la compra de dos cabezales con sus respectivas cisternas para el transporte de Fuel Oil, desde Acajutla hasta las plantas cementeras.

A finales del año 2003 la junta directiva evaluó la necesidad de buscar cambiar la razón social, de la Asociación de Trabajadores de CESSA y el constituirse en una sociedad que estuviera más acorde a las necesidades fiscales, es así que en Marzo del año 2004 la razón social pasó a ser denominada Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L.

Como parte del proceso de cambio de la organización, en el año 2005 se analizó la necesidad que La Sociedad Cooperativa se quedara con la responsabilidad social y que existiera otra empresa que se encargara de la parte comercial, por lo que en el mes de diciembre del mismo año nace Operadora de La Sierra S.A. de C.V. Por ende los siguientes años han sido de consolidación de la filosofía solidarista y del crecimiento sostenido de todas las operaciones económicas.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Desde sus inicios hasta el día de hoy la Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L. se encuentra ubicada dentro de las instalaciones de Holcim El Salvador, pero surge la necesidad de una re-ubicación de las instalaciones destinadas a dicha Sociedad debido a los siguientes factores:

- Un crecimiento económico, financiero, físico y administrativo de Holcim El Salvador.
- El espacio para oficinas administrativas, proyección social y de producción es insuficiente para el correcto desempeño por parte del personal que labora para la Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L el cual se ha incrementado debido al crecimiento experimentado por dicha Sociedad.
- Adquisición de más equipo y maquinaria para suplir la demanda por parte de Holcim El Salvador, lo cual requiere de un mayor espacio para el parqueo de dicha maquinaria.
- Mayor involucramiento con las comunidades, escuelas, asociaciones, etc. del municipio de Metapán con el fin de contribuir al desarrollo y mejoramiento de la calidad de vida de los ciudadanos metapanecos.

La Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L. cuenta actualmente con maquinaria y equipo para laborar en las canteras de caliza, para transportar materiales y productos hacia Holcim El Salvador, entre otros, lo cual demanda un espacio especializado para el mantenimiento de las unidades y su respectivo parqueo.

En general la sociedad cooperativa solidarista de R.L. necesita un local con la infraestructura adecuada para todas las necesidades antes mencionadas y el primer paso para la realización de esta, es una serie de diseños presupuestados.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

Elaborar los diseños para la construcción de un edificio de dos niveles para oficinas administrativas, taller automotriz y parqueo que cumplan con las necesidades y favorezcan el crecimiento integral de la sociedad cooperativa solidarista de R.L.

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar un modelo arquitectónico que cumpla con los parámetros de espacio, distribución e iluminación; basados en estándares de higiene y seguridad ocupacional en los lugares de trabajo.
- Crear un diseño hidráulico y eléctrico general, básico y explícito.
- Diseñar estructuralmente una edificación de dos niveles, taller automotriz y parqueo bajo estándares nacionales e internacionales.

1.4 ALCANCES

Elaboración de un diseño estructural, eléctrico e hidráulico con su respectivo presupuesto; como también el de las etapas previas al proceso constructivo general.

Se establecerán las alternativas de solución a la necesidad planteada por la Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L. quedando a su decisión la elección de la alternativa que más se adecue a sus expectativas tanto económicas como de servicio.

Se elaborará una programación idealizada para la ejecución de la obra, siguiendo un orden lógico de procesos constructivos que generen una idea a los propietarios de la duración de la etapa de ejecución de la obra. Lo cual podrá ser evaluado tanto por el propietario del proyecto como por el contratista encargado de realizar la ejecución del mismo.

1.5 JUSTIFICACIÓN

La elaboración de un diseño es de suma importancia como primer paso para la construcción de oficinas administrativas, taller automotriz y parqueo de la Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L., la cual debe cumplir con algunos requisitos antes de tomar decisiones de inversión y aún más si se trata de una oportunidad de crecimiento, expansión, independencia y adquisición de instalaciones propias que requieren de una inversión económica significativa.

El incremento del personal debido a la creciente demanda de todas las áreas requiere a su vez de mayores espacios para un correcto desempeño y un mejor ambiente de trabajo que estimule, motive y garantice un mejor desenvolvimiento laboral que debe caracterizar a dicha Sociedad.

La adquisición de nueva maquinaria y equipo productivo del área comercial requiere de espacio para el parqueo y mantenimiento por medio de taller automotriz, lo cual resulta difícil en su ubicación actual debido a la falta de espacio y permisos para ingresar por parte de Holcim El Salvador.

Debido a que ya no serán dependientes de Holcim el área de proyección social se verá beneficiada porque más personas podrán tener acceso y solicitar el apoyo que La Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L. esté dispuesta a ofrecer de acuerdo a sus posibilidades.

1.6 LIMITANTES

Muchos aspectos han impedido que el proyecto se elabore como inicialmente se planteó en el anteproyecto, estos surgieron a medida que este se desarrollaba; entre los cuales se señalan los más importantes a continuación:

- Al momento de realizar el estudio de suelos correspondiente, este se cotizó de manera formal con la empresa GEOCONSA S.A. de .C.V. (dicha cotización se encuentra en los anexos), y se presentó a la sociedad cooperativa solidarista de R.L. Los cuales se negaron a cooperar económicamente justificando falta de fondos para ello al igual que nuestro grupo de tesis.
- No se contaba con un Meyer para medir el grado de conductividad del suelo del lugar y así poder calcular el número y tamaño de las barras de cobre.
- No se contó con una asesoría técnica adecuada durante la etapa de trato con la sociedad cooperativa solidarista de R.L.

2.0 MARCO TEÓRICO

2.1 CONTRUCCIÓN

Se denomina construcción a todo aquello que exige, antes de hacerse, tener o disponer de un proyecto o plan predeterminado, o que se hace uniendo diversos componentes según un orden determinado

La construcción como industria cumple un importante rol en el desarrollo de un país, tanto cultural como económico ya que, a través de la construcción se satisface las necesidades de infraestructura de la mayoría de las actividades económicas y sociales de una nación (Wikipedia, 2013).

2.1.1 Construcción y obra civil

Se define como el área que lleva a cabo la edificación de una infraestructura de uso pública o privada, urbana o rural. Se nutre básicamente de los conocimientos relacionados con las ciencias exactas como la matemática, la física, la química, la geotecnia, etc. En este sentido, las principales ocupaciones del constructor civil están relacionadas con proyectos y construcción de obras, para ello el constructor civil debe tener bases para presupuestar, planear, organizar, ejecutar, dirigir todos los aspectos de la construcción, controlar la calidad y modificar los proyectos, de forma que pueda optimizar los resultados económicos de las obras; alcanzando los objetivos de calidad y plazo requeridos. En consecuencia, el profesional formado en Construcción Civil debe ser capaz de:

- Representar e interpretar planos topográficos, arquitectónicos, estructurales, instalaciones, eléctricas, hidro-sanitarias, hidráulicas y gas. Así como definir escalas y cotas.
- Describir la representación de elementos de concreto, acero, madera y otros materiales, así como su simbología.
- Conocer los materiales de construcción, sus propiedades, el uso adecuado, la manipulación en la construcción, además de la disponibilidad de estos en el medio.

- Manejar las técnicas y métodos; maquinaria y equipos, constructivos en construcciones hidráulicas, sanitarias, viales, arquitectónicas.
- Reconocer las obras de calidad en estructuras de concreto, madera, metálicas; geotecnia, pavimentos.

(Chac-alianza, 2010).

2.2 TOPOGRAFÍA

Es la ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones relativas de puntos sobre la superficie de la tierra así como debajo de la misma, mediante las combinaciones de las medidas según los tres elementos del espacio: distancia, elevación y dirección. La topografía explica los procedimientos y operaciones del trabajo de campo, los métodos de cálculo o procesamientos de datos y la representación del terreno en un plano o dibujo topográfico a escala. El conjunto de operaciones necesarias para determinar las posiciones de puntos en la superficie de la tierra, tanto en planta como en altura, los cálculos correspondientes y la representación en un plano en la que se incluye en trabajo de campo más el trabajo de oficinas y es a lo que comúnmente se le llama levantamiento topográfico (Wikipedia, 2013).

2.3 ESTUDIO DE SUELOS

Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir. Esta investigación que hace parte de la ingeniería civil es clave en la realización de una obra para determinar si el terreno es apto para llevar a cabo la construcción de un inmueble u otro tipo de intervención (Wikipedia, 2013).

Uno de los métodos de estudio es el ensayo de penetración estándar o SPT (por sus siglas en inglés *Standard Penetration Test*), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar

un reconocimiento geotécnico. Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Este Consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente (Wikipedia, 2013).

2.4 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

Es el proceso creativo encausado hacia una meta determinada, existen ciertas bases que apoyen su desarrollo y su creatividad. Estas bases no han sido formuladas a modo de reglamento a seguirse al pie de la letra, pues se rigen por la creatividad. Para atribuirle a un diseño ciertas características, es necesario el manejo de un lenguaje basado en conceptos, más que en definiciones. Una obra diseñada puede tener uno o varios atributos interactuando entre ellos para alcanzar un objetivo. El diseño arquitectónico tiene como cometido, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción, etc. (Wikipedia, 2013).

2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL

La estructura es y ha sido siempre un componente esencial de la Arquitectura y la Ingeniería Civil, así el diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera tal que cumpla, en forma óptima, con el objetivo que es equilibrar las fuerzas a las que estará sometido, y resistir sin colapso o mal comportamiento (Análisis, diseño y supervisión de estructuras y cimentaciones; ANADISEC, 2014).

El diseño estructural se realiza a partir de un adecuado balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas y el menor costo económico que pueda conseguirse (Wikipedia, 2013).

2.6 DISEÑO HIDRÁULCO

El diseño hidráulico contempla el dimensionamiento de toda la red de tuberías, para lo cual se calculan las pérdidas de carga de las diferentes combinaciones de diámetro y longitud de tubería, manteniendo una tolerancia de presiones en la subunidad y calculándose un requerimiento total de presiones.

De manera general las instalaciones en edificios consideran, las tuberías, accesorios, y otros aparatos para llevar el suministro de agua y para retirar las aguas con desperdicios y los desechos que lleva el agua (Chucya, P., 2008)

2.7 DISEÑO Y CÁLCULO ELÉCTRICO

La planificación del diseño eléctrico y de un sistema de distribución y producción de energía en el sitio es de vital importancia para su operación adecuada y confiabilidad.

El diseño eléctrico debe asegurar que la posibilidad de interrupción del suministro de electricidad. La separación física de cables, controles y conmutadores ayudará a asegurar que una falla en un sistema no comprometa al otro.

El cálculo de potencias, calibres mínimos de conductores y térmicos; es parte importante de dicho calculo. Incluyendo subestaciones si el caso lo amerita. Además de la conexión a tierra para polarización contra sobre corriente.

Todos los componentes eléctricos de una instalación deben quedar plasmados en un plano eléctrico con la simbología y cuadros entandares, para su fácil comprensión.

(Toro, F. y Vallejo, V., 2010)

2.8 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las especificaciones técnicas son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras, elaboración de estudios, fabricación de equipos. Específicamente en obras civiles describen los alcances, requisitos de calidad de materiales, procedimientos constructivos, parámetros de aceptación, medición y pago; para garantizar la correcta ejecución de cada una de las actividades o unidades de obra involucradas con la construcción del proyecto. Las partes que debe tratar de manera general son:

2.8.1 Actividades preliminares

Comprende todas las actividades preliminares necesarias para la ejecución de las obras, tales como: demoliciones, campamentos, almacén, oficinas, cerramientos, instalaciones provisionales de servicios de acueducto, energía, teléfono, sanitarios, limpieza y descapote del terreno y la localización de las obras.

2.8.2 Movimientos de tierra

Comprende las actividades necesarias para la ejecución de las excavaciones, mecánicas o manuales; Rellenos con o sin compactación, con materiales seleccionados o no; Perfilado de taludes, control de aguas y otras actividades respectivas que usualmente pueden presentarse en la construcción.

2.8.3 Concreto

Ya sea armado o no, se define para cada caso la calidad de los agregados finos y gruesos; El tipo de cemento que se requiere usar, algunas veces se especifica también su origen; La calidad del agua a ser usada. Las normas generales que regulan la fabricación, manejo, transporte, colocación, resistencia, acabados, formaletas, curado y protección.

Se definen los tipos de encofrado a ser utilizados, las tolerancias aceptables en cuanto a la localización de la estructura y a sus medidas.

2.8.4 Acero de Refuerzo

Consiste en el suministro, transporte, corte, doblaje, figuración, y colocación de barras de acero para el refuerzo de estructuras y demás obras que requieran de este elemento, de conformidad con los diseños y detalles mostrados en los planos en cada caso.

2.8.5 Redes de distribución, acometida, conducciones de acueducto y alcantarillado

Se incluyen en esta sección las especificaciones sobre materiales e instalación de tuberías y accesorios, para el servicio de acueducto (acometidas, redes y conducciones) y alcantarillado; como también para la construcción de sus obras complementarias y normas que tengan una relación con este tipo de trabajos.

2.8.6 Cubiertas para techos

Se refiere a la construcción de techos con cubiertas en teja de barro, fibra-cemento, aluminio y sistemas de cubierta, los cuales serán construidos de conformidad con los diseños, materiales, dimensiones, y detalles mostrados en los planos y con las instrucciones que para cada caso se impartan.

Para su ejecución se tendrán en cuenta, fuera de las normas establecidas, las especificaciones e instrucciones que para cada caso indique el fabricante.

2.8.7 Pisos y acabados

Comprende las normas para la ejecución de la obra blanca, acabados, carpintería de madera y metálica de las edificaciones, como complementarias a lo indicado en los planos arquitectónicos y de detalles para cada caso en particular.

2.8.8 Señalización de seguridad y protección en las zonas de trabajo

Generalidades. Además de lo estipulado en las disposiciones fijadas en las resoluciones del Ministerio de Obras Públicas y Transporte, establece la cantidad

mínima de señales temporales a utilizar en calles y carreteras; el manual sobre dispositivos para el control de tránsito en calles y carreteras del mismo Ministerio.

2.9 PRESUPUESTO PARA OBRA CIVIL

El presupuesto en construcción es una herramienta que tiene por objeto determinar anticipadamente el costo de la ejecución material de una obra.

La Elaboración del Presupuesto Se realiza con base en los planos y en las especificaciones técnicas de un proyecto, además de otras condiciones de ejecución, se elaboran los cómputos de los trabajos a ejecutar, se hacen los análisis de precios unitarios de los diversos ítems y se establecen los valores parciales de los capítulos en que se agrupan los ítems, y así obtener el valor total de la obra. Los pasos a seguir son:

- Listado de precios básicos.- El presupuesto debe incluir la lista de precios básicos de materiales, equipos y salarios utilizados.
- Análisis unitarios.- Incluye indicaciones de cantidades y costos de materiales, transportes, desperdicios, rendimientos, costo de mano de obra, etc.
- Presupuesto por capítulos.- Los costos de obra se presentan divididos por capítulos de acuerdo con el sistema de construcción, contratación, programación, etc.
- Componentes del presupuesto.- Se presenta el desglose del presupuesto con las cantidades y precios totales de sus componentes divididos así: materiales, mano de obra, subcontratos, equipos y gastos generales. Finalmente en: costos directos y costos indirectos.
- Fecha del presupuesto.- Se debe indicar la fecha en la que se hace el estimativo, en caso de haber proyecciones de costos en el tiempo, se deben indicar.

(Cámara Boliviana de la Construcción, 2002).

3.0 TOPOGRAFÍA Y SUELOS

3.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

En la realización del proyecto se ejecutó el levantamiento total de las áreas sujetas a estudio y siguiendo los lineamientos indicados en los términos de referencia, tanto en planimetría como altimetría. Los levantamientos topográficos se realizaron de acuerdo con la práctica profesional moderna vigente en nuestro país, con apego a procedimientos estandarizados conocidos. Se llevó el registro de los levantamientos en la libreta electrónica de la estación total, adicionalmente se tomaron notas y croquis en libreta convencional para facilitar la comprensión de la información obtenida en campo.

3.1.1 Nivelación.

El levantamiento del proyecto se realizó con Estación Total por el método de 3 coordenadas, en el cual se les asigna valores de planimetría y altimetría simultáneamente.

3.1.2 Procedimiento de campo.

- ✓ Reconocimiento del terreno.

Consiste en ubicar por medio de estaca y la colocación de clavos para concreto y marcar con pintura la superficie para posteriormente realizar el centrado de la estación.

- ✓ Fijación de vértices o puntos.

Se determinaron los puntos estratégicos para determinar los linderos y calles en la poligonal. Pero en nuestro caso solo fue necesario realizar dos centrados de la estación para determinar los diferentes puntos del vértice del terreno.

3.1.3 Procedimiento de uso de la estación.

Colocar la estación total sobre un terminado punto con las coordenadas ya conocidas. Al encender el equipo, la plomada laser se encenderá automáticamente, por lo que se procederá al centrado de la estación. Se

recomienda que al nivelar el equipo se haga con el movimiento de dos patas del trípode, y observando los niveles de burbujas que se encuentra ubicadas en la estación total. Se determina la nivelación afinante por medio de los tornillos nivel antes.

3.1.4 Procedimiento de dibujo del plano topográfico.

Este procedimiento es relativamente sencillo, puesto que en el colector se encuentran almacenadas las coordenadas de los vértices y las coordenadas de los diferentes puntos de la poligonal.

Luego se conecta el colector a la computadora. Se descarga el archivo de trabajo del levantamiento topográfico y luego se convierte este archivo a DWG que corresponde al programa de AUTOCAD. Ya descargado el archivo se procede a detallar y en la cual se contará con la descripción de cada uno de los vértice, su nomenclatura y coordenadas calculadas.

(Comisión estatal del agua de Tamaulipas, CEAT, s/f)

El plano puede verse de manera más amplia en la *figura 3.4* en la cual están las elevaciones y se ha simbolizado la futura edificación

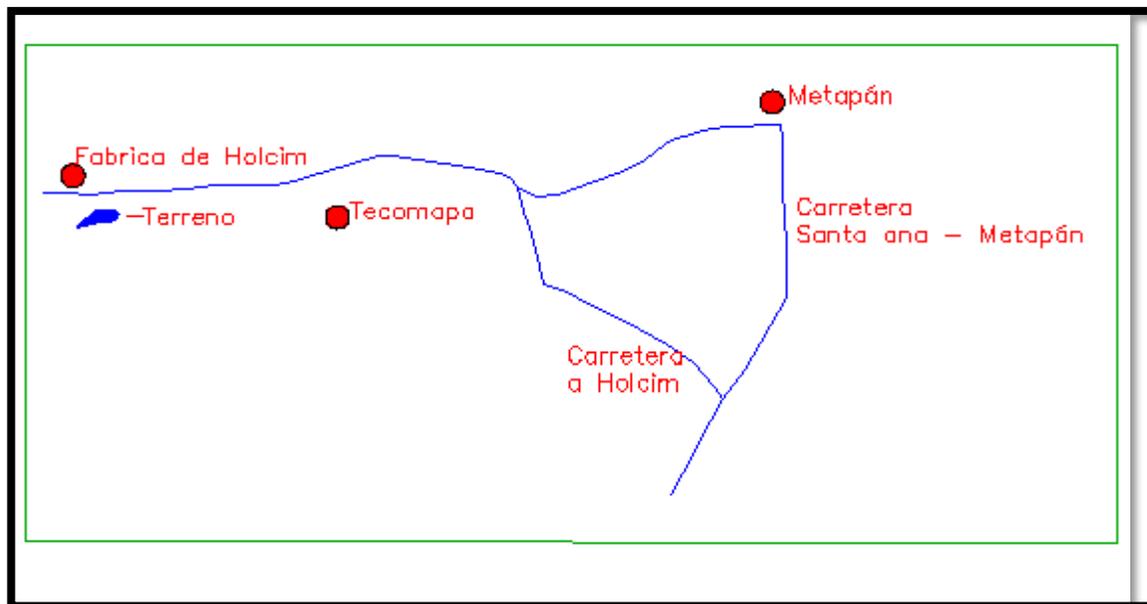


Figura 3.1 Esquema de ubicación del proyecto

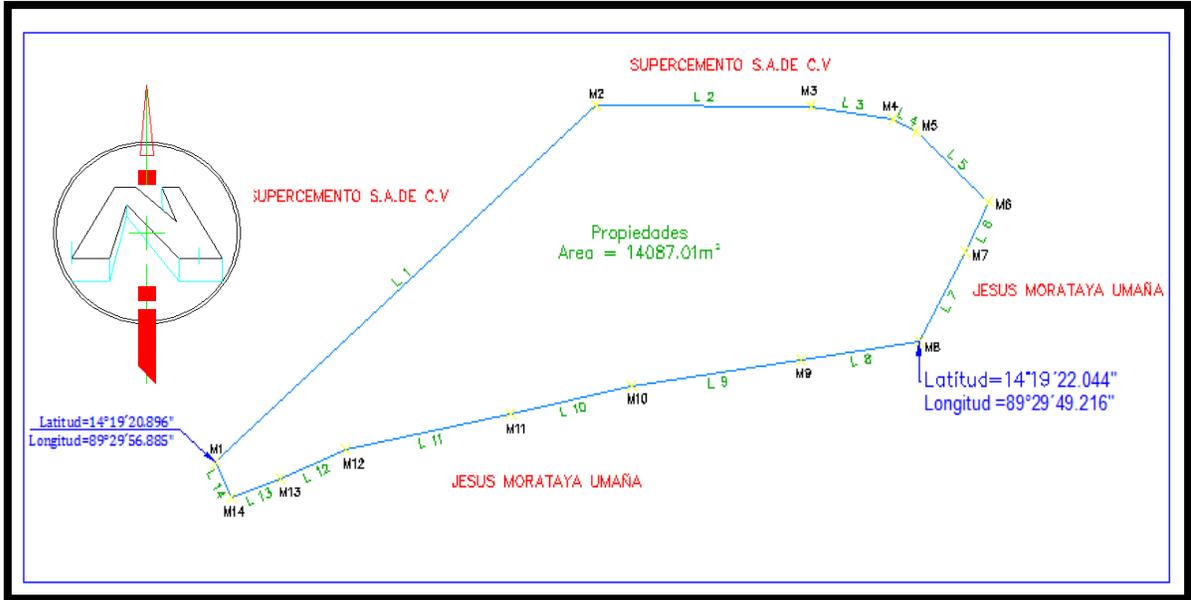


Figura 3.2 Poligonal del terreno con su respectiva área

Cuadro de rumbos y distancia		
Tramo	Rumbo	Distancia
L 1	N50° 29' 31"E	161.320 m
L 2	S89° 56' 48"E	70.191 m
L 3	S81° 53' 04"E	26.931 m
L 4	S64° 12' 05"E	8.408 m
L 5	S49° 49' 24"E	31.116 m
L 6	S28° 21' 47"W	16.188 m
L 7	S30° 07' 10"W	30.004 m
L 8	S82° 04' 33"W	38.880 m
L 9	S82° 20' 42"W	55.908 m
L 10	S78° 27' 15"W	40.340 m
L 11	S79° 16' 17"W	54.722 m
L 12	S68° 44' 54"W	22.932 m
L 13	S70° 54' 58"W	16.989 m
L 14	N27° 34' 38"W	11.399 m

Figura 3.3 Cuadros de rumbos y distancias tomado de auto CAD

3.2 ESTUDIO DE SUELO.

El perfil del suelo del sitio donde se va a realizar la construcción de la obra civil se determina mediante estudio geotécnico sustentados apropiadamente. Pero en este caso no se cuenta con un estudio de suelo. A pesar de haberse cotizado (ver ANEXO 3.1).

Pero según el Reglamento de diseño sísmico de El Salvador, para establecer el perfil del suelo en sitios donde las propiedades del suelo no se conocen con detalle como para poder establecer el perfil del tipo de suelo, deberá usarse el perfil de suelo tipo S3.

Tabla 3.1 Capacidad ultima admisible del suelo.

<u>Consistencia (arcilla saturada y ND)</u>	$q_u \text{ KN/m}^2$
Muy blanda	< 0,25
Blanda	0,25 – 0,50
Medianamente compacta	0,50 – 1,00
Compacta	1,00 – 2,00
Muy compacta	2,00 – 4,00
FIRME (SAPROLITO)	40 – 75
RÍGIDA	75 – 100
MUY RÍGIDA	100 - 200
DURA (ROCA DURA)	> 200

Fuente: libro “Mecánica de suelos” de Gonzalo D. Escobar y Carlos E. Escobar Potes. Pág. 158

Por ser un perfil de suelo S3 puede clasificarse como cohesivos, es decir es un suelo compacto, por lo tanto la capacidad ultima admisible para el diseño de las fundaciones será el promedio es decir $q_u = 1.50 \text{ kN/m}^2 \approx 1.50 \text{ kg / cm}^2$.

4.0 DISEÑO ARQUITECTONICO

Basándose en el manual “Proceso de diseño arquitectónico”. Bolivia, México. De la Arquitecta Gabriela Rioja. Se han tomado los siguientes pasos.

4.1 INVESTIGACIÓN

Se realiza una reunión en la que se conversa con la persona que ya sea como individuo, representante de una sociedad, empresa o municipalidad que necesita una obra civil. Para establecer los parámetros generales que dicha obra tendrá, se les presentaron una serie de propuestas de las cuales se escogió la desarrollada a continuación.

4.1.1 Definición de alcances, necesidades y objetivos.

✓ Alcances

Se planea diseñar un edificio funcional que cumpla con la iluminación, ventilación, aspectos y espacios mínimos recomendados en el “REGLAMENTO GENERAL DE HIGIENE Y SEGURIDAD OCUPACIONAL PARA LOS LUGARES DE TRABAJO”. Y a la vez con aspectos de vistosidad y comodidad para los usuarios, basándose en la adecuada distribución de espacios tanto dentro de la edificación como en su alrededor y lo que este comprenda.

✓ Necesidades

Se necesita un espacio adecuados para el trabajo de oficina, recepción, espera, copias, comedor, cafetín, sala de conferencias, enfermería, sanitarios, un taller automotriz y parqueo con caseta de vigilancia.

✓ Objetivos

Diseñar una obra que satisfaga al cliente, tanto en vistosidad como en comodidad al momento de ser utilizada.

4.2 ESQUEMA BÁSICO

Es el proceso creativo para traducir a dibujos la etapa anterior.

4.2.1 Hipótesis de diseño.

Se comienzan a plasmar las primeras ideas, tomando en cuenta criterios de contexto, forma y función. Para el caso no se planea realizar algún estilo novedoso, sino más bien tradicional; con espacios básicamente rectangulares. Y que cumplan una función de mantener debidamente separados las diversas áreas.

4.2.2 Zonificación.

Se identificarán todos los espacios y se agruparán de acuerdo a su uso.

4.2.2.1 Distribución en niveles.

Se necesitarán los siguientes espacios distribuidos en los dos niveles.

- ✓ Recepción.
- ✓ Espera, continuo a recepción.
- ✓ Cubículos de trabajo, los cuales estarán en zonas de acuerdo a la labor de estos.
- ✓ Bodegas, en un lugar aislado. (No a la vista de los visitantes).
- ✓ Sanitarios (cerca de la zona de espera y divididos por género).
- ✓ Comedor, suficientemente amplio para todos los empleados.
- ✓ Copiadoras, cerca de los cubículos de trabajo.
- ✓ Oficinas de gerencia, las cuales tienen que ser amplias y cómodas; además de contar su propio sanitario.
- ✓ Enfermería, suficientemente amplio para una camilla, escritorio con sillas y zona de circulación.
- ✓ Sala de reunión y conferencia, deber ser amplia y adecuada.
- ✓ Espera, el cual deber ser amplio para circulación considerando a las personas que saldrán de la sala de reunión.
- ✓ Cafetería, accesible a las personas de la sala de reunión, así como el personal de gerencia.

- ✓ Sanitarios de uso general

4.2.2.2 Edificio en general

Se necesitaran los siguientes espacios para:

- ✓ Gradas, ubicadas de manera visible, fácil acceso.
- ✓ Pasillos de adecuada y cómoda circulación.

4.2.2.3 Contorno

Alrededor del edificio y en el resto del terreno se visualizan los siguientes espacios

- ✓ Zonas verdes
- ✓ Parqueo para empleados
- ✓ Parque para vehículos pesados
- ✓ Taller automotriz
- ✓ Dormitorio de vigilantes
- ✓ Caseta de vigilancia

4.2.3 Esquemas

De manera gráfica se presentaran los espacios que cumplan con las funciones y necesidades mencionadas anteriormente.

4.2.3.1 Primer nivel

Se muestran a continuación una serie de imágenes esquemáticas de las diversas zonas en el primer nivel (sin escala).



Figura 4.1 Espacio para recepción, son suficiente espacio en su fondo para muebles, módems, ordenadores, etc.

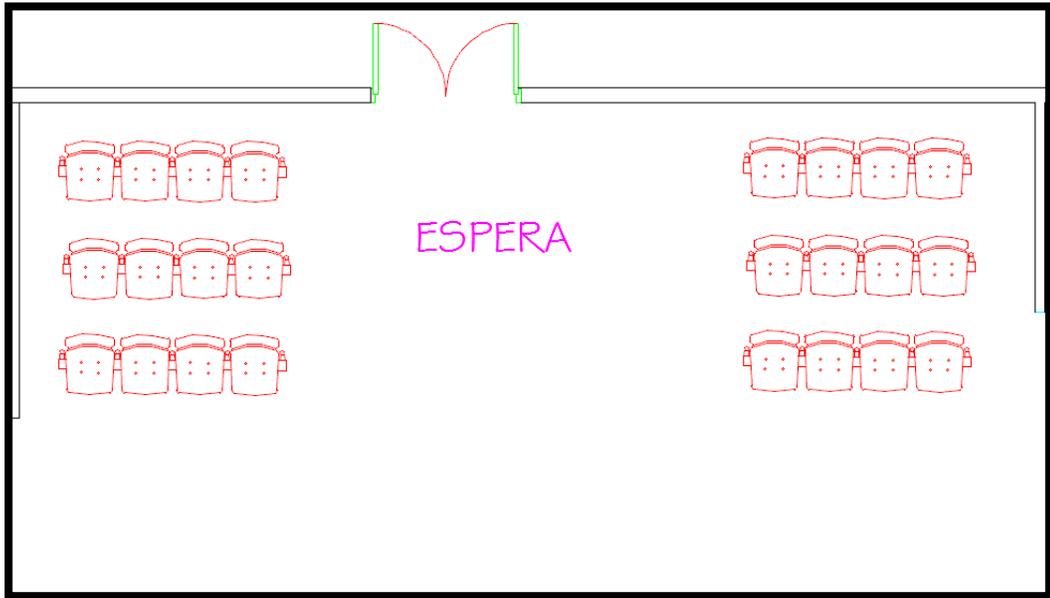


Figura 4.2 Entrada principal y Zona de espera suficientemente amplia en el primer nivel,

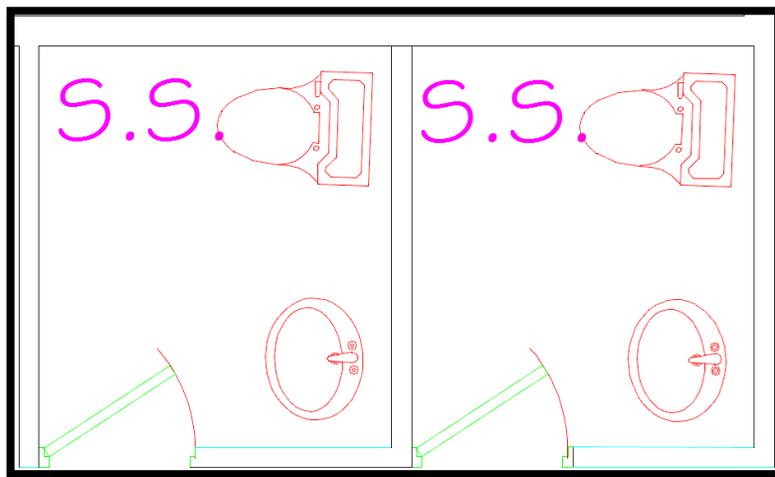


Figura 4.3 Sanitarios de uso general cercano a la zona de espera

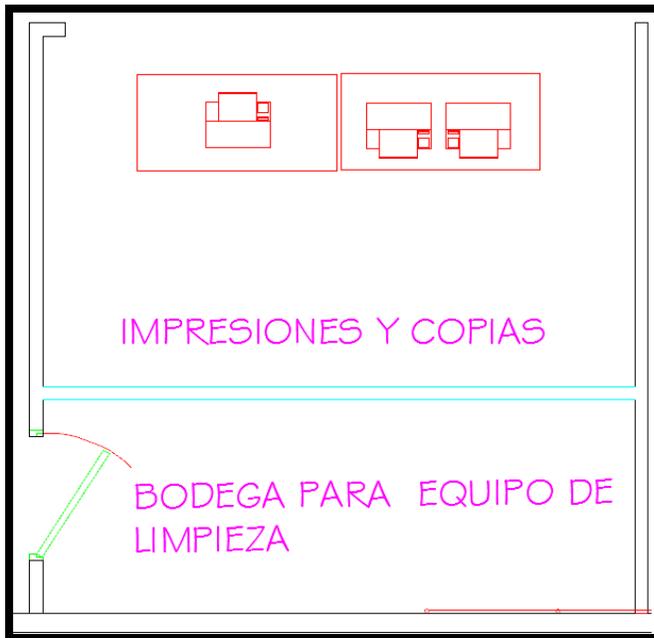


Figura 4.4 Espacio para copias y bodega para equipo de limpieza debidamente aislada (la división color celeste indica tabla roca, para así poder variar las medidas de estas según la necesidad).

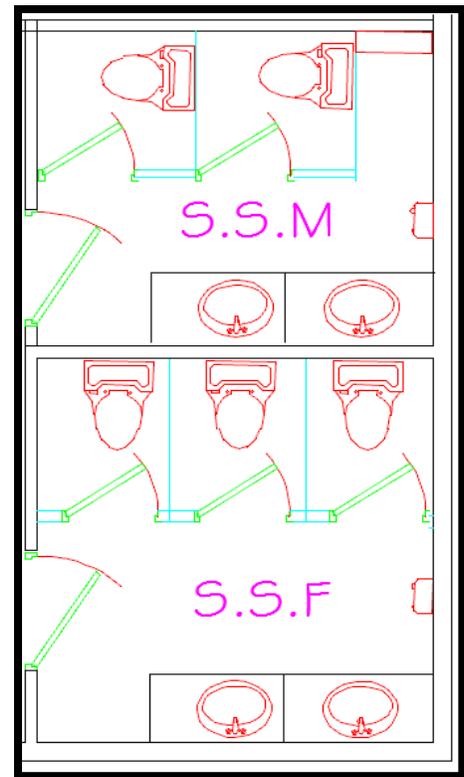


Figura 4.5 Servicios sanitarios masculinos y femeninos para empleados

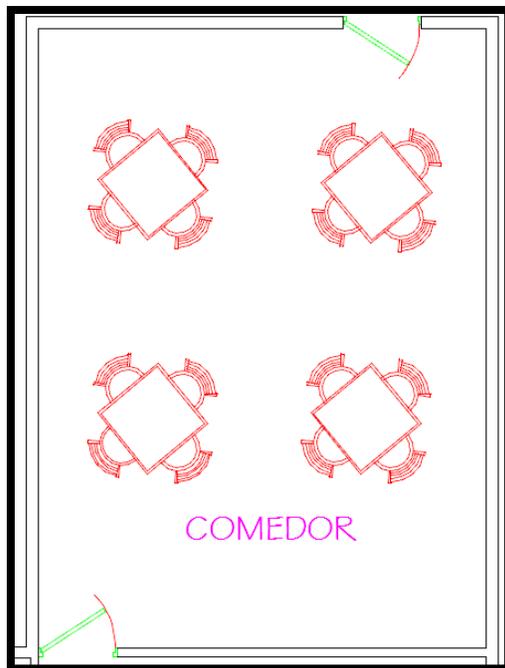


Figura 4.6 Área de comedor para empleados, con entrada principal y salida de emergencia.



Figura 4.7 Escaleras de acceso al segundo nivel

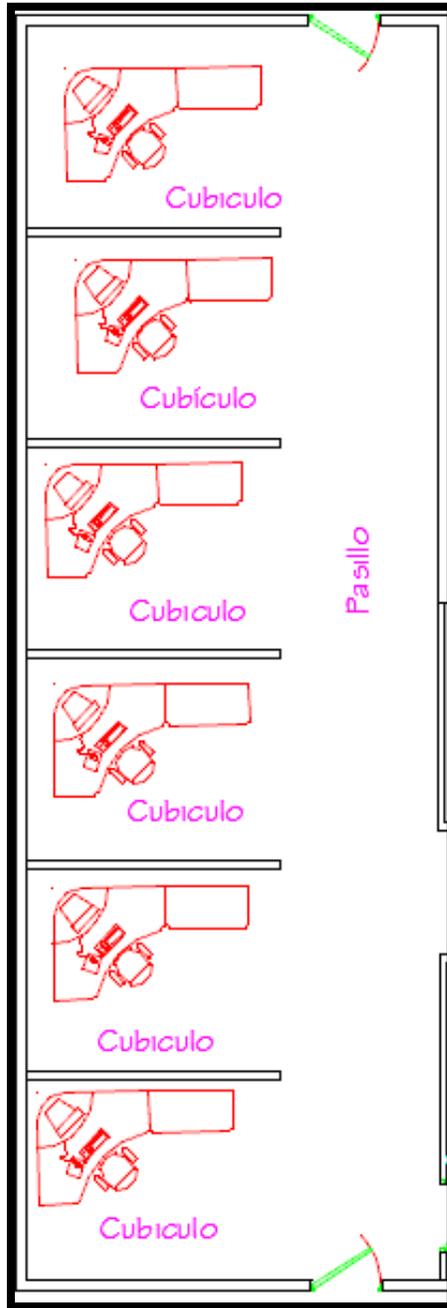


Figura 4.8 Zona de Cubículos de trabajo y pasillo de circulación con salidas de emergencia.

De manera general se puede ver el esquema acotado de todo el primer nivel en la *figura 4.23*

Nota: para una mejor apreciación se recomienda ver el plano a escala adjunto en los anexos.

4.2.3.2 Segundo nivel

Se muestran a continuación una serie de imágenes esquemáticas de las diversas zonas en el segundo nivel (sin escala). Sin tomar en cuenta los baños y cubículos por ser iguales a los de primer nivel.

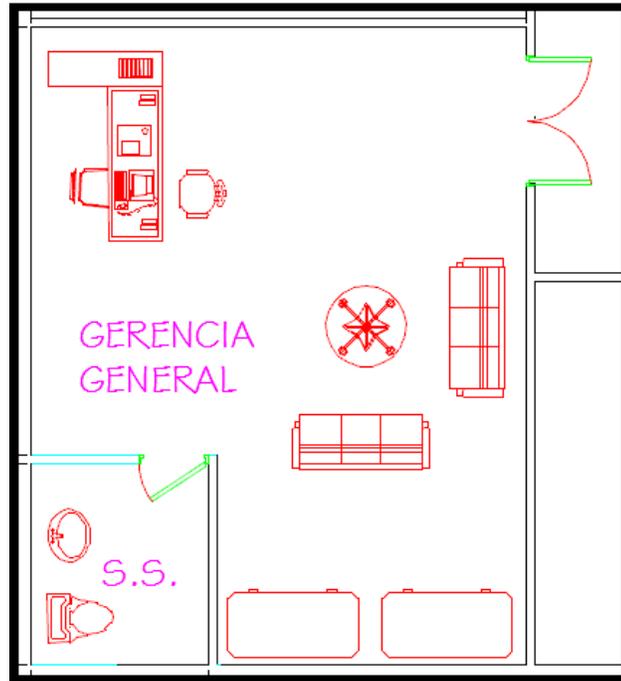


Figura 4.9 Espacio y distribución de la gerencia general.

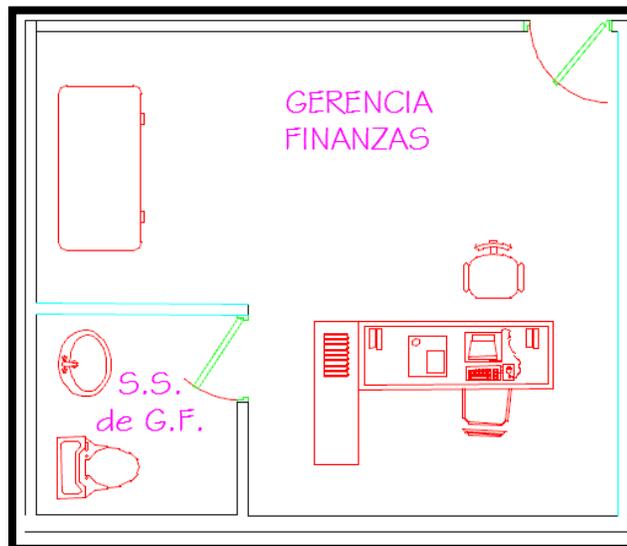


Figura 4.10 Espacio y distribución de la gerencia financiera.

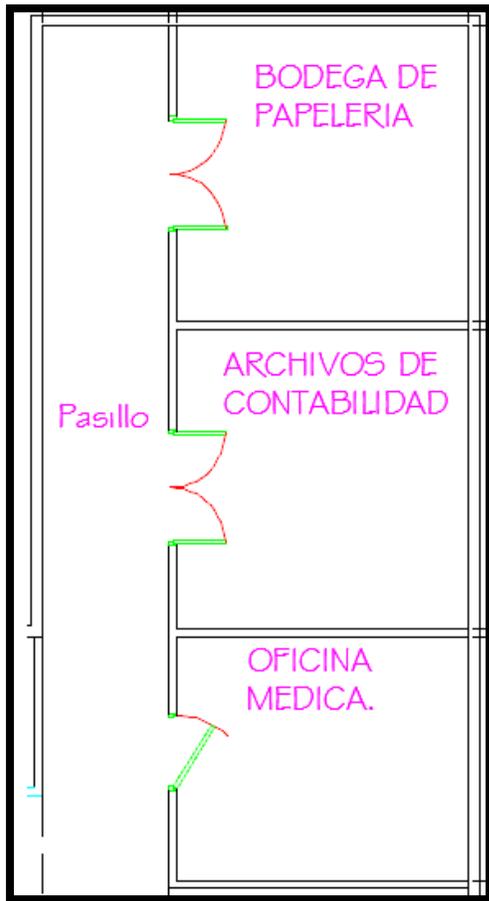


Figura 4.11 Bodega, archivo y oficina médica a la par de pasillo.



Figura 4.12 Cubículo de trabajo a la par de pasillo de circulación.

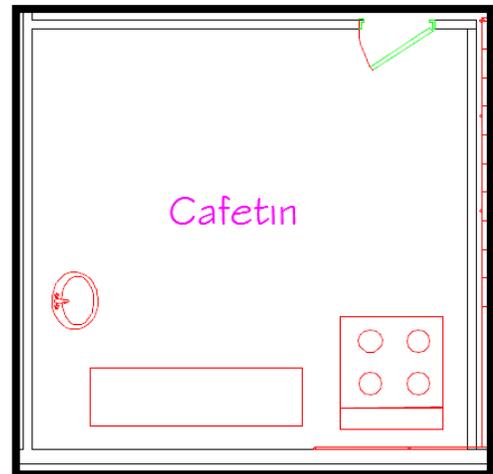


Figura 4.13 Espacio para Cafetín



Figura 4.14 Espacio para sala de espera en el segundo nivel

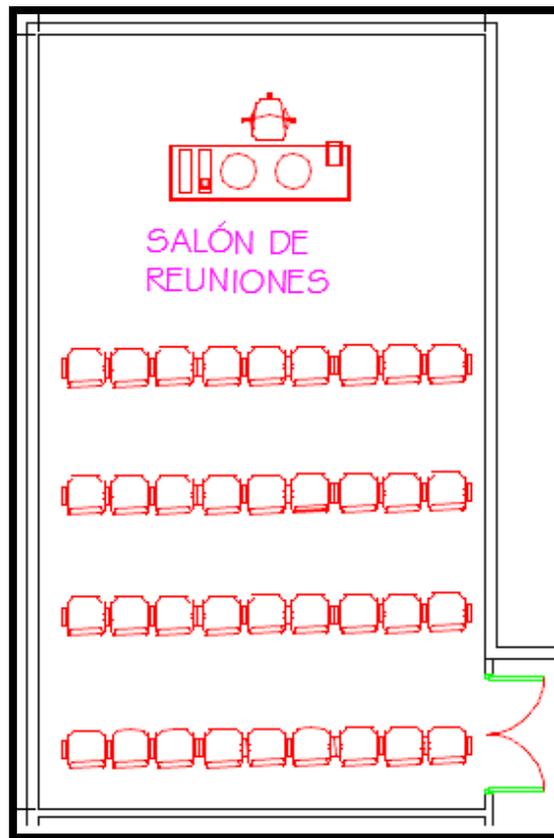


Figura 4.15 Sala de reuniones

De manera general se puede ver el esquema acotado de todo el segundo nivel en la *figura 4.24*

Nota: para una mejor apreciación se recomienda ver el plano a escala adjunto en los anexos

4.2.3.3 Contorno general

Se presentan todos los componentes alrededor del edificio, como lo son jardines, parqueos (para empleados frente al edificio y el de vehículos pesados a un costado y demás), y taller automotriz (también con parqueo de vehículos pesados a un costado).

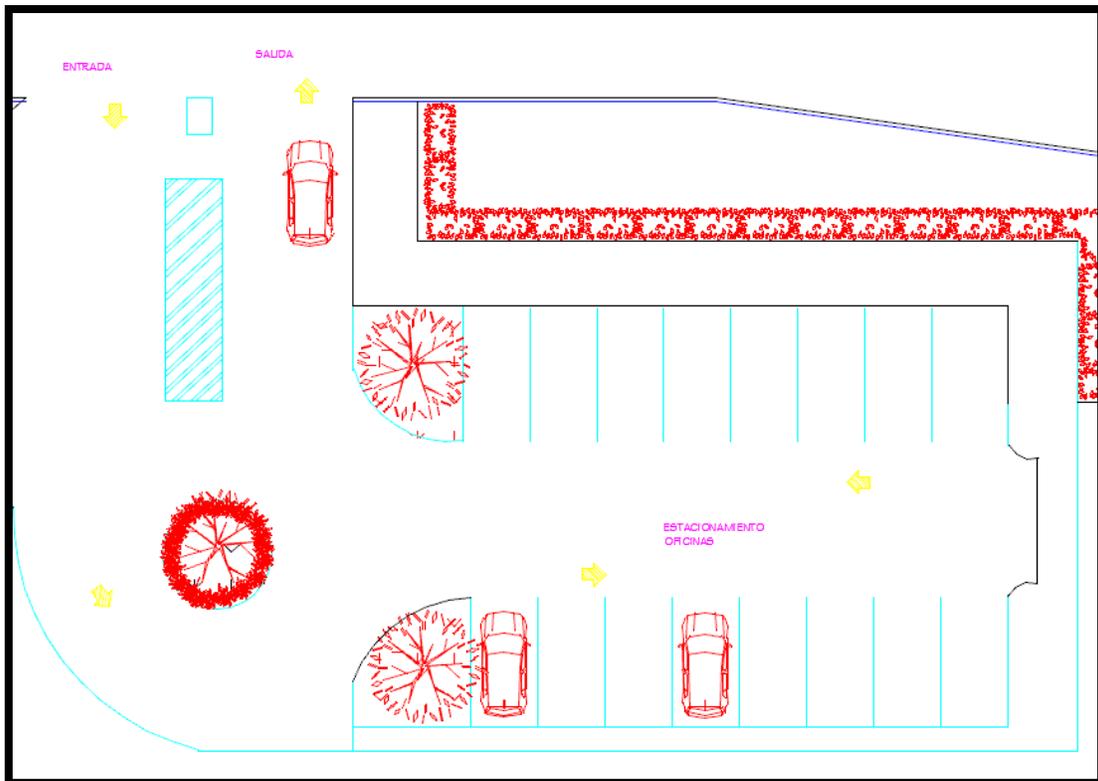


Figura 4.16 Entrada general y parqueo para empleados frente a edificio.

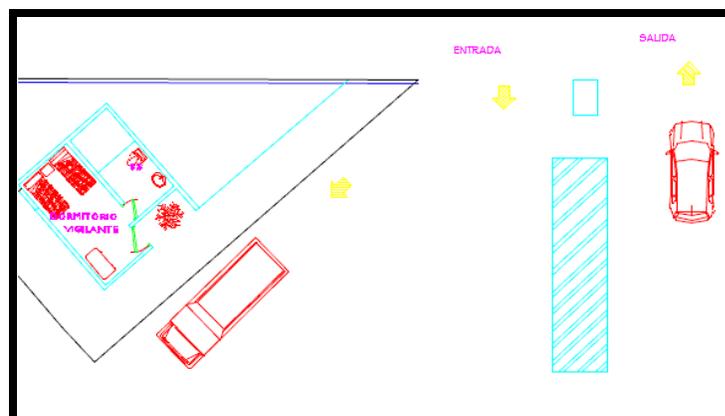


Figura 4.17 Entrada general y dormitorio de vigilantes.

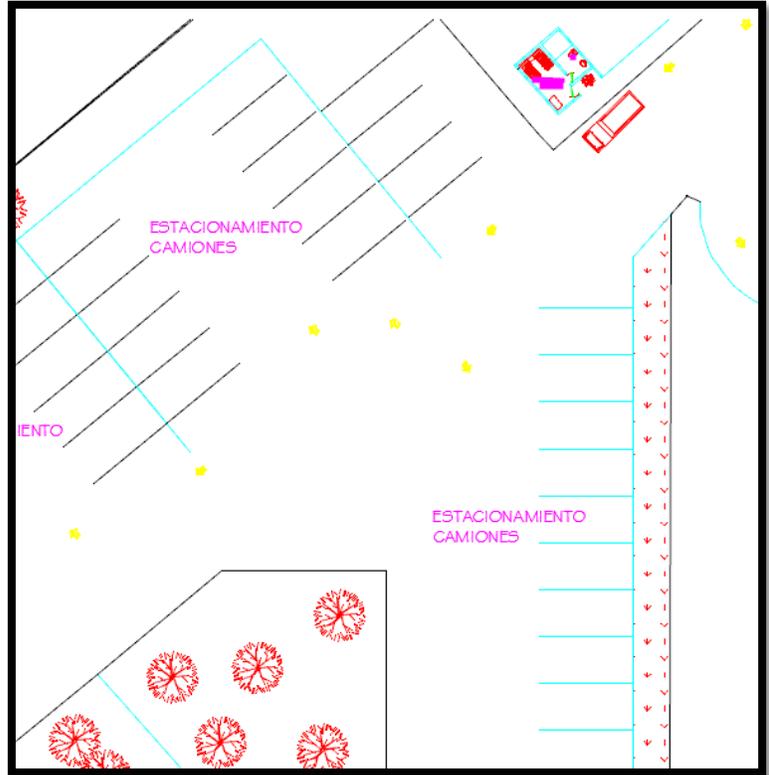


Figura 4.18 Estacionamientos para vehículos pesados.

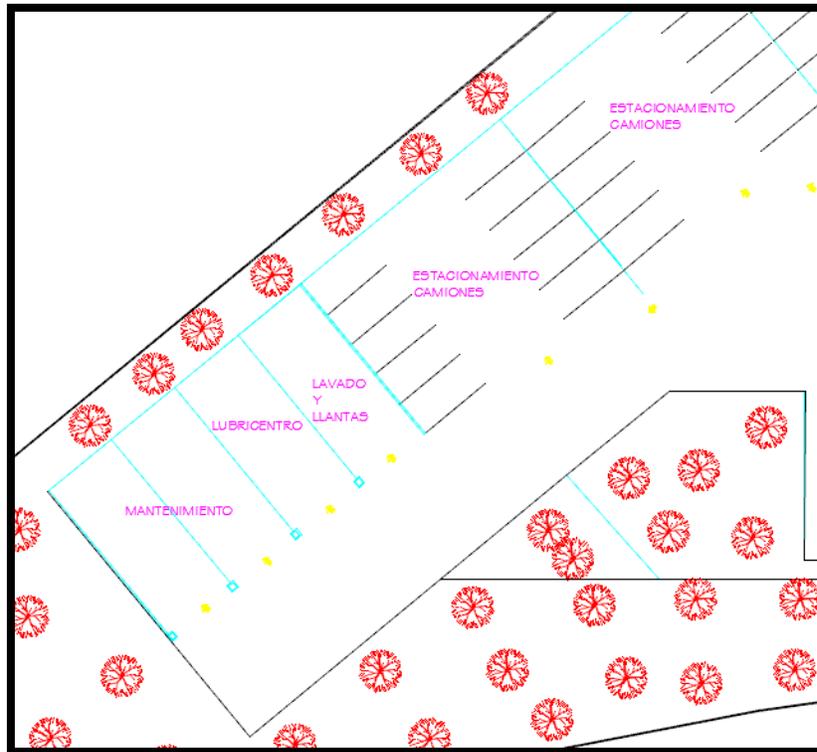


Figura 4.19 Taller automotriz y estacionamientos para vehículos pesados.

4.3 DISEÑO Y CONCEPTO GENERAL

Basados en una serie de diseños preliminares que se presentaron, se llegó a un modelo final; todo es se muestra a continuación.

4.3.1 Ubicación y plantas

La ubicación general del edificio visto en planta en el terreno se puede ver en la *figura 4.20* y con respecto a la calle en la *figura 4.21*.

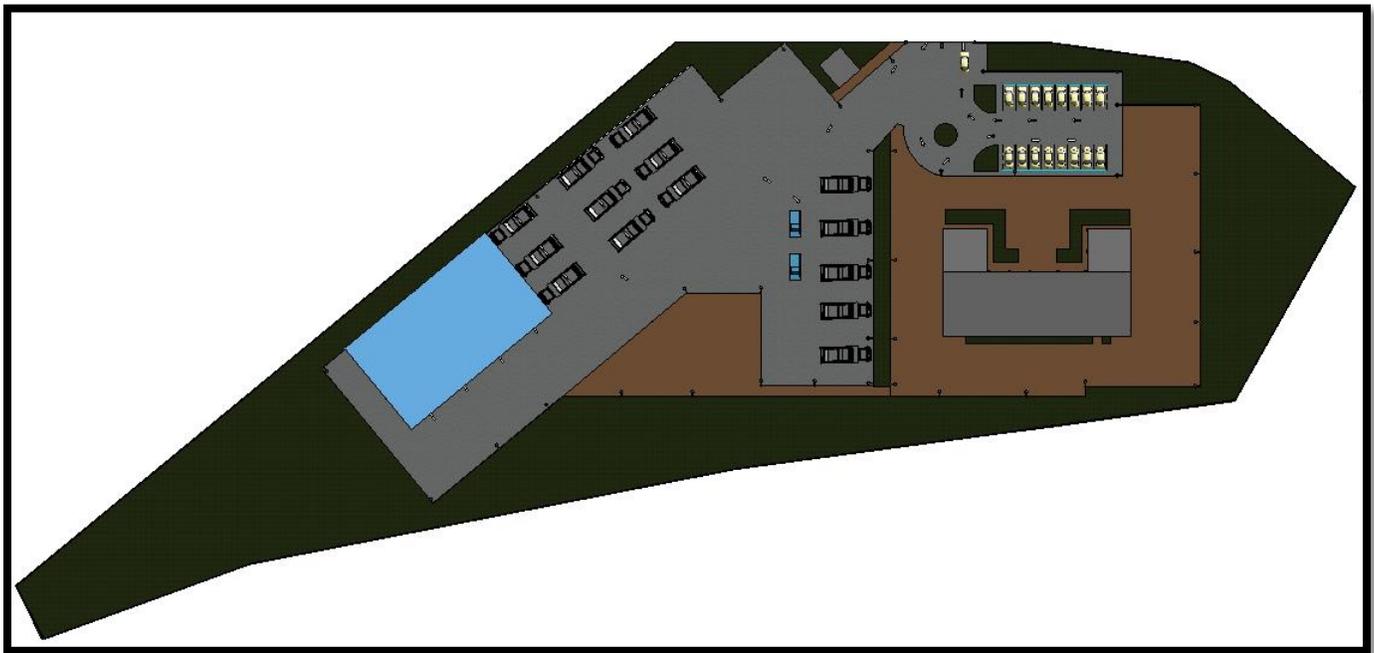


Figura 4.20 Vista general en planta de toda la edificación.

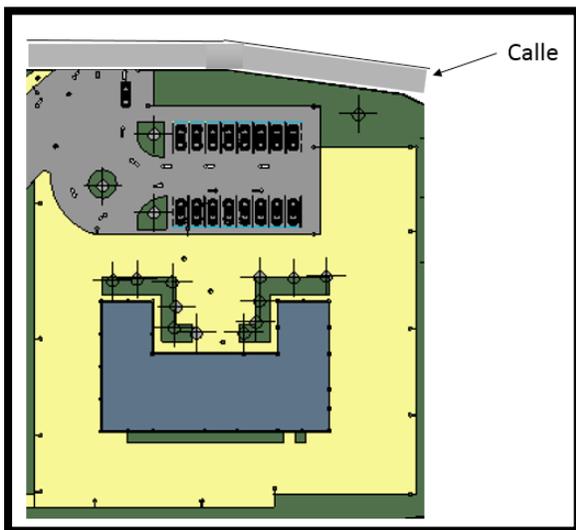


Figura 4.21 Vista en planta del edificio y ubicación respecto a la calle

Las vistas en planta del primer y segundo nivel acotadas y de manera general pueden verse en las *figuras 4.22*, *4.23* y *4.24*

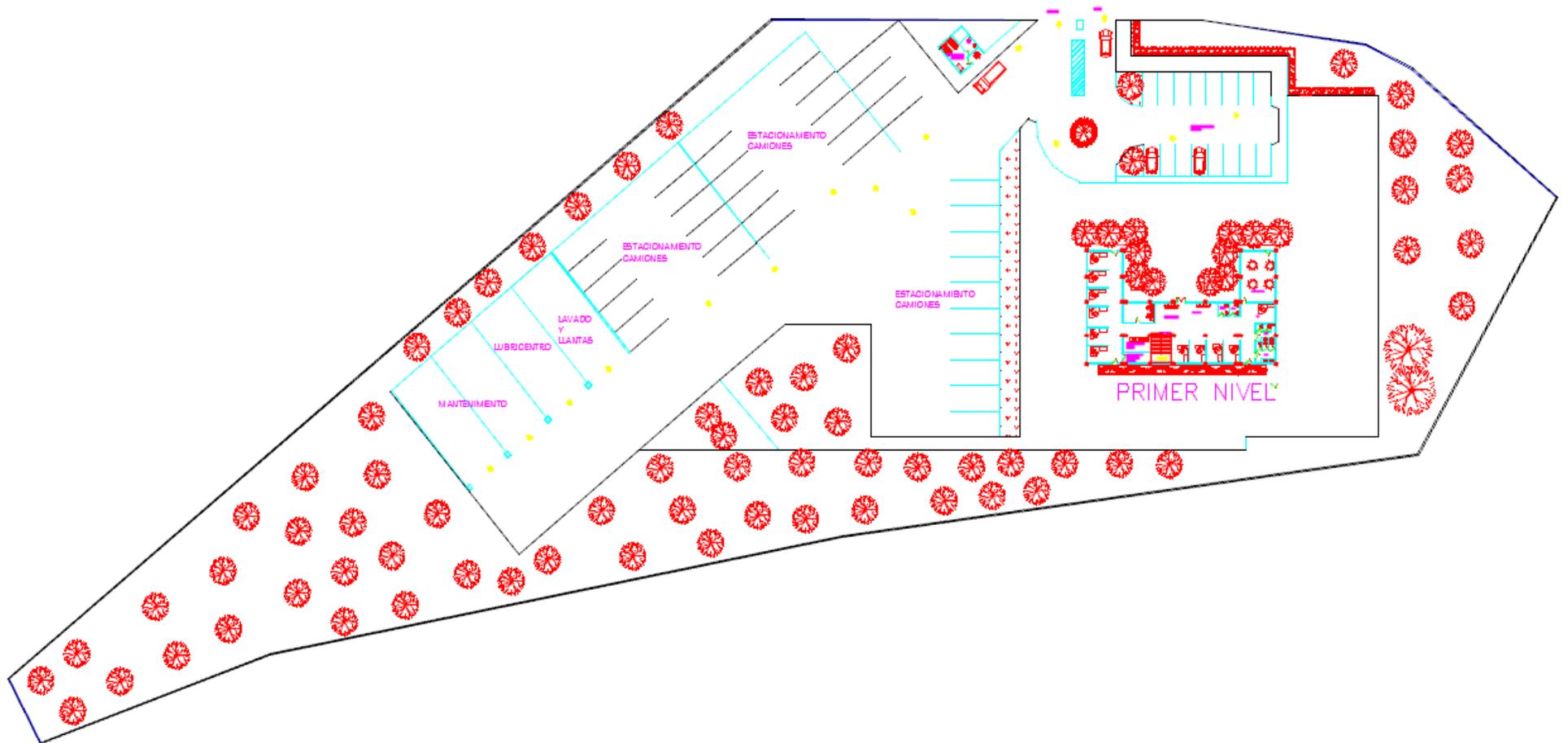


Figura 4.22 Vista en planta general sin escala.

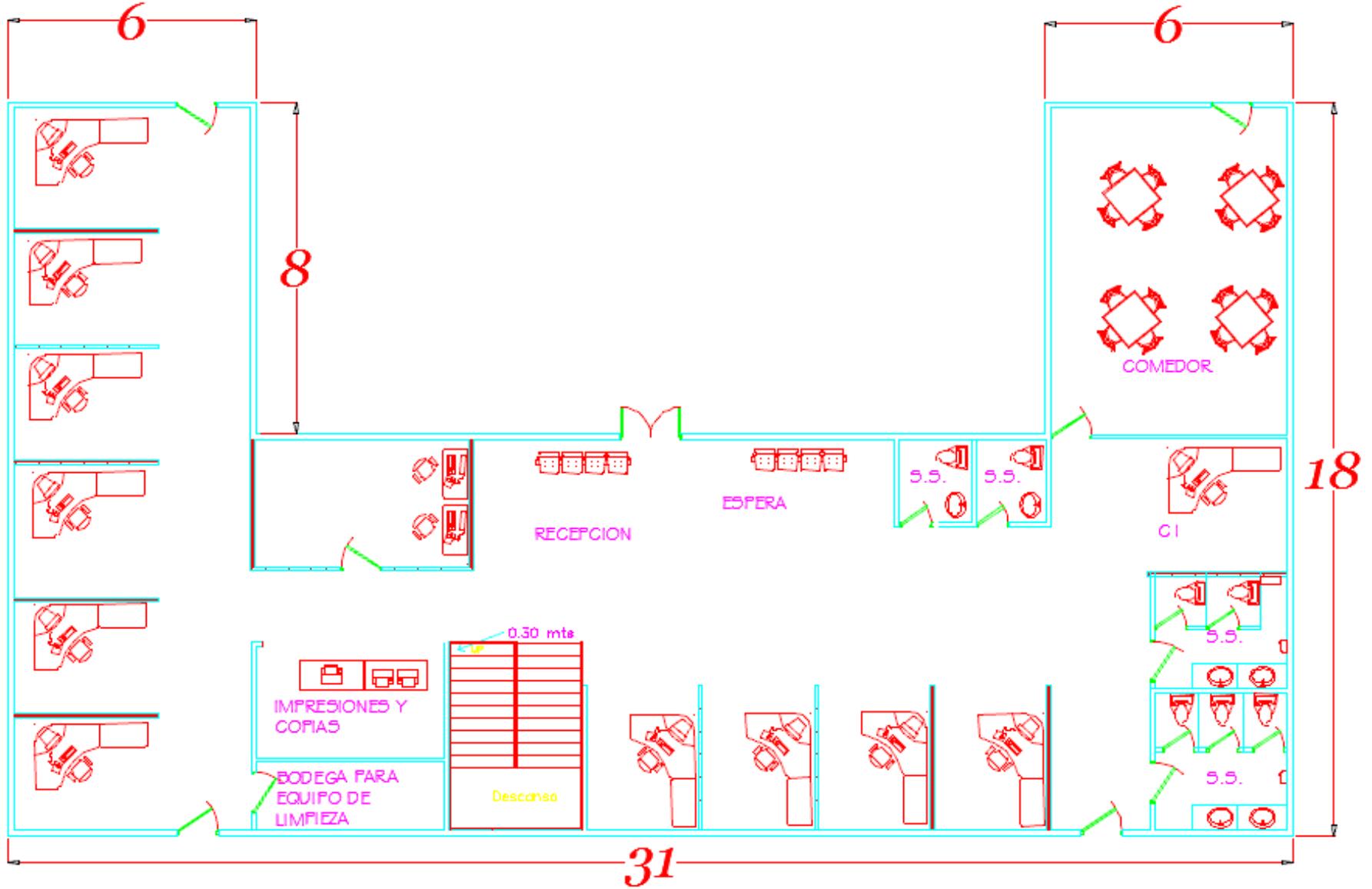


Figura 4.23 Vista en planta general del primer nivel, acotada y sin escala.

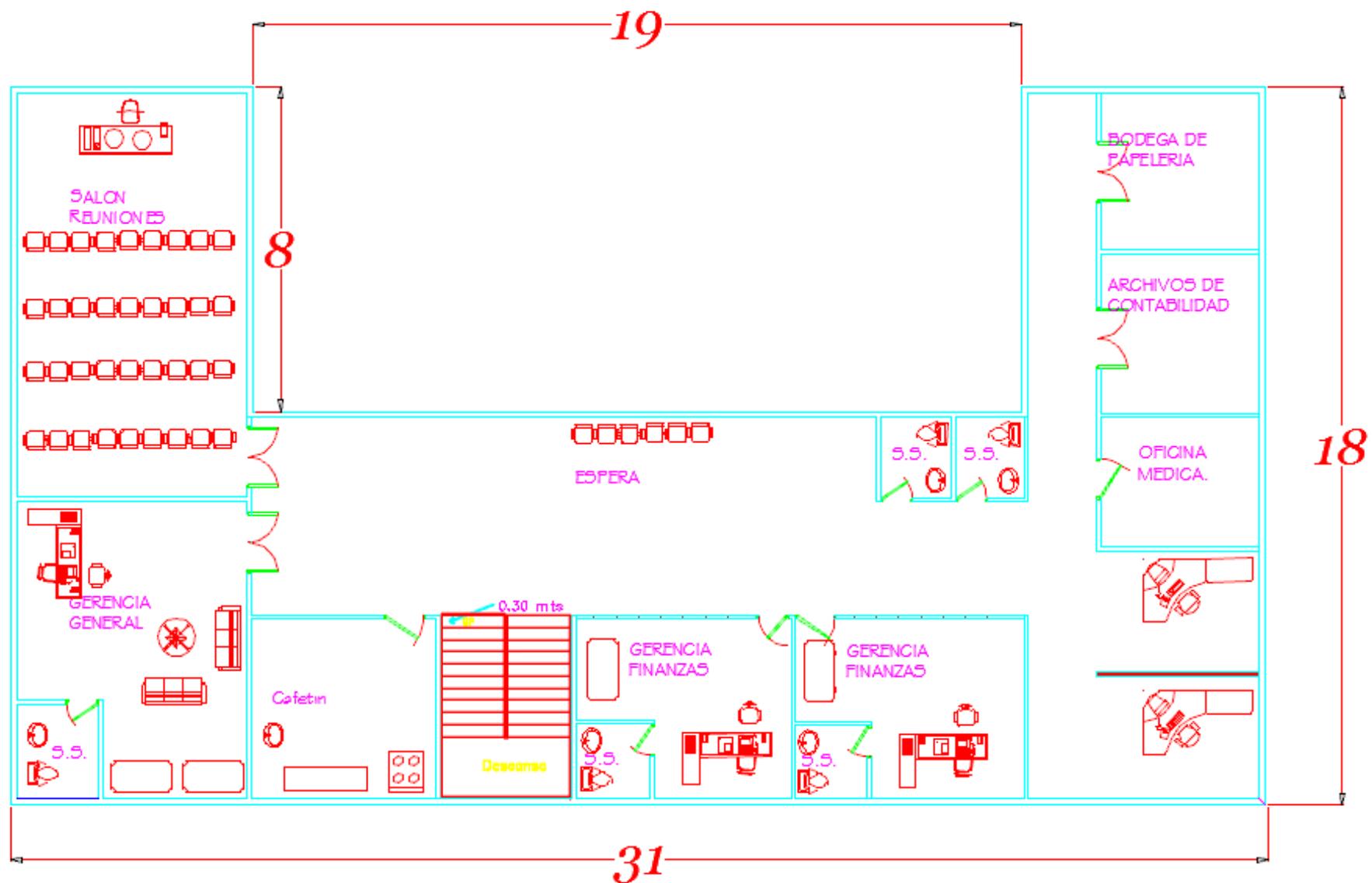


Figura 4.24 Vista en planta general del segundo nivel, acotada y sin escala.

4.3.2 Cortes

Un corte es una representación de la parte de una pieza u obra civil que fue dividida a través de un plano de corte donde este último crea una superficie que se representa en una vista junto con todo lo que se encuentra detrás de ella.

El corte se representa en las vistas del dibujo a través de una línea de trazo y que indican la visualización del corte y sobre ellas dos letras en mayúscula que le dan un nombre al mismo.

Los cortes que se realizaran al edificio se representan en la *figura 4.25*, los cuales se hicieron, al igual que la presente y las *figuras 4.20 y 4.21* en modelado 3D y 3D realistic (que son de menor calidad a los 3D comunes del renderizado).

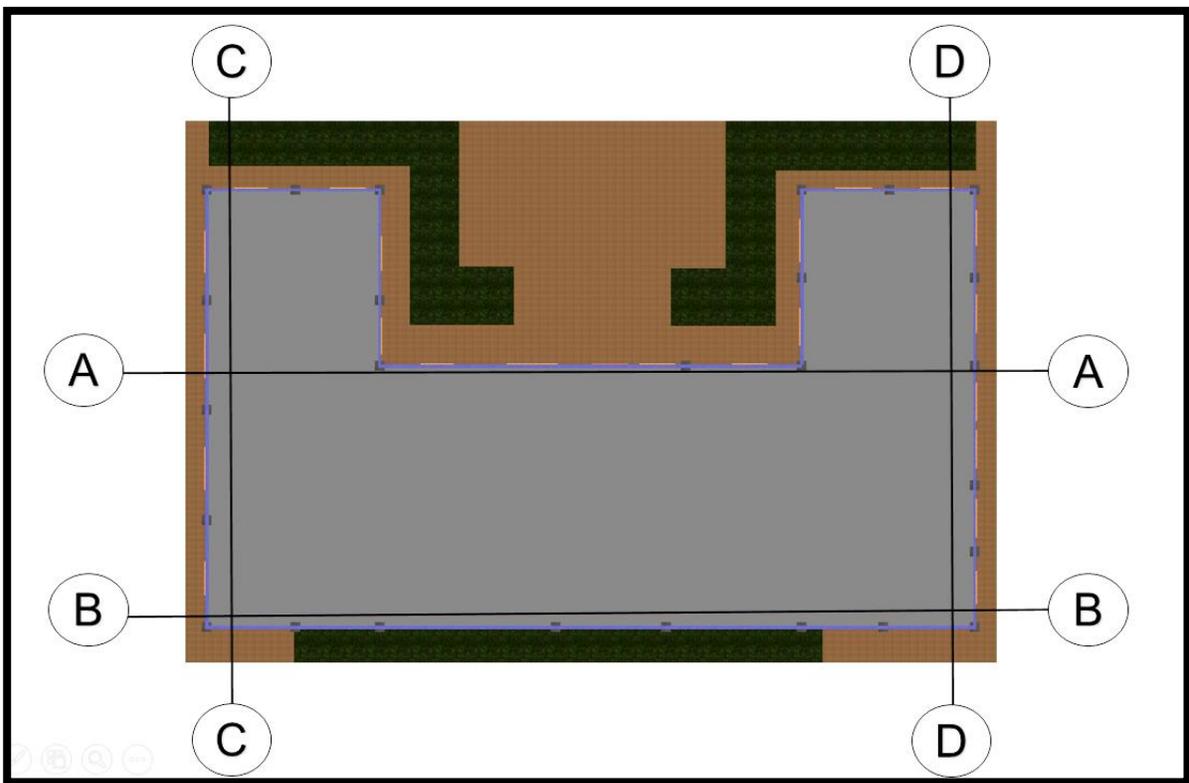


Figura 4.25 Vista en planta del edificio con sus respectivos cortes.



Figura 4.26 Representación del Corte A---A, sin escala.



Figura 4.27 Representación del Corte B---B, sin escala.



Figura 4.28 Representación del Corte C---C, sin escala.



Figura 4.29 Representación del Corte D---D, sin escala.

4.3.3 Elevaciones

Las elevaciones son la representación gráfica de las diferentes caras (fachadas) del volumen en su entorno próximo. Lo que nos ayuda básicamente es a estipular los acabados finales en esas fachadas, las dimensiones de los distintos elementos que lo componen, ambientación y proporción.

4.3.3.1 Edificio

Las *figuras 4.30, 4.31, 4.32 y 4.33* muestran las fachada frontal, lateral derecha, trasera y lateral izquierda respectivamente. Todas realizadas y en 3D realístic.



Figura 4.30 Fachada frontal, sin escala.



Figura 4.31 Fachada lateral derecha, sin escala.



Figura 4.32 Fachada trasera, sin escala.



Figura 4.33 Fachada lateral izquierda, sin escala.

4.3.3.2 Taller

Las *figuras 4.34, 35, 36 y 37* muestran las fachada frontal, lateral derecha, trasera y lateral izquierda respectivamente. En las cuales también se ha aprovechado mostrar detalles del entorno de este. Todas las figuras han sido realizadas y en 3D realistic.

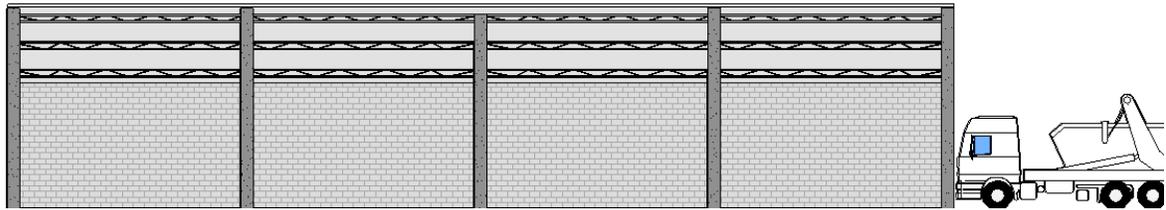


Figura 4.34 Fachada frontal del taller con parqueo a un costado, sin escala.

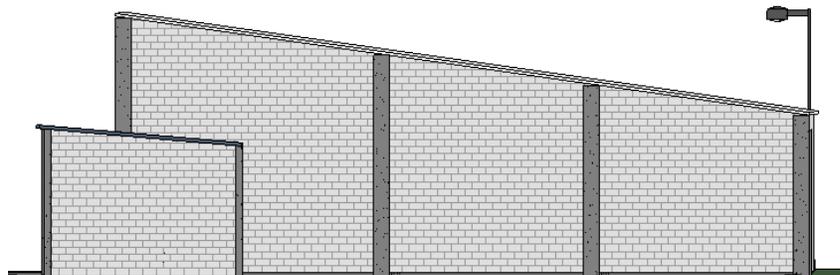


Figura 4.35 Fachada lateral derecha del taller donde puede apreciarse el dormitorio de vigilantes, sin escala.

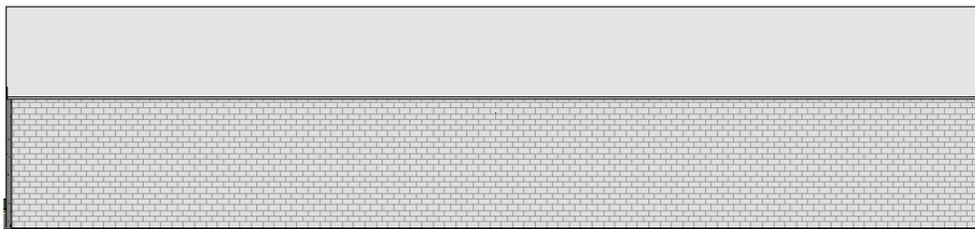


Figura 4.36 Fachada trasera, sin escala.

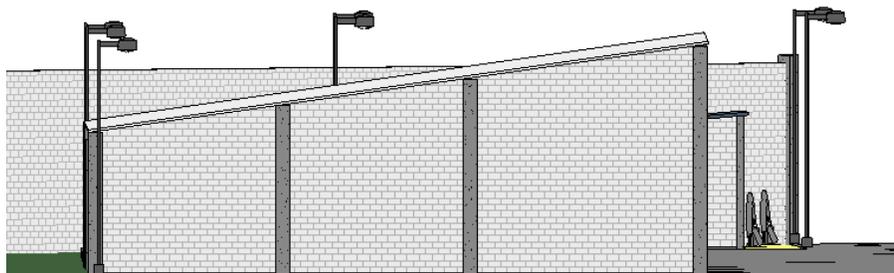


Figura 4.37 Fachada lateral izquierda donde también puede apreciarse el dormitorio de vigilantes y el muro perimetral al fondo, sin escala.

4.3.4 Perspectivas.

Los planos en perspectiva dan una impresión de una edificación terminada con una sanción de tercera dimensión. Se les utiliza para demostrar la apariencia de la futura construcción.

4.3.4.1 General

Se presenta la construcción en su totalidad ver *figuras 4.38, 4.39, 4.40 y 4.41.*

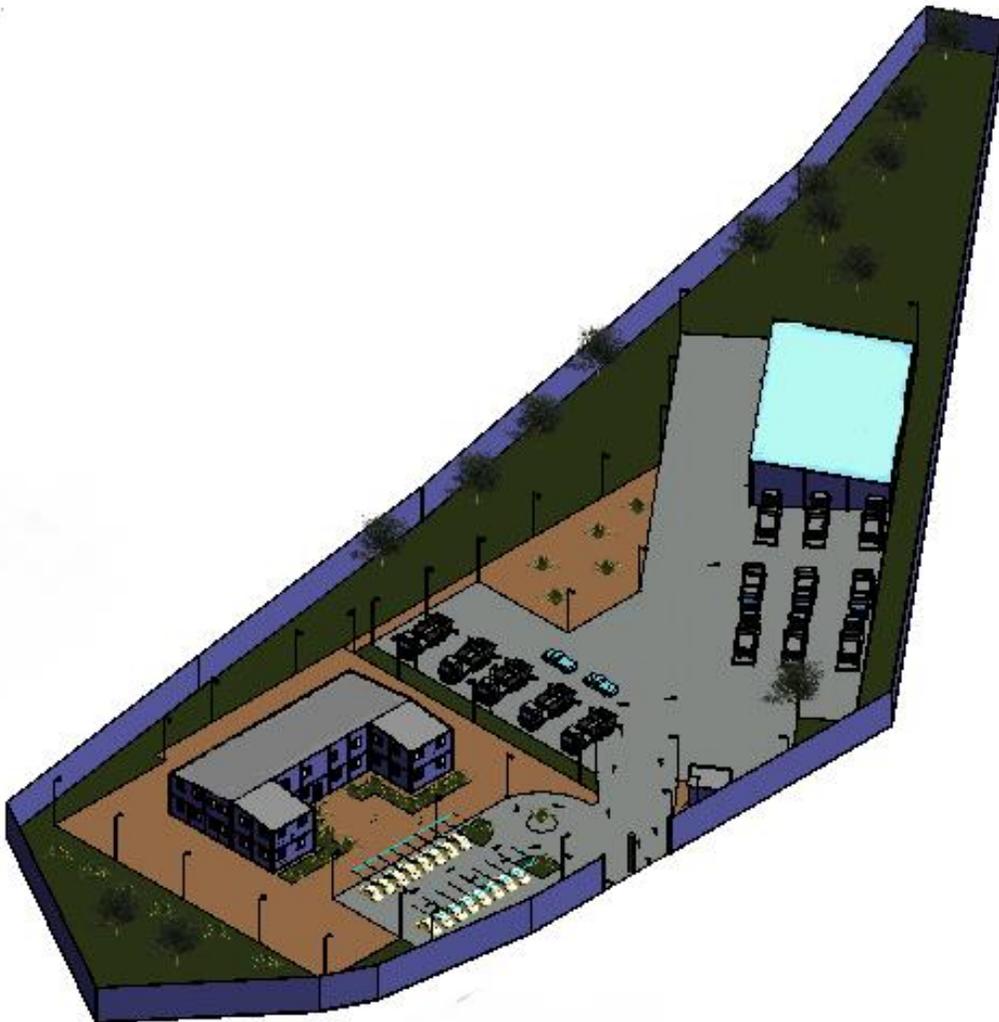


Figura 4.38 Perspectiva aérea nor-este, sin escala.

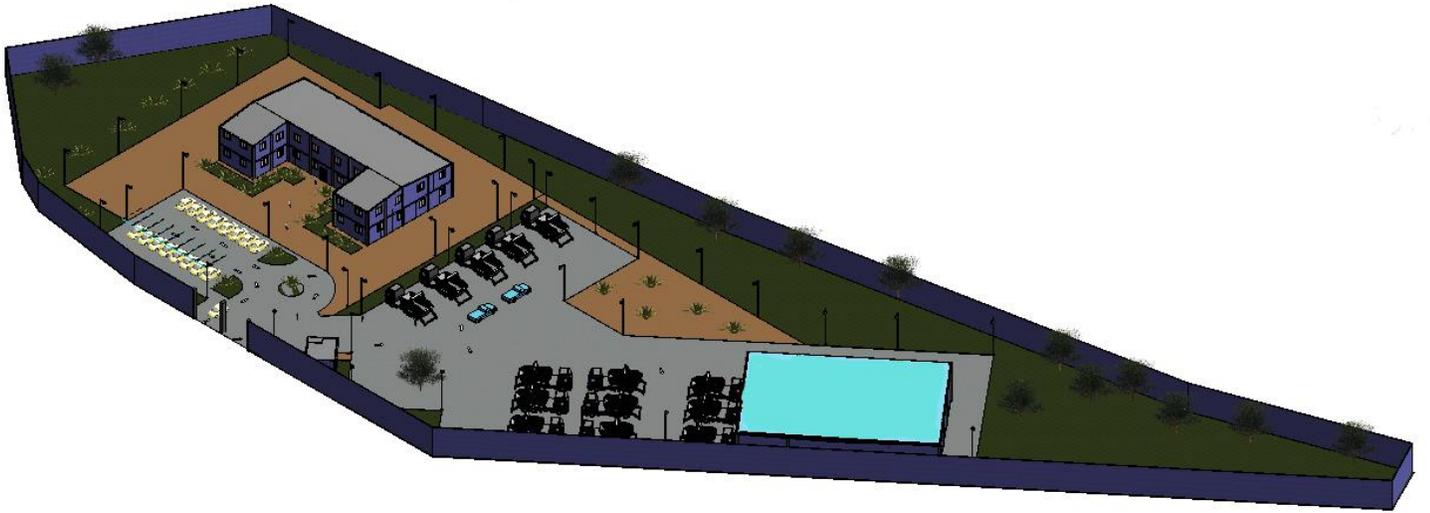


Figura 4.39 Perspectiva aérea nor-oeste, sin escala.

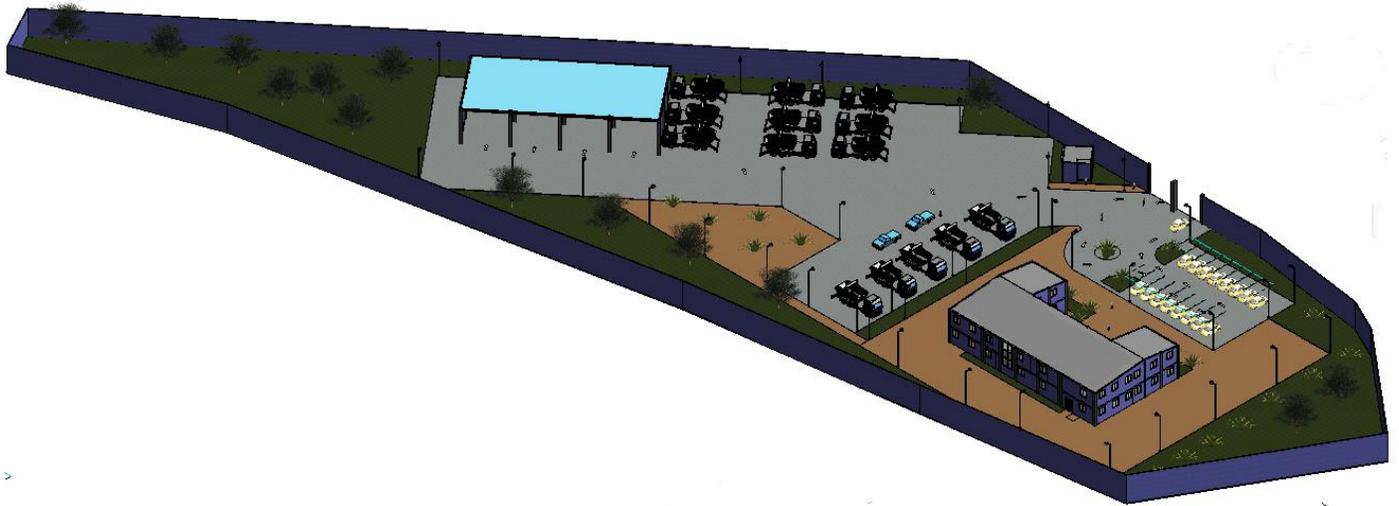


Figura 4.40 Perspectiva aérea sur-este, sin escala.

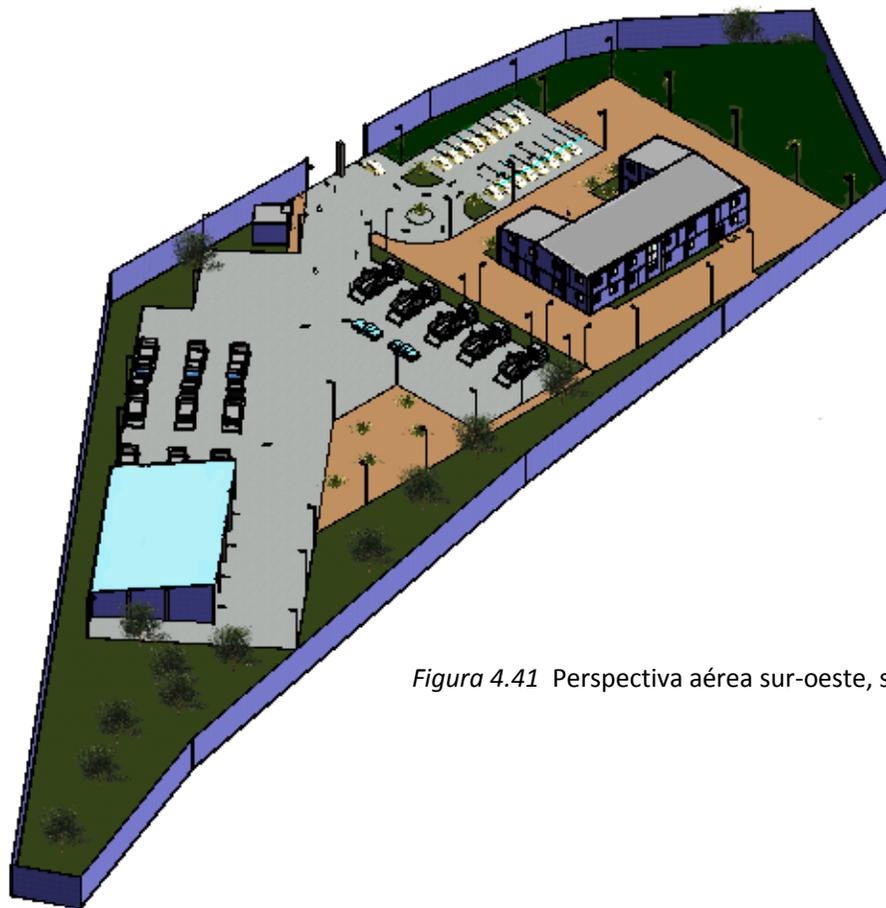


Figura 4.41 Perspectiva aérea sur-oeste, sin escala.

4.3.4.2 Edificio

Se presenta la construcción en su totalidad ver figuras 4.42, 4.43, 4.44 y 4.45

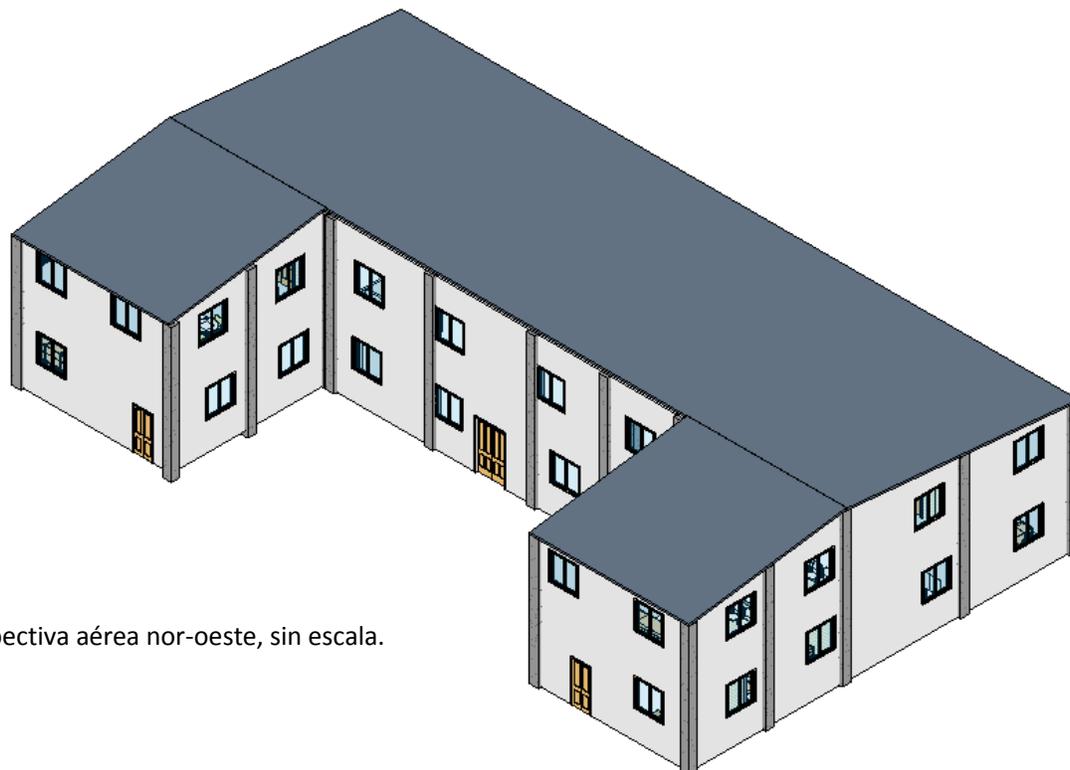


Figura 4.42 Perspectiva aérea nor-oeste, sin escala.

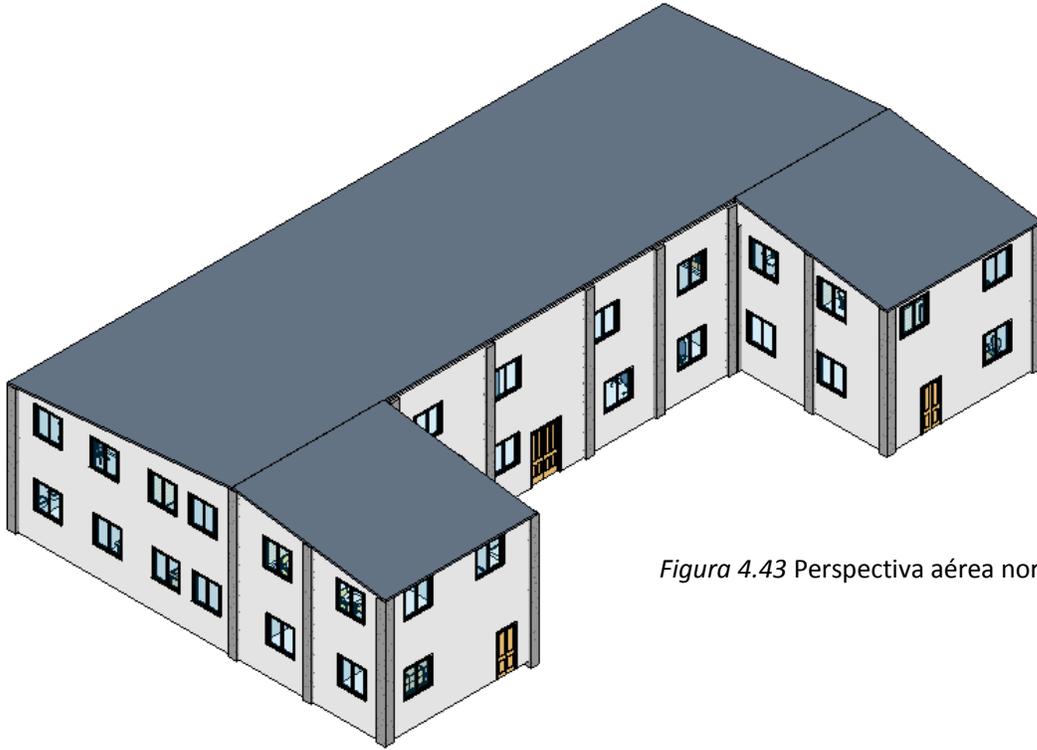


Figura 4.43 Perspectiva aérea nor-este, sin escala.

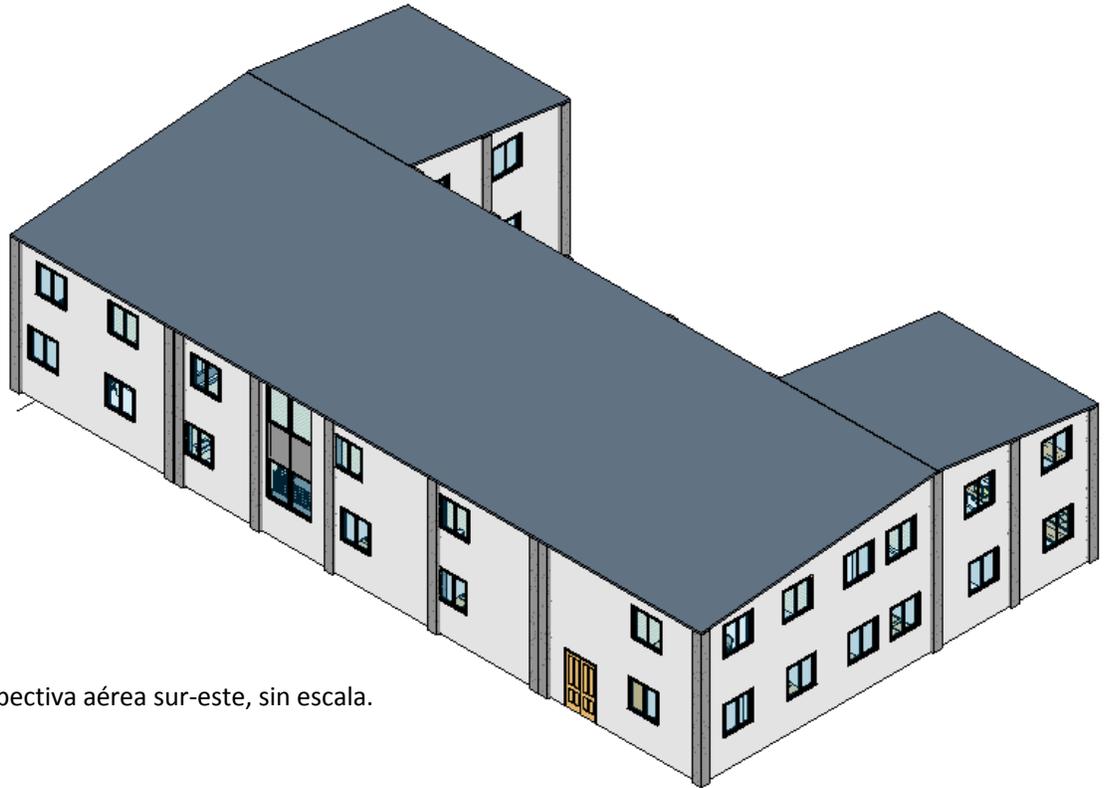


Figura 4.44 Perspectiva aérea sur-este, sin escala.

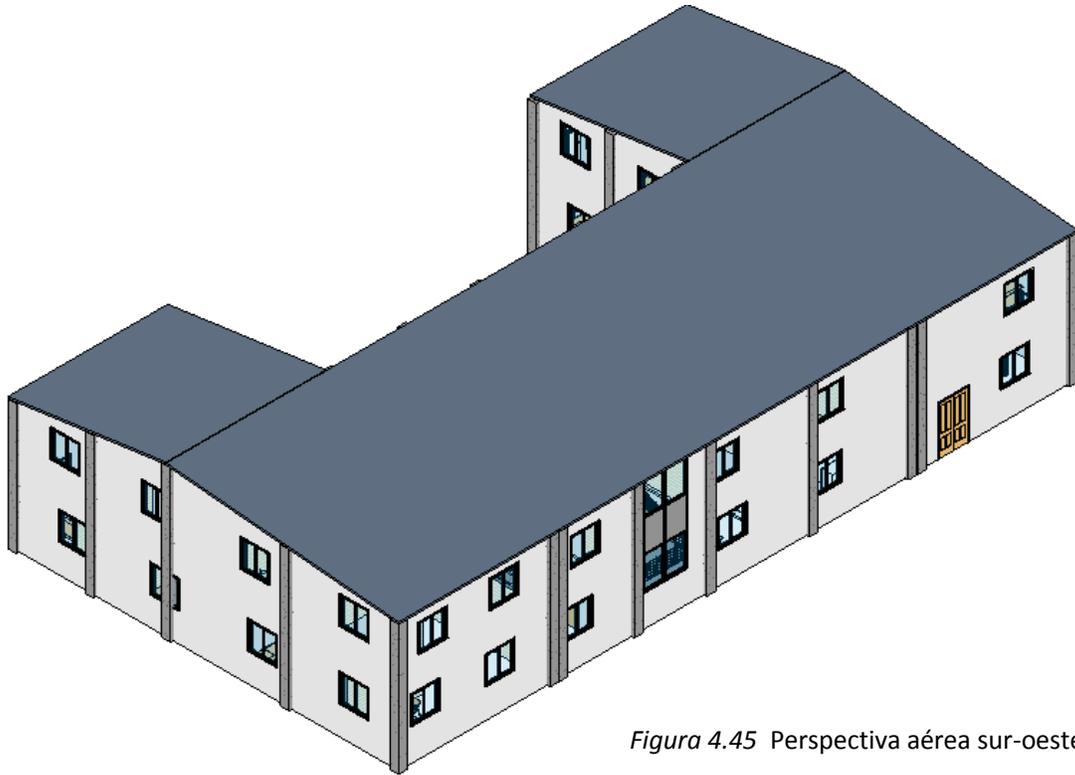


Figura 4.45 Perspectiva aérea sur-oeste, sin escala.

4.3.4.3 Parqueo y taller

Se presenta la construcción en su totalidad ver *figuras 4.46, 4.47, 4.48, 4.49, 4.50 y 4.51*



Figura 4.46 Perspectiva aérea nor-oeste, sin escala.



Figura 4.47 Perspectiva aérea nor-oeste del parqueo para empleados frente al edificio, sin escala.



Figura 4.48 Perspectiva aérea nor-este del taller automotriz y del parqueo contiguo a este, sin escala.

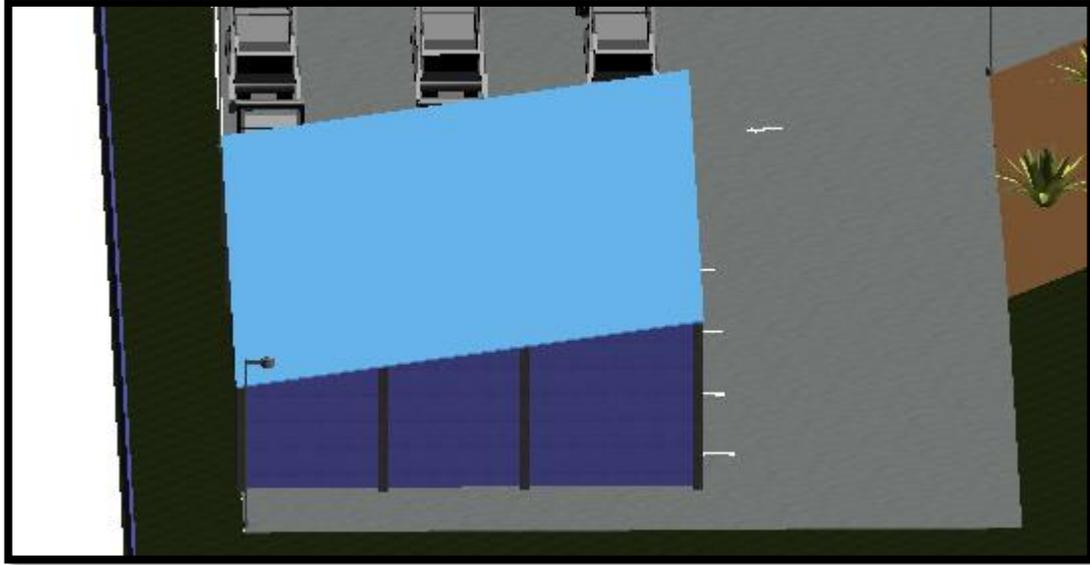


Figura 4.49 Perspectiva aérea sur-oeste del taller automotriz, sin escala.

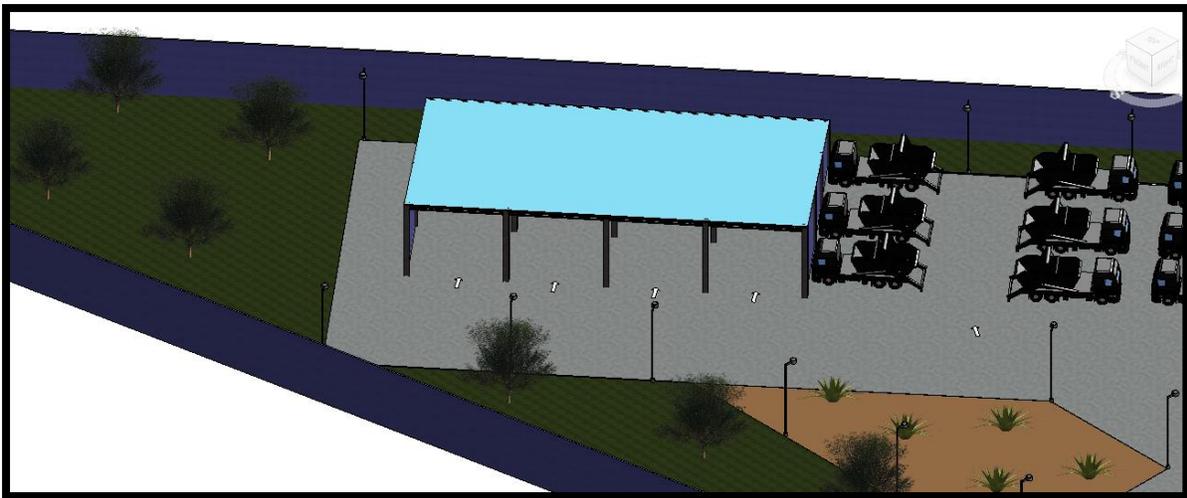


Figura 4.50 Perspectiva aérea sur-este del taller automotriz y el parqueo contiguo a este, sin escala.



Figura 4.51 Perspectiva aérea 70° sur-este del taller automotriz y el parqueo contiguo a este, sin escala.

5.0 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

5.1.1 cargas concentradas y distribuidas en los pórticos.

En esta sección se describen los tipos y magnitudes de las cargas que se utilizarán para el diseño del proyecto.

Las cargas verticales consideradas para el análisis estructural son las inducidas por las cargas en losas y estructura de techo (lámina, cielo falso e instalaciones eléctricas) como cargas externas, además el peso de las paredes.

A continuación se presentan un listado de las cargas a utilizar en el diseño.

Cargas muertas

Peso volumétrico del concreto reforzado	2400kg/m ³
Peso de cielo falso e instalaciones eléctricas	20kg/m ²
Ventanas de vidrio tipo francesa	60kg/m ²
Peso de puertas	60kg/m ²
Peso de lámina acanalada	11kg/m ²
Peso de polín "C" 6X2	4.2kg/m
Peso de Viga Macomber	6.09kg/m
Losa aligerada VT1-20	260kg/m ²
Pared de 15cm de espesor	300kg/m ²
Piso cerámico	50kg/m ² .
Peso de losa adicional de concreto	20kg/m ²

Carga viva

Carga viva sobre losa	250kg/m ²
Carga viva instantánea sobre losa	200kg/m ²

(Según el reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de El Salvador).

Para propósito de análisis el edificio se divide en tres cuerpos, donde el cuerpo 1 posee las mismas características del el cuerpo 3.

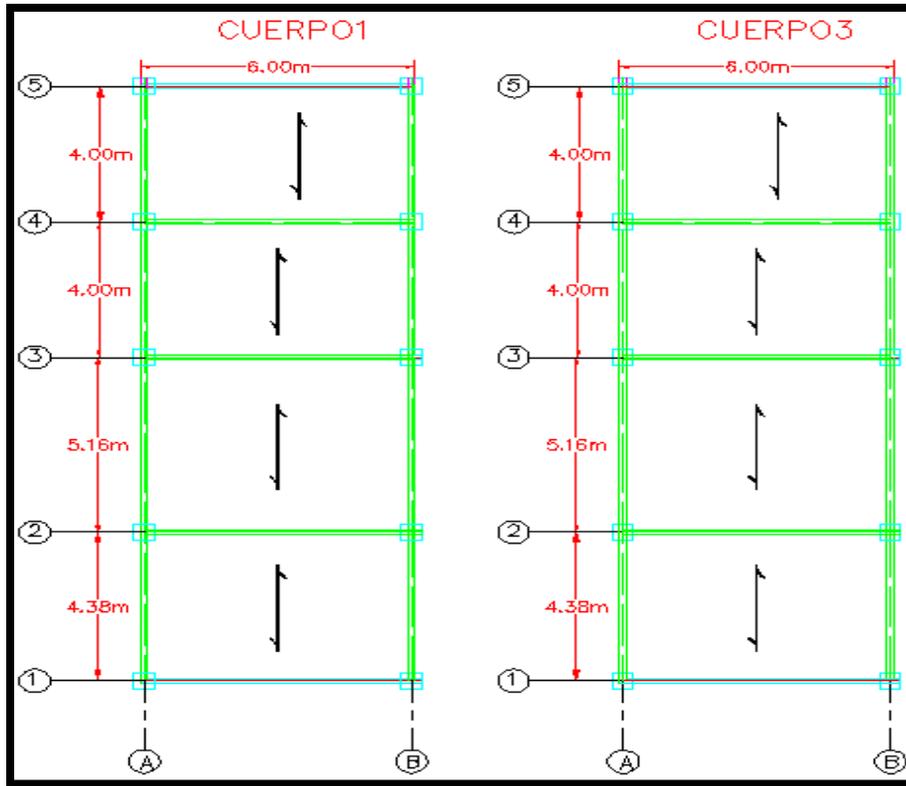


Figura 5.1 Cuerpo 1 y 3 acotados y sin escala

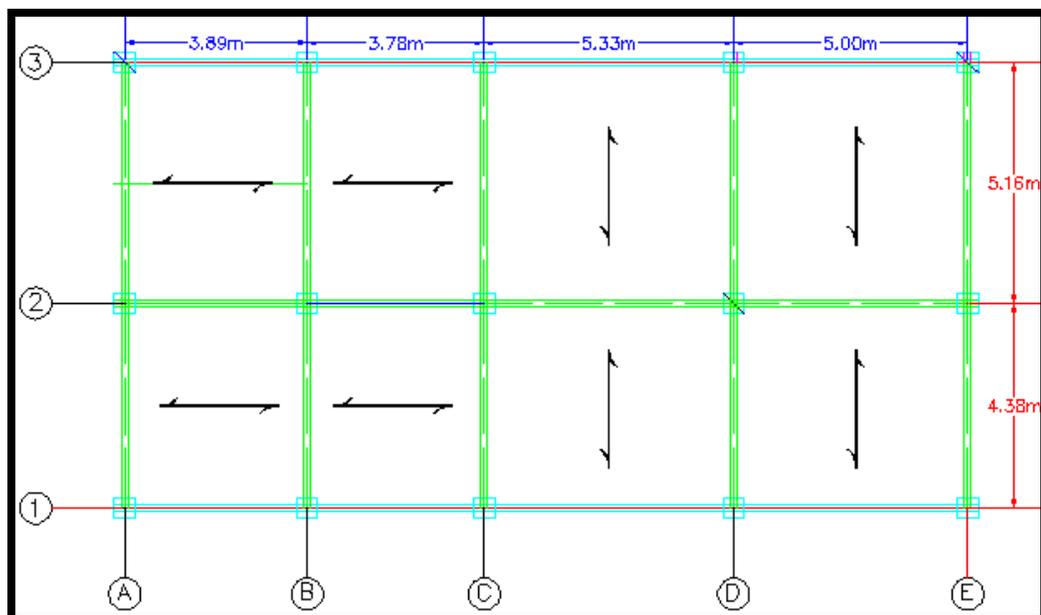


Figura 5.2 Cuerpo 2 acotado y sin escala

5.1.2 Análisis gravitacional y cálculo de centro de masa del cuerpo 1-3

A continuación se muestra el procedimiento para el análisis de cargas gravitacionales y cálculo de centro de masa de los cuerpos 1-3.

CARGA DE COLUMNAS DEL NIVEL UNICO											Promedio		Suma			
ID	X1	Y1	Z1	X2	Y2	Z2	DX	DY	DZ	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	Peso	A
CoA1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.750	0.500	0.400	3.750	2.400	0.000	0.000	0.000	0.000	1.800	0.200
CoA2	0.000	4.383	0.000	0.000	4.383	3.750	0.500	0.400	3.750	2.400	0.000	4.383	7.889	0.000	1.800	0.200
CoA3	0.000	9.545	0.000	0.000	9.545	3.750	0.500	0.400	3.750	2.400	0.000	9.545	17.181	0.000	1.800	0.200
CoA4	0.000	13.545	0.000	0.000	13.545	3.750	0.500	0.400	3.750	2.400	0.000	13.545	24.381	0.000	1.800	0.200
CoA5	0.000	17.545	0.000	0.000	17.545	3.750	0.500	0.400	3.750	2.400	0.000	17.545	31.581	0.000	1.800	0.200
CoB1	6.000	0.000	0.000	6.000	0.000	3.750	0.500	0.400	3.750	2.400	6.000	0.000	0.000	10.800	1.800	0.200
CoB2	6.000	4.383	0.000	6.000	4.383	3.750	0.500	0.400	3.750	2.400	6.000	4.383	7.889	10.800	1.800	0.200
CoB3	6.000	9.545	0.000	6.000	9.545	3.750	0.500	0.400	3.750	2.400	6.000	9.545	17.181	10.800	1.800	0.200
CoB4	6.000	13.545	0.000	6.000	13.545	3.750	0.500	0.400	3.750	2.400	6.000	13.545	24.381	10.800	1.800	0.200
CoB5	6.000	17.545	0.000	6.000	17.545	3.750	0.450	0.400	3.750	2.400	6.000	17.545	28.423	9.720	1.620	0.200

CARGAS DE VIGAS DEL NIVEL UNICO									Promedio		Suma				
ID	X1	Y1	X2	Y2	DX	DY	DZ	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	Peso	A	W
ViA1A5	0.000	0.000	0.000	17.550	0.250	0.450	17.550	2.400	0.000	8.775	41.580	0.000	4.739	0.113	0.270
ViB1B5	6.000	0.000	6.000	17.550	0.250	0.450	17.550	2.400	6.000	8.775	41.580	28.431	4.739	0.113	0.270
ViA1B1	0.000	0.000	6.000	0.000	0.250	0.450	6.000	2.400	3.000	0.000	0.000	4.860	1.620	0.113	0.270
ViA2B2	0.000	4.380	6.000	4.383	0.250	0.450	6.000	2.400	3.000	4.383	7.100	4.860	1.620	0.113	0.270
ViA3B3	0.000	9.550	6.000	9.550	0.250	0.450	6.000	2.400	3.000	9.550	15.471	4.860	1.620	0.113	0.270
ViA4B4	0.000	13.550	6.000	13.550	0.250	0.450	6.000	2.400	3.000	13.550	21.951	4.860	1.620	0.113	0.270
ViA5B5	0.000	17.550	6.000	17.550	0.250	0.450	6.000	2.400	3.000	17.550	28.431	4.860	1.620	0.113	0.270

CARGA DE TECHO DEL UNICO NIVEL									Promedio		Suma			
									3.000	8.773	34.169	11.658	3.895	
ID	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	Dz	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	PESO	A
TeA1A3B3	0.000	0.000	0.000	9.550	6.000	9.550	1.000	0.037	2.000	6.367	6.749	2.120	1.060	28.650
TeB3B1A1	6.000	9.550	6.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.037	4.000	3.183	3.374	4.240	1.060	28.650
TeA3A5B5	0.000	9.550	0.000	17.550	6.000	17.550	1.000	0.037	2.000	14.883	13.216	1.776	0.888	24.000
TeB5AB3A3	6.000	17.550	6.000	9.550	0.000	9.550	1.000	0.037	4.000	12.217	10.848	3.552	0.888	24.000

CARGA DE PUERTA DEL UNICO NIVEL										Promedio		Suma			
										8.195	5.131	-7.391	-11.8008	-1.440	
ID	X1	Y1	Z1	X2	Y2	Z2	Dz	PesoU	(-)PesoU	Xb	Yb	Mx	My	Peso	A
PuB1y	7.140	4.380	2.000	7.140	5.883	2.000	1.500	0.060	0.300	7.140	5.131	-3.695	-5.141	-0.720	3.000
PuB2y	9.250	4.380	2.000	9.250	5.883	2.000	1.500	0.060	0.300	9.250	5.131	-3.695	-6.660	-0.720	3.000

CARGA DE PAREDES DEL UNICO NIVEL									Promedio		Suma			
									2.336	9.806	408.508	97.342	41.669	
ID	X1	Y1	Z1	X2	Y2	Z2	Dz	PesoU	Xb	Yb	Mx	My	Peso	A
PaA1B1	0.000	0.000	3.000	6.000	0.000	3.000	6.000	0.300	3.000	0.000	0.000	16.200	5.400	18.000
PaA1A3	0.000	0.000	3.000	0.000	9.550	4.430	9.550	0.300	0.000	5.081	54.083	0.000	10.643	35.478
PaA3A5	0.000	9.550	4.430	0.000	17.550	3.230	8.000	0.300	0.000	13.341	122.632	0.000	9.192	30.640
PaA5B5	0.000	17.550	3.230	6.000	17.550	3.230	6.000	0.300	3.000	17.550	102.036	17.442	5.814	19.380
PaB3B5	6.000	9.550	4.430	6.000	17.550	3.230	8.000	0.300	6.000	13.341	122.632	55.152	9.192	30.640
PaB1B3	6.000	0.000	3.000	6.000	9.550	4.430	9.550	0.040	6.000	5.081	7.211	8.515	1.419	35.478

CARGA DE VENTANA DEL UNICO NIVEL										Promedio		Suma			
										3.826	0.000	0.000	-4.555	-1.191	15.743
ID	X1	Y1	Z1	X2	Y2	Z2	Dz	PesoU	(-)PesoU	Xb	Yb	Mx	My	Peso	A
VenA1Y	0.000	6.120	1.300	0.000	7.850	1.300	1.730	0.060	0.300	0.000	6.985	-3.770	0.000	-0.540	2.249
VenA1Y	0.000	10.700	1.300	0.000	12.430	1.300	1.730	0.060	0.300	0.000	11.565	-6.242	0.000	-0.540	2.249
VenA1Y	0.000	14.700	1.300	0.000	16.430	1.300	1.730	0.060	0.300	0.000	15.565	-8.401	0.000	-0.540	2.249
VenA1X	0.730	0.000	1.300	2.460	0.000	1.300	1.730	0.060	0.300	1.595	0.000	0.000	-0.861	-0.540	2.249
VenA1X	3.380	0.000	1.300	5.110	0.000	1.300	1.730	0.060	0.300	4.245	0.000	0.000	-2.291	-0.540	2.249
VenA5X	0.730	17.550	1.300	2.460	17.550	1.300	1.730	0.060	0.300	1.595	17.550	-9.473	-0.861	-0.540	2.249
VenA5X	3.380	17.550	1.300	5.110	17.550	1.300	1.730	0.060	0.300	4.245	17.550	-9.473	-2.291	-0.540	2.249

CARGA VIVA EN LOSA NIVEL DEL UNICO									Promedios		Suma			
									3.00	8.773	230.870	78.953	26.318	105.27
ID	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	Dz	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	PESO	A
LoA1A55	0.000	0.000	0.000	17.545	6.000	17.545	1.000	0.250	2.000	11.697	153.914	26.318	13.159	52.635
LoB5B1A1	6.000	17.545	6.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.250	4.000	5.848	76.957	52.635	13.159	52.635

CARGA MUERTA EN LOSA NIVEL DEL UNICO									Promedios		Suma			
									3.00	8.773	323.218	110.534	36.845	105.270
ID	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	Dz	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	PESO	A
LoA1A3B3	0.000	0.000	0.000	17.545	6.000	17.545	1.000	0.350	2.000	11.697	215.479	36.845	18.422	52.635
LoB3B1A1	6.000	17.545	6.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.350	4.000	5.848	107.739	73.689	18.422	52.635

CARGA VIVA INSTANTANEA EN LOSA NIVEL DEL UNICO									Promedios		Suma			
									3	8.7725	184.6962	63.162	21.054	105.27
ID	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	Dz	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	PESO	A
LoA1A3B3	0.000	0.000	0.000	17.545	6.000	17.545	1.000	0.200	2.000	11.697	123.131	21.054	10.527	52.635
LoB3B1A1	6.000	17.545	6.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.200	4.000	5.848	61.565	42.108	10.527	52.635

RESUMEN DE CARGAS GRAVITACIONALES					
Tipo de Elemento	Xb	Yb	Mx	My	Peso
Columnas	1.667	5.002	158.905	52.920	17.820
Vigas	3.000	8.879	156.042	52.723	17.574
Techo	3.000	8.773	34.169	11.658	3.895
Losas	3.000	8.773	323.218	110.534	36.845
Paredes	2.336	9.806	408.508	97.342	41.669
Puertas	8.195	5.131	-7.391	-11.801	-1.440
Ventanas	3.826	0.000	0.000	-4.555	-1.191
Totales	2.381	8.459	1073.451	308.821	115.172

Carga Muerta, CM	2.381	8.459	1073.451	308.821	115.172
Carga Viva, CV	3.000	8.773	230.870	78.953	26.318
Carga de Servicio	2.439	8.337	1304.322	387.773	141.332
Carga viva instantánea	3	8.7725	184.6962	63.162	21.054
CM+Cvinst	2.69	8.62	1258.15	371.98	136.23

CALCULO DE CENTRO DE MASA				
Carga muerta	115.172	Ton	1.094	Ton/m2
Xbm	2.381	m		
Ybm	8.459	m		
Carga viva Inst	21.054	Ton	0.200	Ton/m2
Xbv	3.000	m		
Ybv	8.773	m		
Carga viva	26.318	Ton	0.250	Ton/m2
Xbv	3.000	m		
Ybv	8.773	m		
Carga de servicio	141.332	Ton	1.343	Ton/m2
Xbs	2.439	m		
Ybs	8.337	m		

Area en planta		m2	105.27
----------------	--	----	--------

5.1.3 Análisis gravitacional y cálculo de centro de masa del cuerpo 2

A continuación se muestra el procedimiento para el análisis de cargas gravitacionales y cálculo de centro de masa de los cuerpos 2.

CARGAS DE COLUMNAS DEL NIVEL UNICO											Promedio		Suma			
ID	X1	Y1	Z1	X2	Y2	Z2	DX	DY	DZ	Peso U	7.065	3.869	125.357	228.906	27.000	
											Xb	Yb	Mx	My	Peso	A
CoA1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	0.000	0.000	0.000	0.000	1.800	0.200
CoA2	0.000	4.383	0.000	0.000	4.383	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	0.000	4.383	7.889	0.000	1.800	0.200
CoA3	0.000	9.545	0.000	0.000	9.545	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	0.000	9.545	17.181	0.000	1.800	0.200
CoB1	3.890	0.000	0.000	3.890	0.000	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	3.890	0.000	0.000	7.002	1.800	0.200
CoB2	3.890	4.383	0.000	3.890	4.383	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	3.890	4.383	7.889	7.002	1.800	0.200
CoB3	3.890	9.545	0.000	3.890	9.545	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	3.890	9.545	17.181	7.002	1.800	0.200
CoC1	7.670	0.000	0.000	7.670	0.000	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	7.670	0.000	0.000	13.806	1.800	0.200
CoC2	7.670	4.383	0.000	7.670	4.383	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	7.670	4.383	7.889	13.806	1.800	0.200
CoC3	7.670	9.545	0.000	7.670	9.545	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	7.670	9.545	17.181	13.806	1.800	0.200
CoD1	12.990	0.000	0.000	12.990	0.000	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	12.990	0.000	0.000	23.382	1.800	0.200
CoD2	12.990	4.383	0.000	12.990	4.383	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	12.990	4.383	7.889	23.382	1.800	0.200
CoD3	12.990	9.545	0.000	12.990	9.545	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	12.990	9.545	17.181	23.382	1.800	0.200
CoE1	17.840	0.000	0.000	17.840	0.000	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	17.840	0.000	0.000	32.112	1.800	0.200
CoE2	17.840	4.383	0.000	17.840	4.383	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	17.840	4.383	7.889	32.112	1.800	0.200
CoE3	17.840	9.550	0.000	17.840	9.550	0.000	0.500	0.400	3.750	2.400	17.840	9.550	17.190	32.112	1.800	0.200

CARGAS DE VIGAS DEL NIVEL UNICO									Promedio		Suma				
									8.712	4.704)	128.583	238.143	27.336		
ID	X1	Y1	X2	Y2	DX	DY	DZ	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	Peso	A	W
ViA1A3	0.000	0.000	0.000	9.545	0.250	0.450	9.545	2.400	0.000	4.773	12.299	0.000	2.577	0.113	0.270
ViE1E3	17.840	0.000	17.840	9.545	0.250	0.450	9.545	2.400	17.840	4.773	12.299	45.976	2.577	0.113	0.270
ViA1E1	0.000	0.000	17.840	0.000	0.250	0.450	17.840	2.400	8.920	0.000	0.000	42.966	4.817	0.113	0.270
ViA2E2	0.000	4.383	17.840	4.383	0.250	0.450	17.840	2.400	8.920	4.383	21.110	42.966	4.817	0.113	0.270
ViA3E3	0.000	9.545	17.840	9.545	0.250	0.450	17.840	2.400	8.920	9.545	45.976	42.966	4.817	0.113	0.270
ViB1B3	3.890	0.000	3.890	9.545	0.250	0.450	9.545	2.400	3.890	4.773	12.299	10.025	2.577	0.113	0.270
ViC1C3	7.670	0.000	7.670	9.545	0.250	0.450	9.545	2.400	7.670	4.773	12.299	19.767	2.577	0.113	0.270
ViD1D3	12.990	0.000	12.990	9.545	0.250	0.450	9.545	2.400	12.990	4.773	12.299	33.477	2.577	0.113	0.270

CARGA DE TECHO DEL UNICO NIVEL									Promedio		Suma			
									8.920	4.773	30.069	56.20	6.30	170.28
ID	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	Dz	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	PESO	A
TeA1A3E3	0.000	0.000	0.000	9.545	17.840	9.545	1.000	0.037	5.947	6.363	20.046	18.733	3.150	85.141
TeE3E1A1	17.840	9.545	17.840	0.000	0.000	0.000	1.000	0.037	11.893	3.182	10.023	37.467	3.150	85.141

CARGA VIVA EN LOSA NIVEL DEL UNICO									Promedios		Suma			
									9.032	4.904	198.665	365.831	40.505	162.021
ID	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	Dz	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	PESO	A
LoA1A3B3	0.000	0.000	0.000	9.545	3.890	9.545	1.000	0.250	1.297	6.363	29.534	6.018	4.641	18.565
LoB3B1A1	3.890	9.550	3.890	0.000	0.000	0.000	1.000	0.250	2.593	3.183	14.782	12.043	4.644	18.575
LoB2B3C3	3.890	4.383	3.890	9.545	7.670	9.545	1.000	0.250	5.150	7.824	19.085	12.562	2.439	9.757
LoC3C2B2	7.670	9.550	7.670	4.380	3.890	4.380	1.000	0.250	6.410	6.103	14.909	15.659	2.443	9.771
LoC1C3E3	7.670	0.000	7.670	9.545	17.840	9.545	1.000	0.250	11.060	6.363	77.213	134.203	12.134	48.536
LoE3E1C1	17.840	9.545	17.840	0.000	7.670	0.000	1.000	0.250	14.450	3.182	38.607	175.337	12.134	48.536
LoB1B2L2	3.890	0.000	3.890	4.380	5.780	4.380	1.000	0.250	4.520	2.920	3.022	4.677	1.035	4.139
LoL2L1B1	5.780	4.383	5.780	0.000	3.890	0.000	1.000	0.250	5.150	1.461	1.512	5.332	1.035	4.141

CARGA MUERTA EN LOSA NIVEL DEL UNICO									Promedios		Suma			
									9.032	4.904	206.80	380.65	40.12	162.69
ID	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	Dz	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	PESO	A
LoA1A3B3	0.000	0.000	0.000	9.550	3.890	9.550	1.000	0.350	1.297	6.367	41.391	8.430	6.501	18.575
LoB3B1A1	3.890	9.550	3.890	0.000	0.000	0.000	1.000	0.350	2.593	3.183	20.695	16.860	6.501	18.575
LoB2B3C3	3.890	4.380	3.890	9.550	7.670	9.550	1.000	0.350	5.150	7.827	26.767	17.613	3.420	9.771
LoC3C2B2	7.670	9.550	7.670	4.380	3.890	4.380	1.000	0.350	6.410	6.103	20.873	21.922	3.420	9.771
LoC1C3E3	7.670	0.000	7.670	9.550	17.840	9.550	1.000	0.350	11.060	6.367	108.212	187.983	16.997	48.562
LoE3E1C1	17.840	9.550	17.840	0.000	7.670	0.000	1.000	0.350	14.450	3.183	54.106	245.601	16.997	48.562
LoB1B2L2	3.890	0.000	3.890	4.380	5.780	4.380	1.000	0.350	4.520	2.920	4.230	6.548	1.449	4.139
LoL2L1B1	5.780	4.380	5.780	0.000	3.890	0.000	1.000	0.350	5.150	1.460	2.115	7.461	1.449	4.139

CARGA VIVA INSTANTANEAS EN LOSA NIVEL DEL UNICO									Promedios		Suma			
									9.032	4.904	158.905	292.644	32.400	162.000
ID	1X	1Y	2X	2Y	3X	3Y	Dz	Peso U	Xb	Yb	Mx	My	PESO	A
LoA1A3B3	0.000	0.000	0.000	9.545	3.890	9.545	1.000	0.200	1.297	6.363	23.627	4.815	3.713	18.565
LoB3B1A1	3.890	9.545	3.890	0.000	0.000	0.000	1.000	0.200	2.593	3.182	11.814	9.629	3.713	18.565
LoB2B3C3	3.890	4.383	3.890	9.545	7.670	9.545	1.000	0.200	5.150	7.824	15.268	10.050	1.951	9.757
LoC3C2B2	7.670	9.545	7.670	4.383	3.890	4.383	1.000	0.200	6.410	6.103	11.910	12.509	1.951	9.757
LoC1C3E3	7.670	0.000	7.670	9.545	17.840	9.545	1.000	0.200	11.060	6.363	61.771	107.362	9.707	48.536
LoE3E1C1	17.840	9.545	17.840	0.000	7.670	0.000	1.000	0.200	14.450	3.182	30.885	140.270	9.707	48.536
LoB1B2L2	3.890	0.000	3.890	4.383	5.780	4.380	1.000	0.200	4.520	2.922	2.420	3.744	0.828	4.141
LoL2L1B1	5.780	4.383	5.780	0.000	3.890	0.000	1.000	0.200	5.150	1.461	1.210	4.266	0.828	4.141

CARGA DE PAREDES DEL UNICO NIVEL									Promedio		Suma			
									9.199	5.509	252.39	421.12	45.89	
ID	X1	Y1	Z1	X2	Y2	Z2	Dz	PesoU	Xb	Yb	Mx	My	Peso	A
PaA1E1	0.000	0.000	3.000	17.840	0.000	3.000	17.840	0.300	8.920	0.000	0.000	143.220	16.056	53.520
PaA3E3	0.000	9.545	4.432	17.840	9.545	4.430	17.840	0.300	8.920	9.545	226.306	211.487	23.709	79.031
PaC1C2	7.670	0.000	3.000	7.670	4.380	3.660	4.380	0.040	7.670	2.262	1.320	4.475	0.583	14.585
PaD1D2	12.990	0.000	3.000	12.990	4.380	3.660	4.380	0.040	12.990	2.262	1.581	7.580	0.699	17.469
PaA2E2	0.000	4.380	3.658	17.840	4.380	3.660	17.840	0.040	8.920	4.380	11.440	23.280	2.612	65.294
PaChfh	7.670	1.840	3.280	9.510	1.840	3.280	1.840	0.040	8.590	1.840	0.444	2.074	0.241	6.035
Paf1fh	9.510	0.000	3.000	9.510	1.840	3.280	1.840	0.040	9.510	0.934	0.216	2.198	0.231	5.778
PaDhgh	12.990	1.840	3.280	14.830	1.840	3.280	1.840	0.040	13.910	1.840	0.444	3.358	0.241	6.035
Pag1gh	14.830	0.000	3.000	14.830	1.840	3.280	1.840	0.040	14.830	0.934	0.216	3.427	0.231	5.778
PajiEi	14.190	7.545	4.130	17.840	7.550	4.430	3.650	0.040	16.015	7.545	4.549	9.657	0.603	15.075
Pajij3	14.190	7.545	4.130	14.190	9.550	4.430	2.000	0.040	14.190	8.559	2.938	4.871	0.343	8.581
pakik3	16.040	7.545	4.130	16.040	9.550	4.430	2.000	0.040	16.040	8.559	2.938	5.494	0.343	8.581

CARGA DE VENTANA DEL UNICO NIVEL										Promedio		Suma			
										8.339	4.77	-20.62	-36.63	-4.32	17.99
ID	X1	Y1	Z1	X2	Y2	Z2	Dz	PesoU	(-)PesoU	Xb	Yb	Mx	My	Peso	A
VenA1X	1.170	0.000	1.300	2.900	0.000	1.300	1.730	0.060	0.300	2.035	0.000	0.000	-1.098	-0.540	2.249
VenA1X	5.060	0.000	1.300	6.790	0.000	1.300	1.730	0.060	0.300	5.925	0.000	0.000	-3.198	-0.540	2.249
VenA1X	9.750	0.000	1.300	11.200	0.000	1.300	1.730	0.060	0.300	10.475	0.000	0.000	-5.654	-0.540	2.249
VenA1X	14.640	0.000	1.300	16.360	0.000	1.300	1.730	0.060	0.300	15.500	0.000	0.000	-8.366	-0.540	2.249
VenA3X	1.170	9.550	1.300	2.900	9.550	1.300	1.730	0.060	0.300	2.035	9.550	-5.155	-1.098	-0.540	2.249
VenA3X	5.060	9.550	1.300	6.790	9.550	1.300	1.730	0.060	0.300	5.925	9.550	-5.155	-3.198	-0.540	2.249
VenA3X	9.750	9.550	1.300	11.200	9.550	1.300	1.730	0.060	0.300	10.475	9.550	-5.155	-5.654	-0.540	2.249
VenA3X	14.640	9.550	1.300	16.360	9.550	1.300	1.730	0.060	0.300	15.500	9.550	-5.155	-8.366	-0.540	2.249

RESUMEN DE CARGAS GRAVITACIONALES					
Tipo de Elemento	Xb	Yb	Mx	My	Peso
Columnas	7.065	3.869	125.357	228.906	27.000
Vigas	8.712	4.704	128.583	238.143	27.336
Techo	8.920	4.773	30.069	56.200	6.300
Losas	9.032	4.904	206.800	380.650	40.120
Paredes	9.199	5.509	252.392	421.120	45.894
Puertas	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Ventanas	8.339	4.773	-20.619	-36.634	-4.318
Totales	8.690	4.873	722.581	1288.386	142.332

Carga Muerta, CM	8.690	4.873	722.581	1288.386	142.332
Carga Viva, CV	9.032	4.904	198.665	365.831	40.505
Carga de Servicio	8.689	4.889	921.246	1654.217	181.578

Carga viva instantanea	9.032	4.904	158.905	292.644	32.400
CM+Cvinst	8.861	4.889	881.486	1581.030	174.732

CALCULO DE CENTRO DE MASA				
Carga muerta	142.332	Ton	0.836	Ton/m2
Xbm	8.690	m		
Ybm	4.873	m		
Carga viva Ins	32.400	Ton	0.190	Ton/m2
Xbv	9.032	m		
Ybv	4.904	m		
Carga viva	40.505	Ton	0.238	Ton/m2
Xbv	9.032	m		
Ybv	4.904	m		
Carga de servicio	181.578	Ton	1.066	Ton/m2
Xbs	8.689	m		
Ybs	4.889	m		

Area en planta	m2	170.283
----------------	----	---------

5.1.4 Cálculo de rigidez

Para el cálculo de la rigidez se asumió una fuerza horizontal de 1 tonelada aplicada en los nudos de cada pórtico, para posteriormente calcular los desplazamientos de cada nudo mediante el uso del programa marco2d.

Para el cálculo de las rigideces se utilizaron las siguientes propiedades de los elementos.

Dimensiones de las vigas 45cm x 30cm

Dimensiones de las columnas 50cm x 40cm

Área de columna = 2000cm².

Módulo de elasticidad del concreto = 218,819.7889 kg/cm²

Momento de inercia de las columnas = 266,666.67cm⁴

Área de las vigas = 1350 cm²

Momento de inercia de las vigas = 227,812.5cm⁴.

A continuación se representan gráficamente los pórticos de cada cuerpo sometidos a una fuerza horizontal de 1ton aplicadas en cada uno de los nudos y de igual manera se muestra los desplazamientos de cada uno de los nudos.

5.1.4.1 Cuerpo 1 y 3

El siguiente cálculo es para los Pórtico A1-B1, A2-B2, A3-B3, A4-B4, A5-B5, que se representa en la *figura 5.3* (para mejor comprensión ver *figura 5.1*).

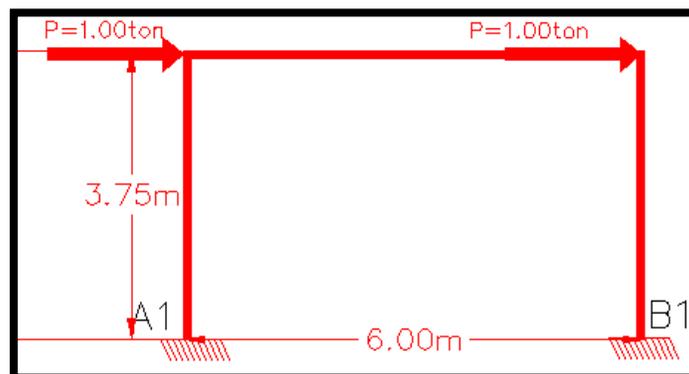


Figura 5.3 Pórticos A1-B1 A2-B2, A3-B3, A4-B4, A5-B5, sin escala.

Nodos	Coordenadas		Desplazamiento "X"
	x(cm)	y(cm)	
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	375.000	0.129
3	600.000	375.000	0.129
4	600.000	0.000	0.000

$$Rigidez = \frac{\sum F=v}{\Delta_{promedio}} = \frac{2000\text{kg}}{0.129\text{cm}} = 15503.88\text{kg/cm} = 15.50\text{Ton/cm}$$

El siguiente cálculo es para los Pórticos A1-A5, B1-B5 que se representa en la figura 5.4 (para mejor comprensión ver figura 5.1).

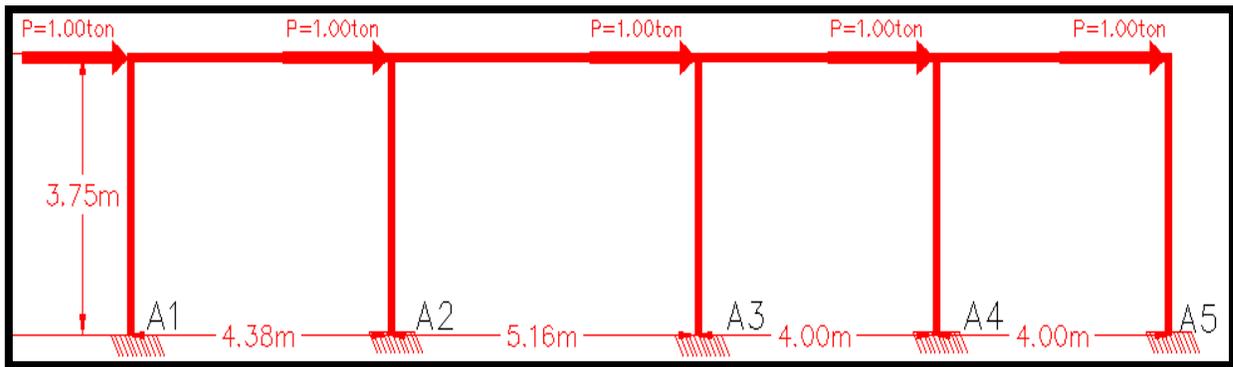


Figura 5.4 Pórticos A1-A5, B1-B5, sin escala.

Nodos	Coordenadas		Desplazamiento "X"
	x(cm)	y(cm)	
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	375.000	0.106
3	438.000	375.000	0.106
4	438.000	0.000	0.000
5	954.000	375.000	0.106
6	954.000	0.000	0.000
7	1354.000	375.000	0.106
8	1354.000	0.000	0.000
9	1755.000	375.000	0.106
10	1755.000	0.000	0.000

$$Rigidez = \frac{\Sigma F=v}{\Delta_{promedio}} = \frac{5000kg}{0.106cm} = 47169.81kg/cm = 47.17Ton/cm$$

Tabla 5.1 Resumen de datos del cuerpo 1 y 3

PORTICO	RIGIDEZ	UNIDAD
A	47.17	Ton/cm
B	47.17	Ton/cm
1	15.5	Ton/cm
2	15.5	Ton/cm
3	15.5	Ton/cm
4	15.5	Ton/cm
5	15.5	Ton/cm

5.1.4.2 cuerpo 2

El siguiente cálculo es para los Pórticos A1-A3, B1-B3, C1-C3, D1-D3, E1-E3, que se representa en la *figura 5.5* (para mejor comprensión ver *figura 5.2*).

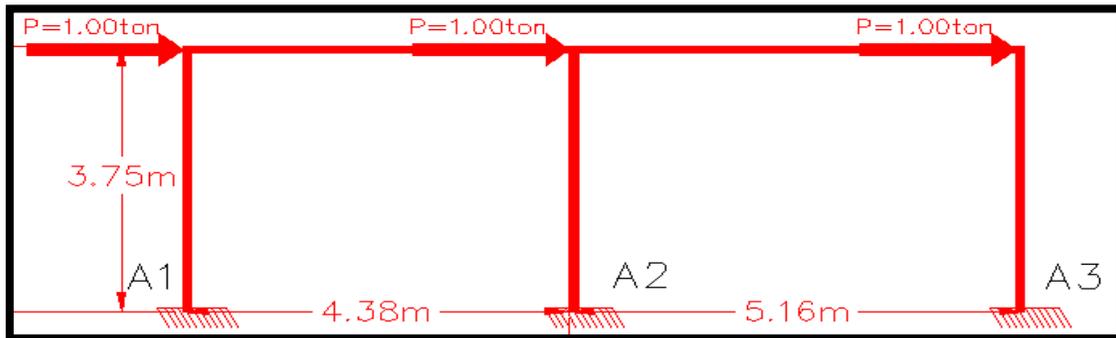


Figura 5.5 Pórticos A1-A3, B1-B3, C1-C3, D1-D3, E1-E3; sin escala.

Nodos	Coordenadas		Desplazamiento
	x(cm)	y(cm)	"X"
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	375.000	0.114
3	438.000	375.000	0.144
4	438.000	0.000	0.000
5	955.000	375.000	0.114
6	955.000	0.000	0.000

$$Rigidez = \frac{\sum F=v}{\Delta_{promedio}} = \frac{3000\text{kg}}{0.114\text{cm}} = 26315.789\text{kg/cm} = 26.32\text{Ton/cm}$$

El siguiente cálculo es para los Pórticos Pórtico A1-E1, A2-E2, A3-E3, que se representa en la *figura 5.6* (para mejor comprensión ver *figura 5.2*).

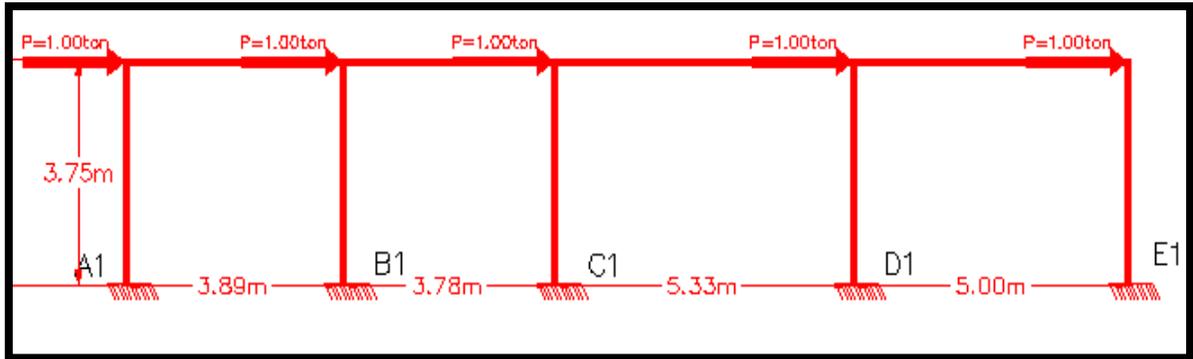


Figura 5.6 Pórticos A1-E1, A2-E2, A3-E3; sin escala.

Nodos	Coordenadas		Desplazamiento
	x(cm)	y(cm)	"X"
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	375.000	0.106
3	389.000	375.000	0.106
4	389.000	0.000	0.000
5	767.000	375.000	0.106
6	767.000	0.000	0.000
7	1299.000	375.000	0.106
8	1299.000	0.000	0.000
9	1784.000	375.000	0.106
10	1784.000	0.000	0.000

$$Rigidez = \frac{\sum F=v}{\Delta_{promedio}} = \frac{5000\text{kg}}{0.106\text{cm}} = 47169.81\text{kg/cm} = 47.17\text{Ton/cm}$$

Tabla 5.2 Resumen de datos del cuerpo 2

PORTICO	RIGIDEZ	UNIDAD
A	26.32	Ton/cm
B	26.32	Ton/cm
C	26.32	Ton/cm
D	26.32	Ton/cm
E	26.32	Ton/cm
1	47.17	Ton/cm
2	47.17	Ton/cm
3	47.17	Ton/cm

5.1.5 Análisis sísmico estático

Por el área de ubicación del proyecto en cuestión dentro del mapa de riesgo sísmico presentado en la NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO POR SISMO, este se encuentra dentro de la zona 2, con un factor de zonificación sísmica $A = 0.30$. El perfil del suelo utilizado es S3 con coeficientes de sitio iguales a: $C_0 = 3.0$ y $T_0 = 0.60$.

Nota: para el perfil de suelo asumimos S3 debido a que no contamos con un estudio de suelo.

De acuerdo al uso de la edificación, está se clasifica en el grupo de importancia III con un factor de importancia 1 y le corresponde un factor de modificación $R = 5$.

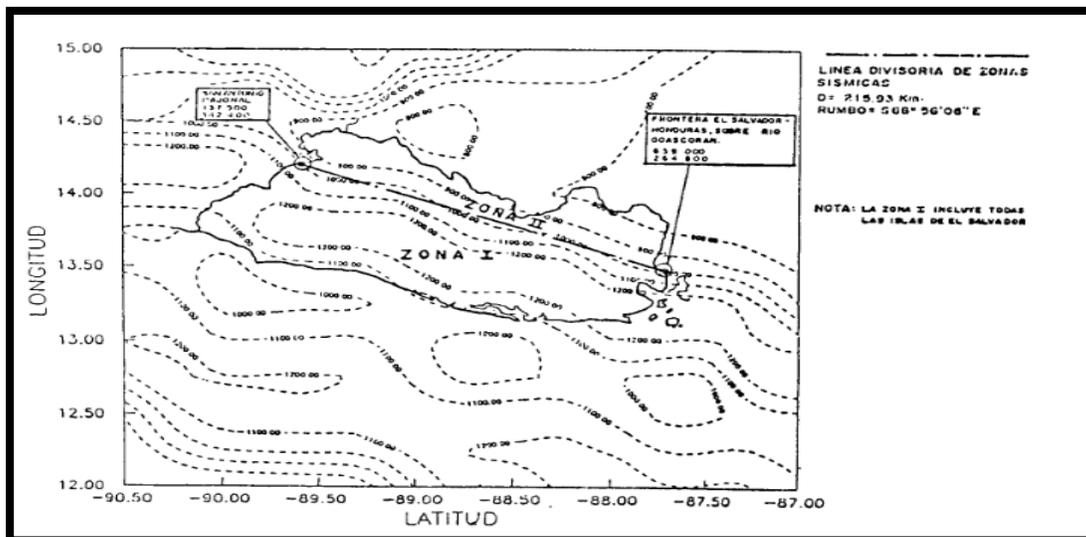


Figura 5.7 Mapa de zonificación sísmica de El Salvador

De forma resumida, la fórmula para la determinación del coeficiente sísmico (Cs) y el cortante basal de diseño es la siguiente:

$$V = C_s * W$$

$$C_s = [(A * I * C_o) / R].$$

5.1.5.1 Análisis sísmico estático cuerpo 1 y 3

PROYECTO: OFICINAS ATHOLCIM	
ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO CUERPO1	
Dirección	Metapán
Uso	Oficinas
Estructuración	Pórticos

Co	3.00	I	1.000	A	0.300
R	5.00	To	0.600	Cd	5.000
hn	3.75	Ct	0.049	T	0.600
Cs	0.18	Lxmáx	6.000	Lymáx	17.545

Cálculo del peso sísmico						
Nivel	CM	CV	CS	Área	Ws	
1	1..143	0.2	1.343	105.27	141.332	t/m2
					141.332	t/m3

Vs	25.440	Ton	
Ft	0.000	Ton	V-Ft =0

Distribucion vertical del cortante sísmico					
Nivel	W	H	W.H	F	V
1	141.332	3.75	529.995	25.440	25.440
			529.995		

Distribución horizontal del cortante sísmico								
Nivel	F	Xm	Ym	Xm*F	Ym*F	V	Xc	Yc
1	25.440	2.439	8.337	62.0475746	212.09128	25.440	2.439	8.337

Centro de torsión y cálculo de excentricidades						
Nivel	Xt	Yt	ex1	ex2	ey1	ey2
1	3	9	-0.26	-0.86	0.21	-1.54

Cálculo de momentos torsionantes desfavorable									
Nivel	ex1	ex2	ey1	ey2	V	Mtx1	Mtx2	Mty1	Mty2
1	-0.26	-0.86	0.21	-1.54	25.440	-18.42	-33.69	11.93	-45.84

Revisión del periodo en la dirección X								
Nivel	Vx	Rx	Δ	Δx	Δ_{adm}	δx	$F_i \cdot \delta_i$	$W_i \cdot \delta_{2i}$
1	25.440	77.50	0.33	1.64	5.63	0.33	8.35	15.23
							8.35	15.23

Ft	δn	g
0.000	0.328	981

Tx	0.27	Seg	<	0.7	Seg

Revisión del periodo en la dirección Y								
Nivel	Vx	Ry	Δ	Δx	Δ_{adm}	δx	$F_i \cdot \delta_i$	$W_i \cdot \delta_{2i}$
1	25.440	94.340	0.270	1.350	5.625	0.270	6.860	10.277

Ft	δn	g
0.000	0.27	981

Tx	0.25	Seg	<	0.7	Seg

Distribución del cortante por traslación										
Pórtico/Muro	Rx	Ry	x	y	Rx*y	Ry*x	Vt	d	Angulo	Portico/Muro
1.000	15.500		3.000	0.000	0.000	0.000	5.088	-9.004	0.000	1
2.000	15.500		3.000	4.383	67.929	0.000	5.088	-4.621	0.000	2
3.000	15.500		3.000	9.545	147.948	0.000	5.088	0.541	0.000	3
4.000	15.500		3.000	13.545	209.948	0.000	5.088	4.542	0.000	4
5.000	15.500		3.000	17.545	271.948	0.000	5.088	8.542	0.000	5
A		47.170	0.000	8.773	0.000	0.000	12.719	3.000	1.571	A
B		47.170	6.000	8.773	0.000	283.020	12.719	-3.000	1.571	B
	77.5	94.34	3	9	697.771	283.02				
			xt	yt						

Distribución final del cortante, nivel uno										
Pórtico/Muro	R	d	d*R	(d^2)*R	Mtx	Mty	Mr	Vr	Vf	Portico/Muro
1.000	15.500	-9.004	-139.562	1256.616	-33.690	-45.840	-47.442	1.701	3.789	1
2.000	15.500	-4.621	-71.626	330.981	-33.690	-45.840	-47.442	0.873	5.961	2
3.000	15.500	0.541	8.386	4.537	-18.420	11.930	-14.845	-0.032	5.088	3
4.000	15.500	4.542	70.401	319.761	-18.420	11.930	-14.845	-0.269	5.088	4
5.000	15.500	8.542	132.401	1130.969	-18.420	11.930	-14.845	-0.505	5.088	5
A	47.170	3.000	141.510	424.530	-18.420	11.930	6.406	0.233	12.952	A
B	47.170	-3.000	-141.510	424.530	-22.690	-45.840	-55.951	2.035	14.754	B

✓ Revisión del coeficiente de estabilidad

$$\theta = \frac{Px\Delta}{Vxhsx Cd} \quad \theta_{m\acute{a}x} = 0.14$$

$\theta = 0.10 < \theta_{m\acute{a}x}$ No necesita análisis P- Delta

5.1.5.2 Análisis sísmico estático cuerpo 2.

PROYECTO: OFICINAS ATHOLCIM	
ANALISIS SISMICO ESTATICO CUERPO2	
Dirección	Metapán
Uso	Oficinas
Estructuración	Pórticos

Co	3.00	I	1.000	A	0.300
R	5.00	To	0.600	Cd	5.000
hn	3.75	Ct	0.049	T	0.600
Cs	0.18	Lxmáx	17.840	Lymáx	9.545

Cálculo del peso sísmico						
Nivel	CM	CV	CS	Área	Ws	
1	0.876	0.196	1.066	170.283	181.578	t/m2
					181.578	t/m3

Vs	32.684	Ton
Ft	0.000	Ton

$$V-Ft=0$$

Distribución vertical del cortante sísmico					
Nivel	W	H	W.H	F	V
1	181.578	3.75	680.918	32.684	32.684
			680.918		

Distribución horizontal del cortante sísmico								
Nivel	F	Xm	Ym	Xm*F	Ym*F	V	Xc	Yc
1	32.684	8.689	4.841	284.0	158.2	32.684	8.689	4.841

Centro de torsión y cálculo de excentricidades						
Nivel	Xt	Yt	ex1	ex2	ey1	ey2
1	0.00	0.00	9.58	7.80	5.32	4.36

Cálculo de momentos torsionantes desfavorable									
Nivel	ex1	ex2	ey1	ey2	V	Mtx1	Mtx2	Mty1	Mty2
1	9.58	7.8	5.32	4.36	32.684	365.3	306.99	267.76	236.56

Revisión del periodo en la dirección X								
Nivel	Vx	Rx	Δ	Δx	Δ_{adm}	δx	$F_i \cdot \delta_i$	$W_i \cdot \delta_{2i}$
1	32.684	141.51	0.23	1.15	5.63	0.23	7.55	9.690
							7.55	9.69

Ft	δn	g
0.000	0.231	981

Tx	0.23	Seg	<	0.7	Seg
----	------	-----	---	-----	-----

Revisión del periodo en la dirección Y								
Nivel	Vx	Ry	Δ	Δx	Δ_{adm}	δx	$F_i \cdot \delta_i$	$W_i \cdot \delta_{2i}$
1	32.684	131.600	0.25	1.350	5.630	0.25	8.12	11.200

Ft	δn	g
0.000	0.25	981

Tx	0.24	Seg	<	0.7	Seg
----	------	-----	---	-----	-----

Distribución del cortante por traslación										
Pórtico/Muro	Rx	Ry	x	y	Rx*y	Ry*x	Vt	d	Angulo	Pórtico/Muro
1.000	47.170		0.000	0.000	0.000	0.000	10.895	0.000	0.000	1.000
2.000	47.170		0.000	0.000	0.000	0.000	10.895	0.000	0.000	2.000
3.000	47.170		0.000	0.000	0.000	0.000	10.895	0.000	0.000	3.000
A		26.320	0.000	0.000	0.000	0.000	6.537	0.000	1.571	A
B		26.320	0.000	0.000	0.000	0.000	6.537	0.000	1.571	B
C		26.320	0.000	0.000	0.000	0.000	6.537	0.000	1.571	C
D		26.320	0.000	0.000	0.000	0.000	6.537	0.000	1.571	D
E		26.320	0.000	0.000	0.000	0.000	6.537	0.000	1.571	E
	141.510	131.600	0.000	0.000	0.000	0.000				
			xt	yt						

Distribución final del cortante, nivel uno										
Pórtico/Muro	R	d	d*R	(d^2)*R	Mtx	Mty	Mr	Vr	Vf	Portico/Muro
1.000	47.170	0.000	0.000	0.000	306.990	236.560	377.962	-28.748	10.895	1.000
2.000	47.170	0.000	0.000	0.000	306.990	236.560	377.962	-28.748	10.895	2.000
3.000	47.170	0.000	0.000	0.000	306.990	236.560	377.962	-28.748	10.895	3.000
A	26.320	0.000	0.000	0.000	306.990	236.560	377.962	0.000	6.537	A
B	26.320	0.000	0.000	0.000	306.990	236.560	377.962	0.000	6.537	B
C	26.320	0.000	0.000	0.000	306.990	236.560	377.962	0.000	6.537	C
D	26.320	0.000	0.000	0.000	306.990	236.560	377.962	0.000	6.537	D
E	26.320	0.000	0.000	0.000	306.990	236.560	377.962	0.000	6.537	E

✓ Revisión del coeficiente de estabilidad

$$\theta = \frac{Px\Delta}{Vxhsx Cd} \quad \theta_{m\acute{a}x} = 0.14$$

$\theta = 0.07 < \theta_{m\acute{a}x}$ No necesita análisis P- Delta.

5.1.6 Cargas aplicadas a la estructura.

A continuación se describen las cargas vivas y muertas aplicadas a cada elemento estructural de los cuerpos 1-2, dichas cargas fueron calculadas tomando en cuenta la configuración de cada elemento estructural a ser cargado.

5.1.6.1 cuerpo 1 y 3

CARGA MUERTA, VIVA Y SISMICA EN EL ENTREPISO				
PORTICOS	TRAMO DE VIGA	CARGA MUERTA(Ton/m)	CARGA VIVA(Ton/m)	P.sismico c/nodo(Ton)
1	A1-B1	2.116	0.548	3.390
2	A2-B2	1.940	1.193	2.980
3	A3-B3	1.873	1.145	2.540
4	A4-B4	1.670	1.000	2.540
5	A5-B5	2.119	0.500	2.540
A	A1-A2	1.493	0.000	2.590
	A2-A3	1.493	0.000	2.590
	A3-A4	1.493	0.000	2.590
	A4-A5	1.493	0.000	2.590
B	B1-B2	0.419	0.000	2.590
	B2-B3	0.419	0.000	2.590
	B3-B4	1.419	0.000	2.590
	B4-B5	1.419	0.000	2.590

Tabla 5.3 Cargas vivas y muertas aplicadas sobre el cuerpo 1 y 3

Carga puntuales sobre las columnas		
ID	Carga viva(Ton)	Carga muerta(Ton)
A1	0.190	1.950
A2	0.270	2.110
A3	0.270	2.100
A4	0.250	2.070
A5	0.150	1.940
B1	0.150	1.950
B2	0.270	2.070
B3	0.270	2.100
B4	0.250	2.070
B5	0.150	1.940

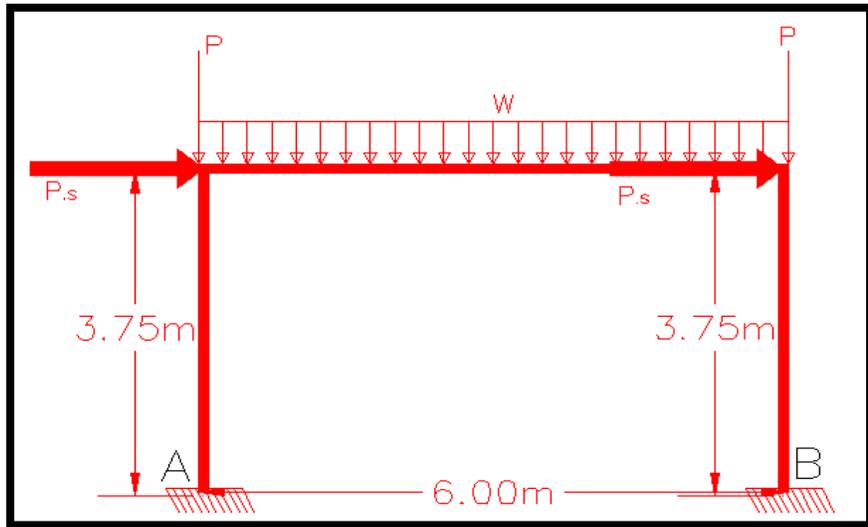


Figura 5.8 Modelo de pórtico en la dirección "X", sin escala.

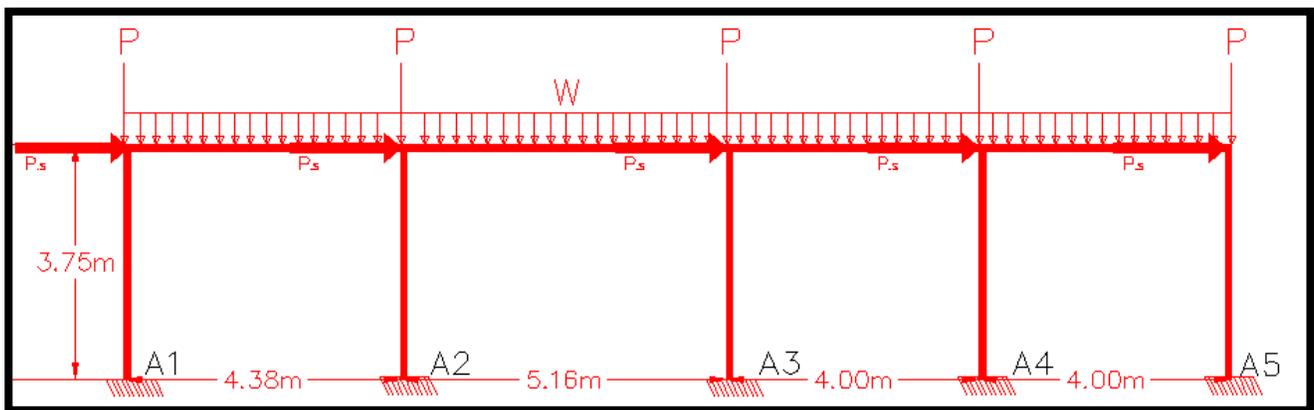


Figura 5.9 Modelo de pórtico en la dirección "Y", sin escala.

5.1.6.2 cuerpo 2

CARGAS MUERTAS y VIVAS EN EL ENTREPISO				
EJE	VIGA	CARGA MUERTA(Ton)	CARGA VIVA(Ton)	P.sismico c/nodo(Ton)
1	A1-B1	1.170	0.000	2.179
	B1-C1	1.170	0.000	2.179
	C1-D1	1.940	0.550	2.179
	D1-E1	1.940	0.550	2.179
2	A2-B2	0.420	0.000	2.179
	B2-C2	0.420	0.000	2.179
	C2-D2	2.090	1.190	2.179
	D2-E2	2.090	1.190	2.179
3	A3-B3	1.600	0.000	2.179
	B3-C3	1.600	0.000	2.179
	C3-D3	2.500	0.650	2.179
	D3-E3	2.500	0.650	2.179
A	A1-A2	0.950	0.490	2.179
	A2-A3	0.950	0.490	2.179
B	B1-B2	1.610	0.960	2.179
	B2-B3	1.610	0.960	2.179
C	C1-C2	0.930	0.470	2.179
	C2-C3	0.930	0.470	2.179
D	D1-D2	0.270	0.000	2.179
	D2-D3	0.270	0.000	2.179
E	E1-E2	1.260	0.000	2.179
	E2-E3	1.260	0.000	2.179

Tabla 5.4 Cargas vivas y muertas aplicadas sobre el cuerpo 2

CUERPO 2		
Cargas puntuales sobre las columnas		
ID	Carga viva(Ton)	Carga muerta(Ton)
A1	0.150	1.900
A2	0.270	2.010
A3	0.170	1.910
B1	0.300	1.990
B2	0.540	2.190
B3	0.350	2.010
C1	0.300	2.010
C2	0.540	2.250

C3	0.350	2.040
D1	0.300	2.040
D2	0.540	2.300
D3	0.350	2.070
E1	0.150	1.920
E2	0.270	2.050
E3	0.170	1.940

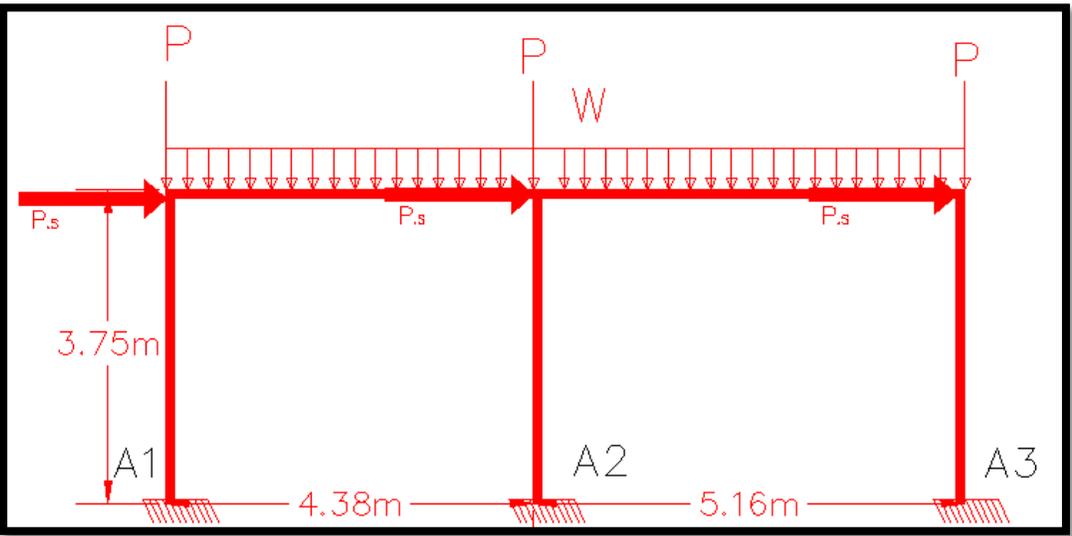


Figura 5.10 Modelo de pórtico en la dirección "Y", sin escala.

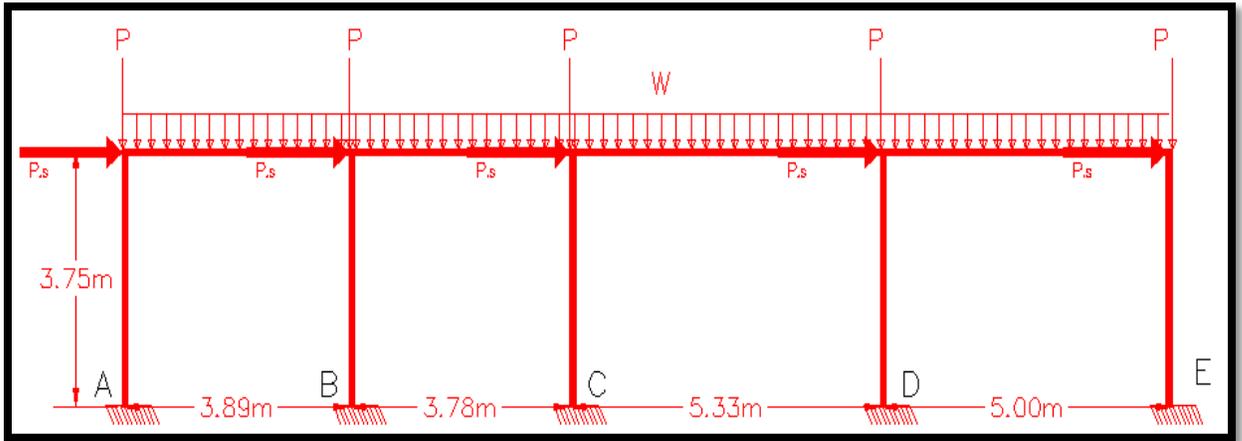


Figura 5.11 Modelo de pórtico en la dirección "X", sin escala.

5.1.6.3 Calculo de cargas y momento en cada columna cuerpo1-2

A partir de la carga viva, carga muerta y los cortantes finales calculados en el paso anterior procedemos al análisis de los pórticos que se encuentran en la dirección “x” e “y” de los cuerpos 1 y 2.

Dimensiones de las vigas 25cm x 45cm

Dimensiones de las columnas 50cm x 40cm

Área de columna = 2000cm².

Módulo de elasticidad del concreto = 218,819.7889 kg/cm²

Momento de inercia de las columnas = 266,666.67cm⁴

Área de las vigas = 1125 cm²

Momento de inercia de las vigas = 189843.75cm⁴.

RESUMEN DE CARGAS EN CADA COLUMNAS CUERPO 1 y 3												
Columnas	Sobre el eje "x"			Sobre el eje "y"			Sobre eje paralelo a "x"			Sobre eje paralelo a "y"		
	Pmuerta(Ton)	Pviva(Ton)	Psismo(Ton)	Pmuerta(Ton)	Pviva(Ton)	Psismo(Ton)	Mmuerta(ton-m)	Mviva(ton-m)	Msismo(ton-m)	Mmuerta(ton-m)	Mviva(ton-m)	Msismo(ton-m)
A1	8.310	1.840	-1.540	5.731	0.190	-1.335	0.880	0.000	5.144	2.740	0.665	-8.100
B1	8.310	1.800	1.540	2.788	0.150	-1.520	0.228	0.000	-5.859	-2.740	-0.665	-8.100
A2	7.930	3.780	-1.354	11.896	0.270	0.566	0.169	0.000	5.886	2.347	1.415	-7.116
B2	7.930	3.780	1.354	4.095	0.270	0.644	0.037	0.000	-6.704	-2.347	-1.415	-7.116
A3	7.710	3.720	-1.160	11.054	0.270	-0.422	-0.459	0.000	5.790	2.262	1.391	-6.074
B3	7.710	3.720	1.160	5.970	0.270	-0.482	0.254	0.000	-6.597	-2.262	-1.391	-6.074
A4	7.080	3.250	-1.556	10.013	0.250	-0.290	0.179	0.000	6.042	2.020	1.210	-6.074
B4	7.080	3.250	1.556	8.133	0.250	-0.330	0.098	0.000	-6.884	-2.020	-1.210	-6.074
A5	8.300	1.650	-1.155	5.524	0.150	1.480	-0.807	0.000	5.188	2.564	0.605	-6.074
B5	8.300	1.650	-1.555	4.526	0.150	1.687	-0.543	0.000	-5.911	-2.564	-0.605	6.074

RESUMEN DE CARGAS EN CADA COLUMNAS CUERPO 1 y 3									
Columnas	Cargas totales			Momentos sobre eje paralelo a "X"			Momento sobre eje paralelo a "Y"		
	Pmuerta(ton)	Pviva(ton)	Psismo(ton)	Mmuerta(ton-m)	Mviva(ton-m)	Msismo(ton-m)	Mmuerta(ton-m)	Mviva(ton-m)	Msismo(ton-m)
A1	14.041	2.030	-2.875	0.880	0.000	5.144	2.740	0.665	-8.100
B1	11.098	1.950	0.020	0.228	0.000	-5.859	-2.740	-0.665	-8.100
A2	19.826	4.050	-0.788	0.169	0.000	5.886	2.347	1.415	-7.116
B2	12.025	4.050	1.998	0.037	0.000	-6.704	-2.347	-1.415	-7.116
A3	18.764	3.990	-1.582	-0.459	0.000	5.790	2.262	1.391	-6.074
B3	13.680	3.990	0.678	0.254	0.000	-6.597	-2.262	-1.391	-6.074
A4	17.093	3.500	-1.846	0.179	0.000	6.042	2.020	1.210	-6.074
B4	15.213	3.500	1.226	0.098	0.000	-6.884	-2.020	-1.210	-6.074
A5	13.824	1.800	0.325	-0.807	0.000	5.188	2.564	0.605	-6.074
B5	12.826	1.800	0.132	-0.543	0.000	-5.911	-2.564	-0.605	6.074

RESUMEN DE CARGAS EN CADA COLUMNAS CUERPO 2									
Columnas	Cargas totales			Momentos sobre eje paralelo a "Y"			Momento sobre eje paralelo a "X"		
	Pmuerta(ton)	Pviva(ton)	Psismo(ton)	Mmuerta(ton-m)	Mviva(ton-m)	Msismo(ton-m)	Mmuerta(ton-m)	Mviva(ton-m)	Msismo(ton-m)
A1	7.802	1.282	-2.488	0.538	0.039	-4.400	0.502	0.259	-4.673
A2	9.800	3.146	-1.012	0.290	0.083	-4.400	0.242	0.125	-5.464
A3	9.033	1.548	-0.403	0.726	0.046	-4.400	-0.653	-0.337	-4.537
B1	11.440	2.314	-0.984	-0.110	-0.001	-5.136	0.852	0.508	-4.673
B2	13.905	5.730	0.492	-0.057	-0.015	-5.136	0.411	0.245	-5.464
B3	13.837	2.817	1.101	-0.149	-0.008	-5.136	-1.107	-0.661	-4.537
C1	13.333	3.045	-0.712	0.863	0.349	-4.909	0.492	0.249	-4.673
C2	15.899	6.829	0.764	1.194	0.754	-4.909	0.237	0.120	-5.464
C3	16.143	3.634	1.373	1.083	0.412	-4.909	-0.640	-0.324	-4.537
D1	15.101	4.127	-1.530	-0.384	-0.001	-4.919	0.143	0.143	-4.673
D2	17.371	8.974	-0.054	-0.003	-0.001	-4.919	0.068	0.069	-5.464
D3	18.305	4.893	0.555	-0.005	-0.002	-4.919	-0.187	-0.186	-4.537
E1	10.535	1.497	-0.221	-1.084	-0.300	-4.279	0.666	0.000	-4.673
E2	15.208	3.130	1.255	-1.140	-0.641	-4.279	0.322	0.000	-5.464
E3	12.368	1.755	1.864	-1.400	-0.350	-4.279	-0.866	0.000	-4.537

RESUMEN DE CARGAS EN CADA COLUMNAS CUERPO 2									
Columnas	Cargas totales			Momentos sobre eje paralelo a "Y"			Momento sobre eje paralelo a "X"		
	Pmuerta(ton)	Pviva(ton)	Psismo(ton)	Mmuerta(ton-m)	Mviva(ton-m)	Msismo(ton-m)	Mmuerta(ton-m)	Mviva(ton-m)	Msismo(ton-m)
A1	7.802	1.282	-2.488	0.538	0.039	-4.400	0.502	0.259	-4.673
A2	9.800	3.146	-1.012	0.290	0.083	-4.400	0.242	0.125	-5.464
A3	9.033	1.548	-0.403	0.726	0.046	-4.400	-0.653	-0.337	-4.537
B1	11.440	2.314	-0.984	-0.110	-0.001	-5.136	0.852	0.508	-4.673
B2	13.905	5.730	0.492	-0.057	-0.015	-5.136	0.411	0.245	-5.464
B3	13.837	2.817	1.101	-0.149	-0.008	-5.136	-1.107	-0.661	-4.537
C1	13.333	3.045	-0.712	0.863	0.349	-4.909	0.492	0.249	-4.673
C2	15.899	6.829	0.764	1.194	0.754	-4.909	0.237	0.120	-5.464
C3	16.143	3.634	1.373	1.083	0.412	-4.909	-0.640	-0.324	-4.537
D1	15.101	4.127	-1.530	-0.384	-0.001	-4.919	0.143	0.143	-4.673
D2	17.371	8.974	-0.054	-0.003	-0.001	-4.919	0.068	0.069	-5.464
D3	18.305	4.893	0.555	-0.005	-0.002	-4.919	-0.187	-0.186	-4.537
E1	10.535	1.497	-0.221	-1.084	-0.300	-4.279	0.666	0.000	-4.673
E2	15.208	3.130	1.255	-1.140	-0.641	-4.279	0.322	0.000	-5.464
E3	12.368	1.755	1.864	-1.400	-0.350	-4.279	-0.866	0.000	-4.537

5.2 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

5.2.1 Techo

5.2.1.1 Diseño de viga polín C

Procedimiento de diseño de viga macomber por el método de esfuerzo admisible ASD.

✓ Cargas a considerar

Carga muerta

-Peso de lámina acanalada	11kg/m ²
-Cielo falso e instalaciones eléctricas	<u>20kg/m²</u>
Total	31kg/m ²

Iniciaremos analizando una sección de 6"x2" 4.48kg/ml

Carga vivas: Según el reglamento para la seguridad estructural de las construcciones.

Carga viva distribuida = 20kg/m²

La condición más desfavorable de carga viva está dada en este caso por la carga de montaje de 100kg.

Amplificación de carga según el método de esfuerzo admisible ASD.

$$W_a = 1.0D + 1.0L$$

$$W_a = 1.0 (D + L)$$

$$W_a = 1.0 (4.48\text{kg/m}^2 + (0.85\text{m}) (31\text{kg/m}^2))$$

$$W_a = 30.83 \text{ kg/m}$$

✓ Procedemos a descomponer la carga W_a y P_y en sus componentes principales "x" e "y" es decir " W_{ax} " e " W_{ay} ". (ver figura 5.12).

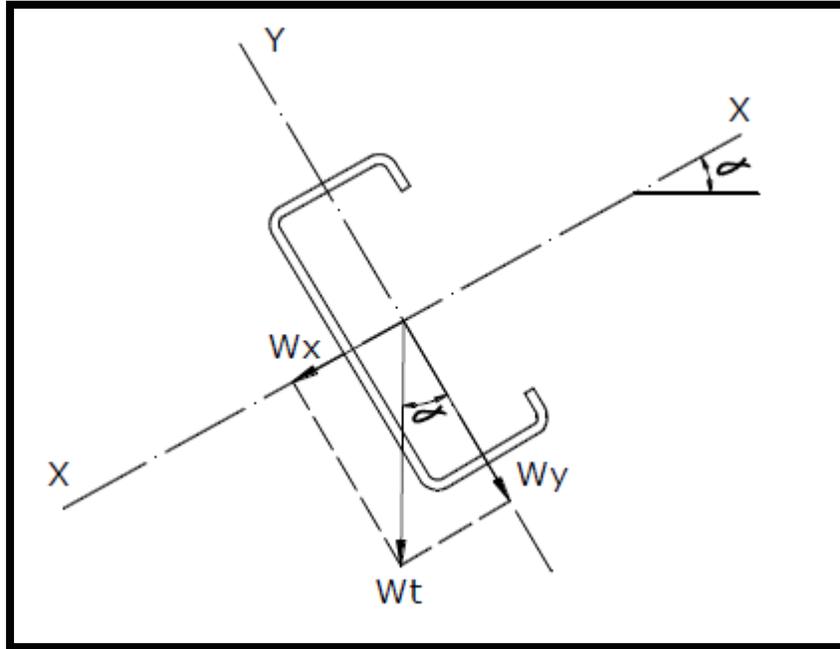


Figura 5.12 Esquema de polín C, con sus componentes e inclinación.

Descomposición de la carga aplicada al polín "C", dependiendo de su inclinación α
 $P = 15\%$

$$\theta = \text{arc tang} (15/100) = 8.53^\circ$$

$$W_{ax} = W_a \text{ sen } \alpha$$

$$W_{ay} = W_a \text{ cos } \alpha$$

$$W_{ax} = 30.83 \text{ sen } 8.53 = 4.57 \text{ kg/ml}$$

$$W_{ay} = 30.83 \text{ cos } 8.53 = 30.49 \text{ kg/ml}$$

$$P_{ax} = 100 \text{ sen } 8.53 + (20) (0.85) (5.33) \text{ sen } 8.53 = 28.27 \text{ kg}$$

$$P_{ay} = (100) (\text{cos } 8.53) + (20) (0.85) (5.33) \text{ cos } 8.53 = 188.50 \text{ kg.}$$

$$L = 5.33 / \text{cos } \alpha$$

$$L = 5.33 / \text{cos } 8.53^\circ$$

$$L = 5.40 \text{ m}$$

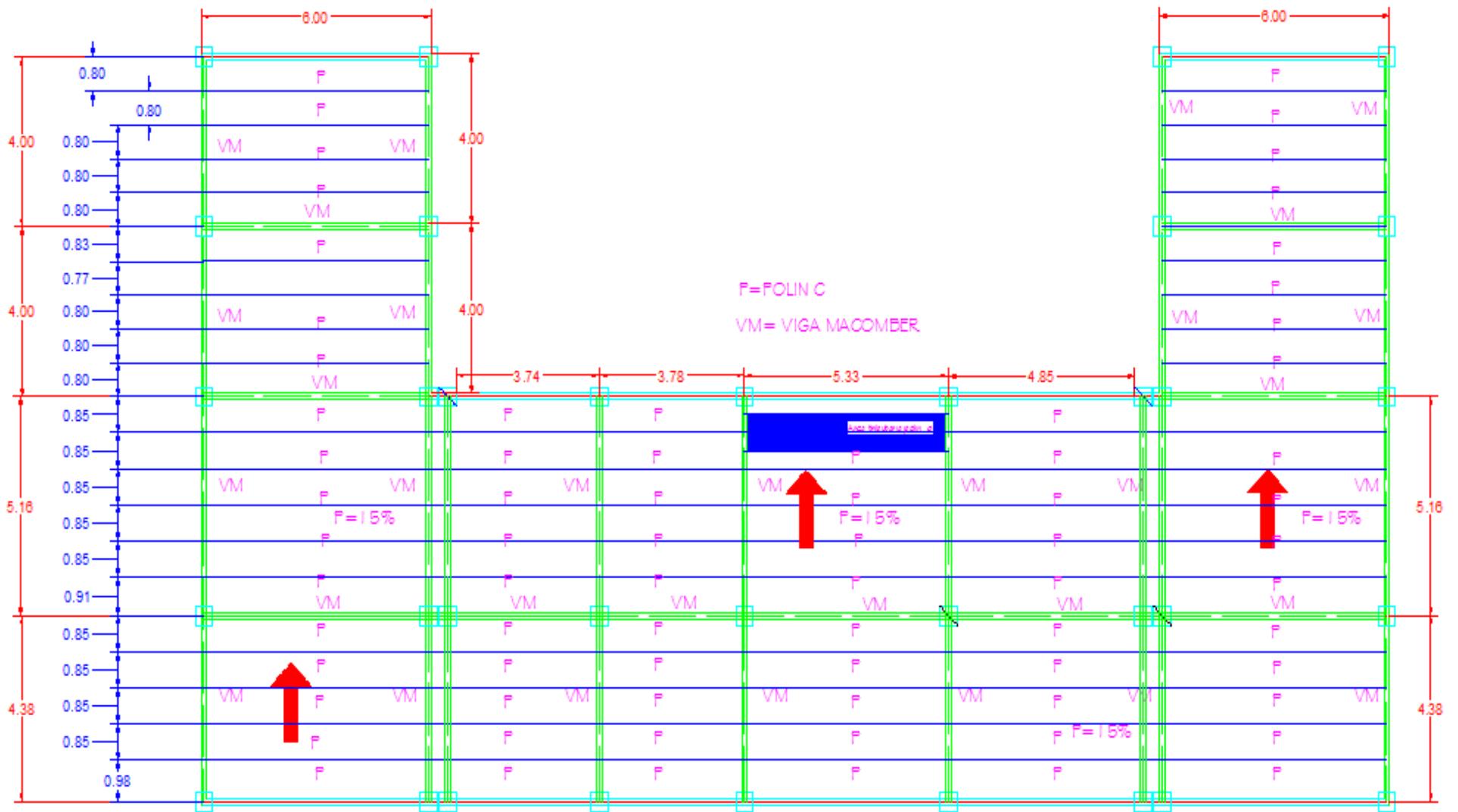


Figura 5.13 Esquema de la planta del edificio indicando los polines C y las vigas macomber

$$M_{max} = \frac{W_y L^2}{8} + \frac{P_y L}{4}$$

$$M_{max} = \frac{(30.83)(5.40^2)}{8} + \frac{(188.50)(5.40)}{4}$$

Max=366.85 kg-m

✓ Polín C a analizar.

Propiedades geométricas del polín c

6"x 2" calibre 14

Dimensiones de la sección

H=15.24cm

Área = 6.18cm²

B=5.08cm

Modulo de elasticidad (E) =2073000kg/cm²

d=1.27cm

Fy =3514kg/cm²

t=0.19cm

Eje X-X

Eje Y-Y

Ix=209.03cm⁴

Iy=18.48cm⁴

Sx=27.43cm³

Sy=1.73cm³

rx=5.82cm

ry=1.4cm

Calculo de momento alrededor del eje x

$$M_x = F_y \cdot S_x = (3514 \text{kg/cm}^2)(27.43 \text{cm}^3)$$

$$M_x = 96389.02 \text{kg-cm} = 963.8902 \text{kg-m}$$

Método ASD-----Φ=1.67

$$M_x = 963.8902 \text{kg-m} / 1.67 = 577.18 \text{kg-m}$$

577.18kg-m > 366.85 kg-m Si cumple por lo tanto el polín c a utilizar es 6"x2"
 calibre 14. Ver *figura 5.14*

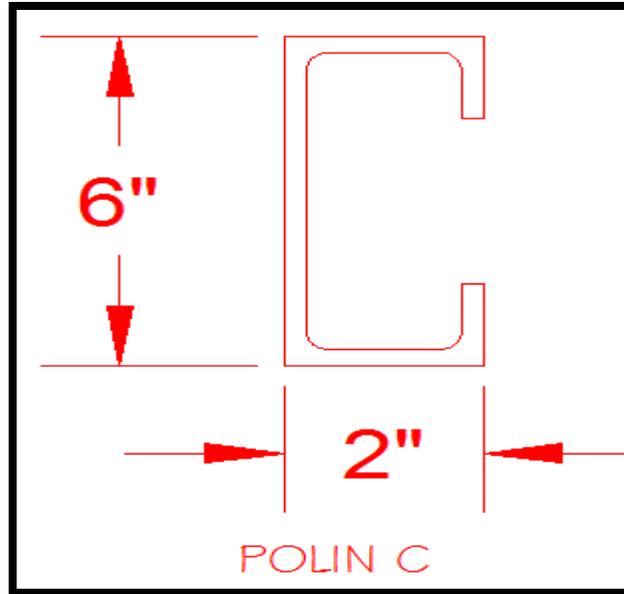


Figura 5.14 Sección transversal de polín C a utilizar

5.2.1.2 Diseño de viga Macomber

- Separación en planta de los polines 0.85m
 Separación de los polines = $0.85m / \cos 8.53^\circ$
 Separación de los polines = 0.86 mts.
- Separación en planta de los polines 0.91m
 Separación de los polines = $0.91m / \cos 8.53^\circ$
 Separación de los polines = 0.92 mts.

$$\theta = \text{arc tang} (15/100) = 8.53^\circ$$

✓ Cargas a considerar

Carga muerta

- | | |
|---------------------------------------|--|
| -Peso de lámina acanalada | $11\text{kg/m}^2 \times 0.85\text{m} = 9.35\text{kg/m}$ |
| -Cielo falso instalaciones eléctricas | <u>$20\text{kg/m}^2 \times 0.85\text{m} = 17.00\text{kg/m}$</u> |

Total 26.35kg/m

Peso del polín 6"x2" 4.48kg/ml

Carga vivas: Según el reglamento para la seguridad estructural de las construcciones.

La condición más desfavorable de carga viva está dada en este caso por la carga de montaje de 100kg.

Carga viva distribuida = 20kg/m^2

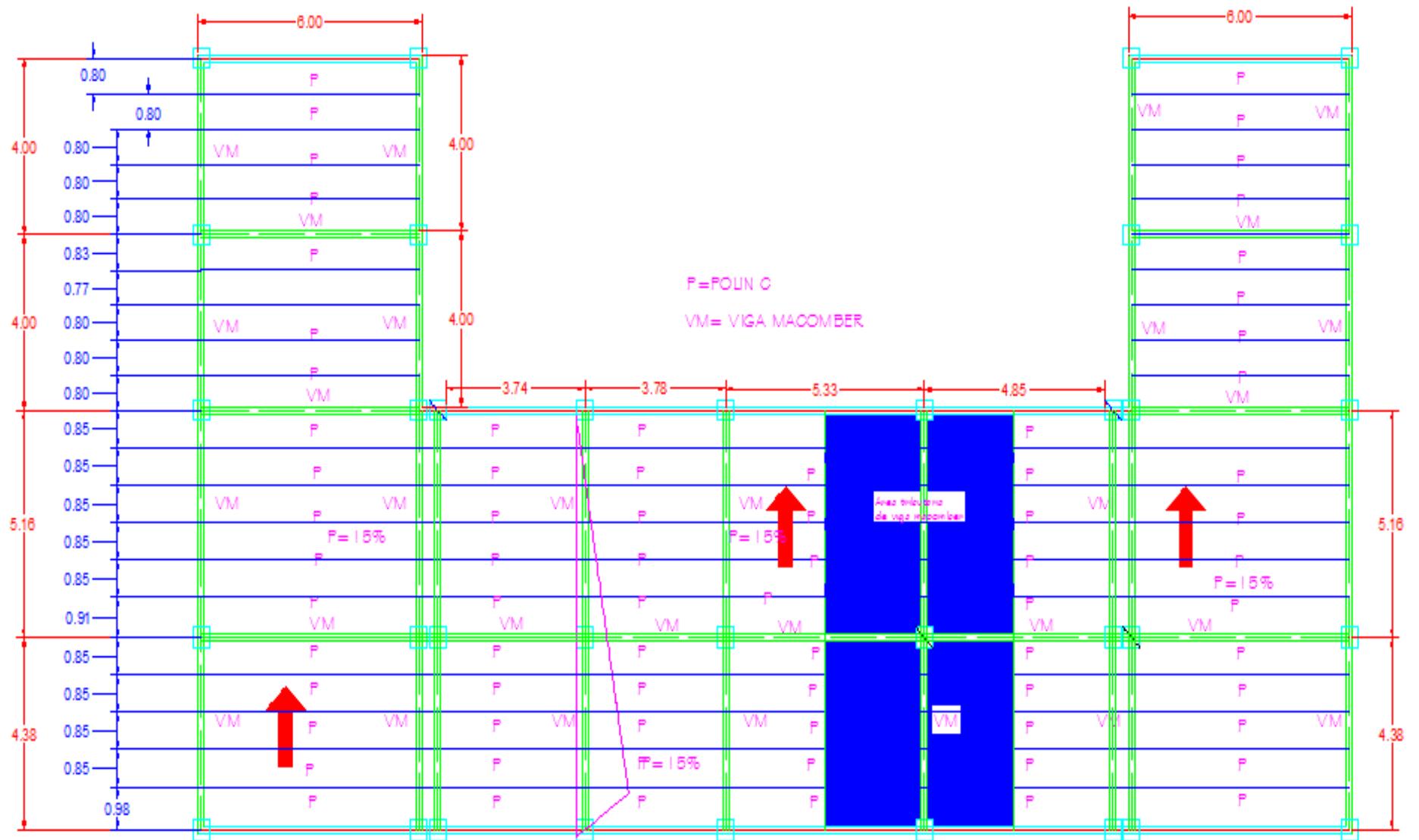


Figura 5.14 Esquema de la planta del edificio indicando la zona de análisis.

Cálculo de las cargas muertas en los nudos de la viga macomber donde se apoyan los polines.

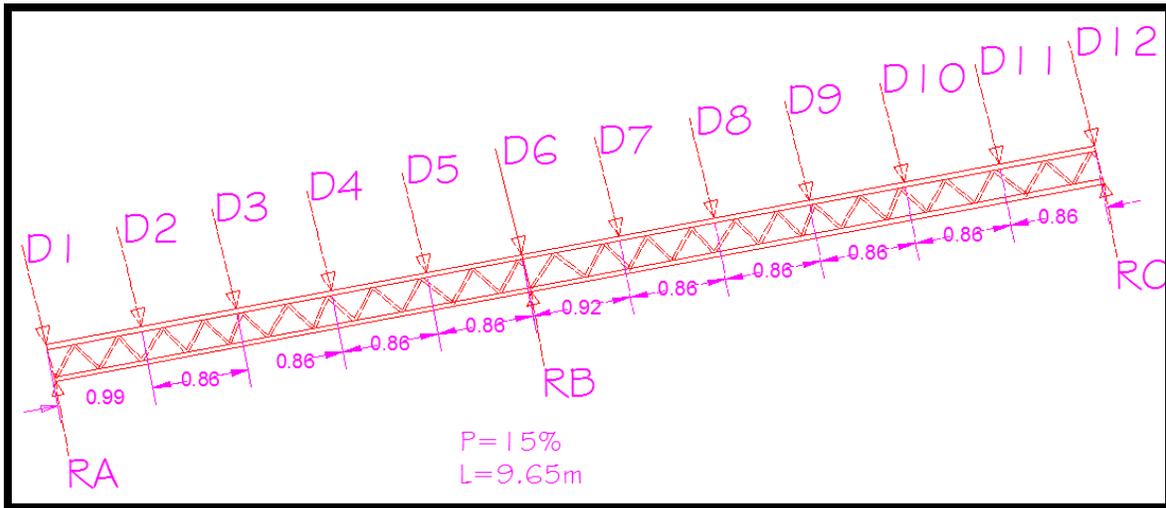


Figura 5.15 Esquema de viga macomber con pendiente e indicando la zona de apoyo de los polines.

$$D = ((2.665 \times 26.35 / 2) + ((2.425 \times 26.35) / 2))$$

$$D = 67.06 \text{ kg.}$$

Tabla 5.3 Resumen de las cargas muertas en los nudos de la viga macomber.

Cargas	Wa(kg/ml)	L2	L2	Distancia a los apoyos de la viga	Carga en el nudo(kg)
D1	26.35	2.665	2.425	0	67.06
D2	26.35	2.665	2.425	0.99	67.06
D3	26.35	2.665	2.425	1.85	67.06
D4	26.35	2.665	2.425	2.71	67.06
D5	26.35	2.665	2.425	3.57	67.06
D6	26.35	2.665	2.425	4.43	67.06
D7	26.35	2.665	2.425	5.35	67.06
D8	26.35	2.665	2.425	6.21	67.06
D9	26.35	2.665	2.425	7.07	67.06
D10	26.35	2.665	2.425	7.93	67.06
D11	26.35	2.665	2.425	8.79	67.06
D12	26.35	2.665	2.425	9.65	67.06

Cargas gravitacionales-carga viva (Lv).

$$Lv = (P/2+p/2)$$

$$Lv = 188.50 \text{ kg}$$

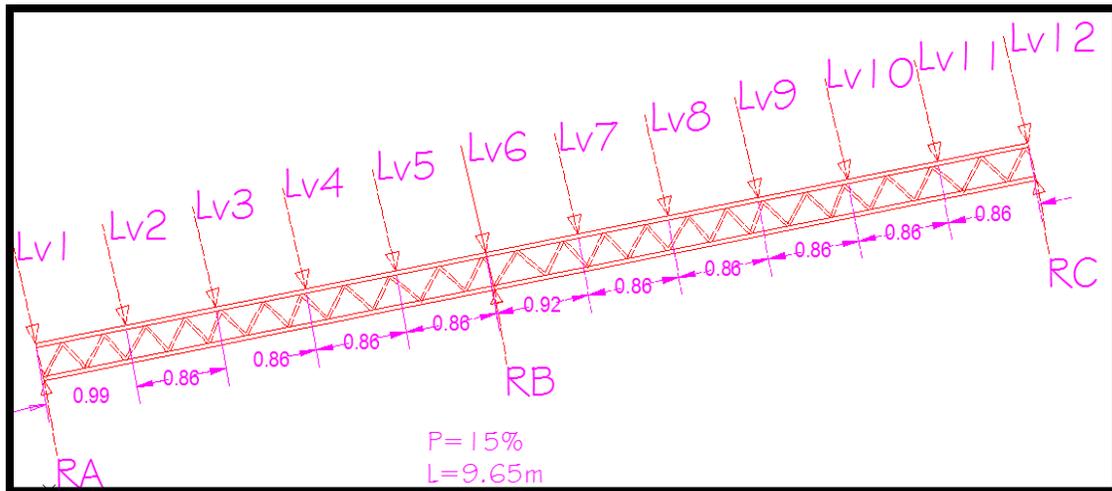


Figura 5.16 Esquema de viga macomber con pendiente e indicando las cargas.

Tabla 5.4 Resumen de las cargas vivas en los nudos de la viga macomber.

Carga	P(kg)	L1	L2	Distancia a los apoyos(m)	Carga en el nudo(kg)
Lv1	188.50	2.665	2.425	0	188.50
Lv2	188.50	2.665	2.425	0.99	188.50
Lv3	188.50	2.665	2.425	1.85	188.50
Lv4	188.50	2.665	2.425	2.71	188.50
Lv5	188.50	2.665	2.425	3.57	188.50
Lv6	188.50	2.665	2.425	4.43	188.50
Lv7	188.50	2.665	2.425	5.35	188.50
Lv8	188.50	2.665	2.425	6.21	188.50
Lv9	188.50	2.665	2.425	7.07	188.50
Lv10	188.50	2.665	2.425	7.93	188.50
Lv11	188.50	2.665	2.425	8.79	188.50
Lv12	188.50	2.665	2.425	9.65	188.50

$P1 = W_a = 1.0D + 1.0L_v$ -----Método ASD

$$P1 = (1.0) * (67.06) + (1.0) (188.50)$$

$$P1 = 255.56 \text{ kg.}$$

Cálculo de las reacciones, momento máximo y cortante máximo.

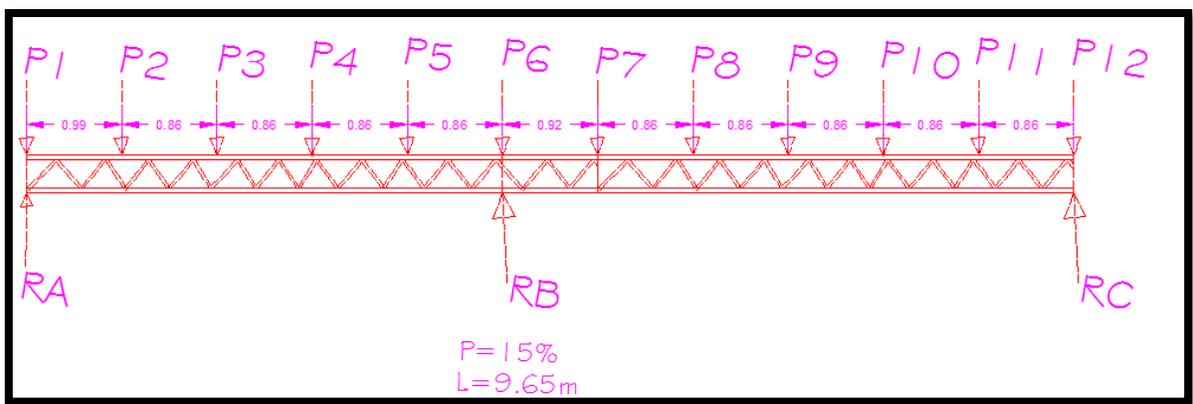


Figura 5.17 Esquema de viga macomber con pendiente e indicando las cargas y reacciones.

$$R_A = 368.69 \text{ kg}$$

$$R_B = 1161.61 \text{ kg}$$

$$R_C = 486.42 \text{ kg}$$

$$V_{\text{max}} = 521.94 \text{ kg}$$

$$M_{\text{max}} = 556.53 \text{ kg-m}$$

✓ Transformando el momento máximo al sistema inglés tenemos

$$M_{\text{max}} = 48.3042 \text{ kips - pulg}$$

$$V_{\text{max}} = 1.15 \text{ kips}$$

Cálculo del peralte de la viga macomber

$$H = L/22$$

H: Peralte del elemento en cm

L: Longitud de la viga en cm

$$H = 5.22 \times 100 / 22 = 23.73 \text{ cm utilizaremos } 30 \text{ cm}$$

Cálculo del peralte efectivo de la viga (se asume una pulgada menos que el peralte de la viga)

$$d = ((H/2.54) - 1) = ((30/2.54) - 1) = 10.811 \text{ pulgadas}$$

Cálculo de la fuerza de tensión y de compresión

$$T_a = C_a = \text{Max}/d = 48.3042 \text{ kip-pulg}/10.811 \text{ pulg} = 4.47 \text{ kips.}$$

Cálculo del área de acero requerida para la cuerda a tensión.

Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda a tensión, para la cual verificamos sus dos estados de fallas.

- Falla por fluencia
- Falla por fractura.

$$A_g = 1.67T_a/0.6F_y = (1.67 \times 4.47) / 0.6 \times 36 \text{ ksi} = 0.35 \text{ pulg}^2.$$

$$A_g = 2T_a/F_u = (2 \times 4.47 \text{ kips}) / 0.6 \times 58 \text{ ksi} = 0.26 \text{ pulg}^2.$$

Ocuparemos un área de acero de 0.35 pulg², que serán suministrada por dos angulares de 1"x1/8" de área = 0.23 pulg² y radio de giro = 0.30 pulg.

$$\text{Área total} = (2) (0.23) = 0.46 \text{ pulg}^2.$$

Cálculo del área de acero requerida para la cuerda a compresión.

5.2.1.2.1 Condición de pandeo local.

Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se muestra en la siguiente figura.

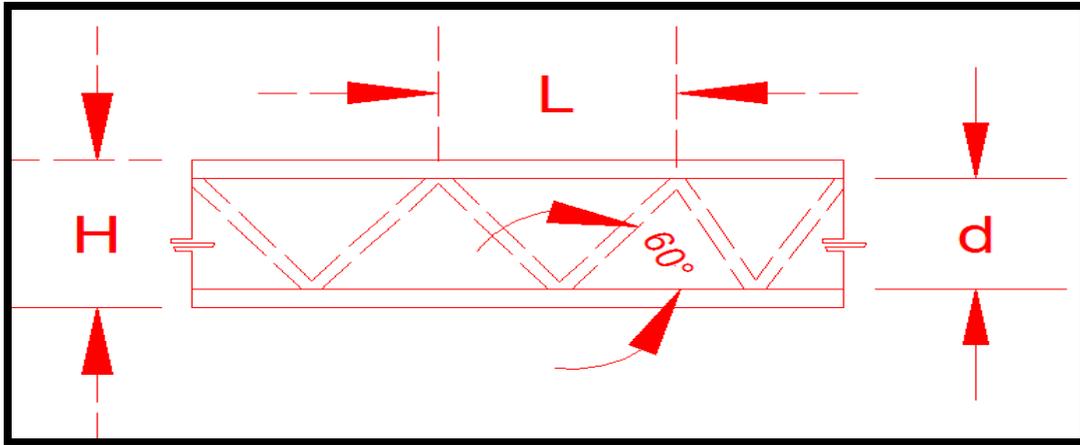


Figura 5.18 Esquema de tramo de viga macomber.

- Longitud no arriostrada para pandeo local de cuerda y celosía.

$$L = d / \text{sen } \theta$$

$$L = 10.811 \text{ pulg} / \text{sen} 60^\circ = 12.48 \text{ pulg.}$$

Luego procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil 1 1/2" x 1/8" el radio de giro respecto al eje "x".

$$r = 0.46 \text{ pulg.}$$

$$\text{Área} = 0.36 \text{ pulg}^2.$$

$$\text{Relación de esbeltez} = Kl/r = (1 \times 12.48) / 0.46 = 27.13$$

Utilizaremos la teoría de elementos sometidos a compresión capítulo E del **American Institute of Steel Construction (AISC 2010)**, para calcular la resistencia admisible en compresión.

Donde

P_n/Ω = resistencia admisible en compresión.

$\Omega = 1,67$ (ASD).

P_n : Resistencia de compresión nominal.

$P_n = F_{cr}A_g$ ----- (E3 – 1) AISC.

$P_n/\Omega = F_{cr}A_g/\Omega$.

$\frac{KL}{r}$ = Relación de esbeltez.

Si $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{E/F_y}$; $F_{cr} = 0.877F_e$

Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{E/F_y}$; $F_{cr} = (0.6558^{F_y/F_e}) \times F_y$

Donde $F_e = \frac{(\pi)^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$C_a \leq$ resistencia admisible en compresión.

$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g/1.67$.

Si $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{E/F_y}$; $F_{cr} = 0.877F_e$

Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{E/F_y}$; $F_{cr} = (0.6558^{F_y/F_e}) \times F_y$

Donde $F_e = \frac{(\pi)^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

$(4.71)\sqrt{(29000/36)} = 133.68$

$19.81 \leq 133.68$ si cumple por lo tanto $F_{cr} = (0.6558^{F_y/F_e}) \times F_y$

$$F_e = \frac{(\pi)^2 29000}{\left(\frac{1 \times 12.48}{0.46}\right)^2} = 388.85 \text{ kips}$$

$$F_{cr} = (0.658^{36/388.85}) \times 36 = 34.63 \text{ kips}$$

$$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67.$$

$$4.47 \text{ kips} \leq 34.63 \text{ kips} \times 0.36 \text{ pulg}^2 / 1.67$$

$C_a = 4.47 \text{ kips} \leq 7.47 \text{ kips}$ -----si cumple. Por lo tanto los angulares a utilizar en la cuerda de compresión es 1 1/2" x 1/8".

5.2.1.2.2 Condición de pandeo total

Ahora revisamos la condición de pandeo total, para la que se considerara la longitud libre no arriostrada del elemento "L", que es igual a la separación entre polines.

$$L = 0.86 \text{ m} = 33.86 \text{ pulg.}$$

Asumiendo una separación de 0.5 pulg entre angulares debido a la celosía cuyo diámetro no se conoce hasta el momento, el radio de giro para esta condición se calcula utilizando la inercia del elemento respecto al eje "Y".

Propiedades del geométricas del perfil angular 1 1/2" x 1/8".

$$J_x = J_y = I_c = 0.08 \text{ pulg}^4.$$

$$A = 0.36 \text{ pulg}^2 \text{ (área de cada angular)}$$

$$A_g = 2(A)$$

$$A_g = 2 \times 0.36 = 0.72 \text{ pulg}^2$$

$$e_x = e_y = x_c = 0.42 \text{ pulg.}$$

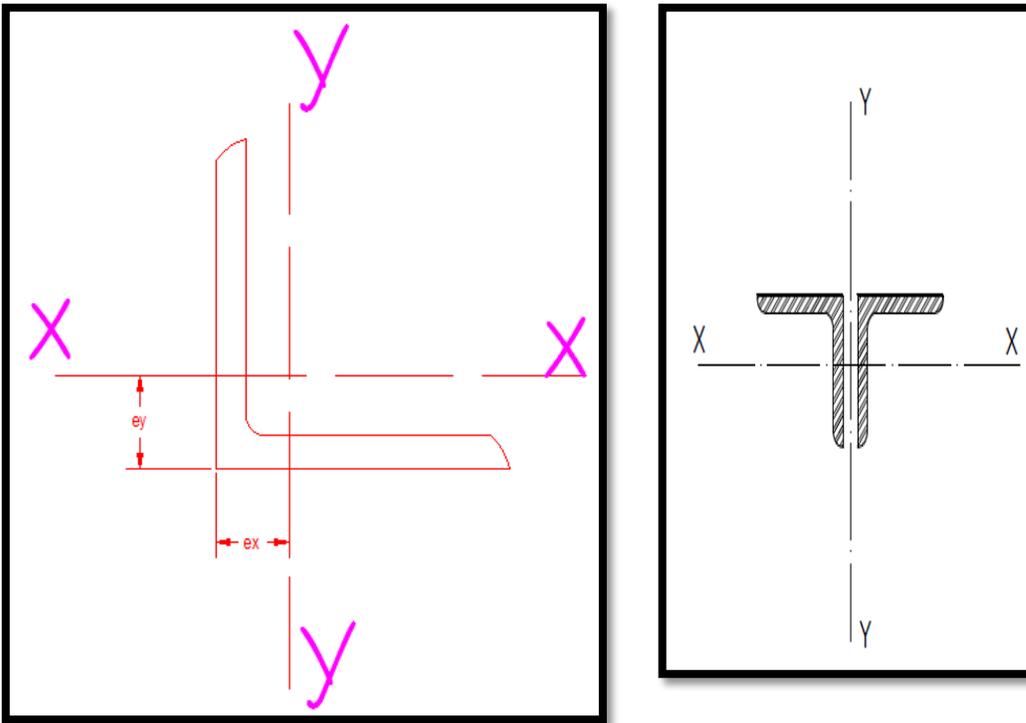


Figura 5.19 Esquemas de ángulos ubicados en el plano

$$I_y = 2[lc + Ax(xc + 0.25)^2]$$

$$I_y = 2[0.08 + 0.36(0.42 + 0.25)^2]$$

$$I_y = 0.48 \text{ pulg}^4$$

$$r = \sqrt{I_y / (2)(A)}$$

$$r = \sqrt{(0.48) / (2)(0.36)} = 0.82 \text{ pulg}$$

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$Ca \leq Fcr \cdot Ag / 1.67$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{E/F_y} \quad ; Fcr = 0.877 Fe$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{E/F_y} \quad ; Fcr = (0.6558^{F_y/F_e}) \times F_y$$

Donde $Fe = \frac{(\pi)^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

Relación de esbeltez $KL/r = 1 \times 33.86 / 1.01 = 33.52$

$(4.71) \sqrt{29000 / 36} = 133.68$

$33.52 < 133.68$

$$Fe = \frac{(\pi)^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = Fe = \frac{(\pi)^2 \times 29000}{\left(\frac{1 \times 33.86}{0.82}\right)^2} = 167.86 \text{ kips}$$

$Fcr = (0.658)^{36 / 167.86} \times 36 = 32.91 \text{ kips}$

$Ca \leq Fcr \cdot Ag / 1.67.$

$Ca = 4.71 \text{ kips} \leq 32.91 \times 0.72 \text{ pul}^2 / 1.67$

$4.71 \text{ kips} \leq 14.19 \text{ kips} \text{ ----- si cumple.}$

Diseño de la celosía

$C = (V) / (2 \text{ sen} 60) = (1.15) / (2 \text{ sen} 60) = 0.66 \text{ Kips}$

Utilizando celosía de Ho $\varnothing = 1/2''$, grado 40:

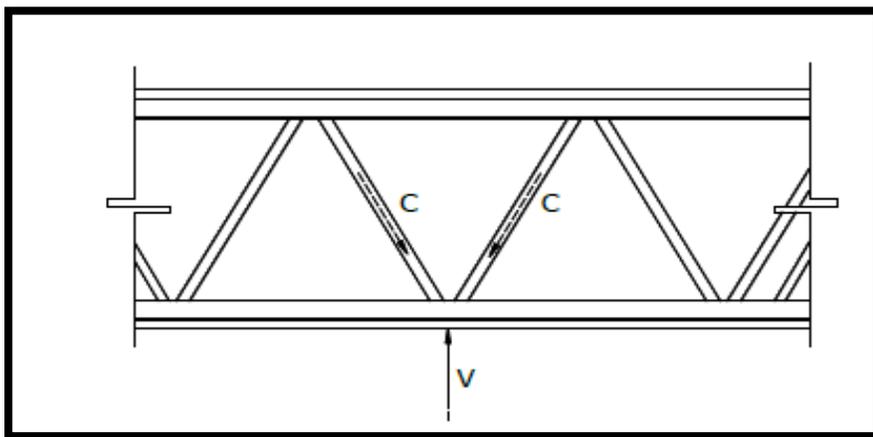


Figura 5.20 Esquema tramo de viga con celosía.

✓ Compresión en celosía debido al cortante de diseño.

Fa=Fuerza a compresión.

$$Fa = (CX\Omega/Ag)$$

$$Fa = (0.66 \times 1.67 / 0.196) = 5.62 \text{ ksi}$$

Radio de giro $r = \emptyset/4 = 0.5/4 = 0.125 \text{ pulg.}$

$$L = d/\text{sen } 60 = 10.811 / \text{sen } 60^\circ = 12.48 \text{ pulg}$$

$$KL/r = (1)(12.48)/(0.125) = 99.84$$

Luego procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:

$$\mathbf{Ca \leq Fcr \cdot Ag/1.67}$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{E/Fy} \quad ; Fcr = 0.877Fe.$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{E/Fy} \quad ; Fcr = (0.6558^{Fy/Fe}) \times Fy$$

$$\text{Donde } Fe = \frac{(\pi)^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$99.84 < 133.68 \text{-----OK}$$

$$Fe = \frac{(\pi)^2 29000}{\left(\frac{1 \times 12.48}{0.125}\right)^2} = 26.46 \text{ kips}$$

$$Fcr = (0.658^{36/26.46}) \times 36 = 20.37 \text{ kips.}$$

$$Ca = 0.66 \text{ kips} \leq (20.37) (0.196) / 1.67 = 2.39 \text{ kips cumple}$$

5.2.1.2.3 Análisis flexo - torsión

Propiedades del geométricas del perfil angular 1 1/2" x 1/8".

$$J_x = J_y = I_c = 0.08 \text{ pulg}^4$$

$$A = 0.36 \text{ pulg}^2$$

$$e_x = e_y = x_c = 0.42 \text{ pulg.}$$

$$\text{Modulo de elasticidad (E)} = 210.00 \frac{N}{mm^2} = 2.10 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2} = 30.4579249233 \text{ ksi.}$$

$$G = \text{Modulo de cortante de elasticidad del acero} = 77200 \text{ Mpa} = 787192.82145 \text{ kg/cm}$$

Calculo del momento de inercia con respecto al eje "y".

$$I_y = 2[I_c + A x (x_c + 0.25)^2].$$

$$I_y = 2[0.08 + 0.36(0.42 + 0.25)^2]$$

$$I_y = 0.48 \text{ pulg}^4.$$

Propiedades del geométricas del perfil angular 1" x 1/8".

$$J_x = J_y = I_c = 0.02 \text{ pulg}^4$$

$$A = 0.23 \text{ pulg}^2$$

$$x_c = 0.32 \text{ pulg.}$$

Ya conocida las propiedades del los angulares a utilizar a compresión se procede al cálculo del momento de inercia con respecto al eje "x", para propósitos de análisis el eje "x" se ubica a la mitad de la altura de la viga es decir a 15.00 cm.

$$I_x = 2[I_c + A x (x_c + 13.69)^2]$$

$$I_x = 2[0.08 + 0.36(0.42 + 11.19)^2] = 97.21 \text{ cm}^4$$

Calculo del momento de inercia con respecto al eje “y”.

$$I_y = 2[lc + Ax(xc + 0.25)^2]$$

$$I_y = 2[0.02 + 0.23(0.32 + 0.25)^2]$$

$$I_y = 0.19 \text{ pulg}^4.$$

Cálculo del radio de giro respecto al eje “y”.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{0.48 + 0.19}{(0.36 \times 2) + (0.23 \times 2)}} = 0.76 \text{ pulg.}$$

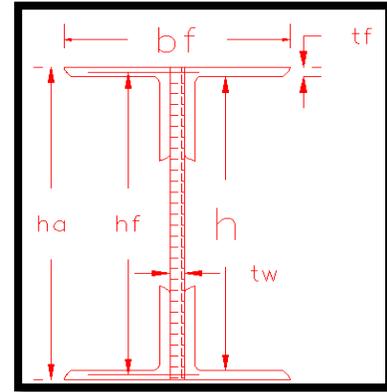


Figura 5.21 Esquema dimensional del perfil de la VM

Calculo de la longitud no arriostrada.

L_p = Longitud no arriostrada limite al volcamiento, para que desarrolle el estado límite de fluencia.

r_y = Radio de giro respecto al eje “y”.

$$E = \text{Modulo de elasticidad } 210.00 \frac{N}{mm^2} = 2.10 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2} = 30.4579249233 \text{ ksi}$$

F_y = Tensión mínima de fluencia especificada para el material.

$$L_p = (1.74 r_y) \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \quad \text{AISC 2005, F4 - 7}$$

$$L_p = (1.74 \times 0.76 \times 2.54) \left(\sqrt{\frac{2100000.00}{3500}} \right) = 80.38 \text{ cm} = 0.80 \text{ m.}$$

$$4200.00 \frac{kg}{cm^2} - 1160 \frac{kg}{cm^2} = 3040 \frac{kg}{cm^2} \quad F_y - F_t = F_l$$

Calculo de la esbeltez para el elemento.

F_y = Tensión mínima de fluencia especificada para el material.

F_l = Tension calculada para ser usada para el calculo de la resistencia

F_t = Tension de tracción nominal

$\lambda_r =$ Esbeltez del elemento a analizar

$K_c =$ Factor de longitud efectiva

$$\lambda_r = \frac{1360}{\sqrt{\frac{F_y - F_t}{K_c}}}$$

Donde $K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$

AISC 2005, F4 – 13

$$\frac{h}{t_w} = \frac{29.68cm}{1.27cm} = 23.37$$

Donde $K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{29.68cm}{1.27cm}}} = 0.8$

Calculo de la constante torsional.

$C_1 =$ Constante torsional de la seccion.

$E =$ Modulo de elasticidad del acero 29000ksi

AISC 2005 Tabla B4

– 1

$J =$ Momento polar de inercia

$A =$ Area de la seccion transversal.

$S_{xx} =$ Modulo de sección elastico tomado en contorno al eje x.

$G =$ Modulo de cortante de elasticidad del acero = 77200Mpa = 787192.82145kg/cm²

$$C_1 = \frac{\pi}{S_{xx}} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

$$C_2 = \frac{4C_w}{I_{yy}} \left(\frac{S_{xx}}{GJ} \right)^2$$

Calculo del momento de flexión plástica.

$M_p =$ Momento plastico

F_y = Tensión mínima de fluencia especificada para el material

Z_x = Modulo de seccion plastico entorno al eje y.

$$M_p = F_y Z_x$$

Calculo del momento polar de inercia.

b = Ala larga del angulo, en este casos las dos alas son iguales.

t = Espesor del alma.

J = Momento polar de inercia

$$J = \sum bt^3$$

$$J = (2 \times 7.62 \times 0.32^3 + 29.68 \times 1.27^3) / 3 = 20.43 \text{ cm}^3$$

Calculo de constante de alabeo.

I_y = Momento de inercia respecto al eje y.

C_w = Constante de alabeo

h_f = Distancia desde el centro del ala superior al centro de la ala inferior

$$C_w = \frac{I_y h_f^2}{4}$$

$$C_w = \frac{I_y h_f^2}{4} = \frac{(41.62 \text{ cm}^4)(30 \text{ cm} - 0.318)^2}{4} = 9167.02$$

Calculo del modulo de sección elástico.

S_{xx} = Modulo de sección elastico tomado en contorno al eje x.

I_x = Momento de inercia respecto al eje x,

d = Altura total del perfil de la viga a utilizar

$$S_x = \frac{2I_x}{d}$$

$$S_x = \frac{2(97.21 \text{ cm}^4)}{30} = 6.48 \text{ cm}^3.$$

$$C_1 = \frac{\pi}{6.48} \sqrt{\frac{(2.10 \times 10^6)(787192.82145)(20.43)(7.61)}{2}} = 5,495,871.762$$

$$C_2 = \frac{4C_w}{I_{yy}} \left(\frac{S_{xx}}{GJ} \right)^2 = \frac{4 \times 9167.02}{27.89} \left(\frac{6.48}{(787192.82145) \times 20.43} \right)^2 = 6.54545 \times 10^{11} \left(\frac{cm^2}{kg} \right)^2$$

$$C_b = 1.14$$

$$L_r = \frac{r_y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 F_L^2}} \quad \text{AISC 2005, F4 - 8}$$

$$L_r = \frac{0.76 * 2.54 * 5,495,871.762}{3040} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.54545 \times 10^{-11} 3040^2}} = 4935.81 cm = 49.35 m$$

$$M_t = F_L S_{xx}$$

$$M_t = F_L S_{xx} = 3040 \times 6.48 = 19699.20 kg - cm = 19.7 t - cm = 0.20 t - m$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = F_y \left(A_f h_f + A_w x \frac{h}{4} \right)$$

$$M_p = F_y \left(b_f t_f h_f + t_w x \frac{h^2}{4} \right)$$

$$M_p = 4200 \left(7.62 \times 1.27 \times 29.68 + 1.27 \times \frac{29.37^2}{4} \right) = 23.57 t - m$$

Calculo de la resistencia a flexión. M_r

M_r = Calculo de la resistencia a flexión.

M_p = Momento de flexion plastico.

L_r = Longitud limite sin arriostamiento lateral - flexo - torsional

L_p = Longitud no arriostrada limite al volcamiento, para que desarrolle el estado límite de fluencia.

L_p = Longitud entre dos apoyos consecutivos de la viga

C_b = Factor de modificación del pandeo lateral torsional

M_t = Calculo del momento de primer orden.

R_{pc} = Factor de plasticidad del alma.

M_{yc} = Resistencia a la flexion disponible.

$$M_r = C_b \left[M_p - (M_p - M_t) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad F4 - 2$$

$$M_r = 1.14 \left[23.57 - (23.57 - 0.7 \times 0.20) \left(\frac{5.16 - 0.80}{49.35 - 0.80} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

$24.47 t - m < 26.55 t - m$ Al realizar el analisis de torsion de la viga macomber se verifica que las propiedades de la viga cumple con dichas condiciones.

Por lo tanto la viga macomber a utilizar es la siguiente.

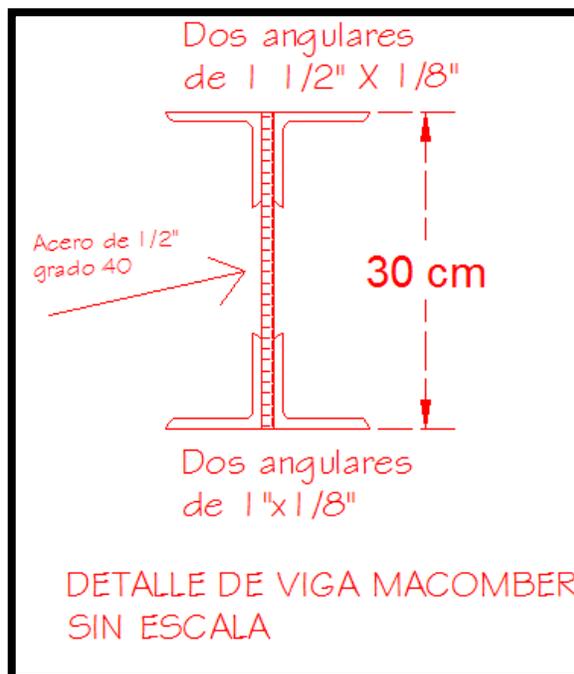


Figura 5.22 Detalle de viga Macomber a utilizar, sin escala.

5.2.2 Diseño de vigas

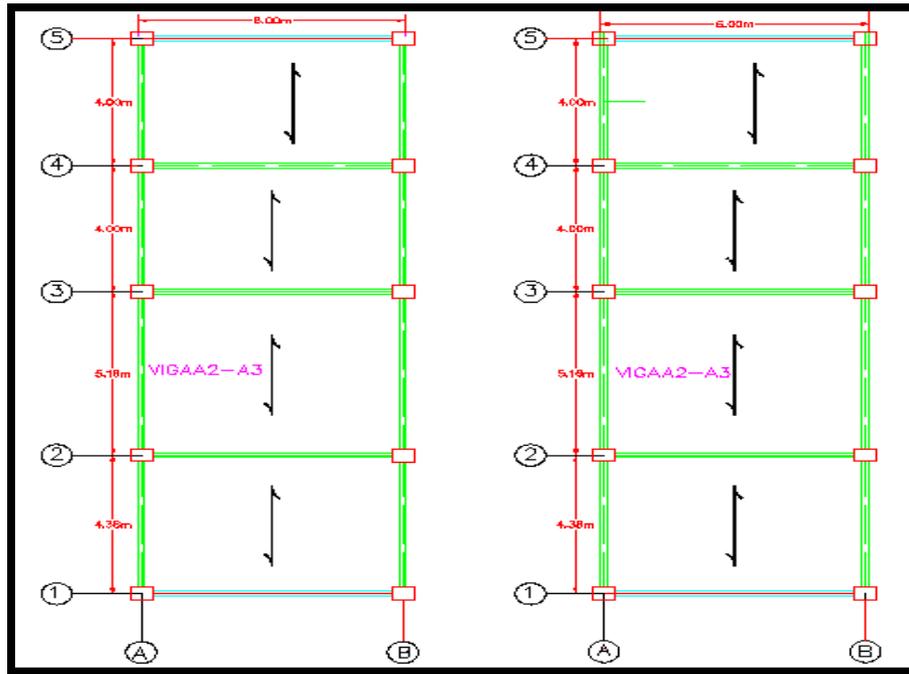


Figura 5.23 Modelo del Cuerpo 1 y Cuerpo 3, vista de planta.

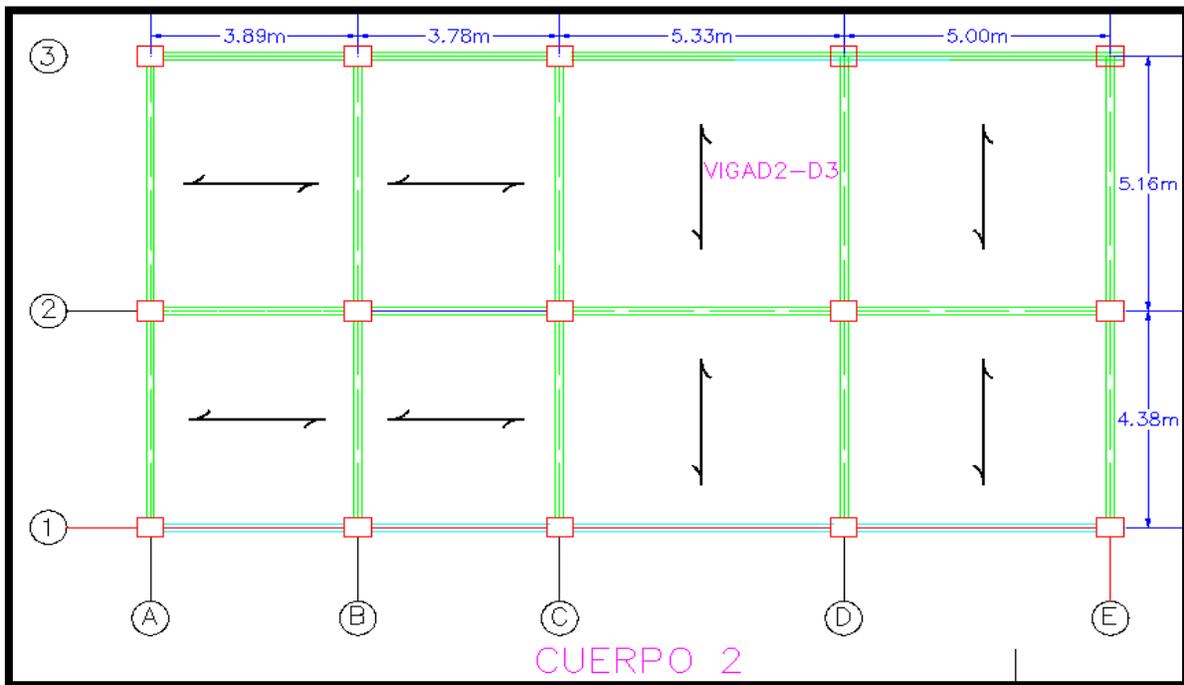


Figura 5.24 Modelo del Cuerpo 2, vista de planta.

5.2.2.1 análisis del pórtico A2-B2, cuerpo 1.

Tabla 5.5 Carga distribuida aplicada sobre la viga del pórtico A2-B2, cuerpo 1.

VIGA	CARGA MUERTA(t/m)	CARGA VIVA(t/m)
E2	1.940	1.193

Tabla 5.6 Cargas puntuales sobre las columnas del pórtico A2-B2, cuerpo 1.

Nodo	Carga muerta(t)	Carga viva(t)	Cortante Sísmico (t)
2	2.110	0.270	2.98
3	2.070	0.270	2.98

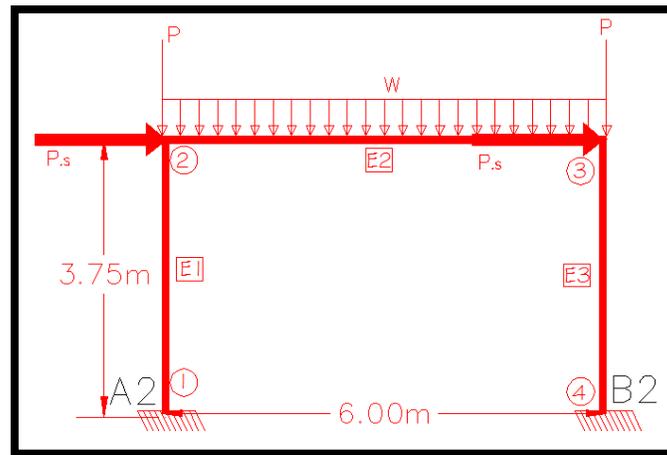


Figura 5.25 Modelo del pórtico A2-B2, Cuerpo 1.

Nota: Detalle de las abreviaturas utilizadas en la Figura 5.24

A2-B2: Referencia del pórtico.

P: Carga puntual.

P.s: Cortante sísmico

W: Carga distribuida sobre el elemento.

1, 2, 3, 4: Número de nodo del pórtico.

E1, E2, E3: Número de elemento.

Resultado del análisis del pórtico realizado a través del programa Smart BarsV 2.50.

Tabla 5.7 Resultado del análisis del pórtico A2-B2, cuerpo 1.

TIPO	NODO	MOMENTO (t-m)			CORTANTE (t)		
		Muerta	Viva	Sismo	Muerta	Viva	Sismo
VIGA	2	-4.425	-2.721	4.405	5.823	3.58	-1.468
	3	-4.425	-2.721	-4.405	-5.823	-3.58	-1.468
COLUMNA	1	2.194	1.349	-6.770	-1.765	-1.085	2.980
	2	-4.425	-2.721	4.405	-1.765	-1.085	2.980
COLUMNA	3	-4.425	-2.721	-4.405	1.765	1.085	2.980
	4	2.193	1.349	6.770	1.765	1.085	2.980

A partir del resultado mostrado en la **tabla 5.7** procedemos a realizar las diferentes combinaciones de carga para el tramo del pórtico A2-B2, cuerpo 1.

CÁLCULO DE ACCIONES ÚLTIMAS.

$$U = 1.4D \quad \text{Ecuación 9.1 ACI}$$

$$U = 1.2D + 1.6L \quad \text{Ecuación 9.2 ACI}$$

$$U = 1.2D + 1.0L \pm 1.0E \quad \text{Ecuación 9.5 ACI}$$

$$U = 0.9D \pm 1.0E \quad \text{Ecuación 9.7 ACI}$$

$$U_1 = 1.4D$$

$$U_2 = 1.2D + 1.6L$$

$$U_3 = 1.2D + 1.0L + 1.0E$$

$$U_4 = 1.2D + 1.0L - 1.0E$$

$$U_5 = 0.9D + 1.0E$$

$$U_6 = 0.9D - 1.0E$$

DATOS	U1	U2	U3	U4	U5	U6
W E2	2.7160	4.2368	3.5210	3.5210	1.7460	1.7460
V 2	8.1522	12.7156	9.0996	12.0356	3.7727	6.7087
M 2	-6.1950	-9.6636	-3.6260	-12.4360	0.4225	-8.3875

Tabla 5.8 Resultados de combinaciones de carga.

Corte en VIGA E2

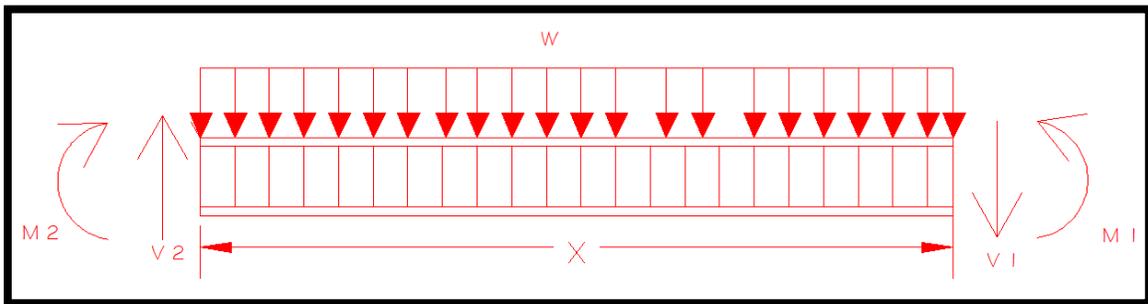


Figura 5.26 Esquema de corte en Viga E2

$$\downarrow + \sum M = \frac{w(x)^2}{2} - V_2(x) - M_2 + M_1$$

$$M_1 = M_2 + V_2(x) - \frac{w(x)^2}{2}$$

$$\uparrow + \sum Y = V_2 - w(x) - V_1$$

$$V_1 = V_2 - w(x)$$

Evaluando MU1 en $x = 0$.

$$M_1 = -6.1950 + 8.1522(0) - \frac{2.7160(0)^2}{2} = -6.1950 \text{ t} - \text{m}$$

De esta forma se ha evaluado haciendo variar el valor de "x" desde 0-6 m para obtener MU1, MU2, MU3, MU4, MU5 y MU6 para poder elaborar el gráfico de envolvente para momento, como se muestra en la **tabla 5.9**

Tabla 5.9 Resultados para la elaboración de gráfico envolvente para momento.

X	MU1	MU2	MU3	MU4	MU5	MU6
0.00	-6.1950	-9.6636	-3.6260	-12.4360	0.4225	-8.3875
0.25	-4.2418	-6.6171	-1.4611	-9.5371	1.3111	-6.7649
0.50	-2.4584	-3.8354	0.4837	-6.8583	2.0906	-5.2514
0.75	-0.8447	-1.3185	2.2084	-4.3996	2.7610	-3.8470
1.00	0.5992	0.9336	3.7131	-2.1609	3.3222	-2.5518
1.25	1.8734	2.9209	4.9977	-0.1423	3.7743	-1.3657
1.50	2.9778	4.6434	6.0623	1.6563	4.1173	-0.2887
1.75	3.9125	6.1011	6.9068	3.2348	4.3512	0.6792
2.00	4.6774	7.2940	7.5312	4.5932	4.4759	1.5379
2.25	5.2726	8.2221	7.9356	5.7316	4.4915	2.2875
2.50	5.6980	8.8854	8.1199	6.6499	4.3980	2.9280
2.75	5.9537	9.2839	8.0841	7.3481	4.1954	3.4594
3.00	6.0396	9.4176	7.8283	7.8263	3.8836	3.8816
3.25	5.9558	9.2865	7.3524	8.0844	3.4627	4.1947
3.50	5.7022	8.8906	6.6565	8.1225	2.9327	4.3987
3.75	5.2789	8.2299	5.7405	7.9405	2.2936	4.4936
4.00	4.6858	7.3044	4.6044	7.5384	1.5453	4.4793
4.25	3.9230	6.1141	3.2483	6.9163	0.6879	4.3559
4.50	2.9904	4.6590	1.6721	6.0741	-0.2786	4.1234
4.75	1.8881	2.9391	-0.1242	5.0118	-1.3542	3.7818
5.00	0.6160	0.9544	-2.1405	3.7295	-2.5390	3.3310
5.25	-0.8258	-1.2951	-4.3769	2.2271	-3.8329	2.7711
5.50	-2.4374	-3.8094	-6.8333	0.5047	-5.2359	2.1021
5.75	-4.2187	-6.5885	-9.5098	-1.4378	-6.7480	1.3240
6.00	-6.1698	-9.6324	-12.4064	-3.6004	-8.3693	0.4367

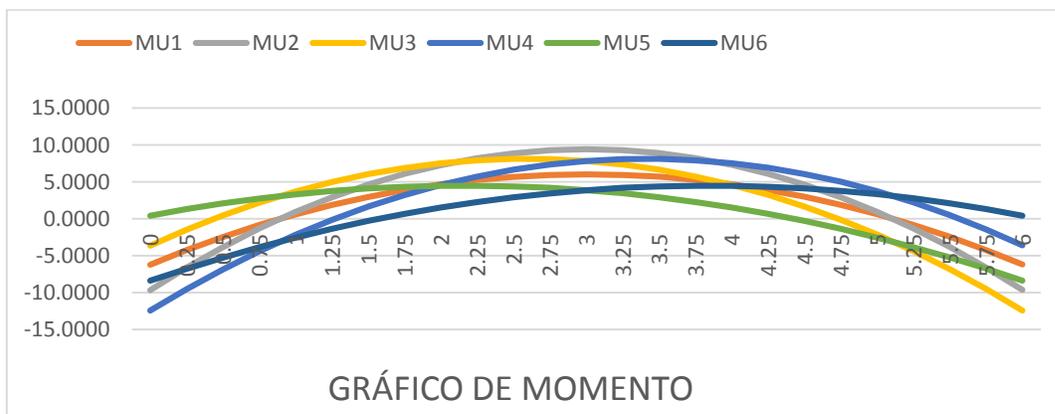


Figura 5.27 Gráfico de envolvente para momento.

Tabla 5.10 Valores máximos de momento de la Viga E2 obtenidos de la tabla 5.9

x	Mmáx
0.00	-12.4360
0.25	<u>-9.5371</u>
0.50	-6.8583
0.75	-4.3996
1.00	3.7131
1.25	4.9977
1.50	6.0623
1.75	6.9068
2.00	7.5312
2.25	8.2221
2.50	8.8854
2.75	9.2839
3.00	9.4176
3.25	9.2865
3.50	8.8906
3.75	8.2299
4.00	7.5384
4.25	6.9163
4.50	6.0741
4.75	5.0118
5.00	3.7295
5.25	-4.3769
5.50	-6.8333
5.75	-9.5098
6.00	-12.4064

5.2.2.1.1 Diseño de viga E2, pórtico A2-B2, cuerpo 1

$b = 25\text{cm}$

$h = 40\text{cm}$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

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

Recubrimiento = 4cm

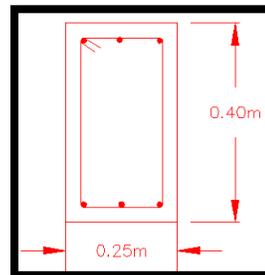


Figura 5.28 Sección de la viga a diseñar

Diseño por flexión

Como se puede observar en el gráfico de envolvente (Figura 5.5) o en la tabla 5.6 el momento máximo es 9.5371 t - m en el rostro de la columna es decir a 0.25m, por lo tanto analizaremos una cantidad de acero a tensión y a compresión que produzca un momento resistente igual o mayor a 9.537 t - m para una longitud de 0-6m.

$$\text{Acero a compresión } A's = 2\#5 = 3.96\text{cm}^2$$

$$\text{Acero a tensión } A_s = 2\#5 + 2\#6 = 9.66\text{cm}^2$$

Para el equilibrio de fuerzas asumimos que el acero a compresión no está fluyendo y que el acero a tensión si está fluyendo.

$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 f'c * b * a \text{ Donde } a = \beta_1 c$$

$$0.85 f'c * b * \beta_1 c + E_s * A's * 1 * \frac{(c - Rec)(\epsilon_{cu})}{c} = F_y * A_s$$

Multiplicando por "c" ambos términos

$$0.85 f'c * b * \beta_1 c * c + E_s * A's * 1 * \frac{(c - Rec)(\epsilon_{cu})}{c} * c = F_y * A_s * c$$

Sustituyendo valores

$$(0.85) * (0.85) * (210) * (25) * c^2 + (2.03 \times 10^6) * (3.96) * (c - 4) * 0.003 = (4200) * (9.66) * c$$

$$3793.125c^2 + (36174.6) * (c - 4) - 40236c = 0$$

$$3793.125c^2 - 4061.4c - 144698.4 = 0$$

$$C = 7.66 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{(7.66 - 4)(0.003)}{7.66} = 0.0012 \leq \frac{4200}{2030000} = 0.0020 \text{ por lo tanto el acero a compresión no}$$

está fluyendo.

$\epsilon_{st} = \frac{(0.003)(40-7.66-4)}{7.66} = 0.0130 \geq \frac{4200}{2030000} = 0.0020$ por lo tanto el acero a tensión si esta fluyendo.

$$C_c = 0.85 f'c \cdot b \cdot \beta_1 c = (0.85) \cdot (0.85) \cdot (210) \cdot (25) \cdot (7.66) = 25565.6625 \text{ kg}$$

$$C_s = E_s \cdot A_s' \cdot \frac{(c-Rec)(\epsilon_{cu})}{c} = (2.03 \times 10^6) \cdot (3.96) \cdot \frac{(7.66-4)(0.003)}{7.66} = 14705.99 \text{ kg}$$

$$T_s = F_y \cdot A_s = (4200) \cdot (9.66) = 40236 \text{ kg}$$

$$M_n = (C_c) \cdot (c - \frac{a}{2}) + (C_s) \cdot (c - Rec) + T_s (h - c - Rec)$$

$$M_n = (C_c) \cdot (c - \frac{\beta_1 c}{2}) + (C_s) \cdot (c - Rec) + T_s (h - c - Rec)$$

Sustituyendo valores.

$$M_n = (25565.66) \cdot (7.66 - \frac{0.85 \cdot 7.66}{2}) + (14705.99) \cdot (7.66 - 4) + (40236) \cdot (40 - 7.66 - 4)$$

$$M_n = 1318888.89 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_n = 13.19 \text{ t} - \text{m}.$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot 13.19 \text{ t} - \text{m} = 11.87 \text{ t} - \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_{\text{máx}}$$

$$11.87 \text{ t} - \text{m} \geq 9.537 \text{ t} - \text{m}$$

sí cumple

✓ Cálculo de la cuantía de acero:

Área de acero = Área de acero a tensión + Área de acero a compresión

$$\text{Área de acero} = 3.96 \text{ cm}^2 + 9.66 \text{ cm}^2 = 13.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de la sección de la viga} = 25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Porcentaje de acero} = \text{Área de acero} / \text{Área de la sección de la viga} \cdot 100\%$$

$$\text{Porcentaje de acero} = 1.36 \%$$

Diseño por cortante.

Haremos uso de las combinaciones de carga y de la ecuación obtenida del corte en la Viga E2 (Figura 5.4) para evaluar los valores de x desde 0 – 6 m y obtener los datos para la elaboración del gráfico envolvente para cortante:

$$V_1 = V_2 - w(x)$$

Evaluando V_1 para $x = 0$

$$VU1 = 8.1522 - 2.7160(0) = 8.1522 \text{ t}$$

De esta forma se ha evaluado haciendo variar el valor de “ x ” desde 0-6 m para obtener $VU1$, $VU2$, $VU3$, $VU4$, $VU5$ y $VU6$ para poder elaborar el gráfico de envolvente para cortante, como se muestra en la tabla 5.11.

Tabla 5.11 Resultados para la elaboración de la gráfica envolvente para cortante.

X	VU1	VU2	VU3	VU4	VU5	VU6
0.0000	8.1522	12.7156	9.0996	12.0356	3.7727	6.7087
0.2500	7.4732	11.6564	8.2194	11.1554	3.3362	6.2722
0.4500	6.9300	10.8090	7.5152	10.4512	2.9870	5.9230
0.7500	6.1152	9.5380	6.4589	9.3949	2.4632	5.3992
1.0000	5.4362	8.4788	5.5786	8.5146	2.0267	4.9627
1.2500	4.7572	7.4196	4.6984	7.6344	1.5902	4.5262
1.5000	4.0782	6.3604	3.8181	6.7541	1.1537	4.0897
1.7500	3.3992	5.3012	2.9379	5.8739	0.7172	3.6532
2.0000	2.7202	4.2420	2.0576	4.9936	0.2807	3.2167
2.2500	2.0412	3.1828	1.1774	4.1134	-0.1558	2.7802
2.5000	1.3622	2.1236	0.2971	3.2331	-0.5923	2.3437
2.7500	0.6832	1.0644	-0.5832	2.3529	-1.0288	1.9072
3.0000	0.0042	0.0052	-1.4634	1.4726	-1.4653	1.4707
3.2500	-0.6748	-1.0540	-2.3437	0.5924	-1.9018	1.0342
3.5000	-1.3538	-2.1132	-3.2239	-0.2879	-2.3383	0.5977
3.7500	-2.0328	-3.1724	-4.1042	-1.1682	-2.7748	0.1612
4.0000	-2.7118	-4.2316	-4.9844	-2.0484	-3.2113	-0.2753
4.2500	-3.3908	-5.2908	-5.8647	-2.9287	-3.6478	-0.7118
4.5000	-4.0698	-6.3500	-6.7449	-3.8089	-4.0843	-1.1483
4.7500	-4.7488	-7.4092	-7.6252	-4.6892	-4.5208	-1.5848
5.0000	-5.4278	-8.4684	-8.5054	-5.5694	-4.9573	-2.0213
5.2500	-6.1068	-9.5276	-9.3857	-6.4497	-5.3938	-2.4578
5.5500	-6.7858	-10.5868	-10.2659	-7.3299	-5.8303	-2.8943
5.7500	-7.4648	-11.6460	-11.1462	-8.2102	-6.2668	-3.3308
6.0000	-8.1438	-12.7052	-12.0264	-9.0904	-6.7033	-3.7673

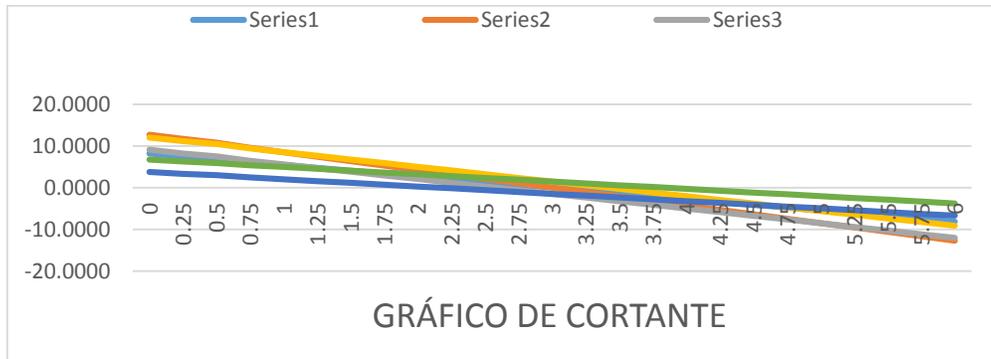


Figura 5.29 Gráfico de envolvente para cortante.

Tabla 5.12 Valores máximos de cortante de la Viga E2 obtenidos de la tabla 5.11

x	Vu
0.00	12.7156
0.25	11.6564
0.45	10.8090
0.75	9.5380
1.00	8.5146
1.25	7.6344
1.50	6.7541
1.75	5.8739
2.00	4.9936
2.25	4.1134
2.50	3.2331
2.75	2.3529
3.00	1.4726
3.25	-2.3437
3.50	-3.2239
3.75	-4.1042
4.00	-4.9844
4.25	-5.8647
4.50	-6.7449
4.75	-7.6252
5.00	-8.5054
5.25	-9.5276
5.55	-10.7986
5.75	-11.6460
6.00	-12.7052

El diseño por cortante está basado en la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u. \text{ (ACI Ecuación 11.1)}$$

Donde:

V_u = fuerza cortante factorizada en la sección considerada.

ϕ = factor de reducción de resistencia, igual a 0.85 (ACI 9.3.2.3).

V_n = resistencia nominal al cortante.

La resistencia nominal a cortante V_n es calculada según:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{(ACI Ecuación 11.2)}$$

Donde V_c es la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \phi V_n - \phi V_c$$

Donde V_u se obtiene de la gráfica de cortante o de la tabla 5.2.2.5 $V_u = 10.809 \text{ t}$ a una distancia de $d/2$ de la cara de la columna es decir $36\text{cm}/2 = 18\text{cm} \approx 20\text{cm}$.

Cálculo de la resistencia al cortante proporcionada por el concreto:

Para elementos no presforzados sujetos a cortante y flexión solamente, el código ACI permite el cálculo de la resistencia a cortante del concreto V_c :

De forma simplificada según ACI 11.3.1.1

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * d * b$$

Donde:

d = Peralte efectivo ($h - \text{Rec}$)

h = Peralte de la viga

Rec = Recubrimiento

b = Base de la viga

$$h = 40$$

$$\text{Rec} = 4$$

$$b = 25$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores

$$Vc = 0.53\sqrt{210} * (40-4) * (25)$$

$$Vc = 6912.39 \text{ kg} = 6.91 \text{ t}$$

$$\Phi Vc = (0.85)(6912.39 \text{ kg}) = 5875.53 \text{ kg}$$

$$\Phi Vc = 5.88 \text{ t}$$

Cuando la fuerza cortante factorizada V_u excede la resistencia a cortante del concreto ΦV_c , el refuerzo por cortante debe proporcionarse para resistir el cortante en exceso. El código proporciona una ecuación que define la resistencia a cortante del refuerzo V_s en términos del área A_v , resistencia a la fluencia f_y , y el espaciamiento s del refuerzo por cortante que consiste en estribos perpendiculares al eje del elemento.

Cálculo del cortante que debe ser resistido por el acero.

$$\Phi V_s \geq V_u - \Phi V_c$$

$$: V_s \geq \frac{(V_u - \Phi V_c)}{\Phi} \geq \frac{(V_u - \Phi V_c)}{\Phi} \geq \frac{(10.809 - 5.88)}{0.85} \geq 5.78 \text{ t}$$

Considerando estribos #3 para el cálculo de la separación s teórica.

$$A_s = (2)(3.141592654) \left(\frac{3}{8} * \frac{2.54}{2} \right)^2 = 1.425 \text{ cm}^2.$$

$$V_s = \frac{A_v * F_y * d}{s}$$

Ecuación 11.15 ACI

$$s = \frac{A_v * F_y * d}{V_s} = \frac{1.425 * 2800 * 36}{5780} = 24.85 \text{ cm} \geq S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{36}{2} = 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto la separación entre estribos es 15cm, es decir estribos # 3 @ 15cm.

Distribución del refuerzo mínimo para la longitud de 2-4 m.

$V_u = 4.9936$ t según tabla 5. Para los valores máximos de cortante

$$\phi V_c = 5.78 \text{ t}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 2.89 \text{ t}$$

$$V_u \geq \frac{1}{2} \phi V_c,$$

Por lo tanto debe de distribuirse un área mínima de refuerzo para cortante.

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = \frac{36}{2} = 18\text{cm} = 15 \text{ cm.}$$

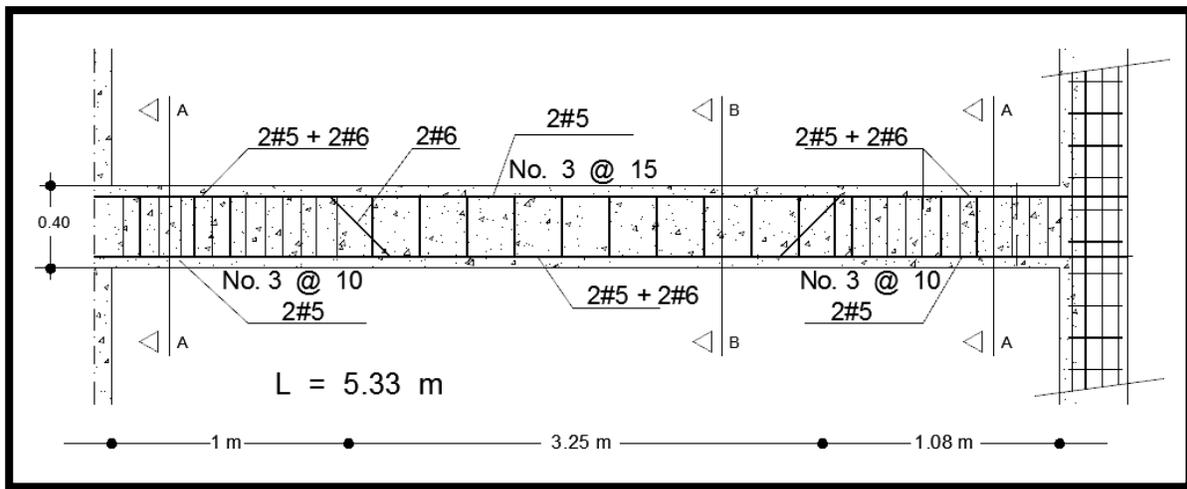


Figura 5.30 Viga E2 del pórtico A2-B2, Cuerpo 1.

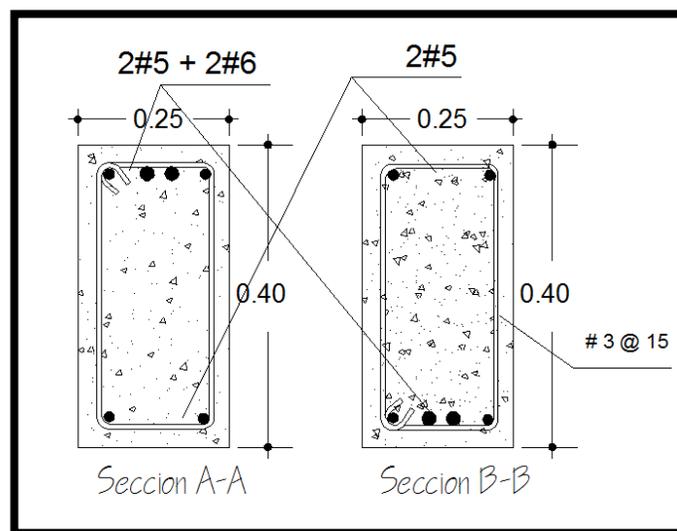


Figura 5.31 Secciones de la viga E2 del pórtico A2-B2, Cuerpo 1.

5.2.2.2 análisis del pórtico A1-A5, cuerpo 1.

Tabla 5.13 Carga distribuida aplicada en la viga del pórtico A1-A5.

VIGA	CARGA MUERTA(t/m)	CARGA VIVA(t/m)
E2	1.493	0.000
E4	1.493	0.000
E6	1.493	0.000
E8	1.493	0.000

Tabla 5.14 Cargas puntuales aplicadas en los nodos del pórtico A1-A5.

Nodo	Carga muerta(t)	Carga viva(t)	Cortante Sísmico (t)
2	1.95	0.19	2.98
3	2.11	0.27	2.98
5	2.10	0.27	2.98
7	2.07	0.25	2.98
9	1.94	0.15	2.98

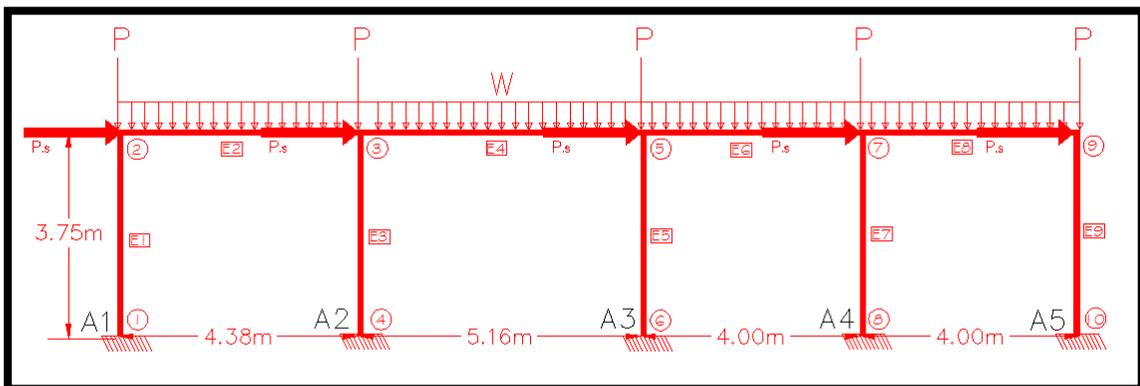


Figura 5.32 Modelo del pórtico A1-A5, Cuerpo 1.

Detalle de las abreviaturas utilizadas en la *Figura 5.10*

A1-A5: Referencia del pórtico.

P: Carga puntual.

P.s: Cortante sísmico

W: Carga distribuida sobre el elemento.

1, 2, 3, 4: Número de nodo del pórtico.

E1, E2, E3: Referencia a elemento.

Resultado del análisis del pórtico realizado a través del programa Smart Bars V 2.50.

Tabla 5.15 Resultado del análisis del pórtico A1-A5, cuerpo 1.

TIPO	NODO	MOMENTO (t-m)			CORTANTE (t)		
		Muerta	Viva	Sismo	Muerta	Viva	Sismo
VIGA	2	-1.255	-0.001	3.931	2.853	0.000	-1.637
	3	-3.078	0.001	-3.237	-3.686	0.000	-1.637
VIGA	3	-3.318	0.000	2.302	3.914	0.000	-0.909
	5	-2.997	0.000	-2.388	-3.790	0.000	-0.909
VIGA	5	-2.405	0.000	2.910	3.096	0.000	-1.390
	7	-1.965	0.000	-2.652	-2.876	0.000	-1.390
VIGA	7	-2.210	0.001	3.193	3.258	0.000	-1.809
	9	-1.123	-0.001	-4.043	-2.714	0.000	-1.809
COLUMNA	1	0.604	0.000	-5.750	-0.496	0.000	2.581
	2	-1.255	-0.001	3.931	-0.496	0.000	2.581
COLUMNA	3	0.240	0.001	-5.539	-0.092	0.000	3.223
	4	-0.104	0.000	6.547	-0.092	0.000	3.223
COLUMNA	5	-0.593	0.000	-5.297	0.238	0.000	3.125
	6	0.301	0.000	6.424	0.238	0.000	3.125
COLUMNA	7	0.245	-0.001	-5.846	-0.098	0.000	3.345
	8	-0.123	0.000	6.698	-0.098	0.000	3.345
COLUMNA	9	-1.123	-0.001	-4.043	0.447	0.000	2.625
	10	0.555	0.000	5.801	0.447	0.000	2.625

A partir del resultado mostrado en la tabla 5.15 procedemos a realizar las diferentes combinaciones de carga para el tramo del pórtico A2-A3.

CÁLCULO DE ACCIONES ÚLTIMAS.

$$U = 1.4D \quad \text{Ecuación 9.1 ACI}$$

$$U=1.2D+1.6L \quad \text{Ecuación 9.2 ACI}$$

$$U=1.2D+1.0L\pm 1.0E \quad \text{Ecuación 9.5 ACI}$$

$$U=0.9D\pm 1.0E \quad \text{Ecuación 9.7 ACI}$$

$$U = 1.4D$$

$$U=1.2D+1.6L$$

$$U=1.2D+1.0L+1.0E$$

$$U=1.2D+1.0L-1.0E$$

$$U=0.9D+1.0E$$

$$U=0.9D-1.0E$$

Tabla 5.16 Resultados de combinaciones de carga

DATOS	U1	U2	U3	U4	U5	U6
W E8	2.0902	1.7916	1.7916	1.7916	1.3437	1.3437
V 7	5.4796	4.6968	3.7878	5.6058	2.6136	4.4316
M 7	-4.6452	-3.9816	-1.6796	-6.2836	-0.6842	-5.2882

Tabla 5.17 Resultados para la elaboración de la gráfica envolvente para momento

X	MU1	MU2	MU3	MU4	MU5	MU6
0.00	-4.6452	-3.9816	-1.6796	-6.2836	-0.6842	-5.2882
0.25	-3.3406	-2.8634	-0.7886	<u>-4.9381</u>	-0.0728	-4.2223
0.50	-2.1667	-1.8572	-0.0096	-3.7047	0.4546	-3.2404
0.75	-1.1234	-0.9629	0.6574	-2.5831	0.8981	-2.3424
1.00	-0.2107	-0.1806	1.2124	-1.5736	1.2576	-1.5285
1.25	0.5713	0.4897	1.6555	-0.6760	1.5330	-0.7985
1.50	1.2227	1.0481	1.9866	0.1096	1.7245	-0.1525
1.75	1.7435	1.4944	2.2057	0.7832	1.8321	0.4096
2.00	2.1336	1.8288	2.3128	1.3448	1.8556	0.8876
2.25	2.3931	2.0512	2.3080	1.7945	1.7952	1.2817
2.50	2.5219	2.1617	2.1912	2.1322	1.6507	1.5917
2.75	2.5201	2.1601	1.9624	2.3579	1.4223	1.8178
3.00	2.3877	2.0466	1.6216	2.4716	1.1100	1.9600
3.25	2.1246	1.8211	1.1689	2.4734	0.7136	2.0181
3.50	1.7309	1.4837	0.6042	2.3632	0.2332	1.9922
3.75	1.2066	1.0342	-0.0725	2.1410	-0.3311	1.8824
4.00	0.5516	0.4728	-0.8612	1.8068	-0.9794	1.6886
4.25	-0.2340	-0.2006	-1.7618	1.3607	-1.7117	1.4108
4.50	-1.1503	-0.9860	-2.7745	0.8025	-2.5280	1.0490
4.75	-2.1972	-1.8833	-3.8990	0.1325	-3.4282	0.6033
4.91	-2.9357	-2.5163	-4.6775	-0.3552	-4.0485	0.2739
5.16	-4.1969	-3.5973	-5.9858	-1.2089	-5.0864	-0.3096

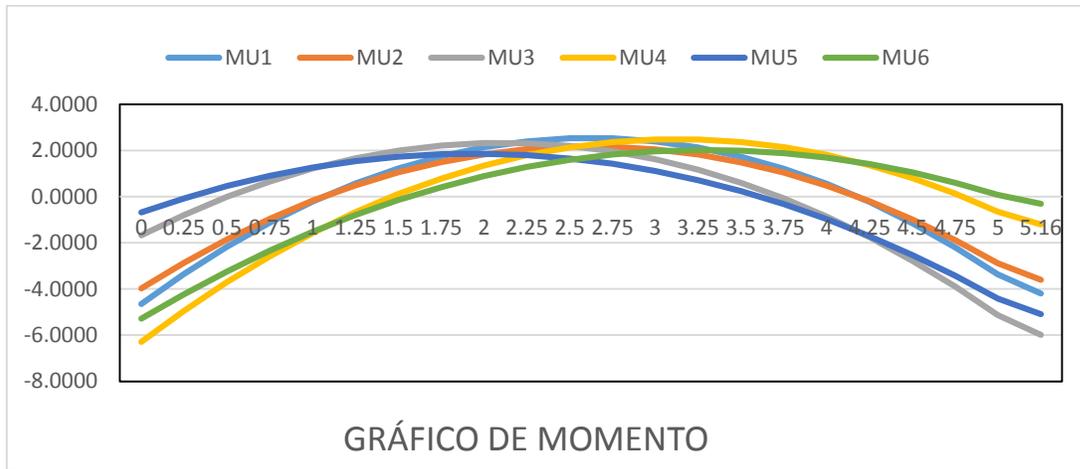


Figura 5.33 Gráfico de envolvente para momento.

Tabla 5.18 Valores máximos de momento de la Viga E4 obtenidos de la tabla 5.17.

X	Mmáx
0.00	-6.2836
0.25	<u>-4.9381</u>
0.50	-3.7047
0.75	-2.5831
1.00	-1.5736
1.25	1.6555
1.50	1.9866
1.75	2.2057
2.00	2.3128
2.25	2.3931
2.50	2.5219
2.75	2.5201
3.00	2.4716
3.25	2.4734
3.50	2.3632
3.75	2.1410
4.00	1.8068
4.25	1.4108
4.50	-2.7745
4.75	-3.8990
4.91	-4.6775
5.16	-5.9858

5.2.2.2.1 Diseño de viga E4 del pórtico A1-A5 del cuerpo 1.

$$b = 25\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Recubrimiento} = 4\text{cm}$$

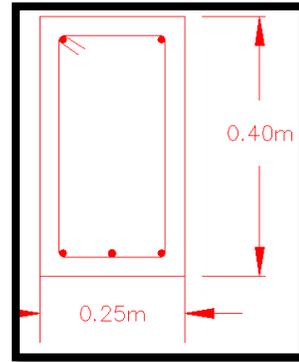


Figura 5.34 Sección de viga a diseñar

Diseño por flexión.

Como se puede observar en el gráfico de envolvente (Figura 5.11) o en la tabla 5.14, el momento en la cara de la columna es 4.9381 t - m por lo tanto analizaremos una cantidad de acero que produzca un momento igual o mayor.

$$\text{Acero a compresión } A's = 2\#5 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero a tensión } A_s = 2\#5 + 1\#6 = 6.81 \text{ cm}^2$$

Para el equilibrio de fuerzas asumimos que el acero a compresión no está fluyendo y que el acero a tensión si está fluyendo.

$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 f'_c * b * \beta_1 c \quad \text{Donde } a = \beta_1 c$$

$$0.85 f'_c * b * \beta_1 c + E_s * A's * \frac{(c - Rec)(\epsilon_{cu})}{c} = F_y * A_s$$

Multiplicando por "c" ambos términos

$$0.85 f'_c * b * \beta_1 c * c + E_s * A's * \frac{(c - Rec)(\epsilon_{cu})}{c} * c = F_y * A_s * c$$

Sustituyendo valores

$$(0.85) * (0.85) * (210) * (25) * c^2 + (2.03 \times 10^6) * (3.96) * (c - 4) * 0.003 = (4200) * (5.94) * c$$

$$3793.125c^2 + (24116.40) * (c - 4) - 24948c = 0$$

$$3793.125c^2 - 831.60c - 96465.60 = 0$$

$$C = 5.67 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{(5.67-4)(0.003)}{5.67} = 0.001 \leq \frac{4200}{2030000} = 0.002, \text{ el acero a compresión no está fluyendo.}$$

$$\epsilon_{st} = \frac{(0.003)(40-5.67-4)}{5.67} = 0.018 \geq \frac{4200}{2030000} = 0.002, \text{ el acero a tensión sí está fluyendo.}$$

$$C_c = 0.85 f'c \cdot b \cdot \beta_1 c = (0.85) \cdot (0.85) \cdot (210) \cdot (25) \cdot (5.67) = 19534.59 \text{ kg}$$

$$C_s = E_s \cdot A'_s \cdot 1 \cdot \frac{(c-Rec)(\epsilon_{cu})}{c} = (2.03 \times 10^6) \cdot (3.96) \cdot \frac{(5.67-4)(0.003)}{5.67} = 5385.22 \text{ kg}$$

$$T_s = F_y \cdot A_s = (4200) \cdot (6.81) = 24948 \text{ kg}$$

$$M_n = (C_c) \cdot (c - \frac{a}{2}) + (C_s) \cdot (c - Rec) + T_s (h - c - Rec)$$

$$M_n = (C_c) \cdot (c - \frac{\beta_1 c}{2}) + (C_s) \cdot (c - Rec) + T_s (h - c - Rec)$$

Sustituyendo valores.

$$M_n = (19534.59) \cdot (5.67 - \frac{0.85 \cdot 5.67}{2}) + (5385.22) \cdot (5.67 - 4) + (24948) \cdot (40 - 5.67 - 4)$$

$$M_n = 948888.89 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_n = 9.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot 9.49 \text{ t} - \text{m} = 8.54 \text{ t} - \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_{\text{máx}}$$

$$8.54 \text{ t} - \text{m} \geq 4.9381 \text{ t} - \text{m}$$

sí cumple

Por lo tanto el acero a utilizar es el siguiente

$$\text{Acero a compresión } A'_s = 2\#5 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero a tensión } A_s = 2\#5 + 1\#6 = 6.81 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de acero:

Área de acero = Área de acero a tensión + Área de acero a compresión

Área de acero = $3.96 \text{ cm}^2 + 6.81 \text{ cm}^2 = 10.77 \text{ cm}^2$

Área de la sección de la viga = $25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 1000 \text{ cm}^2$

Porcentaje de acero = Área de acero / Área de la sección de la viga * 100%

Porcentaje de acero = 1.08 %

Diseño por cortante.

Tabla 5.18 Resultados para la elaboración de la gráfica envolvente para cortante.

X	VU1	VU2	VU3	VU4	VU5	VU6
0.00	5.4796	4.6968	3.7878	5.6058	2.6136	4.4316
0.25	4.9571	4.2489	3.3399	5.1579	2.2777	4.0957
0.43	4.5808	3.9264	3.0174	4.8354	2.0358	3.8538
0.75	3.9120	3.3531	2.4441	4.2621	1.6058	3.4238
1.00	3.3894	2.9052	1.9962	3.8142	1.2699	3.0879
1.25	2.8669	2.4573	1.5483	3.3663	0.9340	2.7520
1.50	2.3443	2.0094	1.1004	2.9184	0.5981	2.4161
1.75	1.8218	1.5615	0.6525	2.4705	0.2621	2.0801
2.00	1.2992	1.1136	0.2046	2.0226	-0.0738	1.7442
2.25	0.7767	0.6657	-0.2433	1.5747	-0.4097	1.4083
2.50	0.2541	0.2178	-0.6912	1.1268	-0.7457	1.0724
2.75	-0.2685	-0.2301	-1.1391	0.6789	-1.0816	0.7364
3.00	-0.7910	-0.6780	-1.5870	0.2310	-1.4175	0.4005
3.25	-1.3136	-1.1259	-2.0349	-0.2169	-1.7534	0.0646
3.50	-1.8361	-1.5738	-2.4828	-0.6648	-2.0894	-0.2714
3.75	-2.3587	-2.0217	-2.9307	-1.1127	-2.4253	-0.6073
4.00	-2.8812	-2.4696	-3.3786	-1.5606	-2.7612	-0.9432
4.25	-3.4038	-2.9175	-3.8265	-2.0085	-3.0971	-1.2791
4.50	-3.9263	-3.3654	-4.2744	-2.4564	-3.4331	-1.6151
4.73	-4.4070	-3.7775	-4.6865	-2.8685	-3.7421	-1.9241
5.00	-4.9714	-4.2612	-5.1702	-3.3522	-4.1049	-2.2869
5.16	-5.3058	-4.5479	-5.4569	-3.6389	-4.3199	-2.5019

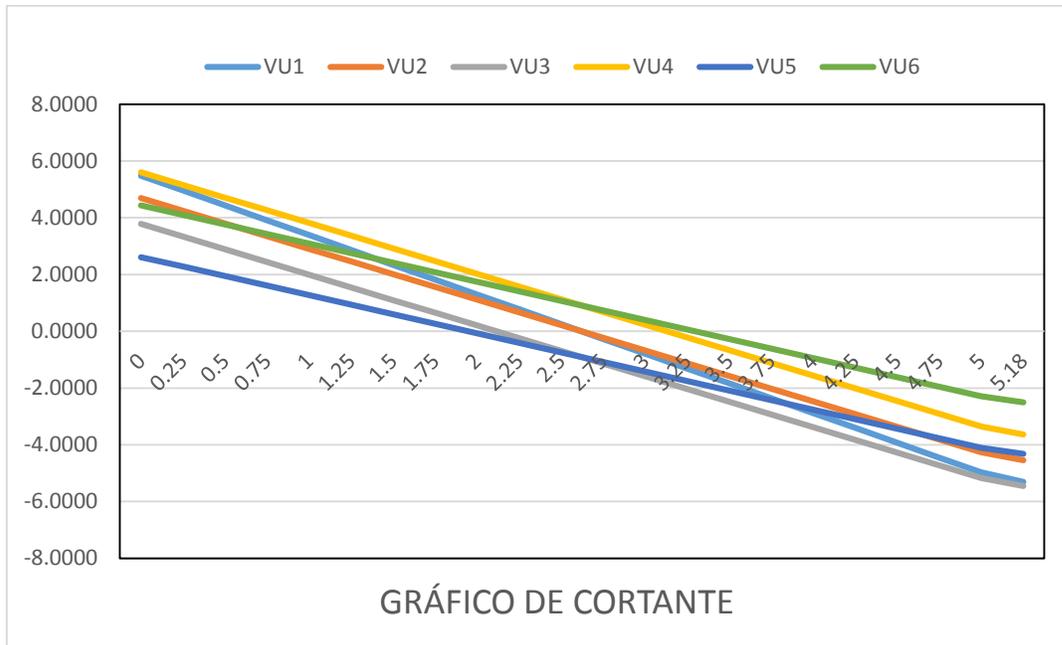


Figura 5.35 Gráfico de envoltente para cortante.

Tabla 5.19 Valores máximos de cortante de la Viga E4 obtenidos de la tabla 5.18

X	V _{máx}
0.00	5.6058
0.25	5.1579
0.43	4.8354
0.75	4.2621
1.00	3.8142
1.25	3.3663
1.50	2.9184
1.75	2.4705
2.00	2.0226
2.25	1.5747
2.50	1.1268
2.75	0.7364
3.00	-1.5870
3.25	-2.0349
3.50	-2.4828
3.75	-2.9307
4.00	-3.3786
4.25	-3.8265
4.50	-4.2744
4.73	-4.6865
5.00	-5.1702
5.16	-5.4569

V_n se obtiene de la gráfica de cortante (*Fig. 5.34*) o de la tabla 5.16 $V_n = 4.8354 \text{ t}$
a una distancia de $d/2$ de la cara de la columna es decir $36\text{cm}/2 = 18\text{cm} = 15 \text{ cm}$.

Cálculo de la resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * d * b$$

Sustituyendo valores

$$V_c = 0.53\sqrt{210} * (40-4) * (25)$$

$$V_c = 6912.39 \text{ kg} = 6.91 \text{ t}$$

$$\Phi V_c = (0.85)(6912.39 \text{ kg}) = 5875.53 \text{ kg}$$

$$\Phi V_c = 5.88 \text{ t}$$

$$V_u \leq \Phi V_c.$$

$$4.8354 \text{ t} \leq 5.88 \text{ t}$$

Debido a que la fuerza factorizada V_u es menor que la resistencia al cortante del concreto debe proporcionarse el área de acero mínima por cortante a una distancia máxima $d/2$.

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto la separación entre estribos es 15cm, es decir calibre # 3 @15cm.

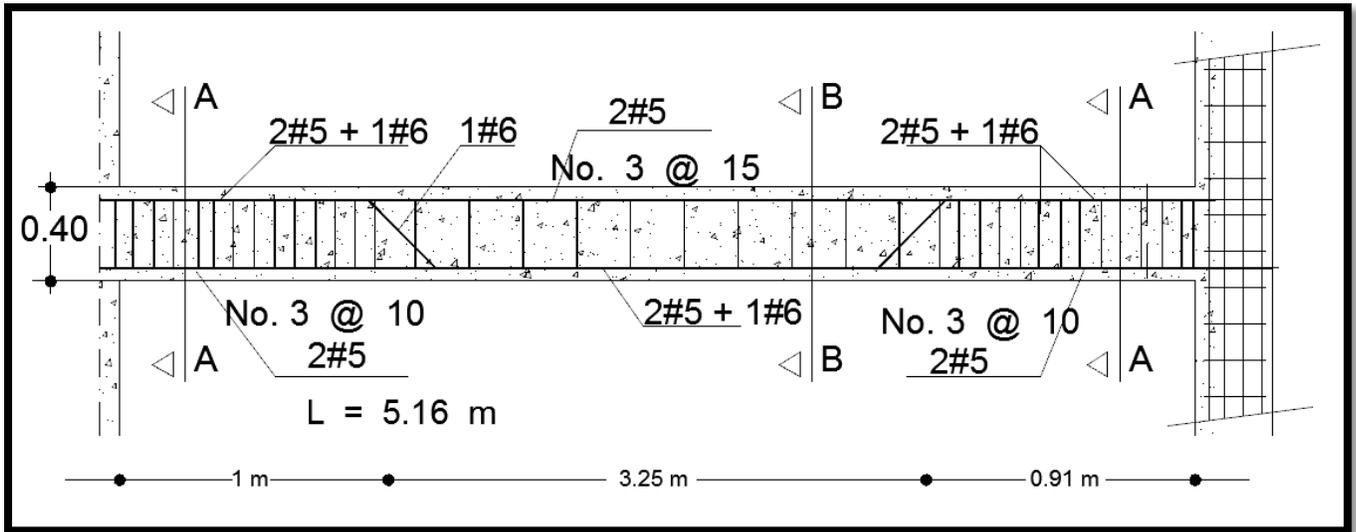


Figura 5.36 Viga E4 del pórtico A1-A5, Cuerpo 1

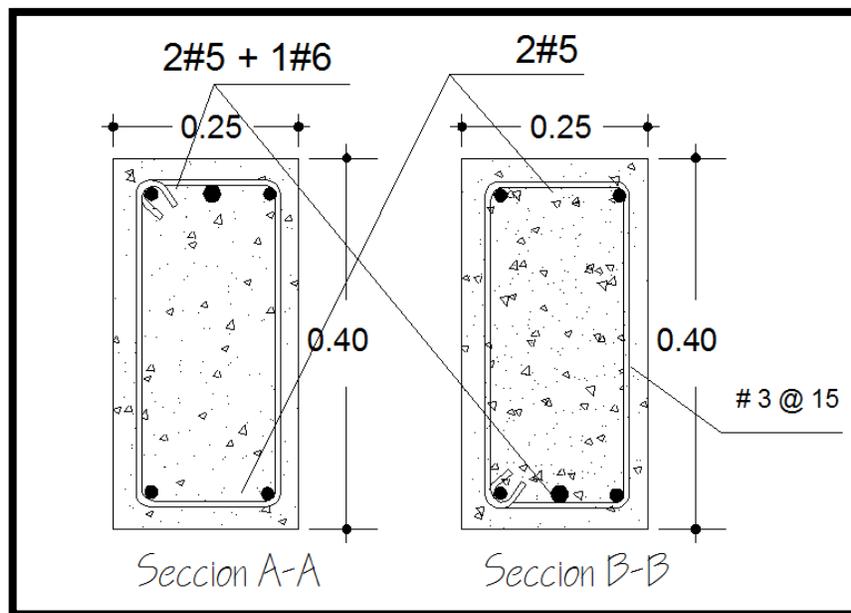


Figura 5.37 Secciones de la viga E4 del pórtico A1-A5, Cuerpo 1.

5.2.2.3 Análisis del pórtico A2-E2, cuerpo 2.

Tabla 5.20 Carga distribuida aplicada en las vigas del pórtico A2-E2.

VIGA	CARGA MUERTA(t/m)	CARGA VIVA(t/m)
E2	0.420	0.000
E4	0.420	0.000
E6	2.090	1.190
E8	2.090	1.190

Tabla 5.21 Cargas puntuales aplicadas en los nodos del pórtico A2-E2.

Nodo	Carga muerta(t)	Carga viva(t)	Cortante Sísmico (t)
2	2.010	0.270	2.179
3	2.190	0.540	2.179
5	2.250	0.540	2.179
7	2.300	0.540	2.179
9	2.050	0.270	2.179

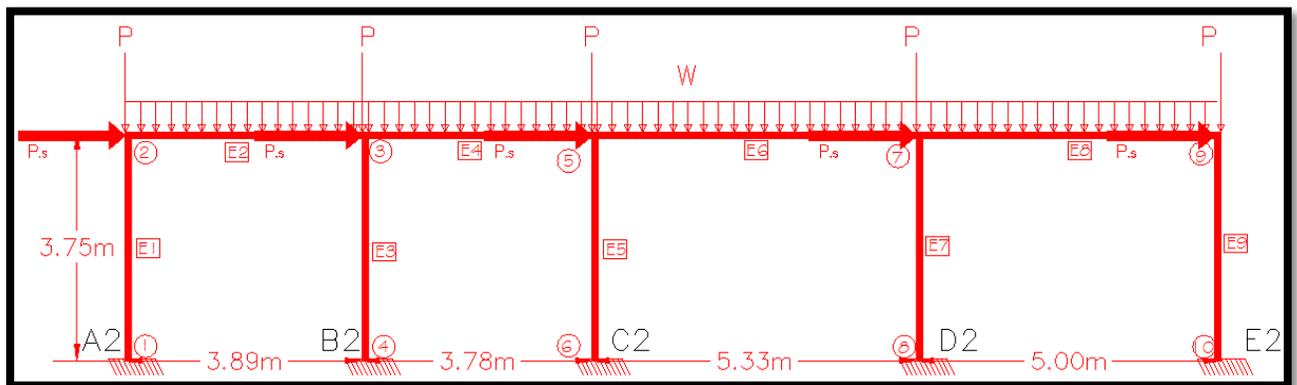


Figura 5.38 Modelo del pórtico A2-E2, Cuerpo 2.

Detalle de las abreviaturas utilizadas en la Figura 5.37

A2-B2: Referencia del pórtico.

P: Carga puntual.

P.s: Cortante sísmico

W: Carga distribuida sobre el elemento.

1, 2, 3, 4: Número de nodo del pórtico.

E1, E2, E3: Número de elemento.

Tabla 5.19 Resultado de momentos obtenidos del análisis del pórtico A2-E2 realizado a través del programa Smart Bars v 2.50.

TIPO	NODO	MOMENTO (t-m)			CORTANTE (t)		
		Muerta	Viva	Sismo	Muerta	Viva	Sismo
VIGA	2	-0.430	-0.090	3.000	0.840	0.070	-1.380
	3	-0.322	0.180	-2.350	-0.790	0.070	-1.380
VIGA	3	-0.120	0.270	2.000	0.310	-0.310	-1.110
	5	-1.930	-0.910	-2.210	-1.270	-0.310	-1.110
VIGA	5	-3.840	-2.120	1.720	5.280	2.990	-0.640
	7	-5.370	-3.080	-1.710	-5.860	-3.350	-0.640
VIGA	7	-5.370	-3.070	2.250	5.820	3.310	-1.000
	9	-2.420	-1.370	-2.720	-4.630	-2.640	-1.000
COLUMNA	1	0.285	0.090	-4.283	-0.191	-0.048	1.943
	2	-0.430	-0.089	3.000	-0.191	-0.048	1.943
COLUMNA	3	-0.203	-0.093	-4.350	0.062	0.025	2.481
	4	0.029	0.000	4.952	0.062	0.025	2.481
COLUMNA	5	1.912	1.208	-3.928	-0.785	-0.496	2.312
	6	-1.031	-0.651	4.742	-0.785	-0.496	2.312
COLUMNA	7	0.000	-0.008	-3.962	-0.025	-0.012	2.327
	8	-0.092	-0.053	4.763	-0.025	-0.012	2.327
COLUMNA	9	-2.419	-1.371	-2.722	0.938	0.531	1.832
	10	1.100	0.619	4.149	0.938	0.531	1.832

A partir del resultado mostrado en la tabla 5.19 procedemos a realizar las diferentes combinaciones de carga para el tramo del pórtico C2-D2.

CALCULO DE ACCIONES ÚLTIMAS.

$$U = 1.4D \quad \text{Ecuación 9.1 ACI}$$

$$U=1.2D+1.6L \quad \text{Ecuación 9.2 ACI}$$

$$U=1.2D+1.0L\pm 1.0E \quad \text{Ecuación 9.5 ACI}$$

$$U=0.9D\pm 1.0E \quad \text{Ecuación 9.7 ACI}$$

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.0E$$

$$U = 1.2D + 1.0L - 1.0E$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

$$U = 0.9D - 1.0E$$

DATOS	U1	U2	U3	U4	U5	U6
W E6	2.9260	4.4168	3.7010	3.7010	1.8810	1.8810
V 5	7.3962	11.1396	8.6956	9.9836	4.1107	5.3987
M 5	-5.3774	-8.0124	-5.0162	-8.4562	-1.7369	-5.1769

Tabla 5.23 Resultados de combinaciones de carga

Corte en VIGA E6

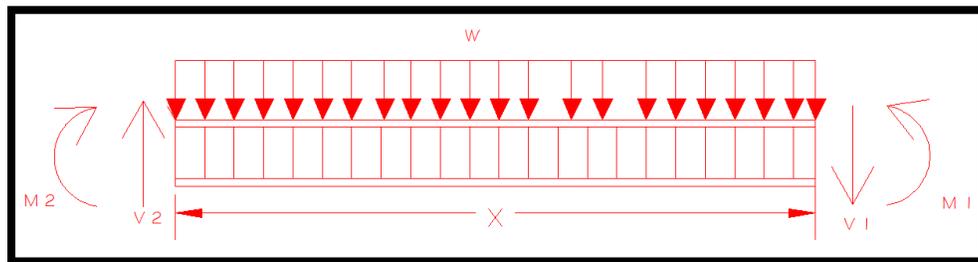


Figura 5.39 Esquema de corte en Viga E6

$$\sum M = \frac{w(x)^2}{2} - V_2(x) - M_2 + M_1$$

$$\downarrow + M_1 = M_2 + V_2(x) - \frac{w(x)^2}{2}$$

$$\uparrow \sum Y = V_2 - w(x) - V_1$$

$$V_1 = V_2 - w(x)$$

Evaluando MU1 en $x = 0$.

$$M_1 = -5.3774 + 7.3962(0) - \frac{2.9260(0)^2}{2} = -5.3774 \text{ t - m}$$

De esta forma se ha evaluado haciendo variar el valor de “x” desde 0-5.33 m para obtener MU1, MU2, MU3, MU4, MU5 y MU6 para poder elaborar el gráfico de envolvente para momento, como se muestra en la tabla 5.23

Tabla 5.24 Resultados para la elaboración de la gráfica envolvente para momento

X	MU1	MU2	MU3	MU4	MU5	MU6
0.00	-5.3774	-8.0124	-5.0162	-8.4562	-1.7369	-5.1769
0.25	-3.6198	-5.3655	-2.9580	-6.0760	-0.7680	-3.8860
0.50	-2.0451	-2.9947	-1.1310	-3.9270	0.0833	-2.7127
0.75	-0.6532	-0.8999	0.4646	-2.0094	0.8171	-1.6569
1.00	0.5558	0.9188	1.8289	-0.3231	1.4333	-0.7187
1.25	1.5819	2.4615	2.9619	1.1319	1.9319	0.1019
1.50	2.4252	3.7281	3.8636	2.3556	2.3130	0.8050
1.75	3.0855	4.7187	4.5339	3.3479	2.5765	1.3905
2.00	3.5630	5.4332	4.9730	4.1090	2.7225	1.8585
2.25	3.8576	5.8717	5.1807	4.6387	2.7509	2.2089
2.50	3.9694	6.0341	5.1572	4.9372	2.6617	2.4417
2.75	3.8982	5.9205	4.9023	5.0043	2.4550	2.5570
3.00	3.6442	5.5308	4.4161	4.8401	2.1307	2.5547
3.25	3.2073	4.8651	3.6986	4.4446	1.6888	2.4348
3.50	2.5876	3.9233	2.7498	3.8178	1.1294	2.1974
3.75	1.7849	2.7055	1.5696	2.9596	0.4524	1.8424
4.00	0.7994	1.2116	0.1582	1.8702	-0.3421	1.3699
4.25	-0.3690	-0.5583	-1.4846	0.5494	-1.2542	0.7798
4.50	-1.7203	-2.6043	-3.3586	-1.0026	-2.2839	0.0721
4.75	-3.2544	-4.9263	-5.4640	-2.7860	-3.4311	-0.7531
5.08	-5.5595	-8.4141	-8.5973	-5.4943	-5.1255	-2.0224
5.33	-7.5179	-11.3765	-11.2393	-7.8143	-6.5454	-3.1204

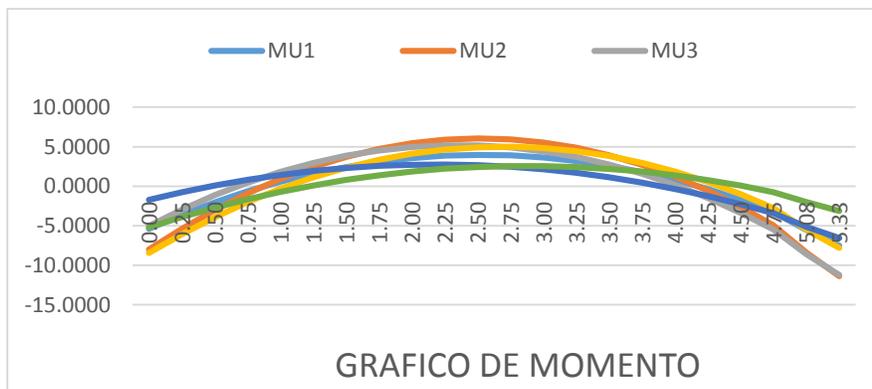


Figura 5.40 Gráfico de envolvente para momento.

Tabla 5.25 Valores máximos de momento de la Viga E6 obtenidos de la tabla 5.24

x	M _{máx}
0.00	-8.4562
0.25	-6.0760
0.50	-3.9270
0.75	-2.0094
1.00	1.8289
1.25	2.9619
1.50	3.8636
1.75	4.7187
2.00	5.4332
2.25	5.8717
2.50	6.0341
2.75	5.9205
3.00	5.5308
3.25	4.8651
3.50	3.9233
3.75	2.9596
4.00	1.8702
4.25	-1.4846
4.50	-3.3586
4.75	-5.4640
5.08	<u>-8.5973</u>
5.33	-11.3765

5.2.2.3.1 Diseño de viga E6 del pórtico A2-E2 del cuerpo 2

$b = 25\text{cm}$

$h = 40\text{cm}$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

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

Recubrimiento = 4cm

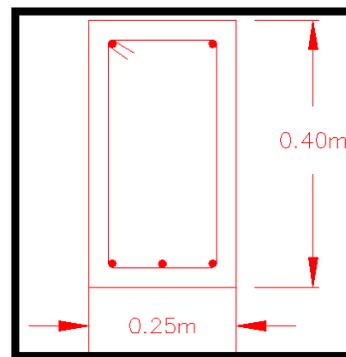


Figura 5.40 Sección de la viga a diseñar

Diseño por flexión.

Como se puede observar en el gráfico de envolvente (Fig. 5.18) o en la tabla 5.22, el momento en la cara de la columna es 8.5973 t - m por lo tanto analizaremos una cantidad de acero que produzca un momento igual o mayor al antes mencionado.

$$\text{Acero a compresión } A's = 2\#5 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero a tensión } A_s = 2\#5 + 2\#6 = 9.66 \text{ cm}^2$$

Para el equilibrio de fuerzas asumimos que el acero a compresión no está fluyendo y que el acero a tensión si está fluyendo.

$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 f'c * b * a \text{ Donde } a = \beta_1 c$$

$$0.85 f'c * b * \beta_1 c + E_s * A's * 1 * \frac{(c - Rec)(\epsilon_{cu})}{c} = F_y * A_s$$

Multiplicando por "c" ambos términos

$$0.85 f'c * b * \beta_1 c * c + E_s * A's * 1 * \frac{(c - Rec)(\epsilon_{cu})}{c} * c = F_y * A_s * c$$

Sustituyendo valores

$$(0.85) * (0.85) * (210) * (25) * c^2 + (2.03 \times 10^6) * (3.96) * (c - 4) * 0.003 = (4200) * (9.66) * c$$

$$3793.125c^2 + (24116.40) * (c - 4) - 35910c = 0$$

$$3793.125c^2 - 11793.60c - 96465.60 = 0$$

$$C = 6.83 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{(7.66 - 4)(0.003)}{7.66} = 0.001 \leq \frac{4200}{2030000} = 0.002, \text{ el acero a compresión no está}$$

fluyendo.

$$\epsilon_{st} = \frac{(0.003)(40 - 7.66 - 4)}{7.66} = 0.013 \geq \frac{4200}{2030000} = 0.002, \text{ el acero a tensión sí está}$$

fluyendo.

$$C_c = 0.85 f'c * b * \beta_1 c = (0.85) * (0.85) * (210) * (25) * (9.66) = 32431.22 \text{ kg}$$

$$C_s = E_s * A'_s * \frac{(c - Rec)(\epsilon_{cu})}{c} = (2.03 \times 10^6) * (3.96) * \frac{(7.66 - 4)(0.003)}{7.66} = 9992.59 \text{ kg}$$

$$T_s = F_y * A_s = (4200) * (9.66) = 35910 \text{ kg}$$

$$M_n = (C_c) * (c - \frac{a}{2}) + (C_s) * (c - Rec) + T_s (h - c - Rec)$$

$$M_n = (C_c) * (c - \frac{\beta_1 c}{2}) + (C_s) * (c - Rec) + T_s (h - c - Rec)$$

Sustituyendo valores.

$$M_n = (32431.22) * (7.66 - \frac{0.85 * 7.66}{2}) + (9992.59) * (7.66 - 4) + (35910) * (40 - 7.66 - 4)$$

$$M_n = 1318888.89 \text{ kg} - \text{cm} = 13.19 \text{ t} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 13.19 \text{ t} - \text{m} = 11.87 \text{ t} - \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_{\text{máx}}$$

$$11.87 \text{ t} - \text{m} \geq 8.597 \text{ t} - \text{m}$$

sí cumple

Por lo tanto el acero a utilizar es el siguiente

$$\text{Acero a compresión } A'_s = 2\#5 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero a tensión } A_s = 2\#5 + 2\#6 = 9.66 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de acero:

$$\text{Área de acero} = \text{Área de acero a tensión} + \text{Área de acero a compresión}$$

$$\text{Área de acero} = 3.96 \text{ cm}^2 + 9.66 \text{ cm}^2 = 13.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de la sección de la viga} = 25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Porcentaje de acero} = \text{Área de acero} / \text{Área de la sección de la viga} * 100\%$$

$$\text{Porcentaje de acero} = 1.36 \%$$

Diseño por cortante.

Haremos uso de los resultados de las combinaciones de carga de la Tabla 5.20 y de la ecuación obtenida del corte en la viga E6 (Fig. 5.17).

$$V_1 = V_2 - w(x)$$

Evaluando V1 para $x = 0$

$$VU1 = 7.3962 - 2.9260(0) = 7.3962 t$$

De esta forma se ha evaluado haciendo variar el valor de "x" desde 0-5.33 m para obtener VU1, VU2, VU3, VU4, VU5 y VU6 para poder elaborar el gráfico de envolvente para cortante, como se muestra en la tabla 5.26.

Tabla 5.26 Resultados para la elaboración de la gráfica envolvente para cortante.

X	VU1	VU2	VU3	VU4	VU5	VU6
0.00	7.3962	11.1396	8.6956	9.9836	4.1107	5.3987
0.25	6.6647	10.0354	7.7704	9.0584	3.6405	4.9285
0.45	6.0795	9.1520	7.0302	8.3182	3.2643	4.5523
0.75	5.2017	7.8270	5.9199	7.2079	2.7000	3.9880
1.00	4.4702	6.7228	4.9946	6.2826	2.2297	3.5177
1.25	3.7387	5.6186	4.0694	5.3574	1.7595	3.0475
1.50	3.0072	4.5144	3.1441	4.4321	1.2892	2.5772
1.75	2.2757	3.4102	2.2189	3.5069	0.8190	2.1070
2.00	1.5442	2.3060	1.2936	2.5816	0.3487	1.6367
2.25	0.8127	1.2018	0.3684	1.6564	-0.1215	1.1665
2.50	0.0812	0.0976	-0.5569	0.7311	-0.5918	0.6962
2.75	-0.6503	-1.0066	-1.4822	-0.1941	-1.0621	0.2260
3.00	-1.3818	-2.1108	-2.4074	-1.1194	-1.5323	-0.2443
3.25	-2.1133	-3.2150	-3.3327	-2.0447	-2.0026	-0.7145
3.50	-2.8448	-4.3192	-4.2579	-2.9699	-2.4728	-1.1848
3.75	-3.5763	-5.4234	-5.1832	-3.8952	-2.9431	-1.6551
4.00	-4.3078	-6.5276	-6.1084	-4.8204	-3.4133	-2.1253
4.25	-5.0393	-7.6318	-7.0337	-5.7457	-3.8836	-2.5956
4.50	-5.7708	-8.7360	-7.9589	-6.6709	-4.3538	-3.0658
4.88	-6.8827	-10.4144	-9.3653	-8.0773	-5.0686	-3.7806
5.08	-7.4679	-11.2977	-10.1055	-8.8175	-5.4448	-4.1568
5.33	-8.1994	-12.4019	-11.0307	-9.7427	-5.9150	-4.6270

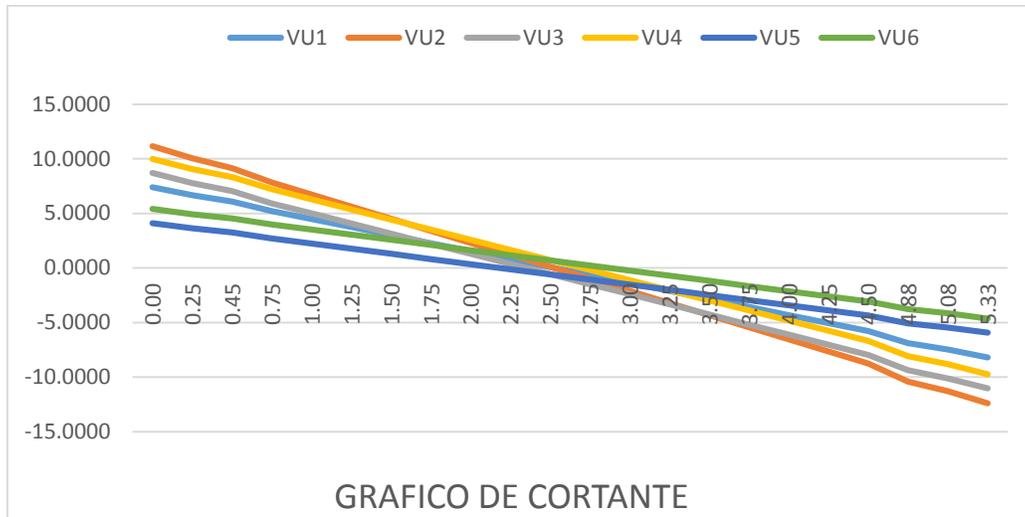


Figura 5.42 Gráfico de envolvente para cortante.

Tabla 5.27 Valores máximos de cortante de la Viga E6 obtenidos de la tabla 5.24

x	V _{máx}
0.00	11.1396
0.25	10.0354
0.50	9.1520
0.75	7.8270
1.00	6.7228
1.25	5.6186
1.50	4.5144
1.75	3.5069
2.00	2.5816
2.25	1.6564
2.50	0.7311
2.75	-1.4822
3.00	-2.4074
3.25	-3.3327
3.50	-4.3192
3.75	-5.4234
4.00	-6.5276
4.25	-7.6318
4.50	-8.7360
4.75	<u>-10.4144</u>
5.08	-11.2977
5.33	-12.4019

V_n se obtiene de la gráfica de cortante (*Figura 5.42*) o de la tabla 5.24 **V_n = 10.41 t** a una distancia de d/2 de la cara de la columna es decir 36cm/2 = 18cm = 15 cm.

Cálculo de la resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * d * bw$$

Sustituyendo valores

$$V_c = 0.53\sqrt{210} * (40-4) * (25)$$

$$V_c = 6912.39 \text{ kg} = 6.91 \text{ t}$$

$$\Phi V_c = (0.85)(6912.39 \text{ kg}) = 5875.53 \text{ kg}$$

$$\Phi V_c = 5.88 \text{ t.}$$

Cálculo del cortante que debe ser resistido por el acero.

$$: V_s = \frac{(V_u - \Phi V_c)}{\Phi} = \frac{(V_u - \Phi V_c)}{\Phi} = \frac{(10.51 - 5.88)}{0.85} = 5.45 \text{ t}$$

Considerando estribos #3 para el cálculo de la separación s teórica.

$$A_s = (2)(3.141592654)\left(\frac{3}{8} * \frac{2.54}{2}\right)^2 = 1.425 \text{ cm}^2.$$

$$s = \frac{A_v * F_y * d}{V_s} = \frac{1.425 * 2800 * 36}{5447.06} = 26.37 \text{ cm} \geq s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto la separación entre estribos es 15cm, es decir calibre # 3 @ 15cm.

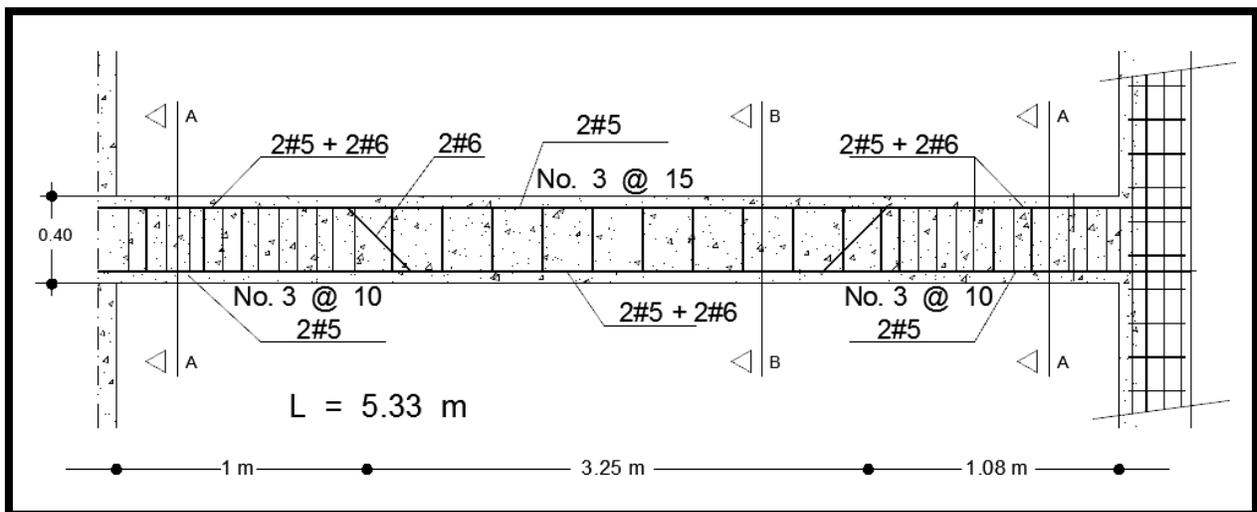


Figura 5.43 Viga E6 del pórtico A2-E2, Cuerpo 2.

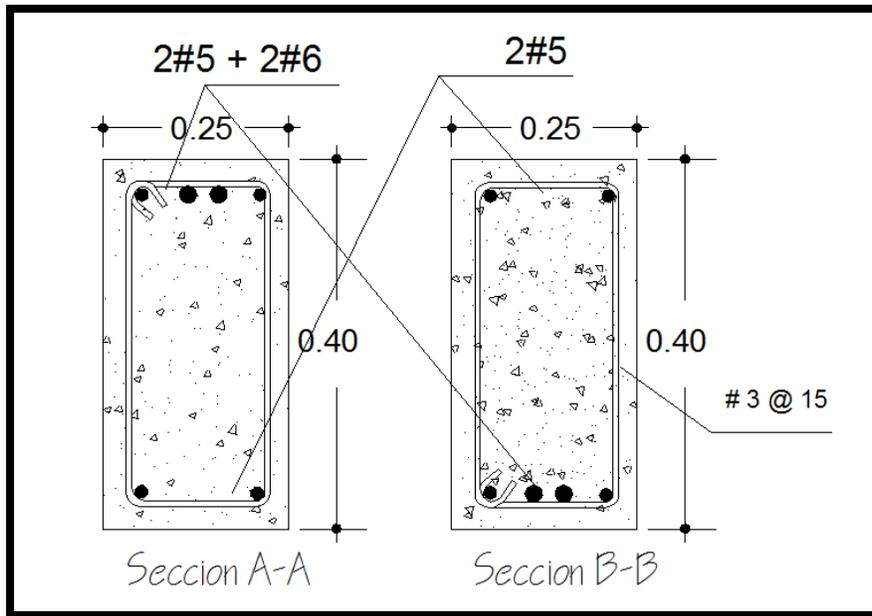


Figura 5.44 Secciones de la viga E6 del pórtico A2-E2, Cuerpo 2.

5.2.2.4 Análisis del pórtico B1-B3, cuerpo 2.

Tabla 5.28 Carga distribuida aplicada en las vigas del pórtico B1-B3.

VIGA	CARGA MUERTA(t/m)	CARGA VIVA(t/m)
E2	1.610	0.960
E4	1.610	0.960

Tabla 5.29 Cargas puntuales aplicadas en los nodos del pórtico B1-B3.

Nodo	Carga viva(t)	Carga muerta(t)	Cortante Sísmico (t)
2	0.300	1.990	2.179
3	0.540	2.190	2.179
5	0.350	2.010	2.179

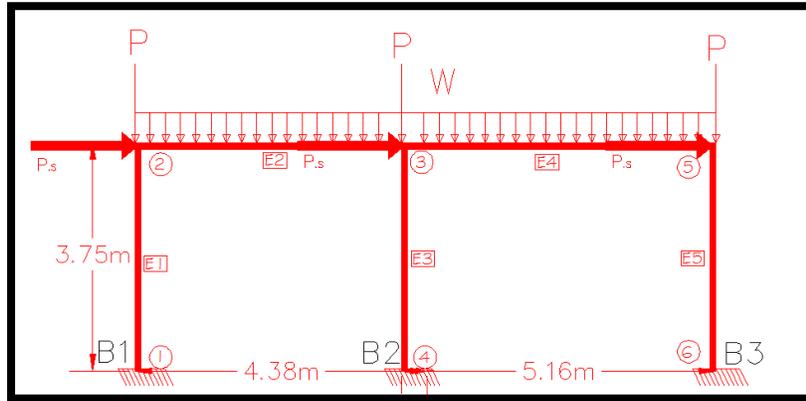


Figura 5.45 Modelo del pórtico B1-B3, Cuerpo 2

Detalle de las abreviaturas utilizadas en la Figura 5.34

B1-B3: Referencia del pórtico.

P: Carga puntual.

P.s: Cortante sísmico

W: Carga distribuida sobre el elemento.

1, 2...: Número de nodo del pórtico.

E1, E2...: Referencia a elemento.

Tabla 5.30 Resultado de momentos obtenidos del análisis del pórtico B1-B3 realizado a través del programa Smart Bars v 2.50.

TIPO	NODO	MOMENTO (t-m)			CORTANTE (t)		
		Muerta	Viva	Sismo	Muerta	Viva	Sismo
VIGA	2	-1.395	-0.833	3.048	3.067	1.829	-1.244
	3	-3.404	-2.028	-2.402	-3.985	-2.375	-1.244
VIGA	3	-4.004	-2.386	2.150	4.516	2.692	-0.958
	5	-2.136	-1.274	-2.793	-3.792	-2.261	-0.958
COLUMNA	1	0.757	0.452	-4.499	-0.574	-0.343	2.013
	2	-1.395	-0.833	3.048	-0.574	-0.343	2.013
COLUMNA	3	0.599	0.358	-4.552	-0.258	-0.154	2.613
	4	-0.368	-0.219	5.248	-0.258	-0.154	2.613
COLUMNA	5	-2.136	-1.274	-2.793	0.832	0.496	1.911
	6	0.984	0.587	4.373	0.832	0.496	1.911

A partir del resultado mostrado en la tabla 5.30 procedemos a realizar las diferentes combinaciones de carga para el tramo del pórtico B2-B3.

Calculo de la resistencia requerida para combinaciones de carga.

$U = 1.4D$ Ecuación 9.1 ACI

$U=1.2D+1.6L$ Ecuación 9.2 ACI

$U=1.2D+1.0L\pm 1.0E$ Ecuación 9.5 ACI

$U=0.9D\pm 1.0E$ Ecuación 9.7 ACI

$U = 1.4D$

$U=1.2D+1.6L$

$U=1.2D+1.0L+1.0E$

$U=1.2D+1.0L-1.0E$

$U=0.9D+1.0E$

$U=0.9D-1.0E$

Tabla 5.31 Resultados de combinaciones de carga

DATOS	U1	U2	U3	U4	U5	U6
W E8	2.254	3.468	2.892	2.892	1.449	1.449
V 7	6.3224	9.7264	7.1532	9.0692	3.1064	5.0224
M 7	-5.656	-8.6656	-5.084	-9.384	-1.486	-5.786

Tabla 5.32 Resultados para la elaboración de la gráfica envolvente para momento

X	MU1	MU2	MU3	MU4	MU5	MU6
0.00	-5.6560	-8.6656	-5.0840	-9.3840	-1.4860	-5.7860
0.25	-4.1458	-6.3424	-3.3861	<u>-7.2071</u>	-0.7547	-4.5757
0.50	-2.7766	-4.2359	-1.8689	-5.2109	-0.1139	-3.4559
0.75	-1.5481	-2.3462	-0.5325	-3.3955	0.4363	-2.4267
1.00	-0.4606	-0.6732	0.6232	-1.7608	0.8959	-1.4881
1.25	0.4861	0.7830	1.5981	-0.3069	1.2650	-0.6400
1.50	1.2919	2.0225	2.3923	0.9663	1.5435	0.1175

1.75	1.9568	3.0452	3.0057	2.0587	1.7314	0.7844
2.00	2.4808	3.8512	3.4384	2.9704	1.8288	1.3608
2.25	2.8640	4.4404	3.6903	3.7013	1.8356	1.8466
2.50	3.1063	4.8129	3.7615	4.2515	1.7519	2.2419
2.75	3.2077	4.9686	3.6519	4.6209	1.5776	2.5466
3.00	3.1682	4.9076	3.3616	4.8096	1.3127	2.7607
3.25	2.9879	4.6298	2.8905	4.8175	0.9573	2.8843
3.50	2.6667	4.1353	2.2387	4.6447	0.5113	2.9173
3.75	2.2046	3.4240	1.4061	4.2911	-0.0253	2.8597
4.00	1.6016	2.4960	0.3928	3.7568	-0.6524	2.7116
4.25	0.8578	1.3512	-0.8013	3.0417	-1.3701	2.4729
4.50	-0.0270	-0.0103	-2.1761	2.1459	-2.1783	2.1437
4.75	-1.0525	-1.5886	-3.7317	1.0693	-3.0771	1.7239
4.91	-1.7828	-2.7124	-4.8221	0.2855	-3.6999	1.4077
5.16	-3.0395	-4.6462	-6.6741	-1.0875	-4.7472	0.8393

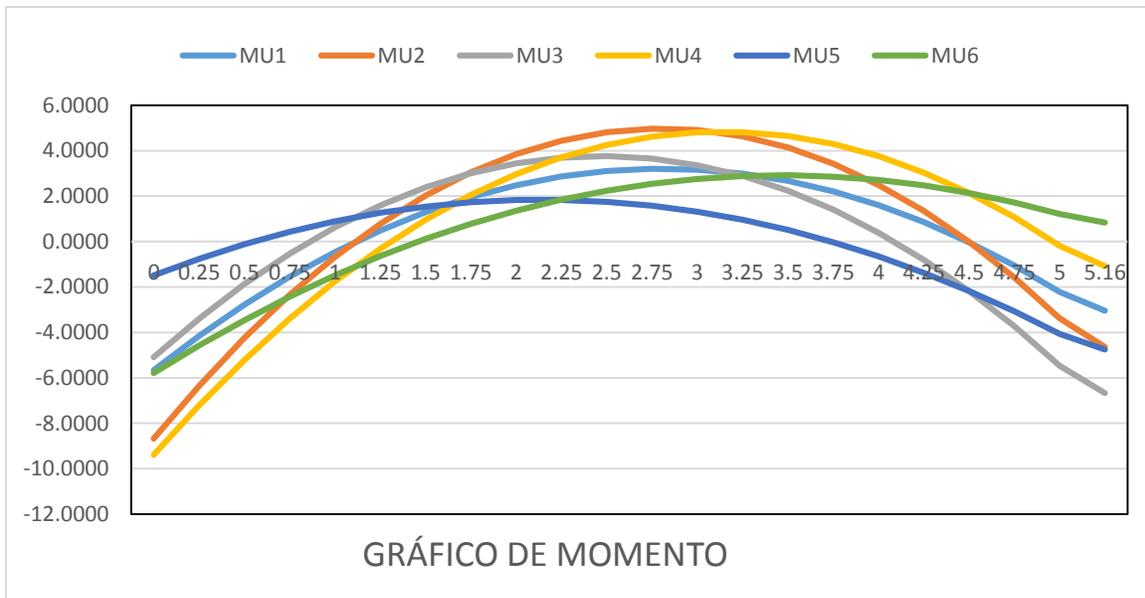


Figura 5.46 Gráfico de envolvente para momento.

Tabla 5.33 Valores máximos de momento de la Viga E4 obtenidos de la tabla 5.29

X	Mmáx
0.00	-9.3840
0.25	<u>-7.2071</u>
0.50	-5.2109
0.75	-3.3955
1.00	-1.7608
1.25	1.5981

1.50	2.3923
1.75	3.0452
2.00	3.8512
2.25	4.4404
2.50	4.8129
2.75	4.9686
3.00	4.9076
3.25	4.8175
3.50	4.6447
3.75	4.2911
4.00	3.7568
4.25	3.0417
4.50	-2.1783
4.75	-3.7317
4.91	-4.8221
5.16	-6.6741

5.2.2.4.1 Diseño de viga E4 del pórtico B1-B3 del cuerpo 2

$$b = 25\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Recubrimiento} = 4\text{cm}$$

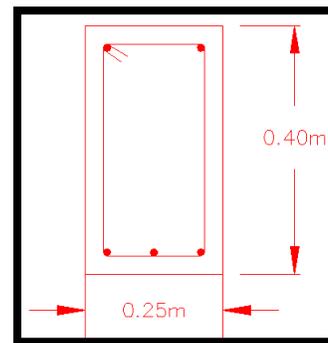


Figura 5.47 Sección de la viga a diseñar

Diseño por flexión.

Como se puede observar en el gráfico de envolvente (Fig. 5.48) o en la tabla 5.33, el momento en la cara de la columna es 7.2071 t - m por lo tanto analizaremos una cantidad de acero que produzca un momento igual o mayor al antes mencionado.

$$\text{Acero a compresión } A'_s = 2\#5 = 3.96\text{cm}^2$$

$$\text{Acero a tensión } A_s = 2\#5 + 1\#6 = 6.81\text{cm}^2$$

Para el equilibrio de fuerzas asumimos que el acero a compresión no está fluyendo y que el acero a tensión si está fluyendo.

Cc + Cs = Ts

$Cc = 0.85 f'c * b * a$ Donde $a = \beta_1 c$

$$0.85 f'c * b * \beta_1 c + Es * A's1 * \frac{(c-Rec)(\epsilon cu)}{c} = Fy * As$$

Multiplicando por "c" ambos términos

$$0.85 f'c * b * \beta_1 c * c + Es * A's1 * \frac{(c-Rec)(\epsilon cu)}{c} * c = Fy * As * c$$

Sustituyendo valores

$$(0.85) * (0.85) * (210) * (25) * c^2 + (2.03 \times 10^6) * (3.96) * (c - 4) * 0.003 = (4200) * (6.81) * c$$

$$3793.125c^2 + (24116.40) * (c - 4) - 28602c = 0$$

$$3793.125c^2 - 4485.60c - 96465.60 = 0$$

$$C = 5.67 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{(5.67 - 4)(0.003)}{5.67} = 0.0009 \leq \frac{4200}{2030000} = 0.002068965517 \text{ por lo tanto el acero a compresión no está fluyendo.}$$

$$\epsilon_{st} = \frac{(0.003)(40 - 5.67 - 4)}{5.67} = 0.016 \geq \frac{4200}{2030000} = 0.002068965517 \text{ el acero a tensión si esta fluyendo.}$$

$$Cc = 0.85 f'c * b * \beta_1 c = (0.85) * (0.85) * (210) * (25) * (5.67) = 21507.02 \text{ kg}$$

$$Cs = Es * A's1 * \frac{(c-Rec)(\epsilon cu)}{c} = (2.03 \times 10^6) * (3.96) * \frac{(5.67 - 4)(0.003)}{5.67} = 7103.07 \text{ kg}$$

$$Ts = Fy * As = (4200) * (6.81) = 28602 \text{ kg}$$

$$Mn = (Cc) * (c - \frac{a}{2}) + (Cs) * (c - Rec) + Ts (h - c - Rec)$$

$$Mn = (Cc) * (c - \frac{\beta_1 c}{2}) + (Cs) * (c - Rec) + Ts (h - c - Rec)$$

Sustituyendo valores.

$$Mn = (21507.02) * (5.67 - \frac{0.85 * 5.67}{2}) + (7103.07) * (5.67 - 4) + (28602) * (40 - 5.67 - 4)$$

$$Mn = 949479.05 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mn = 9.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$\phi Mn = 0.9 * 9.49 \text{ t} - \text{m} = 8.55 \text{ t} - \text{m}$$

$$\phi Mn \geq M_{\text{máx}}$$

$$8.55 \text{ t} - \text{m} \geq 7.21 \text{ t} - \text{m} \quad \text{sí cumple}$$

Por lo tanto el acero a utilizar es el siguiente

$$\text{Acero a compresión } A's = 2\#5 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero a tensión } A_s = 2\#5 + 1\#6 = 6.81 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la cuantía de acero:

$$\text{Área de acero} = \text{Área de acero a tensión} + \text{Área de acero a compresión}$$

$$\text{Área de acero} = 3.96 \text{ cm}^2 + 6.81 \text{ cm}^2 = 10.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de la sección de la viga} = 25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Porcentaje de acero} = \text{Área de acero} / \text{Área de la sección de la viga} * 100\%$$

$$\text{Porcentaje de acero} = 1.08 \%$$

Diseño por cortante.

Tabla 5.34 Resultados para la elaboración de la gráfica envolvente para cortante.

X	VU1	VU2	VU3	VU4	VU5	VU6
0.00	6.3224	9.7264	7.1532	9.0692	3.1064	5.0224
0.25	5.7589	8.8594	6.4302	8.3462	2.7442	4.6602
0.43	5.3532	8.2352	5.9096	7.8256	2.4833	4.3993
0.75	4.6319	7.1254	4.9842	6.9002	2.0197	3.9357
1.00	4.0684	6.2584	4.2612	6.1772	1.6574	3.5734
1.25	3.5049	5.3914	3.5382	5.4542	1.2952	3.2112
1.50	2.9414	4.5244	2.8152	4.7312	0.9329	2.8489
1.75	2.3779	3.6574	2.0922	4.0082	0.5707	2.4867
2.00	1.8144	2.7904	1.3692	3.2852	0.2084	2.1244

2.25	1.2509	1.9234	0.6462	2.5622	-0.1539	1.7622
2.50	0.6874	1.0564	-0.0768	1.8392	-0.5161	1.3999
2.75	0.1239	0.1894	-0.7998	1.1162	-0.8784	1.0377
3.00	-0.4396	-0.6776	-1.5228	0.3932	-1.2406	0.6754
3.25	-1.0031	-1.5446	-2.2458	-0.3298	-1.6029	0.3132
3.50	-1.5666	-2.4116	-2.9688	-1.0528	-1.9651	-0.0491
3.75	-2.1301	-3.2786	-3.6918	-1.7758	-2.3274	-0.4114
4.00	-2.6936	-4.1456	-4.4148	-2.4988	-2.6896	-0.7736
4.25	-3.2571	-5.0126	-5.1378	-3.2218	-3.0519	-1.1359
4.60	-4.0460	-6.2264	-6.1500	-4.2340	-3.5590	-1.6430
4.73	-4.3390	-6.6772	-6.5260	-4.6100	-3.7474	-1.8314
5.00	-4.9476	-7.6136	-7.3068	-5.3908	-4.1386	-2.2226
5.16	-5.3082	-8.1685	-7.7695	-5.8535	-4.3704	-2.4544

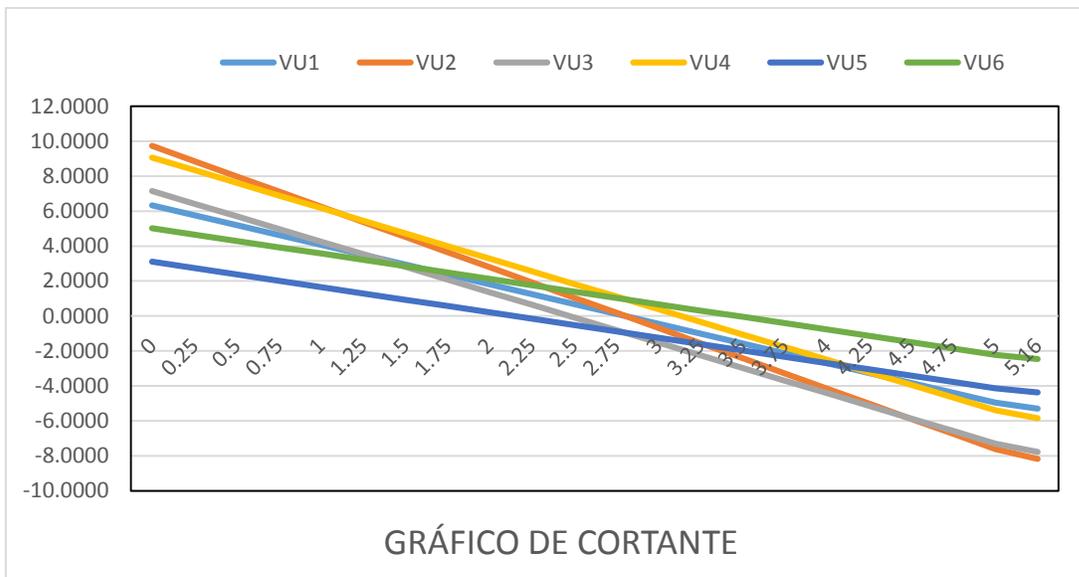


Figura 5.48 Gráfico de envoltura para cortante.

Tabla 5.32 Valores máximos de cortante de la Viga E4 obtenidos de la tabla 5.31.

X	Vmáx
0.00	9.7264
0.25	8.8594
0.43	8.2352
0.75	7.1254
1.00	6.2584
1.25	5.4542
1.50	4.7312
1.75	4.0082
2.00	3.2852
2.25	2.5622
2.50	1.8392

2.75	1.1162
3.00	-1.5228
3.25	-2.2458
3.50	-2.9688
3.75	-3.6918
4.00	-4.4148
4.25	-5.1378
4.60	-6.2264
4.73	-6.6772
5.00	-7.6136
5.16	-8.1685

Vn se obtiene de la gráfica de cortante (*Fig. 5.26*) o de la tabla 5.32 $V_n = 8.2352 \text{ t}$ a una distancia de $d/2$ de la cara de la columna es decir $36\text{cm}/2 = 18\text{cm} = 15 \text{ cm}$.

Cálculo de la resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * d * b_w$$

Sustituyendo valores

$$V_c = 0.53\sqrt{210} * (40-4) * (25)$$

$$V_c = 6912.39 \text{ kg} = 6.91 \text{ t}$$

$$\Phi V_c = (0.85)(6912.39 \text{ kg}) = 5875.53 \text{ kg}$$

$$\Phi V_c = 5.88 \text{ t}$$

Cálculo del cortante que debe ser resistido por el acero.

$$\Phi V_s \geq V_u - \Phi V_c$$

$$V_s \geq \frac{(V_u - \Phi V_c)}{\Phi} = \frac{(V_u - \Phi V_c)}{\Phi} \geq \frac{(8.2352 - 5.88)}{0.85} \geq 2.77 \text{ t}$$

Considerando estribos #3 para el cálculo de la separación s teórica.

$$A_s = (2)(3.141592654)\left(\frac{3}{8} * \frac{2.54}{2}\right)^2 = 1.425 \text{ cm}^2.$$

$$s = \frac{A_v * F_y * d}{V_s} = \frac{1.425 * 2800 * 36}{2770.82} = 51.84 \text{ cm} \geq s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto la separación entre estribos es 15cm, es decir calibre # 3 @ 15cm.

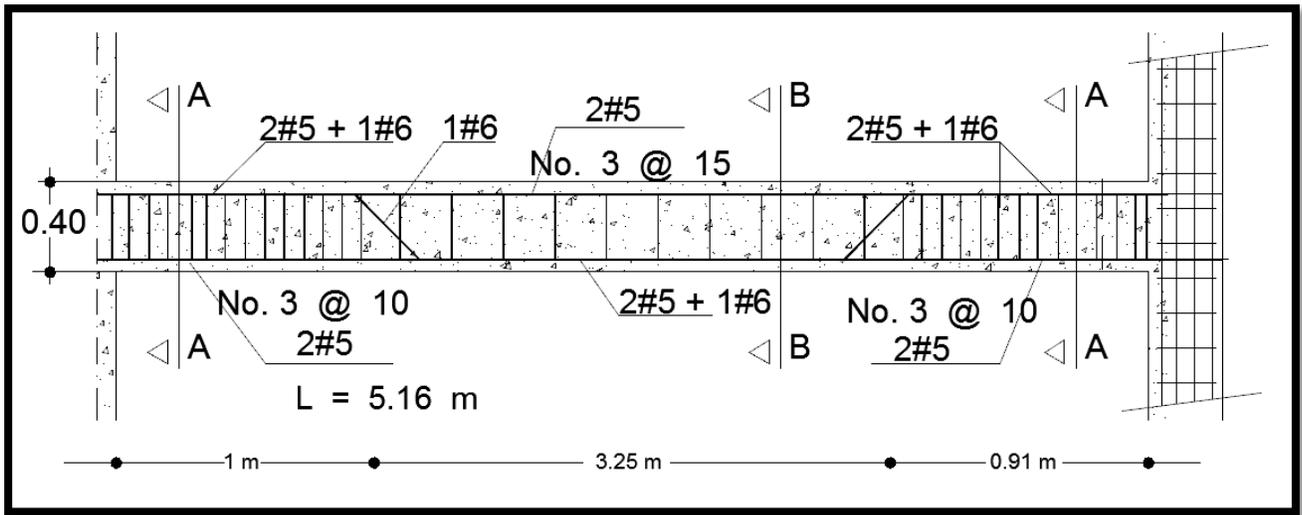


Figura 5.49 viga E4 del pórtico b1-b3, cuerpo 2.

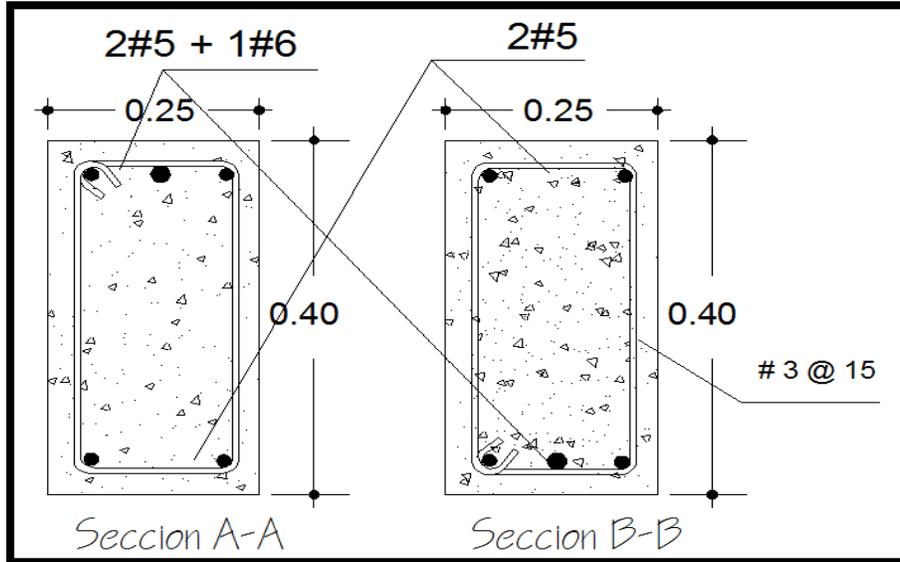


Figura 5.50 Secciones de la viga E4 del pórtico B1-B3, Cuerpo 2.

5.2.2.5 Determinando la longitud de desarrollo.

$$ldb = \frac{0.06 * A_v * F_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 * 0.71 * 4200}{\sqrt{210}} = 12.35 \text{cm}$$

Aplicando los factores de modificación tenemos que:

$$ld = ldb \alpha_{factores}$$

Donde son aplicables los siguientes factores: (ACI 318/02 Sección 12.2.4)

$\alpha = 1.0$ factor de ubicación del refuerzo

$\beta = 1.0$ factor de recubrimiento

$\gamma = 0.8$ factor de tamaño

$\lambda = 1.0$ factor de agregado liviano.

$$ld = 12.35 * 0.8 = 9.88 \text{cm}$$

Pero no debe ser menor que:

$$ld > \frac{0.113 * d_b * F_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{ACI 318/02 Sección 12.2.2})$$

$$9.88 \text{cm} > \frac{0.113 * 0.95 * 4200}{\sqrt{210}} = 32.095$$

Pero según la sección ACI 12.2.1/02 la ld no deberá ser menor que 30.00 , por fines prácticos la longitud de desarrollo será de 40cm para el calibre del acero #3.

A continuación se muestra una tabla con su respectiva longitud de desarrollo para los diferentes calibres de acero. Dicha tabla fue elaborada siguiendo el procedimiento anterior con el propósito de tener disponible la longitud de desarrollo para los diferentes calibres de acero de las vigas principales del entrepiso, escalera y de igual manera la longitud de desarrollo para el refuerzo por temperatura en losa del entrepiso.

EMPALME EN LOSAS Y VIGAS	
\varnothing	L (cm)
1/4"	.30
3/8"	.40
1/2"	.50
5/8"	.70

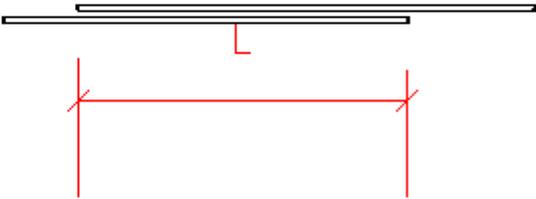


Figura 5.51: Longitud de desarrollo para vigas y losas.

5.2.2.6 Longitud de anclaje para vigas principales del entrepiso.

El refuerzo longitudinal de una viga que termina en una columna deberá extenderse hasta la cara externa de la columna confinada y deberá ser anclada en tensión de acuerdo a la sección 21.5.4 y en compresión según el capítulo 12. (ACI 318-02 Sección 21.5.1.3).

La longitud de desarrollo mínima (l_{dh}) para una barra con gancho a 90° en concreto de peso normal es:

$$l_{dh} = \frac{0.06 * d_b * F_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{ACI 318 – 02 Sección 21.5.4.1})$$

$l_{dh} > 8d_b$ pero no menor de 15cm.

Un gancho estándar es definido como un doble a 90° más una extensión de $12d_b$ en un extremo de la barra. (ACI 318-02 Sección 7.1.2)

Para barras No. 6.

$$l_{dh} = \frac{0.06 * 1.91 * 4200}{\sqrt{210}} = 33.21\text{cm} = 35\text{cm}$$

l_{dh} = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el concreto entre la sección crítica y el inicio del gancho [punto de tangencia] más el radio interno del doblez y un diámetro de barra), mm, véanse 12.5 y 21.5.4, Capítulo 12, 21.

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

d_b = diámetro nominal de una barra.

f_c' = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto
210kg/cm².

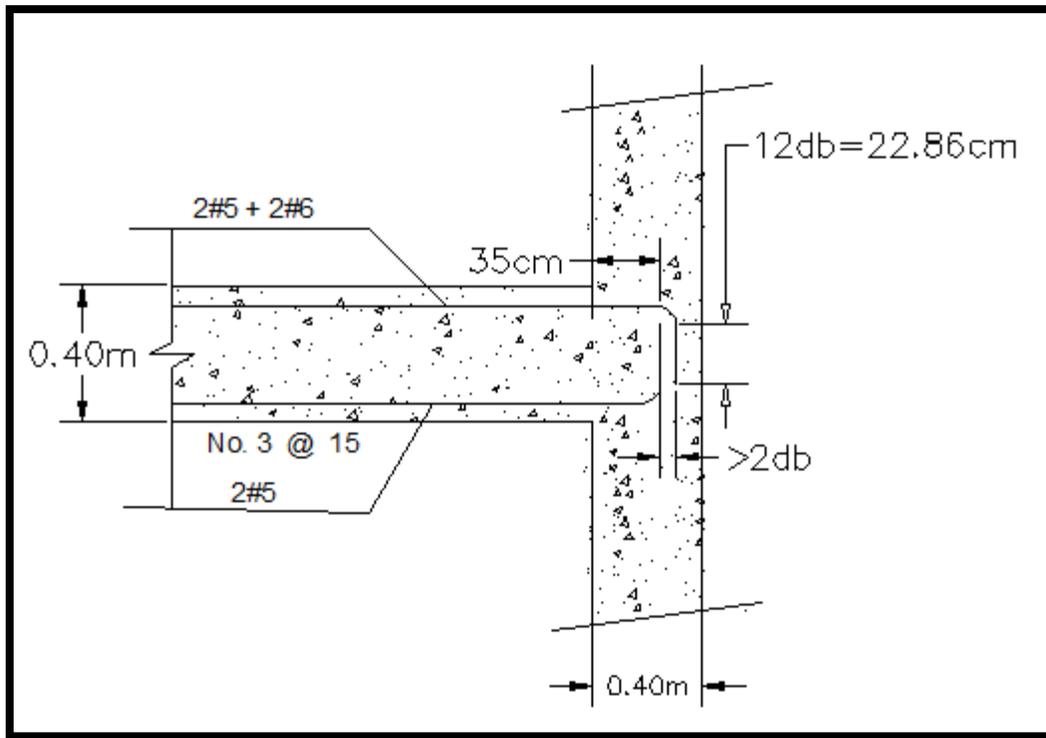


Figura 5.52 Longitud de vigas principales en columnas.

5.2.3 Diseño de solera de fundación.

5.2.3.1 Solera A1-B1, cuerpo 1

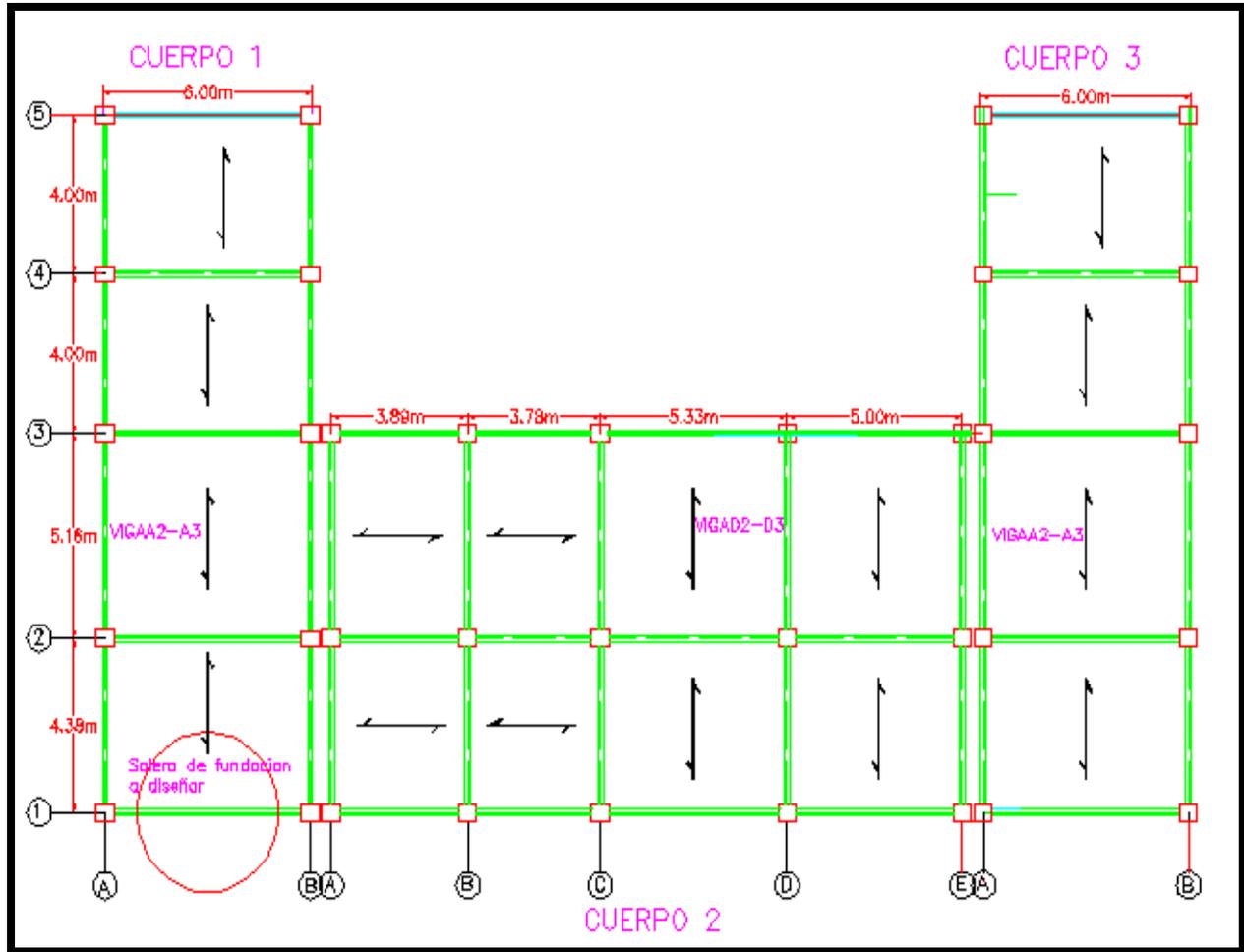


Figura 5.53 Vistan en planta de la selección de la solera de fundación a diseñar.

DATOS.

Altura de pared 3.75m

Peso de pared	300kg/m ²
Carga distribuida 300kg/m ² x 3.75 m	1125kg/m.
Dimensiones de la solera de fundación	25cmx40cm
Resistencia del concreto	210kg/cm ²
Peso específico del concreto	2400kg/m ³
Fluencia del acero	2800kg/cm ²
Longitud de la solera de fundación	6.0m
Volumen de la solera de fundación 0.25cmx0.40cmx6m	0.6m ³
Carga puntual del peso propio de la pared 1125kg/m x 6.0m	6750.0 kg
Carga puntual del peso propio de la S.F. 0.6 m ³ x2400kg/m ³	1440 kg
Carga muerta puntual total	8190kg

Procedimiento de diseño

Para el análisis y diseño de la solera de fundación se tiene que determinar la distribución de esfuerzo de la solera, para esto es necesario calcular las cargas puntuales en la solera debido a al peso propio y al peso de las paredes como se muestran en los datos mostrados anteriormente.

- ✓ Cálculo de la longitud elástica de la solera "d".

Nota: Para el cálculo de la longitud elástica, momento flexionante, y esfuerzo cortante se tomó como referencia la tesis de de la Universidad de El Salvador titulada "ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO – ECONÓMICO DE SISTEMAS

DE FUNDACIONES DE VIVIENDA, UTILIZANDO SOLERAS Y LOSAS DE FUNDACION”.

✓ Calculo del módulo de elasticidad del concreto.

E = Modulo de elasticidad del concreto.

f'c = Resistencia a la compresión del concreto 210 kg/cm²

$$E = 15100\sqrt{f'c}$$

$$E = 15100\sqrt{210\text{kg/cm}^2} = 218,819.79\text{kg/cm}^2$$

✓ Calculo del momento de inercia de la sección

b = base de la sección transversal de la solera 40 cm.

h = peralte de la sección transversal 25 cm.

$$I = \frac{bxh^3}{12} = \frac{40 \times 25^3}{12} = 52,083.33\text{cm}^4$$

a = ancho de la solera de fundación igual a 40 cm

B = Coeficiente elástico del suelo o modulo de reacción del suelo.

$$\text{Longitudelastica}(d) = \sqrt[4]{\frac{4EI}{B \cdot a}} = \sqrt[4]{\frac{4(218,819.79)(52,083.33)}{6.92 \times 40}} = 113.28\text{cm}.$$

$$\text{Longitudgeometrica}(d) = 6.00\text{m} = 600.00\text{cm}.$$

$$\text{Longitudelastica}(d) = 113.28\text{ cm} < \text{Longitudgeometrica}(L) = 600.00\text{cm}.$$

✓ Calculo de la presión que el suelo ejerce sobre la solera de cimentación.

P = Presión B = Coeficiente elástico del suelo

$$P = B \cdot y$$

$$\text{Dondey} = \frac{P.\text{total}}{2.a.d * B} \cdot F_1,$$

$$\text{donde } P.\text{total} = 8190.00\text{kg}$$

$$F1 = e^u(\text{senu} + \text{cosu}),$$

$$u = \frac{x}{L}$$

✓ Cálculo del momento.

$$F2 = e^{-u}(\text{senu} - \text{cosu}),$$

$$u = \frac{x}{L}$$

$$\text{Momento} = \frac{P.d}{4} * F2$$

Cálculo del cortante.

$$F3 = e^{-u}(\text{cosu}),$$

$$u = \frac{x}{L} \text{Cortante} = \frac{P.d}{2} * F3$$

Tabla 5.33 Cálculo de Presión, momento y cortante en la solera de fundación.

x/L	F1	F2	F3	P.total	a	d	Presión	Momento	Cortante
0	1.000	1.000	1.000	8190.000	40.000	113.280	0.904	2319.408	4095.000
0.1	0.991	0.810	0.900	8190.000	40.000	113.280	0.895	1878.683	3686.798
0.2	0.965	0.640	0.802	8190.000	40.000	113.280	0.872	1483.850	3285.872
0.3	0.927	0.489	0.708	8190.000	40.000	113.280	0.837	1133.736	2898.157
0.4	0.878	0.356	0.617	8190.000	40.000	113.280	0.794	826.569	2528.276
0.5	0.823	0.241	0.532	8190.000	40.000	113.280	0.744	560.124	2179.690
0.6	0.763	0.143	0.453	8190.000	40.000	113.280	0.689	331.841	1854.846
0.7	0.700	0.060	0.380	8190.000	40.000	113.280	0.632	138.933	1555.319
0.8	0.635	-0.009	0.313	8190.000	40.000	113.280	0.574	-21.520	1281.942
0.9	0.571	-0.066	0.253	8190.000	40.000	113.280	0.516	-152.499	1034.920
1.0	0.508	-0.111	0.199	8190.000	40.000	113.280	0.459	-256.976	813.947
1.1	0.448	-0.146	0.151	8190.000	40.000	113.280	0.405	-337.864	618.300
1.2	0.390	-0.172	0.109	8190.000	40.000	113.280	0.352	-397.975	446.929
1.3	0.336	-0.190	0.073	8190.000	40.000	113.280	0.303	-439.988	298.533
1.4	0.285	-0.201	0.042	8190.000	40.000	113.280	0.257	-466.423	171.635
1.5	0.238	-0.207	0.016	8190.000	40.000	113.280	0.215	-479.625	64.634
1.6	0.196	-0.208	-0.006	8190.000	40.000	113.280	0.177	-481.754	-24.141
1.7	0.158	-0.205	-0.024	8190.000	40.000	113.280	0.142	-474.780	-96.387
1.8	0.123	-0.199	-0.038	8190.000	40.000	113.280	0.112	-460.477	-153.793
1.9	0.093	-0.190	-0.048	8190.000	40.000	113.280	0.084	-440.434	-198.010

2.0	0.067	-0.179	-0.056	8190.000	40.000	113.280	0.060	-416.054	-230.628
2.1	0.044	-0.168	-0.062	8190.000	40.000	113.280	0.040	-388.564	-253.160
2.2	0.024	-0.155	-0.065	8190.000	40.000	113.280	0.022	-359.025	-267.026
2.3	0.008	-0.142	-0.067	8190.000	40.000	113.280	0.007	-328.344	-273.546
2.4	-0.006	-0.128	-0.067	8190.000	40.000	113.280	-0.005	-297.282	-273.934
2.5	-0.017	-0.115	-0.066	8190.000	40.000	113.280	-0.015	-266.471	-269.295
2.6	-0.025	-0.102	-0.064	8190.000	40.000	113.280	-0.023	-236.423	-260.623
2.7	-0.032	-0.089	-0.061	8190.000	40.000	113.280	-0.029	-207.543	-248.807
2.8	-0.037	-0.078	-0.057	8190.000	40.000	113.280	-0.033	-180.142	-234.630
2.9	-0.040	-0.067	-0.053	8190.000	40.000	113.280	-0.036	-154.448	-218.776
3.0	-0.042	-0.056	-0.049	8190.000	40.000	113.280	-0.038	-130.617	-201.838
3.1	-0.043	-0.047	-0.045	8190.000	40.000	113.280	-0.039	-108.742	-184.317
3.2	-0.043	-0.038	-0.041	8190.000	40.000	113.280	-0.039	-88.864	-166.637
3.3	-0.042	-0.031	-0.036	8190.000	40.000	113.280	-0.038	-70.981	-149.146
3.4	-0.041	-0.024	-0.032	8190.000	40.000	113.280	-0.037	-55.056	-132.126
3.5	-0.039	-0.018	-0.028	8190.000	40.000	113.280	-0.035	-41.021	-115.801
3.6	-0.037	-0.012	-0.025	8190.000	40.000	113.280	-0.033	-28.787	-100.339
3.7	-0.034	-0.008	-0.021	8190.000	40.000	113.280	-0.031	-18.251	-85.864
3.8	-0.031	-0.004	-0.018	8190.000	40.000	113.280	-0.028	-9.293	-72.459
3.9	-0.029	-0.001	-0.015	8190.000	40.000	113.280	-0.026	-1.792	-60.173
4.0	-0.026	0.002	-0.012	8190.000	40.000	113.280	-0.023	4.382	-49.025
4.1	-0.023	0.004	-0.010	8190.000	40.000	113.280	-0.021	9.358	-39.010
4.2	-0.020	0.006	-0.007	8190.000	40.000	113.280	-0.018	13.262	-30.105
4.3	-0.018	0.007	-0.005	8190.000	40.000	113.280	-0.016	16.219	-22.270
4.4	-0.015	0.008	-0.004	8190.000	40.000	113.280	-0.014	18.346	-15.451
4.5	-0.013	0.009	-0.002	8190.000	40.000	113.280	-0.012	19.756	-9.589
4.6	-0.011	0.009	-0.001	8190.000	40.000	113.280	-0.010	20.552	-4.616
4.7	-0.009	0.009	0.000	8190.000	40.000	113.280	-0.008	20.833	-0.461
4.8	-0.007	0.009	0.001	8190.000	40.000	113.280	-0.007	20.685	2.949
4.9	-0.006	0.009	0.001	8190.000	40.000	113.280	-0.005	20.190	5.687
5	-0.005	0.008	0.002	8190.000	40.000	113.280	-0.004	19.419	7.827
5.1	-0.003	0.008	0.002	8190.000	40.000	113.280	-0.003	18.437	9.437
5.2	-0.002	0.007	0.003	8190.000	40.000	113.280	-0.002	17.299	10.584
5.3	-0.001	0.007	0.003	8190.000	40.000	113.280	-0.001	16.054	11.332
5.4	-0.001	0.006	0.003	8190.000	40.000	113.280	-0.001	14.744	11.739
5.5	0.000	0.006	0.003	8190.000	40.000	113.280	0.000	13.405	11.860
5.6	0.001	0.005	0.003	8190.000	40.000	113.280	0.000	12.066	11.744
5.7	0.001	0.005	0.003	8190.000	40.000	113.280	0.001	10.752	11.437
5.8	0.001	0.004	0.003	8190.000	40.000	113.280	0.001	9.481	10.979
5.9	0.002	0.004	0.003	8190.000	40.000	113.280	0.001	8.269	10.404
6.0	0.002	0.003	0.002	8190.000	40.000	113.280	0.002	7.127	9.746

6.1	0.002	0.003	0.002	8190.000	40.000	113.280	0.002	6.063	9.031
6.2	0.002	0.002	0.002	8190.000	40.000	113.280	0.002	5.082	8.282
6.3	0.002	0.002	0.002	8190.000	40.000	113.280	0.002	4.187	7.519
6.4	0.002	0.001	0.002	8190.000	40.000	113.280	0.002	3.378	6.758
6.5	0.002	0.001	0.001	8190.000	40.000	113.280	0.002	2.655	6.012
6.6	0.002	0.001	0.001	8190.000	40.000	113.280	0.002	2.015	5.293
6.7	0.002	0.001	0.001	8190.000	40.000	113.280	0.001	1.455	4.609
6.8	0.002	0.000	0.001	8190.000	40.000	113.280	0.001	0.969	3.965
6.9	0.001	0.000	0.001	8190.000	40.000	113.280	0.001	0.555	3.366
7.0	0.001	0.000	0.001	8190.000	40.000	113.280	0.001	0.205	2.815
7.1	0.001	0.000	0.001	8190.000	40.000	113.280	0.001	-0.085	2.313
7.2	0.001	0.000	0.000	8190.000	40.000	113.280	0.001	-0.321	1.860
7.3	0.001	0.000	0.000	8190.000	40.000	113.280	0.001	-0.508	1.455
7.4	0.001	0.000	0.000	8190.000	40.000	113.280	0.001	-0.652	1.098
7.5	0.001	0.000	0.000	8190.000	40.000	113.280	0.001	-0.759	0.785

✓ Propiedades

$$b = 40\text{cm}$$

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Recubrimiento} = 7.5\text{cm}$$

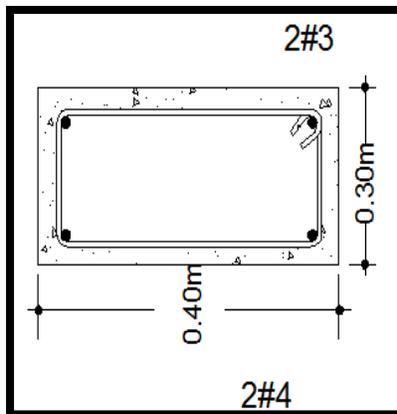


Figura 5.54 Sección de la viga a diseñar

Φ = factor de reducción de resistencia, igual a 0.90

5.2.3.1.1 Diseño por flexión

Acero a compresión $A'_s = 2\#3 = 1.425\text{cm}^2$

Acero a tensión $A_s = 2\#4 = 2.53\text{cm}^2$

Para el equilibrio de fuerzas asumimos que el acero a compresión no está fluyendo y que el acero a tensión sí está fluyendo.

$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 f'c * b * a \text{ Donde } a = \beta_1 c$$

$$0.85 f'c * b * \beta_1 c + E_s * A's_1 * \frac{(c-Rec)(\epsilon_{cu})}{c} = F_y * A_s$$

Multiplicando por "c" ambos términos

$$0.85 f'c * b * \beta_1 c * c + E_s * A's_1 * \frac{(c-Rec)(\epsilon_{cu})}{c} * c = F_y * A_s * c$$

Sustituyendo valores

$$(0.85) * (0.85) * (210) * (40) * c^2 + (2.03 \times 10^6) * (1.425) * (c - 7.50) * 0.003 = (4200) * (2.53) * c$$

$$6069.00c^2 + (8678.25) * (c - 7.50) - 10,626.00c = 0$$

$$6069.00c^2 - 8678.25c - 75,712.875 = 0$$

$$C = 4.32 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{(4.32 - 7.5)(0.003)}{4.32} = -0.0022 \leq \frac{4200}{2030000} = 0.00206 \text{ por lo tanto el acero a compresión no está fluyendo.}$$

$$\epsilon_{st} = \frac{(0.003)(25 - 4.32 - 7.5)}{4.32} = 0.009 \geq \frac{4200}{2030000} = 0.001 \text{ por lo tanto el acero a tensión si esta fluyendo.}$$

$$C_c = 0.85 f'c * b * \beta_1 c = (0.85) * (0.85) * (210) * (40) * (4.32) = 26218.08 \text{ kg}$$

$$C_s = E_s * A's_1 * \frac{(c-Rec)(\epsilon_{cu})}{c} = (2.03 \times 10^6) * (1.425) * \frac{(4.32 - 7.5)(0.003)}{4.32} = -6388.156 \text{ kg}$$

Por lo tanto el acero que asumimos que estaba a compresión se encuentra trabajando a tensión, es decir los dos lechos de acero se encuentran a tensión.

$$T_s = F_y * A_s = (4200) * (2.53) = 10626 \text{ kg}$$

$$M_n = (C_c) * (c - \frac{a}{2}) + (C_s) * (c - Rec) + T_s (h - c - Rec)$$

$$M_n = (C_c) * (c - \frac{\beta_1 c}{2}) + (C_s) * (c - Rec) + T_s (h - c - Rec)$$

Sustituyendo valores.

$$M_n = (26218.08) * (4.32 - \frac{0.85 * 4.32}{2}) + (-6388.15) * (4.32 - 7.50) + (10,626.0) * (30 - 4.32 - 7.5)$$

$$M_n = 278620.71 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_n = 2786.21 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 2786.21 \text{ kg} - \text{m} = 2507.586 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\phi M_n \geq M_{\text{máx}}$$

$$2507.586 \text{ kg} - \text{m} \geq 2319.408 \text{ kg} - \text{m} \quad \text{sí cumple}$$

5.2.3.1.2 Diseño por cortante

El diseño por cortante está basado en la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u \text{ (ACI Ecuación 11.1)}$$

Donde:

V_u = fuerza cortante

Φ = factor de reducción de resistencia, igual a 0.85 (ACI 9.3.2.3).

V_n = resistencia nominal al cortante.

La resistencia nominal a cortante V_n es calculada según:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{(ACI Ecuación 11.2)}$$

Donde V_c es la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \phi V_s = \phi V_n - \phi V_c$$

Donde V_u se obtiene de la tabla 5.2.3, $V_u = 4095 \text{ kg}$

Cálculo de la resistencia al cortante proporcionada por el concreto:

Para elementos no presforzados sujetos a cortante y flexión solamente, el código ACI permite el cálculo de la resistencia a cortante del concreto V_c :

De forma simplificada según ACI 11.3.1.1

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * d * b$$

Donde:

d = Peralte efectivo ($h - \text{Rec}$)

h = Peralte de la viga

Rec = Recubrimiento

b = Base de la solera de fundación igual a 40 cm

h = peralte de la solera de fundación igual a 30 cm.

Rec = recubrimiento igual a 7.50 cm

f'_c = resistencia del concreto igual a 210 kg/cm²

Sustituyendo valores

$$V_c = 0.53\sqrt{210} * (25 - 7.5) * (40)$$

$$V_c = 5376.3 \text{ kg}$$

$$\Phi V_c = (0.85)(5376.3 \text{ kg}) = 4569.86 \text{ kg}$$

Cuando la fuerza cortante V_u sea menor que la resistencia a cortante del concreto ΦV_c , deber proporcionarse el refuerzomínimo por cortante como lo establece el ACI 318 – 05.

Por lo tanto debe de distribuirse un área mínima de refuerzo para cortante.

Considerando estribos #3

$$A_s = (2)(3.141592654)\left(\frac{3}{8} * \frac{2.54}{2}\right)^2 = 1.425 \text{ cm}^2.$$

$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} = \frac{17.50}{2} = 8.75c \approx 10\text{cm}$ Por fines práticos los estribos serán distribuidos a cada a lo largo de la solera de la solera de la siguiente manera.

Estribos #3 @ 10 cm

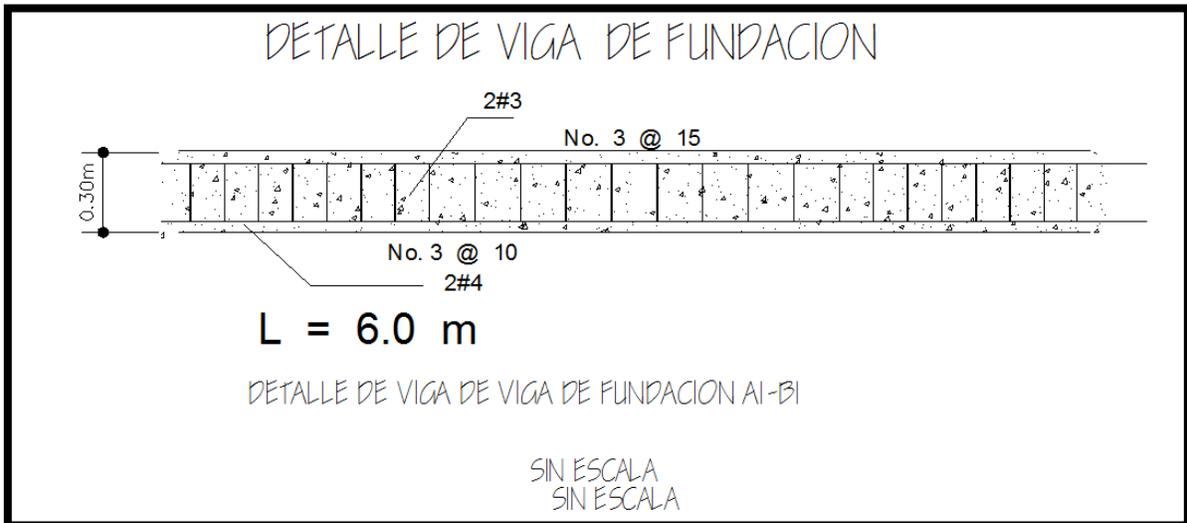


Figura 5.55 Perfil de viga con distribución del acero de refuerzo.

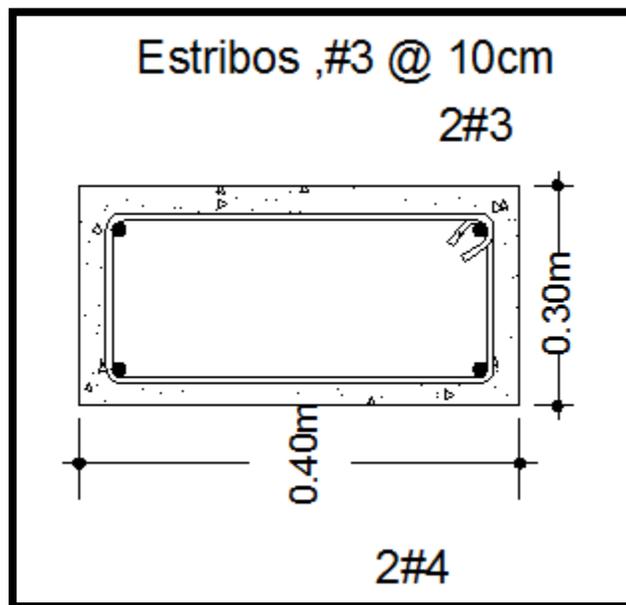


Figura 5.56 Sección transversal con distribución del refuerzo.

5.2.3.1.3 Longitud de anclaje para soleras de fundación.

El refuerzo longitudinal de una viga que termina en una columna deberá extenderse hasta la cara externa de la columna confinada y deberá ser anclada en tensión de acuerdo a la sección 21.5.4 y en compresión según el capítulo 12.

(ACI 318-02 Sección 21.5.1.3).

La longitud de desarrollo mínima (l_{dh}) para una barra con gancho a 90° en concreto de peso normal es:

$$l_{dh} = \frac{0.06 * d_b * F_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{ACI 318 – 02 Sección 21.5.4.1})$$

$l_{dh} > 8d_b$ pero no menor de 15cm.

Un gancho estándar es definido como un dobles a 90° más una extensión de $12d_b$ en un extremo de la barra. (ACI 318-02 Sección 7.1.2)

Para barras No. 4

$$l_{dh} = \frac{0.06 * 1.59 * 2800}{\sqrt{210}} = 15.24\text{cm} = 20\text{cm}$$

l_{dh} = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el concreto entre la sección crítica y el inicio del gancho [punto de tangencia] más el radio interno del dobles y un diámetro de barra), mm, véanse 12.5 y 21.5.4, Capítulo 12, 21.

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

d_b = diámetro nominal de una barra.

f'_c = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto

210kg/cm².

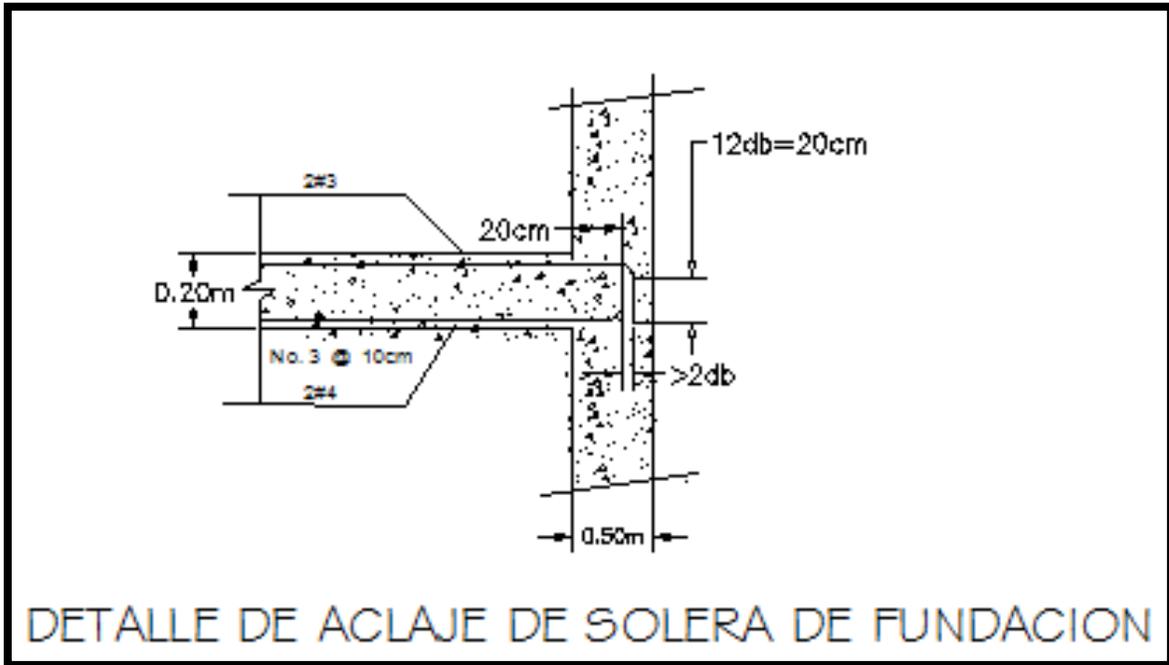


Figura5.57: Longitud de anclaje para soleras de fundación.

5.2.4 Diseño de columnas

5.2.4.1 Columna más desfavorable, cuerpo 2

A continuación determinaremos el refuerzo requerido para la columna D2, para el edificio de oficinas administrativas ATHOLCIM, la columna tiene dimensiones de 50cm x 40cm, y los materiales utilizados son:

Acero $F_y = 4200\text{kg/cm}^2$, Concreto $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$.

Nota: Al analizar las condiciones de carga más desfavorable del cuerpo 2 se puede observar que la carga de la columna D2 es más desfavorable por lo tanto solo diseñaremos la columna D2.

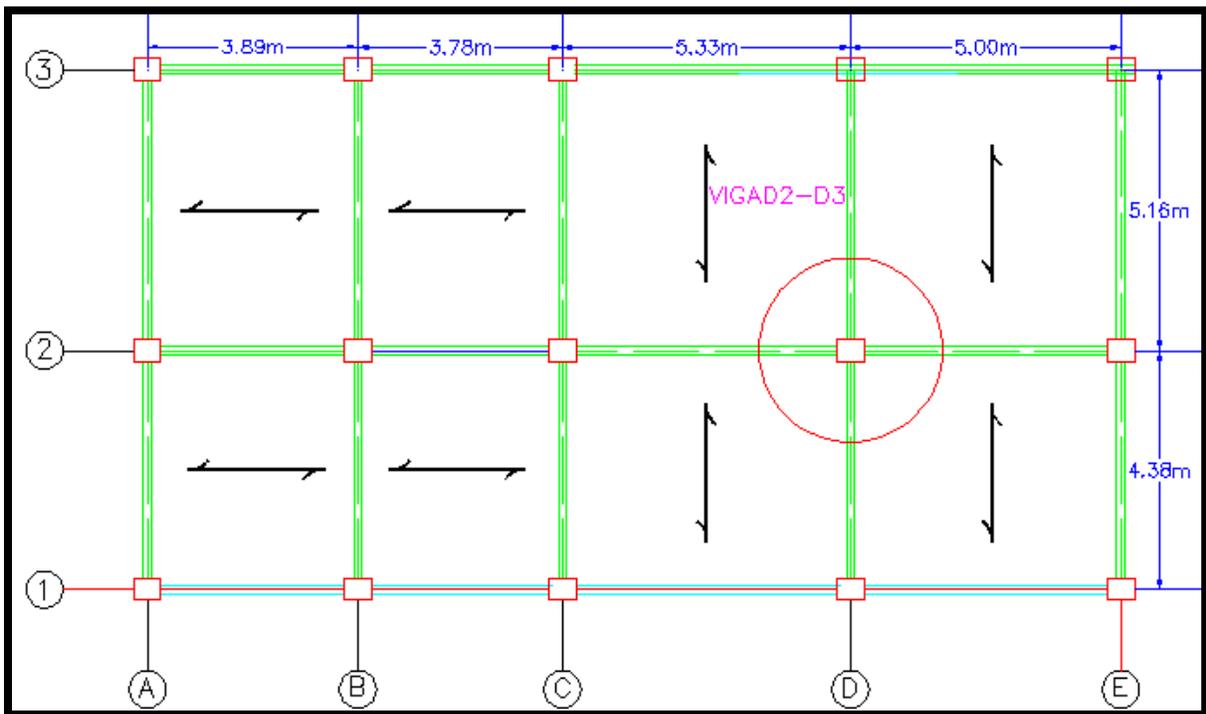


Figura 5.58 Cuerpo 2 con columna de análisis marcada.

Cargas en columnas (D2).

- ✓ Cálculo de acciones últimas.

CARGAS COMBINADAS FACTORIZADAS			
# DE COMBINACIONES	P(kg)	Mx(kg -m)	My(kg -m)
U = 1.4D	24319.40	0.00	838.60
U=1.2D+1.6L	35203.60	-12.80	1291.60
U=1.2D+1.0L+1.0E	29765.20	-4923.60	-3475.20
U=1.2D+1.0L-1.0E	29873.20	3954.00	5614.60
U=0.9D+1.0E	15579.90	-3962.00	-4012.90
U=0.9D-1.0E	15687.90	3962.00	5091.10

- ✓ Determinación del refuerzo longitudinal requerido.

Basados en las combinaciones de carga mostrados anteriormente para la columna de 50cm x 40 cm.

verificación de la esbeltez.

b_v = base de la viga 25cm

b_c = base de la columna 50cm.

h_c = peralte de la columna 40 cm

h_v = peralte de la viga 45cm

$$\text{Inercia de la columna} = b_c \times \frac{hc^3}{12} = (50)(40^3)/12 = 266,666.67 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Inercia de la viga} = b_v \times \frac{hv^3}{12} = (25)(40^3)/12 = 189,843.75 \text{ cm}^4$$

Para el calculo del factor de longitud efectiva k, se emplearán el monograma de Jackson & Moreland en el ACI 10.10.1.2.

A continuación se muestran los cálculos de momento de inercia para la viga y la columna

$$I_{\text{col}} = 0.70 \times 266,666.67 \text{ cm}^4 = 186,666.67 \text{ cm}^4 \quad \text{ACI 10.10.4.1}$$

$$I_{\text{vig}} = 0.35 \times 189,843.75 \text{ cm}^4 = 66,445.31 \text{ cm}^4 \quad \text{ACI 10.10.4.1}$$

Como se puede ver en la columna D2 en la parte inferior esta empotrada y en la parte superior llegan cuatro vigas.

E : modulo de elasticidad del concreto.

ψ = Relacion de los elementos a compresion con respecto a los elementos a flexion .

$$\frac{EI_c}{I_c} = \frac{E \times 186,666.67}{375} = 497.78E$$

$$\frac{EI_v}{I_v} = \frac{E \times 66,445.31}{533} = 124.66E$$

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI_c}{I_c} \right)}{\sum \left(\frac{EI_v}{I_v} \right)} \quad \text{ACI 10.10.1.2}$$

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI_c}{I_c} \right)}{\sum \left(\frac{EI_v}{I_v} \right)} = 0 \quad \psi_B = \frac{\sum \left(\frac{EI_c}{I_c} \right)}{\sum \left(\frac{EI_v}{I_v} \right)} = \frac{497.78E}{124.66E} = 3.99 \approx 4.00$$

Del diagrama de Jackson & Moreland se obtiene el factor de longitud efectiva.

$$K = 2.00$$

ACI 318 – 02 (Sección 10.10.1.2)

Con la formula que acontinuacion se presenta verificamos si es necesario ignorar o tomar en cuenta los efectos de esbeltez.

$$\text{Relacion de esbeltez } Klu/r \leq 22$$

ACI 10-6

K = Factor de longitud efectiva.

$lu =$ Luz libre del elemento.

ACI 10.10.1.1

$$\text{Relacion de esbeltez } 2x330/(0.3x40) \leq 22$$

Relacion de esbeltez $55 \geq 22$. Por lo tanto si es necesario considerar la esbeltez para el diseño de la columna.

Calculo de la carga critica.(P_{cr})

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K.lu)^2} \quad \text{ACI 10-13}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K.lu)^2} = \frac{\pi^2 x 218,819.7889 x 266666.67}{(2x375)^2} = 1023.84 \text{ Ton}$$

Precedimiento de magnificacion de momentos.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75xP_{cr}}} \quad \text{ACI 10-12}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75xP_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{35.2036}{0.75x1023.84}} = 1.05$$

✓ Diseño de columnas a través del método de Bresler.

$$P_{\max} = 35.206 \text{ t},$$

$$M_x = 1.05 \times 4.9236 \text{ t-m} = 5.16 \text{ t-m}$$

$$M_y = 1.05 \times (-5.6146 \text{ t-m}) = -5.88 \text{ t-m}$$

Calculo de la relacion de momento

El diseño por el método de Bresler consiste en determinar el refuerzo de la columna en las dos direcciones independientemente, y finalmente verificar que la carga axial que puede resistir la columna sometida a flexión biaxial sea mayor que la aplicada.

Dirección X – X. $b = 50 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$.

$$\gamma = \left(\frac{b-12}{b} \right) = \left(\frac{50-12}{50} \right) = 0.80.$$

$$Kn = \left(\frac{P_{\max}(\text{kg})}{b \cdot h \cdot f'c \cdot \beta} \right) = \frac{35.206 \times 1000}{50 \times 40 \times 210 \times 0.65} = 0.13$$

$$Rn = \left(\frac{M_{\max}(\text{kg-m})}{A_g \cdot f'c \cdot h} \right) = \frac{5.16 \times 1000 \times 100}{50 \times 40 \times 40 \times 210 \times 0.65} = 0.05$$

Haciendo uso del diagrama de iteración siguiente extraído del libro diseño de estructura de concreto armado tercera edición del autor Tedoro E. Harsem página 635, calculamos la cuantía de acero.

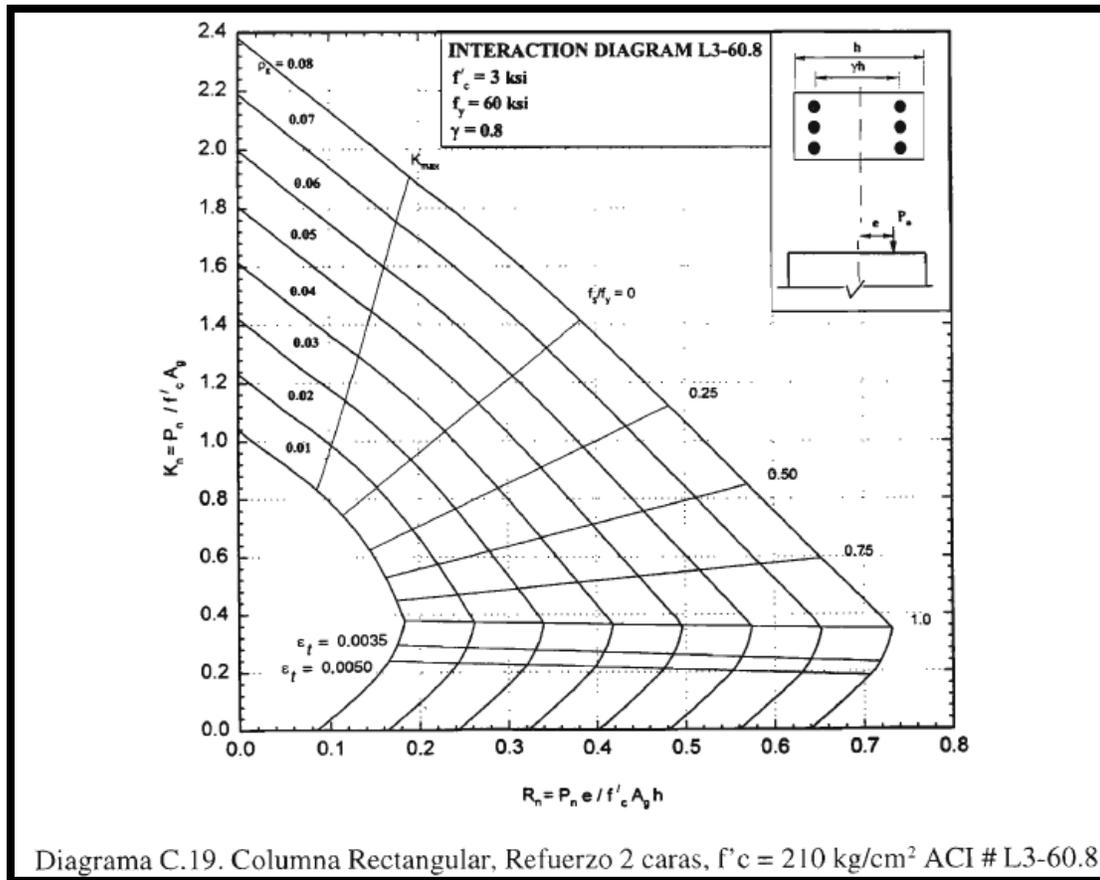


Figura 5.59 Diagrama de Iteración

Para $\gamma=0.80$, se obtiene que la cuantía de refuerzo en la sección analizada es 0.5%, pero según el ACI 318 – 02 el porcentaje mínimo a utilizar es 1% lo que equivale a un área de acero equivalente 20cm^2 , por lo tanto puede ser provisto por 4 varillas # 8.

Dirección Y – Y. $h = 50 \text{ cm}$, $b = 40 \text{ cm}$.

$$\gamma = \left(\frac{b - 12}{b} \right) = \left(\frac{40 - 12}{40} \right) = 0.70$$

$$Kn = \left(\frac{P_{\max}(\text{kg})}{b \cdot h \cdot f'_c \cdot \beta} \right) = \frac{35.206 \times 1000}{50 \times 40 \times 210 \times 0.65} = 0.13$$

$$Rn = \left(\frac{M_{\text{oy}}(\text{kg-m})}{Ag \cdot f'_c \cdot h} \right) = \frac{5.6146 \times 1000 \times 100}{50 \times 50 \times 40 \times 210 \times 0.65} = 0.05$$

Haciendo uso del diagrama de iteracion siguiente extraido del libro diseño de estructura de concreto armado tercera edición del autor Tedoro E. Harsem pagina 630, calculamos la cuantía de acero.

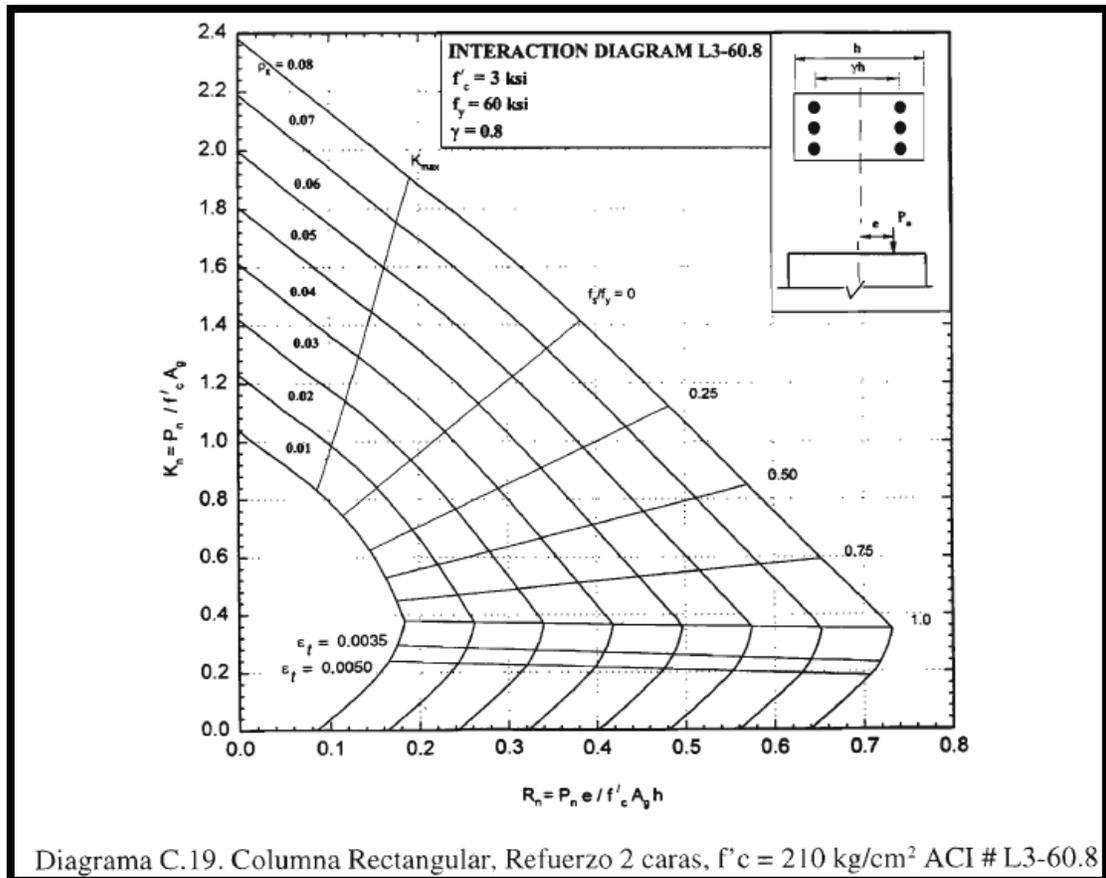


Figura 5.60 Diagrama de Iteración

Para $\gamma=0.70$, se obtiene que la cuantía de refuerzo en la sección analizada es 0.5%, pero según el ACI 318 – 02 el porcentaje mínimo a utilizar es 1% lo que equivale a un área de acero equivalente 20cm^2 , por lo tanto puede ser provisto por 4 varillas # 8.

$$\text{Area Total de acero} = 20 \text{ cm}^2 + 20 \text{ cm}^2 = 40\text{cm}^2.$$

$$\text{Area de la seccion de la columna} = 40\text{cm} \times 50 \text{ cm} = 2000\text{cm}^2.$$

$$\% \text{ de acero de la columna} = (40\text{cm}^2/2000\text{cm}^2) \times 1000. = 2.0\%.$$

Calculo de la resistencia a la compresión de la columna sometida a flexión biaxial

(Pi).

✓ **Calculo de la resistencia a la compresión pura. ΦP_0**

Ast : Área del refuerzo de la sección.

Ag: Área de la sección bruta de concreto.

$\Phi P_0 = \Phi[0.85f'_c(Ag - Ast) + f_y A_{st}]$. Ecuación 10.2 del libro diseño de estructura de concreto armado tercera edición del autor Tedoro E. Harsem.

$$\Phi P_0 = 0.65[0.85 \times 210(40 \times 50 - 40) + 4200 \times 40] = 336,609.00 \text{ kg} = 336.61 \text{ t}$$

✓ **Calculo de la resistencia a la compresión axial Pu. Dirección X-X.**

Φ : Factor de reducción de resistencia 0.65 sección 9.3.2.4 ACI 318-02.

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

Ag = Área de la sección bruta de concreto 2000cm².

$$\gamma = 0.80$$

$$P_u = \Phi[0.85f'_c A_g \gamma]$$

$$P_u = 0.65 \times 0.85 \times 210 \times 2000 \times 0.80 = 185,640.0 \text{ kg} = 185.64 \text{ t.}$$

✓ **Calculo de la resistencia a la compresión axial Pn. Dirección Y-Y.**

Φ : Factor de reducción de resistencia 0.65 sección 9.3.2.4 ACI 318-02.

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

Ag = Área de la sección bruta de concreto 2000cm².

$$\gamma = 0.70$$

$$P_n = \Phi[0.85f'_c A_g \gamma]$$

$$P_n = 0.65 \times 0.85 \times 210 \times 2000 \times 0.70 = 162,435.00 \text{ kg} = 162.44 \text{ t.}$$

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{\Phi P_o} + \frac{1}{P_n} + \frac{1}{P_u}$$

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{336.61} + \frac{1}{162.44} + \frac{1}{185.64}$$

$$\frac{1}{\frac{1}{336.61} + \frac{1}{162.44} + \frac{1}{185.64}} = P_i$$

$$P_i = 68.89 \text{ t}$$

$$68.89 \text{ t} > 35.2036 \text{ t}$$

$$P_i > P, \text{máx}$$

Por lo tanto, según el método de Bresler, la columna es capaz de resistir las cargas aplicadas.

✓ Refuerzo transversal por cortante

El diseño de las fuerzas cortante en la columnas deberá ser determinado de la consideración de las fuerzas máximas que pueden ser desarrolladas en la cara de la junta, con la resistencia probable a flexión calculada para las cargas axiales factoradas de fuerzas en compresión resultando en el mayor momento actuante en la cara de la juntas.(ACI 318-02 Sección 21.4.5)

Las fueras cortantes en la parte superior de la columna no deben de exceder a las determinadas de la resistencia de la junta basadas en la resistencia a flexión M_{pr} del elemento que llega a la junta. (ACI 318-02 Sección 21.4.5.1).

Calculo de los momentos de diseño M_{pr} .

Dirección X – X.

A continuación se presenta la cuantía de acero a tensión y a compresión en los extremos de la viga E6 – E8 del pórtico A2 –E2 cuerpo 2.

$$A's = 2\# 5 = 3.96\text{cm}^2 \text{ acero a compresión}$$

$$A_s = 3\#6 = 8.55\text{cm}^2 \text{ acero a tensión}$$

✓ Equilibrio de fuerzas

Fuerza de compresión(C) = Fuerza de tensión (T)

$f'c$: Resistencia del concreto a la compresión 210 kg/cm^2

f_y : Fluencia del acero 4200 kg/cm^2

M^-_{pr} : momento producido por la fuerza de tensión del acero.

M^+_{pr} : momento producido por la fuerza de compresión del acero

$$0.85f'c*b*a = 1.25*A's *f_y. \text{ACI 318-05 (Sección 21.5.1.1)}$$

$$a (-) = \frac{1.25 A_s * F_y}{0.85 f'c * b} = \frac{1.25 * 8.55 * 4200}{0.85 * 210 * 25} = 10.059 \text{ cm}$$

$$M^-_{pr} = 1.25 A_s * F_y (d - \frac{a}{2}) = 1.25 * 8.55 * 4200 (36 - 10.059/2) = 1390188.319 \text{ kg - cm}$$

$$M^-_{pr} = 13.902 \text{ t - m.}$$

$$a (+) = \frac{1.25 A_s * F_y}{0.85 f'c * b} = \frac{1.25 * 3.96 * 4200}{0.85 * 210 * 25} = 4.659 \text{ cm}$$

$$M^+_{pr} = 1.25 A_s * F_y (d - \frac{a}{2}) = 1.25 * 3.96 * 4200 (36 - \frac{4.659}{2}) = 700009.695 \text{ kg - cm}$$

$$M^+_{pr} = 7.00 \text{ t - m.}$$

Fuerza Cortante de diseño en la columna en la dirección X – X.

M^-_{pr} : momento producido por la fuerza de tensión del acero.= 13.902 t – m.

M^+_{pr} : momento producido por la fuerza de compresión del acero = 7.00 t – m.

L_n : longitud de la viga.

V_e : Fuerza cortante de diseño

$$V_e = \frac{M^-_{pr} + M^+_{pr}}{l_n} \quad \text{ACI 318-05 (Fig.21.3.4)}$$

$$V_e = \frac{13.902 + 7.00}{5.0} = 4.18 \text{ t}$$

Ya que la fuerza factorizada P es mayor que $A_g \cdot f'_c / 20 = ((40 \cdot 50) \cdot 210) / 20 = 21 \text{ t}$ la resistencia a cortante del concreto debe ser determinado a través de la siguiente fórmula (ACI 318-05 Sección 21.4.4.5.2).

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d. \quad \text{ACI 318-05 (Sección 11.3.1.2)}$$

A_g : área de la sección de la viga de concreto = $40 \cdot 25 = 1000 \text{ cm}^2$

V_c : Fuerza cortante del concreto.

b : ancho de la columna = 40 cm

d : peralte efectivo de la columna = $50 - 4 = 46 \text{ cm}$

f'_c : resistencia del concreto = 210 kg/cm^2

N_u (kg) = P : carga axial factorizada de la columna = 35.203 t

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{35.203 \cdot 1000}{140 \cdot 40 \cdot 50} \right) \sqrt{210} \cdot 40 \cdot 46. = 15,908.735 \text{ kg} = 15.909 \text{ t}$$

Calculo del cortante proporcionado por los estribos.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \text{ ACI 318-05 (Sección 11.5.7.2)}$$

A_v : Area del refuerzo cortante.

f_y : fluencia del acero 4200 kg/cm^2

$$s = 10 \left(\frac{35 - h_x}{3} \right)$$

ACI 318-05 (Sección 21.4.4.2)

$$100 \text{ mm} \leq s \leq 150 \text{ mm}$$

s : separación del refuerzo transversal cm.

h_x : separación entre ramas de estribos 21 cm

$$s = 10 + \left(\frac{35 - 21}{3} \right) = 14.67 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

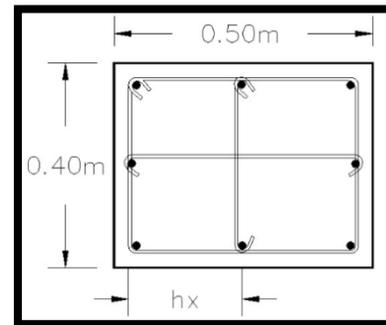


Figura 5.61 Sección transversal, indicando la separación "hx"

La separación del refuerzo calculada es igual a la separación máxima por lo tanto los estribos serán distribuidos a cada 15cm.

$$V_s = \frac{3 * 0.71 * 4200 * 46}{15} = 27434.400 \text{ kg} = 27.43 \text{ t}$$

$$\Phi (V_c + V_s) \geq V_e$$

$$0.85(15.909 + 27.43) \geq V_e \quad 36.838 \geq V_e$$

Por lo tanto los estribos serán distribuidos a cada 15 cm en toda la columna.

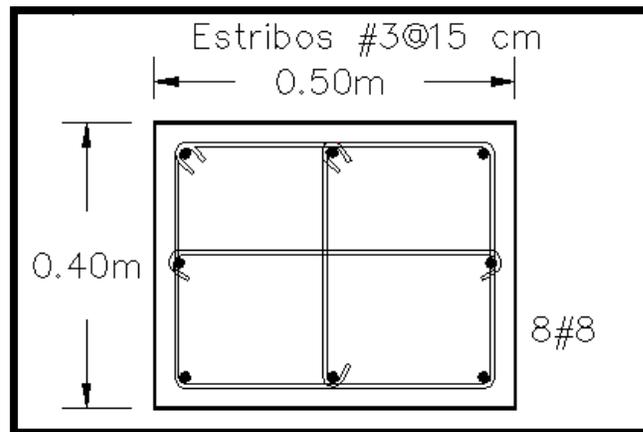


Figura 5.62 Sección transversal de la columna con estribos y acero

5.2.4.1.1 Longitud mínima de traslape para las columnas

La ubicación de los traslapes de las barras en una columna debe de estar en el centro de la longitud del elemento. También, los empalmes deberán de ser diseñados como empalmes clase B en tensión. Refuerzo transversal a 15 cm. deberá proporcionarse sobre la longitud total del empalme. (ACI 318-02 Sección 21.4.3.2).

Longitud requerida del empalme clase B = $1.3 \cdot l_d$ (ACI 318-02 Sección 12.15.1)

$$l_d = \left(\frac{3}{10.6} \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \times \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \quad (\text{ACI 318-02 Sección 12.2.3})$$

Factor de ubicación de refuerzo $\alpha = 1.0$ (otro refuerzo) (ACI 318-02 Sección 12.2.4)

Factor de recubrimiento $\beta = 1.0$ (barras no recubiertas)

Factor de tamaño de refuerzo $\gamma = 1.0$ (No.7 y barras más grandes)

Factor de concreto con agregado de peso liviano $\lambda = 1.0$ (concreto de peso normal)

f_c' = Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

K_{tr} = índice de refuerzo transversal, véase 12.2.3, Capítulo 12

d_b = diámetro nominal de una barra.

c = Distancia desde la parte interior del refuerzo a la fibra extrema del concreto.

c = Recubrimiento + diámetro de los estribos + Diámetro del refuerzo por flexión.

$c = 4\text{cm} + (3/8) \cdot 2.54 + (8/8) \cdot 2.54 = 7.49\text{cm}$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} * f_{yt}}{105sn}$$

Sección 12.2 ACI 318 – 05

Dónde:

A_{tr} = área total de todo el refuerzo transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado, cm^2 , Capítulo 12.

f_{yt} = resistencia especificada a la fluencia f_y del refuerzo transversal, MPa, Capítulos 10-12, 21.

s = espaciamiento entre los estribos de la columna.

n = es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento.

Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aún si hay refuerzo transversal presente.

$$K_{tr} = \frac{3 \times 0.71 \times 4200}{105 \times 15 \times 3} = 1.89$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{7.49 + 1.89}{2.54} = 3.69$$

$$l_d = \left(\frac{3}{10.6} \times \frac{4200}{\sqrt{210}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0}{3.69} \right) \times 2.54 = 56.46$$

$$B = 1.3 \times l_d$$

Empalme clase B

$$B = 1.3 \times 56.46 \text{ cm} = 73.39.$$

Por fines prácticos utilizaremos empalmes de 1.0 m.

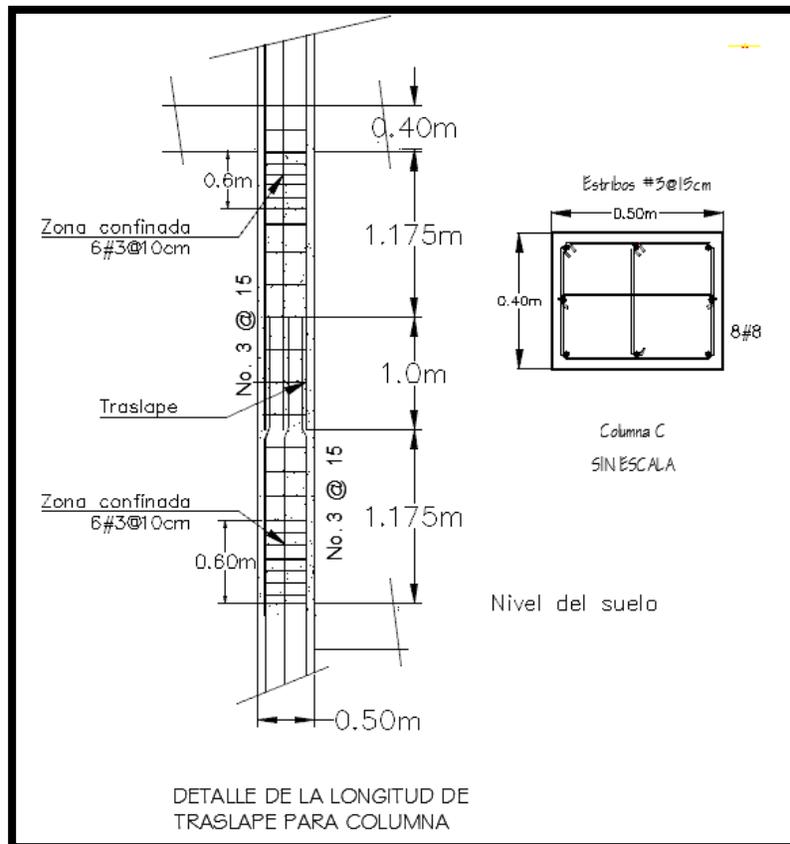


Figura 5.63. Longitud de traslape para las columnas

5.2.4.2 Unión de viga - columna

A continuación se presenta el proceso para determinar el refuerzo transversal y la resistencia requerida a cortante para una unión interior de viga columna ubicada en la intersección D2. La columna tiene una dimensión de 50cm x 40cm.

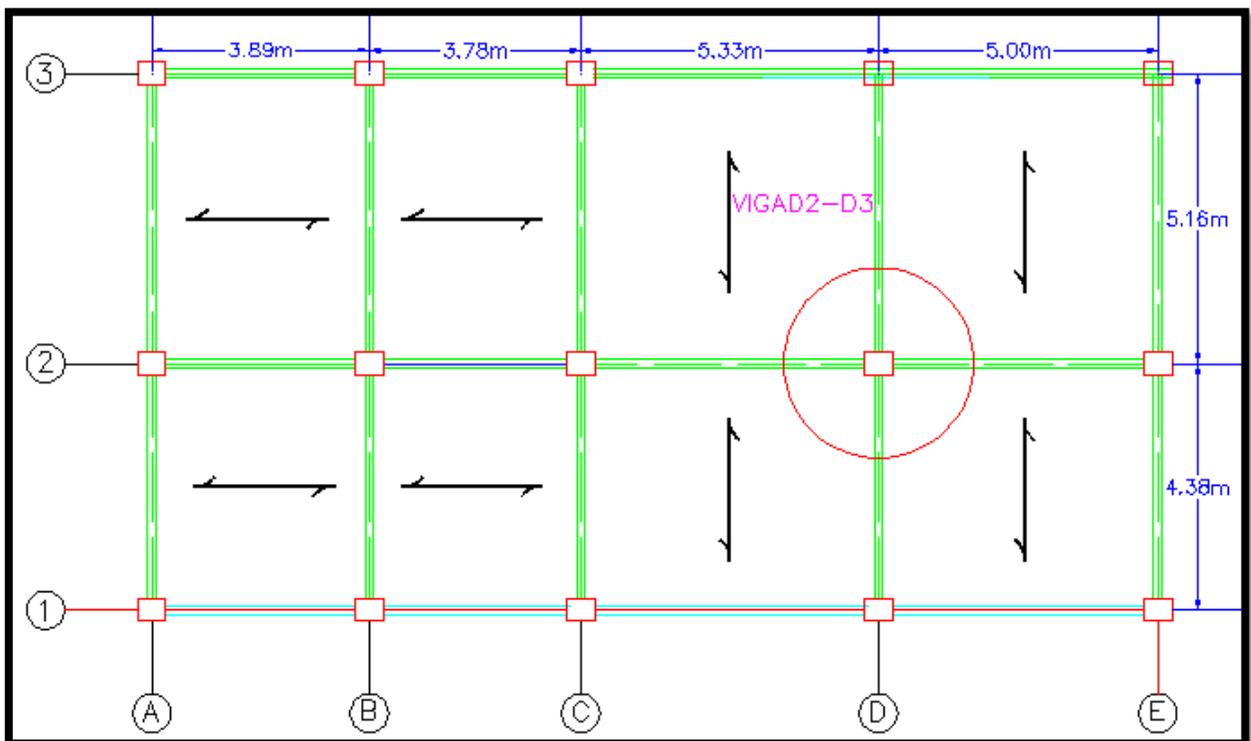


Figura 5.64 Vista en planta cuerpo 2, marcando la columna en análisis.

DIRECCION X – X

Viga C2-D2. D2 - E2

Acero a compresión = 3.96 kg/cm^2 Acero a compresión = 3.96 kg/cm^2

Acero a tensión = 8.55 kg/cm^2 Acero a tensión = 8.55 kg/cm^2

✓ Cálculo del refuerzo transversal requerido.

a) Refuerzo confinante.

El máximo espaciamiento permitido para estribos número 4, con un gancho en la dirección Y – Y (ACI 318-05 sección 21.4.4.2).

$$s = 10 + \left(\frac{35 - hx}{3} \right)$$

ACI 318-05 (Sección 21.4.4.2)

$$100\text{mm} \leq s \leq 150\text{mm}$$

s : separación del refuerzo transversal cm.

hx : separación entre ramas de estribos 21 cm

$$s = 10 + \left(\frac{35 - 21}{3} \right) = 14.67 \approx 15\text{cm}$$

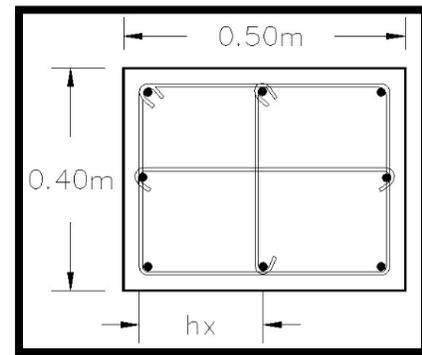


Figura 5.65 Sección transversal, indicando la separación "hx"

Pero para propósitos de análisis los estribos serán distribuidos a cada 10cm

Calculo del refuerzo confinante requerido en la sección transversal, para estribos espaciados a cada 10cm.

$$Ash = 0.30s h_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y h}$$

ACI 318 – 05 Sección 21.4.4.1

hc = Dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro del refuerzo confinante (cm).

Ag: area de concreto de la columna 40cm x 50cm = 2000cm²

$$hc = h - 2(\text{rec}) - 2 \left(\frac{\text{calibre de los estribos}}{8} * \frac{2.54}{2} \right)$$

$$hc = 40 - 2(4 + 0.635) = 30.73 \text{ cm}$$

Ach = Área transversal de un elemento estructural, medida de un extremo a extremo del centro del refuerzo transversal (cm^2) = $(40-8)(50-8) = 1344.00cm^2$.

f_yh = Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo transversal ($4200kg/cm^2$). Al analizar la junta está formada por la unión de cuatro vigas que tienen un ancho de $25cm < \frac{3}{4}$ el ancho de la columna $40cm$ en la dirección Y –Y, y $50cm$ en la dirección X-X. Por lo tanto la unión no es considerada confinada ACI 318 – 05 (Sección 21.5.2.2)

$$Ash = 0.30 * 10 * 30.73 \left(\frac{2400}{1344} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 3.622cm^2.$$

Estribos #4 espaciados a cada 10 proporciona $Ash1 = 3 * 1.267 = 3.80 cm^2$

$$Ash1 = 3 * 1.267 = 3.80 cm^2 \geq 3.622cm^2 \quad Ash1 \geq Ash \text{ Si cumple}$$

b) Refuerzo transversal por cortante.

Las fuerzas cortantes en la parte superior de la columna no deben de exceder a las determinadas de la resistencia de la junta basadas en la resistencia a flexión M_{pr} del elemento que llega a la junta. (ACI 318-05 Sección 21.4.5.1).

- Cálculo de los momentos de diseño (M_{pr}):

Dirección X – X.

Equilibrio de fuerzas

Fuerza de compresión(C) = Fuerza de tensión (T)

f'_c : Resistencia del concreto a la compresión $210 kg/cm^2$

f_y : Fluencia del acero $4200 kg/cm^2$

M^-_{pr} : momento producido por la fuerza de tensión del acero.

M^+_{pr} : momento producido por la fuerza de compresión del acero

$$0.85f'c*b*a = 1.25*A's *fy.$$

$$a (-) = \frac{1.25 As*Fy}{0.85f'c*b}.$$

$$a (-) = \frac{1.25*8.55*4200}{0.85*210*25} = 10.0588.$$

$$M^{-pr} = 1.25As*Fy(d - \frac{a}{2}).$$

$$M^{-pr} = 1.25*8.55*4200(36 - \frac{10.0588}{2}) = 1390192.808 \text{ kg - cm} = 13.90 \text{ t - m}$$

$$a (+) = \frac{1.25 As*Fy}{0.85f'c*b}$$

$$a (+) = \frac{1.25*3.96*4200}{0.85*210*25} = 4.659$$

$$M^{+pr} = 1.25As*Fy(d - \frac{a}{2})$$

$$M^{+pr} = 1.25*3.96*4200(36 - \frac{4.659}{2}) = 700,009.695 \text{ kg - cm} = 7.00 \text{ t - m}$$

Cortante en la columna x-x

$$V_e = \frac{M^{-pr} + M^{+pr}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2}$$

Ya que la fuerza factorizada P es mayor que $A_g f'c / 20 = ((40*50)*210) / 20 = 21 \text{ t}$ la resistencia a cortante del concreto debe ser determinado atreves de la siguiente formula (**ACI 318-05 Sección 21.4.4.5.2**).

$$V_c = 0.53(1 + \frac{N_u}{140A_g})\sqrt{f'c} * b_w * d. \quad \text{ACI 318-05 (Sección 11.3.2.3)}$$

Ag: área de la sección de la viga de concreto = $40*25 = 1000 \text{ cm}^2$

b : ancho de la columna = 40 cm

d : peralte efectivo de la columna = $50 - 4 = 46 \text{ cm}$

f'c: resistencia del concreto = 210 kg/cm^2

N_u (kg) = P: carga axial factorizada de la columna = 35.203 t

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{35.203 \times 1000}{140 \times 40 \times 50} \right) \sqrt{210} * 40 * 46. = 15,908.735 \text{ kg} = 15.909 \text{ t}$$

Calculo del cortante proporcionado por los estribos.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad \text{ACI 318-05 (Sección 11.5.7.2)}$$

A_v : Área del refuerzo cortante.

f_y : fluencia del acero 4200 kg/cm^2

$$s = 10 \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \quad \text{ACI 318-05 (Sección 21.4.4.2)}$$

$$100 \text{ mm} \leq s \leq 150 \text{ mm}$$

s : separación del refuerzo transversal cm.

h_x : separación entre ramas de estribos 21 cm

$$s = 10 + \left(\frac{35 - 21}{3} \right) = 14.67 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

La separación del refuerzo calculada es igual a la separación máxima por lo tanto los estribos serán distribuidos a cada 15cm.

$$V_s = \frac{3 * 0.71 * 4200 * 46}{15} = 27434.400 \text{ kg} = 27.43 \text{ t}$$

$$\Phi (V_c + V_s) \geq V_e$$

$$0.85(15.909 + 27.43) \geq V_e \quad 36.838 \geq V_e$$

Por lo tanto los estribos serán distribuidos a cada 15 cm en toda la columna.

Revisar la resistencia a cortante de la junta en la dirección X-X.

A continuación se presenta la cuantía de acero a tensión y a compresión en los extremos de la viga E6 – E8 del pórtico A2 –E2 cuerpo 2.

$$A's = 2\# 5 = 3.96\text{cm}^2 \text{ acero a compresión}$$

$$A_s = 3\#6 = 8.55\text{cm}^2 \text{ acero a tensión}$$

Equilibrio de fuerzas

Fuerza de compresión(C) = Fuerza de tensión (T)

$$0.85f'c*b*a = 1.25*A's *fy.$$

$$a (-) = \frac{1.25 A_s * F_y}{0.85 f'c * b} = \frac{1.25 * 8.55 * 4200}{0.85 * 210 * 25} = 10.059 \text{ cm}$$

$$M^{-pr} = 1.25 A_s * F_y (d - \frac{a}{2}).$$

$$M^{-pr} = 1.25 * 8.55 * 4200 (36 - \frac{10.059}{2}). = 1390188.319 \text{ kg - cm} = 13.902 \text{ t}$$

$$a (+) = \frac{1.25 A_s * F_y}{0.85 f'c * b} = \frac{1.25 * 3.96 * 4200}{0.85 * 210 * 25} = 4.659 \text{ cm}$$

$$M^{+Pr} = 1.25 A_s * F_y (d - \frac{a}{2})$$

$$M^{+Pr} = 1.25 * 3.96 * 4200 (36 - \frac{4.659}{2}) = 700009.695 \text{ kg - cm} = 7 \text{ t - m}$$

Cortante en la columna x-x.

M^{-pr} : momento producido por la fuerza de tensión del acero.= 13.902 t – m.

M^{+pr} : momento producido por la fuerza de compresión del acero = 7.00 t – m.

lc: distancia del nudo al punto de inflexión de la columna. Para propósito de análisis asumimos que el punto de inflexión se encuentra a la mitad de la columna.

Ve : Fuerza cortante de diseño.

$$V_e = \frac{M^{-pr} + M^{+pr}}{l_c}$$

$$V_e = \frac{13.902 + 7.0}{1.575} = 11.147 \text{ t}$$

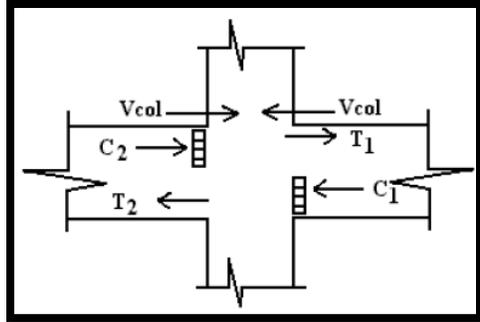


Figura 5.66 Esquema de cálculo de tensión y compresión

5.2.4.2.1 Cálculo de la fuerza de tensión y de compresión .

T1: Fuerza de tensión del acero.

C1: Fuerza de compresión del concreto.

T2: Fuerza de tensión del acero.

C2: Fuerza de compresión del concreto.

Ve: Fuerza cortante de diseño.

V'col : Fuerza cortante de la columna.

$$T1 = C1 = 1.25f_y A'_s = 1.25(8.55) (4200) = 44887.50 \text{ kg} = 44.888 \text{ t}$$

$$T2 = C2 = 1.25f_y A_s = 1.25(3.96) (4200) = 20790.00 \text{ kg} = 20.790 \text{ t}$$

$$V_u = T1 + T2 - V'_{col} = 44.888\text{t} + 20.790 \text{ t} - 11.147 \text{ t} = \mathbf{54.531 \text{ t}}$$

Donde $V'_{col} = V_e = 11.147 \text{ t}$.

Resistencia al cortante último de diseño (ϕV_n) de la junta:

Como se puede observar la unión interior tiene vigas de dimensiones 25cm x 40cm que llegan de los cuatro lados del nudo. Pero para que se clasifique como unión interior, la base de la viga debe de cumplir al menor $\frac{3}{4}$ del ancho de la columna (50cm x 40 cm), es decir base de la viga $\geq \frac{3}{4} \times 40\text{cm} = 30\text{cm}$. Al realizar el cálculo las uniones interiores no satisfacen este requisito por lo tanto las clasificaremos como uniones de esquinas.

Unión interior $\gamma = 24$

Unión exterior $\gamma = 20$

Unión de esquinas $\gamma = 15$.

Las fórmulas que a continuación se presentan son extraídas del libro Diseño de Estructura de Concreto 12 Edición Arthur H. Nilson.

b_j = ancho efectivo del nudo.

h = es el espesor de la columna en la dirección de la cara que se analiza.

A_j = área efectiva de la sección transversal dentro de una junta en un plano paralelo al plano del refuerzo que genera cortante en la unión. El peralte de la unión debe ser el peralte total de la columna.

$$b_j = \frac{1}{2} (b_b + b_c) \text{ y } b_j \leq b_b + h$$

$$b_j = b_b + \frac{1}{2} h$$

$$b_j = \frac{1}{2} (25 + 40) = 35.2 \text{ cm} \quad \text{y} \quad b_j = 25 + 40 = 65 \text{ cm} \quad 35.20 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

$$b_j = b_b + \frac{1}{2} h = 25 + \frac{1}{2} (40) = 45 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h = 45 * 40 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 4\sqrt{f'c} * b_j * h = \gamma \sqrt{f'c} * A_j \quad \text{Ecuación 10.2 (Diseño de Estructura de Concreto$$

12 Edición Arthur H. Nilson).

$$V_n = 15\sqrt{210} * 1800 = 391,267.1721 \text{ kg} = 391.267 \text{ t}$$

$$15\sqrt{210} * 1800 = 391,267.1721 \text{ kg} = 391.267 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 15\sqrt{210} * 1800 = 332,577.0963 \text{ kg} = 332.58 \text{ t}$$

$$332.58 \text{ t} \geq 54.531 \text{ t}$$

$\phi V_n \geq V_e$ Correcto.

$$V_e = 54.531 \text{ t}$$

5.2.5 Diseño de zapatas

Las zapatas aisladas son elementos estructurales de concreto armado, que sirven para repartir las cargas de la columna al suelo, de tal manera que la resistencia del suelo las soporte. Se deduce que suelos de buena resistencia tendrán zapatas de menor dimensión, con respecto a las construidas en suelos de menor resistencia.

5.2.5.1 zapatas aisladas concéntricas

Los cuerpos en la estructura en su mayoría utilizaran zapatas aisladas concéntricas, el cuerpo dos utiliza solo de este tipo, por lo cual se procederá al

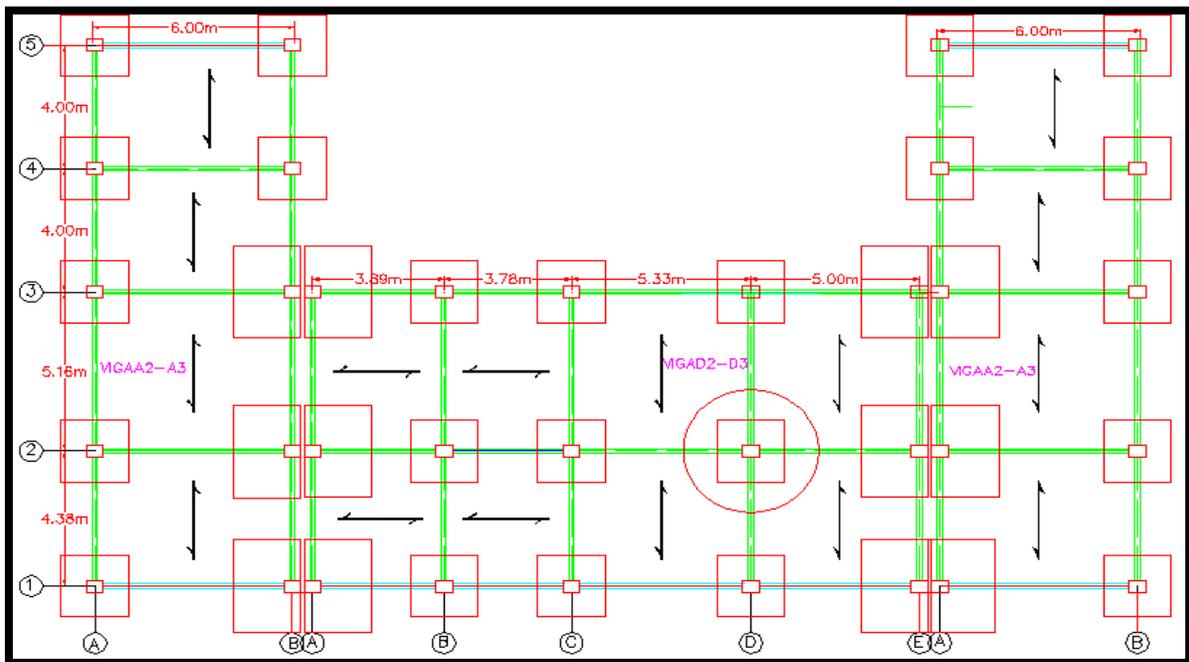


Figura 5.67 Cuerpo dos, el cual utiliza zapatas aisladas concéntricas y en el cual se ve marcada la zapata a analizar.

Datos

Peso volumétrico del concreto	= 2400kg/m ³
Resistencia del concreto	= 210kg/cm ²
Resistencia del acero de refuerzo, fy	= 4200kg/cm ²
Peso volumétrico del relleno	= 1600kg/m ³
Capacidad admisible del suelo, q _{adm}	= 1.50 kg/cm ²
Desplante, Hf	= 1.50m
Peso de la columna	= 1.8 t

5.2.5.1.1 Cargas en columna D2.

Calculo de acciones últimas.

Se resuelve el marco donde se encuentra la columna D2 a través del programa Smart bar, dando como resultado una serie de cargas y basados en estas se resuelven las combinaciones que dan como resultados las cargas últimas; de las cuales se marcan en la **tabla 5.33** las de mayor valor y las utilizadas en el análisis.

Tabla 5.33 Cargas combinadas factorizadas

# DE COMBINACIONES	P(kg)	Mx(kg -m)	My(kg -m)
U = 1.4D	24319.40	0.00	838.60
U=1.2D+1.6L	35203.60	-12.80	1291.60
U=1.2D+1.0L+1.0E	29765.20	-4923.60	-3475.20
U=1.2D+1.0L-1.0E	29873.20	3954.00	5614.60
U=0.9D+1.0E	15579.90	-3962.00	-4012.90
U=0.9D-1.0E	15687.90	3962.00	5091.10

Dimensiones supuestas de las zapatas

Se determinan las dimensiones en planta de la zapata a partir de las combinaciones de carga y la capacidad admisible del suelo de cimentación. La mayor carga axial dentro de las combinaciones de carga, corresponde a la segunda combinación con un valor de $P = 35.236 \text{ Ton}$. A partir de esta carga se realiza un pre-dimensionamiento y luego se verifica la presión máxima según las cargas y momentos aplicados.

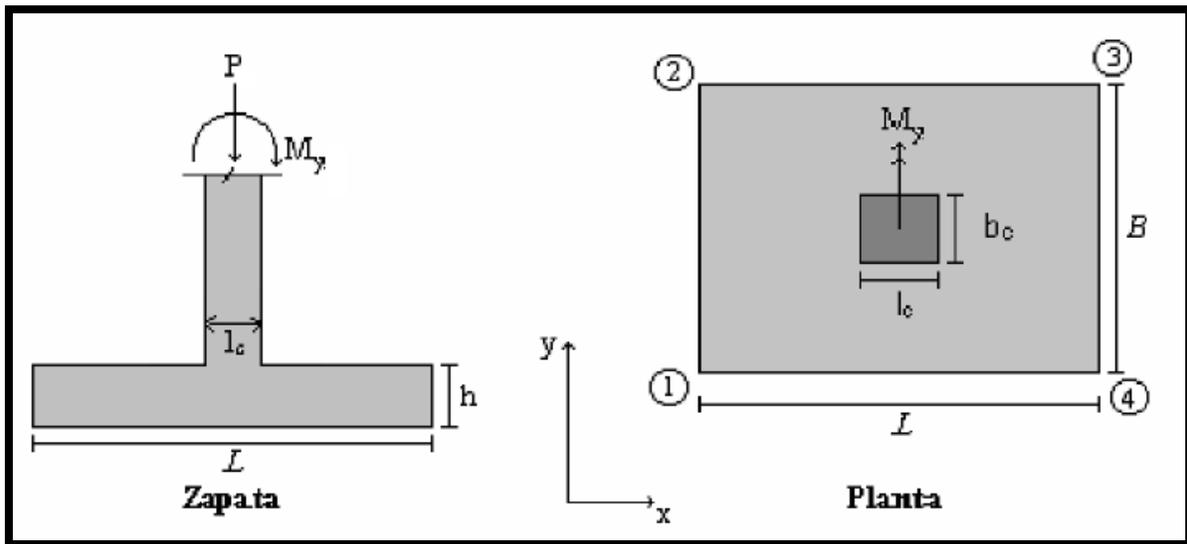


Figura 5.68 Esquema de zapata concéntrica, con nomenclatura de dimensiones y acciones sobre esta.

✓ Capacidad admisible neta.

Cuando se incluyen los efectos de cargas laterales debidas a sismo, es permitido incrementar el valor de la capacidad admisible del suelo de cimentación en un 33%, por lo que según las Normas Técnicas para el Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes (Sección 5.3.8).

$$q_n = 1.33q_{adm} - q_{sz} - q_{sobre\ carga}$$

Según TerzaghiMeyerhof.

Donde:

q_n = capacidad admisible neta del suelo

q_{adm} = capacidad admisible del suelo = 1.5 kg/cm²

$$q_{sz} = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} * H_f \right) = \text{presión del material combinado.}$$

γ_c = peso específico del concreto

γ_s = peso específico del acero.

H_f = profundidad de desplante = 1.5m

$q_{sobre\ carga}$ = sobre carga del suelo = 0

Entonces:

$$q_n = 1.33q_{adm} - \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) * H_f - q_{sobre\ carga}.$$

$$q_n = 1.33(1.50) - \left(\frac{(2400 \text{ kg/m}^2 + 1600 \text{ kg/m}^2)}{2} \right) * 1.50 / (10,000 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2}) - 0$$

$$q_n = 1.995 - 0.3 = 1.695 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Capacidad admisible neta de suelo.}$$

✓ Pre-dimensionamiento

Con base en la carga máxima "P", encontramos el área "A" de la zapata.

$$P_{\text{máx.}} = 35.2036 \text{ Ton.} \quad (\text{Tomado de la } \mathbf{tabla\ 5.33})$$

$$A = \frac{P_{\text{max}}(\text{kg})}{q_n \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} \quad \text{ACI 318-05 (sección 15.2.2)}$$

$$A = \frac{P_{\text{max}}(\text{kg})}{q_n \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = \frac{35,203.6}{1.695} = 20,769.08555 \text{ cm}^2$$

Como la zapata es cuadrada $A = B \times B = B^2$

$$B = \sqrt{P_{\text{máx.}}/q_n} = \sqrt{20,769.08555 \text{ cm}^2} = 144.14 \text{ cm}$$

Por fines prácticos se utilizara $B = 1.50 \text{ m}$.

✓ **Peso total**

Asumiendo el espesor de las zapatas de $h = 30\text{cm}$.

$$\text{Volumen de concreto} = (1.50 \times 1.50) \times (0.30) = 0.675 \text{ m}^3.$$

$$\text{Volumen de relleno} = (1.50 \times 1.50) \times (1.5 - 0.30) = 2.70 \text{ m}^3.$$

(Recordando que la profundidad de desplante es de 1.5m)

Peso del concreto = Peso de la zapata + Peso de la columna

Donde

El Peso de la zapata = peso específico del concreto * volumen del concreto

Y el peso de la columna = 1.80t (tomado de....)

$$\text{Peso del concreto} = (2.40 \text{ t/m}^3) \times (0.675 \text{ m}^3) + 1.80 \text{ t} = 3.42 \text{ t}$$

Peso del suelo para relleno = volumen de relleno * peso específico del suelo

$$\text{Peso del suelo para rellenos} = (2.70 \text{ m}^3) \times (1.60 \text{ t/m}^3) = 4.32 \text{ t}$$

Sumando el P_{max} con los pesos del suelo y del concreto.

$$\text{Peso total} = 35.2036 + 3.42 + 4.32 = 42.9436 \text{ t.}$$

✓ **Calculo de excentricidad(e).**

El cuál es la localización de la carga puntual P

$$e = \frac{M}{P_{\text{total}}}$$

Donde:

e = excentricidad de la carga $P_{\text{máx}}$.

M = momento máximo sobre la cimentación. (Tomado de la tabla 5.x)

P_{total} = carga vertical total

$$e = \frac{M}{P_{total}} = \frac{5.6146 \text{ t-m}}{42.9436 \text{ t}} = 0.13\text{m.}$$

✓ Cálculo de carga máxima ($q_{m\acute{a}x}$)

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) *$$

Donde:

A = área de la zapata

B = ancho de la zapata

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{42.9436}{1.5 \times 1.5} \left(1 + \frac{6(0.13)}{1.5}\right) = 29.01 \text{ t/m}^2.$$

$$q_{m\acute{a}x} = 2.901 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 1.695 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ capacidad admisible del suelo}$$

En el resultado anterior se observa que el esfuerzo que transmite la zapata es mayor que el esfuerzo admisible del suelo esto indica que deben de aumentarse las dimensiones en planta de la zapata, hasta que no se sobrepase la capacidad admisible del suelo.

Por lo tanto establecemos nuevamente un valor de $B = 2.00\text{m}$ y $H = 0.30\text{m}$

$$\text{Volumen de concreto} = (2.00 \times 2.00) \times (0.30) = 1.20 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de relleno} = (2.00 \times 2.00) \times (1.5 - 0.30) = 4.80 \text{ m}^3.$$

Peso del concreto = Peso de la zapata + Peso de la columna.

$$\text{Peso del concreto} = (2.4\text{t/m}^3) \times (1.20\text{m}^3) + 1.8\text{t} = 4.68 \text{ t}$$

*Tomada del libro Diseño y construcción de cimentaciones, Luis Garza Vásquez ecuación 21.

Peso del suelo para rellenos = $(4.80\text{m}^3) \cdot (1600 \text{ t/m}^3) = 7680\text{kg} = 7.68 \text{ t}$

Peso total = $35.2036 + 4.68 + 7.68 = 47.5636 \text{ t}$

✓ Cálculo de excentricidad (e)

$$e = \frac{M}{P_{\text{total}}} = \frac{5.6146 \text{ t} \cdot \text{m}}{47.5636 \text{ t}} = 0.12\text{m}$$

✓ Cálculo de carga máxima ($q_{\text{máx}}$)

$$q_{\text{máx}} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{47.5636}{2.0 \times 2.0} \left(1 + \frac{6(0.12)}{2.0} \right) = 16.17 \text{ t/m}^2.$$

$$q_{\text{máx}} = 1.62 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.695 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ capacidad admisible neta del suelo.}$$

Por lo tanto las dimensiones de las zapatas son aceptables debido a que el esfuerzo que las zapatas transmiten al suelo es menor a la capacidad admisible del suelo.

✓ Cálculo del cortante.

Calculada la carga máxima, ahora se procederá a calcular con la carga mínima; la cual se utilizara para la interpolación del valor q_1 . La ubicación de este en el plano de la zapata se muestra en la *figura 5.x+1*

$$q_{\text{máx}} = 1.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{min}} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{47.5636}{2.0 * 2.0} \left(1 - \frac{6(0.12)}{2.0} \right) = 7.61 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = 0.76 \text{ kg/cm}^2$$

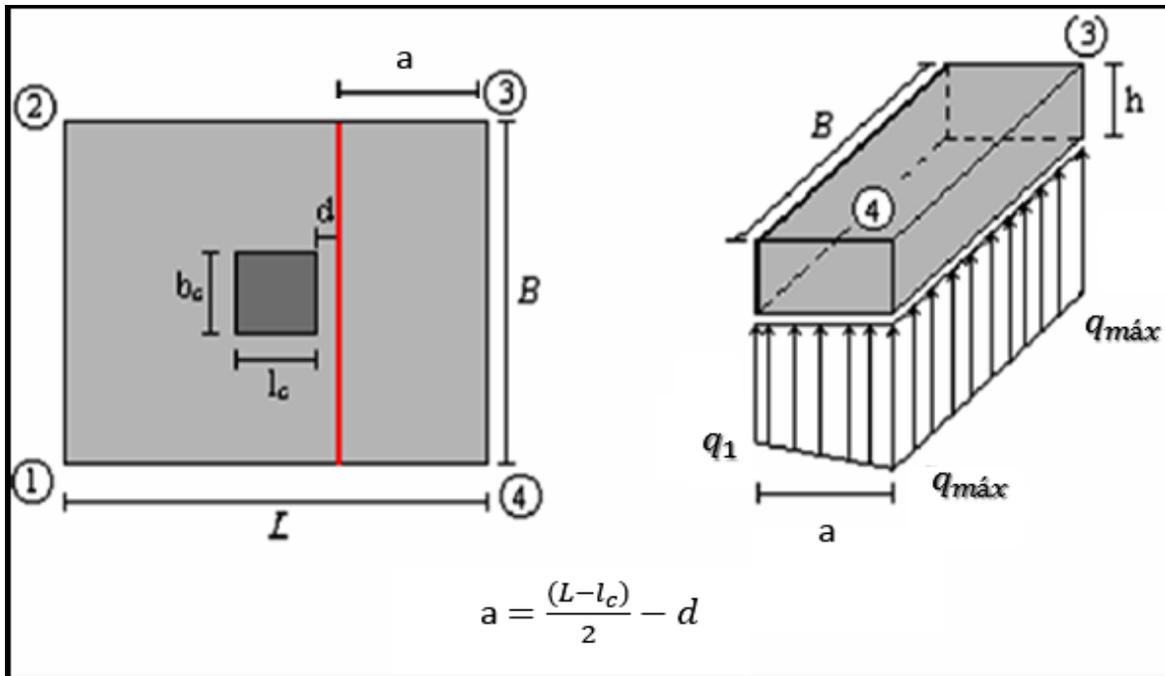


Figura 5.69 Esquema de zapata concéntrica, identificación de zona con cortante directo en sentido transversal.

Se calculara la carga (q_{cg}) sobre el prisma rectangular de lados aBh . (Ver figura 5.x+2)

$$q_{cg} = \frac{P_{cg}}{A} = \frac{2772\text{kg}}{52.5\text{cm} \times 200.0\text{cm}} = 0.26 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

q_{cg} = carga transmitida por el concreto y el suelo de relleno

P_{cg} = peso del concreto + peso del suelo para relleno

A = área de la zapata.

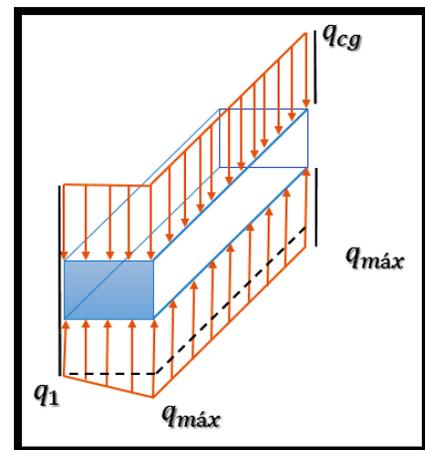


Figura 5.70 Representación de los volúmenes de las cargas q .

En la figura 5.50 se pueden ver:

$$d = \text{peralte efectivo} = h - \text{recubrimiento} = 30\text{cm} - 7.5\text{cm} = 22.5\text{cm}$$

a = Distancia del extremo de la zapata hasta d en la cara de la columna.

$$a = (L - l_c) / 2 - d = (200\text{cm} - 50\text{cm}) / 2 - 22.5\text{cm}$$

$$a = 52.50 \text{ cm} = 0.525\text{m}$$

Se especifican a continuación los valores de Pcg

$$\text{Peso del suelo para relleno} = a \cdot B (H_f - h) \cdot \gamma_g$$

($\gamma_g = \text{peso específico del suelo}$)

$$\text{Peso del suelo para relleno} = (0.525\text{m}) (2.00\text{m}) (1.50\text{m} - 0.30\text{m}) \cdot 1600\text{ kg/m}^3 = 2016\text{kg.}$$

$$\text{Peso del concreto} = a \cdot B (h) \cdot \gamma_c$$

$$\text{Peso del suelo para relleno} = (0.525\text{ m}) \cdot (2.00\text{m}) (0.30) \cdot 2400\text{kg/m}^3 = 756\text{ kg}$$

∴

$$P_{cg} = 2016\text{ kg} + 756\text{ kg} = 2772\text{ kg} = 2.77\text{ t}$$

Y la distancia del inicio de la zapata hasta el inicio de "a" es:

$$L - a = 200\text{cm} - 52.5\text{ cm} = 147.50\text{cm} = 1.475\text{ m}$$

Interpolando de manera lineal para el cálculo de q_1 , los valores a utilizar pueden verse en al **tabla 5.34**

$$\frac{(Y_3 - Y_2)}{(X_3 - X_2)} = \frac{(Y_3 - Y_1)}{(X_3 - X_1)}$$

Despejando Y_2 (Valor desconocido)

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

Tabla 5.34

Valores de q para las diversas cargas "q" y sus distancias.

X₁	X₂	X₃
0m	1.475m	2m
Y₁	Y₂	Y₃
$q_{\min}=0.76$	q_1	$q_{\max}=1.62$

Sustituyendo valores

$$q_1 = q_{\max} + \frac{(q_{\max} - q_{\min})(2 - 1.475)}{(2 - 0)} = 1.62 + \frac{(1.62 - 0.76)(0.525)}{2} = 1.39\text{ kg/cm}^2$$

Cortante Último (V_u), para el cual se calcula el volumen que puede verse en la *figura 5.x+2*

$$V_u = \left(\frac{q_{m\acute{a}x} - q_1}{2} * a + q_1 * a - q_{cg} * a \right) * L$$

Sustituyendo valores

$$V_u = \left(\frac{1.62 - 0.62}{2} * 52.5 + 1.39 * 52.5 - 0.26 * 52.5 \right) * 200$$

$$V_u = 17,115 \text{ kg} = 17.115 \text{ t}$$

Calculo del cortante proporcionado por el concreto.

ϕ = Factor de reduccion de resistencia 0.85

$f'c$ = Resistencia del concreto 210 kg/cm²

b = longitud de la zapata 200cm

d = peralte efectivo 22.5 cm

$$\phi V_n = \phi * 0.53 \sqrt{f'c} b d = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 200 * 22.5 = 29,377.64 \text{ kg} = 29.38 \text{ t}$$

$$29.38 \text{ t} \geq 17.115 \text{ t}$$

$$\phi V_n \geq \text{Cortante ultimo } (V_u)$$

Debido a que el cortante último excede al cortante del concreto, las dimensiones de la zapata son aceptables.

✓ Revisión del cortante por punzonamiento.

La sección crítica en este caso está definida por cuatro rectas paralelas a los lados de las columnas ubicada a $d/2$ de la cara.

Se propone.

Recubrimiento = 7.5cm

d = peralte efectivo = 30 – 7.5 = 22.5 cm.

h = peralte de la zapata = 30cm.

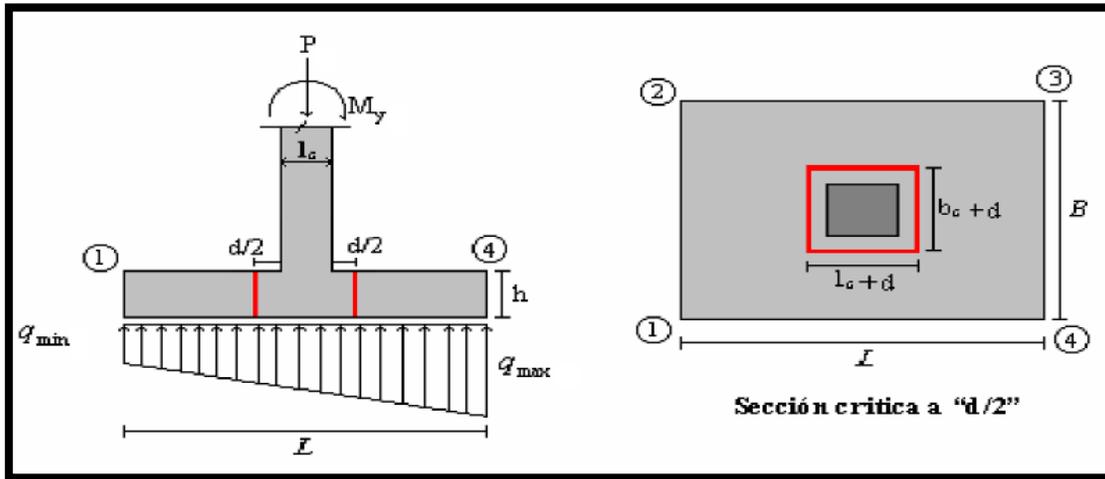


Figura 5.71 Esquema de zapata concéntrica con sección crítica para cálculo de cortante por punzonamiento.

Calculando el perímetro crítico b_0

$$b_0 = 2(c_1 + d) + 2(c_2 + d) = 2(0.5 + 0.225) + 2(0.40 + 0.225) = 2.7\text{m} = 270\text{cm}.$$

$$\text{Área crítica} = (c_1 + d) * (c_2 + d) = (0.50 + 0.225) * (0.40 + 0.225) = 0.4531\text{m}^2.$$

$$\text{Área crítica} = (c_1 + d) * (c_2 + d) = (50 + 22.5) * (40 + 22.5) = 4531.25\text{cm}^2.$$

Calculo del cortante.

$$P_{\text{max}} \text{ de las combinaciones de carga} = 35.2036 \text{ t}.$$

$$q_n = \frac{P_{\text{max}}(\text{kg})}{A(\text{cm}^2)} = \frac{(35.2036 \times 1000)}{2.0 \times 2.0} = 8800.9\text{kg/m}^2$$

$$V_u = (q_n)(A. \text{ requerida} - A. \text{ crítica}).$$

$$V_u = (8800.9\text{kg/m}^2) (2 \times 2 - 0.4531) = 31215.91 \text{ kg} = 31.22 \text{ t}$$

$$\beta = \frac{\text{Largo}}{\text{Ancho}} = \frac{0.50\text{m}}{0.40\text{m}} = 1.25$$

$$\phi V_n = \phi 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} * b_0 d$$

ACI 318-05 (ecuación 11-33)

$$\phi V_n = (0.85)(0.27) \left(2 + \frac{4}{1.25} \right) \sqrt{210} * 270 * 22.500 = 105,061.10 \text{ kg} = 105.06 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.27 \left(\frac{d\alpha_s}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_0 d \quad \text{ACI 318-05 (ecuación 11-34)}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 0.27 \left(\frac{22.50 * 40}{270} + 2 \right) \sqrt{210} * 270 * 22.50 = 107,754.98 \text{ kg} = 107.75 \text{ t}$$

Donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquinas.

$$\phi V_n = \phi 1.1 \sqrt{f'c} b_0 d \quad \text{ACI 318-05 (ecuación 11-35)}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 1.1 \sqrt{210} * 272 * 22.5 = 82,922.56 \text{ kg} = 82.92 \text{ t}$$

Al evaluar en las ecuaciones mostradas anteriormente se puede observar que la última ecuación da el menor valor de ϕV_c :

$$82.92 \text{ t} \geq 31.22 \text{ t} \quad \therefore \phi V_n \geq V_u$$

Por lo tanto las dimensiones supuestas de las zapatas son correctas

✓ Cálculo del refuerzo paralelo a L.

Para ello se realizara el cálculo del momento flexionante que genera la presión actuando hacia arriba sobre el área a un lado de la columna.

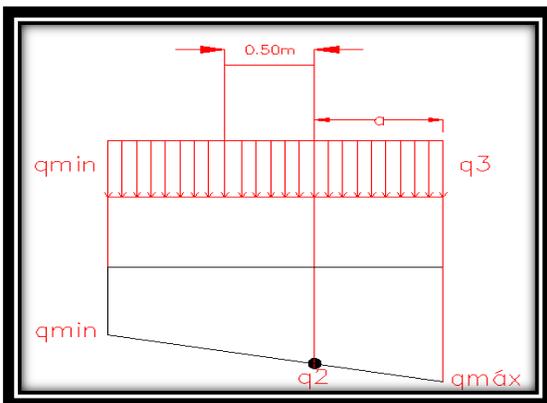


Figura 5.72 Vista frontal de las cargas q.

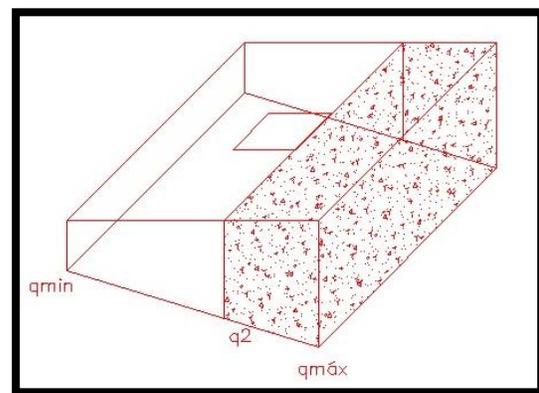


Figura 5.73 Esquema tridimensional de la sección de análisis

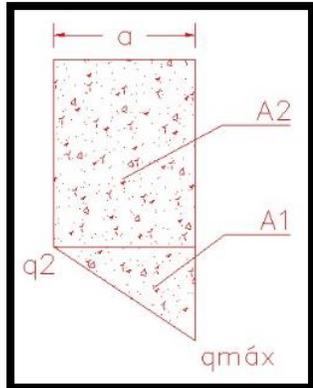


Figura 5.74 Áreas de análisis

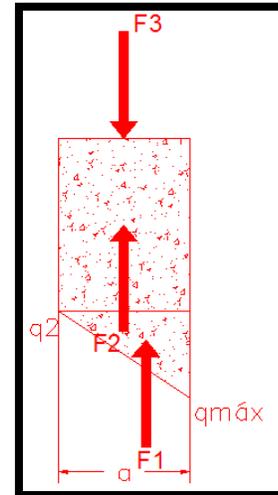


Figura 5.75 fuerzas que actúan en las áreas de análisis

Cálculo de área A1 Cálculo de A2

$$A1 = \frac{(q_{\text{máx}} - q_{\text{mín}}) \cdot a}{2} \quad A1 = q_2 \cdot a$$

Cálculo de F1

Cálculo de F2 Cálculo de F3

$$F1 = \frac{(q_{\text{máx}} - q_{\text{mín}}) \cdot a}{2} \cdot B \quad F2 = q_2 \cdot a \cdot B \quad F3 = q_3 \cdot B$$

Cálculo de los momentos producidos por cada una de las fuerzas.

$$M1 = \frac{(q_{\text{máx}} - q_{\text{mín}}) \cdot a}{2} \cdot B \cdot \frac{2}{3} \cdot a \quad M2 = q_2 \cdot a \cdot B \cdot \frac{a}{2} \quad M3 = q_3 \cdot a \cdot B \cdot \frac{a}{2}$$

Momento ultimo

$$Mu = M1 + M2 - M3$$

$$Mu = \left(\frac{(q_{\text{máx}} - q_{\text{mín}}) \cdot a}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot a + \frac{q_2 \cdot a^2}{2} - \frac{q_3 \cdot a^2}{2} \right) \cdot B$$

Donde:

$q_3 = \text{esfuerzo del suelo sobre la zapata a una distan "a"}$.

$$q_3 = \frac{P_1}{A} = \frac{3960\text{kg}}{75\text{cm} \times 200.0\text{cm}} = 0.26 \text{ kg/cm}^2$$

$a = 0.75\text{m}$ y $B = \text{ancho de la zapata} = 2.00\text{m}$

$P_1 = \text{peso del concreto} + \text{peso del suelo para relleno}$.

$\text{Peso del suelo} = a \cdot B \cdot (H_f - h) \cdot \gamma_s$

$\text{Peso del suelo} = (0.75\text{m}) (2.00\text{m}) (1.50\text{m} - 0.30\text{m}) \cdot 1600 \text{ kg/m}^3 = 2880\text{kg}$.

$\text{Peso del concreto} = a \cdot B \cdot (h) \cdot \gamma_c$

$\text{Peso del concreto} = (0.75\text{m}) \cdot (2.00\text{m}) \cdot (0.30) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 1080 \text{ kg}$

$P_{cg} = 2880 \text{ kg} + 1080 \text{ kg} = 3960 \text{ kg} = 3.96 \text{ t}$

Interpolando para el cálculo de q_2 .

$$q_2 = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{2} \times 1.25 = 0.76 + \frac{1.62 - 0.76}{2.0} \times 1.25 = 1.30 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_u = \left(\frac{(q_{\max} - q_2)}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot a + \frac{q_2 \cdot a^2}{2} - \frac{q_3 \cdot a^2}{2} \right) \cdot B.$$

$$M_u = \left(\frac{(1.62 - 1.30) \cdot 75}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 75 + \frac{1.30 \cdot 75^2}{2} - \frac{0.26 \cdot 75^2}{2} \right) \cdot 200$$

$M_u = 738750.00 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 7.39 \text{ t} \cdot \text{m}$.

A continuación se presentan las dimensiones de las zapatas para el cálculo del acero de refuerzo en la dirección paralela a L.

$B = 200\text{cm}$, $L = 200\text{cm}$, $F_y = 4200\text{kg/cm}^2$, $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, $h = 30\text{cm}$, $\text{Rec: } 7.5\text{cm}$

Para propósito de análisis verificaremos las siguientes cuantías de acero asumiendo que el acero a tensión si está fluyendo.

5 varillas #5 @ 15cm para un ancho de 75cm

C_c = Fuerza de compresión del concreto

T_s = Fuerza de tensión del acero.

c = ubicación del eje neutro.

A_s = área de acero a tensión.

$a = \beta * c$ donde β es igual a 0.85

✓ Equilibrio de fuerzas

$$C_c + T_s = 0$$

$$0.85f'_c * b * a - f_y * A_s = 0, \text{ donde } a = \beta c \text{ y } \beta = 0.85$$

$$(0.85)(0.85)(210)(75) * c = 4200 * 9.90$$

$$c = 3.65 \text{ cm}$$

$$M_n = 0.85f'_c * b * a * (c - \frac{a}{2}) + f_y * A_s (h - c - \text{rec}).$$

$$M_n = (0.85) (0.85)(210)(75) * (3.65) (3.65 - \frac{0.85 * 3.65}{2}) + 4200 * 9.90 (30 - 3.65 - 7.5).$$

$$M_n = 870953.9910 \text{ kg} - \text{cm} = 8.70 \text{ t} - \text{m}.$$

Calculo de momento de diseño con factor de reducción de resistencia $\Phi = 0.9$

$$\Phi M_n = 0.90 * 8.70 \text{ t} - \text{m} = 7.83 \text{ t} - \text{m}$$

$$7.83 \text{ t} - \text{m} > 7.39 \text{ Ton} - \text{m}.$$

$$\Phi M_n \geq M_u$$

Por lo tanto las varías se ubicaran de la siguiente manera #5@15cm.

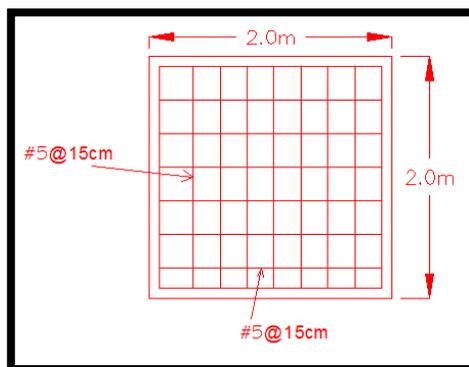


Figura 5.76 Sección transversal de la zapata con medidas y distribución de acero

5.2.5.2 Diseño de zapata Colindante

En las partes donde los cuerpos de la estructura coinciden se utilizaran zapatas colindantes, la que zoportara mayor carga es la que se encuentra al centro y por ende es la utilizada en el analisis; esta puede verse en la figura 5.59

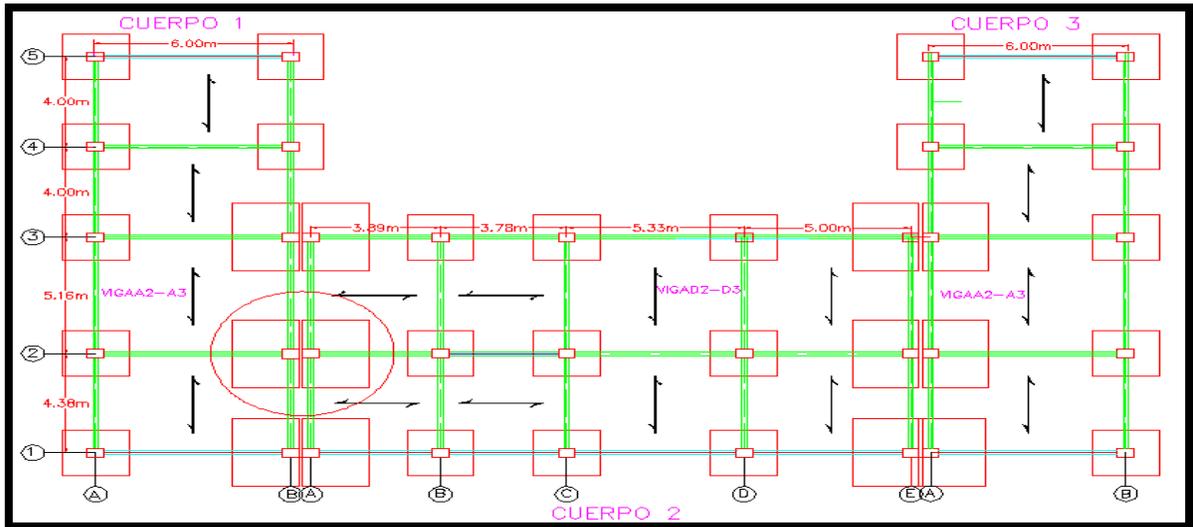


Figura 5.73 Intersección entre los cuerpos en las cuales se utiliza zapatas aisladas colindantes

DATOS

Peso volumétrico del concreto	= 2400kg/m ³
Resistencia del concreto	= 210kg/cm ²
Resistencia del acero de refuerzo, fy	= 4200kg/cm ²
Peso volumétrico del relleno	= 1600kg/m ³
Capacidad admisible del suelo, qadm	= 1.500kg/cm ²
Desplante, Hf	= 1.50m
Peso de la columna	= 1.8 t

5.2.5.2.1 Cargas en columna B2 (cuerpo 1)

Los tipos de cargas a considerar en el análisis se pueden ver en la tabla 5.36

Tabla 5.36 Cargas a considerar

TIPO DE CARGA	P(kg)	Mx(kg-m)	My (kg-m)
Muerta(D)	12025.00	2347.00	37.00
Viva(L)	4050.00	1415.00	0.00
Sismo E	1354.00	644.00	6704.00

Calculo de acciones últimas

Se resuelve el marco donde se encuentra la columna B2 a través del programa Smart bar, dando como resultado una serie de cargas y basados en estas se resuelven las combinaciones que dan como resultados las cargas últimas; de las cuales se marcan en la **tabla 5.37** las de mayor valor y las utilizadas en el análisis.

Tabla 5.37 Cargas combinadas factorizadas

# DE COMBINACIONES	P(kg)	Mx(kg -m)	My(kg -m)
U = 1.4D	16835.00	3285.80	51.80
U=1.2D+1.6L	20910.00	5080.40	44.40
U=1.2D+1.0L+1.0E	19834.00	4875.40	6748.40
U=1.2D+1.0L-1.0E	17126.00	3587.40	-6659.60
U=0.9D+1.0E	12176.50	2756.30	6737.30
U=0.9D-1.0E	9468.50	1468.30	-6670.70

Dimensiones supuestas de las zapatas

Se determina las dimensiones en planta de la zapata a partir de las combinaciones de carga la capacidad admisible del suelo de cimentación. La mayor carga axial dentro de las combinaciones de carga, corresponde a la combinación 2 con un valor de $P = 20.91t$. A partir de esta carga se realiza un pre dimensionamiento y luego se verifica la presión máxima según las cargas y momentos aplicados.

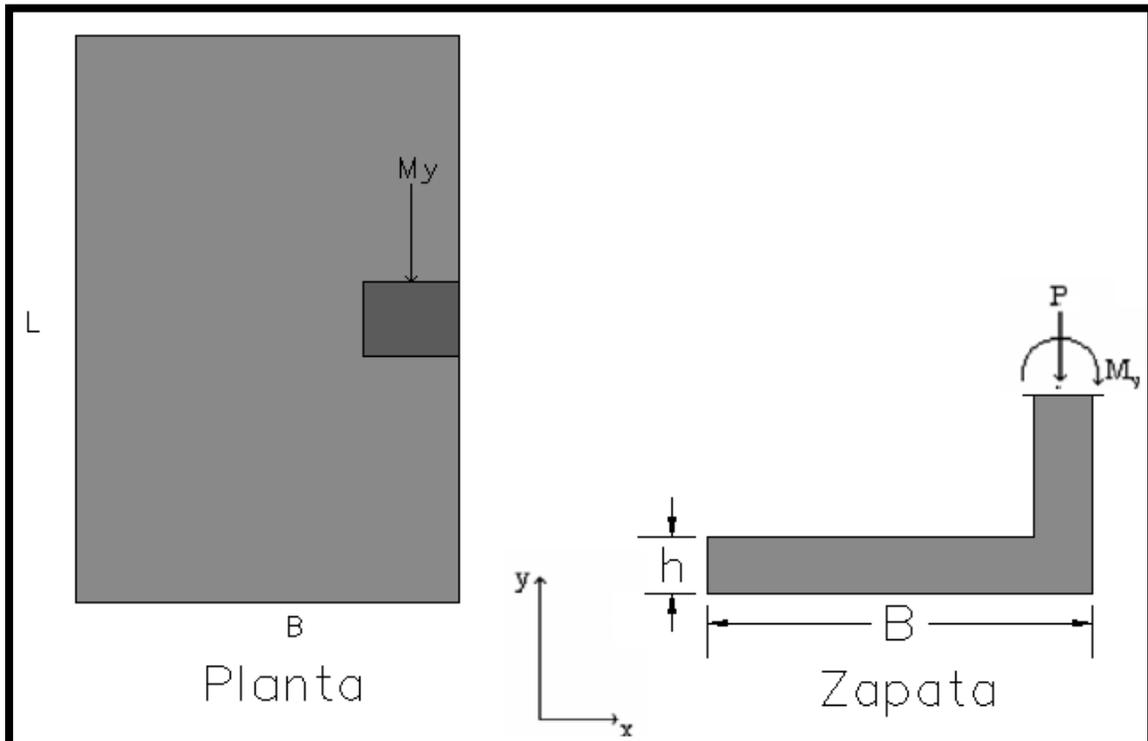


Figura 5.74 Esquema de zapata colindante, con nomenclatura de dimensiones y acciones sobre esta.

✓ Capacidad admisible neta.

Cuando se incluyen los efectos de cargas laterales debidas a sismo, es permitido incrementar el valor de la capacidad admisible del suelo de cimentación en un 33%, según las Normas Técnicas para el Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes (Sección 5.3.8).

$$q_n = 1.33q_{adm} - q_{sz} - q_{sobre\ carga} \quad \text{Según TerzaghiMeyerhof.}$$

Donde:

q_n = capacidad admisible neta del suelo

q_{adm} = capacidad admisible del suelo = 1.5 kg/cm²

$q_{sz} = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} * H_f \right)$ = presión del material combinado.

γ_c = peso específico del concreto

γ_s = peso específico del acero.

H_f = profundidad de desplante = 1.5m

$q_{sobre\ carga}$ = sobre carga del suelo = 0

Entonces:

$$q_n = 1.33q_{adm} - \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) * H_f - q_{sobre\ carga} .$$

$$q_n = 1.33(1.50) - \left(\frac{(2400 \text{ kg/m}^2 + 1600 \text{ kg/m}^2)}{2} \right) * 1.50 / (10,000 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2}) - 0$$

$$q_n = 1.995 - 0.3 = 1.695 \text{ kg/cm}^2 \text{ Capacidad admisible neta de suelo.}$$

✓ Pre-dimensionamiento.

Para propósito de análisis asumimos una zapata rectangular de 2m x 3m para calcular el esfuerzo que transmite la zapata al suelo y luego verificar si el esfuerzo que se transmite es menor que la capacidad admisible neta del suelo.

Por fines prácticos utilizaremos una zapata de 2m x 3m

Asumiendo el espesor de las zapatas de h= 30cm.

Volumen de concreto = (3x2x0.30) = 1.80 m³.

Volumen de relleno = (3x2)*(1.5-0.30) = 7.20 m³.

Peso del concreto = (2.400)*(1.80) + 1.80 = 6.12 t

Peso del suelo para rellenos = (7.20)*(1.600) = 11.52t

Peso total = 20.91 + 6.12 + 11.52 = 38.55 t.

✓ Cálculo de excentricidad

De manera general se consideraran las variables

e = excentricidad .

M = momento máximo sobre la cimentación.

P = carga vertical total

A = área de la zapata

B = ancho de la zapata

$q_{máx}$ = esfuerzo que transmite la zapata al suelo.

Excentricidad en eje "x"

$$e = \frac{My}{P_{total}} = \frac{6.7484 \text{ t-m}}{38.55 \text{ t}} = 0.18 \text{ m.}$$

$$q_{máx} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6ex}{B} \pm \frac{6ey}{L} \right) \text{ Diseño y construcción de cimentaciones, Luis Garza}$$

Vásquez ecuación 21.

$$q_{máx} = \frac{38550}{3.0 \times 2.0} \left(1 + \frac{6(0.18)}{2} \right) = 9894.50 \text{ kg/m}^2.$$

$$q_{máx} = 0.989 \leq 1.695 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ capacidad admisible del suelo}$$

En el resultado anterior se observa que el esfuerzo que transmite la zapata es menor que el esfuerzo admisible del suelo esto indica que las dimensiones en planta de la zapata, son correctas.

✓ revisión del cortante

Para propósito de análisis verificaremos el cortante en el sentido transversal y longitudinal de la zapata.

Revisión del cortante en el sentido transversal.

$$q_{m\acute{a}x} = 0.989 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{m\acute{i}n} = \frac{38550}{3.0 \times 2.0} \left(1 - \frac{6(0.18)}{2} \right) = 2955.50 \text{ kg/m}^2 = 0.30 \text{ kg/cm}^2$$

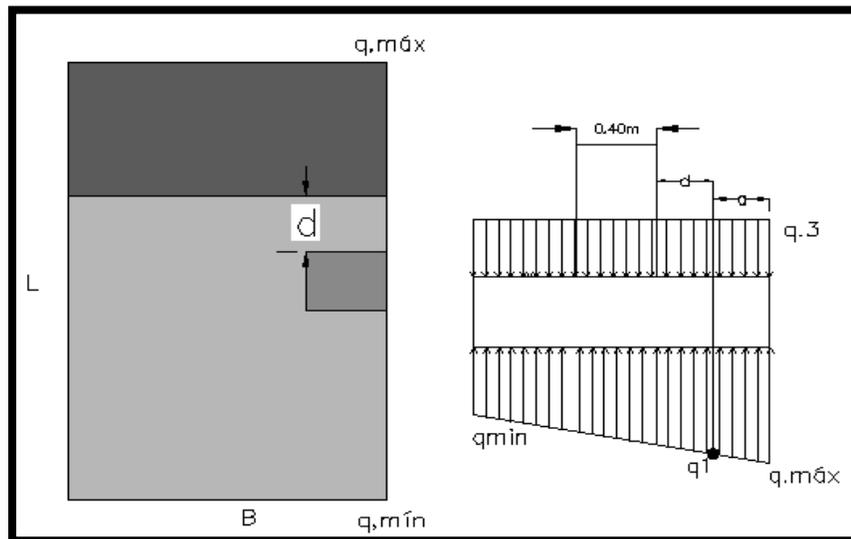


Figura 5.75 Esquema de zapata colindante, identificación de zona con cortante directo en sentido transversal.

$$q_3 = \frac{P_1}{A} = \frac{5676 \text{ kg}}{107.50 \text{ cm} \times 200.0 \text{ cm}} = 0.26 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$a = 300 - (300/2 + 20 + 22.50) = 107.50 \text{ cm}$$

P_1 = peso del concreto + peso del suelo para relleno.

$$\text{Peso del concreto} = a \cdot B \cdot (h) \cdot \gamma_c$$

Peso del concreto = $1.075 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times (0.30 \text{ m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 1548 \text{ kg}$

Peso del suelo para relleno = $a \times B \times (H_f - h) \times \gamma_g$

Peso del suelo para relleno = $1.075 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} \times (1.30 \text{ m} - 0.30 \text{ m}) \times 1600 \text{ kg/m}^3 = 4128 \text{ kg}$

$P_1 = 4128 + 1548 \text{ kg} = 5,676 \text{ kg} = 5.676 \text{ t}$

Interpolando para el cálculo de q_1 .

$$q_1 = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{2} (L - a) = 0.30 + \frac{0.989 - 0.30}{3} \times 1.925 = 0.74 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Cortante Ultimo (Vu)} = \left(\frac{q_{\max} - q_1}{2} * a + q_1 * a - q_3 * a \right) * B$$

Sustituyendo valores

$$\text{Cortante Ultimo (Vu)} = \left(\frac{0.989 - 0.74}{2} * 107.5 + 0.74 * 107.50 - 0.26 * 107.50 \right) * 200$$

Cortante Ultimo (Vu) = $12,996.75 \text{ kg} = 13 \text{ t}$.

Calculo del cortante proporcionado por el concreto.

ϕ = Factor de reducción de resistencia 0.85

f'_c = Resistencia del concreto 210 kg/cm²

b = longitud de la zapata 200 cm

d = peralte efectivo 22.5 cm

$$\phi V_n = \phi * 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 200 * 22.5 = 29,377.64 \text{ kg} = 29.38 \text{ t}$$

29.38 t \geq 13 t

$\phi V_n \geq$ Cortante ultimo (Vu)

Debido a que el cortante último excede al cortante del concreto, las dimensiones de la zapata es aceptable.

✓ revisión del cortante en el sentido longitudinal.

$$q_{m\acute{a}x} = 0.989 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{m\acute{i}n} = \frac{38550}{3.0 \times 2.0} \left(1 - \frac{6(0.18)}{2}\right) = 2955.50 \text{ kg/m}^2 = 0.30 \text{ kg/cm}^2$$

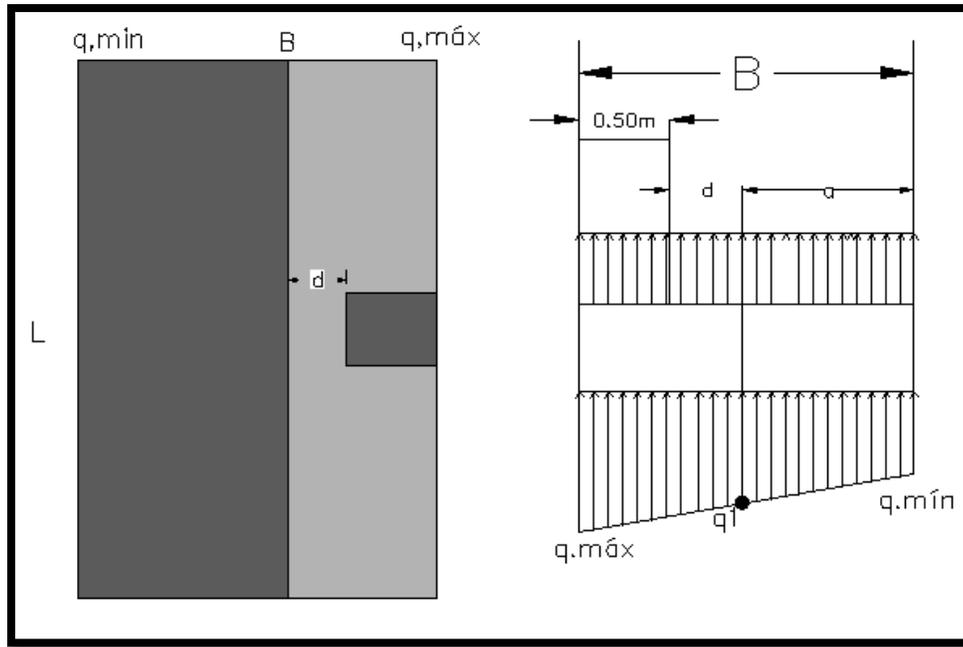


Figura 5.76 Esquema de zapata colindante, identificación de zona con cortante directo en sentido longitudinal.

$$q_3 = \frac{P_1}{A} = \frac{10,098 \text{ kg}}{127.50 \text{ cm} \times 300.0 \text{ cm}} = 0.26 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$a = 200 - (50 + 22.50) = 127.50 \text{ cm}$$

P1 = peso del concreto + peso del suelo para relleno.

$$\text{Peso del concreto} = a \cdot B \cdot (h) \cdot \gamma_c$$

$$\text{Peso del concreto} = 1.275 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ m} \cdot (0.30 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 2754 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del suelo para relleno} = a \cdot B \cdot (H_f - h) \cdot \gamma_s$$

$$\text{Peso del suelo para relleno} = 1.275 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ m} \cdot (1.30 \text{ m} - 0.30 \text{ m}) \cdot 1600 \text{ kg/m}^3 = 7344 \text{ kg}$$

$$P1 = 2754 + 7344 \text{ kg} = 10,098 \text{ kg} = 10.1 \text{ t}$$

Interpolando para el cálculo de q1.

$$q1 = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{2} (L - a) = 0.30 + \frac{0.989 - 0.30}{2} \times 1.275 = 0.74 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Cortante Ultimo (Vu)} = \left(\frac{q_{\max} - q1}{2} * a + q1 * a - q3 * a \right) * B$$

Sustituyendo valores

$$\text{Cortante Ultimo (Vu)} = \left(\frac{0.989 - 0.74}{2} * 127.50 + 0.74 * 127.50 - 0.26 * 127.50 \right) * 300$$

$$\text{Cortante Ultimo (Vu)} = 23,122.125 \text{ kg} = 23.122 \text{ t}.$$

Calculo del cortante proporcionado por el concreto.

ϕ = Factor de reducción de resistencia 0.85

$f'c$ = Resistencia del concreto 210 kg/cm²

b = longitud de la zapata cm

d = peralte efectivo 22.5 cm

c1 = distancia en la dirección "x" de la columna igual a 50 cm.

C2 = distancia en la dirección "y" de la columna igual a 40 cm.

$$\phi V_n = \phi * 0.53 \sqrt{f'c} b d = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 300 * 22.5 = 44,066.47 \text{ kg} = 44.07 \text{ t}$$

$$44.07 \text{ t} \geq 13.01 \text{ t}$$

$$\phi V_n \geq \text{Cortante ultimo (Vu)}$$

Debido a que el cortante último excede al cortante del concreto, las dimensiones de la zapata son aceptables.

✓ Revisión de punzonamiento.

La sección crítica en este caso está definida por cuatro rectas paralelas a los lados de las columnas ubicada a $d/2$ de la cara.

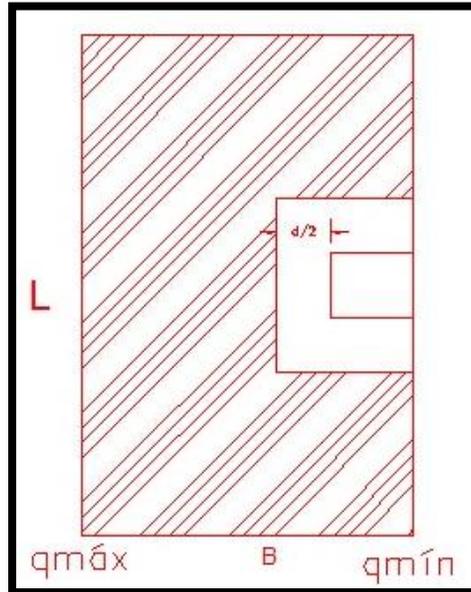


Figura 5.77 Esquema de zapata colindante con sección crítica para cálculo de cortante por punzonamiento.

Calculando el perímetro crítico b_0

$$b_0 = 2(c_1 + d/2) + (c_2 + d) = 2(0.5 + 0.225/2) + 1(0.40 + 0.225) = 1.85\text{m} = 185\text{cm}$$

$$\text{Área crítica} = (c_1 + d/2) * (c_2 + d) = (0.50 + 0.1125) * (0.40 + 0.225) = 0.38\text{m}^2.$$

$$\text{Área crítica} = (c_1 + d/2) * (c_2 + d) = (50 + 11.25) * (40 + 22.5) = 3828.125\text{cm}^2.$$

Calculo del cortante permisible

P.max de las combinaciones de carga = 38.50 t

$V_u = (q_n)(A. \text{ requerida} - A. \text{ crítica}).$

$$q_n = \frac{P. \text{ total}(\text{kg})}{A(\text{cm}^2)} = \frac{(38.550 \times 1000)}{3.0 \times 2.0} = 6425\text{kg/m}^2$$

$$V_u = (6425\text{kg/m}^2) (3 \times 2 - 0.38) = 36108.5 \text{ kg} = 36.11 \text{ t}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\beta = \frac{\text{Largo}}{\text{Ancho}} = \frac{0.50\text{m}}{0.40\text{m}} = 1.25$$

$$\phi V_n = \phi 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \beta = 1.25, \quad \text{ACI 318-05 (ecuación 11-33)}$$

$$\phi V_n = (0.85)(0.27) \left(2 + \frac{4}{1.25} \right) \sqrt{210} * 185 * 22.500 = 71,986.32\text{kg} = 71.99 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.27 \left(\frac{d\alpha_s}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad \text{ACI 318-05 (ecuación 11-34)}$$

$$\phi V_n = (0.85)(0.27) \left(\frac{22.50*40}{185} + 2 \right) \sqrt{210} * 185 * 22.50 = 95,033.90\text{kg} = 95.03\text{t}$$

Donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquinas.

$$\phi V_n = \phi 1.1 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad \text{ACI 318-05 (ecuación 11-35).}$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 1.1 \sqrt{210} * 185 * 22.5 = 56,399.53\text{kg} = 56.40 \text{ t}$$

Al evaluar en las ecuaciones mostradas anteriormente se puede observar que la última ecuación da el menor valor de ϕV_c :

$$56.40\text{t} > 36.11\text{t} \quad \phi V_n \geq V_u$$

Puesto que la resistencia de diseño excede la resistencia requerida $\phi V_n \geq V_u$, el peralte efectivo $d = 22.5\text{cm}$ es adecuado para el cortante por punzonamiento.

✓ Cálculo del refuerzo en el sentido más corto.

Cálculo del momento flexionante que genera la presión actuando hacia arriba sobre el área a un lado de la columna.

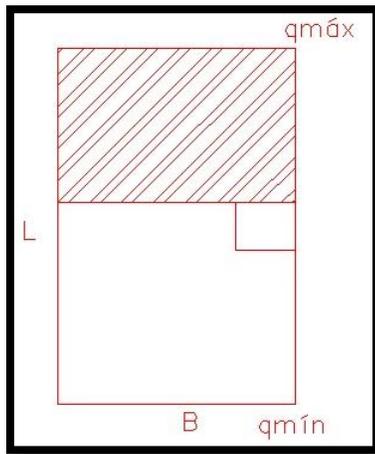


Figura 5.78 Esquema de la sección de análisis

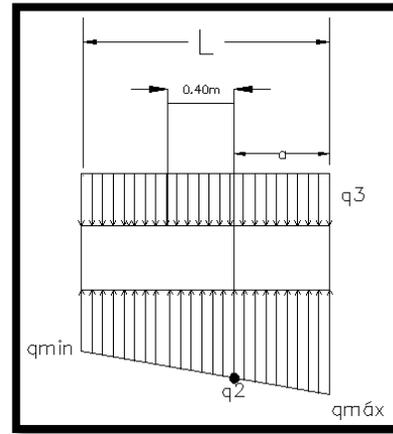


Figura 5.79 Vista frontal de las cargas q.

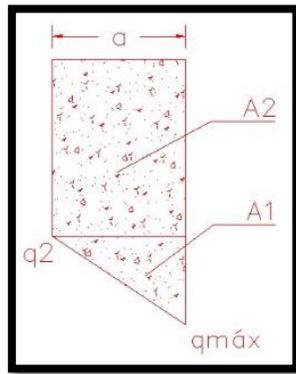


Figura 5.80 Áreas de análisis

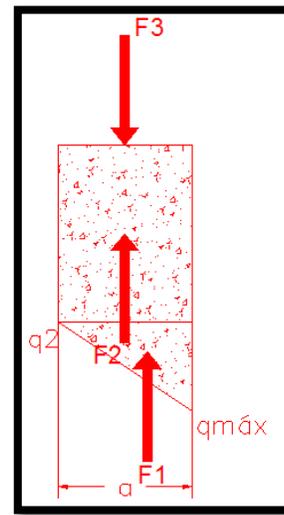


Figura 5.81 fuerzas que actúan en las áreas de análisis

Cálculo de área A1

$$A1 = \frac{(qmáx - q2) * a}{2}$$

Cálculo de A2

$$A2 = q2 * a$$

Cálculo de F1

$$F1 = \frac{(qmáx - q2) * a}{2} * B$$

Cálculo de F2

$$F2 = q2 * a * B$$

Cálculo de F3

$$F3 = q3 * B$$

Cálculo de los momentos producidos por cada una de las fuerzas.

$$M1 = \frac{(qmáx - q2) * a}{2} * B * \frac{a^2}{3} * a \quad M2 = q2 * a * B * \frac{a}{2} \quad M3 = q3 * a * B * \frac{a}{2}$$

$$Mu = \left(\frac{(qmáx - q2)}{2} * \frac{1}{3} * a + \frac{q2 * a^2}{2} - \frac{q3 * a^2}{2} \right) * B$$

$$q_3 = \frac{P_1}{A} = \frac{10,098\text{kg}}{130\text{cm} \times 200.0\text{cm}} = 0.39 \text{ kg/cm}^2$$

Donde

$a = 1.30\text{m}$ "distancia desde el extremo más alejado de la zapata al rostro de la columna".

$P_1 =$ peso del concreto + peso del suelo para relleno.

Peso del concreto = $a \cdot B \cdot (h) \cdot \gamma_c$

Peso del concreto = $1.275 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ m} \cdot (0.30\text{m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 2754 \text{ kg}$

Peso del suelo para relleno = $a \cdot B \cdot (H_f - h) \cdot \gamma_s$

Peso del suelo para relleno = $1.275\text{m} \cdot 3.0\text{m} \cdot (1.30\text{m} - 0.30\text{m}) \cdot 1600 \text{ kg/m}^3 = 7344 \text{ kg}$

$P_1 = 2754 \text{ kg} + 7344 \text{ kg} = 10,098.00 \text{ kg} = 10.10 \text{ t}$

Interpolando para el cálculo de q_2 .

$$q_2 = q_{\min} + \frac{q_{\max} - q_{\min}}{3} \times 1.70 = 0.30 + \frac{0.989 - 0.30}{3} \times 1.70 = 0.69 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_u = \left(\frac{(q_{\max} - q_2)}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot a + \frac{q_2 \cdot a^2}{2} - \frac{q_3 \cdot a^2}{2} \right) \cdot 2.$$

$$M_u = \left(\frac{(0.989 - 0.69) \cdot 130}{3} \cdot \frac{2}{3} \cdot 130 + \frac{0.69 \cdot 130^2}{2} - \frac{0.39 \cdot 130^2}{2} \right) \cdot 200$$

$M_u = 731,582.22 \text{ kg} - \text{cm} = 7.32 \text{ t} - \text{m}.$

A continuación se presenta las dimensiones de las zapatas para el cálculo del acero de refuerzo en la dirección paralela a L.

$B = 200\text{cm}$, $L = 300\text{cm}$, $F_y = 4200\text{kg/cm}^2$, $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, $h = 30\text{cc}$, Rec: 7.5cm

Para propósito de análisis verificaremos las siguientes cuantías de acero para una sección de 130 cm x 30cm asumiendo que el acero a tensión si está fluyendo.

9 varillas #5 @15cm = 17.81cm²

Donde:

C_c = Fuerza de compresión del concreto.

T_s = Fuerza de tensión del acero.

c = ubicación del eje neutro.

A_s = área de acero a tensión.

$a = \beta \cdot c$ donde β es igual a 0.85.

✓ equilibrio de fuerzas

$$C_c + T_s = 0$$

$$0.85f'cb \cdot a - f_y \cdot A_s = 0,$$

$$(0.85)(0.85)(210)(130) \cdot c = 4200 \cdot 17.81$$

$$c = 3.79 \text{ cm}$$

$$M_n = 0.85f'cb \cdot a \left(c - \frac{a}{2} \right) + f_y \cdot A_s (h - c - \text{rec}).$$

$$M_n = (0.85)(0.85)(210)(130) \cdot (3.79) \left(3.79 - \frac{0.85 \cdot 3.79}{2} \right) + 4200 \cdot 17.81 (30 - 3.79 - 7.5).$$

$$M_n = 1562455.052 \text{ kg} - \text{cm} = 14.62 \text{ t} - \text{m}.$$

$$\Phi M_n = 0.90 \cdot 15.62 \text{ t} - \text{m} = 14.06 \text{ t} - \text{m}$$

$$14.06 \text{ t} - \text{m} > 7.32 \text{ t} - \text{m}.$$

$$\Phi M_n \geq M_u$$

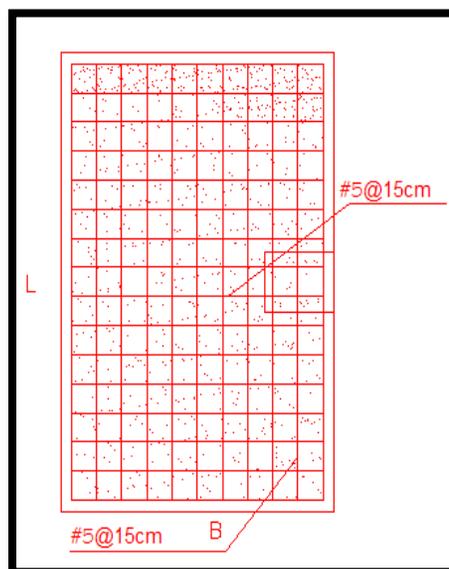


Figura 5.82 Vista en planta de la zapata con sus respectivos refuerzos.

5.2.6 Losas Aligeradas.

Estos sistemas, en su mayoría son prefabricados y están constituidos de viguetas pre esforzadas con $f'c = 210 \text{ Kg/cm}$, con un alma constituida por dos varillas corridas en el patín con un fyde 4200kg/cm^2 , una celosía de refuerzo por cortante y bloques de concreto (llamadas bovedillas) los cuales son el relleno entre las viguetas que son las encargadas de distribuir las cargas hacia los elementos de borde.

✓ Proceso de selección del tipo de losa.

Al analizar el cuerpo 1-3 y cuerpo 2 se puede verificar que el cuerpo 2 posee el diafragma más desfavorable con se muestra en la siguiente figura. Al momento de realizar el armado de losa aligerada en una dirección se realiza en el sentido más corto es decir tomaremos como referencia la luz libre del claro de 5.16m. Según el catálogo de COPRESA tabla de carga 1.3 se puede analizar que para una luz libre de 5.20 el tipo de vigueta es VT1-20 con una carga viva máxima admisible de 437 kg/m^2 . Por lo tanto utilizaremos Losa copresa tradicional VT1-20.

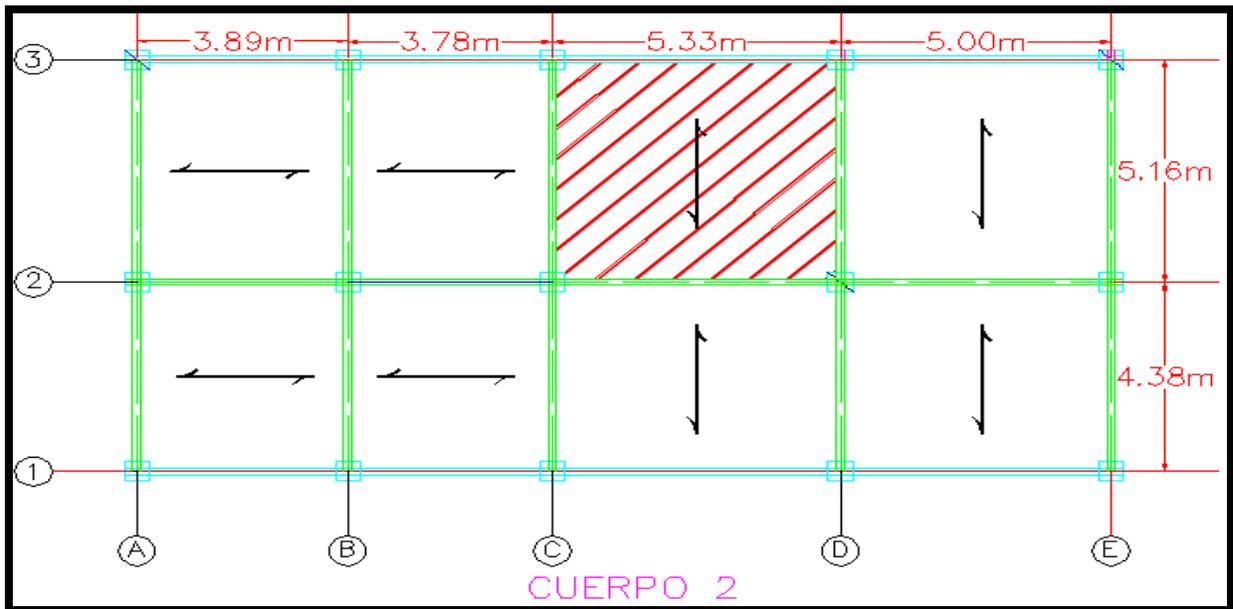


Figura5.83. Esquema de losa en planta a analizar.

✓ **Calibre de los bastones.**

El tipo de losa que utilizaremos para el entrepiso es VT1 – 20, por lo tanto el calibre de los bastones será el siguiente:

2 N ° 3 → *Catálogo de compresas 2012. Tabla de datos 1.5.*

✓ **Cálculo del acero por temperatura.**

A continuación se presenta el proceso para el cálculo del refuerzo de retracción y temperatura según el ACI 318 – 05 (Sección 7.12.2.1).

Analizaremos una franja de losa de 100 cm con un espesor de 5 cm.

$$\rho: 0.0018 = 0.18 \%$$

$$\text{Acero por temperatura} = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 5 \text{ cm} = 0.90 \text{ cm}^2$$

3 varillas # 2 @ 33.33cm produce una aérea de acero de $0.95 \text{ cm}^2 > 0.90 \text{ cm}^2$, pero al analizar la separación del acero no cumple debido a que la separación máxima del refuerzo por temperatura es 5 veces el espesor de la losa. Por lo tanto el refuerzo será distribuido de la siguiente manera:

$$\text{Separación del refuerzo por temperatura} = 5 \times \text{espesor de losa} = 5 \times 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Varillas # 2 @ 25 cm en ambas direcciones.

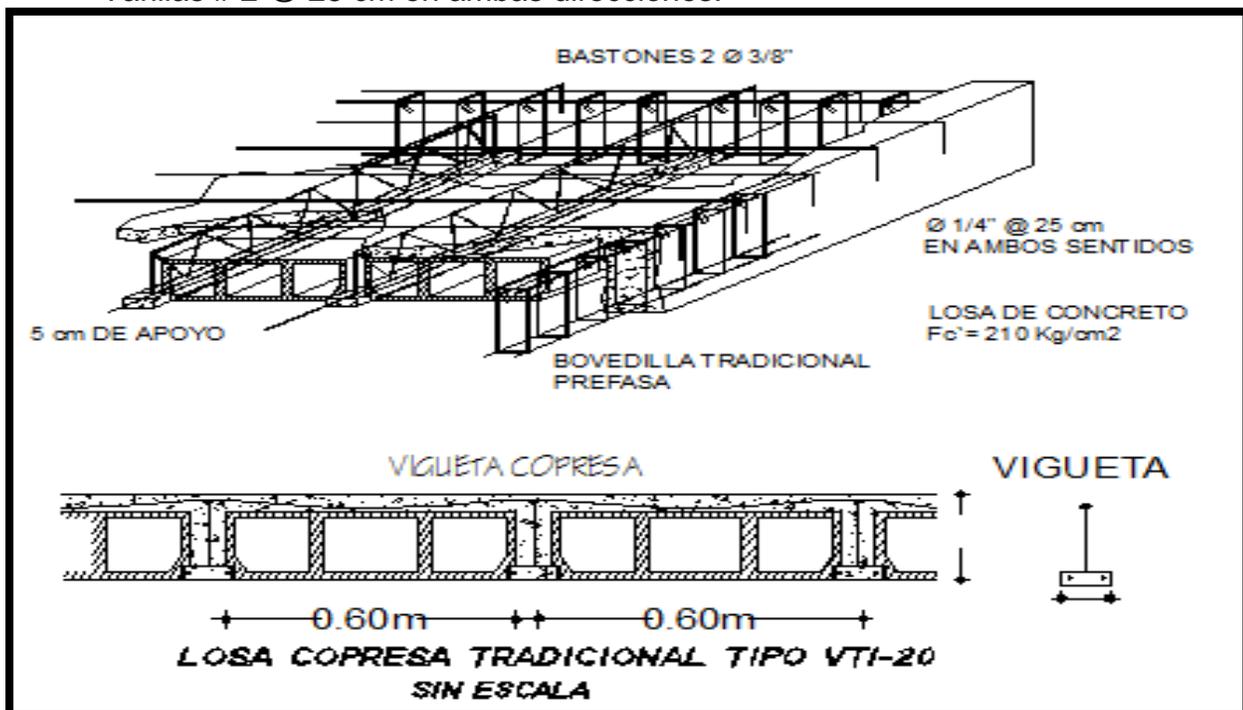


Figura 5.84 Modelo de losa aligerada con distribución de refuerzo y secciones.

7.2.7 Diseño de escalera

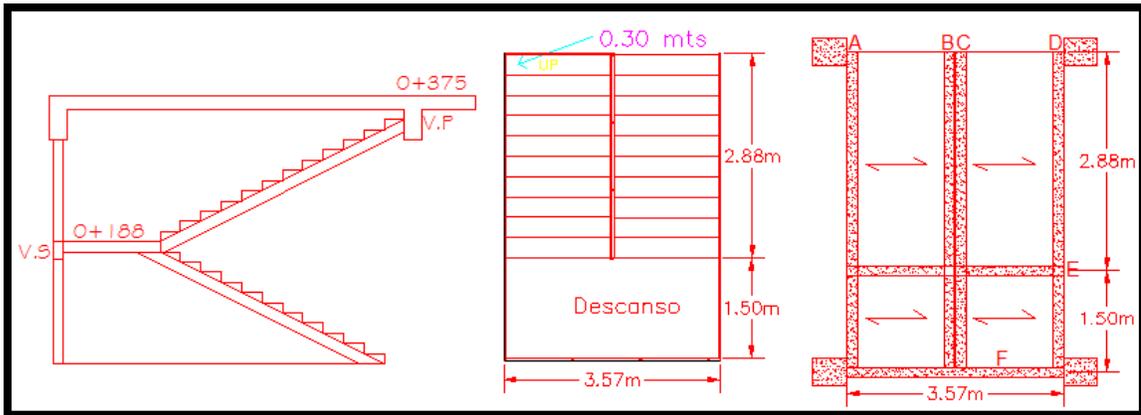


Figura 5.85. Modelo de escalera.

Proceso para el diseño de la escalera:

$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $Fy = 2800 \text{ kg/cm}^2$. Recubrimiento = 2cm

Contrahuella = 15cm

Espesor de losa = 10cm

Debido a que las vigas A,B,C y D poseen la misma carga tributaria para propósitos de análisis diseñaremos la viga D.

Cargas de diseño.

✓ Descanso.

Losa 0.10x2400 = 240 kg/m^2

Piso cerámico = 50 kg/m^2 .

Cielo falso e instalaciones eléctricas = 20 kg/m^2

Losa adicional = 20 kg/m^2

Carga muerta total = 330 kg/m^2 .

Carga viva = 350 kg/m^2 .

Peso de viga 0.10x0.20x2400 = 48 kg/m

Ancho tributario = 0.693 m

Realizando la combinación de carga

$$Wu1 = 1.2D + 1.6L = 1.2 (330 \times 0.693 + 48) + 1.6 (350 \times 0.693) = 720.108 \text{ kg/m}$$

$$Wu1 = 0.720 \text{ t/m}$$

✓ Gradass.

Losa 0.10x2400	= 240kg/m ²
Losa adicional	= 20 kg/m ²
Piso cerámico	= 50kg/m ²
Gradass 0.15x2400/2	= <u>180 kg/m²</u>
Carga muerta (CM)	= 490kg/m ²
Carga viva (CV)	= 350 kg/m ²
Peso de viga 0.10X0.20X2400	= 48kg/m
Pasamanos	= 10 kg/m
Ancho tributario	= 0.693m

Realizando la combinación de carga

$$Wu2 = 1.2D + 1.6L = 1.2X (490 \times 0.693 + 48 + 10) + 1.6X 350 \times 0.693 = 865.164 \text{ kg/m}$$

$$Wu2 = 0.865 \text{ t/m}$$

Para propósito de análisis la escalera estará apoyada en una viga principal en la parte superior y en el área de descanso estará apoyada en dos vigas secundarias, por lo que analizaremos el sistema como empotrado en ambos extremos.

5.2.7.1 Diseño de viga A.

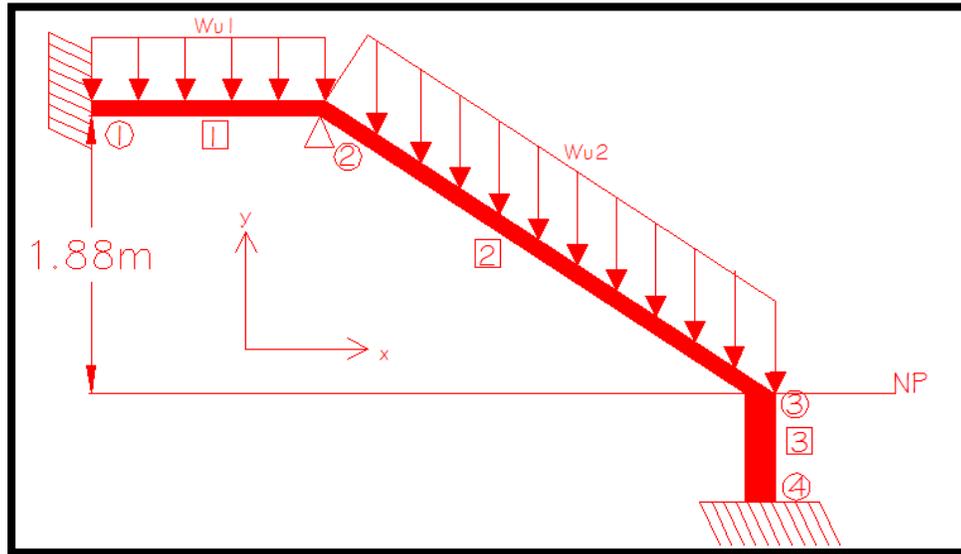


Figura 5.86 Modelo de escalera con cargas muerta y viva aplicadas sobre las vigas.

El análisis de las vigas de las escaleras se realizó en el programa Smart Bars obteniendo un momento máximo de -0.921 t-m y un cortante máximo de -1.282ty en los apoyos se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 5.38 Reacciones obtenidas del análisis, en los apoyos.

APOYOS	Fx	Fz	My
1	1.809	0.859	0.576
2	-1.809	2.713	-0.921
3	0.00	0.00	0.00

Tabla 5.39 Momentos y cortante en los extremos de los elementos 1, 2, 3.

Elemento	Coordenada inicial		Coordenadas finales		Momentos t - m		Cortantes (t)	
	Xi(m)	Yi(m)	Xf(m)	Yf(m)	Nodos inicial	Nodos final	Nodos inicial	Nodos final
1	0.00	1.88	1.50	1.88	-0.576	-0.098	0.859	-0.221
2	1.50	1.88	4.88	0.00	-0.098	-0.921	0.804	-1.282
3	4.38	0.00	4.38	-0.70	0.00	0.00	0.00	0.00

Momento máximo = 0.921 t – m. = 921x10³kg – cm

Cortante máximo (Vu) = -1.282 t

Para propósito de análisis asignamos las siguientes cuantías de acero asumiendo que el acero a compresión no está fluyendo y el acero a tensión si está fluyendo.

Acero a compresión A's = 2#3 = 1.425cm²

Acero a tensión As = 2#5 = 3.959cm²

b = 10cm, h = 20cm, Recubrimiento = 2cm

Equilibrio de fuerzas

Para el equilibrio de fuerzas asumimos que el acero a compresión y a tensión si esta fluyendo.

$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 f'c * b * a \text{ Donde } a = \beta_1 c$$

$$0.85 f'c * b * \beta_1 c + F_y * A's_1 = F_y * A_s$$

Multiplicando por "c" ambos términos

$$0.85 f'c * b * \beta_1 c * c + F_y * A's_1 = F_y * A_s$$

Sustituyendo valores

$$(0.85) * (0.85) * (210) * (10) * c + (2800) * (1.425) = (2800) * (3.958)$$

$$C = 4.67 \text{cm}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{(4.67 - 2)(0.003)}{4.67} = 0.001715203426 \geq \frac{2800}{2030000} = 0.001379310345 \text{ por lo}$$

tanto el acero a compresión si está fluyendo.

$$\epsilon_{st} = \frac{(0.003)(20-4.67-2)}{4.67} = 0.008563169165 \geq \frac{2800}{2030000} = 0.001379310345 \text{ por lo}$$

tanto el acero a tensión si está fluyendo

$$C_c = 0.85 f'_c b \beta_1 c = (0.85)(0.85)(210)(10)(4.67) = 7085.5575 \text{ kg}$$

$$C_s = E_s A'_s \epsilon_{cu} \frac{(c-Rec)}{c} = (2.03 \times 10^6)(1.425) \frac{(4.67-2)(0.003)}{4.67} = 4961.65 \text{ kg}$$

$$T_s = F_y A_s = (2800)(3.959) = 11085.2 \text{ kg}$$

$$M_n = (C_c) \left(c - \frac{a}{2} \right) + (C_s)(c-Rec) + T_s (h-c-Rec)$$

$$M_n = (C_c) \left(c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + (C_s)(c-Rec) + T_s (h-c-Rec)$$

Sustituyendo valores.

$$M_n = (7085.5575) \left(4.67 - \frac{0.85 \cdot 4.67}{2} \right) + (4961.65)(4.67-2) + (11085.2 \text{ kg})(20 - 4.67 - 2)$$

$$M_n = 180039.8148 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_n = 1.80 \text{ t} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot 1.80 \text{ t} - \text{m} = 1.62 \text{ t} - \text{m} \geq 0.921 \text{ t} - \text{m}$$

Por lo tanto el acero a utilizar para la viga D es la siguiente

$$\text{Acero a compresión } A'_s = 2\#3 = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero a tensión } A_s = 2\#5 = 3.959 \text{ cm}^2$$

Diseño por corte

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} b * d = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{210} * 10 * 18 = 1175.106 \text{ kg} = 1.175 \text{ t} \geq V_n$$

Cuando la fuerza cortante factorizada V_u excede la resistencia a cortante del concreto ϕV_c , el refuerzo por cortante debe proporcionarse para resistir el cortante en exceso. El código proporciona una ecuación que define la resistencia a

cortante del refuerzo V_s en términos del área A_v , resistencia a la fluencia f_y , y el espaciamiento s del refuerzo por cortante que consiste en estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{s} \quad \text{Ecuación 11.15 ACI}$$

Cálculo del cortante que debe ser resistido por el acero.

$$:V_s = \frac{(V_u - \Phi V_c)}{\Phi} = \frac{(V_u - \Phi V_c)}{\Phi} = \frac{(1.28 - 1.175)}{0.85} = 0.1235 \text{ t}$$

Considerando estribos #3 para el cálculo de la separación s teórica.

$$A_s = (2) (3.141592654) \left(\frac{3}{8} * \frac{2.54}{2}\right)^2 = 1.425 \text{ cm}^2.$$

$$s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.425 \cdot 2800 \cdot 18}{123.5} = 581.538 \text{ cm} \geq s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{18}{2} = 9 \text{ cm} \approx$$

10cm. Por lo tanto los estribos serán distribuidos a cada 10cm a lo largo de toda la longitud de la viga.

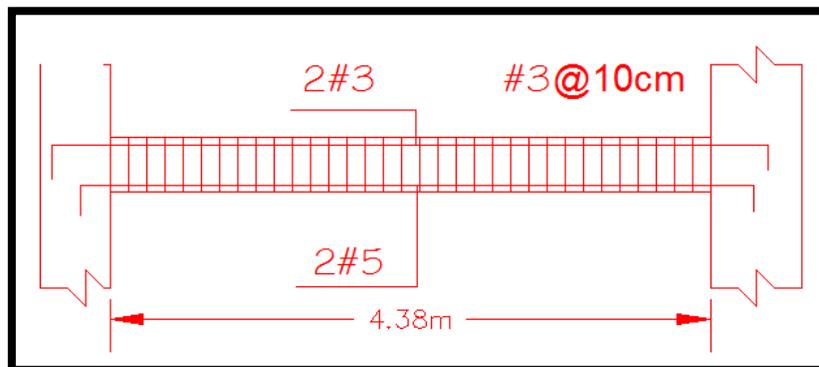
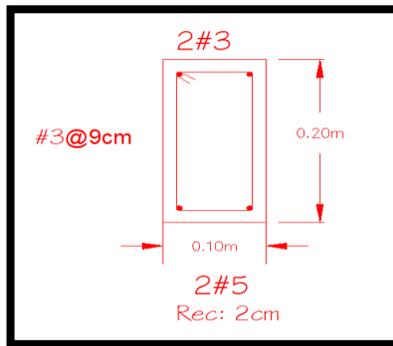


Figura 5.87 Perfil de viga A de escalera con distribución de acero de refuerzo.



5.88 Sección transversal de la viga A

5.2.7.2 Diseño de la viga E.

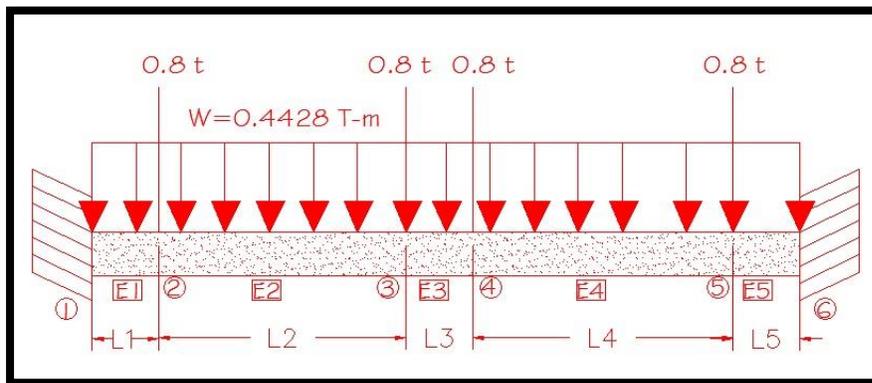


Figura 5.89 Modelo de viga de escalera con cargas viva y muerta.

$L1 = 0.180$, $L2 = 1.635$, $L3 = 0.15$ m, $L4 = 1.635$, $L5 = 0.18$ m. $b = 20$ cm, $h = 25$ cm.

Para el cálculo de la carga muerta y viva consideraremos una franja de losa de 30cm de los cuales se toma un ancho tributario de 15cm de las gradas y el resto de área de descanso.

$$Wu1 = 1.2D + 1.6L = 1.2 (330 \times 0.15 + 48) + 1.6 (350 \times 0.15) = 201 \text{ kg/m}$$

$$Wu2 = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times (490 \times 0.15 + 48 + 10) + 1.6 \times 350 \times 0.15 = 241.8 \text{ kg/m}$$

$$W. \text{ Total} = 442.8 \text{ kg/m.}$$

Realizando el análisis en el programa Smart Bar se obtiene:

Tabla 5.40 Momentos y cortante en los extremos de los elementos

Elemento	Coordenada inicial		Coordenadas finales		Momentos t - m		Cortantes (t)	
	Xi(m)	Yi(m)	Xf(m)	Yf(m)	Nodos inicial	Nodos final	Nodos inicial	Nodos final
1	0.000	0.000	0.180	0.000	-1.345	-1.15	2.437	2.401
2	0.180	0.000	1.815	0.000	-1.151	0.969	1.601	0.829
3	1.815	0.000	1.965	0.000	0.969	0.969	0.029	-0.029
4	1.965	0.000	3.600	0.000	0.969	-1.151	-0.829	-1.601
5	3.600	0.000	3.780	0.000	-1.151	-1.345	-2.401	-2.437

Tabla 5.41 Reacciones en los apoyos de la viga E

APOYOS	Fx	Fy	My
1	0.00	2.437	1.345
2	0.00	2.437	-1.345

M, máx = -1.345 t-m y V.máx = 1.437 t.

Para propósito de análisis asignamos las siguientes cuantías de acero asumiendo que el acero a compresión no está fluyendo y el acero a tensión si está fluyendo.

Acero a compresión $A's = 2\#5 = 1.425\text{cm}^2$

Acero a tensión $As = 2\#5 = 3.959\text{cm}^2$

b = 10cm, h = 20cm, Recubrimiento = 2cm

Equilibrio de fuerzas.

Para el equilibrio de fuerzas asumimos que el acero a compresión y a tensión si está fluyendo.

$$C_c + C_s = T_s$$

$$C_c = 0.85 f'c * b * a \quad \text{Donde } a = \beta_1 c$$

$$0.85 f'c \cdot b \cdot \beta_1 c + F_y \cdot A_s = F_y \cdot A_s$$

Multiplicando por "c" ambos términos

$$0.85 f'c \cdot b \cdot \beta_1 c^2 + F_y \cdot A_s \cdot c = F_y \cdot A_s \cdot c$$

Sustituyendo valores

$$(0.85) \cdot (0.85) \cdot (210) \cdot (10) \cdot c + (2800) \cdot (1.425) = (2800) \cdot (3.958)$$

$$C = 4.67 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{(4.67-2)(0.003)}{4.67} = 0.001715203426 \geq \frac{2800}{2030000} = 0.001379310345 \text{ por lo}$$

tanto el acero a compresión si está fluyendo.

$$\epsilon_{st} = \frac{(0.003)(20-4.67-2)}{4.67} = 0.008563169165 \geq \frac{2800}{2030000} = 0.001379310345 \text{ por lo}$$

tanto el acero a tensión si está fluyendo

$$C_c = 0.85 f'c \cdot b \cdot \beta_1 c = (0.85) \cdot (0.85) \cdot (210) \cdot (10) \cdot (4.67) = 7085.5575 \text{ kg}$$

$$C_s = E_s \cdot A_s \cdot \frac{(c-Rec)(\epsilon_{cu})}{c} = (2.03 \times 10^6) \cdot (1.425) \cdot \frac{(4.67-2)(0.003)}{4.67} = 4961.65 \text{ kg}$$

$$T_s = F_y \cdot A_s = (2800) \cdot (3.959) = 11085.2 \text{ kg}$$

$$M_n = (C_c) \cdot (c - \frac{a}{2}) + (C_s) \cdot (c - Rec) + T_s (h - c - Rec)$$

$$M_n = (C_c) \cdot (c - \frac{\beta_1 c}{2}) + (C_s) \cdot (c - Rec) + T_s (h - c - Rec)$$

Sustituyendo valores.

$$M_n = (7085.5575) \cdot (4.67 - \frac{0.85 \cdot 4.67}{2}) + (4961.65) \cdot (4.67 - 2) + (11085.2 \text{ kg}) \cdot (20 - 4.67 - 2)$$

$$M_n = 180039.8148 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_n = 1.80 \text{ t} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot 1.80 \text{ t} - \text{m} = 1.62 \text{ t} - \text{m} \geq 1.347 \text{ t} - \text{m}$$

Por lo tanto el acero a utilizar para la viga E es la siguiente

Acero a compresión $A's = 2\#3 = 1.425cm^2$

Acero a tensión $A_s = 2\#5 = 3.959cm^2$

Diseño por corte

$$\phi V_c = \phi * 0.53 \sqrt{f'_c} b * d = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 10 * 18 = 1175.106kg = 1.175 t \geq V_n$$

Cuando la fuerza cortante factorizada V_u excede la resistencia a cortante del concreto ϕV_c , el refuerzo por cortante debe proporcionarse para resistir el cortante en exceso. El código proporciona una ecuación que define la resistencia a cortante del refuerzo V_s en términos del área A_v , resistencia a la fluencia f_y , y el espaciamiento s del refuerzo por cortante que consiste en estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad \text{Ecuación 11.15 ACI}$$

Cálculo del cortante que debe ser resistido por el acero.

$$:V_s = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi} = \frac{(1.437 - 1.175)}{0.85} = 0.3082 t$$

Considerando estribos #3 para el cálculo de la separación s teórica.

$$A_s = (2) (3.141592654) \left(\frac{3}{8} * \frac{2.54}{2}\right)^2 = 1.425cm^2.$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{1.425 * 2800 * 18}{308.2} = 233.03cm \geq s_{máx} = \frac{d}{2} = \frac{18}{2} = 9cm \approx 10cm.$$

Por lo tanto los estribos serán distribuidos a cada 10cm a lo largo de toda la longitud de la viga.

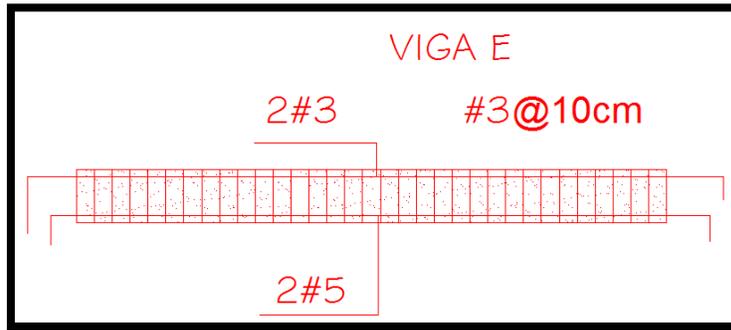


Figura 5.90 Perfil de viga E de la escalera con su distribución de acero de refuerzo.

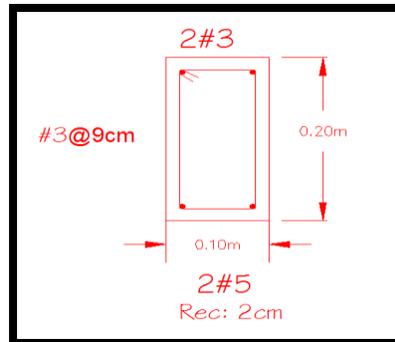


Figura 5.91 Sección transversal de la viga E

5.2.7.3 Diseño del refuerzo de la losa

$$W = 1.2D + 1.6L$$

$$W = 330 \times 1.2 + 350 \times 1.6 = 956 \text{ kg/m} = 0.956 \text{ t/m.}$$

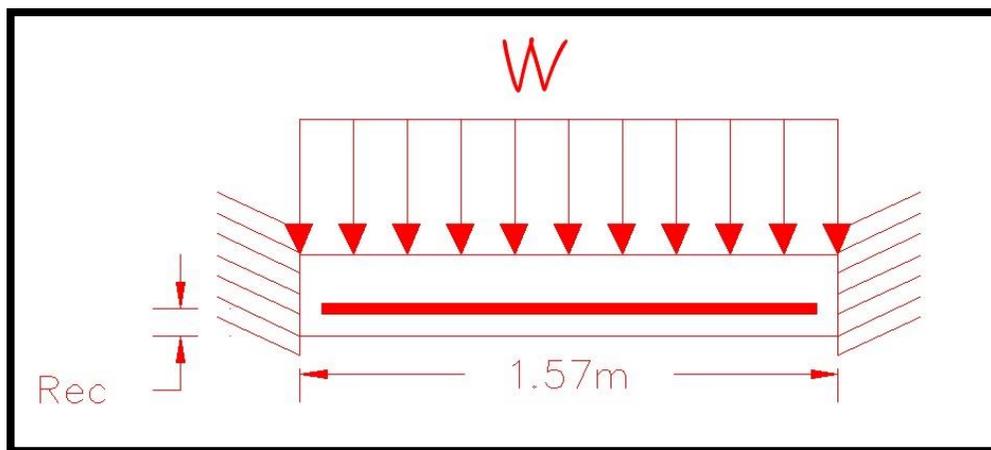


Figura 5.92 Modelo de losa con cargas viva y muerta.

$$M.\text{max}(\text{en los extremos}) = - (w * \frac{l^2}{12}) = 0.956 * 1.57^2 / 12 = - 0.196 \text{ t-m}$$

$$M.\text{máx} (\text{en el centro}) = (w * \frac{l^2}{24}) = 0.098 \text{ t} - m$$

$$V.\text{máx} = 0.31 \text{ t.}$$

Calculo de la ubicación del eje neutro.

$$0.85f'cb*a - fy*As = 0$$

$$H = 0.10\text{m}, L = 1.00\text{m}, \text{Rec} = 3\text{cm}$$

Analizaremos distribuyendo el acero a cada 16.66cm

$$As = 5\#5 = 9.90\text{cm}^2, f'c = 210\text{kg/cm}^2, \quad Fy = 2800\text{kg/cm}^2$$

$$(0.85)(210)(100)*(0.85c) - 2800*9.90 = 0$$

$$C = 1.83\text{cm}$$

$$Mn = 0.85f'cb*a(c \frac{a}{2}) + fy*As(h - c - \text{rec})$$

$$Mn = (0.85)(210)(100)*(0.85)(1.83) (1.83 \frac{0.85*1.83}{2}) + 2800*9.90(10 - 1.83 - 3.00)$$

$$Mn = 172528.8315\text{kg} - \text{cm} = 1.725 \text{ t-m}$$

$$\Phi Mn = 0.90*1.725 = 1.55 \text{ t-m} \geq Mn \text{ si cumple.}$$

Por lo tanto el acero será distribuido de la siguiente manera #5 @ 20cm

Diseño por cortante.

$$\phi Vc = \phi * 0.53 \sqrt{f'c} b * d$$

$$\phi Vc = (0.75) * 0.53 \sqrt{210} * 100 * (10 - 3) = 4032.23\text{kg} = 4.03 \text{ t.}$$

$\phi Vc \geq Vn$ por lo tanto no es necesario el refuerzo por corte.

1. Cálculo del refuerzo por temperatura.

$$\rho = 0.0018$$

segun el ACI 7.12.2.2.

$$\text{Acero necesario} = \rho * b * d = 0.002 * 157 * 6 = 1.884\text{cm}^2$$

$$\text{Usaremos varillas } \#3 = 0.71\text{cm}^2$$

$$s = \frac{100 * a}{A_{necesario}} = \frac{100 * 0.71}{1.88} = 37.76\text{cm}$$

Por lo tanto el acero por temperatura será colocado a cada 35cm por fines prácticos es decir varillas #3@35cm.

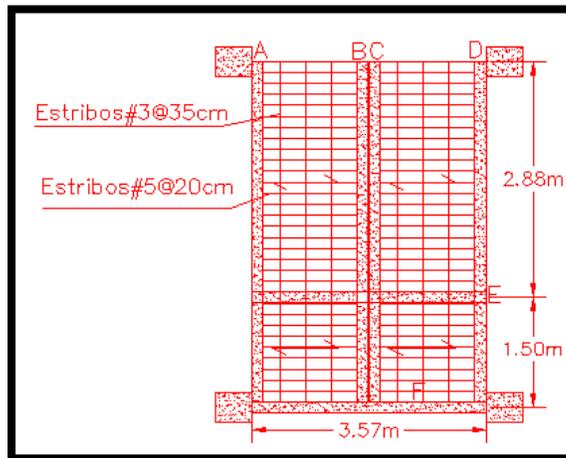


Figura 5.93 Modelo de losa para escalera con distribución de acero de refuerzo.

5.2.7.4 Longitud de anclaje para vigas de escalera.

El refuerzo longitudinal de una viga que termina en una columna deberá extenderse hasta la cara externa de la columna confinada y deberá ser anclada en tensión de acuerdo a la sección 21.5.4 y en compresión según el capítulo 12. (ACI 318-02 Sección 21.5.1.3).

La longitud de desarrollo mínima (l_{dh}) para una barra con gancho a 90° en concreto de peso normal es:

$$l_{dh} = \frac{0.06 * d_b * F_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{ACI 318 - 02 Sección 21.5.4.1})$$

$l_{dh} > 8d_b$ pero no menor de 15cm.

Un gancho estándar es definido como un dobles a 90° más una extensión de 12db en un extremo de la barra. (ACI 318-02 Sección 7.1.2)

Para barras No. 5

$$l_{dh} = \frac{0.06 * 1.59 * 2800}{\sqrt{210}} = 18.43\text{cm} = 20\text{cm}$$

l_{dh} = longitud de desarrollo en tracción de barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho (longitud recta embebida en el concreto entre la sección crítica y el inicio del gancho [punto de tangencia] más el radio interno del dobles y un diámetro de barra), mm, véanse 12.5 y 21.5.4, Capítulo 12, 21.

f_y = resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

db = diámetro nominal de una barra.

f_c' = raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto
210kg/cm².

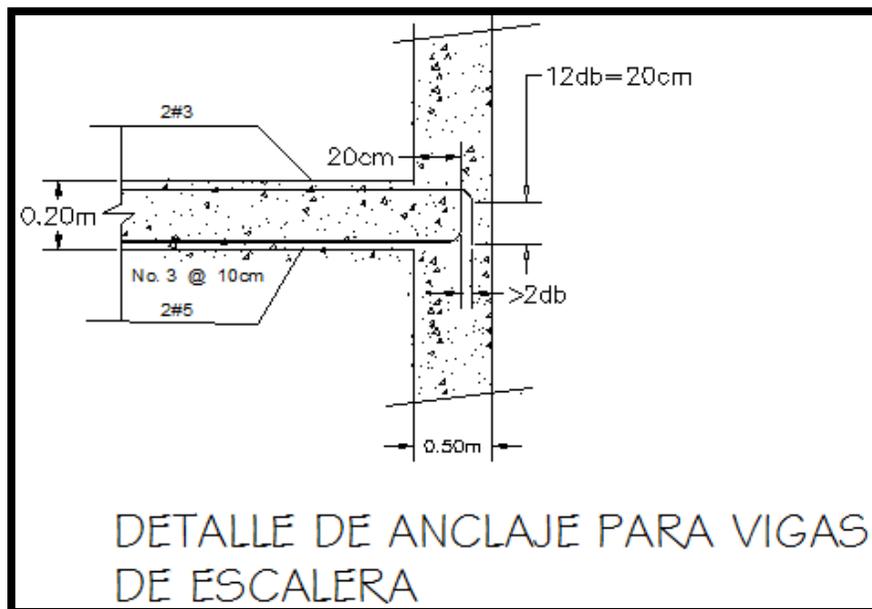


Figura 5.93: Longitud de anclaje para vigas de escaleras.

5.2.8 Diseño de paredes

5.2.8.1 Diseño por esfuerzo de trabajo.

- ✓ Cálculo del refuerzo vertical en los extremos de la pared.

Considerando:

Espesor nominal (t): 15cm

f'm. (resistencia última a la compresión de la mampostería) = 105 kg/cm^2

Fluencia del acero = 2800 kg/cm^2

- ✓ Evaluación de la esbeltez de la pared.

h: altura de la pared.

t: espesor de la pared

$$\frac{3.75\text{m}}{0.193\text{m}} = 19.43$$

$$\frac{h}{t} < 20 \text{ Por lo tanto no es una pared esbelta.}$$

- ✓ Cálculo de la relación del módulo de elasticidad (n).

Es: Modulo de elasticidad del acero $2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Em: Modulo de elasticidad de la mampostería $800 \times f'm$

$$Em = 800 \times 95 \text{ kg/cm}^2 = 76,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Em} = \frac{2030000 \text{ kg/cm}^2}{76,000 \text{ kg/cm}^2} = 26.71$$

- ✓ Método de diseño.

Diseño por Flexo-compresión: Calcular refuerzo vertical.

Como la flexión en la pared ocurre paralela al plano, es decir que el momento de volteo está aplicado como se ilustra en la figura:

F = Fuerza lateral.

Cs = coeficiente sísmico.

W = peso de la pared de bloque de concreto. 15cm x 20cm x 40cm

$$F = Cs \times W = 0.22 \times 5805 \text{ kg} = 1277.10 \text{ kg.}$$

La fuerza lateral es aplicada a la mitad de la altura de la pared por lo tanto el momento de volteo es:

$$M = \text{Fuerza lateral} \times h/2 = 1277.10\text{kg} \times 375 \text{ cm}/2 = 239,456.25 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

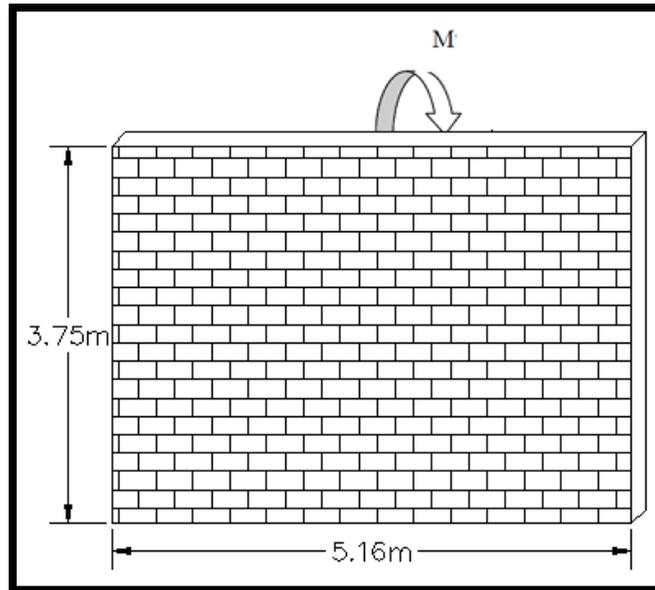


Figura 5.93 Pared a analizar "A2 – A3" cuerpo 1.

Se debe proponer un refuerzo vertical para calcular el espesor equivalente que tendrá la pared terminada, pues con este se realiza todo el diseño.

Asumir 4 varillas en cada extremo y el resto a cada 60 cm, con esto se tendrá la siguiente sección.

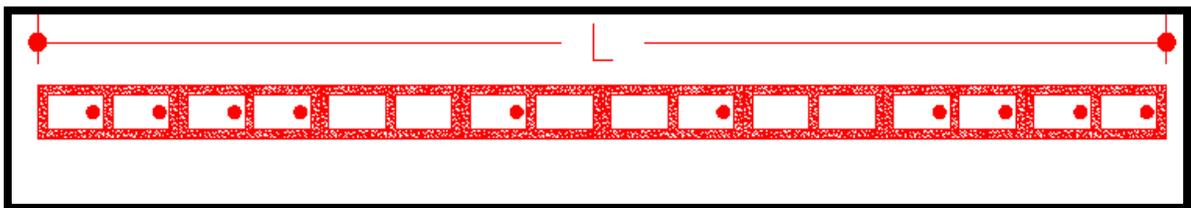


Figura 5.94 Vista de planta de Pared a analizar "A2 – A3" cuerpo 1.

Calculando el área de sólidos en la sección.

$$A. \text{ Solida} = (516 \times 15) - (\text{área de celdas vacías}).$$

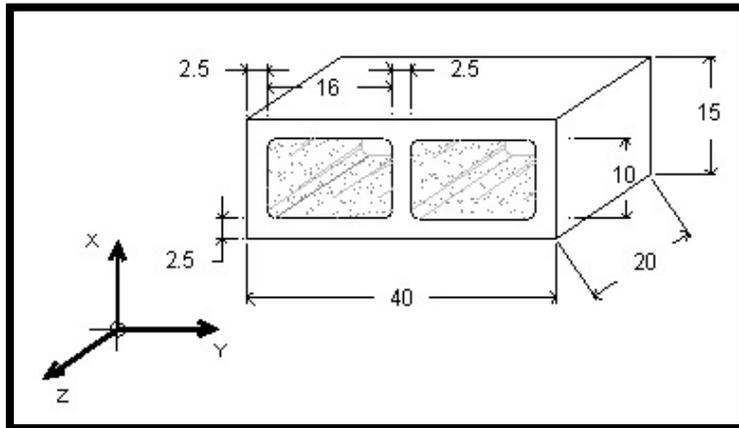


Figura 5.95 Medidas nominales de un block de concreto en cm

Área de la celda = $16\text{cm} \times 10\text{cm} = 160.00 \text{ cm}^2$.

A. Solida = $(516 \times 15) - (4)(160) = 7100.00 \text{ cm}^2$

Volumen = A. Solida $\times h_{\text{pared}} = 7100 \text{ cm}^2 \times 375\text{cm} = 2,662,500.00\text{cm}^3$.

Calculo del esfuerzo por carga axial.

t : espesor del block 15 cm.

L: longitud de la pared

P: peso propio de la pared.

fa : esfuerzo por carga axial.

$$f_a = \frac{P}{t \cdot L} = \frac{5805 \text{ kg}}{15\text{cm} \cdot 516\text{cm}} = 0.75 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del esfuerzo permisible a compresión axial (Fa)

$$F_a = (0.20 f' m) \left(1 - \left(\frac{h}{42t} \right)^3 \right)$$

$$F_a = (0.20 * 95) \left(1 - \left(\frac{375}{42 \cdot 15} \right)^3 \right) = 14.99 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a compresión por flexión (Fb).

$$F.b = 0.33 f'm < 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.b = 0.33 \times 95 < 140 \text{ kg/cm}^2, \quad 31.35 \text{ kg/cm}^2 < 140 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Si cumple.}$$

Cálculo del esfuerzo actuante a compresión por flexión.

$$fb = Fb \left(1.33 - \frac{fa}{Fa} \right)$$

$$fb = 31.35 \left(1.33 - \frac{0.75}{14.99} \right) = 40.13 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación de la ecuación de iteración.

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{fb}{Fb} \leq 1.33$$

$$\frac{0.75}{14.99} + \frac{40.13}{31.35} \leq 1.33 \quad 1.33 = 1.33 \quad \text{si cumple.}$$

Cálculo del esfuerzo total a compresión en la mampostería (fm).

$$fm = fa + fb$$

$$fm = 14.99 \text{ kg/cm}^2 + 40.13 \text{ kg/cm}^2 = 55.12 \text{ kg/cm}^2.$$

Cálculo de la distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema a compresión "d1".

$$d1 = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Donde

$$a = \frac{t \cdot fm}{6}, \quad b = -\frac{t \cdot fm (L - d_1)}{2}, \quad c = P \left(\frac{L}{2} - d_1 \right) + M$$

t: espesor de la pared de block 15cm.

fm: esfuerzo total a compresión sobre la mampostería.

L: longitud de la pared de análisis 516 cm.

d_1 : longitud del bloque 40 cm .

M: momento de volteo en la pared.

P: fuerza lateral en la pared

Donde d_2 será la distancia desde el centro geométrico del acero de refuerzo de los extremos de la pared a la fibra exterior del bloque.

$$a = \frac{15\text{cm} \cdot 55.12}{6} = 137.80$$

$$b = -\frac{15 * 55.12 (516 - 40)}{2} = -196,778.40$$

$$c = 5805 \left(\frac{516}{2} - 40 \right) + M = 1,265,490.00 + 239,456.25 = 1,504,946.25 \text{ kg} - \text{cm}$$

Sustituyendo en la ecuación d1.

$$d_2 = \frac{-(-196,778.40) \pm \sqrt{(-196,778.40)^2 - 4(137.80)(1,265,490.00)}}{2 \cdot 137.80}$$

$$d_2 = 1420.31 \text{ cm}$$

$$d_3 = 7.70 \text{ cm.}$$

La distancia d_2 no se encuentra dentro de la longitud de la pared, por lo tanto la distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema a compresión será:

$$d_3 = 6.46 \text{ cm.}$$

Cálculo de la fuerza de compresión interna.

$$C = \frac{(t)(d_3)(f_m)}{2}$$

$$C = \frac{(15\text{cm})(7.70\text{cm})(55.12\text{kg}/\text{cm}^2)}{2} = 3183.18 \text{ kg}$$

Cálculo de la fuerza de tensión.

T: fuerza de tensión.

C: fuerza de compresión interna.

P: fuerza lateral en la pared.

$$T = P + C$$

$$T = 5805 \text{ kg} + 3183.18 \text{ kg.}$$

$$T = 8988.18 \text{ kg}$$

Calculando el valor de k

K: relación de la distancia desde el eje neutro, hasta la fibra más extrema a compresión entre la longitud de la pared

$$k = \frac{d_3}{L}$$

$$k = \frac{7.70 \text{ cm}}{516 \text{ cm}} = 0.014$$

Cálculo del acero de refuerzo requerido.

$$f_s = n * f_m * \left(\frac{1 - k}{k} \right)$$

$$f_s = 26.71 * 55.12 * \left(\frac{1 - 0.014}{0.014} \right) = 103,688.83 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la cantidad de acero calculado es demasiado elevada. En este caso es racional calcular el área de acero necesaria considerando el esfuerzo máximo permisible F_y , ya que con este esfuerzo la mampostería habrá agrietado, y el procedimiento que se siguió para el cálculo de f_s . Ya no es válido.

$$A_s = \frac{T}{F_s}$$

$$A_s = \frac{8988.18 \text{ kg}}{2800 \text{ kg}} = 3.21 \text{ cm}^2$$

Usar 4 varillas # 4.

Área de acero proporcionada igual a 5.07 cm^2 , en cada extremo, pues la sección se diseña considerando que los extremos resistirán, los esfuerzos producidos por la tensión y compresión.

✓ Refuerzo vertical en la parte central de la pared.

Aunque se diseñen los extremos para soportar los esfuerzos, se debe distribuir el refuerzo mínimo en la parte restante de la pared.

De Norma Técnica Para el Diseño y Construcción de Viviendas: Sección 6.5.4. Pág. 10. La separación máxima será 0.80 m pero por fines prácticos el refuerzo mínimo será distribuido a cada 60cm.

✓ Diseño de la pared por Cortante: Calcular refuerzo horizontal.

V: Cortante sísmico 2.59 t equivalente a 2590 kg. Dato extraído el análisis sísmico estático cuerpo 1.

V, diseño = $1.5 \times 2590 \text{ kg} = 3885 \text{ kg}$.

Cálculo del esfuerzo permisible por cortante F_v :

$$F_v = (1.33)(0.40)(\sqrt{f'c}) < 5.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1.33$$

$$F_v = (1.33)(0.40)(\sqrt{105}) < 5.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1.33$$

$$F_v = 5.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 6.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del esfuerzo cortante debido a las cargas f_v .

$$f_v = \frac{V. \text{diseño}}{t.j.L}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 1 - \frac{0.014}{3} = 1.0$$

$$fv = \frac{3885 \text{ kg}}{15 \text{ cm} \times 1.0 \times 516 \text{ cm}} = 0.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo cortante debido a las cargas f_v es menor que el esfuerzo permisible por cortante F_v . Por lo tanto, es necesario proporcionar el refuerzo mínimo debido a que la sección es capaz de resistir el cortante.

Usaremos 2 varillas # 3 a cada 40cm, en Block solera intermedia y solera de coronamiento confinado por refuerzo transversal numero 2 @ 15cm. De Norma Técnica Para el Diseño y Construcción de Viviendas: Sección 6.5.3. Pág. 9.

Por lo tanto el acero en las paredes de mampostería de refuerzo será igual para las paredes del nivel 1 y nivel 2 de los cuerpos 1 – 3 y cuerpo 3.

Distribución del refuerzo.

- 2 varillas # 3 @ 40cm para soleras intermedias
- 2 varillas # 3 para soleras de coronamiento. La solera de coronamiento confinado, tendrá un refuerzo transversal numero 2 @ 15cm.
- El refuerzo vertical será distribuido de la siguiente manera.
 - a) En los entremos de las paredes se colorarán 4 # 4 , una varilla en cada celda del bloque.
 - b) En la parte central se colocarán 1 varilla # 4 @ 60cm.

La resistencia del concreto a utilizar para el colado del bloque es $140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y una resistencia del acero de $2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$.

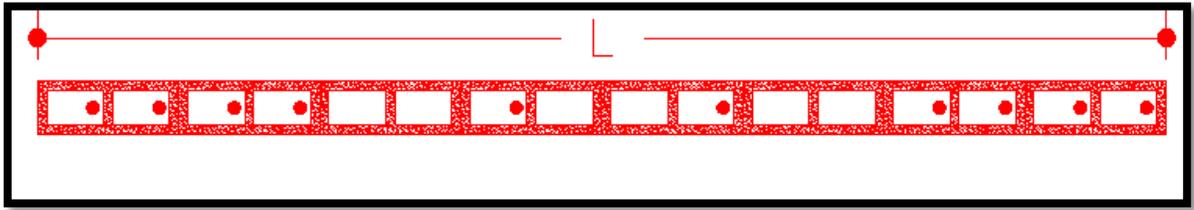


Figura 5.96 Vista de planta de Pared diseñada con refuerzo vertical.

5.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TALLER AUTOMOTRIZ

5.3.1 Diseño de techo

5.3.1.1 Diseño de polín C

Procedimiento de diseño de polín” C” por el método de esfuerzo admisible ASD.

1. Cargas a considerar

Carga muerta

-Peso de lámina acanalada	11kg/m ²
-Instalaciones eléctricas	<u>10kg/m²</u>
Total	21kg/m ²

Iniciaremos analizando una sección de 8”x2”x1/2” 6.27kg/ml.

Carga viva distribuida = 20 kg/m²

Carga vivas: Según el reglamento para la seguridad estructural de las construcciones.

La condición más desfavorable de carga viva está dada en este caso por la carga de montaje de 100kg.

Amplificación de carga según el método de esfuerzo admisible ASD

$$W_a = 1.0D + 1.0L$$

$$W_a = 1.0 (D + L)$$

$$W_a = 1.0 (6.27\text{kg/m} + (1\text{m}) (21\text{kg/m}^2))$$

$$W_a = 27.27\text{kg/m}$$

2. Procedemos a descomponer la carga W_a y P_y en sus componentes principales “x” e “y” es decir “ W_{ax} ” e “ W_{ay} ”.

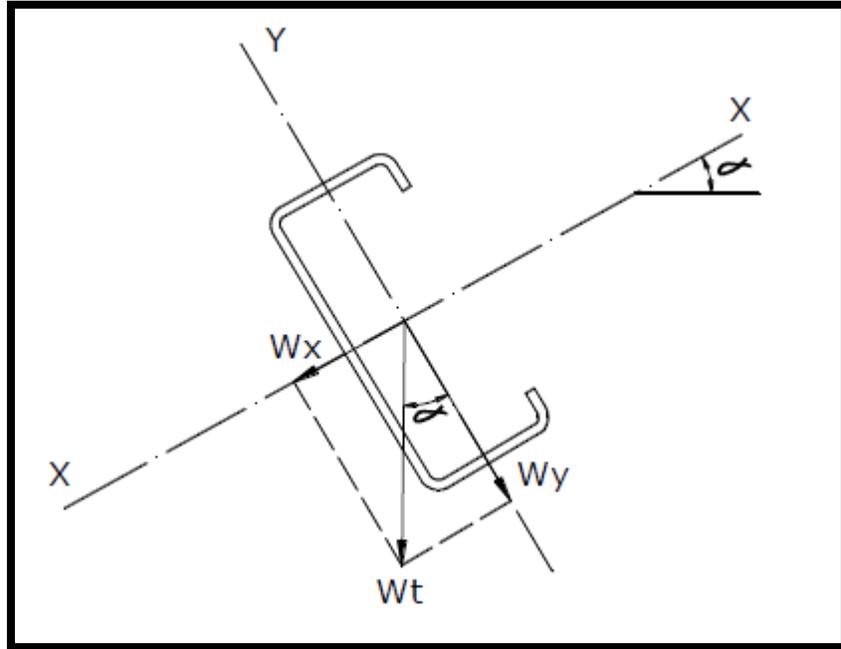


Figura 5.97: Perfil del polín "c" a diseñar.

Descomposición de la carga aplicada al polín "C", dependiendo de su inclinación α

$P = 15\%$

$$\theta = \text{arc tang} (15/100) = 8.53^\circ$$

$$W_{ax} = W_a \text{ sen } \alpha$$

$$W_{ay} = W_a \text{ cos } \alpha$$

$$W_{ax} = 27.27 \text{ sen } 8.53 = 4.04 \text{ kg/ml}$$

$$W_{ay} = 27.27 \text{ cos } 8.53 = 26.97 \text{ kg/ml}$$

$$P_{ax} = 100 \text{ sen } 8.53 + (1.0)(20)(8.75) \text{ sen } 8.53 = 40.05 \text{ kg}$$

$$P_{ay} = (100)(\text{cos } 8.53) + (1.0)(20)(8.75) \text{ cos } 8.53 = 267.01 \text{ kg.}$$

$$L = 8.50 / \text{cos } \alpha$$

$$L = 8.50 / \text{cos } 8.53^\circ$$

$$L = 8.60 \text{ m}$$

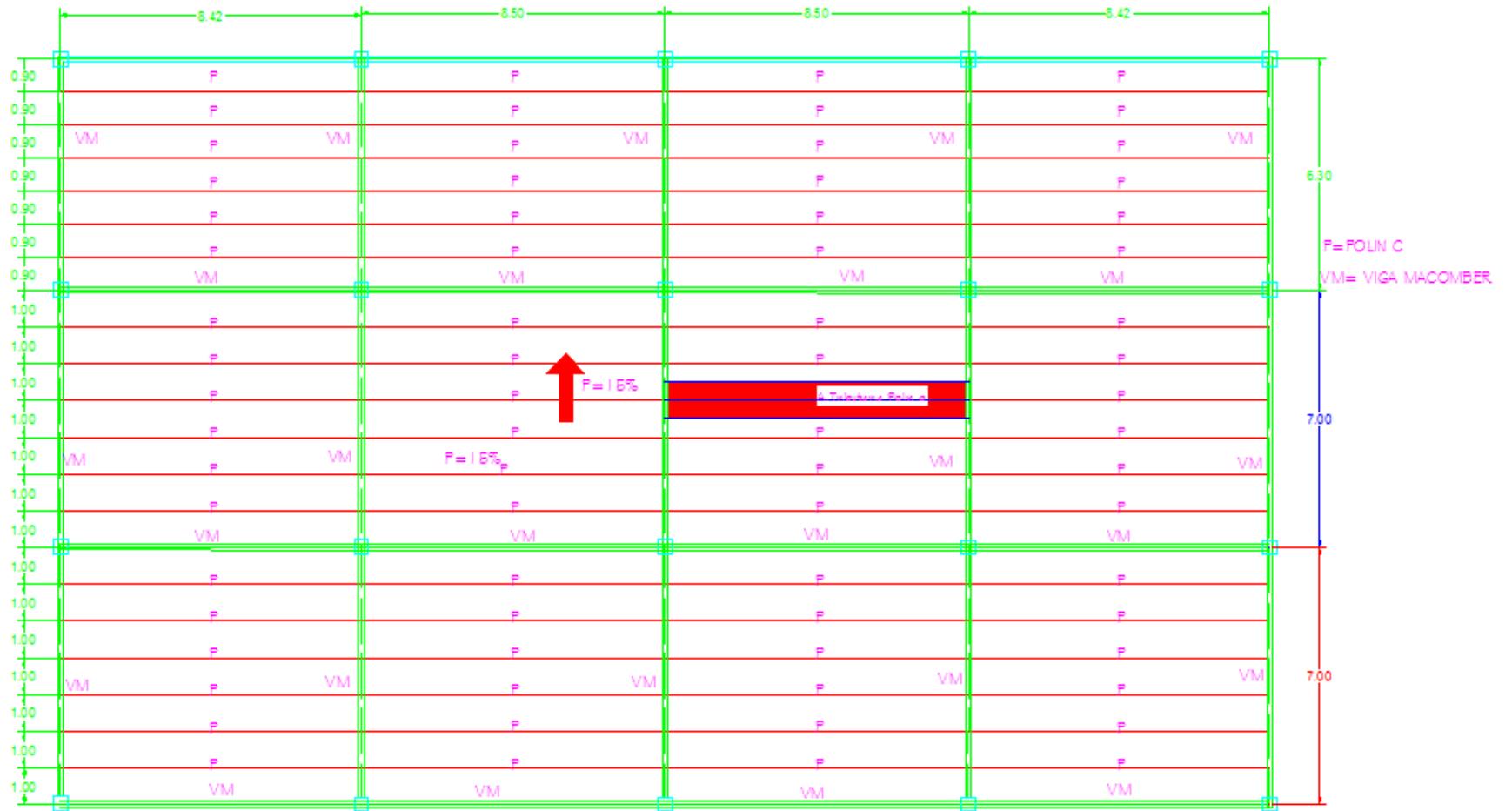


Figura 5.98: Vistan en planta de carga tributaria sobre polín "c".

Cálculo del momento máximo.

$$M_{max} = \frac{W_y L^2}{8} + \frac{P_y L}{4}$$

$$M_{max} = \frac{(26.97)(8.60^2)}{8} + \frac{(267.01)(8.60)}{4}$$

$$M_{max} = 823.41 \text{ kg-m}$$

✓ Polín "c" a analizar

Propiedades geométricas del polín c

8"x 2" calibre 12

Dimensiones de la sección

H=20.32cm

Área

= 8.01cm²

B=5.08cm

Modulo de elasticidad (E) = 2073000kg/cm²

d=1.27cm

Fy

= 3514kg/cm²

t=0.25cm

Eje X-X

Eje Y-Y

Ix=463.10cm⁴

Iy=22.97cm⁴

Sx=45.58cm³

Sy = 5.92 cm⁴

rx=7.61cm

ry = 1.69cm

Calculo de momento alrededor del eje x

$$M_x = F_y \cdot S_x = (3514 \text{ kg/cm}^2)(45.58 \text{ cm}^3)$$

$$M_x = 160168.12 \text{ kg-cm} = 1601.68 \text{ kg-m}$$

Método ASD----- $\Phi=1.67$

$M_x=1601.68\text{kg}\cdot\text{m}/1.67= 959.1\text{kg}\cdot\text{m}$

$959.1\text{kg}\cdot\text{m}>823.41\text{kg}\cdot\text{m}$ -----Si cumple por lo tanto el polín c a utilizar es 8"x2" calibre.

Polin "c" de 8" x 2" calibre #12.

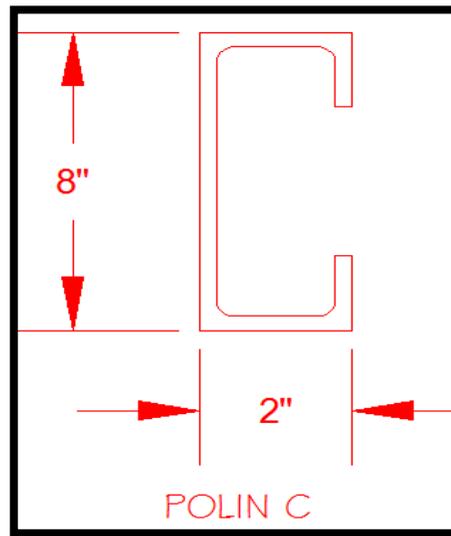


Figura 5.99: Detalle del perfil del polín "c" a utilizar.

5.3.1.2 Diseño de viga Macomber

Separación en planta de los polines 1.00m

Separación de los polines= $1.00\text{m}/\cos 8.53^\circ$

Separación de los polines=1.01 m

$\theta = \text{arc tang } (15/100)= 8.53^\circ$

Cargas a considerar

Carga muerta

-Peso de lámina acanalada	11kg/m ²
-Instalaciones eléctricas	<u>10kg/m²</u>
Total	21kg/m ²

Peso de polín "C" 8"x2" 6.27kg/ml.

Carga viva distribuida sobre el techo = 20kg/m²

Carga vivas: Según el reglamento para la seguridad estructural de las construcciones.

La condición más desfavorable de carga viva está dada en este caso por la carga de montaje de 100kg.

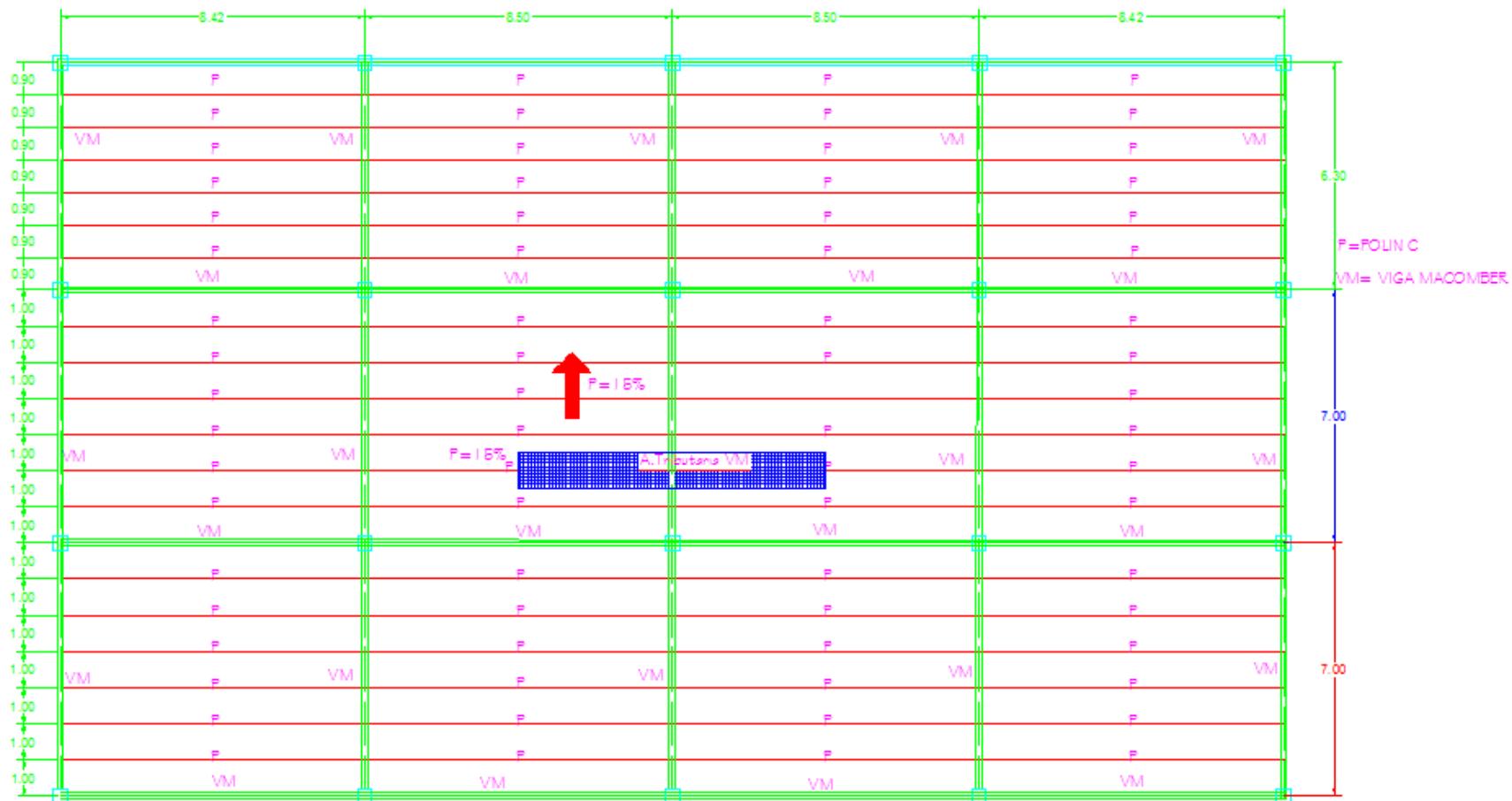


Figura 5.100: Vista en planta de carga tributaria transmitida del polin "c" viga macomber.

Cálculo de las cargas muertas en los nudos de la viga macomber donde se apoyan los polines.

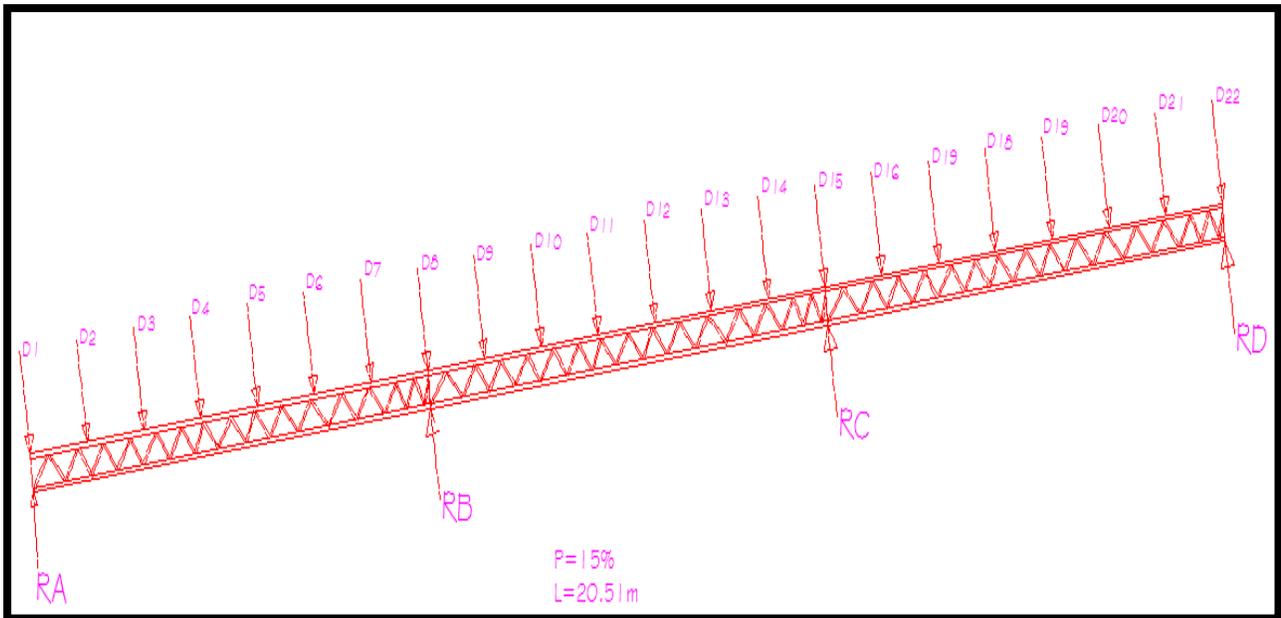


Figura 5.101: Carga transmitida del polín "c" a cada punto de apoyo sobre la viga macomber.

$$D = ((4.25 \times 27.48 / 2) + ((4.25 \times 27.48) / 2))$$

$$D = 116.79 \text{ kg}$$

Tabla 5.42: Resumen de las cargas muertas en los nudos de la viga macomber.

Cargas	Wa(kg/ml)	L2	L2	Distancia a los apoyos de la viga	Carga en el nudo(kg)
D1	27.48	4.25	4.25	0	116.79
D2	27.48	4.25	4.25	1.01	116.79
D3	27.48	4.25	4.25	2.02	116.79
D4	27.48	4.25	4.25	3.03	116.79
D5	27.48	4.25	4.25	4.04	116.79
D6	27.48	4.25	4.25	5.05	116.79
D7	27.48	4.25	4.25	6.06	116.79
D8	27.48	4.25	4.25	7.07	116.79
D9	27.48	4.25	4.25	8.08	116.79
D10	27.48	4.25	4.25	9.09	116.79
D11	27.48	4.25	4.25	10.1	116.79

D12	27.48	4.25	4.25	11.11	116.79
D13	27.48	4.25	4.25	12.12	116.79
D14	27.48	4.25	4.25	13.13	116.79
D15	27.48	4.25	4.25	14.14	116.79
D16	27.48	4.25	4.25	15.05	116.79
D17	27.48	4.25	4.25	15.96	116.79
D18	27.48	4.25	4.25	16.87	116.79
D19	27.48	4.25	4.25	17.78	116.79
D20	27.48	4.25	4.25	18.69	116.79
D21	27.48	4.25	4.25	19.6	116.79
D22	27.48	4.25	4.25	20.51	116.79

CARGAS GRAVITACIONALES CARGA VIVA (Lv)

$$Lv = (P/2+p/2)$$

$$Lv = 267.01\text{kg}$$

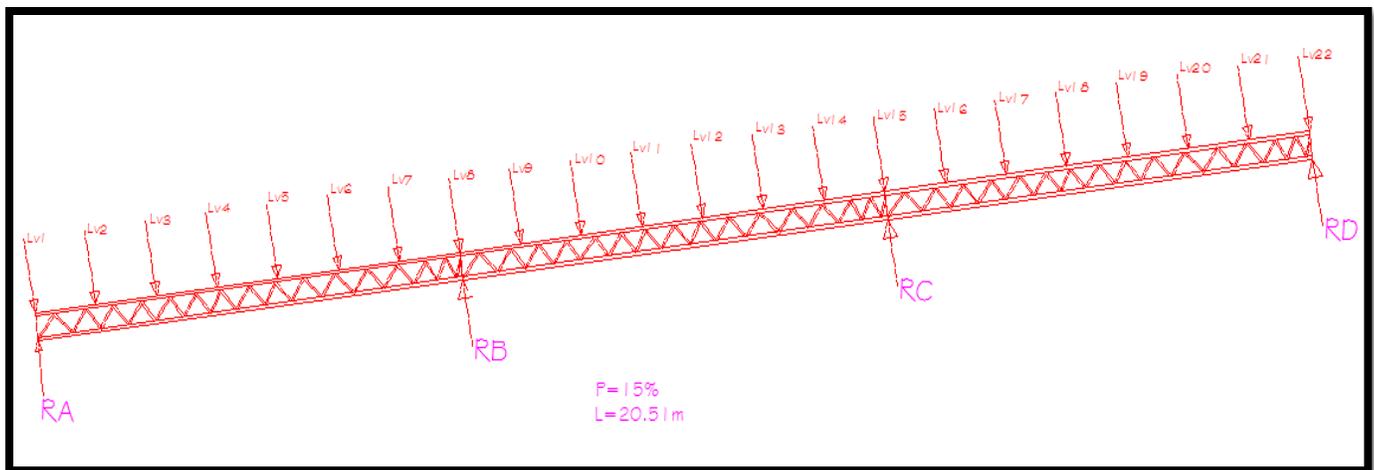


Figura 5.102: Carga muerta en transmitida del polín a cada punto de apoyo sobre VM.

Tabla 5.43: Resumen de las cargas vivas en los nudos de la viga macomber.

Carga	P(kg)	L1	L2	Distancia a los apoyos(m)	Carga en el nudo(kg)
Lv1	267.01	4.25	4.25	0	267.01
Lv2	267.01	4.25	4.25	1.01	267.01
Lv3	267.01	4.25	4.25	2.02	267.01
Lv4	267.01	4.25	4.25	3.03	267.01
Lv5	267.01	4.25	4.25	4.04	267.01
Lv6	267.01	4.25	4.25	5.05	267.01
Lv7	267.01	4.25	4.25	6.06	267.01
Lv8	267.01	4.25	4.25	7.07	267.01
Lv9	267.01	4.25	4.25	8.08	267.01
Lv10	267.01	4.25	4.25	9.09	267.01
Lv11	267.01	4.25	4.25	10.1	267.01
Lv12	267.01	4.25	4.25	11.11	267.01
Lv13	267.01	4.25	4.25	12.12	267.01
Lv14	267.01	4.25	4.25	13.13	267.01
Lv15	267.01	4.25	4.25	14.14	267.01
Lv16	267.01	4.25	4.25	15.05	267.01
Lv17	267.01	4.25	4.25	15.96	267.01
Lv18	267.01	4.25	4.25	16.87	267.01
Lv19	267.01	4.25	4.25	17.78	267.01
Lv20	267.01	4.25	4.25	18.69	267.01
Lv21	267.01	4.25	4.25	19.6	267.01
Lv22	267.01	4.25	4.25	20.51	267.01

$P1 = W_a = 1.0D + 1.0L_v$ -----Método ASD

$P1 = (1.0) (116.79) + (1.0) (267.01)$

$P1 = 383.80 \text{kg}$

Cálculo de las reacciones, momento máximo y cortante máximo.

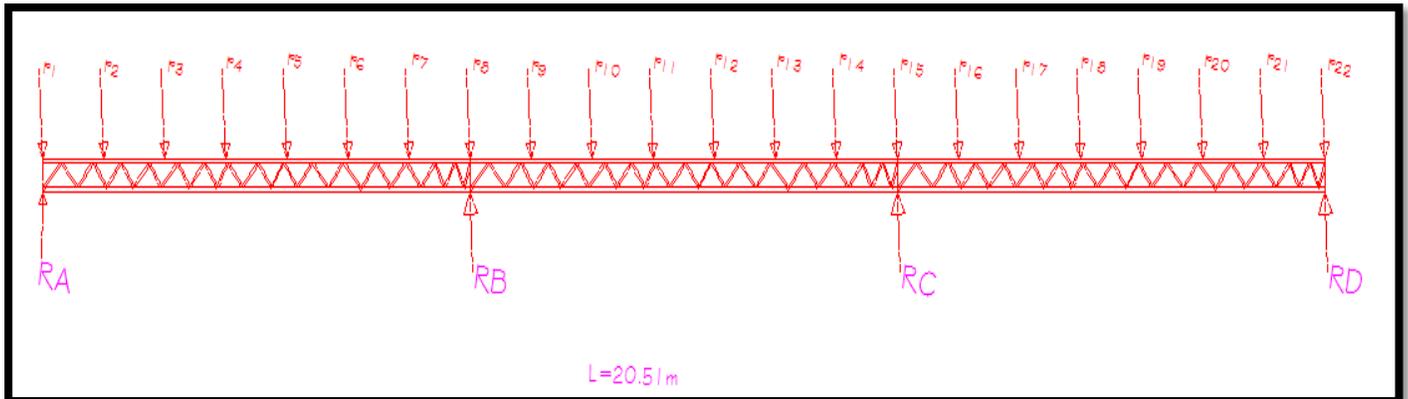


Figura 5.103: Carga puntuales combinada sobre la viga macomber.

$$R_A = 718.95 \text{ kg}$$

$$R_B = 1691.06 \text{ kg}$$

$$R_C = 1663.24 \text{ kg}$$

$$R_D = 718.12 \text{ kg}$$

$$V_{\text{max}} = 805.58 \text{ kg}$$

$$M_{\text{max}} = 1076.098 \text{ kg-m}$$

Trasformando el momento máximo al sistema ingles tenemos

$$M_{\text{max}} = 93.40 \text{ kip-pulg}$$

$$V_{\text{max}} = 1.78 \text{ kips}$$

Cálculo del peralte de la viga macomber

$$H = L/22$$

H: Peralte del elemento en cm

L: Longitud de la viga en cm

$$H = 7.07 \times 100 / 22 = 32.136 \text{ cm utilizaremos } 35 \text{ cm}$$

Cálculo del peralte efectivo de la viga (se asume una pulgada menos que el peralte de la viga).

$$d = ((H/2.54) - 1) = ((35/2.54) - 1) = 12.78 \text{pulgadas}$$

Cálculo de la fuerza de tensión y de compresión

$$T_a = C_a = \text{Max}/d = 93.40 \text{ kip-pulg}/12.78 \text{pulg} = 7.31 \text{kips.}$$

Cálculo del área de acero requerida para la cuerda a tensión.

Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda a tensión, para la cual verificamos sus dos estados de fallas.

- Falla por fluencia
- Falla por fractura.

$$A_g = 1.67T_a/0.6x F_y = (1.67x7.31)/0.6x36 \text{ksi} = 0.57 \text{pulg}^2.$$

$$A_g = 2T_a/0.6x F_u = (2x7.31 \text{kips})/0.6x58 \text{ksi} = 0.42 \text{pulg}^2.$$

Ocuparemos un área de acero de 0.57 pulg², que serán suministrada por dos angulares de 1"x3/16" de área = 0.34pulg² y radio de giro = 0.30pulg.

$$\text{Área total} = (2)(0.34) = 0.68 \text{pulg}^2.$$

Cálculo del área de acero requerida para la cuerda a compresión.

5.3.1.2.1 Condición de pandeo local.

Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se muestra en la siguiente figura.

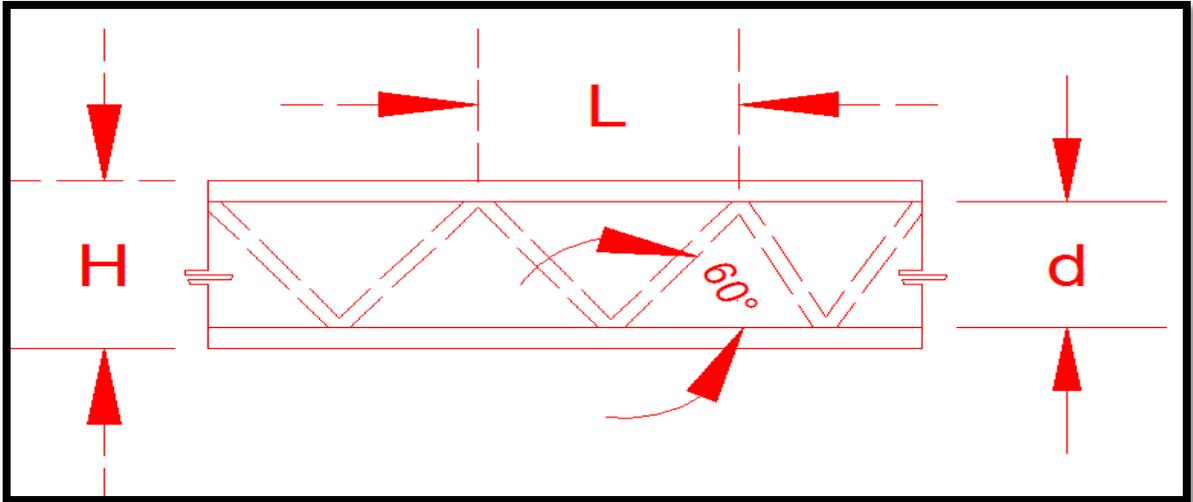


Figura 5.104: Longitud no arriostrada para pandeo local de cuerda y celosía.

$$L = d / \sin \theta$$

$$L = 12.78 \text{ pulg} / \sin 60^\circ = 14.76 \text{ pulg.}$$

Luego procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil 1 1/2" x 3/16" el radio de giro respecto al eje "x"

$$r = 0.46 \text{ pulg.}$$

$$\text{Área} = 0.53 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Relación de esbeltez} = Kl/r = (1 \times 14.76) / 0.46 = 32.09$$

Utilizaremos la teoría de elementos sometidos a compresión capítulo E del **American Institute of Steel Construction (AISC 2010)**, para calcular la resistencia admisible en compresión.

Donde

P_n / Ω = resistencia admisible en compresión.

$$\Omega = 1.67 \text{ (ASD).}$$

P_n : Resistencia de compresión nominal.

$$P_n = F_c r A_g \text{----- (E3 - 1) AISC.}$$

$$P_n / \Omega = F_c r A_g / \Omega.$$

$\frac{KL}{r}$ = Relación de esbeltez

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{E/F_y} \quad ; F_{cr} = 0.877F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{E/F_y} \quad ; F_{cr} = (0.6558^{F_y/F_e}) \times F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{(\pi)^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$C_a \leq$ resistencia admisible en compresión.

$$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67.$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{E/F_y} \quad ; F_{cr} = 0.877F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{E/F_y} \quad ; F_{cr} = (0.6558^{F_y/F_e}) \times F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{(\pi)^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$32.09 \leq 133.68 \text{ si cumple por lo tanto } F_{cr} = (0.6558^{F_y/F_e}) \times F_y$$

$$F_e = \frac{(\pi)^2 29000}{\left(\frac{1 \times 14.76}{0.46}\right)^2} = 278 \text{ kips}$$

$$F_{cr} = (0.658^{36/278}) \times 36 = 34.10 \text{ kips}$$

$$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67.$$

$$7.31 \text{ kips} \leq 34.10 \text{ kips} \times 0.53 \text{ pul}^2 / 1.67$$

$C_a = 7.31 \text{ kips} \leq 10.82 \text{ kips}$ -----si cumple. Por lo tanto los angulares a utilizar en la cuerda de compresión es 1 1/2" x 3/16".

5.3.1.2.2 Condición de pandeo total.

Ahora revisamos la condición de pandeo total, para la que se considerara la longitud libre no arriostrada del elemento "L", que es igual a la separación entre polines.

$$L = 1.01 \text{ m} = 39.76 \text{ pulg.}$$

Asumiendo una separación de 0.5 pulg entre angulares debido a la celosía cuyo diámetro no se conoce hasta el momento, el radio de giro para esta condición se calcula utilizando la inercia del elemento respecto al eje "Y".

Propiedades del geométricas del perfil angular 1 1/2" x 3/16".

$$J_x = J_y = I_c = 0.11 \text{ pulg}^4$$

$$A = 0.53 \text{ pulg}^2$$

$$e_x = e_y = x_c = 0.44 \text{ pulg.}$$

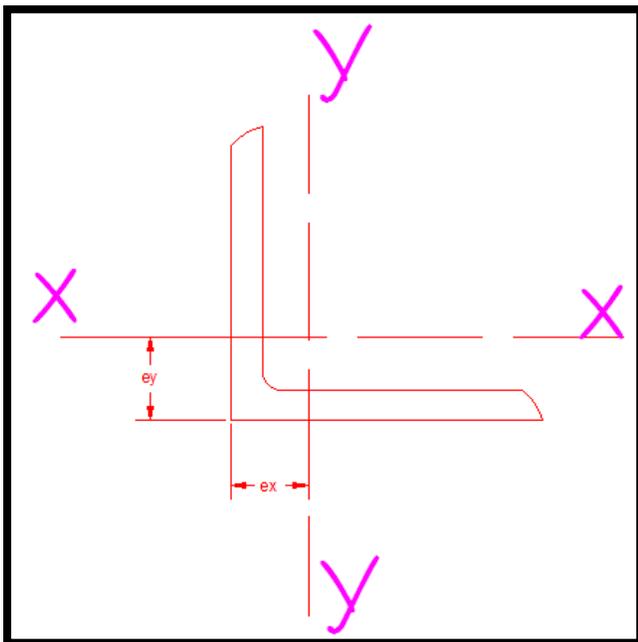


Figura 5.105 Modelo del angulare

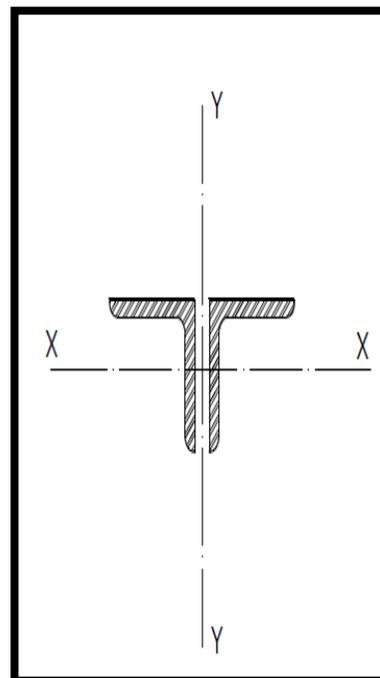


Figura 5.106: Modelo de ambos angulares.

$$I_y = 2[I_c + A_x(x_c + 0.25)^2]$$

$$I_y = 2[0.11 + 0.53(0.44 + 0.25)^2]$$

$$I_y = 0.72 \text{ pulg}^4$$

$$r = \sqrt{I_y / (2)(A)}$$

$$r = \sqrt{(0.72) / (2)(0.53)} = 0.82 \text{ pulg.}$$

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$\mathbf{Ca \leq Fcr \cdot Ag / 1.67}$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{E/F_y} \quad ; Fcr = 0.877Fe$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{E/F_y} \quad ; Fcr = (0.6558^{F_y/F_e})F_y$$

$$\text{Relación de esbeltez } KL/r = 1 \times 39.76 / 0.82 = 48.49$$

$$\text{Donde } Fe = \frac{(\pi)^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000 / 36)} = 133.68$$

$$48.49 < 133.68.$$

$$Fe = \frac{(\pi)^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = Fe = \frac{(\pi)^2 \times 29000}{\left(\frac{1 \times 39.76}{0.82}\right)^2} = 121.74 \text{ kips}$$

$$F_{cr} = (0.658^{36/121.74}) \times 36 = 31.81 \text{ kips}$$

$$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67.$$

Donde $A_g = 2 \times A$

$A = (\text{área del ángulo de } 1 \frac{1}{2}'' \times \frac{3}{16}'')$.

$$A_g = 0.53 \times 2 = 1.06 \text{ pulg}^2$$

$$C_a = 7.31 \text{ kips} \leq 31.81 \times 1.06 \text{ pulg}^2 / 1.67$$

$$C_a = 7.31 \text{ kips} \leq 20.19 \text{ kips} \quad \text{Si cumple.}$$

Diseño de la celosía

$$C = (V) / (2 \text{sen}60) = (1.78) / (2 \text{sen}60) = 1.03 \text{ Kips}$$

Utilizando celosía de Ho $\varnothing = \frac{1}{2}''$, grado 40:

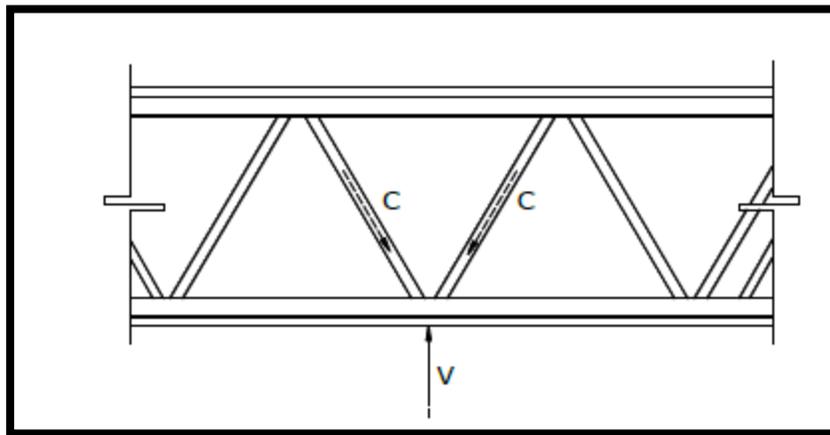


Figura 5.107 : Distribución de fuerza cortante en celosía

5.3.1.2.3. Compresión en celosía debido al cortante de diseño.

F_a = Fuerza a compresión.

$$F_a = (C \times \Omega / A_g)$$

$$F_a = (1.03 \times 1.67 / 0.196) = 8.78 \text{ ksi}$$

$$\text{Radio de giro } r = \varnothing / 4 = 0.5 / 4 = 0.125 \text{ pulg.}$$

$$L = d/\sin 60 = 12.78/\sin 60 = 14.76.$$

$$KL/r = (1)(14.76)/(0.125) = 118.08$$

Luego procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:

$$\mathbf{Ca \leq Fcr \cdot Ag/1.67}$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{E/Fy} \quad ; Fcr = 0.877Fe$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{E/Fy} \quad ; Fcr = (0.6558^{Fy/Fe}) \times Fy$$

$$\text{Donde } Fe = \frac{(\pi)^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$118.08 < 133.68 \text{-----OK}$$

$$Fe = \frac{(\pi)^2 29000}{\left(\frac{1 \times 14.76}{0.125}\right)^2} = 20.53 \text{ kips}$$

$$Fcr = (0.6558^{36/20.53}) \times 36 = 17.28 \text{ kips.}$$

$$Ca = 1.03 \text{ kips} \leq (17.28)(0.196)/1.67 = 2.02 \text{ kips cumple}$$

Por lo tanto la viga metálica a utilizar es la siguiente:

5.3.1.2.4 Análisis flexo - torsión.

Propiedades del geométricas del perfil angular 1 1/2" x 3/16".

$$Jx = Jy = Ic = 0.11 \text{ pulg}^4$$

$$A = 0.53 \text{ pulg}^2$$

$$ex = ey = xc = 0.44 \text{ pulg.}$$

$$\text{Modulo de elasticidad (E)} = 210.00 \frac{N}{mm^2} = 2.10 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2} = 30.4579249233 \text{ ksi.}$$

$$G = \text{Modulo de cortante de elasticidad del acero} = 77200 \text{ Mpa} = 787192.82145 \text{ kg/cm}$$

Calculo del momento de inercia con respecto al eje "y".

$$I_y = 2[l_c + A_x(x_c + 0.25)^2].$$

$$I_y = 2[0.11 + 0.53(0.44 + 0.25)^2]$$

$$I_y = 0.72 \text{ pulg}^4.$$

Propiedades del geométricas del perfil angular 1" x 3/16".

$$J_x = J_y = I_c = 1.25 \text{ cm}^4 = 0.03 \text{ pulg}^4$$

$$A = 2.19 \text{ cm}^2 = 0.34 \text{ pulg}^2$$

$$e_x = e_y = x_c = 0.81 \text{ cm} = 0.32 \text{ pulg}.$$

Ya conocida las propiedades del los angulares a utilizar a compresión se procede al cálculo del momento de inercia con respecto al eje "x", para propósitos de análisis el eje "x" se ubica a la mitad de la altura de la viga es decir a 17.50 cm.

$$I_x = 2[l_c + A_x(x_c + 13.69)^2]$$

$$I_x = 2[0.11 + 0.53(0.44 + 13.69)^2] = 211.856 \text{ cm}^4$$

Calculo del momento de inercia con respecto al eje "y".

$$I_y = 2[l_c + A_x(x_c + 0.25)^2]$$

$$I_y = 2[0.03 + 0.34(0.32 + 0.25)^2]$$

$$I_y = 0.28 \text{ pulg}^4.$$

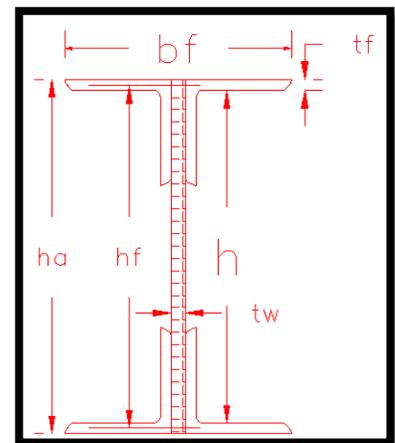


Figura 5.108: Esquema de dimensiones de la viga

Cálculo del radio de giro respecto al eje “y”.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{0.72+0.28}{(0.53 \times 2)+(0.34 \times 2)}} = 0.76 \text{ pulg.}$$

Calculo de la longitud no arriostrada.

L_p = Longitud no arriostrada limite al volcamiento, para que desarrolle el estado límite de fluencia.

r_y = Radio de giro respecto al eje “y”.

$$E, G = \text{Modulo de elasticidad } 210.00 \frac{N}{mm^2} = 2.10 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2} = 30.4579249233 \text{ ksi}$$

F_y = Tensión mínima de fluencia especificada para el material.

$$L_p = (1.74 r_y) \left(\sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \quad \text{AISC 2005, F4 - 7}$$

$$L_p = (1.74 \times 0.76 \times 2.54) \left(\sqrt{\frac{2100000.00}{3500}} \right) = 80.38 \text{ cm} = 0.80 \text{ m.}$$

$$4200.00 \frac{kg}{cm^2} - 1160 \frac{kg}{cm^2} = 3040 \frac{kg}{cm^2} \quad F_y - F_t = F_l$$

Calculo de la esbeltez para el elemento.

F_y = Tensión mínima de fluencia especificada para el material.

F_l = Tension calculada para ser usada para el calculo de la resistencia

F_t = Tension de tracción nominal

λ_r = Esbeltez del elemento a analizar

K_C = Factor de longitud efectiva

Donde $K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$

AISC 2005, F4 – 13

$$\frac{h}{t_w} = \frac{34.04\text{cm}}{1.27\text{cm}} = 26.803$$

Donde $K_c = 4 / \sqrt{\frac{34.04\text{cm}}{1.27\text{cm}}} = 0.77.$

Calculo de la constante torsional.

$C_1 =$ Constante torsional de la seccion.

$E =$ Modulo de elasticidad del acero 29000ksi

AISC 2005 Tabla B4 – 1

$J =$ Momento polar de inercia

$A =$ Area de la seccion transversal.

$S_{xx} =$ Modulo de sección elastico tomado en contorno al eje x.

$G =$ Modulo de cortante de elasticidad del acero = 77200Mpa = 787192.82145kg/cm²

$$C_1 = \frac{\pi}{S_{xx}} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

$$C_2 = \frac{4C_w}{I_{yy}} \left(\frac{S_{xx}}{GJ} \right)^2$$

Calculo del momento de flexión plástico.

$M_p =$ Momento plastico

$F_y =$ Tensión mínima de fluencia especificada para el material

$Z_x =$ Modulo de seccion plastico entorno al eje y.

$$M_p = F_y Z_x$$

Calculo del momento polar de inercia.

b = Ala larga del angulo, en este casos las dos alas son iguales.

t = Espesor del alma.

J = Momento polar de inercia

$$J = \sum bt^3$$

$$J = (2 \times 7.62 \times 0.476^3 + 34.04 \times 1.27^3) / 3 = 24.60 \text{ cm}^3$$

Calculo de constante de alabeo.

I_y = Momento de inercia respecto al eje y.

C_w = Constante de alabeo

h_f = Distancia desde el centro del ala superior al centro de la ala inferior

$$C_w = \frac{I_y h_f^2}{4}$$

$$C_w = \frac{I_y h_f^2}{4} = \frac{(41.62 \text{ cm}^4)(35 \text{ cm} - 0.476)^2}{4} = 359.22$$

Calculo del módulo de sección elástico.

S_{xx} = Modulo de sección elastico tomado en contorno al eje x.

I_x = Momento de inercia respecto al eje x,

d = Altura total del perfil de la viga a utilizar

$$S_x = \frac{2I_x}{d}$$

$$S_x = \frac{2(211.856 \text{ cm}^4)}{35} = 12.106 \text{ cm}^3.$$

$$C_1 = \frac{\pi}{12.106} \sqrt{\frac{(2.10 \times 10^6)(787192.82145)(24.60)(1.74)}{2}} = 1,543,570.937.$$

$$C_2 = \frac{4C_w}{I_{yy}} \left(\frac{S_{xx}}{GJ} \right)^2 = \frac{4 \times 359.22}{41.62} \left(\frac{12.106}{(787192.82145) \times 24.60} \right)^2 = 6.54545 \times 10^{11} \left(\frac{cm^2}{kg} \right)^2$$

$$C_b = 1.14$$

$$L_r = \frac{r_y C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 F_L^2}} \quad \text{AISC 2005, F4 - 8}$$

$$L_r = \frac{0.76 * 2.54 \times 1,543,570.937}{3040} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.54545 \times 10^{-11} 3040^2}} = 1386.27 \text{ cm} = 13.86 \text{ m}$$

$$M_t = F_L S_{xx}$$

$$M_t = F_L S_{xx} = 3040 \times 12.106 = 36,802.24 \text{ kg} - \text{cm} = 36.80 \text{ t} - \text{cm} = 0.3680 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = F_y \left(A_f h_f + A_w x \frac{h}{4} \right)$$

$$M_p = F_y \left(b_f t_f h_f + t_w x \frac{h^2}{4} \right)$$

$$M_p = 4200 \left(6.03 \times 1.27 \times 34.52 + 1.27 \times \frac{34.04^2}{4} \right) = 26.55 \text{ t} - \text{m}$$

Calculo de la resistencia a flexión. Mr

M_r = Calculo de la resistencia a flexión.

M_p = Momento de flexion plastico.

L_r = Longitud limite sin arriostamiento lateral - flexo - torsional

L_p = Longitud no arriostrada limite al volcamiento, para que desarrolle el estado límite de fluencia.

L_p = Longitud entre dos apoyos consecutivos de la viga

C_b = Factor de modificación del pandeo lateral torsional

M_t = Calculo del momento de primer orden.

R_{pc} = Factor de plasticidad del alma.

M_{yc} = Resistencia a la flexion disponible.

$$M_r = C_b \left[M_p - (M_p - M_t) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad F4 - 2$$

$$M_r = 1.14 \left[26.55 - (26.55 - 0.7 \times 0.3680) \left(\frac{7.0 - 0.80}{13.86 - 0.80} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

$16.03 t - m < 26.55 t - m$ Al realizar el analisis de torsion de la viga macomber se verifica que las propiedades de la viga cumple con dichas condiciones.

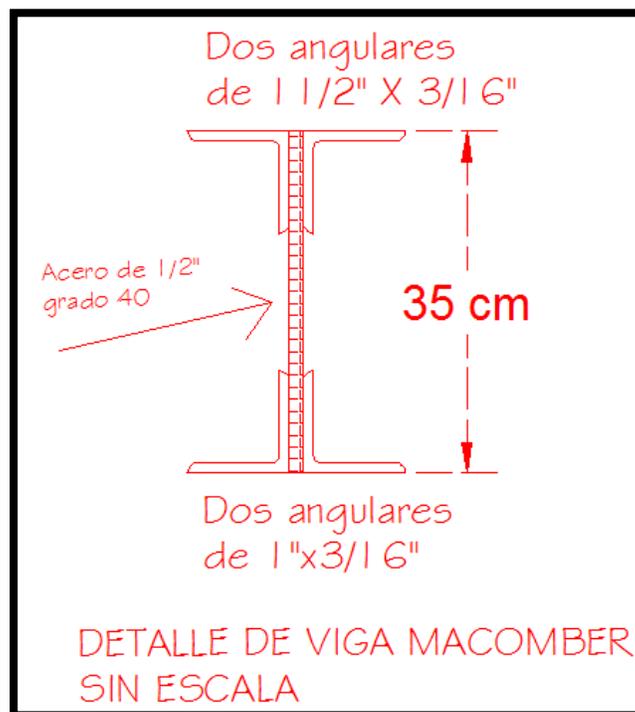


Figura 5.109: Modelo del perfil de viga macomber a utilizar.

5.3.3 Diseño de columna de acero.

5.3.3.1. Análisis del pórtico A2-E5.

Tabla 5.44 Carga distribuida aplicada en la viga del pórtico A2-E2.

VIGA	CARGA MUERTA(t/m)	CARGA VIVA(t/m)
E2	0.03877	0.020
E4	0.03877	0.020
E6	0.03877	0.020
E8	0.03877	0.020

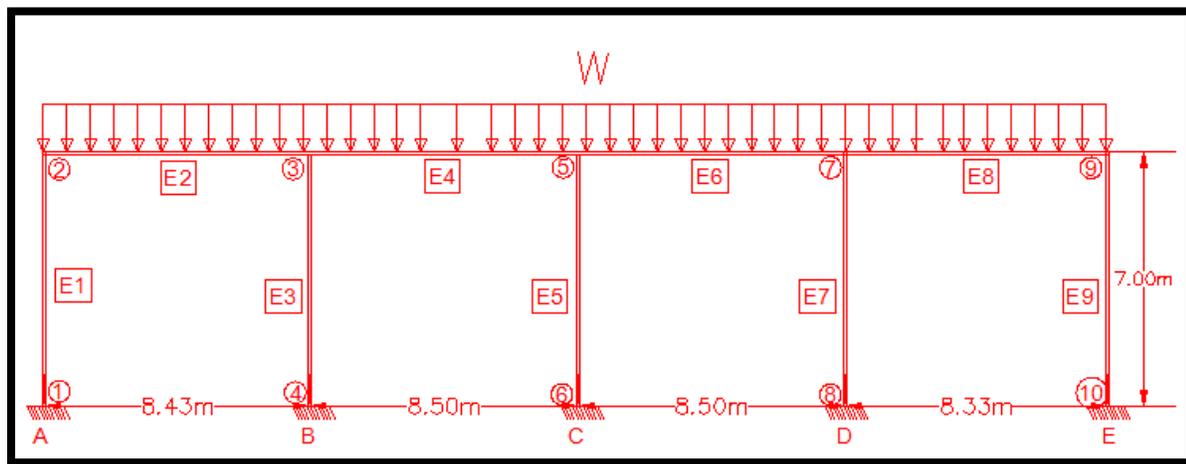


Figura 5.110 : Modelo del pórtico 2.

Detalle de las abreviaturas utilizadas en la *Figura 5.10*

A1-A5: Referencia del pórtico.

W: Carga distribuida sobre el elemento.

1, 2, 3, 4: Número de nodo del pórtico.

E1, E2, E3: Referencia a elemento.

Resultado del análisis del pórtico realizado a través del programa Smart Bars V 2.50.

Tabla 5.45 Resultado del análisis del pórtico A2-e2,

TIPO	NODO	MOMENTO (t-m)			CORTANTE (t)		
		Muerta	Viva	Sismo	Muerta	Viva	Sismo
VIGA	2	-0.130	-0.067	0.000	0.147	0.076	0.000
	3	-0.267	-0.138	0.000	-0.180	-0.093	0.000
VIGA	3	-0.248	-0.128	0.000	0.167	0.086	0.000
	5	-0.226	-0.117	0.000	-0.162	-0.086	0.000
VIGA	5	-0.226	-0.117	0.000	0.162	0.084	0.000
	7	-0.248	-0.128	0.000	-0.167	-0.086	0.000
VIGA	7	-0.267	-0.138	0.000	0.180	0.093	0.000
	9	-0.130	-0.067	0.000	-0.147	-0.076	0.000
COLUMNA	1	0.065	0.033	0.000	-0.028	-0.014	0.000
	2	-0.130	-0.067	0.000	-0.028	-0.014	0.000
COLUMNA	3	-0.019	-0.010	0.000	0.004	0.002	0.000
	4	0.010	0.005	0.000	0.004	0.002	0.000
COLUMNA	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
COLUMNA	7	0.019	0.0100	0.000	-0.004	-0.0020	0.000
	8	-0.010	-0.005	0.000	-0.004	-0.0020	0.000
COLUMNA	9	-0.130	-0.0670	0.000	0.0280	0.014	0.000
	10	0.065	0.0330	0.000	0.0280	0.014	0.000

Tabla 5.46 Carga distribuida aplicada en la viga del pórtico C1-C4.

VIGA	CARGA MUERTA(t/m)	CARGA VIVA(t/m)
E2	0.258	0.270
E4	0.258	0.270
E6	0.258	0.270

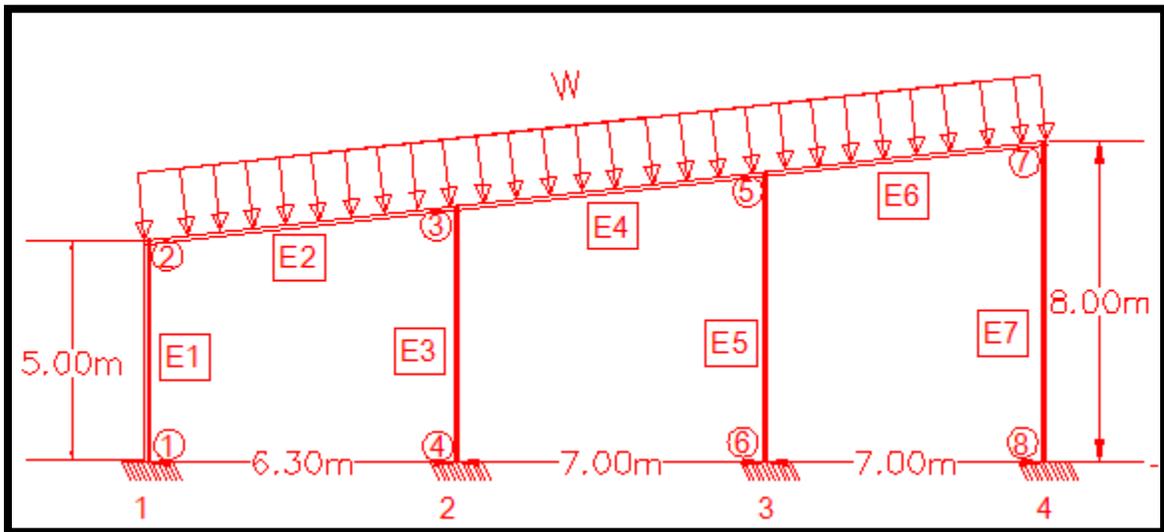


Figura 5.111: Modelo del pórtico C.

Detalle de las abreviaturas utilizadas en la *Figura 5.10*

A1-A5: Referencia del pórtico.

W: Carga distribuida sobre el elemento.

1, 2, 3, 4: Número de nodo del pórtico.

E1, E2, E3: Referencia a elemento.

Resultado del análisis del pórtico realizado a través del programa Smart Bars V 2.50.

Tabla 5.47 Resultado del análisis del pórtico C1-C4

TIPO	NODO	MOMENTO (t-m)			CORTANTE (t)		
		Muerta	Viva	Sismo	Muerta	Viva	Sismo
VIGA	2	-0.437	-0.458	0.000	0.705	0.738	0.000
	3	-1.061	-1.11	0.000	-0.901	-0.943	0.000
VIGA	3	-0.995	-1.041	0.000	0.87	0.911	0.000
	5	-1.162	-1.216	0.000	-0.918	0.960	0.000
VIGA	5	-1.217	-1.274	0.000	0.988	1.034	0.000
	7	-0.548	-0.573	0.000	-0.799	-0.836	0.000
COLUMNA	1	0.165	0.172	0.000	-0.12	-0.126	0.000
	2	-0.437	-0.458	0.000	-0.12	-0.126	0.000
COLUMNA	3	-0.066	-0.069	0.000	0.023	0.024	0.000
	4	0.071	0.075	0.000	0.023	0.024	0.000
COLUMNA	5	0.055	0.057	0.000	-0.008	0.008	0.000
	6	0.001	0.001	0.000	-0.008	0.008	0.000
COLUMNA	7	-0.548	-0.573	0.000	0.105	0.110	0.000
	8	0.294	0.307	0.000	0.105	0.110	0.000

Momento y cargas más desfavorables en la dirección X – X.

Columna D2.

Momento en “x” producido por carga muerta = - 0.226 T -m

Momento en “x” producido por carga viva = - 0.138 T -m

Carga muerta = 0.18 t.

Carga viva = 0.093 t

Momento y cargas más desfavorable en la dirección Y – Y.

Momento en “Y” producido por carga muerta = - 1.061 T -m

Momento en “Y” producido por carga viva = - 1.11 T -m

Carga muerta = -0.901 t.

Carga viva = -0.943 t

Carga muerta total = 0.18 t + 0.901 t = 1.08 t

Carga viva total = 0.093 t + 0.943 t = 1.04 t.

CÁLCULO DE ACCIONES ÚLTIMAS.

$U = 1.4D$ Ecuación 9.1 ACI

$U = 1.2D + 1.6L$ Ecuación 9.2 ACI.

M, máx en "X" = $1.4(-0.226) + (1.6)(-0.138) = -0.537 \text{ t} - \text{m} = -537 \text{ kg} - \text{m}$

M, máx en "Y" = $1.4(-1.061) + (1.6)(-1.11) = -3.26 \text{ t} - \text{m} = -3260 \text{ kg} - \text{m}$

P. máx = $(1.4)(1.08) + (1.6)(1.04) = 3.176 \text{ t} = 3176 \text{ kg}$

Trasformando al sistema ingles el momento y cargas máximas:

M, máx en "X" = 3.88 Kips - ft

M, máx en "Y" = 23.58 Kips - ft

P. máx = 7.00 Kips.

✓ propiedades de los materiales.

ASTM A992. $F_y = 50 \text{ Ksi}$ $F_u = 65 \text{ Ksi}$ Tabla 2-3 manual AISC 2005

Para propósito de análisis consideramos un perfil W 10X 33, y luego verificamos si este cumple con las condiciones de carga antes mencionadas.

Propiedades geométricas del perfil W10X33.

$A = 9.71 \text{ in}^2$. $S_x = 35.00 \text{ in}^3$

$Z_x = 38.80 \text{ in}^3$ $I_x = 171.00 \text{ in}^4$ Tabla 1-1 AISC

$$S_y = 9.20 \text{ in}^3$$

$$Z_y = 14.00 \text{ in}^3$$

$$I_y = 36.60 \text{ in}^4$$

$$L_p = 6.85 \text{ ft}$$

$$L_r = 21.8 \text{ ft}$$

Tabla 3-2 AISC

Para la condición de articulado – articulado,

$$K = 1.0.$$

Entonces $KL_x = KL_y = 7.0 \text{ m} = 22.96 \text{ ft}$ donde el eje $y - y$, es el que gobierna.

Método LRFD.

$$P_c = \Phi_c x P_n$$

Manual. tabla 4 – 1 AISC

$$P_c = 253 \text{ kips}$$

Calculando el esfuerzo por flexión que incluirá la amplificación de segundo orden.

Usando un “Análisis Elástico de Primer Orden Amplificado”, como se procede la sección C2-1b. el pórtico que se analizó no tiene movimiento lateral, solo efecto P- δ , amplificado se necesita para adifionarlo.

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha * P_r}{P_{e1}}}$$

Ecuacion C2 – 2 AISC

Donde:

C_m : Coeficiente para marcos sin traslación lateral.

P_n : Resistencia axial nominal.

P_r : Resistencia requerida axial de compresión de segundo orden según método ASD Y LRFD.

P_{e1} : Carga crítica de pandeo elástico para marcos arriostrados.

✓ Flexión en la dirección “x – x”.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI_X}{(k_1 L_X)^2}$$

Ecuacion C2 – 5 AISC

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times 29000 \text{ksix} 171.00 \text{in}^4}{\left(\frac{1 \times 22.96 \text{ft} \times 12 \text{in} \times \text{ft}}{\text{ft}}\right)^2} = 644.74 \text{Kips}$$

LRFD

$\alpha = 1$

$$\beta_1 = \frac{1}{1 - \frac{1 * 7.0 \text{kips}}{644.74 \text{kis}}} = 1.01$$

$$M_{ux} = (M, \text{máx en "X"}) (\beta_1) = (3.88 \text{ kips} - \text{ft}) (1.01) = 3.92 \text{ kips} - \text{ft}$$

✓ Flexión en la dirección “Y – Y”.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI_Y}{(k_1 L_Y)^2}$$

Ecuacion C2 – 5 AISC

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times 29000 \text{ksix} 36.60 \text{in}^4}{\left(\frac{1 \times 22.96 \text{ft} \times 12 \text{in} \times \text{ft}}{\text{ft}}\right)^2} = 138.00 \text{Kips}$$

LRFD

$\alpha = 1$

$$\beta_1 = \frac{1}{1 - \frac{1 * 7.0 \text{kips}}{138.00 \text{kis}}} = 1.05$$

$$M_{uy} = (M, \text{máx en "Y"}) (\beta_1) = (23.58 \text{ kips} - \text{ft}) (1.05) = 24.84 \text{ kips} - \text{ft}$$

Calculo del momento de flexión nominal sobre el eje "x - x".

$$M_{nx} = M_p = F_y x Z_x = 50 \text{ ksi} \times 38.80 \text{ in}^3 = 1940 \text{ kips} - \text{in} = 162 \text{ Kips} - \text{ft}$$

$$162 \text{ Kips} - \text{ft} > 24.84 \text{ kips} - \text{ft}$$

$$M_{nx} = M_p = F_y x Z_x > M_{ux}$$

Por lo tanto el perfil seleccionado cumple.

Estado límite de pandeo por flexo - torsión.

Como $L_p < L_B$

De la tabla 3-1 del manual AISC, $C_b = 1.1$

$$M_{nx} = C_b \left(M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p \quad F2 - 2 \text{ AISC 2005}$$

$$M_{nx} = 1.14 \left(1940 - (1940 - 0.7 \times 50 \text{ ksi} \times 35.00 \text{ in}^3) \left(\frac{22.96 \text{ ft} - 6.85 \text{ ft}}{21.80 \text{ ft} - 6.85 \text{ ft}} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_{nx} = 1.14 \left(1940 - (1940 - 0.7 \times 50 \text{ ksi} \times 35.00 \text{ in}^3)(1.08) \right) \leq M_p$$

$$M_{nx} = 1.14(1940 - (715.00)(1.08)) \leq M_p$$

$$M_{nx} = 1.14(1167) \leq M_p$$

$$M_{nx} = 1331.29 \text{ kips} - \text{pulg} \leq 1940 \text{ kips} - \text{pulg}$$

$$M_{nx} = 110.94 \text{ kips} - \text{ft} \leq 161.67 \text{ kips} - \text{ft}$$

Calculo del momento alrededor del eje "Y - Y".

$$M_{ny} = F_y * Z_y \leq 0.6F_y * S_y$$

F1 - 6 AISC 2005

$$Mny = 50ksi * 14.00 \text{ in}^3 \leq 1.6 * 50ksi * 9.20 \text{ in}^3$$

$$Mny = 50ksi * 14.00 \text{ in}^3 \leq 1.6 * 50ksi * 9.20 \text{ in}^3$$

$Mny = 700.00 \text{ Kips} - \text{pulg} \leq 736 \text{ Kips} - \text{pulg}$ Por lo tanto el perfil cumple

LRFD

$$\Phi_b = 0.90$$

$$\Phi_b M_{cx} = \Phi_b * M_{nx} = 0.90 * 161.67 \text{ ksi} - \text{ft} = 145.503 \text{ ksi} - \text{ft}$$

$$\Phi_b M_{cy} = \Phi_b * M_{ny} = 0.9 * 58.33 \text{ ksi} - \text{ft} = 52.50 \text{ ksi} - \text{ft}$$

Verificando si cumple la ecuación H1-1a.

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{7.0}{2 * 253} + \left(\frac{3.92}{145.503} + \frac{24.81}{52.50} \right) \leq 1.0$$

$$0.51 \leq 1.0$$

Si cumple

Por lo tanto el perfil a utilizar para las columnas del taller es el siguiente:

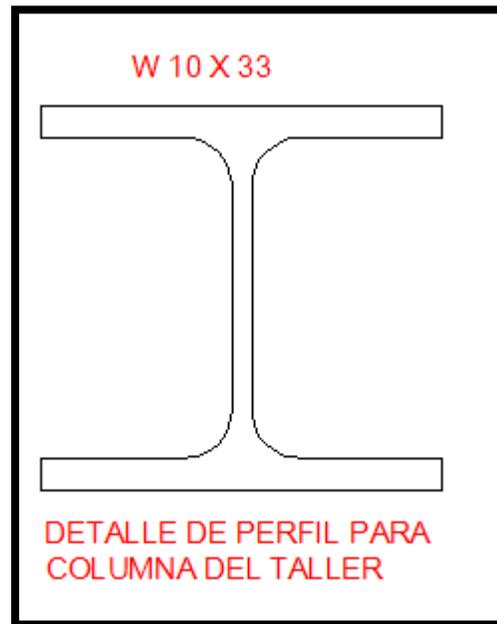


Figura 5.112: Detalle del perfil de columna de acero, sin escala.

5.3.3.1 Diseño de placa de acero

Cálculo de acciones últimas.

$$U = 1.4D \quad \text{Ecuación 9.1 ACI}$$

$$U = 1.2D + 1.6L \quad \text{Ecuación 9.2 ACI.}$$

$$M, \text{máx en "X"} = 1.4(-0.226) + (1.6)(-0.138) = -0.537 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M, \text{máx en "Y"} = 1.4(-1.061) + (1.6)(-1.11) = -3.26 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P, \text{máx} = (1.4)(1.08) + (1.6)(1.04) = 3.176 \text{ t.}$$

Trasformando al sistema ingles el momento y cargas máximas:

$$M, \text{máx en "X"} = 3.88 \text{ Kips} \cdot \text{ft} = 45.56 \text{ kips} \cdot \text{pulg}$$

$$M, \text{máx en "Y"} = 23.58 \text{ Kips} \cdot \text{ft} = 282.96 \text{ Kips} \cdot \text{pulg}$$

$$P, \text{máx} = 7.00 \text{ Kips.}$$

$$\text{PERFIL W10X33} \quad \text{Acero A992} \quad F_y = 50 \text{ ksi}$$

Determinando Excentricidades

$$e = \frac{Mr}{Pr}$$

$$\text{Evaluando tenemos } e = \frac{Mr}{Pr} = \frac{282.96}{7.0} = 40.42 \text{ pulg.}$$

Para propósito de análisis asumimos una placa de acero de 16pulg x16pulg y procedemos al diseño para verificar si los pernos resisten la fuerza de tensión.

Donde $A_2 = \text{area de concreto del pedestal.}$

$A_1 = \text{area base de la placa de acero para la columna.}$

$$P_p = 0.85f'_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad y \quad \phi P_n = \phi * 1.7 * f_c * A_1$$

Suponiendo que $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq 2$

Donde A_2 es el área de concreto para propósito de análisis asumimos que es el doble de la placa de acero es decir de 18 pulg x 18 pulg.

Igualando las ecuaciones tenemos.

$$\phi 0.85 f'c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi * 1.7 * f_c * A_1.$$

$$0.85 * \sqrt{\frac{18\text{pulg} \times 18\text{pulg}}{16\text{pulg} \times 16\text{pulg}}} \leq 1.17 \qquad 0.96 \leq 1.7 \text{ Por lo tanto nos cumple la}$$

condición anterior, y seguiremos analizando las dimensiones propuestas.

$$f' = \frac{(\frac{\phi P_p}{A_1})(N)(N)}{2}.$$

$$\frac{\phi P_p}{A_1} = \phi 1.7 f'c = f_p \text{ Donde } \phi = 0.60 \text{ y } f'c = 3.9742 \text{ksi}$$

$$\frac{\phi P_p}{A_1} = 0.60 * 1.7 * 3.97 \text{ksi} = 4.05 \text{ksi}$$

$$N' = N - 1.5$$

$$N' = 16 \text{pulg} - 1.5 \text{pulg} = 14.50 \text{pulg}$$

$$f'c = 3.9742 \text{ksi} \qquad \phi = 0.60$$

$$\text{Sustituyendo tenemos} \qquad f' = \frac{(0.60 * 1.7 * 3.97 \text{ksi})(16 \text{pulg})(14.5 \text{pulg})}{2} = 469.73 \text{ksi}$$

Calculo de la distancia A.

$$A = \frac{f' \pm \sqrt{f'^2 - 4 \left(\frac{f_p B}{6} \right) (P A' + M)}}{\frac{f_p B}{3}}.$$

A' : Distancia entre el centro del perno de anclaje y el centro del patín de la columna

$$A' = \frac{16}{2} - 1.5 = 6.50 \text{pulg}$$

Sustituyendo tenemos.

$$A3 = \frac{469.73 + \sqrt{469.73^2 - 4\left(\frac{4.0537 \times 16}{6}\right)(7.0 \times 6.5 + 2064.913)}}{\frac{4.0537 \times 16}{3}} = 21.49 \text{ pulg}^2$$

$$A4 = \frac{469.73 - \sqrt{469.73^2 - 4\left(\frac{4.0537 \times 16}{6}\right)(7.0 \times 6.5 + 2064.913)}}{\frac{4.0537 \times 16}{3}} = 5.08 \text{ pulg}$$

Determinar la fuerza de tensión requerida en el perno de anclaje.

$$T_u = \frac{f_b AB}{2} - P$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$T_u = \frac{4.0537 \text{ ksix} \times 5.08 \text{ pulg} \times 16 \text{ pulg}}{2} - 7.0 \text{ kips} = 157.74 \text{ kips}$$

$$T_u = \frac{157.74 \text{ kips}}{3} = 52.58 \text{ kips}$$

Determinar los momentos requeridos.

$$M_{upl} = \frac{\left(\frac{1}{2}\right) \left(\frac{\phi P_p}{A_1}\right) \frac{2}{3} * A_4}{3} \quad \text{Evaluacion por volteo}$$

$$M_{upl} = \frac{0.5 \text{ ksix} \times 3.075 \text{ pulg}}{3} * \frac{2}{3} * 5.08 \text{ pulg} = 1.74 \frac{\text{ksi.pulg}}{\text{pulg}} = 1.74 \text{ kips} - \text{ pulg}$$

$$M_{upl} = \frac{(T_u)(A - 1.5)}{3(A - 1.5)} \quad \text{Evaluacion por volteo}$$

$$M_{upl} = \frac{(52.58 \text{ kips})(3.0575 - 1.5)}{3(3.0575 - 1.5)} = 17.53 \text{ kips} - \text{ pulg}$$

Calculo del espesor requerido de la placa de acero.

$$t_{u req} = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi Fy}}$$

$$t_{u req} = \sqrt{\frac{4 \times 17.53}{0.9 \times 50 \text{ ksi}}} = 1.24 \text{ pulg por lo tanto el espesor de la losa de acero a utilizar es}$$

$$t = 1 \frac{1}{2}''$$

5.3.4 Diseño de pernos de anclaje. LRFD

- ✓ Carga de diseño de perno de anclaje.

Este se diseñara para resistir la carga cortante a la que estará expuesto, la cual tiene un valor de 7.0 kips.

- ✓ Determinación del número de pernos de anclaje requeridos.

Se utilizaran pernos A307, el cual tiene una resistencia al cortante de 24 ksi, por tanto, el área total de dichos pernos es:

$$A_{req} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\phi f_v}$$

Ecuacion 10.30 AISC 2005

$$\phi = 0.75$$

Factor de reducción de resistencia.

Sustituyendo los datos en la ecuación, tenemos:

$$A_{req} = \frac{7.0 \text{ Kips}}{0.75 \times 24} = 0.38 \text{ pulg}^2 \quad \text{Por lo tanto se proponen 6 pernos A 307 de } \frac{3}{4}'' \text{ de diámetro produciendo una área de } 2.65 \text{ pulg}^2$$

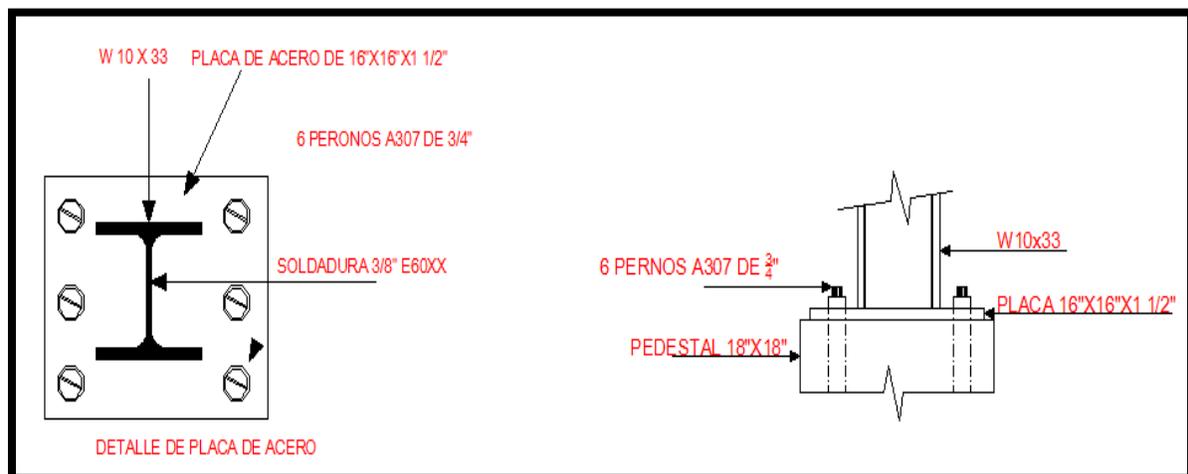


Figura 5.113 : Detalle final de conexión de columna - placa base.

5.3.5 DISEÑO DE PEDESTALES.

- ✓ Columna más desfavorable

A continuación determinaremos el refuerzo requerido para el pedestal de la columna D2, para el taller automotriz de la Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L, las dimensiones del pedestal son de 45cmx45cm, y los materiales utilizados son:

Acero $F_y = 4200\text{kg/cm}^2$,

Concreto $f'c = 210\text{kg/cm}^2$.

Nota: Al analizar las condiciones de carga más desfavorable se puede observar que la carga de la columna C2 es más desfavorable por lo tanto solo diseñaremos el pedestal para la columna C2.

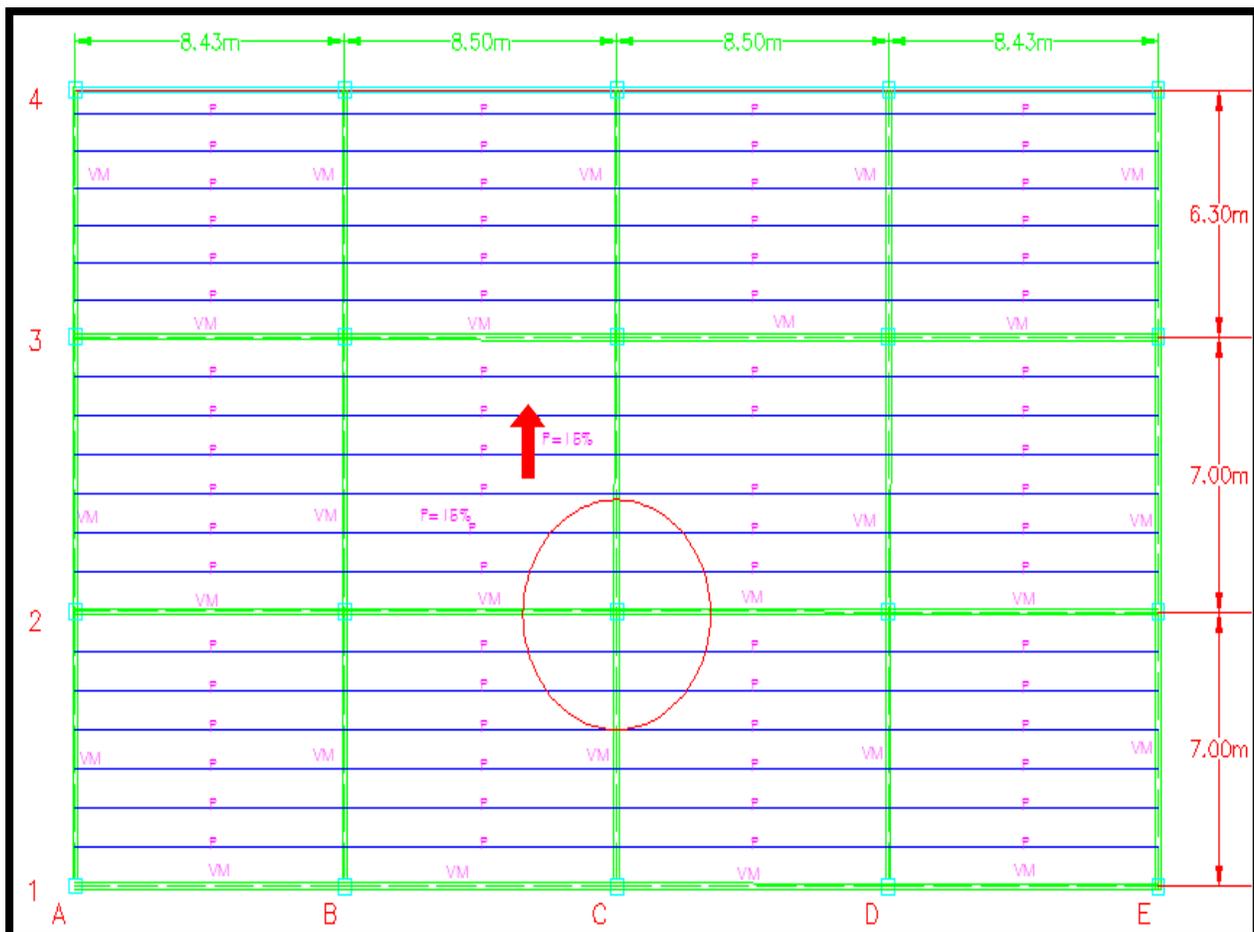


Figura 5.114 Taller automotriz, diseño de pedestal para columna.

5.3.5.1. Cargas en columna C2.

Calculo de acciones últimas.

Se resuelve el marco donde se encuentra la columna C2 a través del programa Smart bars, dando como resultado una serie de cargas y basados en estas se resuelven las combinaciones que dan como resultados las cargas últimas.

CÁLCULO DE ACCIONES ÚLTIMAS.

$$U = 1.4D \quad \text{Ecuación 9.1 ACI}$$

$$U=1.2D+1.6L \quad \text{Ecuación 9.2 ACI.}$$

$$M,\text{máx en "X"} = 1.4(-0.226) + (1.6)(-0.138) = -0.537 \text{ t - m} = -537.00 \text{ kg - m}$$

$$M,\text{máx en "Y"} = 1.4(-1.061) + (1.6)(-1.11) = -3.26 \text{ t - m} = -3260.00 \text{ kg - m}$$

$$P.\text{máx} = (1.4)(1.08)+(1.6)(1.04) = 3.176 \text{ t.} = 3176.00\text{kg.}$$

Determinación del refuerzo longitudinal requerido.

Debido a las características del pedestal, principalmente respecto a su longitud, el pedestal será analizado como una columna corta, y por lo tanto tomaremos un factor de

$$\text{longitud efectiva } k = 1 \quad \text{ACI 318 - 02 (Sección 10.10.1.2)}$$

Con la formula que acontinuacion se presenta verificamos si es necesario ignorar o tomar en cuenta los efectos de esbeltez.

$$\text{Relacion de esbeltez } Klu/r \leq 22 \quad \text{ACI 10-6}$$

$$K = \text{Factor de longitud efectiva} = 1$$

$$lu = \text{Luz libre del elemento} = 150\text{cm.} \quad \text{ACI10.10.1.1}$$

Relacion de esbeltez $1 \times 150 / (0.3 \times 45) \leq 22$

Relacion de esbeltez $11.50 < 22$. Por lo tanto no es necesario considerar la esbeltez para el diseño de la columna.

✓ Diseño de columnas a través del método de Bresler.

$P_{max} = 35.206 \text{ t}$,

$M_x = -0.537 \text{ t} - \text{m}$, $= -537.00 \text{ kg} - \text{m}$

$M_y = -3.260 \text{ t} - \text{m}$ $= -3260.00 \text{ kg} - \text{m}$

Calculo de la relacion de momento

El diseño por el método de Bresler consiste en determinar el refuerzo de la columna en las dos direcciones independientemente, y finalmente verificar que la carga axial que puede resistir la columna sometida a flexión biaxial sea mayor que la aplicada.

Dirección X – X. $b = 45 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$.

$$\gamma = \left(\frac{b-12}{b} \right) = \left(\frac{45-12}{45} \right) = 0.80.$$

$$Kn = \left(\frac{P_{max}(\text{kg})}{b \cdot h \cdot f'c \cdot \beta} \right) = \frac{3176}{45 \times 45 \times 210 \times 0.65} = 0.011$$

$$Rn = \left(\frac{M_{ox}(\text{kg} - \text{m})}{A_g \cdot f'c \cdot h} \right) = \frac{0.537 \times 1000 \times 100}{45 \times 45 \times 45 \times 210 \times 0.65} = 0.004$$

Haciendo uso del diagrama de iteración siguiente extraído del libro diseño de estructura de concreto armado tercera edición del autor Tedoro E. Harsem página 635, calculamos la cuantía de acero.

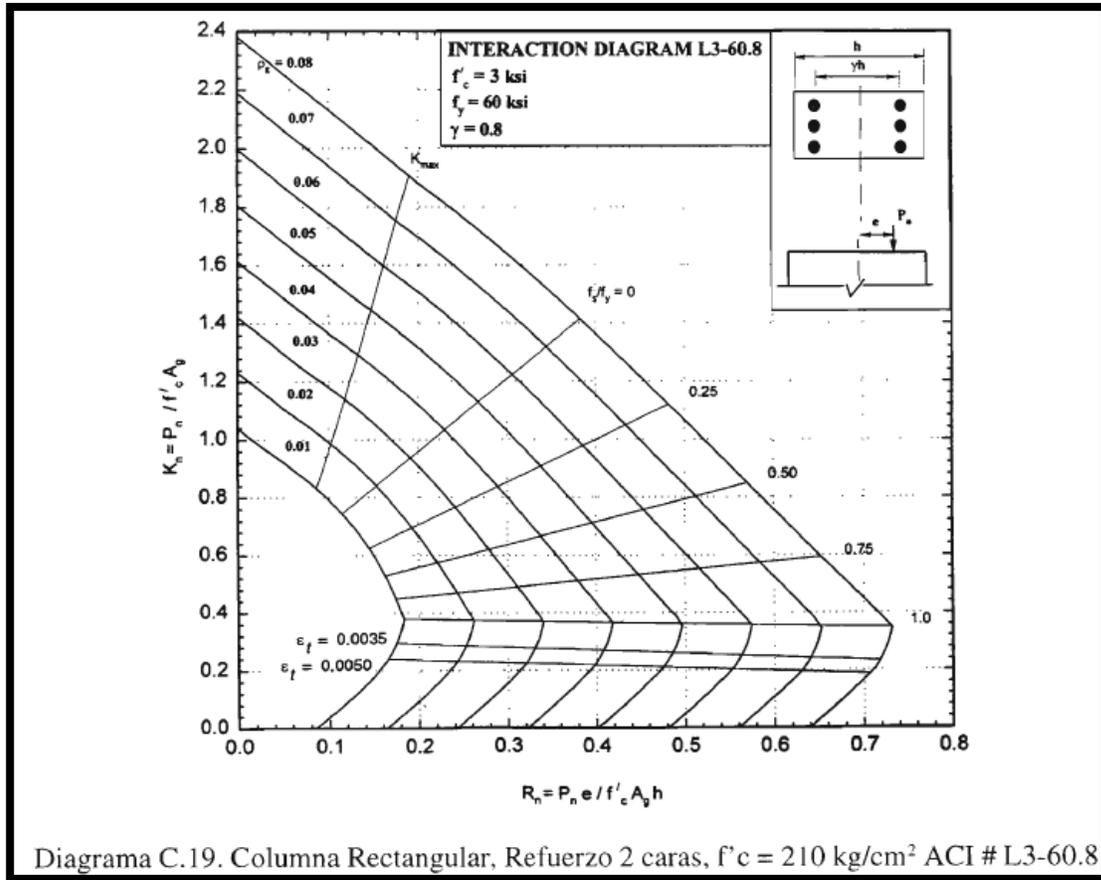


Figura 5.115 Diagrama de Iteración

Para $\gamma=0.80$, se obtiene que la cuantía de refuerzo en la sección analizada es 0.5%, pero según el ACI 318 – 02 el porcentaje mínimo a utilizar es 1% lo que equivale a un área de acero equivalente 20cm², por lo tanto puede ser provisto por 4 varillas # 8.

Dirección Y – Y. $h = 45 \text{ cm}$, $b = 45 \text{ cm}$.

$$\gamma = \left(\frac{b - 12}{b} \right) = \left(\frac{45 - 12}{45} \right) = 0.70$$

$$Kn = \left(\frac{P_{\max}(\text{kg})}{b \cdot h \cdot f'_c \cdot \beta} \right) = \frac{3176.00}{45 \cdot 45 \cdot 210 \cdot 0.65} = 0.011$$

$$Rn = \left(\frac{M_{\text{oy}}(\text{kg-m})}{A_g \cdot f'_c \cdot h} \right) = \frac{3.262 \cdot 1000 \cdot 100}{45 \cdot 45 \cdot 45 \cdot 210 \cdot 0.65} = 0.03$$

Haciendo uso del diagrama de iteración siguiente extraído del libro diseño de estructura de concreto armado tercera edición del autor Tedoro E. Harsem pagina 630, calculamos la cuantía de acero.

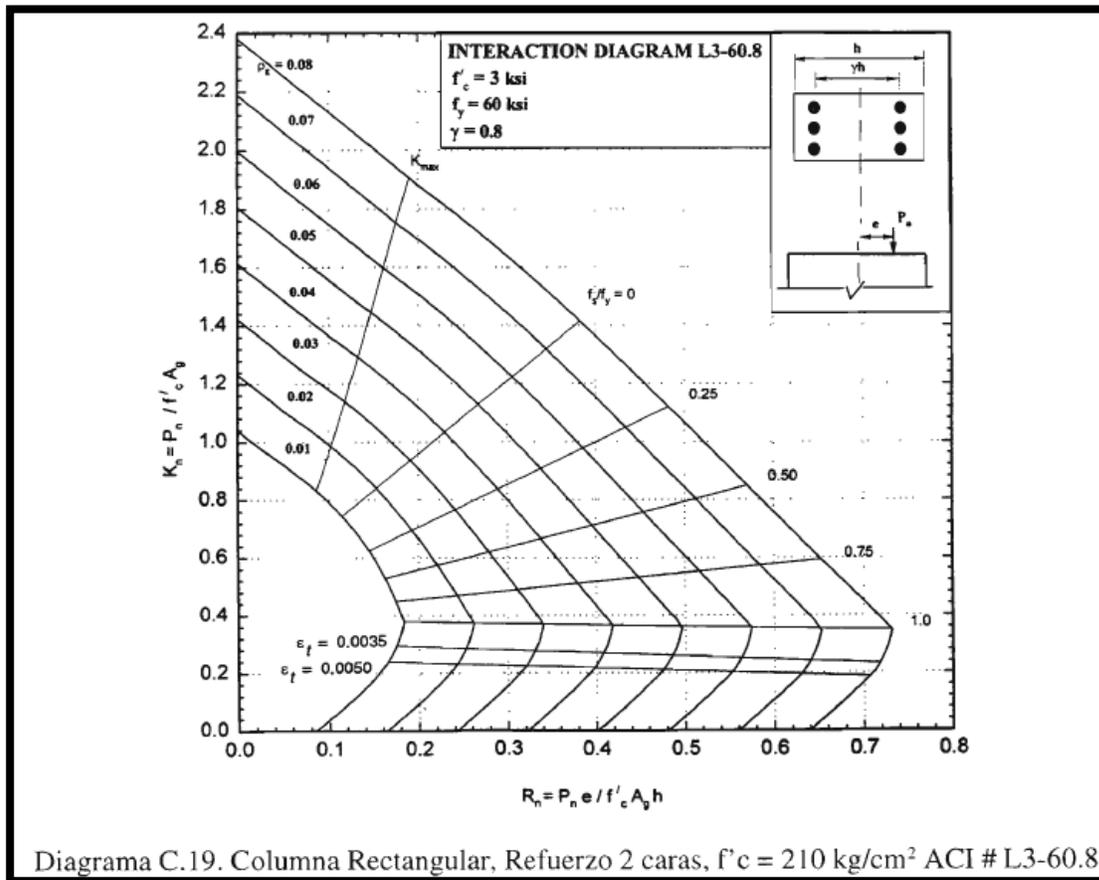


Figura 5.116 Diagrama de Iteración

Para $\gamma=0.70$, se obtiene que la cuantía de refuerzo en la sección analizada es 0.5%, pero según el ACI 318 – 02 el porcentaje mínimo a utilizar es 1% lo que equivale a un área de acero equivalente 20cm², por lo tanto puede ser provisto por 4 varillas # 8.

$$\text{Area Total de acero} = 20 \text{ cm}^2 + 20 \text{ cm}^2 = 40 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Area de la seccion de la columna} = 45 \text{ cm} \times 45 \text{ cm} = 2025.00 \text{ cm}^2.$$

$$\% \text{ de acero de la columna} = (40 \text{ cm}^2 / 2025 \text{ cm}^2) \times 100 = 2.0\%.$$

Diseño del refuerzo por corte.

Determinación de la resistencia proporcionada por el concreto.

Cálculo de la distancia desde desde la parte mas alejada del concreto al centro del refuerzo.

$$d = 45\text{cm} - (3/8 * 2.54 + 8 * 2.54 / 2) = 33.89\text{cm}.$$

b_w = ancho del alma.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto.

V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

$\Phi = 0.75$ Factor de reducción de resistencia.

(ACI 318-02 Sección 9.3.2.3)

$$\Phi V_c = \Phi \left[1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right] 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{ACI 318 - 02 Eq. 11 - 4})$$

$$\Phi V_c = \frac{0.85 \left[1 + \frac{3176}{140 \times 45 \times 33.89} \right] 0.53 \sqrt{210} \times 45 \times 33.89}{1000} = 10.310 \text{ t}$$

$$10.310 \text{ t} > 3.176 \text{ t}$$

$$\Phi V_c > P_{\text{máx}}$$

Por lo tanto debe distribuirse el refuerzo mínimo

(ACI 318-02 Sección 11.5.5.1).

Estribos No.3 ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$).

A_v = Area del refuerzo por corte.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, 2800kg/cm²

s = Separación teórica del refuerzo.

$b_w = \text{Ancho del alma.}$

$$s = \frac{A_v x f_y}{0.20 \sqrt{f' c} b_w} = \frac{1.42 x 2800}{0.20 \sqrt{210} x 44} = 31.18 \text{ cm} \quad (\text{ACI 318} - 02 \text{ Eq. 11} - 13)$$

$s. \text{m} \acute{a}x = \frac{d}{2} = \frac{33.89 \text{ cm}}{2} = 16.95 \text{ cm}$ Por fines pr \acute{a}cticos los estribos ser \acute{a}n distribuidos a cada 15 cm.

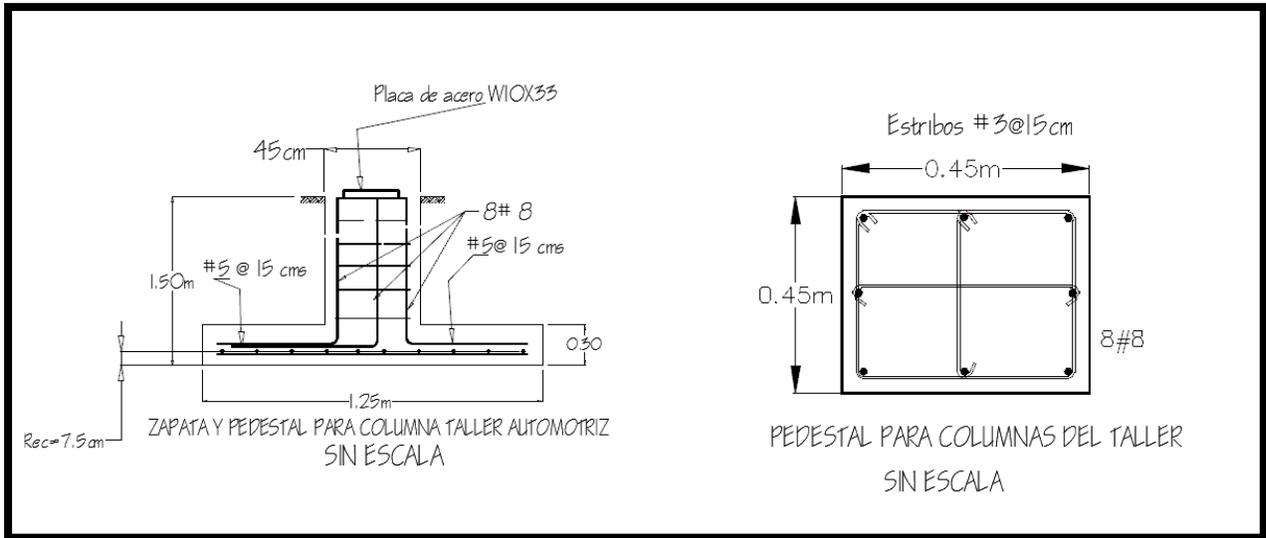


Figura: 5.117 Perfil y vista en planta del pedestal y su distribucion del acero de refuerzo.

5.3.6 Diseño de zapatas

Las zapatas aisladas son elementos estructurales de concreto armado, que sirven para repartir las cargas de la columna al suelo, de tal manera que la resistencia del suelo las soporte. Se deduce que suelos de buena resistencia tendrán zapatas de menor dimensión, con respecto a las construidas en suelos de menor resistencia.

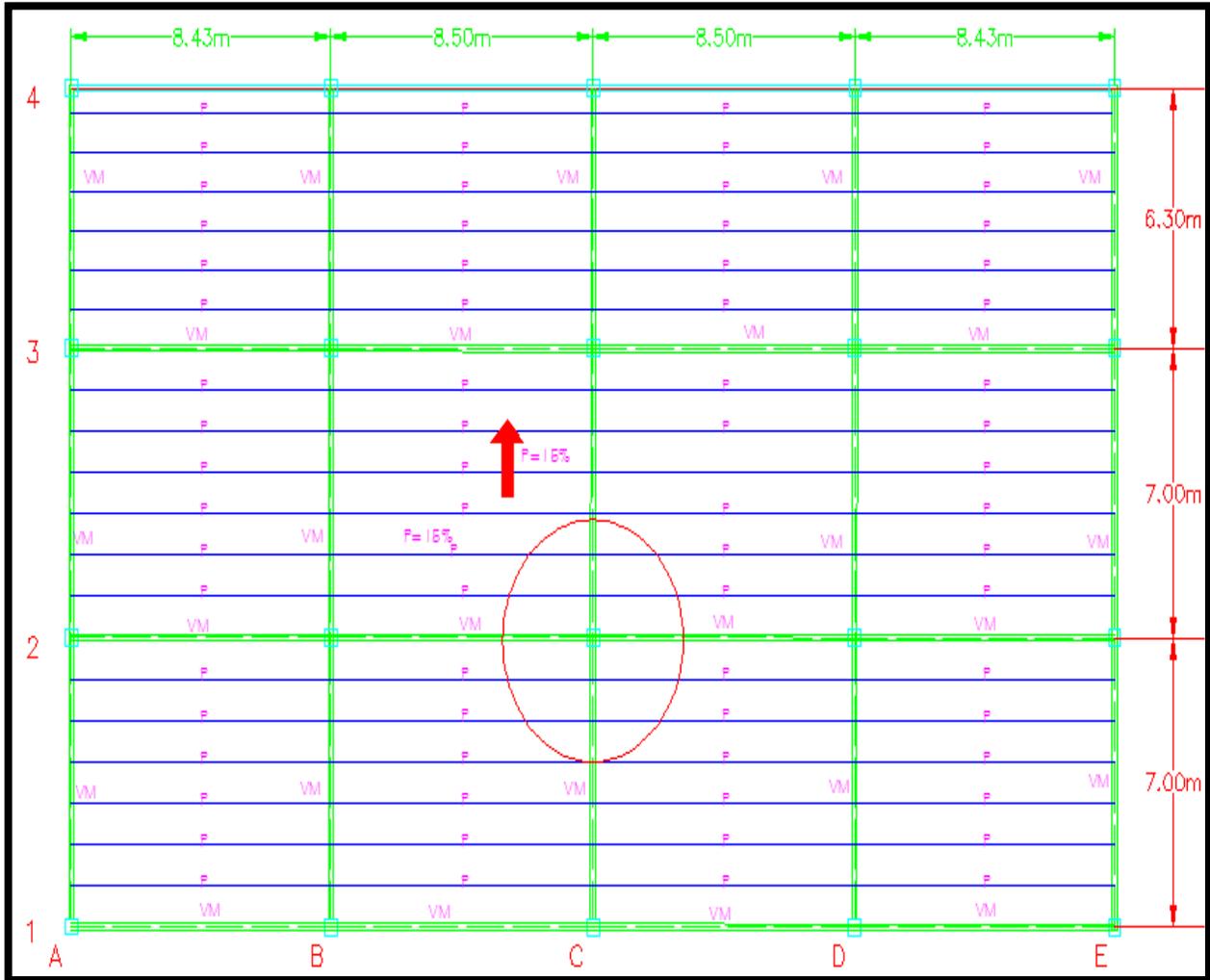


Figura 5.118 Taller automotriz, el cual utiliza zapatas aisladas concéntricas y en el cual se ve marcada la zapata a analizar.

Datos

Peso volumétrico del concreto	= 2400kg/m ³
Resistencia del concreto	= 210kg/cm ²
Resistencia del acero de refuerzo, fy	= 4200kg/cm ²
Peso volumétrico del relleno	= 1600kg/m ³
Capacidad admisible del suelo, q _{adm}	= 1.50 kg/cm ²
Desplante, H _f	= 1.50m
Peso de la columna	= 0.50 t.

5.3.6.1 Cargas en columna C2.

Calculo de acciones últimas.

Se resuelve el marco donde se encuentra la columna C2 a través del programa Smart bar, dando como resultado una serie de cargas y basados en estas se resuelven las combinaciones que dan como resultados las cargas últimas.

CÁLCULO DE ACCIONES ÚLTIMAS.

$$U = 1.4D \quad \text{Ecuación 9.1 ACI}$$
$$U=1.2D+1.6L \quad \text{Ecuación 9.2 ACI.}$$
$$M, \text{máx en "X"} = 1.4(-0.226) + (1.6)(-0.138) = -0.537 \text{ t - m} = -537.00 \text{ kg - m}$$
$$M, \text{máx en "Y"} = 1.4(-1.061) + (1.6)(-1.11) = -3.26 \text{ t - m} = -3260.00 \text{ kg - m}$$
$$P, \text{máx} = (1.4)(1.08) + (1.6)(1.04) = 3.176 \text{ t.} = 3176.00 \text{ kg}$$

Dimensiones supuestas de las zapatas

Se determinan las dimensiones en planta de la zapata a partir de las combinaciones de carga y la capacidad admisible del suelo de cimentación. La mayor carga axial dentro de las combinaciones de carga, corresponde a la a un valor de $P = 3176.00 \text{ kg}$. A partir de esta carga se realiza un pre-dimensionamiento y luego se verifica la presión máxima según las cargas y momentos aplicados.

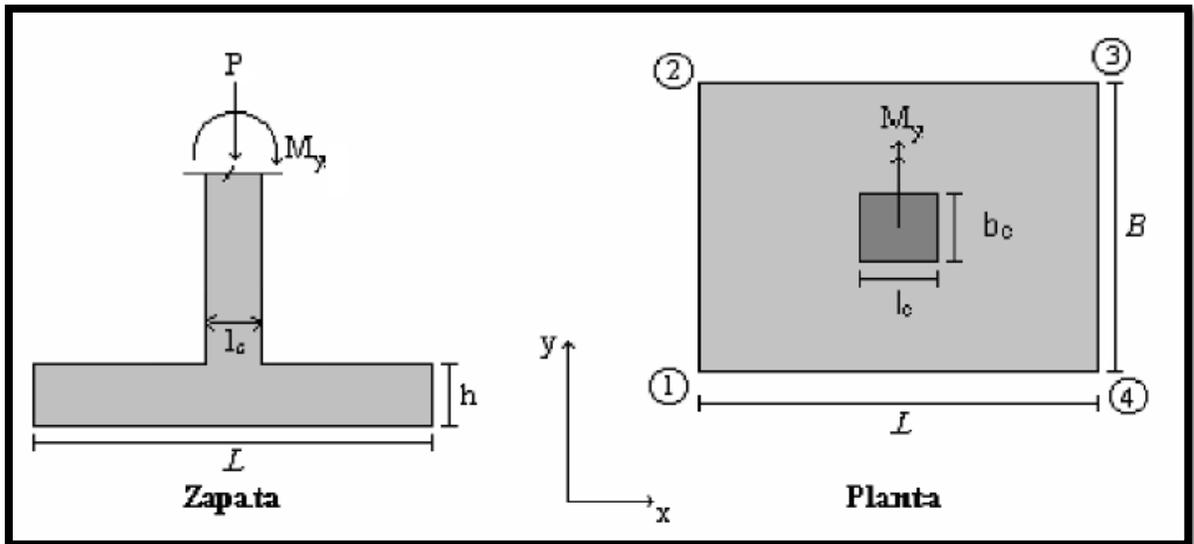


Figura 5.119 Esquema de zapata concéntrica, con nomenclatura de dimensiones y acciones sobre esta.

✓ Capacidad admisible neta.

Cuando se incluyen los efectos de cargas laterales debidas a sismo, es permitido incrementar el valor de la capacidad admisible del suelo de cimentación en un 33%, por lo que según las Normas Técnicas para el Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes (Sección 5.3.8).

$$q_n = 1.33q_{adm} - q_{sz} - q_{sobre\ carga} \quad \text{Según Terzaghi Meyerhof.}$$

Donde:

q_n = capacidad admisible neta del suelo

q_{adm} = capacidad admisible del suelo = 1.5 kg/cm²

$q_{sz} = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} * H_f \right)$ = presión del material combinado.

γ_c = peso específico del concreto

γ_s = peso específico del acero.

H_f = profundidad de desplante = 1.5m

$q_{sobre\ carga}$ = sobre carga del suelo = 0

Entonces:

$$q_n = 1.33q_{adm} - \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2}\right) * H_f - q_{sobre\ carga}.$$

$$q_n = 1.33(1.50) - (((2400 \text{ kg/m}^2 + 1600 \text{ kg/m}^2)/2) * 1.50) / (10,000 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2}) - 0$$

$$q_n = 1.995 - 0.3 = 1.695 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Capacidad admisible neta de suelo.}$$

✓ Pre-dimensionamiento

Con base en la carga máxima "P", encontramos el área "A" de la zapata.

$$P_{\text{máx.}} = 3.176 \text{ t.} \quad (\text{Tomado de la tabla 5.33})$$

$$A = \frac{P_{\text{max}}(\text{kg})}{q_n \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} \quad \text{ACI 318-05 (sección 15.2.2)}$$

$$A = \frac{P_{\text{max}}(\text{kg})}{q_n \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} = \frac{(3176)}{1.695} = 1873.74 \text{ cm}^2$$

Como la zapata es cuadrada $A=B \times B=B^2$

$B = \sqrt{P_{\text{máx}}/q_n} = \sqrt{1873.74} = 43.286 \text{ cm}$. Debido a que la dimensión que nos proporciona es muy pequeña por fines prácticos utilizaremos una zapata de 1.25m x 1.25m.

✓ Peso total

Asumiendo el espesor de las zapatas de $h= 30\text{cm}$.

$$\text{Volumen de concreto} = (1.25 \times 1.25) \times (0.30) = 0.469 \text{ m}^3.$$

Volumen de relleno = $(1.25 \times 1.25) \times (1.5 - 0.30) = 1.88 \text{ m}^3$.
(Recordando que la profundidad de desplante es de 1.5m)

Peso del concreto = Peso de la zapata + Peso de la columna

Donde

El Peso de la zapata = peso específico del concreto * volumen del concreto

El peso de la columna = 0.5 t

Peso del concreto = $(2.40 \text{ t/m}^3) \times (0.469 \text{ m}^3) + 0.5 \text{ t} = 1.625 \text{ t}$

Peso del suelo para relleno = volumen de relleno * peso específico del suelo

Peso del suelo para rellenos = $(1.88 \text{ m}^3) \times (1.60 \text{ t/m}^3) = 3.008 \text{ t}$

Sumando el P.max con los pesos del suelo y del concreto.

Peso total = $3.176 + 1.625 + 3.008 = 7.81 \text{ t}$.

✓ Cálculo de excentricidad (e).

El cuál es la localización de la carga puntual P

$$e = \frac{M}{P_{\text{total}}}$$

Donde:

e = excentricidad de la carga $P_{\text{máx}}$.

M = momento máximo sobre la cimentación. (Tomado de la tabla 5.x)

P_{total} = carga vertical total

$$e = \frac{M}{P_{\text{total}}} = \frac{3.260 \text{ t-m}}{7.81 \text{ t}} = 0.42 \text{ m.}$$

✓ Cálculo de carga máxima ($q_{m\acute{a}x}$)

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) *$$

Donde:

A = \acute{a}rea de la zapata

B = ancho de la zapata

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{7.81}{1.25 \times 1.25} \left(1 + \frac{6(0.42)}{1.25}\right) = 15.08 \text{ t/m}^2.$$

$$q_{m\acute{a}x} = 1.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 1.695 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ capacidad admisible del suelo}$$

Por lo tanto las dimensiones de las zapatas son aceptables debido a que el esfuerzo que las zapatas transmiten al suelo es menor a la capacidad admisible del suelo.

✓ Cálculo del cortante.

Calculada la carga máxima, ahora se procederá a calcular con la carga mínima; la cual se utilizara para la interpolación del valor q_1 . La ubicación de este en el plano de la zapata se muestra en la *figura 5.x+1*

$$q_{m\acute{a}x} = 1.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{7.81}{1.25 * 1.25} \left(1 - \frac{6(0.42)}{1.25}\right) = -5.08 \text{ t/m}^2$$

$$q_{min} = -0.51 \text{ kg/cm}^2$$

*Tomada del libro Diseño y construcción de cimentaciones, Luis Garza Vásquez ecuación 21.

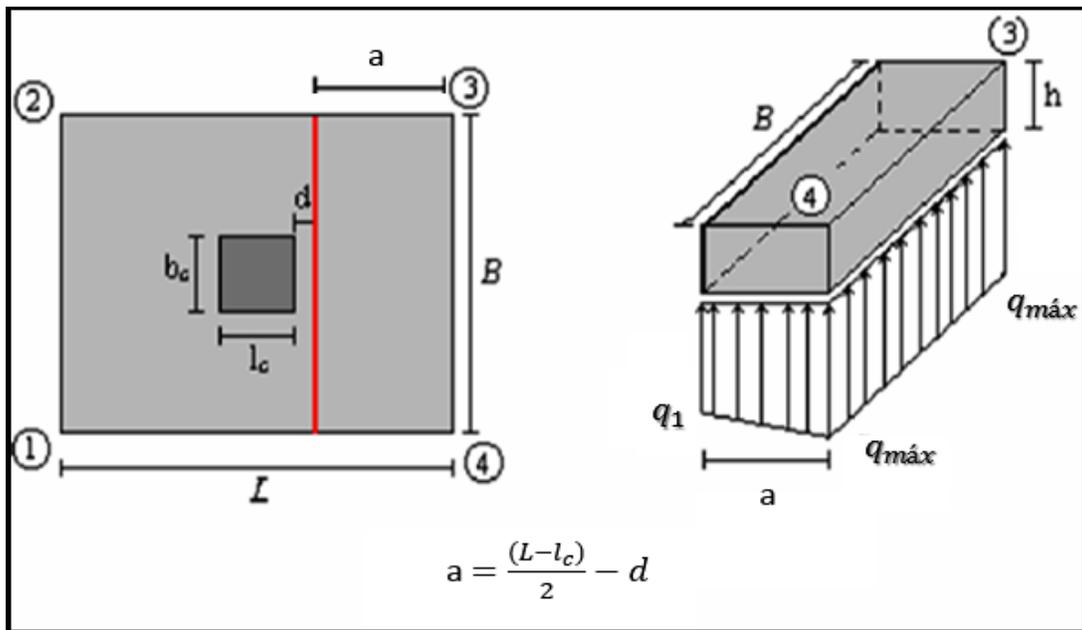


Figura 5.120 Esquema de zapata concéntrica, identificación de zona con cortante directo en sentido transversal.

Se calculara la carga (q_{cg}) sobre el prisma rectangular de lados aBh . (Ver figura 5.x+2)

$$q_{cg} = \frac{P_{cg}}{A} = \frac{478.80\text{kg}}{17.14\text{cm} \times 125\text{cm}} = 0.22 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

q_{cg} = carga transmitida por el concreto y el suelo de relleno

P_{cg} = peso del concreto + peso del suelo para relleno

A = área de la zapata.

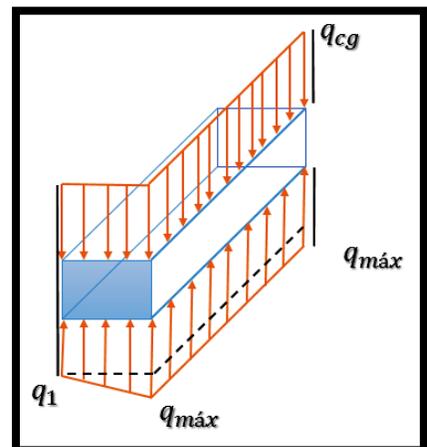


Figura 5.121 Representación de los volúmenes de las cargas q .

En la figura 5.50 se pueden ver:

$$d = \text{peralte efectivo} = h - \text{recubrimiento} = 30\text{cm} - 7.5\text{cm} = 22.5\text{cm}$$

a = Distancia del extremo de la zapata hasta d en la cara de la columna.

$$a = (L - l_c) / 2 - d = (125\text{cm} - 45.72\text{cm}) / 2 - 22.5\text{cm}$$

$$a = 17.14 \text{ cm} = 0.1714\text{m}$$

Se especifican a continuación los valores de Pcg

$$\text{Peso del suelo para relleno} = a \cdot B \cdot (H_f - h) \cdot \gamma_g$$

($\gamma_g = \text{peso específico del suelo}$)

$$\text{Peso del suelo para relleno} = (0.171\text{m}) (1.250\text{m}) (1.25\text{m} - 0.30\text{m}) \cdot 1600\text{ kg/m}^3 = 324.90\text{kg}.$$

$$\text{Peso del concreto} = a \cdot B \cdot (h) \cdot \gamma_c$$

$$\text{Peso del suelo para relleno} = (0.171\text{ m}) \cdot (1.25\text{m}) \cdot (0.30) \cdot 2400\text{kg/m}^3 = 153.9\text{ kg}$$

∴

$$P_{cg} = 324.90\text{ kg} + 153.90\text{ kg} = 478.80\text{ kg} = 0.478\text{ t}$$

Y la distancia del inicio de la zapata hasta el inicio de "a" es y L en este caso es la distancia desde el punto donde el esfuerzo es nulo hasta donde inicia el valor de "a"

$$L - a = 98\text{cm} - 17.14\text{ cm} = 80.86\text{cm} = 0.8086\text{ m}$$

Interpolando de manera lineal para el cálculo de q_1 , los valores a utilizar pueden verse en la **tabla 5.34**.

Tabla 5.34

Valores de para las diversas cargas "q" y sus distancias.

X₁	X₂	X₃
0m	0.1714m	0.98m
Y₁	Y₂	Y₃
q _{min} =0.00	q ₁	q _{max} =1.51

$$q_1 = \frac{(q_{\text{máx}} - q_{\text{min}})(X_3 - X_2)}{X_3}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$q_1 = \frac{(1.51 - 0)(98 - 17.14)}{98} = 1.25\text{ kg/cm}^2$$

Cortante Último (V_u), para el cual se calcula el volumen que puede verse en la *figura 5.x+2*

$$V_u = \left(\frac{q_{\text{máx}} - q_1}{2} * a + q_1 * a - q_{cg} * a \right) * L$$

Sustituyendo valores

$$V_u = \left(\frac{1.51 - 1.25}{2} * 17.14 + 1.25 * 17.14 - 0.22 * 17.14 \right) * 125$$

$$V_u = 2485.30 \text{ kg} = 2.485 \text{ t}$$

Calculo del cortante proporcionado por el concreto.

ϕ = Factor de reduccion de resistencia 0.85

f'_c = Resistencia del concreto 210 kg/cm²

b = longitud de la zapata 125cm

d = peralte efectivo 22.5 cm

$$\phi V_n = \phi * 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 125 * 22.5 = 18361.03 \text{ kg} = 18.36 \text{ t}$$

$$18.36 \text{ t} \geq 2.485 \text{ t}$$

$$\phi V_n \geq \text{Cortante ultimo (} V_u \text{)}$$

Debido a que el cortante último excede al cortante del concreto, las dimensiones de la zapata son aceptables.

✓ Revisión del cortante por punzonamiento.

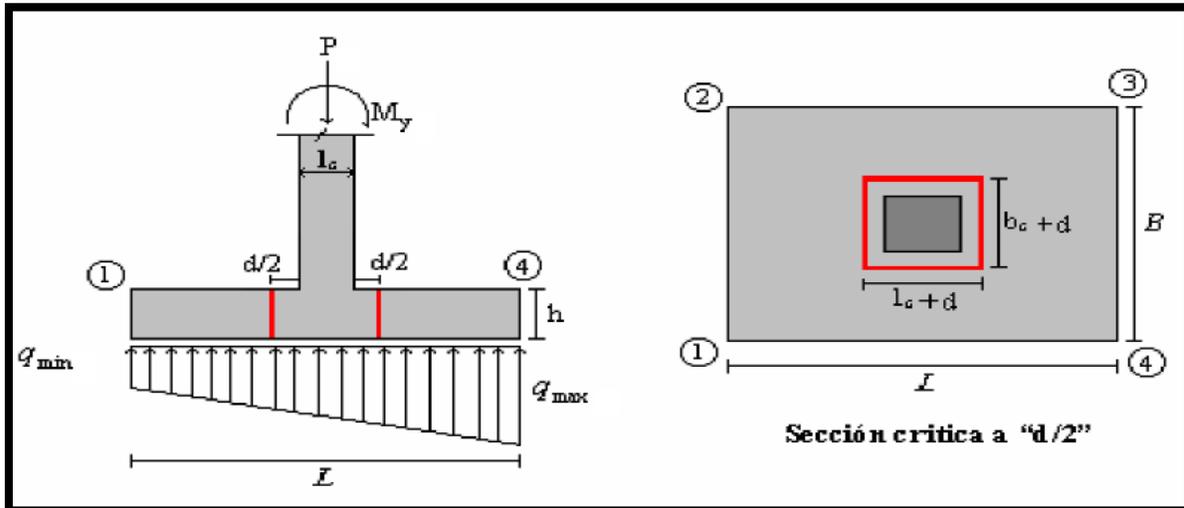


Figura 5.122 Esquema de zapata concéntrica con sección crítica para cálculo de cortante por punzonamiento.

La sección crítica en este caso está definida por cuatro rectas paralelas a los lados de las columnas ubicada a $d/2$ de la cara del pedestal.

Se propone.

Recubrimiento = 7.5cm

$d = \text{peralte efectivo} = 30 - 7.5 = 22.5 \text{ cm.}$

$h = \text{peralte de la zapata} = 30\text{cm.}$

Calculando el perímetro crítico b_0

$$b_0 = 2(c_1 + d) + 2(c_2 + d) = 2(0.4572 + 0.225) + 2(0.4572 + 0.225) = 2.73\text{m} = 273\text{cm.}$$

$$\text{Área crítica} = (c_1 + d) * (c_2 + d) = (0.4572 + 0.225) * (0.4572 + 0.225) = 0.465\text{m}^2.$$

$$\text{Área crítica} = (c_1 + d) * (c_2 + d) = (45.72 + 22.5) * (45.72 + 22.5) = 4666.26\text{cm}^2.$$

Calculo del cortante.

P_{max} de las combinaciones de carga = 35.2036 t.

$$q_n = \frac{P_{\text{max}}(\text{kg})}{A(\text{cm}^2)} = \frac{(3.176 \times 1000)}{1.25 \times 1.25} = 2032.64 \text{kg/m}^2$$

$V_u = (q_n)(A. \text{requerida} - A. \text{crítica}).$

$$V_u = (2032.64 \text{kg/m}^2) (1.25 \times 1.25 - 0.465). = 2230.82 \text{ kg} = 2.23 \text{ t.}$$

$$\beta = \frac{\text{Largo}}{\text{Ancho}} = \frac{0.4572\text{m}}{0.4572\text{m}} = 1.0$$

$$\phi V_n = \phi 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} * b_0 d \quad \text{ACI 318-05 (ecuación 11-33)}$$

$$\phi V_n = (0.85)(0.27) \left(2 + \frac{4}{1.0} \right) \sqrt{210} * 273 * 22.500 = 122,571.29 \text{ kg} = 122.57 \text{ t}$$

$$\phi V_n = \phi 0.27 \left(\frac{d\alpha_s}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad \text{ACI 318-05 (ecuación 11-34)}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 0.27 \left(\frac{22.50 * 40}{273} + 2 \right) \sqrt{210} * 273 * 22.50 = 108,203.958 \text{ kg} = 108.20 \text{ t}$$

Donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquinas.

$$\phi V_n = \phi 1.1 \sqrt{f_c} b_o d \quad \text{ACI 318-05 (ecuación 11-35).}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 1.1 \sqrt{210} * 273 * 22.5 = 83,227.48 \text{ kg} = 83.227 \text{ t}$$

Al evaluar en las ecuaciones mostradas anteriormente se puede observar que la última ecuación da el menor valor de ϕV_c :

$$83.22 \text{ t} \geq 2.23 \text{ t}$$

$$\therefore \phi V_n \geq V_u$$

Por lo tanto las dimensiones supuestas de las zapatas son correctas.

- ✓ Cálculo del refuerzo paralelo a L.

Para ello se realizara el cálculo del momento flexionante que genera la presión actuando hacia arriba sobre el área a un lado de la columna.

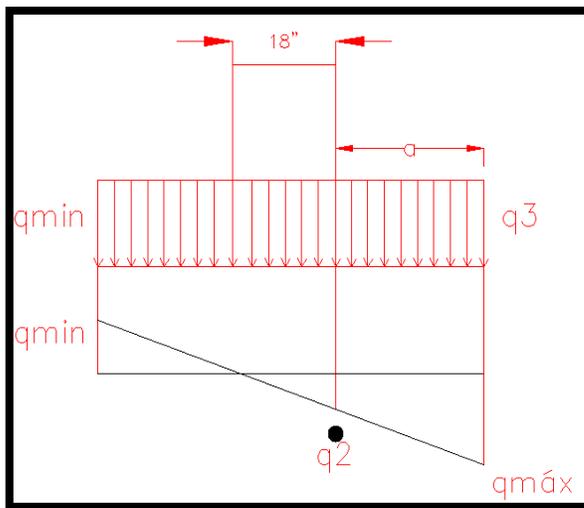


Figura 5.123 Vista frontal de las cargas q .

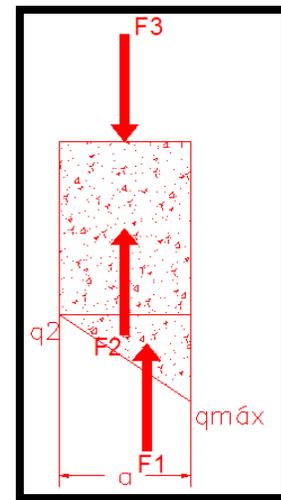


Figura 5.124 fuerzas que actúan en las áreas de análisis

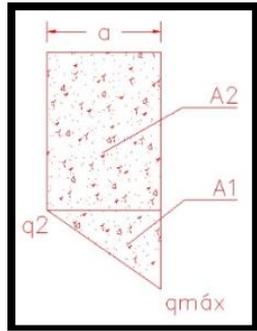


Figura 5.125 Áreas de análisis

Cálculo de área A1 Cálculo de A2

$$A1 = \frac{(qmáx - q2) * a}{2}$$

$$A2 = q2 * a$$

Cálculo de F1

Cálculo de F2 Cálculo de F3

$$F1 = \frac{(qmáx - q2) * a}{2} * B$$

$$F2 = q2 * a * B$$

$$F3 = q3 * a * B$$

Cálculo de los momentos producidos por cada una de las fuerzas.

$$M1 = \frac{(qmáx - q2) * a}{2} * B * \frac{2}{3} * a$$

$$M2 = q2 * a * B * \frac{a}{2}$$

$$M3 = q3 * a * B * \frac{a}{2}$$

Momento ultimo

$$Mu = M1 + M2 - M3$$

$$Mu = \left(\frac{(qmáx - q2) * a}{2} * \frac{2}{3} * a + \frac{q2 * a^2}{2} - \frac{q3 * a^2}{2} \right) * B$$

Donde:

$q3 =$ esfuerzo del suelo sobre la zapata a una distan "a".

$$q3 = \frac{P1}{A} = \frac{1308.12 \text{ kg}}{39.64 \text{ cm} \times 125 \text{ cm}} = 0.26 \text{ kg/cm}^2$$

$a = 0.3964 \text{ m}$ y $B = \text{ancho de la zapata} = 1.25 \text{ m}$

$P_1 = \text{peso del concreto} + \text{peso del suelo para relleno.}$

$\text{Peso del suelo} = a * B (H_f - h) * \gamma_s$

$\text{Peso del suelo} = (0.3964 \text{ m}) (1.25 \text{ m}) (1.50 \text{ m} - 0.30 \text{ m}) * 1600 \text{ kg/m}^3 = 951.36 \text{ kg.}$

$\text{Peso del concreto} = a * B (h) * \gamma_c$

$\text{Peso del concreto} = (0.3964 \text{ m}) * (1.25 \text{ m}) (0.30) * 2400 \text{ kg/m}^3 = 356.76 \text{ kg}$

$P_{cg} = 951.36 \text{ kg} + 356.76 \text{ kg} = 1308.12 \text{ kg} = 1.31 \text{ t}$

Interpolando para el cálculo de q_2 .

$$q_2 = \frac{1.51}{98 \text{ cm}} x (98 \text{ cm} - 39.64 \text{ cm}) = 0.90 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M_u = \left(\frac{(q_{\text{máx}} - q_2)a}{2} * \frac{2}{3} * a + \frac{q_2 * a^2}{2} - \frac{q_3 * a^2}{2} \right) * B.$$

$$M_u = \left(\frac{(1.51 - 0.90) * 39.64}{2} * \frac{2}{3} * 39.64 + \frac{0.90 * 39.64^2}{2} - \frac{0.26 * 39.64^2}{2} \right) * 125$$

$M_u = 102,791.14 \text{ kg} - \text{cm} = 1.03 \text{ t-m.}$

A continuación se presentan las dimensiones de las zapatas para el cálculo del acero de refuerzo en la dirección paralela a L.

$B = 200 \text{ cm}$, $L = 200 \text{ cm}$, $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $h = 30 \text{ cm}$, $\text{Rec: } 7.5 \text{ cm}$

Para propósito de análisis verificaremos las siguientes cuantías de acero asumiendo que el acero a tensión si está fluyendo.

3 varillas #5 @ 13cm para un ancho de $39.64 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$

$C_c = \text{Fuerza de compresión del concreto}$

$T_s = \text{Fuerza de tensión del acero.}$

$c = \text{ubicación del eje neutro.}$

$A_s = \text{área de acero a tensión.}$

$a = \beta \cdot c$ donde β es igual a 0.85

✓ Equilibrio de fuerzas

$$C_c + T_s = 0$$

$$0.85f'_c \cdot b \cdot a - f_y \cdot A_s = 0, \text{ donde } a = \beta c \text{ y } \beta = 0.85$$

$$(0.85)(0.85)(210)(40) \cdot c = 4200 \cdot 5.93$$

$$c = 4.10 \text{ cm}$$

$$M_n = 0.85f'_c \cdot b \cdot a \left(c \frac{a}{2} \right) + f_y \cdot A_s (h - c - \text{rec}).$$

$$M_n = (0.85)(0.85)(210)(40) \cdot (4.10) \left(4.10 \frac{0.85 \cdot 4.10}{2} \right) + 4200 \cdot 5.93 (30 - 4.10 - 7.5).$$

$$M_n = 516,931.84 \text{ kg} - \text{cm} = 5.17 \text{ t} - \text{m}.$$

Calculo de momento de diseño con factor de reducción de resistencia $\Phi = 0.9$

$$\Phi M_n = 0.90 \cdot 5.17 \text{ t} - \text{m} = 4.65 \text{ t} - \text{m}$$

$$4.65 \text{ t} - \text{m} > 1.03 \text{ t} - \text{m}.$$

$$\Phi M_n \geq M_u$$

Por lo tanto las varías se ubicaran de la siguiente manera #5@13.33cm, pero por fines prácticos serán utilizadas a cada 15cm.

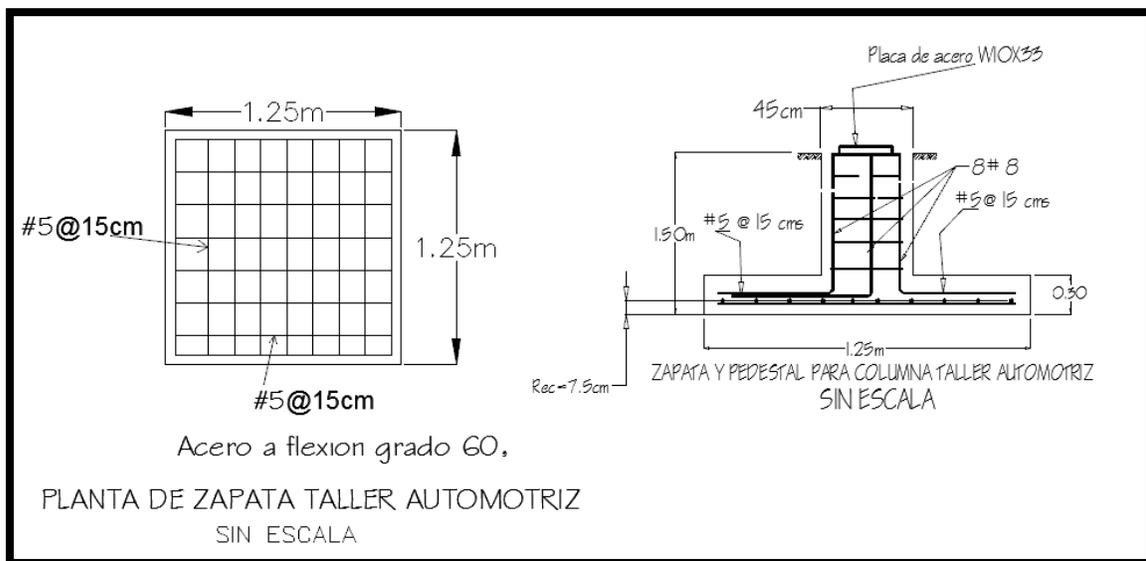


Figura 5.126 Sección transversal de la zapata con medidas y distribución de acero

5.4 DISEÑO DE LOSA DE PARQUEO

La losa de concreto de 20cm de espesor, una sub-base de suelo cemento fluido de 10cm y 10cm de suelo selecto compactado.

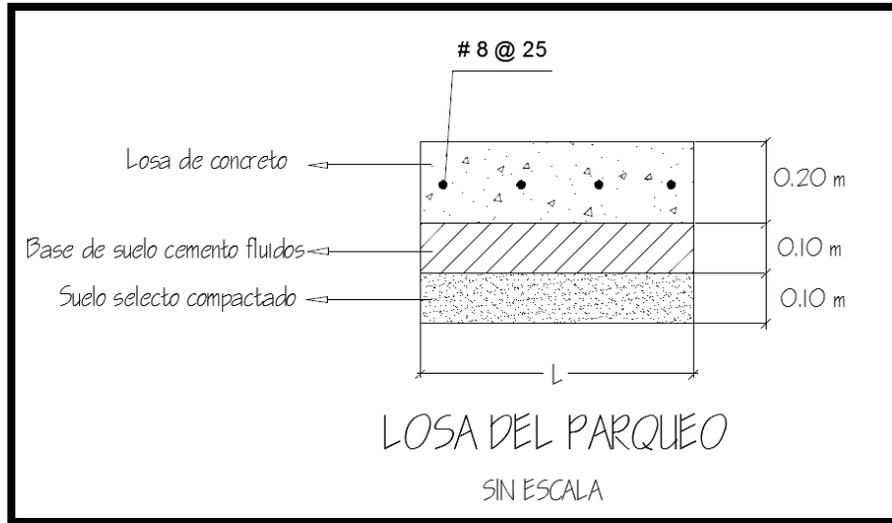


Figura 5.127 Sección transversal de losa de pavimento

Transferencia de carga de juntas, se consideraran varillas de transferencia, de una pulgada de diámetro las cuales se colocaran cada 25 centímetros. Además de maya prefabricada.

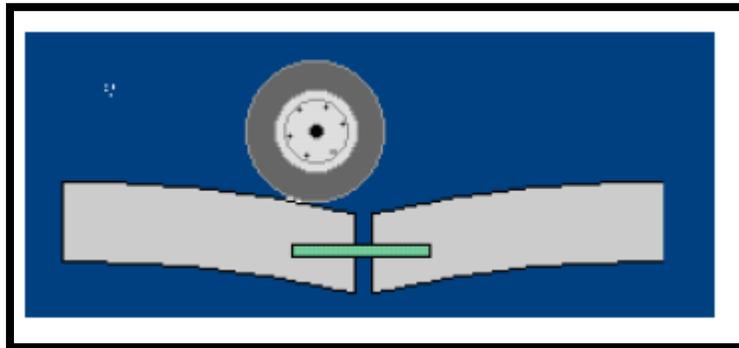


Figura 5.128 Varillas de transferencia de carga

El tamaño de cada losa será de 1.5x3m

El detalle del cordón cuneta se muestra en la figura 5.129

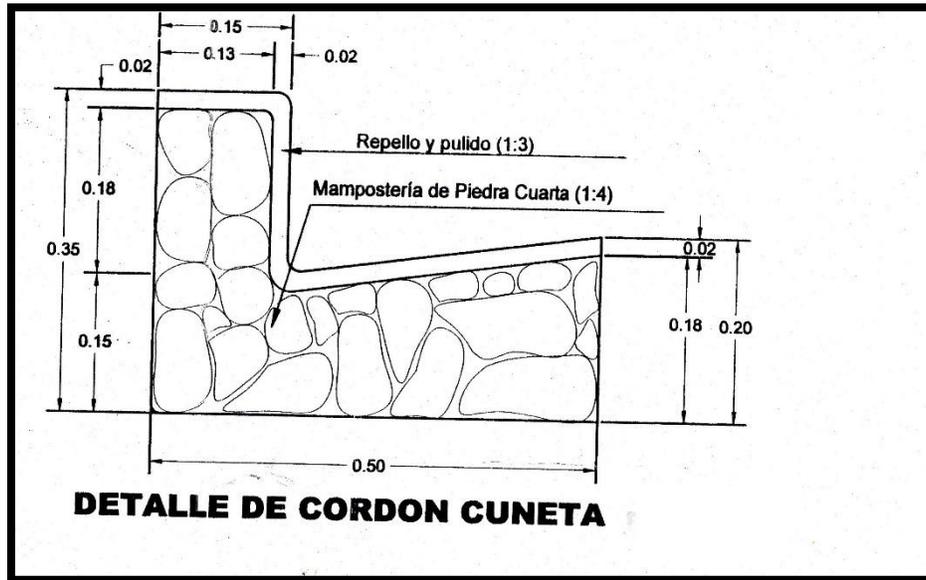


Figura 5.129 Detalle de cordón cuneta

6.0 DISEÑO HIDRÁULICO

6.1 RED DE AGUA PORTABLE

6.1.1 Cálculo de Caudales

6.1.1.1 Caudal medio diario (Qmd)

Es el consumo que se espera realicen los usuarios durante el período de un día.

$$Q_{md} = \frac{(\text{área de oficinas})(\text{dotación})}{86,400} = \text{Its/seg}$$

La Dotación según Normas Técnicas de ANDA (página 3):

Oficinas = 6 l/m²/d

Área de Oficinas = 380 m² x 2 niveles = 760 m²

$$Q_{md} = \frac{(760 \text{ m}^2)(6 \text{ lts/m}^2/\text{d})}{86,400} = 0.053 \text{ lts/seg}$$

6.1.1.2 Caudal máximo diario (Qmaxd)

Es el máximo consumo que se espera realicen los usuarios durante el período de un día y se calcula con un coeficiente de variación (K_1) del Qmd dicho factor se encuentra establecido en las Normas Técnicas de ANDA con valores que van desde 1.2 – 1.5, para nuestro caso consideraremos $K_1 = 1.3$.

$$Q_{maxd} = (K_1)(Q_{md}) = \text{lts/seg}$$

$$Q_{maxd} = (1.3)(0.053) = 0.069 \text{ lts/seg}$$

6.1.1.3 Caudal máximo horario (Q_{maxh})

Es el máximo caudal que será requerido en una determinada hora del día y se calcula con un coeficiente de variación (K_2) del Q_{md} , dicho factor se encuentra establecido en las Normas Técnicas de ANDA con valores que van desde 1.8 – 2.4, para este caso se considerara $K_2 = 2.0$.

$$Q_{maxh} = (K_2)(Q_{md}) = \text{ lts/seg}$$

$$Q_{maxh} = (2)(0.053) = 0.106 \text{ lts/seg}$$

6.1.1.4 Caudal mínimo horario (Q_{minh})

Es el menor caudal que será requerido en una determinada hora del día y se calcula con un coeficiente de variación (K_3) del Q_{md} , dicho factor se encuentra establecido en las Normas Técnicas de ANDA con valores que van desde 0.1 – 0.3, para nuestro caso consideraremos $K_3 = 0.2$.

$$Q_{minh} = (K_3)(Q_{md}) = \text{ lts/seg}$$

$$Q_{minh} = (0.2)(0.053) = 0.011 \text{ lts/seg}$$

6.1.1.5 Caudal de diseño

La norma técnica de ANDA define que el caudal de diseño para la red de distribución resulta del mayor caudal de la comparación entre el caudal coincidente y el máximo horario.

Donde el caudal coincidente resulta de la suma del Caudal medio diario más el caudal por incendio de 12 l/s durante 2 horas.

Para el diseño de la red no se consideró el caudal por incendio por lo tanto el caudal de diseño es el caudal máximo horario.

Solamente se agregara el 20% por fugas y desperdicios.

$$Q_{diseño} = (1.2)(Q_{maxh}) = (1.2)(0.106 \text{ lts/seg}) = 0.127 \text{ lts/seg}$$

6.1.2 Línea de aducción

Es la tubería, canal o túnel para la conducción o transporte del agua desde la obra de toma hasta la planta de tratamiento, tanque o directamente a la red.

6.1.2.1 Diámetro de la tubería

Se necesita determinar el diámetro de la tubería para lo cual se hará uso de la ecuación de continuidad.

$$A_1 V_1 = A_2 V_2$$

$$Q_1 = Q_2$$

$$Q = AV$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/s)

A = Área transversal del tubo (m^2)

V = Velocidad (m/s)

Rango de valores para la velocidad según normas técnicas de ANDA para tubería de PVC 0.5 m/s – 1.5 m/s .

Para el caso se tomara el valor para la velocidad = 1.5 m/s . Y el caudal a utilizar será el caudal de diseño.

$$Q_{diseño} = 0.127 \frac{\text{lts}}{\text{s}} = 0.000127 \text{ m}^3/\text{s}$$

Despejando la ecuación tenemos:

$$A = Q/V$$

$$A = \frac{Q_{diseño}}{V} = (0.000127 \text{ m}^3/\text{s}) / (1.5 \text{ m}/\text{s}) = 0.000085 \text{ m}^2$$

Con la ecuación para calcular el área de una sección circular encontramos el diámetro requerido en la tubería:

$$A = \frac{\pi}{4} D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(0.000085m^2)}{3.1416}} = 0.010383m$$

$$\text{Diámetro} = 1.04 \text{ cm} = 0.409 \text{ plg} \cong \frac{1}{2} \text{ plg}$$

Se utilizara una tubería de 1/2 plg. de PVC en todos los tramos.

6.1.2.2 Velocidad teórica

Es la velocidad a considerar en los cálculos hidráulicos posteriores, basado en el caudal de diseño y el diámetro de la tubería a utilizar.

Esta se despeja de la ecuación de continuidad

$$Q = AV$$

$$A = \frac{\pi}{4} D^2, \quad D = \frac{1}{2} \text{ plg} = 0.0127m$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.000127m^3/s}{\frac{\pi}{4}(0.0127m)^2} = 1m/s$$

$$V = 1m/s$$

6.1.3 Pérdidas de carga

La pérdida de carga en una tubería o canal, es la pérdida de presión en un fluido debido a la fricción de las partículas del fluido entre sí y contra las paredes de la tubería que las conduce. Las pérdidas pueden ser continuas, a lo largo de conductos regulares, o accidentales o localizadas, debido a circunstancias particulares, como un estrechamiento, un cambio de dirección, la presencia de una válvula, etc.

6.1.3.1 Pérdidas primarias

Son las principales pérdidas debido al rozamiento del fluido con las paredes de la tubería, canaleta o medio de transporte.

El cálculo de pérdidas se hará utilizando la fórmula de Chezy-Manning.

$$S_f = 10.32n^2 \frac{Q^2}{D^{5.33}} L$$

Donde:

S_f = pérdidas

Q = Caudal (m^3/s)

D = Diámetro (m)

L = Longitud de la tubería (m)

n = coeficiente de rugosidad adimensional

(0.011 para PVC dado en las normas técnicas de ANDA)

6.1.3.2 Pérdidas secundarias

Son las pérdidas debido a los accesorios como válvulas, codos, te, etc.

El cálculo se hará utilizando la ecuación fundamental de pérdidas secundarias.

$$H_{1-2} = K \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

H_{1-2} = pérdidas entre dos puntos

v = Velocidad media entre los puntos a evaluar (m/s)

g = valor estándar de la gravedad ($9.81 m^2/s$)

K = coeficiente adimensional de pérdidas secundarias

(Mataix C.)

Nota: los valores K para los accesorios se muestran en las **tablas 6.1 y 6.2**

Tabla 6.1 Valores K para los diversos accesorios “Te”.

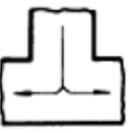
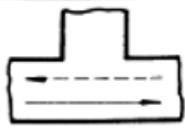
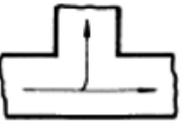
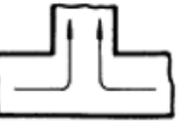
Figura					
K	0.5	1.0	1.5	3.0	0.05
Figura					
K	0.1	0.15	2.0	3.0	

Tabla 6.2 Valores K para diversos codos y curvas en función de su diámetro.

Diámetro nominal de la tubería		Codo de 90°	Curva ancha	Curva angosta	Curva de 45°	Curva ancha de 90°	Curva angosta de 90°
Pulg.	mm						
1/8	10	0,4	0,28	0,4	0,2	0,45	0,85
1/2	12	0,5	0,35	0,5	0,25	0,53	0,75
5/8	16	0,55	0,38	0,55	0,27	0,6	0,85
3/4	18	0,6	0,42	0,6	0,3	0,87	0,95
7/8	22	0,7	0,49	0,7	0,35	0,77	1,1
1.1/8	28	0,8	0,58	0,8	0,45	0,92	1,3
1.3/8	35	1,2	0,84	1,2	0,6	1,25	1,8
1.5/8	42	1,4	0,98	1,4	0,7	1,5	2,2
2.1/8	54	1,5	1,1	1,5	0,75	1,85	2,4
2.5/8	65	1,9	1,3	1,9	0,95	2,1	3
3.1/8	80	2,4	1,7	2,4	1,2	2,7	3,9
3.5/8	90	2,8	1,9	2,8	1,4	3,2	4,5

Fuente: libro “Mecánica de fluidos y maquinas hidráulicas” de Claudio Mataix.
Pag.:240

6.1.3.3 Calculo de perdidas

Estas se calcularan para el primer y segundo nivel, debido a la distancia distancia desde el entronque de ANDA hasta el edificio, además de todas las ramificaciones y distribución hasta el segundo nivel. Para el resto de la construcción solo habrá un

sanitario en el dormitorio de vigilantes y dos o tres grifos por lo cual no se estima necesario este cálculo, además de ser una acometida diferente.

6.1.3.3.1 Primer nivel

El diseño tridimensional de la tubería del primer nivel desde su conexión en el entronque de ANDA se muestra en la *figura 6.1*.

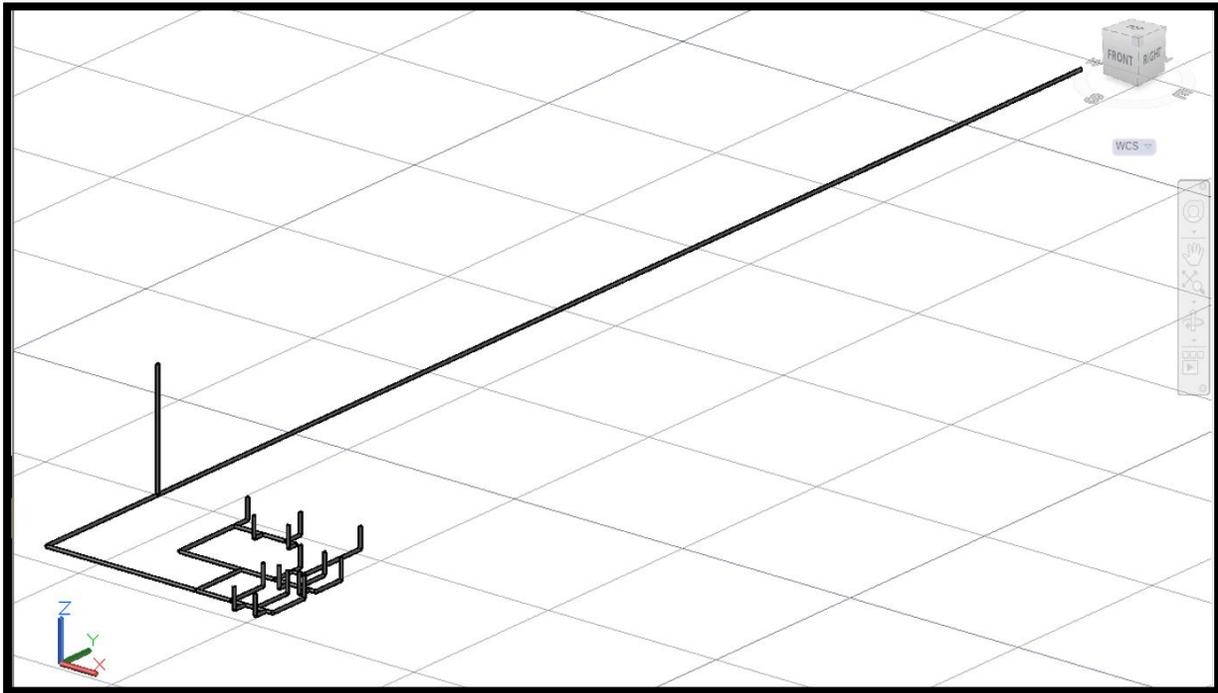


Figura 6.1 Diseño tridimensional de tuberías de agua potable elaborado en AutoCAD para el

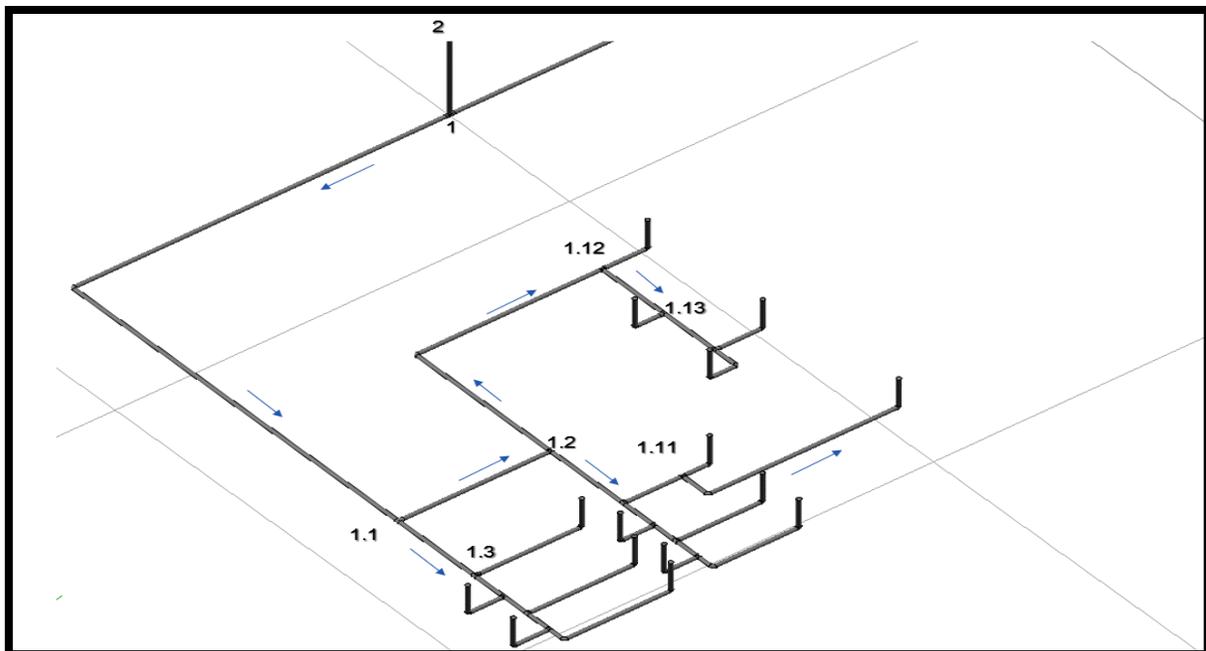


Figura 6.2 Diseño tridimensional de tubería, con el sentido del flujo y la asignación numérica general.

El sentido del flujo y la tubería con un acercamiento y nomenclatura general se pueden observar en la *figura 6.2*.

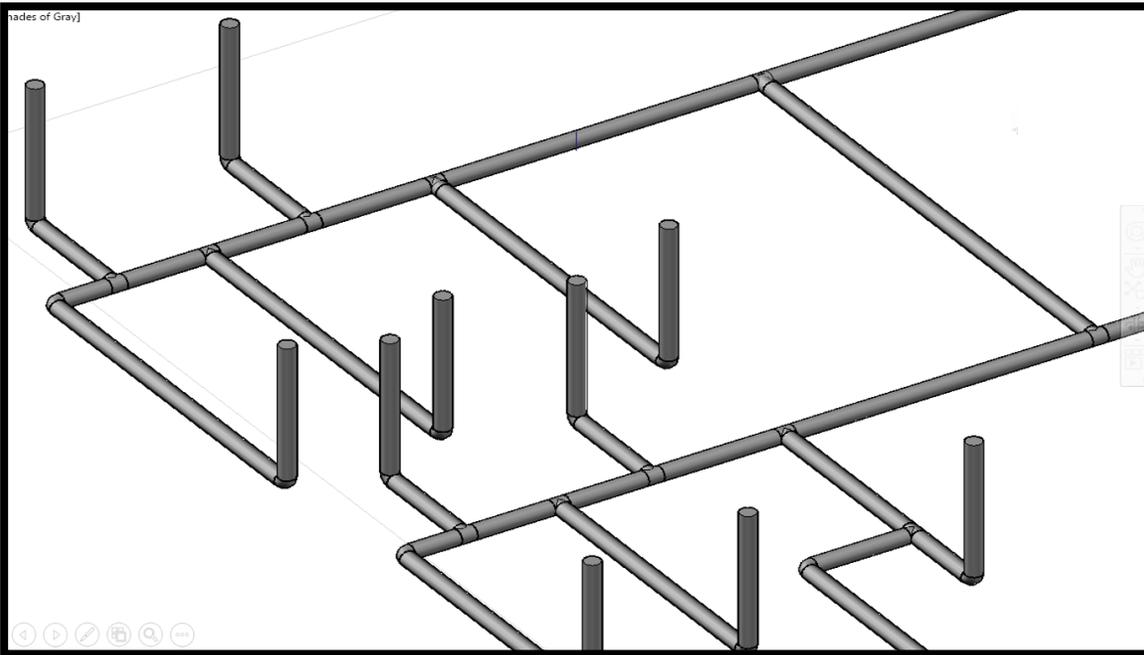


Figura 6.3 Tramo del diseño tridimensional de la tubería desde un ángulo izquierdo y con acercamiento.

También la *figura 6.3* y *6.4* muestran un acercamiento general desde los ángulos izquierdo y derecho respectivamente.

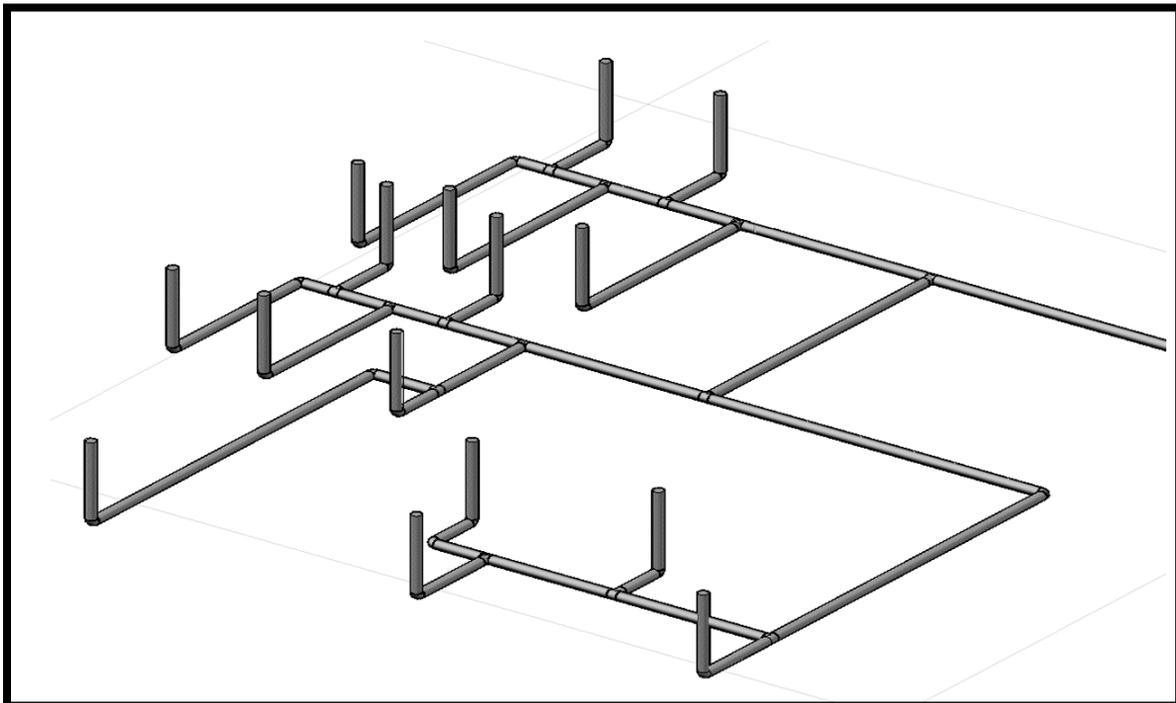


Figura 6.4 Tramo del diseño tridimensional de la tubería desde un ángulo derecho.

La nomenclatura de los caudales por tramo se colocara acorde con el nodo que le antecede. Así Q_1 , es el caudal que proviene del nodo 1. Los nodos con tres números como el 1.14.1 y 1.14.2 indican un final en la red en este caso un sanitario y un lavamanos respectivamente.

La distribución y asignación numérica se puede ver en las *figuras 6.5, 6.6 y 6.7*

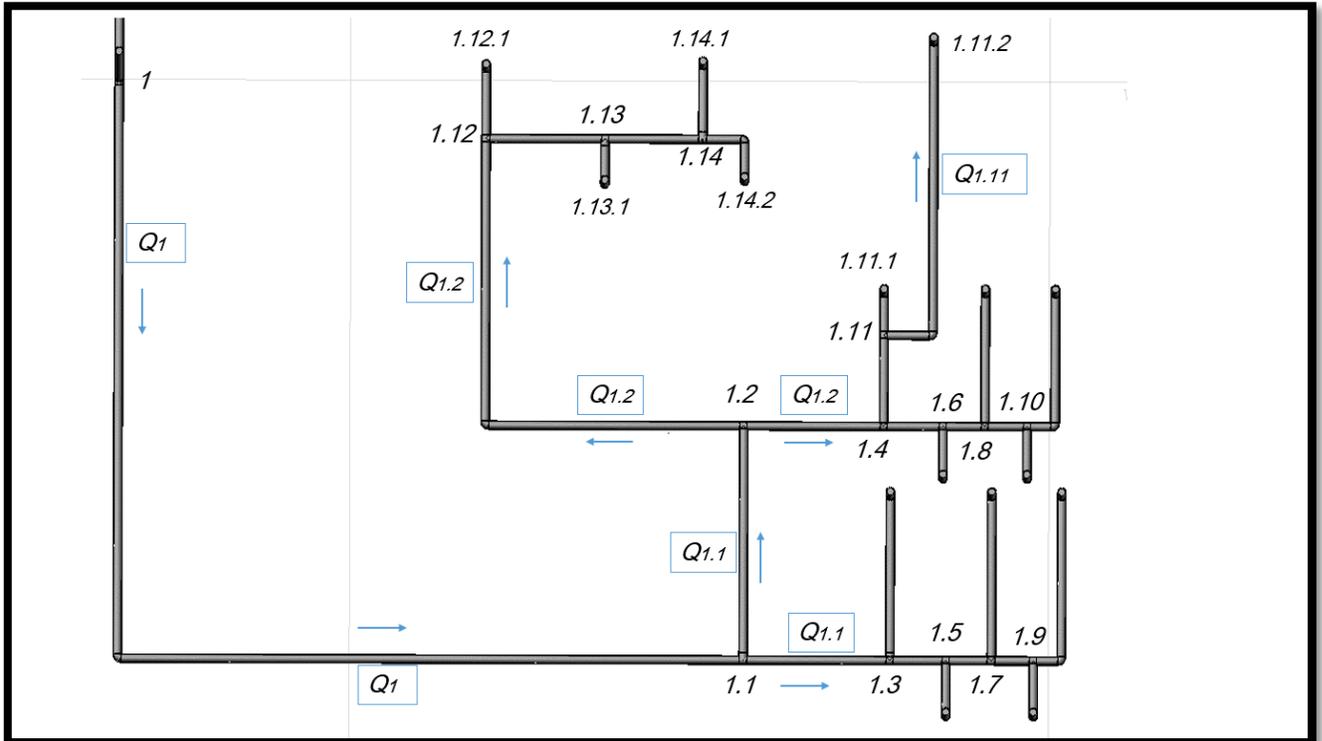


Figura 6.5 Vista en planta general de las tuberías de agua potable del primer nivel, con la dirección del flujo del caudal, la numeración de estos (encerrada en rectángulos) y la de los puntos de análisis (nodos).

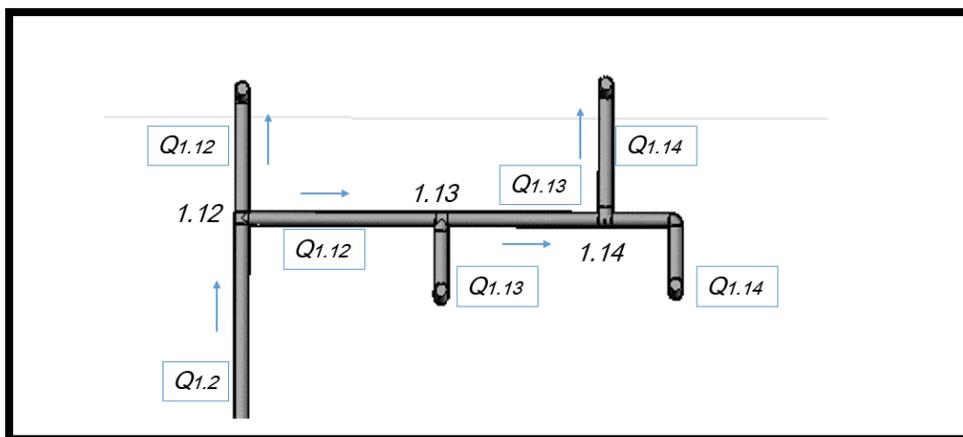


Figura 6.6 Vista en planta de una sección de las tuberías de agua potable del primer nivel, con la dirección del flujo del caudal, la numeración de estos (encerrada en rectángulos) y la de los puntos de análisis (nodos).

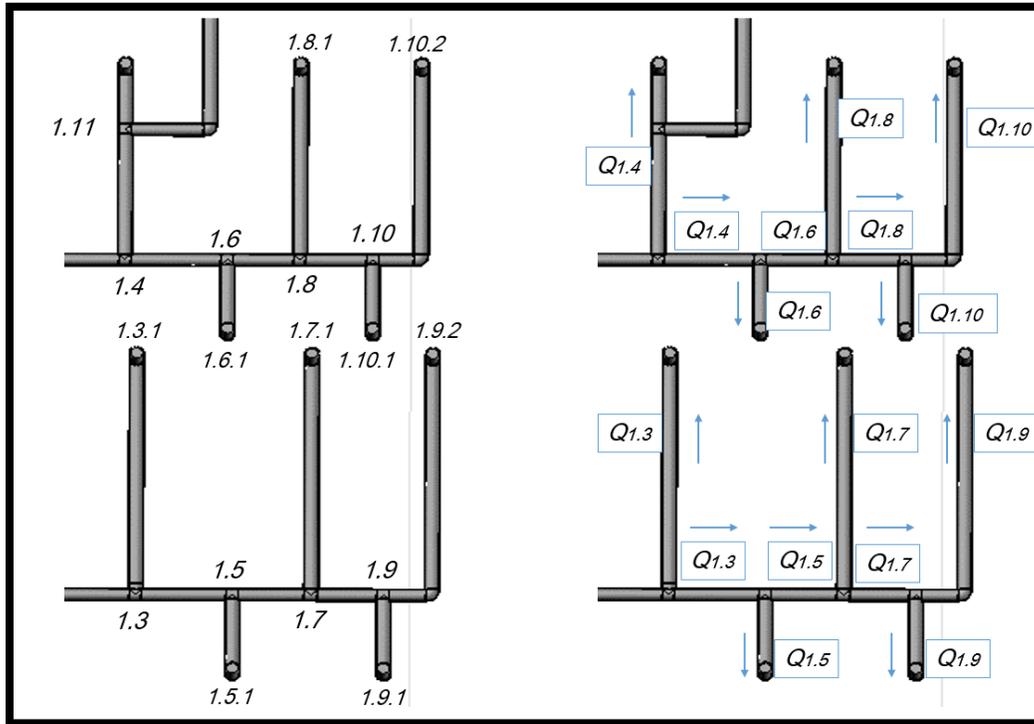


Figura 6.7 Vista en planta de una sección de las tuberías de agua potable del primer nivel, con la dirección del flujo del caudal, la numeración de estos (encerrada en rectángulos) y la de los puntos de análisis.

El cálculo de pérdidas se realizara para cada tramo de la tubería, considerando también el caudal diseño (0.127L/s) y el que pasa por los diversos tramos de esta. La suma de los caudales de cada tramo es igual al caudal de inicial Q_0 (caudal de diseño).

Así $Q_0=Q_1+Q_1$, $0.127= 0.0635+0.0.635$ y $Q_1= Q_{1.1}+Q_{1.1}$, $0.0635 = 0.0318+0.0318$

Los valores de las pedidas y de los caudales con la asignación numérica, así como la elevación (Z) correspondiente para cada tramo de tubería del primer nivel se resumen en la **tabla 6.3**

Tabla 6.3 Valores de perdidas primarias y secundarias entre los tramos de tubería con su respectivo caudal.

Nodo inicial	Nodo final	tramo de caudal	Q (L/s)	D(plg)	V(m/s)	Z(m) nodo final	Perdidas Primarias Sf(m)	L(m)	Te K=2.0	Codo 90° K=0.5	Perdidas Secundarias H
0	1	Q ₀	0.1270	0.5	1.00	0	17.70381	68.75	0	0	0.00000
1	2	Q ₁	0.0635	0.5	0.50	6	0.64377	10	1	0	0.02561
1	1.1	Q ₁	0.0635	0.5	0.50	0	1.09764	17.05	1	1	0.03202
1.1	1.2	Q _{1.1}	0.0318	0.5	0.25	0	0.05231	3.25	1	0	0.00640
1.1	1.3	Q _{1.1}	0.0318	0.5	0.25	0	0.03219	2	1	0	0.00640
1.3	1.5	Q _{1.3}	0.0159	0.5	0.13	0	0.00282	0.7	1	1	0.00200
1.3	1.3.1	Q _{1.3}	0.0159	0.5	0.13	1	0.01328	3.3	1	1	0.00200
1.5	1.7	Q _{1.5}	0.0079	0.5	0.06	0	0.00055	0.55	1	0	0.00040
1.5	1.5.1	Q _{1.5}	0.0079	0.5	0.06	1	0.00176	1.75	1	1	0.00050
1.7	1.9	Q _{1.7}	0.0040	0.5	0.03	0	0.00014	0.55	1	0	0.00010
1.7	1.7.1	Q _{1.7}	0.0040	0.5	0.03	1	0.00083	3.3	1	1	0.00013
1.9	1.9.1	Q _{1.9}	0.0020	0.5	0.02	0	0.00011	1.7	1	1	0.00003
1.9	1.9.2	Q _{1.9}	0.0020	0.5	0.02	1	0.00023	3.6	1	2	0.00004
1.2	1.4	Q _{1.2}	0.0159	0.5	0.13	0	0.00764	1.9	1	0	0.00160
1.2	1.12	Q _{1.2}	0.0159	0.5	0.13	0	0.03058	7.6	1	1	0.00200
1.4	1.11	Q _{1.4}	0.0079	0.5	0.06	0	0.00131	1.3	1	1	0.00050
1.4	1.6	Q _{1.4}	0.0079	0.5	0.06	0	0.00075	0.75	1	0	0.00040
1.6	1.6.1	Q _{1.6}	0.0040	0.5	0.03	1	0.00044	1.75	1	1	0.00013
1.6	1.8	Q _{1.6}	0.0040	0.5	0.03	0	0.00013	0.5	1	0	0.00010
1.8	1.8.1	Q _{1.8}	0.0020	0.5	0.02	1	0.00018	2.8	1	1	0.00003
1.8	1.10	Q _{1.8}	0.0020	0.5	0.02	0	0.00003	0.5	1	0	0.00003
1.10	1.10.1	Q _{1.10}	0.0010	0.5	0.01	1	0.00003	1.75	1	1	0.00001
1.10	1.10.2	Q _{1.10}	0.0010	0.5	0.01	1	0.00005	3.1	1	2	0.00001
1.12	1.12.1	Q _{1.12}	0.0079	0.5	0.06	1	0.00191	1.9	1	1	0.00050
1.12	1.13	Q _{1.12}	0.0079	0.5	0.06	0	0.00161	1.6	1	0	0.00040
1.13	1.13.1	Q _{1.13}	0.0040	0.5	0.03	1	0.00038	1.5	1	1	0.00013
1.13	1.14	Q _{1.13}	0.0040	0.5	0.03	0	0.00033	1.3	1	0	0.00010
1.14	1.14.1	Q _{1.14}	0.0020	0.5	0.02	1	0.00012	1.9	1	1	0.00003
1.14	1.14.2	Q _{1.14}	0.0020	0.5	0.02	1	0.00013	2	1	2	0.00004
1.11	1.11.1	Q _{1.11}	0.0040	0.5	0.03	1	0.00038	1.5	1	1	0.00013
1.11	1.11.2	Q _{1.11}	0.0040	0.5	0.03	1	0.00143	5.7	1	2	0.00015

6.1.3.3.2 Segundo nivel

El diseño tridimensional de la tubería del segundo nivel desde su conexión con el nodo 1 del primer nivel se muestra en la *figura 6.8 y 6.9*

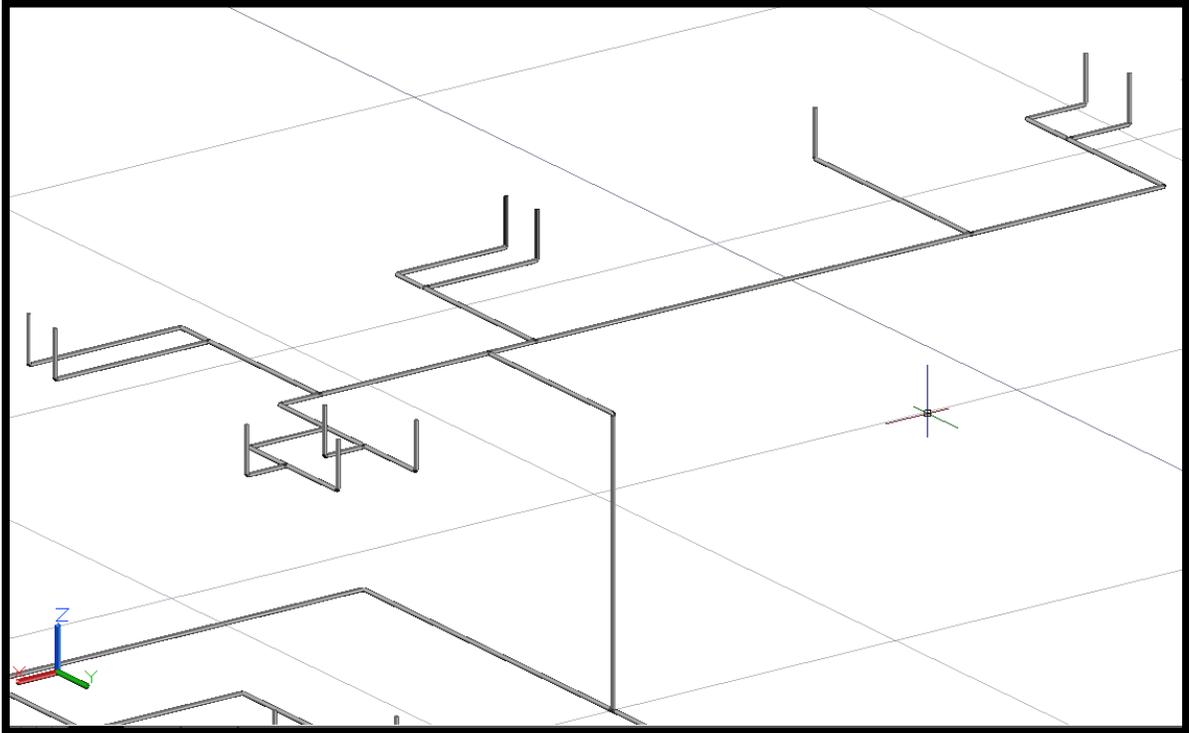


Figura 6.8 Diseño tridimensional de tuberías de agua potable elaborado en AutoCAD para el segundo nivel, desde su conexión en el primer nivel.

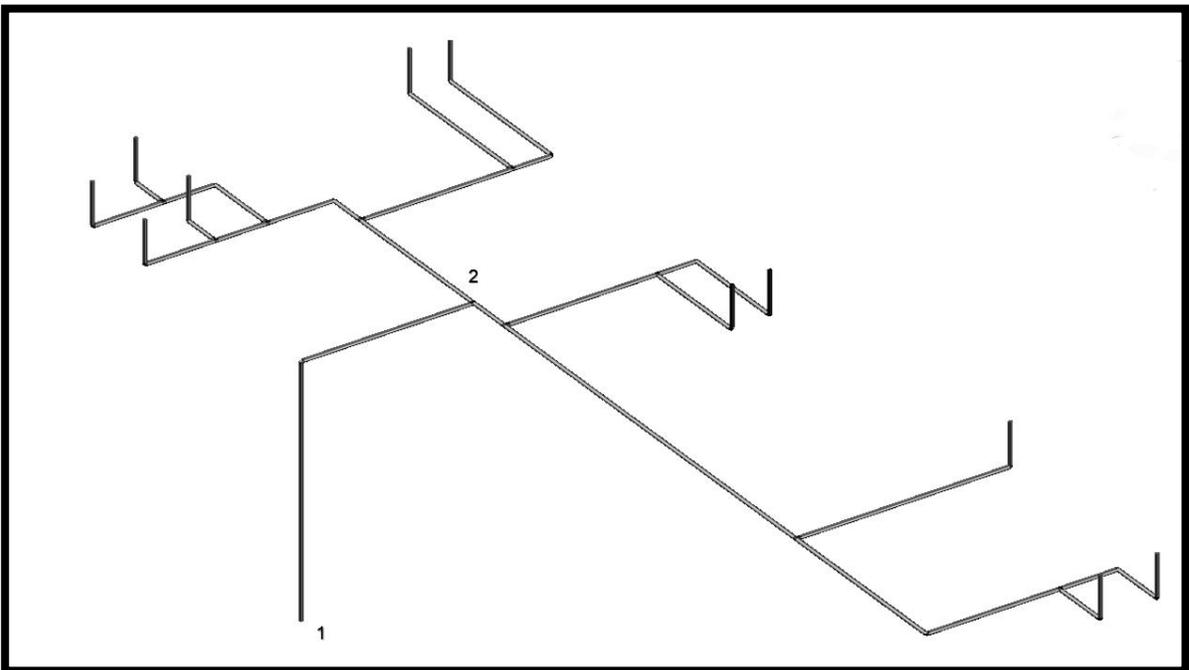


Figura 6.9 Diseño tridimensional de tuberías de agua potable para el segundo nivel, desde su conexión en el primer nivel entre el nodo 1 y 2 en el segundo nivel.

El sentido del flujo y la nomenclatura de los nodos se pueden observar en la *figura 6.10*. Los nodos con tres números como el 1.7.1 y 1.7.2 indican un final en la red en este caso un sanitario y un lavamanos respectivamente.

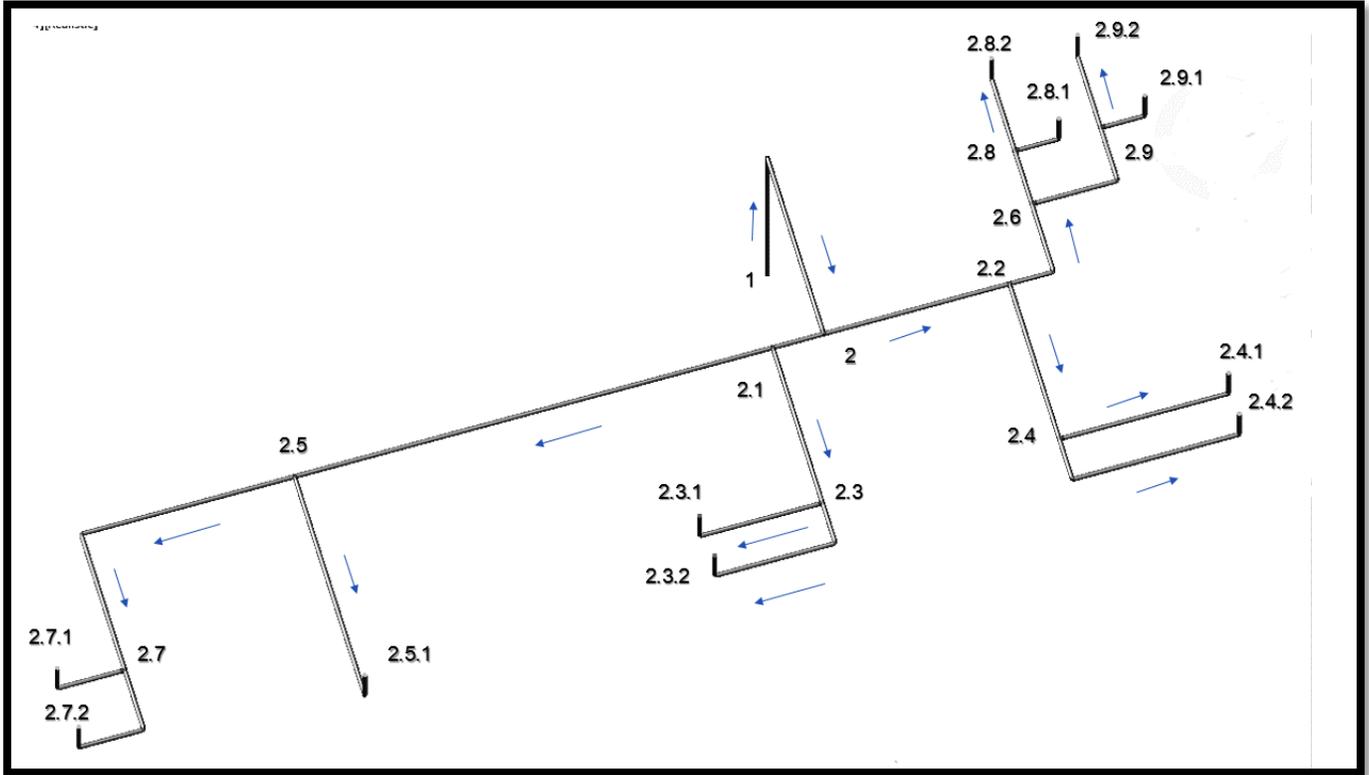


Figura 6.10 Diseño tridimensional de tubería, con el sentido del flujo y la asignación numérica de los nodos o puntos de análisis.

La nomenclatura de los caudales por tramo se colocara acorde con el nodo que le antecede. Así $Q_{2.1}$, es el caudal que proviene del nodo 2.1. Esta puede verse en la *figura 6.11* y *6.12*

Los valores de las pérdidas y de los caudales con la asignación numérica, así como la elevación (Z) correspondiente para cada tramo de tubería del segundo nivel se resumen en la **tabla 6.4**

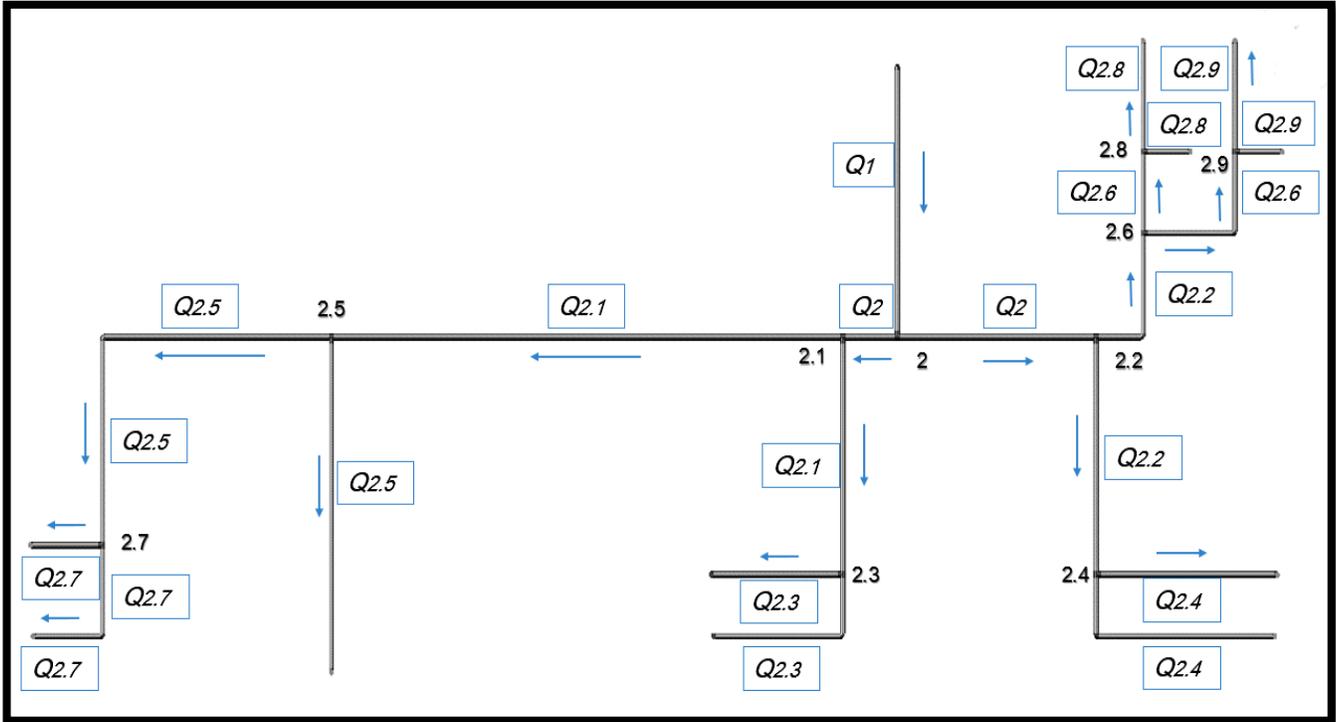


Figura 6.11 Vista en planta general de las tuberías de agua potable del segundo nivel, con la dirección del flujo del caudal, la nomenclatura de estos (encerrada en rectángulos) y la de los puntos de análisis (nodos).

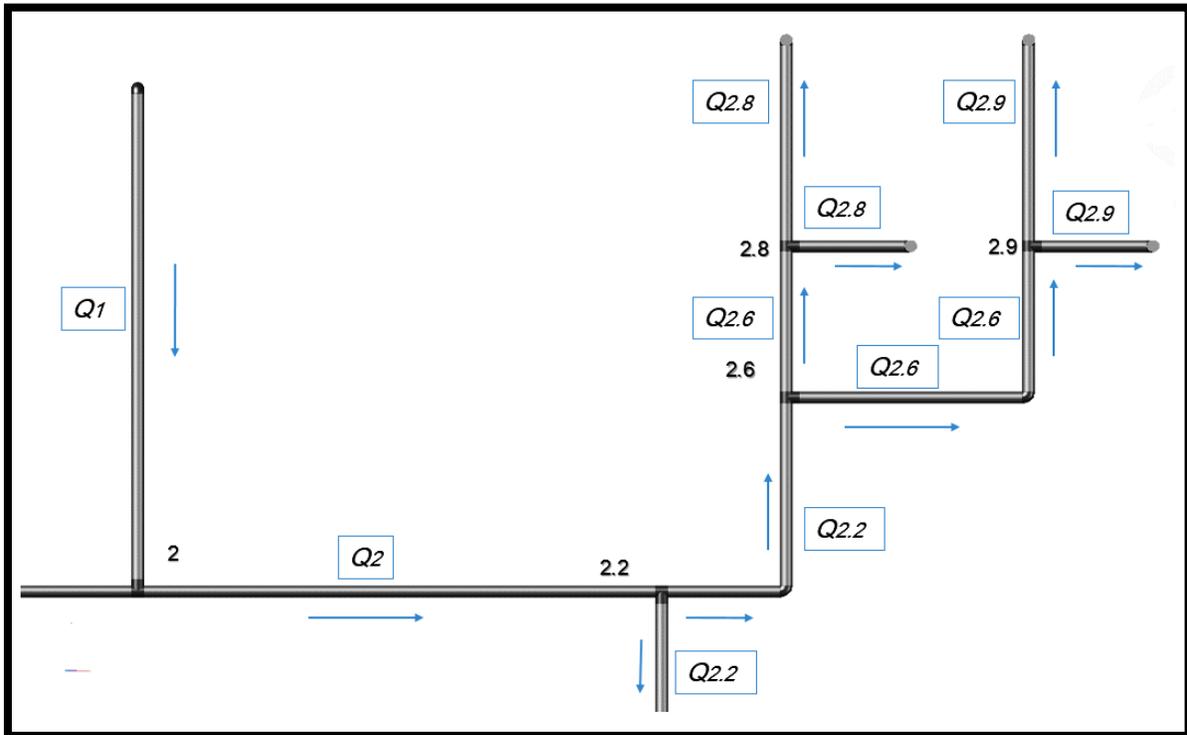


Figura 6.12 Vista en planta de una sección de las tuberías de agua potable del segundo nivel, con la dirección del flujo del caudal, la numeración de estos (encerrada en rectángulos) y la de los puntos de análisis (nodos).

Tabla 6.4 Valores de perdidas primarias y secundarias entre los tramos de tubería con su caudal respectivo para el segundo nivel.

Nodo inicial	Nodo final	tramo de caudal	Q (L/s)	D(plg)	V(m/s)	Z(m) nodo final	Perdidas Primarias Sf(m)	L(m)	Te K=2.0	Codo 90° K=0.5	Perdidas Secundarias H (m)
1	2	Q1	0.0635	0.5	0.50	6	0.6438	10	1	1	0.032018
2	2.1	Q2	0.0318	0.5	0.25	0	0.0161	1	1	0	0.006404
2	2.2	Q2	0.0318	0.5	0.25	0	0.0644	4	1	0	0.006404
2.1	2.3	Q2.1	0.0159	0.5	0.13	0	0.0141	3.5	1	0	0.001601
2.3	2.3.1	Q2.3	0.0079	0.5	0.06	1	0.0035	3.5	1	1	0.000500
2.3	2.3.2	Q2.3	0.0079	0.5	0.06	1	0.0044	4.35	1	1	0.000500
2.1	2.5	Q2.1	0.0159	0.5	0.13	0	0.0412	10.25	1	0	0.001601
2.5	2.5.1	Q2.5	0.0079	0.5	0.06	1	0.0060	6	1	1	0.000500
2.5	2.7	Q2.5	0.0079	0.5	0.06	0	0.0076	7.6	1	1	0.000500
2.7	2.7.1	Q2.7	0.0040	0.5	0.03	1	0.0006	2.3	1	1	0.000125
2.7	2.7.2	Q2.7	0.0040	0.5	0.03	1	0.0008	3.3	1	2	0.000150
2.2	2.4	Q2.2	0.0159	0.5	0.13	0	0.0141	3.5	1	0	0.001601
2.2	2.6	Q2.2	0.0159	0.5	0.13	0	0.0095	2.35	1	1	0.002001
2.4	2.4.1	Q2.4	0.0079	0.5	0.06	1	0.0045	4.5	1	1	0.000500
2.4	2.4.2	Q2.4	0.0079	0.5	0.06	1	0.0054	5.35	1	2	0.000600
2.6	2.8	Q2.6	0.0079	0.5	0.06	0	0.0012	1.15	1	0	0.000400
2.6	2.9	Q2.6	0.0079	0.5	0.06	0	0.0029	2.85	1	1	0.000500
2.8	2.8.1	Q2.8	0.0040	0.5	0.03	1	0.0005	1.8	1	1	0.000125
2.8	2.8.2	Q2.8	0.0040	0.5	0.03	1	0.0007	2.6	1	1	0.000125
2.9	2.9.1	Q2.9	0.0040	0.5	0.03	1	0.0005	1.8	1	1	0.000125
2.9	2.9.2	Q2.9	0.0040	0.5	0.03	1	0.0007	2.6	1	1	0.000125

6.1.4 Calculo de presiones

Se utilizara la ecuación de Bernoulli

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 - \sum H_{1-2} = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2$$

Donde:

P= presión inicial en un punto. (N/m²).

γ = peso específico del agua (9810 N/m³).

V= velocidad del fluido en un punto (m/s).

g= valor estándar de la gravedad (m/s²).

Z= elevación del punto.

$\sum H_{1-2}$ = Sumatoria de pérdidas primarias y secundarias (m).

Nota: Las pérdidas primarias y secundarias se calcularon en el enunciado anterior.

Las presiones dadas por ANDA en la tubería de abastecimiento se encuentran en m.c.a (metro columna de agua) para los cual se realizan las respectivas conversiones (1m.c.a.=9807Pa) debido a que las presiones (P) obtenidas en la ecuación de Bernoulli están en pascales (Pa).

Los resultados de las presiones finales en los puntos se realizaron basados en la asignación numérica antes mencionada y los valores de los componentes de la ecuación de Bernoulli se muestran en las **tablas 6.6 y 6.7** para el primer y segundo nivel respectivamente, considerando una presión inicial de 30 m.c.a. (una presión común en las tuberías de abastecimiento de ANDA). La cual cumple para llevar la presión adecuada al primer nivel y segundo nivel.

Ver **tabla 6.5**

Tabla 6.5 Valores recomendados para las presiones en los diversos aparatos sanitarios

Aparato Sanitario	Recomendada			Minima			Diámetro de Conexión
	m.c.a	Kgf/cm ²	Lbf/pulg ²	m.c.a	Kgf/cm ²	Lbf/pulg ²	
Inodoro fluxómetro	10.33	1.03	14.70	7.70	0.77	10.96	1 pulg.
Inodoro de tanque	7.00	0.70	9.96	2.80	0.28	3.98	$\frac{1}{2}$ pulg.
Orinal de fluxómetro	10.33	10.3	14.70	7.70	0.77	10.96	3/4 - 1 pulg.
Orinal con llave	7.00	0.70	9.96	2.80	0.28	3.98	$\frac{1}{2}$ pulg.
Vertederos	3.50	0.35	1.98	2.00	0.20	2.85	$\frac{1}{2}$ pulg.
Duchas	10.33	1.03	14.70	2.00	0.20	2.85	$\frac{1}{2}$ pulg.
Lavamanos	5.00	0.50	7.12	2.00	0.20	2.85	$\frac{1}{2}$ pulg.
Lavadoras	7.00	0.70	9.96	2.80	0.28	3.98	$\frac{1}{2}$ pulg.
Bidet	5.00	0.50	7.12	2.00	0.20	2.85	$\frac{1}{2}$ pulg.
Lavadero	4.00	0.40	5.69	2.00	0.20	2.85	$\frac{1}{2}$ pulg.
Lavaplatos	2.00	0.20	2.85	2.00	0.20	2.85	$\frac{1}{2}$ pulg.

Fuente: guion de clase de la materia instalaciones hidráulicas en edificios impartida en la FIA-UES por el Ing. Joaquín Serrano Choto.

Nota: las presiones solo se calcularan para el edificio, por no considerarse necesario para el resto de la edificación donde solo habrá un sanitario en el dormitorio de vigilantes y dos o tres grifos, además de ser una acometida diferente.

Tabla 6.6 Valores de las presiones y componentes de la ecuación de Bernoulli entre los diversos nodos de la tubería del primer nivel.

Nodo inicial	Nodo final	P Inicial M.C.A	$\frac{P_1}{\gamma}$	$\frac{V_1^2}{2g}$	Z_1	$\sum H_{1-2}$	$\frac{P_2}{\gamma}$	$\frac{V_2^2}{2g}$	Z_2	P Final M.C.A
0	1	30	29.99083	0.05123	0	17.70381	12.32544	0.01281	0	12.32921
1	2	12.32921	12.32544	0.01281	0	0.66939	5.66565	0.00320	6	5.66739
1	1.1	12.32921	12.32544	0.01281	0	1.12965	11.20539	0.00320	0	11.20882
1.1	1.2	11.20882	11.20539	0.00320	0	0.05871	11.14908	0.00080	0	11.15249
1.1	1.3	11.20882	11.20539	0.00320	0	0.03859	11.16920	0.00080	0	11.17261
1.3	1.5	11.17261	11.16920	0.00080	0	0.00482	11.16498	0.00020	0	11.16840
1.3	1.3.1	11.17261	11.16920	0.00080	0	0.01528	10.15392	0.00080	1	10.15702
1.5	1.7	11.16840	11.16498	0.00020	0	0.00095	11.16418	0.00005	0	11.16759
1.5	1.5.1	11.16840	11.16498	0.00020	0	0.00226	10.16272	0.00020	1	10.16583
1.7	1.9	11.16759	11.16418	0.00005	0	0.00024	11.16398	0.00001	0	11.16739
1.7	1.7.1	11.16759	11.16418	0.00005	0	0.00095	10.16322	0.00005	1	10.16633
1.9	1.9.1	11.16739	11.16398	0.00001	0	0.00014	11.16384	0.00001	0	11.16725
1.9	1.9.2	11.16739	11.16398	0.00001	0	0.00026	10.16371	0.00001	1	10.16682
1.2	1.4	11.15249	11.14908	0.00080	0	0.00925	11.14043	0.00020	0	11.14384
1.2	1.12	11.15249	11.14908	0.00080	0	0.03258	11.11710	0.00020	0	11.12050
1.4	1.11	11.14384	11.14043	0.00020	0	0.00181	11.13863	0.00020	0	11.14203
1.4	1.6	11.14384	11.14043	0.00020	0	0.00115	11.13943	0.00005	0	11.14284
1.6	1.6.1	11.14284	11.13943	0.00005	0	0.00057	10.13886	0.00005	1	10.14197
1.6	1.8	11.14284	11.13943	0.00005	0	0.00023	11.13924	0.00001	0	11.14265
1.8	1.8.1	11.14265	11.13924	0.00001	0	0.00021	10.13903	0.00001	1	10.14214
1.8	1.10	11.14265	11.13924	0.00001	0	0.00006	11.13919	0.00000	0	11.14260
1.10	1.10.1	11.14260	11.13919	0.00000	0	0.00004	10.13916	0.00000	1	10.14226
1.10	1.10.2	11.14260	11.13919	0.00000	0	0.00006	10.13914	0.00000	1	10.14224
1.12	1.12.1	11.12050	11.11710	0.00020	0	0.00241	10.11469	0.00020	1	10.11778
1.12	1.13	11.12050	11.11710	0.00020	0	0.00201	11.11524	0.00005	0	11.11864
1.13	1.13.1	11.11864	11.11524	0.00005	0	0.00050	10.11474	0.00005	1	10.11783
1.13	1.14	11.11864	11.11524	0.00005	0	0.00043	11.11485	0.00001	0	11.11825
1.14	1.14.1	11.11825	11.11485	0.00001	0	0.00015	10.11470	0.00001	1	10.11779
1.14	1.14.2	11.11825	11.11485	0.00001	0	0.00016	10.11469	0.00001	1	10.11778
1.11	1.11.1	11.14203	11.13863	0.00005	0	0.00050	10.13812	0.00005	1	10.14122
1.11	1.11.2	11.14203	11.13863	0.00005	0	0.00158	10.13704	0.00005	1	10.14014

Tabla 6.7 Valores de las presiones y componentes de la ecuación de Bernoulli entre los diversos nodos de la tubería del segundo nivel.

Nodo inicial	Nodo final	P inicial M.C.A	$\frac{P_1}{\gamma}$	$\frac{V_1^2}{2g}$	Z_1	$\sum H_{1-2}$	$\frac{P_2}{\gamma}$	$\frac{V_2^2}{2g}$	Z_2	P Final M.C.A
1	2	12.3292	12.32544	0.01281	0	0.67579	5.65925	0.00320	6	5.66098
2	2.1	5.66098	5.65925	0.00320	6	0.02250	5.63915	0.00080	6	5.64088
2	2.2	5.66098	5.65925	0.00320	6	0.07078	5.59087	0.00080	6	5.59258
2.1	2.3	5.64088	5.63915	0.00080	6	0.01568	5.62407	0.00020	6	5.62579
2.3	2.3.1	5.62579	5.62407	0.00020	6	0.00402	4.62005	0.00020	7	4.62146
2.3	2.3.2	5.62579	5.62407	0.00020	6	0.00488	4.61919	0.00020	7	4.62061
2.1	2.5	5.64088	5.63915	0.00080	6	0.04284	5.59691	0.00020	6	5.59862
2.5	2.5.1	5.59862	5.59691	0.00020	6	0.00654	4.59037	0.00020	7	4.59178
2.5	2.7	5.59862	5.59691	0.00020	6	0.00815	5.58892	0.00005	6	5.59062
2.7	2.7.1	5.59062	5.58892	0.00005	6	0.00070	4.58821	0.00005	7	4.58962
2.7	2.7.2	5.59062	5.58892	0.00005	6	0.00098	4.58794	0.00005	7	4.58934
2.2	2.4	5.59258	5.59087	0.00080	6	0.01568	5.57579	0.00020	6	5.57749
2.2	2.6	5.59258	5.59087	0.00080	6	0.01146	5.57941	0.00080	6	5.58112
2.4	2.4.1	5.57749	5.57579	0.00020	6	0.00503	4.57076	0.00020	7	4.57216
2.4	2.4.2	5.57749	5.57579	0.00020	6	0.00598	4.56980	0.00020	7	4.57120
2.6	2.8	5.58112	5.57941	0.00020	6	0.00156	5.57801	0.00005	6	5.57971
2.6	2.9	5.58112	5.57941	0.00020	6	0.00337	5.57605	0.00020	6	5.57775
2.8	2.8.1	5.57971	5.57801	0.00005	6	0.00058	4.57743	0.00005	7	4.57883
2.8	2.8.2	5.57971	5.57801	0.00005	6	0.00078	4.57723	0.00005	7	4.57863
2.9	2.9.1	5.57775	5.57605	0.00005	6	0.00058	4.57547	0.00005	7	4.57687
2.9	2.9.2	5.57775	5.57605	0.00005	6	0.00078	4.57527	0.00005	7	4.57667

6.2 RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO

6.2.1 Cálculo de Caudales

Los caudales a tomar en cuenta son los mismos que se calcularon para la red de agua potable.

6.2.1.1 Caudal de diseño

La norma técnica de ANDA define que el caudal de diseño para la red de alcantarillado será igual al 80% del máximo horario más una infiltración potencial a lo largo de la tubería de 0.10 L/s/ha para tubería de PVC.

El área de análisis es de 760m²

$$\frac{760\text{m}^2}{1 \times 10^4\text{m}^2} \left| \begin{array}{l} 1\text{Ha} \\ \end{array} \right. = 0.076\text{Ha}$$

$$Q_{\text{diseño}} = (0.8)(Q_{\text{maxh}}) + \left(\frac{0.10 \frac{\text{L}}{\text{s}}}{\text{Ha}} \right) (\text{área})$$

$$Q_{\text{diseño}} = (0.8) \left(\frac{0.106\text{lbs}}{\text{seg}} \right) + \left(\frac{0.10 \frac{\text{L}}{\text{s}}}{\text{Ha}} \right) (0.076\text{Ha}) = 0.0924 \text{ lbs/seg} \cong 0.0001 \text{ m}^3/\text{s}$$

6.2.2 Cálculo de valores a tubo lleno

✓ Velocidad a tubo lleno (V_{LL})

Se utilizara la fórmula para la velocidad de Chezy-Manning la cual se encuentra establecida en las normas técnicas de ANDA.

$$V_{LL} = \frac{1}{n} (R^{2/3}) S^{1/2}$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad

n = 0.011, dado en las normas técnicas de ANDA.

$$R = \text{radio hidr\u00e1ulico} = \frac{D}{4}$$

$D = \text{diametro de la tubera}$

El di\u00e1metro ser\u00e1 de 6'' y de PVC, el cual est\u00e1 dado en las normas t\u00e9cnicas de ANDA para longitudes menores de 100m.

$$D = 6'' = 0.1524m$$

$S = \text{pendiente del tramo}$

$$\text{Pendiente \%} = \frac{\text{Elevaci\u00f3n}_1 - \text{Elevaci\u00f3n}_2}{L} * 100 = \frac{465.1 - 462}{65.75} * 100 = 4.71\%$$

$L = \text{distancia del entronque de ANDA asta la edificaci\u00f3n.}$

Nota: las elevaciones usadas pueden verse en el plano topogr\u00e1fico y se encuentran descritas en el cap\u00edtulo 3.

Sustituyendo valores:

$$V_{LL} = \frac{1}{0.011} * \left[\left(\frac{0.1524}{4} \right)^{2/3} \right] * (0.0471)^{1/2}$$

$$V_{LL} = 2.2315 \text{ m/s}$$

✓ Caudal a tubo lleno (Q_{LL})

Conociendo el valor de la velocidad se determinara el caudal a trav\u00e9s de la ecuaci\u00f3n de continuidad

$$Q_{LL} = AV_{LL}$$

Donde:

$A = \text{\u00e1rea de la secci\u00f3n transversal de la tuberia}$

$$A = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} (0.1524m)^2 = 0.0182m^2$$

Sustituyendo valores:

$$Q_{LL} = (0.0182m^2) * (2.2315 \text{ m/s})$$

$$Q_{LL} = 0.041 \text{ m}^3/\text{s}$$

6.2.3 Relación de valores a tubo lleno y de diseño

✓ Caudal

Para calcular la relación de caudales se divide el caudal real que transporta la tubería (caudal de diseño) entre el caudal a tubo lleno.

$$\frac{Q_{diseño}}{Q_{LL}} = \frac{0.0001}{0.041} = 0.00244 = 0.24\%$$

✓ Velocidad de diseño

Con el valor calculado de la relación de caudales y haciendo uso en la gráfica de elementos hidráulicos para secciones circulares y varias profundidades de flujo, comúnmente conocida como “curva del banano”. *Figura 6.13* Tomada del “manual de hidráulica” de Guillermo Acosta Álvarez.

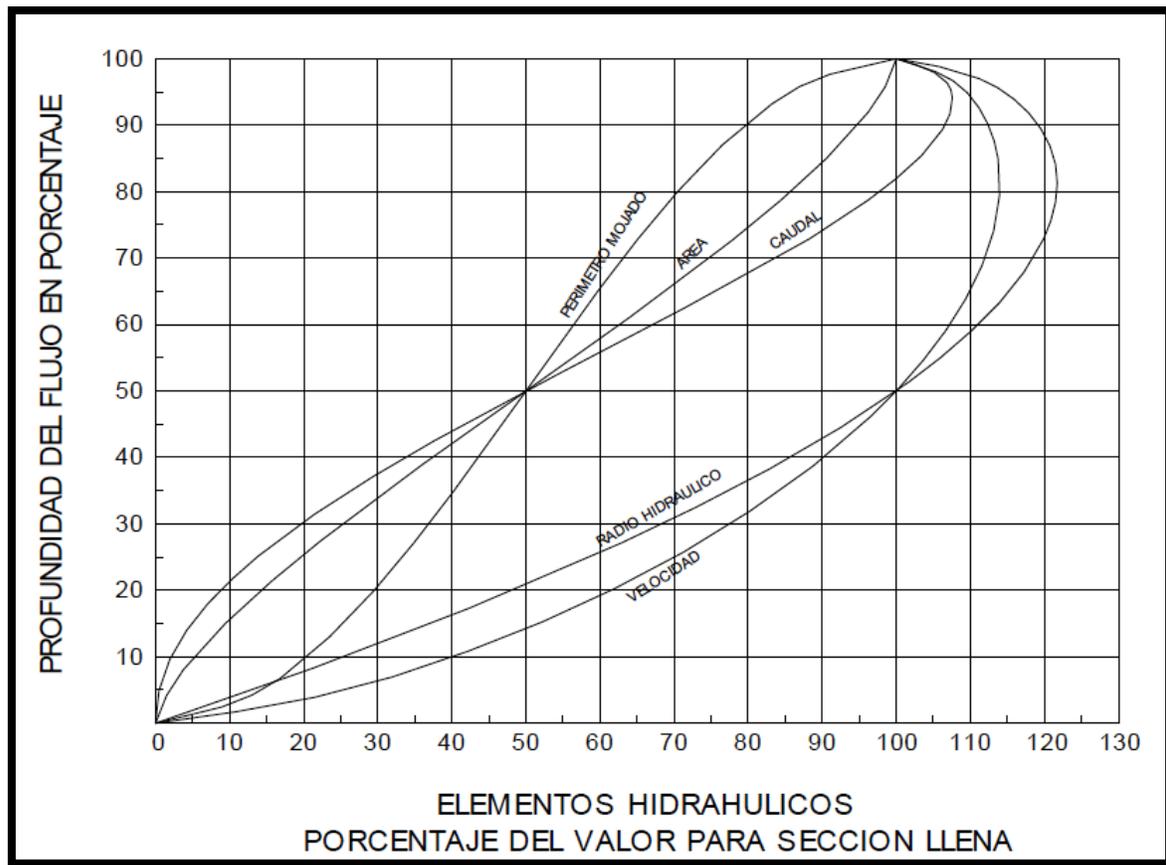


Figura 6.13 Curva del banano

Se calcula el valor de la velocidad real ubicando el valor de la relación de caudales en el eje de las abscisas y se proyecta una línea verticalmente hacia arriba, hasta cortar la curva de descarga; a partir de dicho punto se proyecta una línea horizontal hasta cortar la curva de velocidades. Desde el punto interceptado en la curva de velocidades se proyecta una línea verticalmente hacia abajo, hasta cortar nuevamente el eje de las abscisas, donde se lee el porcentaje de la velocidad para tubería llena que corresponde a la velocidad real del flujo.

$$\frac{V}{V_{LL}} = \frac{V}{2.2315} = 22\%$$

Resolviendo para V

$$V = 0.5 \text{ m/s}$$

Los parámetros límites para velocidades establecidos por ANDA tienen un valor de 0.50 m/s como mínimo y 5 m/s como máximo para tuberías de PVC. Por lo que el diseño cumple con los parámetros establecidos.

✓ Tirante hidráulico (Y)

Con la relación de caudales, obtenemos un valor que es graficado en el diagrama de propiedades hidráulicas de tuberías circulares para diversas profundidades de flujos (curva del banano) y trazando una línea vertical hasta corta la curva de caudales y luego una horizontal hasta marcar el valor en el eje de las “y” obtenemos el valor siguiente

$$\frac{Y}{D} = \frac{Y}{0.1524} = 3.5\%$$

Resolviendo para Y

$$Y = 0.0053$$

Este valor debe ser comparado con un tirante máximo, y para este caso será:

$$Y_{max} = D * \%LL$$

Donde:

$$Y_{max} = \text{Tirante máximo}$$

D = diametro de la tubería

$\%LL$ = Porcentaje en el cual estará llena la tubería al final de la vida útil

Para este caso se proyectara al final de la vida útil este lleno en un 75%

Sustituyendo valores:

$$Y_{max} = 0.1524 * 0.75 = 0.1143$$

Comparando resultados

$$0.0053 < 0.1143$$

El tirante hidráulica procede porque es menor que el tirante máximo permitido.

6.2.3.1 Verificación.

Para corroborar los valores obtenidos del tirante hidráulico y la velocidad se hará uso del programa HCANALES, el cual es un programa que permite determinar las características de canales y estructuras hidráulicas; este es un software gratuito cuya última versión es la 3.0, es de fácil uso y aplicación. *Figura 6.14*

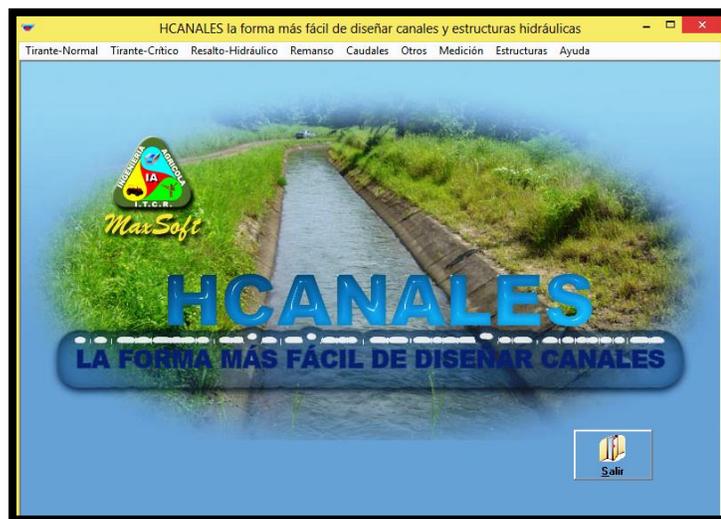


Figura 6.14 Pantalla de inicio del programa HCANALES 3.0

Al introducir los valores y ejecutar el programa, este resuelve las variables restantes, la captura de pantalla puede verse en la *figura 6.15* en la cual se observa que los valores “Y” y “V” son 0.0056m y 0.4676m/s. Valores casi iguales a los obtenidos. (0.0053 y 0.5 respectivamente)

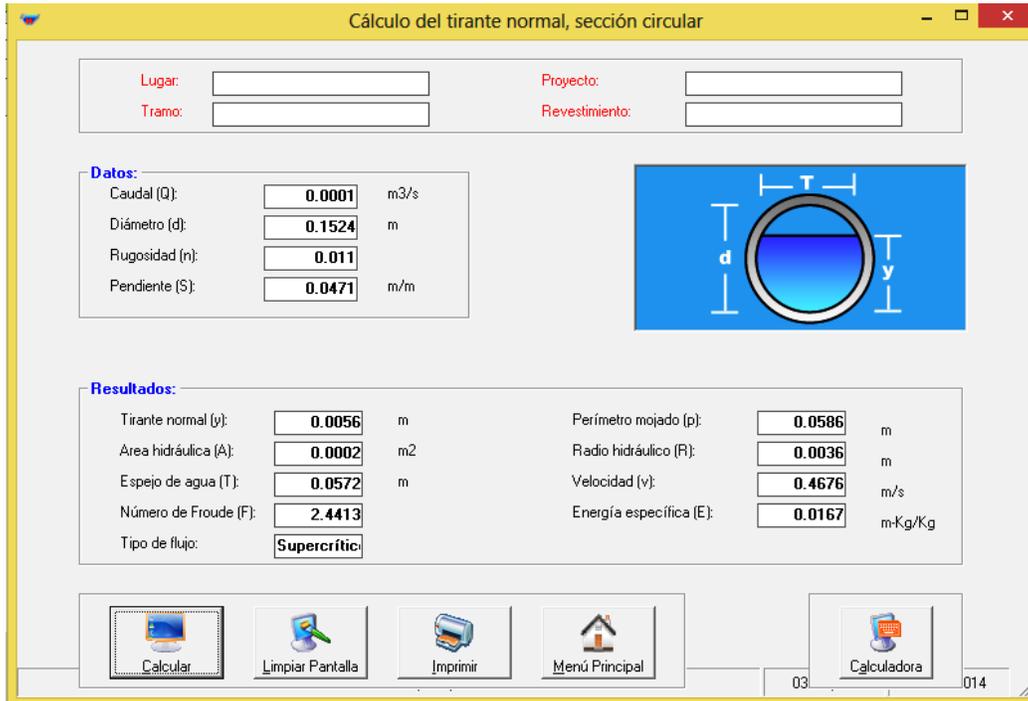


Figura 6.15 Captura de pantalla del programa HCANALES con los datos ingresados correspondientes a la tubería de descarga de agua negra

Nota: la red de alcantarillado solo se calculara para el edificio, debido en que en el resto de la edificación solo se contara con un sanitario y un lavamanos en el dormitorio de vigilantes.

6.3 AGUAS LLUVIAS

6.3.1 Techo del edificio

6.3.1.1 Áreas de captación

El cuerpo1 y 3 que son iguales, estos tiene dos caídas de agua con diferentes áreas las cuales se analizaran a continuación.

✓ Área 1.

El área de análisis vista en planta se muestra en la *figura 6.16*.

El área de captación se calcula utilizando la longitud real de la lámina, para obtenerla se calcula primero la altura “h” utilizando la pendiente “P” y una regla de tres simple.

Como la pendiente “P” es igual al 15% y la longitud “L” es igual a 8m.

$$15\% \text{ ————— } 100\%$$

$$h \text{ ————— } 8m$$

$$\therefore h = 1.2m$$

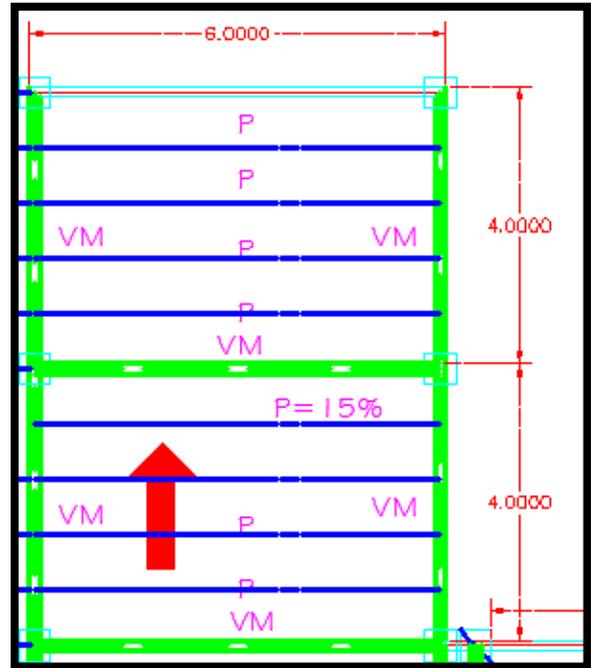


Figura 6.16 Tramo de techo correspondiente al área 1 visto en planta del cuerpo 1 y 3, con su respectiva pendiente.

Teniendo la longitud “L” y la altura “h”, a través del teorema de Pitágoras se puede calcular la longitud real de la lámina “Lr”. Ver *figura 6.17*.

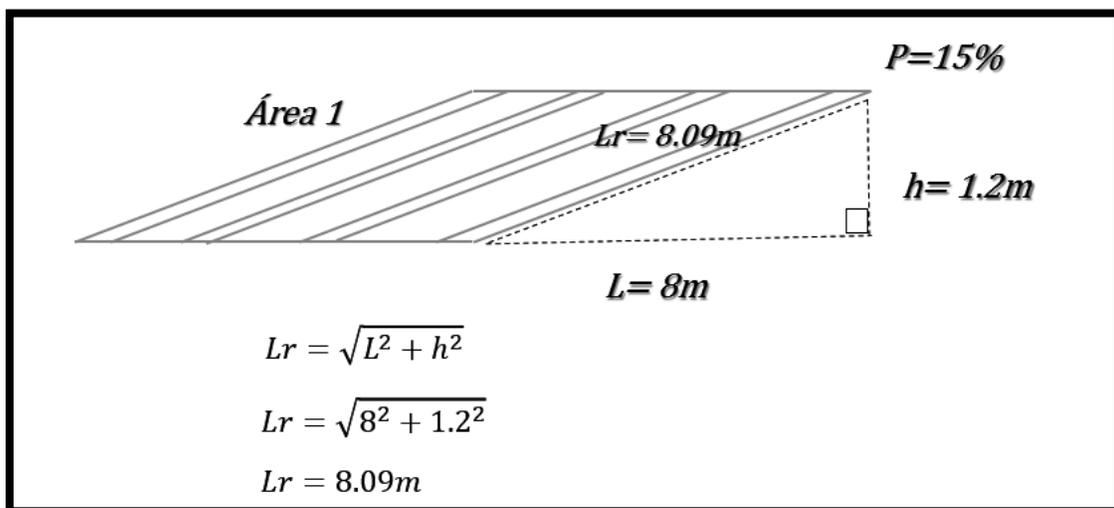


Figura 6.17 Área 1, con su respectiva pendiente “P”; altura “h”, Longitud “L” y longitud real “Lr”.

Teniendo la longitud real de la lámina (Lr) y el ancho (a) se obtiene el área

$$\text{Área} = Lr \cdot a$$

$$\text{Área} = 8.09m \cdot 6m = 48.54m^2$$

✓ Área 2

El área de análisis vista en planta se muestra en la *figura 6.18*.

El área de captación se calcula utilizando la longitud real de la lámina, para obtenerla se calcula primero la altura “h” utilizando la pendiente “P” y una regla de tres simple.

Como la pendiente “P” es igual al 15% y la longitud “L” se calcula $L=5.1625+4.3825=9.545m$.

$$\begin{aligned} 15\% & \text{ ————— } 100\% \\ h & \text{ ————— } 9.545m \\ \therefore h & = 1.432m \end{aligned}$$

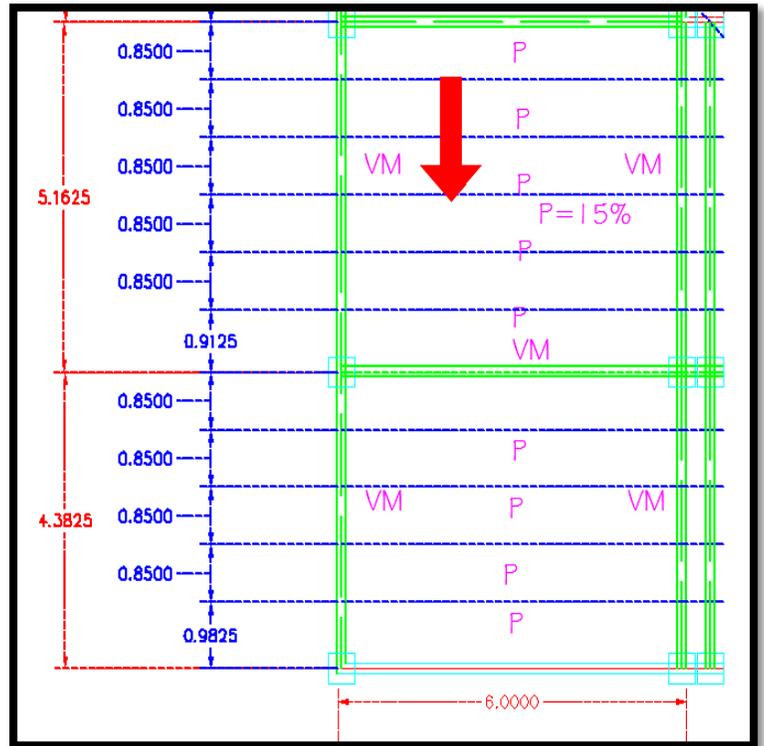


Figura 6.18 Tramo de techo del (área 2) visto en planta del cuerpo 1 y 3, con su respectiva pendiente.

Teniendo la longitud “L” y la altura “h”, a través del teorema de Pitágoras se puede calcular la longitud real de la lámina “Lr”. Ver *figura 6.19*.

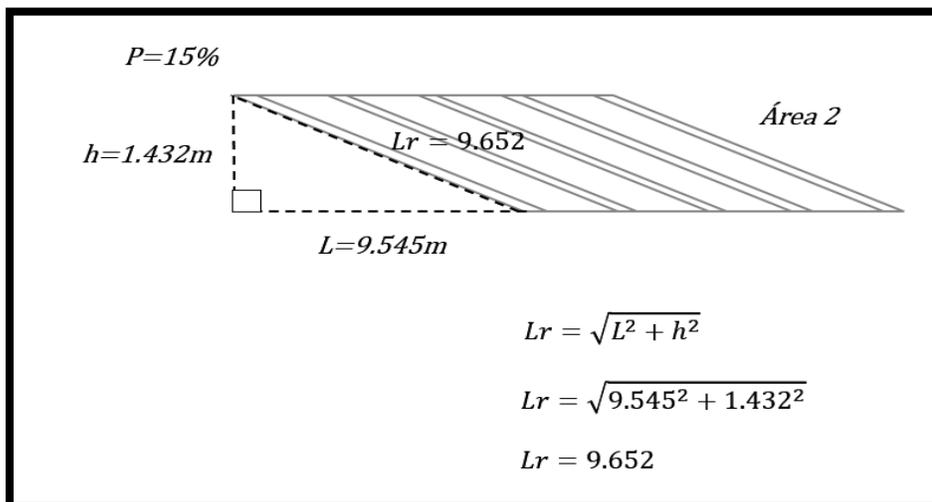


Figura 6.19 Área 2, con su respectiva pendiente “P”; altura “h”, Longitud “L” y longitud real “Lr”.

Teniendo la longitud real de la lámina (Lr) y el ancho (a) se obtiene el área

$$\text{Área} = L_r \cdot a$$

$$\text{Área} = 9.652\text{m} \cdot 6\text{m} = 57.912\text{m}^2$$

✓ Área 3

La *figura 6.20* muestra el techo del cuerpo 2, el cual se dividirá en dos partes iguales; cada una de estas se denomina área 3.

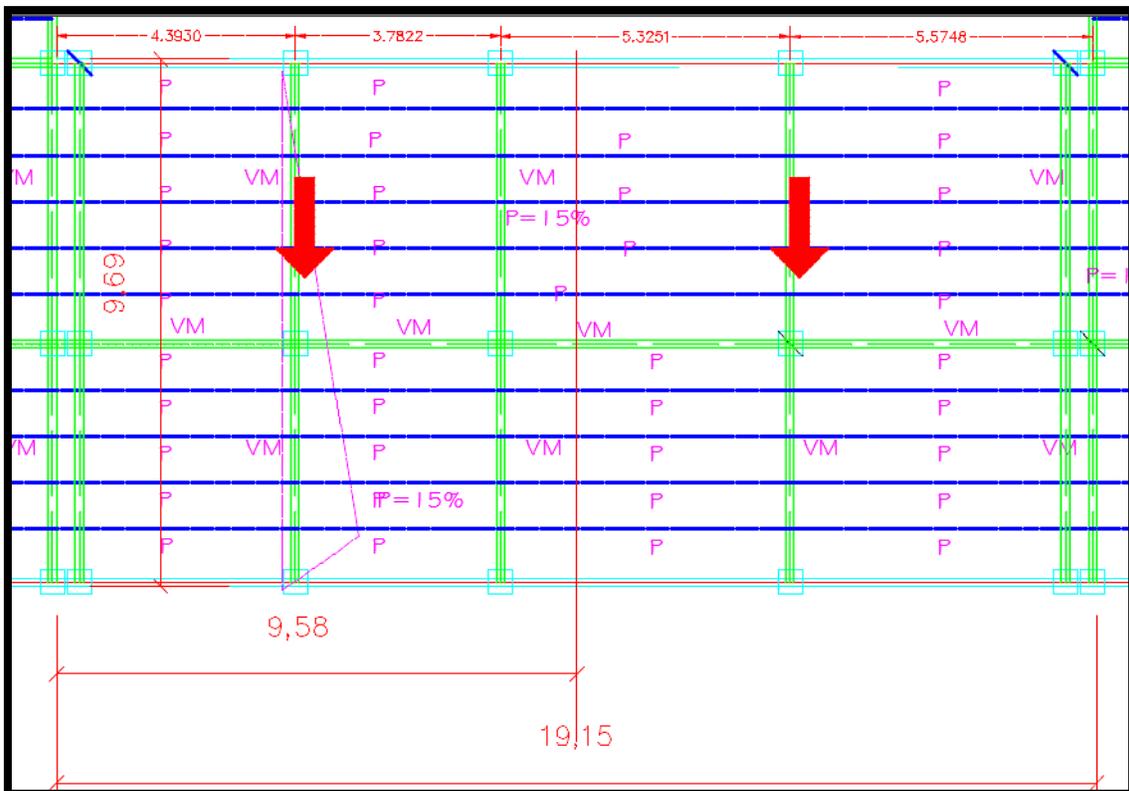


Figura 6.20 Tramo de techo del (área 3) visto en planta del cuerpo 2, con su respectiva pendiente.

El área de captación se calcula utilizando la longitud real de la lámina, para obtenerla se calcula primero la altura "h" utilizando la pendiente "P" y una regla de tres simple.

Como la pendiente "P" es igual al 15% y la longitud "L" es 9.69m.

15% ——— 100%

h ——— $9.69m$

$\therefore h = 1.45m$

Teniendo la longitud “L” y la altura “h”, a través del teorema de Pitágoras se puede calcular la longitud real de la lámina “Lr”. Ver *figura 6.21*.

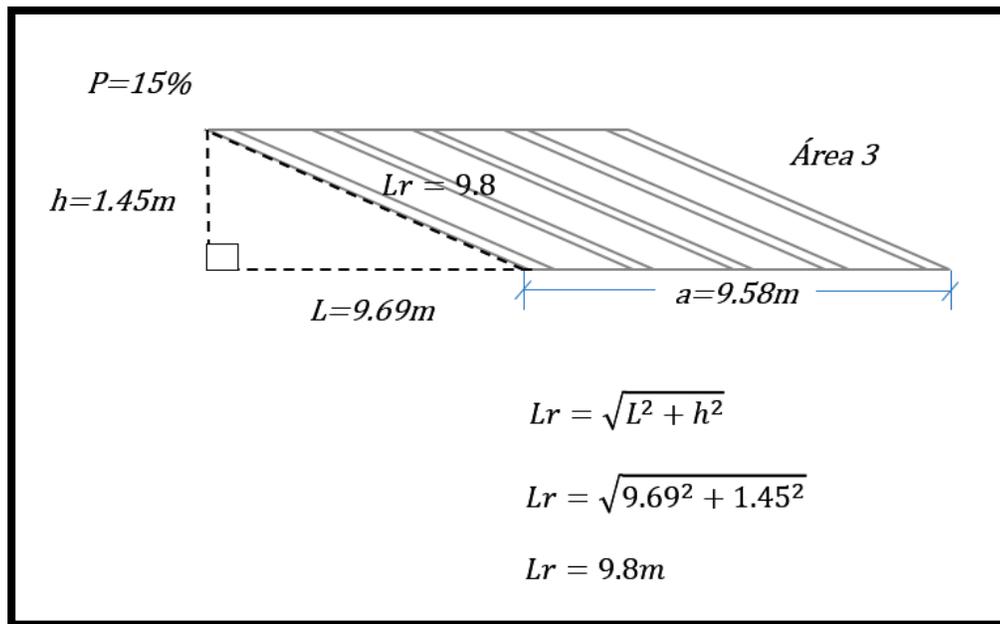


Figura 6.21 Área 3, con su respectiva pendiente “P”; altura “h”, Longitud “L”, longitud real “Lr” y ancho “a”.

Teniendo la longitud real de la lámina (Lr) y el ancho (a) se obtiene el área

$$\text{Área} = Lr \cdot a$$

$$\text{Área} = 9.8m \cdot 9.58m = 93.87m^2$$

6.3.1.2 Precipitación

Se tomarán como base el promedio mensual del mes de junio el cual generalmente es el de mayor precipitación, con un promedio en los últimos años de 335mm;

agregándole un margen de 30%. Por ende el dato a utilizar será de $335\text{mm} * 1.3 = 435.5\text{mm}$.

6.3.1.2.1 Promedio neto diario (Pnd)

Basados en el promedio mensual se procederá a calcular el promedio neto diario, debido a que el diseño se realizara para un día completo de lluvia.

$$Pnd = Pd * Ce$$

Donde:

Pnd = promedio neto diario

$$Pd = \text{Promedio diario} = \frac{435.5\text{mm}}{30} = 14.52\text{mm}$$

Ce = coeficiente de escurrimiento (Tomado de la tabla 6.8)

Tabla 6.8 Valores del coeficiente de escurrimiento en función del tipo de captación

Tipo de Captación	Ce
Cubiertas superficiales	
Concreto	0.6 - 0.8
Pavimento	0.5 - 0.6
Geomembrana de PVC	0.85 - 0.90
Azotea	
Azulejos, teja	0.8-0.9
Hojas de metal acanaladas	0.7-0.9
Orgánicos (hojas con barro)	< 0.2
Captación en tierra	
Suelo con pendientes menores al 10%	0.0-0.3
Superficies naturales rocosas	0.2-0.5

Fuente: manual de “Diseño de captación de aguas lluvias.” CIDECALLI-CO.

Pág.: 93

Como la cubierta del área de captación será de lámina, se utilizara el factor correspondiente a “Hoja de metal acanalada” (0.9).

Entonces

$$Pnd = 14.52 * 0.9 = 13.1mm$$

6.3.1.2.2 Tiempo de concentración (t_c)

Es el tiempo necesario para que un caudal se estabilice cuando ocurre una precipitación con intensidad constante.

Su cálculo se basará en la fórmula de Kirpich.

$$t_c = 0.000325 \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración

L = Longitud del área de captación en m.

S = Pendiente (P)

✓ Analizando para el área 1

$$t_c = 0.000325 \left(\frac{8.09^{0.77}}{0.15^{0.385}} \right) = 0.0033745 \text{ horas} = 12.15 \text{ segundos}$$

Nota: los valores correspondientes para todas las áreas se resumen en la tabla 6.9

6.3.1.2.3 Tiempo máximo (t_p)

Es el tiempo que tarda en alcanzar el máximo escurrimiento la cuenca o área de captación.

$$t_p = 2\sqrt{t_c} + 0.6t_c$$

✓ Analizando para el área 1

$$t_p = 2\sqrt{0.0033745 \text{ horas}} + 0.6(0.0033745) = 0.1182056 \text{ horas} = 7.09234 \text{ min}$$

6.3.1.2.4 Caudal máximo (Qp)

Es el caudal esperado con la precipitación neta en el área de escurrimiento, se estimada con la expresión:

$$Q_p = \frac{P * A}{t_p}$$

Donde:

P = precipitación efectiva en mm o Lts/m²

Nota: En este caso se utilizara el valor de la precipitación neta diaria (Pnd), porque diseño se está realizando asumiendo un día de completa lluvia.

A = área de captación en m²

✓ Analizando para el área 1

$$t_p = 7.09234min = 425.54seg$$

$$Q_p = \frac{13.1Lts/m^2 * 48.54m^2}{425.54seg} = 1.5Lts/s$$

6.3.1.3 Diseño de canaleta

Conociendo el caudal a utilizar, se calculará el área de la sección transversal de la canaleta, la cual será rectangular (ver figura 6.22) y como base se usará la ecuación de continuidad.

$$Q = AV$$

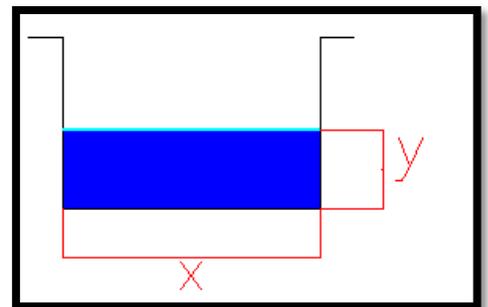


Figura 6.22 Sección transversal de canaleta rectangular con su ancho "x" y su tirante hidráulico "y".

Donde:

$Q = \text{Caudal en m}^3/\text{s}$

$A = \text{Área hidráulica (xy)}$

$V = \text{velocidad calculada por Manning}$

$$V = \frac{1}{n}(R^{2/3})S^{1/2}$$

$n = \text{coeficiente de rugosidad (0.015 para lamina llana)}$

$$R = \text{radio hidráulico} = \frac{A}{P}$$

$P = \text{perimetro mojado (x + 2y)}$

$S = \text{pendiente del tramo (se tomara 1\%)}$

Entonces:

$$Q = A \frac{1}{n} (R^{2/3}) S^{1/2}$$

Sustituyendo las variables para una canaleta rectangular

$$Q = xy \frac{1}{n} \left[\left(\frac{xy}{x + 2y} \right)^{2/3} \right] S^{1/2}$$

Esta es la expresión general que se usará, tomando en cuenta el valor de los caudales encontrados y asumiendo el ancho "x" de la canaleta, luego se despejara "y" encontrando así el valor del tirante hidráulico.

6.3.1.3.1 Verificaciones y estándares

✓ *Número de Froude.*

La principal comprobación es el número de Froude (Fr), un número adimensional el cual relaciona el efecto de las fuerzas de inercia con las fuerzas de gravedad las cuales actúan sobre un fluido; en canales abiertos informa sobre el estado del flujo hidráulico.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gDh}}$$

Donde:

V = velocidad media en la sección del canal

g = valor estándar de la gravedad

Dh = profundidad hidráulica = A/T

A = área de la sección transversal de flujo (área hidráulica)

T = Ancho de la lámina libre

Se necesita verificar que el resultado de este cálculo sea menor que 1 para que el fluido este clasificado como “subcritico”, si el resultado es igual a 1 el fluido se clasifica como “critico” y si es mayor que 1 entonces es “supercritico”. En los últimos dos casos no se recomienda el diseño que aporte los datos para dicho resultado. (Ver figura 6.23)

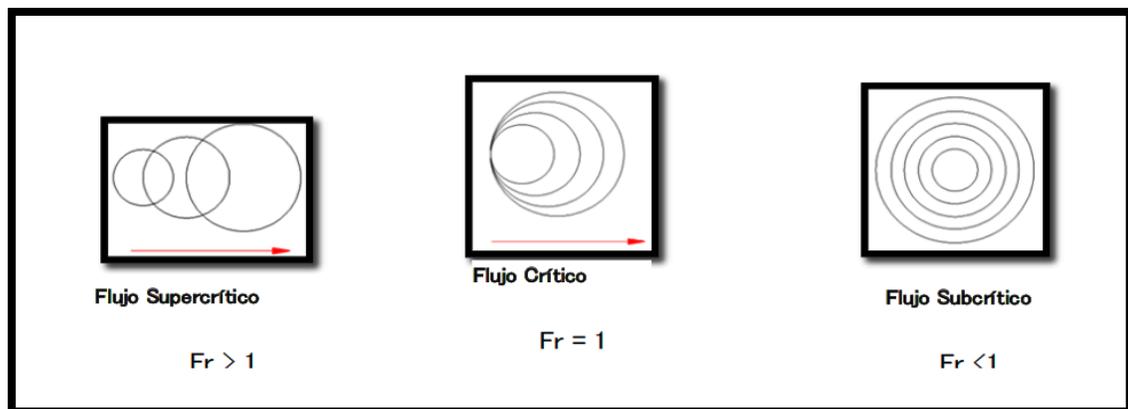


Figura 6.23 Esquema de las ondas hidráulicas, según el tipo de flujo y su relación con el número de Froude.

✓ *Estándares convencionales.*

Otras verificaciones de uso común en el diseño de canales de agua lluvia, aunque no estandarizadas de manera oficial son:

- Para un canal se calcula una sección de 1.8cm^2 por cada m^2 de la superficie de captación.
- Para las bajadas de agua se recomienda 1.5cm^2 de sección por cada m^2 de la superficie de captación.

- La relación y/x , tirante hidráulico entre ancho de canaleta varié entre 0.1 y 0.15, ($0.1 \leq y/x \leq 0.15$).

✓ *Software HCANALES 3.0*

Para corroborar todos los datos calculados se realizará la comprobación en este programa. Introduciendo los datos conocidos y comparando los resultados de este con los obtenidos matemáticamente.

6.3.1.3.2 *Calculo de canal*

Para el cálculo se tomara de base el área 1, el caudal para dicha zona de captación fue calculado anteriormente.

$$Q = xy \frac{1}{n} \left[\left(\frac{xy}{x+2y} \right)^{2/3} \right] S^{1/2}$$

$$Q = 1.5 \frac{Lts}{s} = 0.0015 \frac{m^3}{s}$$

Asumiendo un ancho de canal $x = 15cm = 0.15m$, una pendiente $S = 1\% = 0.01$ y $n = 0.015$ para lamina llana

$$0.0015 = (0.15)y * \frac{1}{0.015} \left[\left(\frac{0.15y}{0.15+2y} \right)^{2/3} \right] (0.01)^{1/2}$$

Resolviendo para y

$$y = 0.02245m.$$

El tirante hidráulico “ y ” obtenido tiene una medida de $0.022m = 2.2cm$, el cual es una medida lógica de la altura de la película de agua que se espera circule en el canal en un día completo de precipitación en el mes más lluvioso. *Figura 6.24*

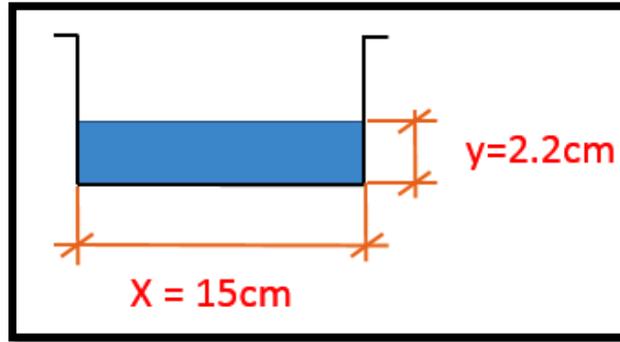


Figura 6.24 Sección transversal de la canaleta con su tirante hidráulico “y” y su ancho “x”.

✓ Tubería de descarga

El área de captación es de 48.54m^2 y se recomiendan 1.5cm^2 por cada m^2 , utilizando una regla de tres simple obtenemos un área aproximada de la sección transversal de la tubería de descarga.

$$1.5\text{cm}^2 \text{ ————— } 1\text{m}^2$$

$$\text{Área} \text{ ————— } 48.54\text{m}^2$$

$$\therefore \text{Área} = 72.81\text{cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{4(72.81)}{\pi}} = 9.63\text{cm} = 3.8''$$

Por lo que se recomienda una tubería de descarga de 4”.

✓ Sección transversal del canal

El área de captación es de 48.54m^2 y se recomiendan 1.8cm^2 por cada m^2 , utilizando una regla de tres simple obtenemos un área aproximada de la sección transversal de la tubería de la canaleta.

$$1.8\text{cm}^2 \text{ ————— } 1\text{m}^2$$

$$\text{Área} \text{ ————— } 48.54\text{m}^2$$

$$\therefore \text{Área} = 87.37\text{cm}^2$$

El área mínima recomendada es de 38.83cm² dividida entre el ancho estimado de 15cm.

$$\text{Área} = xh$$

$$h = \frac{\text{Área}}{x} = \frac{87.37}{15} = 5.82\text{cm}$$

Por lo que la altura mínima que debe utilizar es de aproximadamente 5.8cm la cual es mayor que el valor “y” obtenido del tirante hidráulico= 2.2cm y tomando en cuenta que los valores utilizados para el cálculo de dicho tirante son para las condiciones más desfavorables y con un amplio margen, el valor de “h” es bastante aceptable. Por cuestiones de seguridad la altura de la canaleta se será el doble de dicha altura mínima redondeando al entero próximo $5.8 * 2 = 11.6\text{cm} \cong 12\text{cm}$.

✓ Relación y/x

El valor de la relación entre el ancho y el tirante hidráulico es la siguiente

$$\frac{y}{x} = \frac{2.2}{15} = 0.147$$

El valor obtenido se encuentra dentro del margen ($0.1 \leq y/x \leq 0.15$) y por ende es aceptable.

6.3.3.2.1 Comprobación

✓ Número de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gDh}}$$

Se obtendrá primero el valor de la velocidad, considerando los valores de “x” y el de “y” obtenido.

$$V = \frac{1}{n} (R^{2/3}) S^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{0.015} \left[\left(\frac{0.15 * 0.022}{(0.15 + (2 * 0.022))} \right)^{2/3} \right] (0.01)^{1/2}$$

$$V = 0.441\text{m/s}$$

$$Dh = A/T = \frac{0.15 * 0.022}{0.15} = 0.022$$

En este caso el valor del espejo de agua o ancho de lámina libre “*T*” es igual a “*x*” por ser una canaleta rectangular.

Se utilizará el valor estándar de la gravedad.

$$g = 9.8\text{m/s}^2$$

Sustituyendo.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gDh}} = \frac{0.441}{\sqrt{9.8 * 0.022}} = 0.95$$

0.95<1, por lo que el número de Froude es “subcrítico” y los valores son aceptables.

✓ HCANALES 3.0

Todos los valores obtenidos se corroboraran en este software y se presenta a continuación la imagen de la captura de pantalla con los respectivos valores (*Figura 6.25*). Al insertar los datos conocidos, el programa muestra todos los resultados que se necesitan y puede observarse como todos estos coinciden con los obtenidos matemáticamente (con leves variaciones en los decimales, debido a que el programa utiliza todos estos para el cálculo).

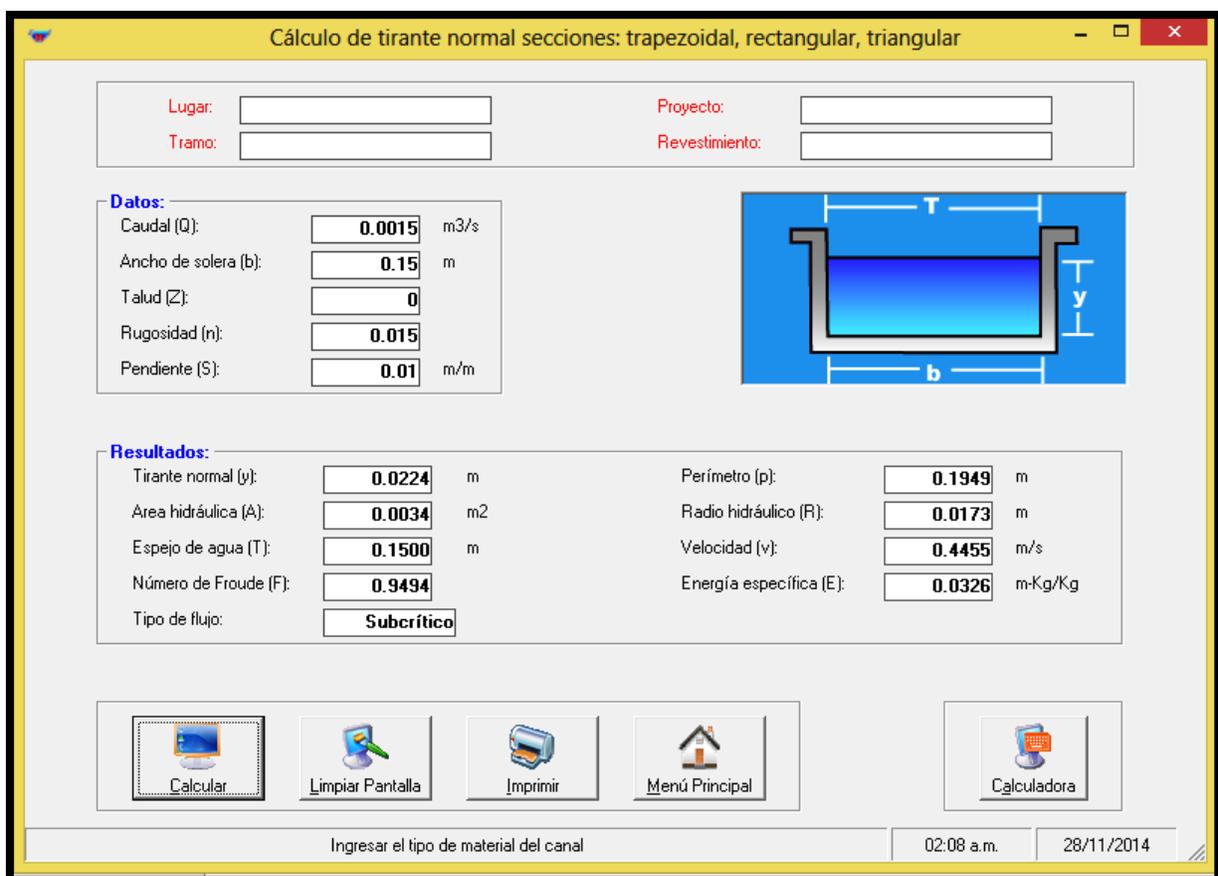


Figura 6.25 Captura de pantalla del programa HCANALES con los datos ingresados correspondientes área 1 y sus resultados.

6.3.1.4 Resumen total de datos

Todos los datos y resultados obtenidos para las tres áreas de captación, así como los correspondientes diseños de canales se presentan a continuación en la **tabla 6.9 y 6.10**

Las capturas de pantalla correspondientes al área 2 y 3, analizadas en el programa HCANALES se muestran en las *figuras 6.26 y 6.27* donde se pueden comparar con los valores obtenidos matemáticamente y sintetizados en la **tabla 6.10**. También para una mejor comprensión puede verse la *figura 6.28*.

Tabla 6.9 Resumen de valores de áreas y Caudales con sus respectivas variables de calculo

Área	pendiente P%	longitud "L" en m	altura "h" en m	longitud real "Lr"	ancho "a" en m	Area de captación	Pnd en mm	tc en segundos	tp en minutos	Qp en Lts/s
1	0.15	8	1.2	8.09	6	48.54	13.1	12.15	7.09	1.49
2	0.15	9.545	1.43	9.65	6	57.91	13.1	13.92	7.60	1.66
3	0.15	9.69	1.45	9.80	9.58	93.87	13.1	14.08	7.65	2.68

Tabla 6.10 Resumen de valores para el diseño de canaletas

Área	ancho "x" en cm	Tirante hidráulico "y" en cm	altura "h" en cm	tuberia de descarga en pulgadas
1	15	2.2	12	4"
2	15	2.4	12	4"
3	20	2.6	17	5"

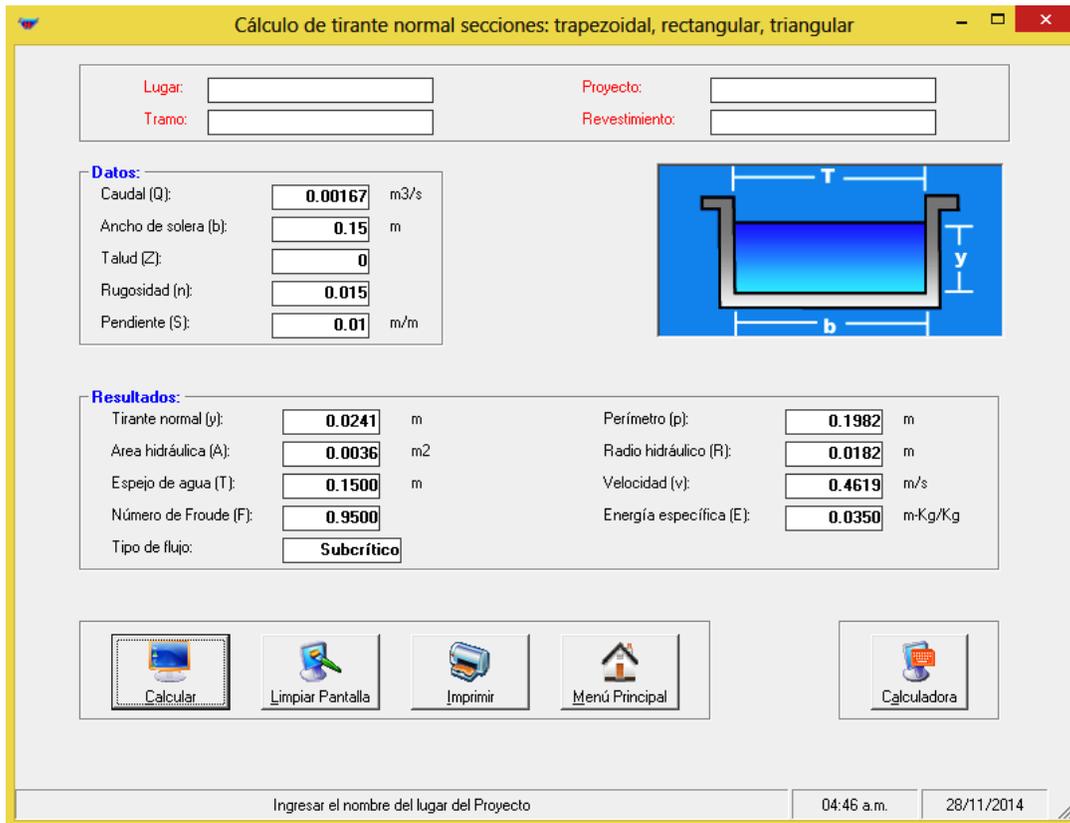


Figura 6.26 Captura de pantalla del programa HCANALES con los datos ingresados correspondientes área 2 y sus resultados.

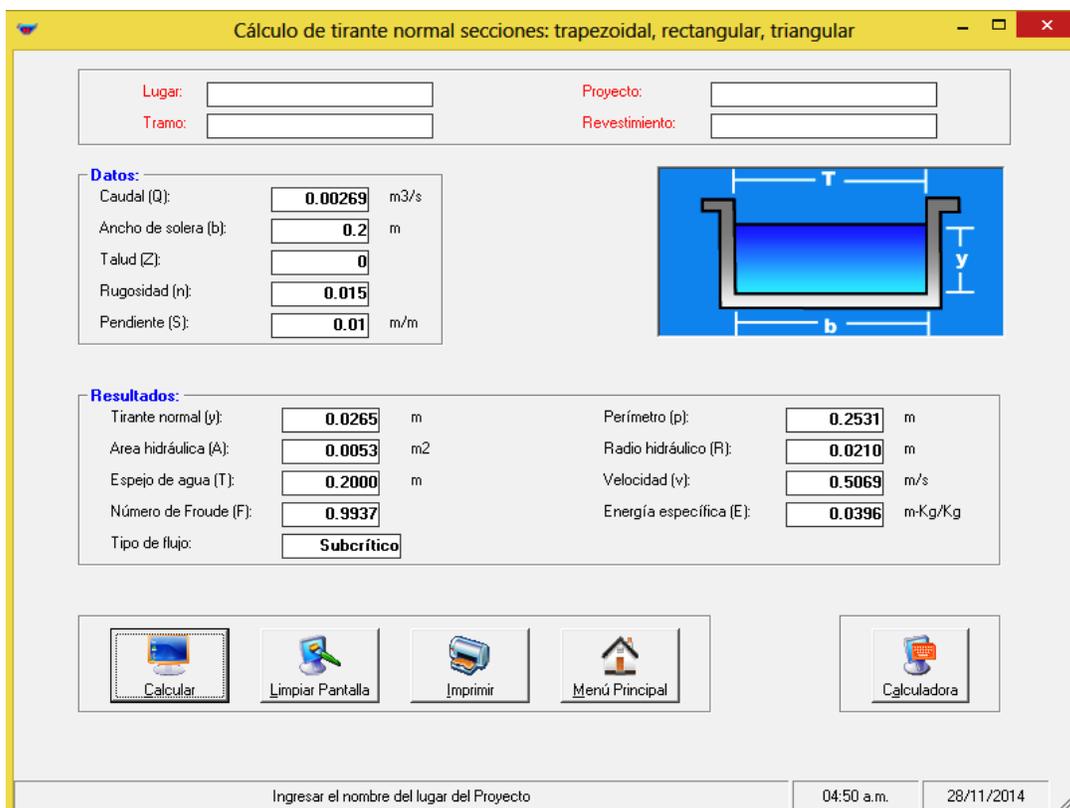


Figura 6.27 Captura de pantalla del programa HCANALES con los datos ingresados correspondientes área 3 y sus resultados.

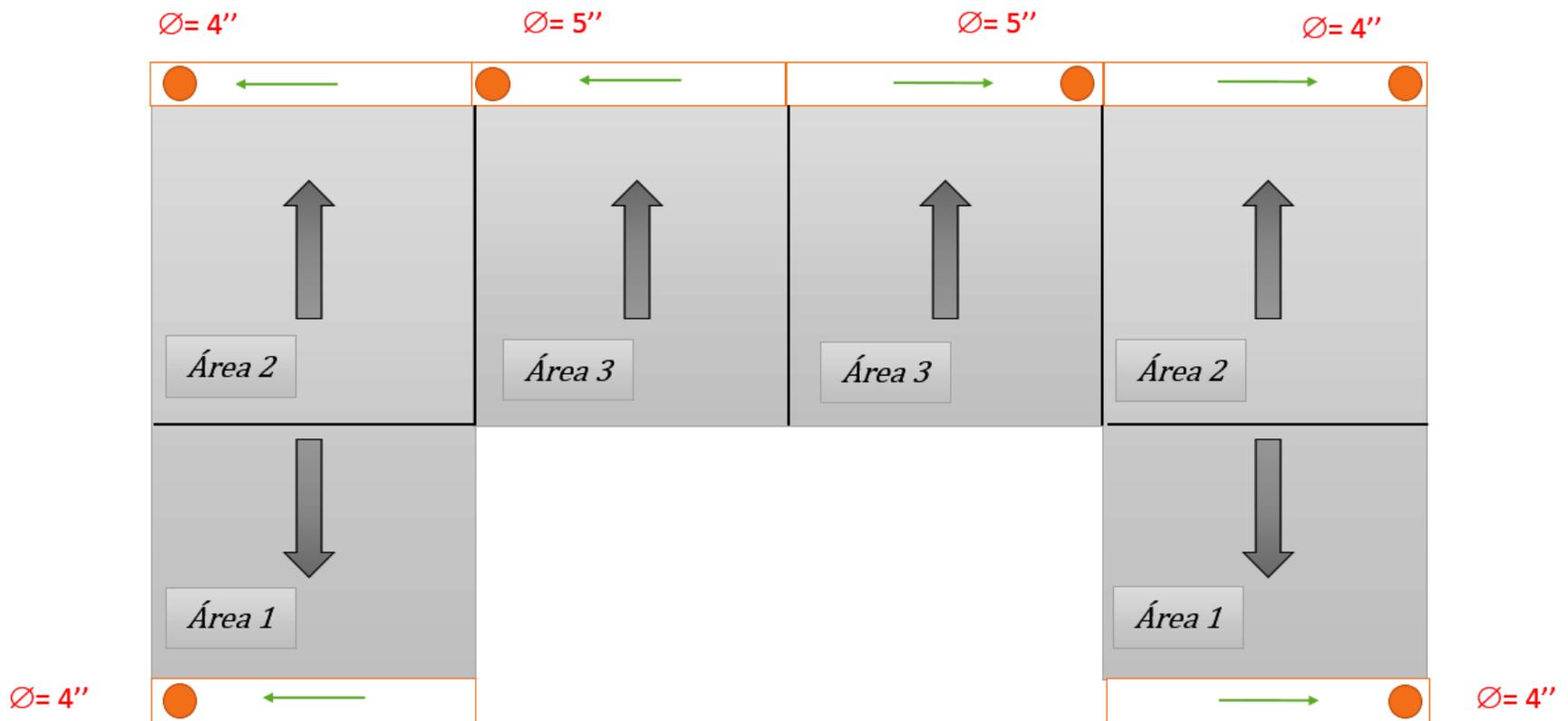


Figura 6.28 Áreas captación y canaletas con su sentido de flujo y diámetro de tubería de descarga.

6.3.2 Contorno general del edificio

El contorno del edificio tendrá drenaje para aguas lluvias, para lo cual se colocaran cajas tragantes en donde también desembocaran las tuberías del agua del techo del edificio. (Además de contener el área general del parqueo.)

6.3.2.1 Caudal de diseño

Para el cálculo del caudal de diseño en cada colector se ha utilizado el método racional. Para tal motivo es necesaria, previamente, la determinación de las variables que se incluyen en la fórmula del método mencionado, las cuales se presentan a continuación.

$$Q = \frac{CiIA}{60}$$

Donde:

Q= caudal de diseño particular, L/seg

Ci= coeficiente de escorrentía, adimensional

I= intensidad de lluvia, mm/min

A= área tributaria, m²

6.3.2.2 Áreas tributarias

Las cuales se pueden ver en el plano anexo, estas áreas varían y para su mejor análisis están colocadas en la tabla 6.13

Siendo las áreas de análisis concreto hidráulico y mezcla asfáltica casi en su totalidad, a excepción del tramo tras el taller.

6.3.2.3 Coeficientes de escorrentía

Los valores a utilizar pueden verse en la **tabla 6.11**

Tabla 6.11 Valores del coeficiente de escorrentía en función de la zona a drenar

Tipo de terreno	Coeficiente
Tejados	0.70-0.85
Superficies asfaltadas	0.85-0.90
Superficies pavimentadas adoquinadas	0.75-0.85
Brechas	0.25-0.60
Terrenos deshabitados	0.10-0.30
Parques, jardines, campiñas	0.20-0.50

Fuente: libro “Hidrología básica aplicada” de Allen Beteman, pág.: 179

6.3.2.4 Intensidad de lluvia

Para la determinación de la intensidad de diseño se utilizarán los registros de la estación pluviométrica Güija por estar cerca de la teórica edificación.

Utilizando un periodo de retorno (T) de 5 años como lo establece el artículo 91 del Reglamento a la Ley de Urbanismo y Construcción para diámetros menores de 72 pulgadas; y un tiempo de 5min, considerando que las áreas individuales son relativamente pequeñas y su tiempo de concentración (Tc) es corto.

Nota: se probó con la distancia más larga de 40m y su tiempo de concentración fue 1.96min

Tabla 6.12 intensidad para diferentes periodos de retorno para la estación Güija.

INTENSIDADES (mm/hr)						
GÜIJA			$i = 379.31T^{0.275}/d^{0.627}$			
Duraciones	T=5	T=10	T=20	T=25	T=50	T=100
5	215.26	260.46	315.16	335.10	405.47	490.62
10	139.39	168.66	204.07	216.99	262.55	317.69
15	108.10	130.79	158.26	168.28	203.61	246.37
20	90.25	109.21	132.14	140.50	170.01	205.71
30	69.99	84.69	102.48	108.96	131.84	159.53
45	54.28	65.68	79.47	84.50	102.25	123.72
60	45.32	54.84	66.36	70.56	85.37	103.30
90	35.15	42.53	51.46	54.72	66.21	80.11
120	29.35	35.51	42.97	45.69	55.28	66.89
150	25.52	30.87	37.36	39.72	48.06	58.16
180	22.76	27.54	33.32	35.43	42.87	51.87
240	19.00	22.99	27.82	29.58	35.80	43.31
360	14.74	17.83	21.58	22.94	27.76	33.59

Por lo cual la intensidad de lluvia a utilizar es

$$I = \frac{215.26 \text{ mm/hr}}{60} = 3.6 \text{ mm/min}$$

6.3.2.5 Diámetros de tubería

Ahora con la pendiente propuesta del 1%, el coeficiente de Manning (0.011) y el caudal, se determina el mínimo diámetro requerido en condiciones de flujo a tubo lleno con la fórmula de Manning despejada para el diámetro, con el caudal en metros cúbicos por segundo y el diámetro en metros.

$$\emptyset = \left(\frac{3.21 * Q * n}{\sqrt{S}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Donde:

Q= caudal en m³/s

n= coeficiente de rugosidad =0.011 para PVC

S= pendiente a considerar = 1%

6.3.2.6 Resumen de datos y resultados

A continuación se presentan los datos finales para cada área tributaria las cuales se encuentran en los planos anexos. Estos se presentan en la **tabla 6.13**

Se recomienda hacer los recolectores de 0.125m³ de volumen interno, en otras palabras de 0.5m de largo, ancho y alto. Con rejilla metálica. De algunos de estos saldrá la tubería directamente a conectarse a la tubería de ANDA.

Nota: Este análisis se realizó con estándares nacionales a diferencia del de techo que se hizo con parámetros costarricenses: por ser mayores las área y en general de más relevancia. Para así evitar cualquier inconveniente o confusión.

Tabla 6.13: Resumen de datos para alcantarillado pluvial

#Área	Tamaño en m2	Coefficiente de escorrentía Ci	intensidad de lluvia (l)	Caudal (Q) L/s	Caudal (Q) m3/s	Salida de Colector #	Caudal acumulado m3/s	Pendiente S%	coeficiente n	Diámetro Ø en m	Diámetro Ø en in comerciales
1	222.5	0.9	3.6	12.02	0.0120	1	0.0376	0.01	0.011	0.20	8
2	192.12	0.9	3.6	10.37	0.0104	2	0.0271	0.01	0.011	0.17	7
3	175.23	0.9	3.6	9.46	0.0095	3	0.0169	0.01	0.011	0.15	6
4	106.44	0.9	3.6	5.75	0.0057	4	0.0084	0.01	0.011	0.11	5
5	106.44	0.9	3.6	5.75	0.0057	5	0.0084	0.01	0.011	0.11	5
6	220.4	0.9	3.6	11.90	0.0119	6	0.0193	0.01	0.011	0.15	7
7	293.4	0.9	3.6	15.84	0.0158	7	0.0350	0.01	0.011	0.19	8
8	436	0.9	3.6	23.54	0.0235	8	0.0585	0.01	0.011	0.23	10
9 y P-1	809.75	0.9	3.6	43.73	0.0437	9	0.0437	0.01	0.011	0.21	9
P-2	405.31	0.9	3.6	21.89	0.0219	10	0.0219	0.01	0.011	0.16	7
P-3	868.56	0.9	3.6	46.90	0.0469	11	0.0469	0.01	0.011	0.21	9
P-4	771.88	0.9	3.6	41.68	0.0417	12	0.0571	0.01	0.011	0.23	10
P-5	764.62	0.9	3.6	41.29	0.0413	13	0.0413	0.01	0.011	0.20	9
P-6	531.9	0.9	3.6	28.72	0.0287	14	0.0287	0.01	0.011	0.18	8
P-7	734.8	0.9	3.6	39.68	0.0397	15	0.0397	0.01	0.011	0.20	8
V-1	857.9	0.5	3.6	25.74	0.0257	16	0.0257	0.01	0.011	0.17	7
V-2	515.6	0.5	3.6	15.47	0.0155	17	0.0155	0.01	0.011	0.14	6

7.0 RED ELECTRICA

7.1 CÁLCULO DE ALUMBRADO.

La luminotecnica es la técnica que estudia las distintas formas de producción de la luz, así como su control y aplicación, basados en esta se calculara el número de luminarias que se necesita en cada zona de la futura edificación.

7.1.1 Alumbrado interior

7.1.1.1 Procedimiento general.

Para el cálculo del alumbrado interior se realizará una serie de pasos:

1. Dimensiones del local.

Se calculan una serie de variables:

- ✓ En base al “método de la cavidad zonal” que divide al local en cavidades individuales: cavidad cielorraso (K2), cavidad local (K1) y cavidad piso (K3) (Figura 7.1). Para el análisis solo interesa la cavidad local que comprende el espacio entre la superficie a iluminar y las luminarias; para este se calcula el índice local “K1” o simplemente “K”.

- ✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)}$$

- ✓ Superficie a iluminar (S, en m²)

$$S = a * b$$

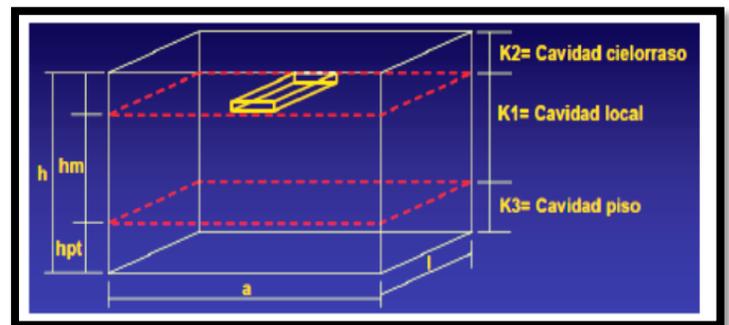


Figura 7.1. Esquema de local dividido en cavidades.

Donde:

$a = ancho$

$b = largo$

$h = altura de las luminarias$
al plano de trabajo

(Figura 7.2)

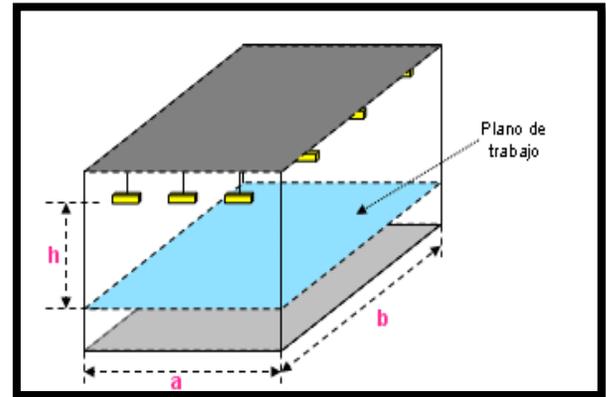


Figura 7.2. Esquema de local a iluminar y sus variables.

2. Nivel de iluminación

Se toma la variable de iluminación media dado para cada caso en las tablas del “**REGLAMENTO GENERAL DE PREVENCIÓN DE RIESGOS EN LOS LUGARES DE TRABAJO**”. (Ver anexos 7.1)

- ✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

3. Definición del tipo de luminaria

Se utilizarán diversas luminarias según la necesidad, ambiente o lugar:

- ✓ En el interior general del edificio: lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor, con un flujo luminoso o intensidad lumínica (ϕ_{LP} , en lúmenes) de: 891 lúmenes c/u. (Ver anexo 7.2)
- ✓ En sanitarios: lámparas fluorescentes de 2x40 con difusor, con un flujo luminoso o intensidad lumínica (ϕ_{LP} , en lúmenes) de: 383 lúmenes c/u. (Ver anexo 7.4)
- ✓ En el comedor y sanitarios: lámparas fluorescentes de 2x32 con difusor, con un flujo luminoso o intensidad lumínica (ϕ_{LP} , en lúmenes) de: 275 lúmenes c/u. (Ver anexo 7.5)

4. Determinar el coeficiente de utilización o rendimiento (η).

Relación entre el flujo recibido por una superficie y el emitido por una fuente luminosa, los valores del " η " están en función del índice local "K" y se encuentran en la tabla anexo 7.3

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

5. Determinación del factor de mantenimiento (Fm)

Depende del ensuciamiento de la iluminaria, paredes, techo, etc. y de la disminución gradual y normal de la emisión luminosa.

Su valor oscila entre 0.6 y 0.8, según sea malo o bueno dicho mantenimiento.

Nota: se utilizara para todos los casos el valor de $Fm = 0.8$, por tratarse de una instalación nueva.

6. Calculo del flujo total (Φ_T)

Con base en las variables anteriores se calcula el:

✓ Flujo luminoso total (Φ_T , en lumen).

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm}$$

7. Calculo del número de luminarias (N_{LUM})

Se obtiene a través del flujo luminoso total calculado anteriormente y el correspondiente a cada luminaria.

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}}$$

(Osram, J., 1996)

7.1.1.2 Primer nivel

Se seccionara para realizar el análisis de manera adecuada (Ver Anexo 7.6)

Cubículos (Figura 7.3)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.5 * 2.8}{2.15(3.5 + 2.8)}$$

$$K = 0.72$$

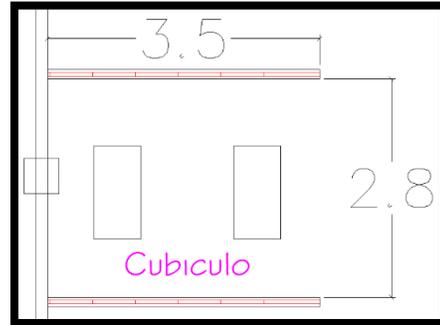


Figura 7.3 Cubículo de trabajo con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura de la mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.5 * 2.8$$

$$S = 9.8 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$Em = 500 \text{ lux}$$

✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

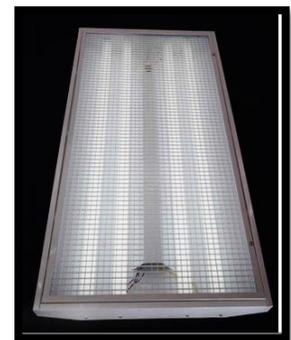


Figura 7.4 Lámpara de 4x40w con difusor

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 0.6$, $\eta=93$ y Si $K = 0.8$, $\eta=101$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.1**

Por ser lineal la pendiente (M) entre

los puntos $P_1(X_1, Y_1)$ y $P_3(X_3, Y_3)$ es igual a

la pendiente (M) entre $P_2(X_2, Y_2)$ y $P_3(X_3, Y_3)$.

La pendiente se obtiene a travez de la formula

$$M = \frac{\Delta Y}{\Delta X}$$

$$\therefore M_{13} = \frac{(Y_3 - Y_1)}{(X_3 - X_1)} \text{ y } M_{23} = \frac{(Y_3 - Y_2)}{(X_3 - X_2)}$$

Como

$$M_{23} = M_{13}$$

Entonces

$$\frac{(Y_3 - Y_2)}{(X_3 - X_2)} = \frac{(Y_3 - Y_1)}{(X_3 - X_1)}$$

Despejando Y_2 (Valor desconocido)

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 101 - \frac{(101 - 93)(0.8 - 0.72)}{(0.8 - 0.6)}$$

$$Y_2 = 97.8$$

$$Y_2 = \eta = 97.8 = 0.98\%$$

Tabla 7.1

Valores de "K" y "η", para k=0.72

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.6	0.72	0.8
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
93	Incógnita	101

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{500 * 9.8}{0.98 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 6,250.0 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.3).

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{6250.0}{3564} = 1.76$$

$$N_{LUM} = 1.75 \cong 2 \text{ luminarias}$$

Pasillo (Figura 7.5)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{17.4 * 2.2}{2.15(17.4 + 2.2)}$$

$$K = 0.91$$

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m

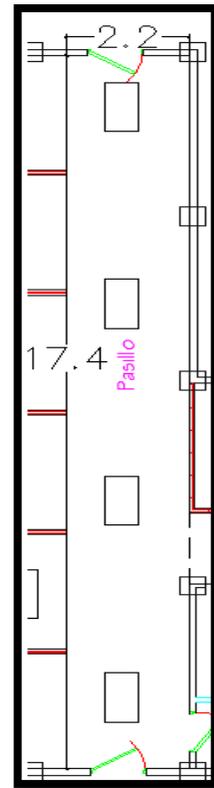


Figura 7.5 Pasillo de circulación con medidas y luminarias.

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 17.4 * 2.2$$

$$S = 38.28 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$E_m = 300 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 0.8$, $\eta=101$ y Si $K = 1.0$, $\eta=105$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.2**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 105 - \frac{(105 - 101)(1.0 - 0.91)}{(1.0 - 0.8)}$$

$$Y_2 = 103.2$$

$$Y_2 = \eta = 103.2 = 1.03\%$$

Tabla 7.2

Valores de " K " y " η ", para $k=0.91$

Valores para " K "		
X_1	X_2	X_3
0.8	0.91	1.0
Valores para " η "		
Y_1	Y_2	Y_3
101	Incógnita	105

" K " y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como " X " y " Y " respectivamente.

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva (ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 38.28}{1.03 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 13,936.9 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.5)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{13936.9}{3564} = 3.9$$

$$N_{LUM} = 3.9 \cong 4 \text{ luminarias}$$

Recepción (Figura 7.6)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{5.2 * 3.0}{2.15(5.2 + 3.0)}$$

$$K = 0.88$$

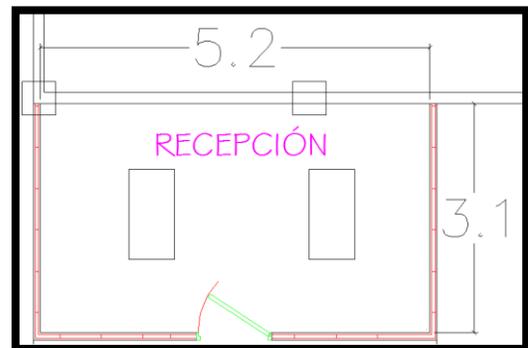


Figura 7.6 Recepción con medidas y luminarias.

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura de la mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 5.2 * 3$$

$$S = 15.6 \text{ m}^2$$

- ✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C".

$$E_m = 300 \text{ lux}$$

- ✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4).

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

- ✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de "K".

Si $K = 0.8$, $\eta=101$ y Si $K = 1.0$, $\eta=105$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.3**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 105 - \frac{(105 - 101)(1.0 - 0.88)}{(1.0 - 0.8)}$$

$$Y_2 = 102.6$$

$$Y_2 = \eta = 102.6 = 1.03\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3

son asimilando un color claro en pisos, paredes

y techo; para una iluminación directa e intensiva (ver anexos).

- ✓ Factor de mantenimiento (F_m)

$$F_m = 0.8$$

Tabla 7.3

Valores de "K" y " η ", para $k=0.88$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.8	0.88	1.0
Valores para " η "		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
101	Incógnita	105

"K" y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 15.6}{1.03 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 5,679.6 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.6*)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{5679.6}{3564} = 1.59$$

$$N_{LUM} = 1.59 \cong 2 \text{ luminarias}$$

Pasillo (*Figura 7.7*)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{5.4 * 1.7}{2.15(5.4 + 1.7)}$$

$$K = 0.6$$

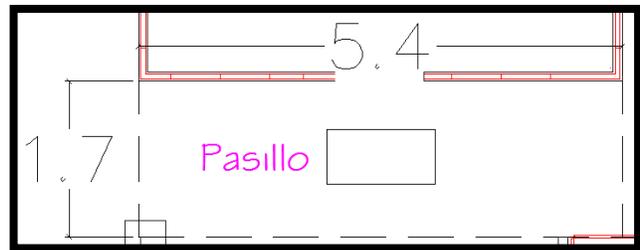


Figura 7.7 Pasillo con medidas y luminaria.

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 5.4 * 1.7$$

$$S = 9.18 \text{ m}^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C".

$$Em = 300 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (*Figura 7.4*).

$$\Phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de "K".

$$\text{Si } K = 0.6, \eta = 93$$

$$\eta = 93 = 0.93\%$$

Nota: El valor tomado de la tabla anexo 7.3 es asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 9.18}{0.93 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 3,701.6 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

La luminaria se representa en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.7*)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{3701.6}{3564} = 1.04$$

$$N_{LUM} = 1.04 \cong 1 \text{ luminarias}$$

Área de impresiones y copias (Figura 7.8)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{4.5 * 2.7}{2.15(4.5 + 2.7)}$$

$$K = 0.78$$



Figura 7.8 Área de impresiones y fotocopias con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura de la mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 4.5 * 2.7$$
$$S = 12.15 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$E_m = 300 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\Phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 0.8$, $\eta=101$ y Si $K = 1.0$, $\eta=105$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.4**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 101 - \frac{(101 - 93)(0.8 - 0.78)}{(0.8 - 0.6)}$$

$$Y_2 = 100.2$$

$$Y_2 = \eta = 100.2 = 1.00\%$$

Tabla 7.4

Valores de "K" y "η", para k=0.78

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.6	0.78	0.8
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
93	Incógnita	101

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (*Fm*)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 12.15}{1 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 4,556.25 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (*N_{LUM}*)

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.8*)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{4556.25}{3564} = 1.28$$

$$N_{LUM} = 1.28 \cong 2 \text{ luminarias}$$

Bodega para equipo de limpieza

(Figura 7.9)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{4.5 * 1.6}{2.15(4.5 + 2.7)}$$

$$K = 0.55 \cong 0.6$$

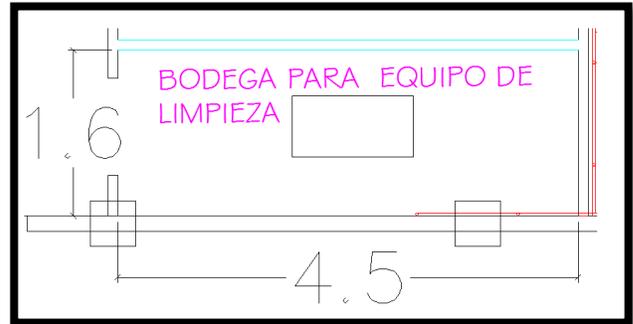


Figura 7.9 Bodega para equipo de limpieza con medidas y luminaria

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 4.5 * 1.6$$

$$S = 7.2 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$Em = 200 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

$$\text{Si } K = 0.6, \eta=93$$

$$\eta=93 = 0.93\%$$

Nota: El valor tomado de la tabla anexo 7.3 es asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{200 * 7.20}{0.93 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 1,935.5 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

La luminaria se representa en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.9)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{1935.5}{3564} = 0.54$$

$$N_{LUM} = 0.54 \cong 1 \text{ luminarias}$$

Espera (Figura 7.10)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{10.2 * 5.9}{2.15(10.2 + 5.9)}$$

$$K = 1.74$$

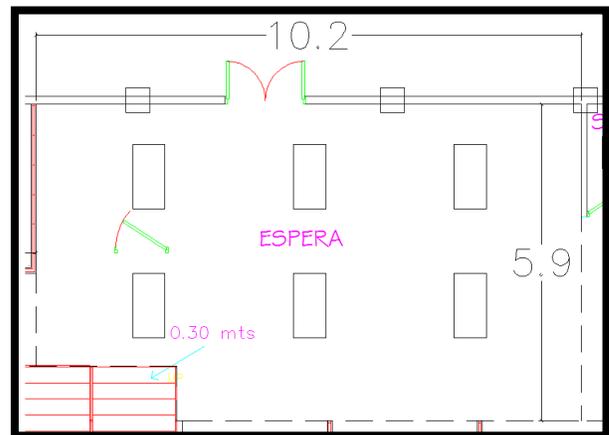


Figura 7.10 Sala de Espera con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 10.2 * 4.9$$

$$S = 60.18 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$Em = 300 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 1.5$, $\eta=113$ y Si $K = 2.0$, $\eta=117$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.5**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 117 - \frac{(117 - 113)(2.0 - 1.74)}{(2.0 - 1.5)}$$

$$Y_2 = 114.9$$

$$Y_2 = \eta = 114.9 = 1.15\%$$

Tabla 7.5

Valores de " K " y " η ", para $k=1.74$

Valores para " K "		
X_1	X_2	X_3
1.5	1.74	2.0
Valores para " η "		
Y_1	Y_2	Y_3
113	Incógnita	117

" K " y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como " X " y " Y " respectivamente.

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 60.18}{1.15 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 19,623.9 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.10)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{19623.9}{3564} = 5.51$$

$$N_{LUM} = 5.51 \cong 6 \text{ luminarias}$$

Pasillo (Figura 7.11)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.8 * 3.7}{2.15(3.8 + 3.7)}$$

$$K = 0.87$$

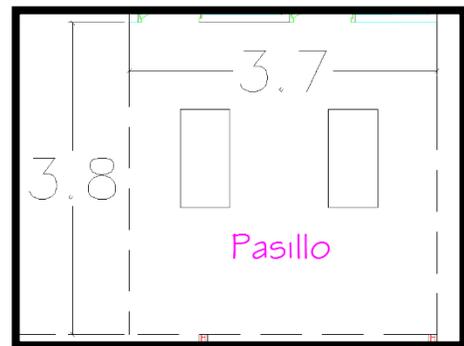


Figura 7.11 Pasillo con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura estándar de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.8 * 3.7$$

$$S = 14.1 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C".

$$E_m = 300 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 0.8$, $\eta=101$ y Si $K = 1.0$, $\eta=105$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.6**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 105 - \frac{(105 - 101)(1.0 - 0.87)}{(1.0 - 0.8)}$$

$$Y_2 = 102.4$$

$$Y_2 = \eta = 102.4 = 1.02\%$$

Tabla 7.6

Valores de " K " y " η ", para $k=0.87$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.8	0.87	1.0
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
101	Incógnita	105

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 14.1}{1.02 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 5,183.8 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.11)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{5257.3}{3564} = 1.48$$

$$N_{LUM} = 1.48 \cong 2 \text{ luminarias}$$

Servicios sanitarios (Figura 7.12)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{(1.7 + 1.7) * 2.0}{2.15((1.7 + 1.7) + 3.8)}$$

$$K = 0.6$$

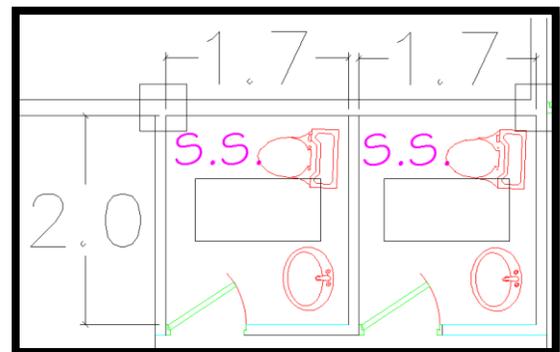


Figura 7.12 Servicios sanitarios con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura estándar de una mesa de trabajo= 0.85m (en este caso el lavamanos).

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.4 * 2.0$$

$$S = 6.8 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "A"

$$Em = 150 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 2x40w con difusor (Figura 7.13)

$$\phi_{LP} = 383 * 2 = 766 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.4)}$$



Figura 7.13 Lámpara de 2x40w con difusor

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

$$\text{Si } K = 0.6, \eta = 93$$

$$\eta = 93 = 0.93\%$$

Nota: El valor tomado de la tabla anexo 7.3 es asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{150 * 6.8}{0.93 * 0.8}$$

$$\phi_T = 1371 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.12)

$$N_{LUM} = \frac{\phi_T}{\phi_{LP}} = \frac{1371}{766} = 1.8$$

$$N_{LUM} = 1.8 \cong 2 \text{ luminarias}$$

Nota: se colocara una luminaria en cada servicio sanitario, y en los del segundo nivel de igual forma.

Pasillo (Figura 7.14)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{2.4 * 9.4}{2.15(2.4 + 9.4)}$$

$$K = 0.89$$

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura estándar de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 2.4 * 4.9$$

$$S = 22.56 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C".

$$Em = 300 \text{ lux}$$

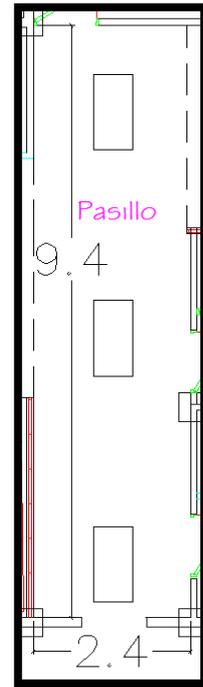


Figura 7.14 Pasillo con medidas y luminarias

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\Phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para "η" en función de "K".

Si $K = 0.8$, $\eta=101$ y Si $K = 1.0$, $\eta=105$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.7**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 105 - \frac{(105 - 101)(1.0 - 0.89)}{(1.0 - 0.8)}$$

$$Y_2 = 102.8$$

$$Y_2 = \eta = 102.8 = 1.03\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 22.56}{1.03 * 0.8}$$

Tabla 7.7

Valores de "K" y "η", para $k=0.89$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.8	0.89	1.0
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
101	Incógnita	105

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

$$\Phi_T = 8,213.6 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.14)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{8213.6}{3564} = 2.3$$

$$N_{LUM} = 2.3 \cong 3 \text{ luminarias}$$

Comedor (Figura 7.15)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{5.7 * 7.9}{2.15(5.7 + 7.9)}$$

$$K = 1.5$$

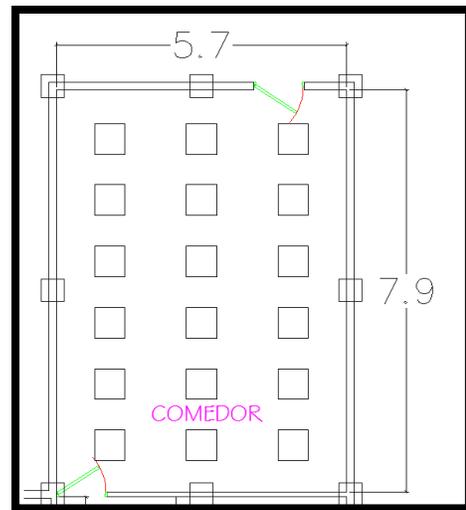


Figura 7.15 Comedor con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura estándar de una mesa de trabajo= 0.85m (en este caso la mesa de comedor).

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 5.7 * 7.9$$

$$S = 45.03 \text{ m}^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "A"

$$Em = 200 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 2x32w con difusor

(Figura 7.16)

$$\phi_{LP} = 275 * 2 = 550 \text{ lúmenes/luminaria}$$

(Ver anexo 7.5)



Figura 7.16 Lámpara de 2x40w con difusor

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para "η" en función de "K".

Si $K = 1.5$, $\eta = 113$

$$\eta = 113 = 1.13\%$$

Nota: El valor tomado de la tabla anexo 7.3 es asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{200 * 45.03}{1.13 * 0.8}$$

$$\phi_T = 9,962.4 \text{ lúmenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de cuadrados (Figura 7.15)

$$N_{LUM} = \frac{\phi_T}{\phi_{LP}} = \frac{9962.4}{550} = 18.11$$

$$N_{LUM} = 18.11 \cong 18 \text{ luminarias}$$

Cubículo individual (CI)

(Figura 7.17)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.4 * 3.2}{2.15(3.4 + 3.2)}$$

$$K = 0.77$$

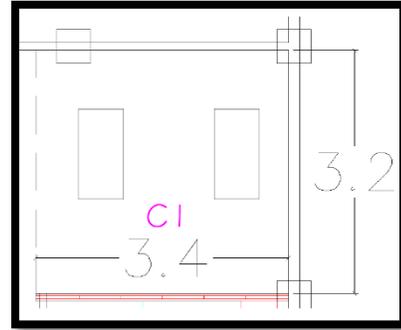


Figura 7.17 Cubículo de trabajo individual con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura de la mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.4 * 3.2$$

$$S = 10.88 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$Em = 500 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\Phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

$$\text{Si } K = 0.6, \eta=93 \text{ y Si } K = 0.8, \eta=101$$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.8**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 101 - \frac{(101 - 93)(0.8 - 0.77)}{(0.8 - 0.6)}$$

$$Y_2 = 99.8$$

$$Y_2 = \eta = 99.8 \cong 1.00\%$$

Tabla 7.8

Valores de "K" y "η", para k=0.77

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.6	0.77	0.8
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
93	Incógnita	101

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (*Fm*)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{500 * 10.88}{1 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 6,800 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.17*).

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{6800}{3564} = 1.91$$

$$N_{LUM} = 1.91 \cong 2 \text{ luminarias}$$

Servicios sanitarios masculinos

(Figura 7.18)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.2 * 2.7}{2.15(3.2 + 2.7)}$$

$$K = 0.68$$

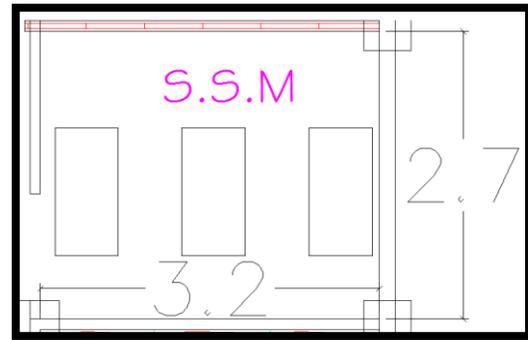


Figura 7.18 Servicios sanitarios masculinos con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 3m y la altura estándar de una mesa de trabajo= 0.85m (en este caso el lavamanos).

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.2 * 2.7$$

$$S = 8.64 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "A"

$$E_m = 150 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 2x40w con difusor (Figura 7.13)

$$\phi_{LP} = 383 * 2 = 766 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.4)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 0.6$, $\eta=93$ y Si $K = 0.8$, $\eta=101$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.9**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 101 - \frac{(101 - 93)(0.8 - 0.68)}{(0.8 - 0.6)}$$

$$Y_2 = 96.2$$

$$Y_2 = \eta = 96.2 = 0.96\%$$

Nota: El valor tomado de la tabla anexo 7.3 es asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{150 * 8.64}{0.96 * 0.8}$$

$$\phi_T = 1,687.5 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.18*)

$$N_{LUM} = \frac{\phi_T}{\phi_{LP}} = \frac{1687.5}{766} = 2.2$$

$$N_{LUM} = 2.2 \cong 3 \text{ luminarias}$$

Tabla 7.9

Valores de "K" y "η", para k=0.68

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.6	0.68	0.8
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
93	Incógnita	101

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Servicios sanitarios femeninos

(Figura 7.19)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.2 * 3.3}{2.15(3.2 + 3.3)}$$

$$K = 0.76$$

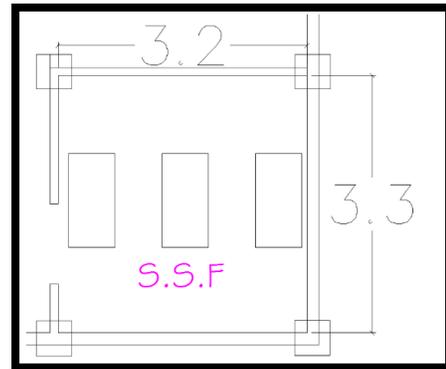


Figura 7.19 Servicios sanitarios masculinos con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=2.15m$ se ha tomado de la

diferencia entre la altura del piso= 3m y la

altura estándar de una mesa de trabajo= 0.85m (en este caso el lavamanos).

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.2 * 3.3$$

$$S = 10.56 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "A"

$$Em = 150 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 2x40w con difusor (Figura 7.13)

$$\phi_{LP} = 383 * 2 = 766 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.4)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

$$\text{Si } K = 0.6, \eta=93 \text{ y Si } K = 0.8, \eta=101$$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.10**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 101 - \frac{(101 - 93)(0.8 - 0.76)}{(0.8 - 0.6)}$$

$$Y_2 = 99.4$$

$$Y_2 = \eta = 99.4 = 0.99\%$$

Nota: El valor tomado de la tabla anexo 7.3 es asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{150 * 10.56}{0.99 * 0.8}$$

$$\phi_T = 2,000 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.19*)

$$N_{LUM} = \frac{\phi_T}{\phi_{LP}} = \frac{2000}{766} = 2.61$$

$$N_{LUM} = 2.61 \cong 3 \text{ luminarias}$$

Tabla 7.10

Valores de "K" y "η", para k=0.76

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.6	0.76	0.8
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
93	Incógnita	101

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

7.1.1.3 Escaleras

A través de estas se ascenderá y descenderá entre los dos niveles del edificio, contando con un descanso. *Figura 7.20*

Para facilitar el análisis se consideraran como un solo cuerpo tanto las escaleras como el descanso.

Figura 7.21

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.2 * 4.5}{2.2(3.2 + 4.5)}$$

$$K = 0.85$$

Nota: el valor $h=2.2m$ se ha tomado del art.8 numeral 4 del “**REGLAMENTO GENERAL DE PREVENCIÓN DE RIESGOS EN LOS LUGARES DE TRABAJO**”, el cual menciona la altura mínima a considerar.

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.2 * 4.5$$

$$S = 14.4 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal “C”

$$E_m = 300 \text{ lux}$$

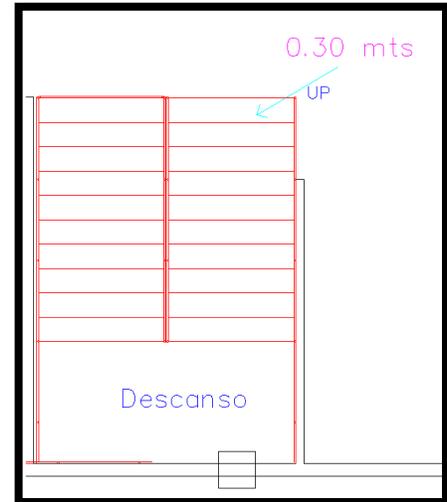


Figura 7.20 Escaleras de ascenso y descenso con descanso

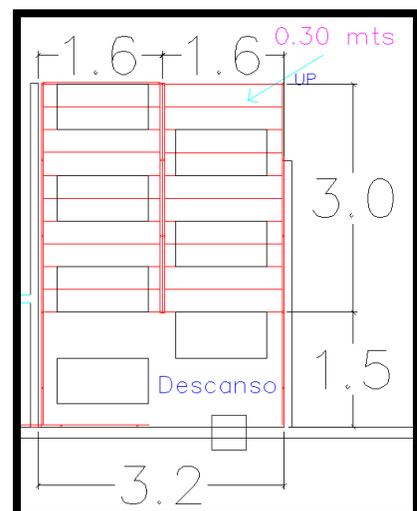


Figura 7.21 Escaleras y descanso con medidas y luminarias

✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 2x40w con difusor (Figura 7.13)

$$\phi_{LP} = 383 * 2 = 766 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.4)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para "η" en función de "K".

Si $K = 0.8$, $\eta=101$ y Si $K = 1.0$, $\eta=105$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.11**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$
$$Y_2 = 105 - \frac{(105 - 101)(1.0 - 0.85)}{(1.0 - 0.8)}$$

$$Y_2 = 102.0$$

$$Y_2 = \eta = 102.0 = 1.02\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 14.4}{1.02 * 0.8}$$

Tabla 7.11

Valores de "K" y "η", para $k=0.85$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.8	0.85	1.0
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
101	Incógnita	105

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

$$\Phi_T = 5,294.12 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.21)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{5294.12}{766} = 6.9$$

$$N_{LUM} = 6.9 \cong 7 \text{ luminarias}$$

7.1.1.4 Segundo nivel

El cual se seccionara para realizar el análisis de manera adecuada (Ver Anexo 7.7)

Salón de reuniones (Figura 7.22)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{10.0 * 5.7}{1.65(10.0 + 5.7)}$$

$$K = 2.2$$

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 10.0 * 5.7$$

$$S = 57.0 \text{ m}^2$$

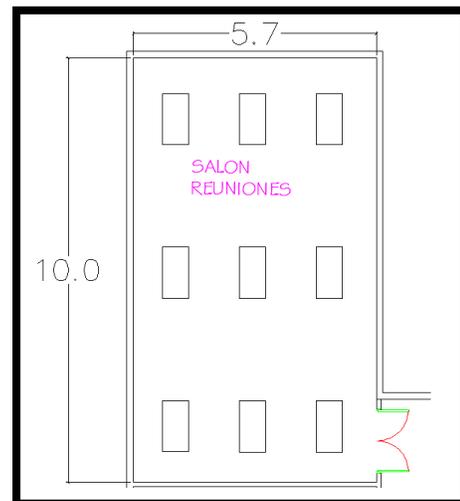


Figura 7.22 Salón de reuniones con medidas y luminarias

✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$E_m = 500 \text{ lux}$$

✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\Phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de "K".

Si $K = 2.0$, $\eta=117$ y Si $K = 2.5$, $\eta=120$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la

Tabla 7.12

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$
$$Y_2 = 120 - \frac{(120 - 117)(2.5 - 2.2)}{(2.5 - 2.0)}$$

$$Y_2 = 118.2$$

$$Y_2 = \eta = 118 = 1.18\%$$

Tabla 7.12

Valores de "K" y " η ", para $k=2.2$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
2.0	2.2	2.5
Valores para " η "		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
117	Incógnita	120

"K" y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (F_m)

$$F_m = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{500 * 57}{1.18 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 30,190.7 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.22*).

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{30190.7}{3564} = 8.47$$

$$N_{LUM} = 8.47 \cong 9 \text{ luminarias}$$

Gerencia General (*Figura 7.23*)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{4.9 * 5.7}{1.65(4.9 + 5.7)}$$

$$K = 1.6$$

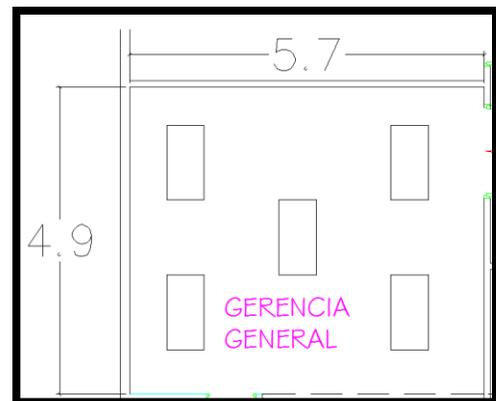


Figura 7.23 Gerencia General con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= $2.5m$ y la altura de una mesa de trabajo= $0.85m$

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 4.9 * 5.7$$

$$S = 27.9 \text{ m}^2$$

- ✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$E_m = 500 \text{ lux}$$

- ✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\Phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

- ✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de "K".

Si $K = 1.5$, $\eta=113$ y Si $K = 2.0$, $\eta=117$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la

Tabla 7.13

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 117 - \frac{(117 - 113)(2.0 - 1.6)}{(2.0 - 1.5)}$$

$$Y_2 = 113.8$$

$$Y_2 = \eta = 114 = 1.14\%$$

Tabla 7.13

Valores de "K" y " η ", para $k=1.6$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
1.5	1.6	2.0
Valores para " η "		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
113	Incógnita	117

"K" y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

- ✓ Factor de mantenimiento (F_m)

$$F_m = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{500 * 27.9}{1.14 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 15,296.1 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.23*).

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{15296.1}{3564} = 4.3$$

$$N_{LUM} = 4.3 \cong 5 \text{ luminarias}$$

Archivo de gerencia general (*Figura 7.24*)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.6 * 2.4}{1.65(3.6 + 2.4)}$$

$$K = 0.87$$

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= $2.5m$ y la altura de una mesa de trabajo= $0.85m$

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.6 * 2.4$$

$$S = 8.64 m^2$$



Figura 7.24 Archivo de gerencia general con medidas y luminarias

- ✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$E_m = 300 \text{ lux}$$

- ✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

- ✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 0.8$, $\eta=101$ y Si $K = 1.0$, $\eta=105$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes

valores se presentan en la

Tabla 7.14

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 105 - \frac{(105 - 101)(1.0 - 0.87)}{(1.0 - 0.8)}$$

$$Y_2 = 102.4$$

$$Y_2 = \eta = 102 = 1.02\%$$

Tabla 7.14

Valores de " K " y " η ", para $k=0.87$

Valores para " K "		
X_1	X_2	X_3
0.8	0.87	1.0
Valores para " η "		
Y_1	Y_2	Y_3
101	Incógnita	105

" K " y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como " X " y " Y " respectivamente.

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

- ✓ Factor de mantenimiento (F_m)

$$F_m = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 8.64}{1.02 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 3,176.5 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.24).

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{3176.5}{3564} = 0.89$$

$$N_{LUM} = 0.89 \cong 1 \text{ luminaria}$$

Servicio sanitario de gerencia general

(Figura 7.25)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{2.3 * 2.0}{1.65(2.3 + 2.0)}$$

$$K = 0.65$$

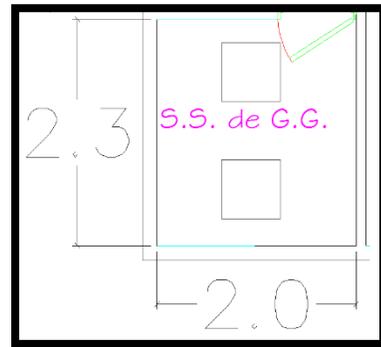


Figura 7.25 Servicio sanitario de gerencia general con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m (en este caso el lavamanos).

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 2.3 * 2.0$$

$$S = 4.6 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "A"

$$Em = 150 \text{ lux}$$

✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 2x32w con difusor (Figura 7.16)

$$\phi_{LP} = 275 * 2 = 550 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.5)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de "K".

Si $K = 0.6$, $\eta=93$ y Si $K = 0.8$, $\eta=101$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la

Tabla 7.15

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 101 - \frac{(101 - 93)(0.8 - 0.65)}{(0.8 - 0.6)}$$

$$Y_2 = 95$$

$$Y_2 = \eta = 95 = 0.95\%$$

Tabla 7.15

Valores de "K" y " η ", para $k=0.87$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.6	0.65	0.8
Valores para " η "		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
93	Incógnita	101

"K" y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{150 * 4.6}{0.95 * 0.8}$$

$$\phi_T = 907.9 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.25).

$$N_{LUM} = \frac{\phi_T}{\phi_{LP}} = \frac{907.9}{550} = 1.65$$

$$N_{LUM} = 1.65 \cong 2 \text{ luminarias}$$

Espera (segundo nivel) (Figura 7.26)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{15.5 * 4.9}{1.65(15.5 + 4.9)}$$

$$K = 2.26$$

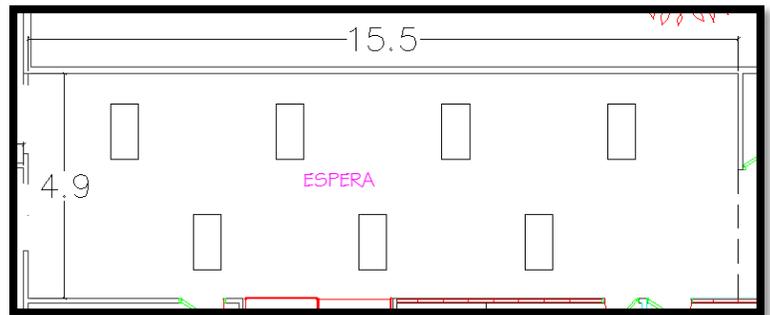


Figura 7.26 Sala de Espera con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 15.5 * 4.9$$

$$S = 75.95m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$E_m = 300 \text{ lux}$$

✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 2.0$, $\eta=117$ y Si $K = 2.5$, $\eta=120$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.16**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 120 - \frac{(120 - 117)(2.5 - 2.26)}{(2.5 - 2.0)}$$

$$Y_2 = 118.56$$

$$Y_2 = \eta = 119 = 1.19\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

Tabla 7.16

Valores de " K " y " η ", para $k=2.26$

Valores para " K "		
X_1	X_2	X_3
2.0	2.26	2.5
Valores para " η "		
Y_1	Y_2	Y_3
117	Incógnita	120

" K " y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como " X " y " Y " respectivamente.

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 75.95}{1.19 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 23,933.8 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.26).

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{23933.8}{3564} = 7.72$$

$$N_{LUM} = 6.72 \cong 7 \text{ luminarias}$$

Cafetín (Figura 7.27)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{4.4 * 4.6}{1.65(4.4 + 4.6)}$$

$$K = 1.36$$

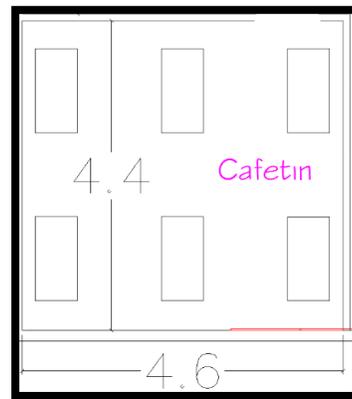


Figura 7.27 Cafetín con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m (en este caso la mesa de comedor).

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 4.4 * 4.6$$

$$S = 20.24m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "A"

$$Em = 200 \text{ lux}$$

✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 2x40w con difusor (Figura 7.13)

$$\Phi_{LP} = 383 * 2 = 766 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.4)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 1.25$, $\eta=110$ y Si $K = 1.5$, $\eta=113$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.17**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 113 - \frac{(113 - 110)(1.5 - 1.36)}{(1.5 - 1.25)}$$

$$Y_2 = 111.32$$

$$Y_2 = \eta = 111 = 1.11\%$$

Tabla 7.17

Valores de " K " y " η ", para $k=1.36$

Valores para " K "		
X_1	X_2	X_3
1.25	1.36	1.5
Valores para " η "		
Y_1	Y_2	Y_3
110	Incógnita	113

" K " y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como " X " y " Y " respectivamente.

Nota: El valor tomado de la tabla anexo 7.3 es asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{200 * 20.24}{1.11 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 4,558.6 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.27*)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{4558.6}{766} = 5.95$$

$$N_{LUM} = 5.95 \cong 6 \text{ luminarias}$$

Gerencia financiera (*Figura 7.28*)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{4.4 * 3.4}{1.65(4.4 + 3.4)}$$

$$K = 1.16$$

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 4.4 * 3.4$$

$$S = 14.96m^2$$

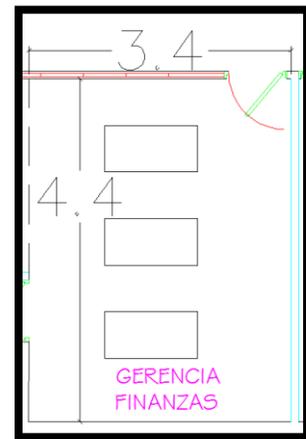


Figura 7.28 Gerencia financiera con medidas y luminarias

✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$E_m = 500 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\Phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de "K".

Si $K = 1.0$, $\eta=105$ y Si $K = 1.25$, $\eta=110$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la

Tabla 7.18

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$
$$Y_2 = 110 - \frac{(110 - 105)(1.25 - 1.16)}{(1.25 - 1.0)}$$
$$Y_2 = 108.2$$
$$Y_2 = \eta = 108 = 1.08\%$$

Tabla 7.18

Valores de "K" y " η ", para $k=1.16$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
1.0	1.16	1.25
Valores para " η "		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
105	Incógnita	110

"K" y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Nota: El valor tomado de la tabla anexo 7.3 es asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (F_m)

$$F_m = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{500 * 14.96}{1.08 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 8657.4 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.28)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{8657.4}{3564} = 2.43$$

$$N_{LUM} = 2.43 \cong 3 \text{ luminarias}$$

Archivo de gerencia financiera (Figura 7.29)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{1.9 * 2.5}{1.65(1.9 + 2.5)}$$

$$K = 0.65$$

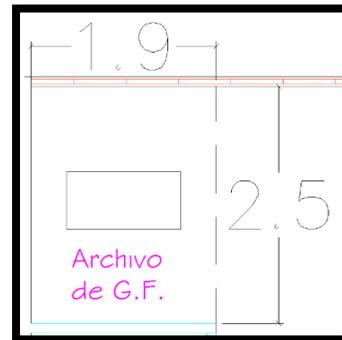


Figura 7.29 Archivo de gerencia general con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= $2.5m$ y la altura de una mesa de trabajo= $0.85m$

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 1.9 * 2.5$$

$$S = 4.75 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$Em = 300 \text{ lux}$$

- ✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\Phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

- ✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de "K".

Si $K = 0.6$, $\eta=93$ y Si $K = 0.8$, $\eta=101$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la

Tabla 7.19

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 101 - \frac{(101 - 93)(0.8 - 0.65)}{(0.8 - 0.6)}$$

$$Y_2 = 95$$

$$Y_2 = \eta = 95 = 0.95\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

- ✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

- ✓ Flujo luminoso total

Tabla 7.19

Valores de "K" y " η ", para $k=0.65$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.6	0.65	0.8
Valores para " η "		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
93	Incógnita	101

"K" y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 4.75}{0.95 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 1,875 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.29).

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{1875}{3564} = 0.53$$

$$N_{LUM} = 0.53 \cong 1 \text{ luminaria}$$

Servicio sanitario de gerencia financiera

(Figura 7.30)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{1.8 * 1.8}{1.65(1.8 + 1.8)}$$

$$K = 0.55 \cong 0.6$$

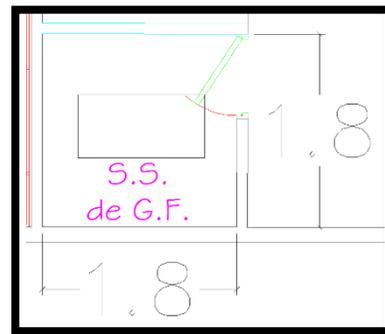


Figura 7.30 Servicio sanitario de gerencia financiera con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m (en este caso el lavamanos).

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 1.8 * 1.8$$

$$S = 3.24 \text{ m}^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "A"

$$Em = 150 \text{ lux}$$

✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 2x40w con difusor (*Figura 7.13*)

$$\phi_{LP} = 383 * 2 = 766 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.4)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de "K".

$$\text{Si } K = 0.6, \eta = 93$$

$$\eta = 93 = 0.93\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (Fm)

$$Fm = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{150 * 3.24}{0.93 * 0.8}$$

$$\phi_T = 653.23 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.30*).

$$N_{LUM} = \frac{\phi_T}{\phi_{LP}} = \frac{653.23}{766} = 0.85$$

$$N_{LUM} = 0.85 \cong 1 \text{ luminarias}$$

Pasillo (Figura 7.31)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{2.8 * 3.7}{1.65(2.8 + 3.7)}$$

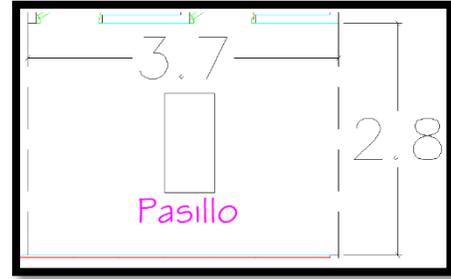


Figura 7.31 Pasillo con medidas y luminarias

$$K = 0.97$$

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura estándar de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 2.8 * 3.7$$

$$S = 10.36 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C".

$$Em = 300 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\Phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

$$\text{Si } K = 0.8, \eta=101 \text{ y Si } K = 1.0, \eta=105$$

En base a estos y al valor " K " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.20**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 105 - \frac{(105 - 101)(1.0 - 0.97)}{(1.0 - 0.8)}$$

$$Y_2 = 104.4$$

$$Y_2 = \eta = 104.4 = 1.04\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (F_m)

$$F_m = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{E_m * S}{\eta * f_m} = \frac{300 * 10.36}{1.04 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 3,735.6 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.31*)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{3735.6}{3564} = 1.05$$

$$N_{LUM} = 1.05 \cong 1 \text{ luminarias}$$

Tabla 7.20

Valores de "K" y "η", para k=0.97

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.8	0.97	1.0
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
101	Incógnita	105

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Pasillo (Figura 7.32)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{1.7 * 17.4}{1.65(1.7 + 17.4)}$$

$$K = 0.94$$

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 1.7 * 17.4$$

$$S = 29.58m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C".

$$Em = 300 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 0.8$, $\eta=101$ y Si $K = 1.0$, $\eta=105$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.21**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

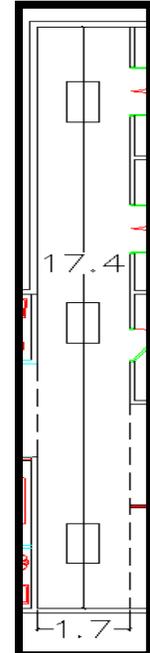


Figura 7.32 Pasillo con medidas y luminarias

$$Y_2 = 105 - \frac{(105 - 101)(1.0 - 0.94)}{(1.0 - 0.8)}$$

$$Y_2 = 103.8$$

$$Y_2 = \eta = 103.8 = 1.04\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Factor de mantenimiento (F_m)

$$F_m = 0.8$$

✓ Flujo luminoso total

$$\phi_T = \frac{E_m * S}{\eta * f_m} = \frac{300 * 29.58}{1.04 * 0.8}$$

$$\phi_T = 10,665.9 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.21*)

$$N_{LUM} = \frac{\phi_T}{\phi_{LP}} = \frac{10665.9}{3564} = 2.99$$

$$N_{LUM} = 2.99 \cong 3 \text{ luminarias}$$

Tabla 7.21

Valores de "K" y "η", para k=0.94

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
0.8	0.94	1.0
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
101	Incógnita	105

y

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Bodega de papelería (Figura 7.33)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.9 * 3.9}{1.65(3.9 + 3.9)}$$

$$K = 1.18$$

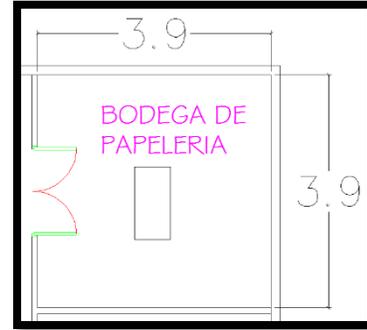


Figura 7.33 Bodega de papelería con medidas y luminaria

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.9 * 3.9$$

$$S = 15.21 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$Em = 200 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

$$\text{Si } K = 1.0, \eta=105 \text{ y Si } K = 1.25, \eta=110$$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.22**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 110 - \frac{(110 - 105)(1.25 - 1.0)}{(1.25 - 1.0)}$$

$$Y_2 = 105$$

$$Y_2 = \eta = 105 = 1.05\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3

son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{200 * 15.21}{1.05 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 3,621.4 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

La luminaria se representa en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.33*)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{3621.4}{3564} = 1.02$$

$$N_{LUM} = 1.02 \cong 1 \text{ luminarias}$$

Tabla 7.22

Valores de "K" y "η", para k=1.18

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
1.0	1.18	1.25
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
105	Incógnita	110

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

Archivos de contabilidad (Figura 7.34)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.9 * 3.9}{1.65(3.9 + 3.9)}$$

$$K = 1.18$$

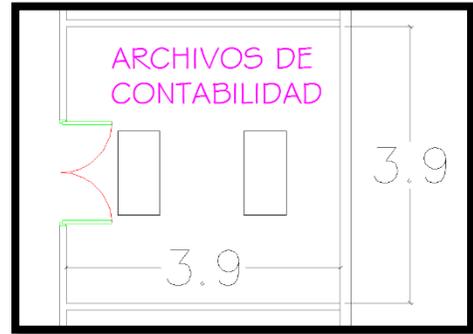


Figura 7.34 Archivos de contabilidad con medidas y luminaria

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.9 * 3.9$$
$$S = 15.21 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$Em = 300 \text{ lux}$$

✓ Luminaria:

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 1.0$, $\eta=105$ y Si $K = 1.25$, $\eta=110$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la **Tabla 7.23**

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 110 - \frac{(110 - 105)(1.25 - 1.0)}{(1.25 - 1.0)}$$

$$Y_2 = 105$$

$$Y_2 = \eta = 105 = 1.05\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3

son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva.

(Ver anexos).

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{300 * 15.21}{1.05 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 5,432.1 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

La luminaria se representa en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.34*)

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{5432.1}{3564} = 1.52$$

$$N_{LUM} = 1.52 \cong 2 \text{ luminarias}$$

Oficina médica (*Figura 7.35*)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.9 * 3.2}{1.65(3.9 + 3.2)}$$

Tabla 7.23

Valores de "K" y "η", para k=1.18

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
1.0	1.18	1.25
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
105	Incógnita	110

"K" y "η" representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

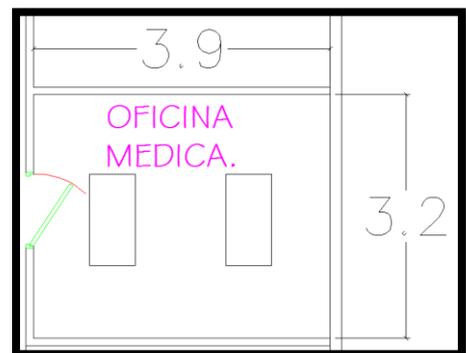


Figura 7.35 Oficina médica con medidas y luminarias

$$K = 1.07$$

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de una mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.9 * 3.2$$

$$S = 12.48 m^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (Em , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "A"

$$Em = 500 \text{ lux}$$

✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de " K ".

Si $K = 1.0$, $\eta=105$ y Si $K = 1.25$, $\eta=110$

En base a estos y al valor " k " previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la

Tabla 7.24

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 110 - \frac{(110 - 105)(1.25 - 1.07)}{(1.25 - 1.0)}$$

$$Y_2 = 106.4$$

Tabla 7.24

Valores de " K " y " η ", para $k=1.07$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
1.0	1.07	1.25
Valores para "η"		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
105	Incógnita	110

" K " y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como " X " y " Y " respectivamente.

$$Y_2 = \eta = 106.4 = 1.06\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{500 * 12.48}{1.06 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 7,358.5 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (Figura 7.35).

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{7358.5}{3564} = 2.06$$

$$N_{LUM} = 2.06 \cong 2 \text{ luminarias}$$

Cubículos segundo nivel (Figura 7.36)

✓ Índice local (K)

$$K = \frac{a * b}{h(a + b)} = \frac{3.0 * 4.0}{1.65(3.0 + 4.0)}$$

$$K = 1.04$$



Figura 7.36 Cubículo de trabajo con medidas y luminarias

Nota: el valor $h=1.65m$ se ha tomado de la diferencia entre la altura del piso= 2.5m y la altura de la mesa de trabajo= 0.85m

✓ Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a * b = 3.0 * 4.0$$

$$S = 12.0 \text{ m}^2$$

✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente de la tabla anexo 7.1, literal "C"

$$E_m = 500 \text{ lux}$$

✓ Luminaria

Lámparas fluorescentes de 4x40w con difusor (Figura 7.4)

$$\Phi_{LP} = 891 * 4 = 3564 \text{ lúmenes/luminaria (Ver anexo 7.2)}$$

✓ Eficiencia o Rendimiento de la iluminación (η)

La tabla anexo 7.3 da una serie de valores para " η " en función de "K".

Si $K = 1.0$, $\eta=105$ y Si $K = 1.25$, $\eta=110$

En base a estos y al valor "k" previamente obtenido, se procederá a interpolar de manera lineal. Las variables a utilizar en la ecuación y sus correspondientes valores se presentan en la

Tabla 7.25

$$Y_2 = Y_3 - \frac{(Y_3 - Y_1)(X_3 - X_2)}{(X_3 - X_1)}$$

$$Y_2 = 110 - \frac{(110 - 105)(1.25 - 1.04)}{(1.25 - 1.0)}$$

$$Y_2 = 105.8$$

$$Y_2 = \eta = 105.8 = 1.06\%$$

Nota: los valores tomados la tabla anexo 7.3 son asimilando un color claro en pisos, paredes y techo; para una iluminación directa e intensiva. (Ver anexos).

Tabla 7.25
Valores de "K" y " η ", para $k=1.04$

Valores para "K"		
X ₁	X ₂	X ₃
1.0	1.04	1.25
Valores para " η "		
Y ₁	Y ₂	Y ₃
105	Incógnita	110

"K" y " η " representan un punto de una recta y de manera convencional se asocian como "X" y "Y" respectivamente.

✓ Flujo luminoso total

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm} = \frac{500 * 12.0}{1.04 * 0.8}$$

$$\Phi_T = 7,211.54 \text{ lumenes}$$

✓ Número de luminarias (N_{LUM})

Las luminarias se representan en el plano en forma de rectángulo (*Figura 7.36*).

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_{LP}} = \frac{7211.54}{3564} = 2.02$$

$$N_{LUM} = 2.02 \cong 2 \text{ luminarias}$$

7.1.2 Alumbrado exterior

7.1.2.1 Procedimiento General.

Para el cálculo de alumbrado exterior se realizará una serie de pasos:

Elección de la luminaria.

Se escoge la luminaria exterior a utilizar según la necesidad y la ficha técnica del proveedor debe contener los datos siguientes o en su defecto alguno para llegar a estos:

✓ Flujo luminoso o intensidad lumínica (Φ_L , en lúmenes)

Es la parte de la potencia radiante total emitida por una fuente de luz que es capaz de afectar el sentido de la vista. (*Figura 7.37*) Corroborándose mediante la fórmula.

$$\Phi_L = \frac{Em * S}{\eta * fm * C_d}$$

Nota: los significados y valores de los componentes de la anterior formula se desarrollaran en los siguientes pasos o apartados.

- ✓ Coeficiente de depreciación (C_d)

Es un factor porcentual de alrededor de 0.85, el cual ayuda a obtener un valor más adecuado a cerca de la iluminación necesaria tomando en cuenta la depreciación de la luminaria en relación al paso del tiempo.

- ✓ Coeficiente de utilización o rendimiento (η).

Relación entre el flujo recibido por una superficie y el emitido por una fuente luminosa. Su valor numérico generalmente se obtiene de la gráfica de una curva o es proporcionado directamente por el proveedor. (Figura 7.38)

1. Determinación del factor de mantenimiento (F_m)

Depende del ensuciamiento de la iluminaria, paredes, techo, etc. y de la disminución gradual y normal de la emisión luminosa.

Su valor oscila entre 0.6 y 0.8, según sea malo o bueno dicho mantenimiento

2. Nivel de iluminación

Se toma la variable de iluminación media (E_m , en lux) dado para cada caso en la **tabla 7.26**

Tabla 7.26 Rangos de Valores de " E_m " para cada tipo de exterior

Tipo	Iluminación media E_m (Lux)
Autopistas, autovías y carreteras con intenso tráfico	20-35
Vías urbanas y plazas importantes	10-20
Vías y paseos residenciales	5-15
Polideportivos	100-500

Fuente: libro "Manual de luminotecnica Osram" de Osram, J. Pág.:164

3. Determinación de la altura ("h" o "H")

Basadose en el flujo luminoso (Φ_L , en lumen).dado por el fabricante se procede a escoger la altura a la cual se colocara la luminara basado en la **tabla 7.27**

Tabla 7.27 Rangos de Valores de "h" para cada rango de valores de " Φ_L "

Flujo de la lámpara (Lm)	Altura (m)
$3.000 \leq \Phi_L < 10.000$	$6 \leq H < 8$
$10.000 \leq \Phi_L < 20.000$	$8 \leq H < 10$
$20.000 \leq \Phi_L < 40.000$	$10 \leq H < 12$
$\Phi_L \geq 40.000$	≥ 12

Fuente: libro "manual de luminotecnica Osram" de Osram, J. Pag165

4. Superficie a iluminar (S , en m^2)

$$S = a \cdot d$$

Donde:

$a =$ ancho

$d =$ distancia o separación

(Figura 7.36)

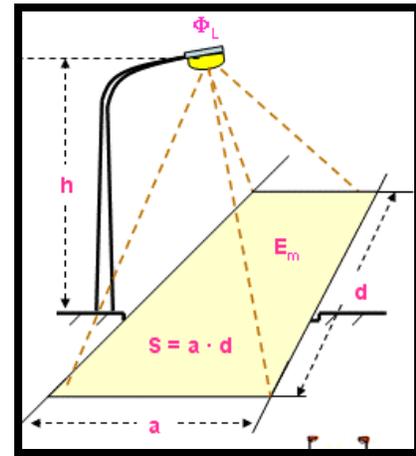


Figura 7.37 Esquema de luminaria, la superficie a iluminar y sus variables.

✓ El ancho ("a" o "A")

Normalmente puede verse mediante curvas que suministran los fabricantes con las luminarias, por estar en función del cociente anchura/altura (A/H), o de los ángulos γ_1 y γ_2 (Figuras 7.38 y 7.39)

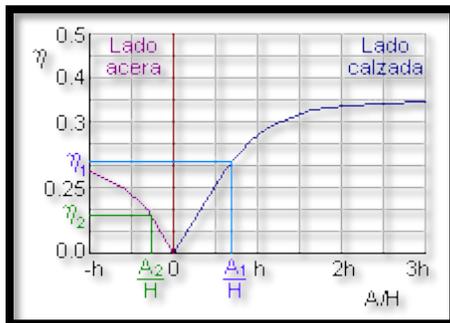


Figura 7.38 Ejemplo del Grafico de rendimiento " η " en función de " A/H "

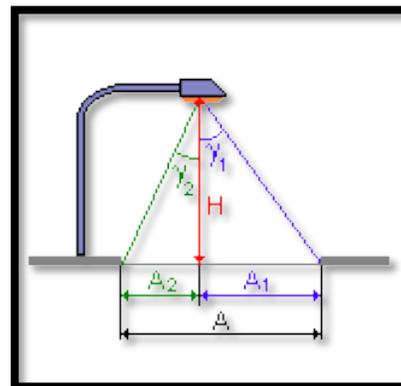


Figura 7.39 Esquema de luminaria y su ancho en función de los ángulos γ_1 y γ_2

✓ Distancia o separación (“d”)

Normalmente se despeja de la formula

$$\Phi_L = \frac{Em * S}{\eta * fm * Cd}$$

Como

$$S = a * d$$

Entonces

$$d = \frac{\Phi_L * \eta * fm * Cd}{Em * a}$$

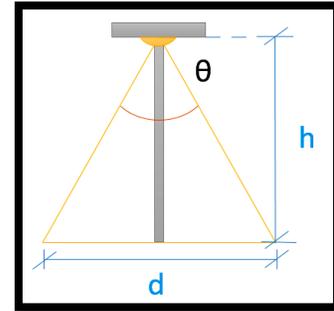


Figura 7.40 Esquema de luminaria y su distancia en función del ángulo θ y “h”

Se obtiene en función a un ángulo (θ) dado por el fabricante y la altura (h)

seleccionada, mediante la relación de un triángulo rectángulo. (Figura 7.40)

Esta distancia puede corroborarse luego en función de la iluminación media y la

relación distancia/altura como se muestra en la **tabla 7.28**

Tabla 7.28 Rangos de Valores de “ E_m ” para cada rango de valores de la relación “ d/h ”²

Iluminación media E_m (lux)	Separación / altura
$2 \leq E_m < 7$	$5 \leq d/h < 4$
$7 \leq E_m < 15$	$4 \leq d/h < 3.5$
$15 \leq E_m \leq 30$	$3.5 \leq d/h < 2$

Fuente: libro “Manual de luminotecnica Osram” de Osram, J. Pág165

(Osram, J., 1996)

7.1.2.2 Contorno del edificio.

✓ Elección de luminaria

La luminaria seleccionada es del tipo LED de la marca “GREENLEK”, modelo GTCA-LD65H. (Ver ficha anexo 7.8) La cual contiene la siguiente información técnica:

- Flujo luminoso

$$\Phi_L = 5,850 \text{ lm}$$

- Coeficiente de depreciación (C_d)

$$C_d = 90\%$$

- Coeficiente de utilización o rendimiento (η)

$$\eta = 0.9$$

- Ángulo horizontal (θ)

$$\theta = 135^\circ$$

- Ángulo vertical (γ)

$$\gamma = 50^\circ$$

- ✓ Factor de mantenimiento (F_m)

$$F_m = 0.8$$

- ✓ Iluminación o iluminancia media (E_m , en lux)

El valor a utilizar es tomado directamente del segundo intervalo de la **tabla 7.25**, considerando el valor más alto de este.

$$E_m = 20 \text{ lux}$$

- ✓ Altura (h) El Valor a utilizar es tomando directamente del primer intervalo de la **tabla 7.26**, considerando el valor más bajo de este.

$$h = 6m$$

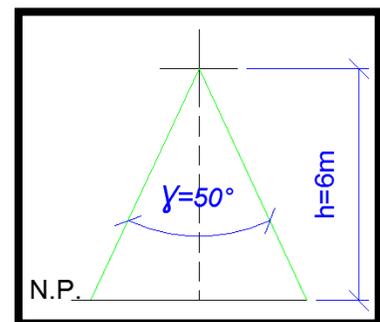


Figura 7.41 Esquema del ángulo γ y la altura h

✓ Ancho ("a" o "A")

Basándose en el ángulo $\gamma = 50^\circ$ dado por el fabricante y la altura $h=6\text{m}$ seleccionada, se plantea en la

Figura 7.41

Se aplica la inclinación estándar de 5° arriba de la horizontal de las luminarias exteriores, dando como resultado un ángulo desconocido (α) y dos triángulos, de los cuales uno es rectángulo (marcado con una línea blanca intermitente) y el otro no (marcado con una línea magenta intermitente) como se muestra en la *figura 7.42*

El ángulo α formado en la parte inferior es igual al que se da en la parte superior entre la línea de la iluminación (verde continua) y el eje de referencia recto (por ser alternos internos entre paralelas). Y el eje inclinado 5° en su cuadrante inferior derecho (de 90°) está compuesto por tres ángulos menores que son: el ángulo de 5° arriba de la horizontal, el ángulo " α " y el ángulo de 25° que corresponde a la mitad del ángulo dado de 50° . Lo cual se esquematiza en la *figura 7.43*.

Despejando entonces α de la ecuación

$$90^\circ = 5^\circ + \alpha + 25^\circ$$

$$\alpha = 60^\circ$$

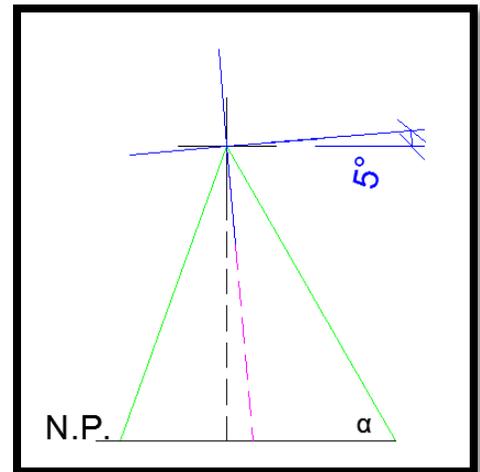


Figura 7.42 Esquema de la inclinación de 5° , el ángulo α y los triángulos que se formaron debido a este.

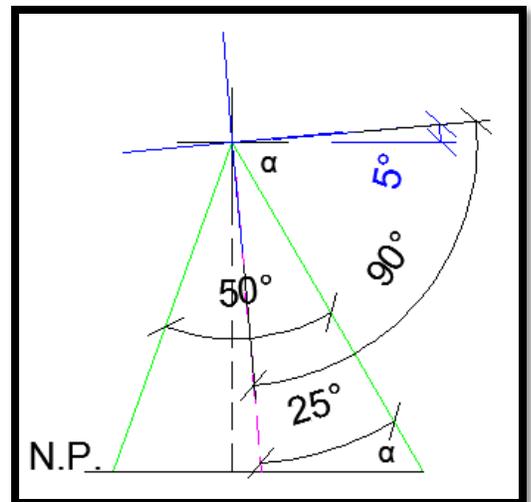


Figura 7.43 Esquema del ángulo α y de cómo conforma parte de un ángulo recto.

Utilizando " α " como parte del triángulo rectángulo antes mencionado, se puede obtener el ángulo " γ_2 ". Basándose en que la suma interna de los ángulos de un triángulo es 180° .

Despejando entonces " γ_2 " de la ecuación

$$180^\circ = 60^\circ + 90^\circ + \gamma_2$$

$$\gamma_2 = 30^\circ$$

Y por ende el ángulo " γ_1 " se obtiene despejando la ecuación

$$\gamma_1 + \gamma_2 = 50^\circ$$

$$\gamma_1 + 30^\circ = 50^\circ$$

$$\gamma_1 = 20^\circ$$

(Figura 7.44)

Tendiendo los valores de γ_1 , γ_2 y altura "h" se pueden obtener los valores A_1 y A_2 a través de la tangente de los triángulos rectángulos formados. Así

$$\tan \gamma_1 = \frac{A_1}{h}$$

Despejando A_1

$$A_1 = (6) \tan 20^\circ = 2.18m$$

Y

$$\tan \gamma_2 = \frac{A_2}{h}$$

Despejando A_2

$$A_2 = (6) \tan 30^\circ = 3.46m$$

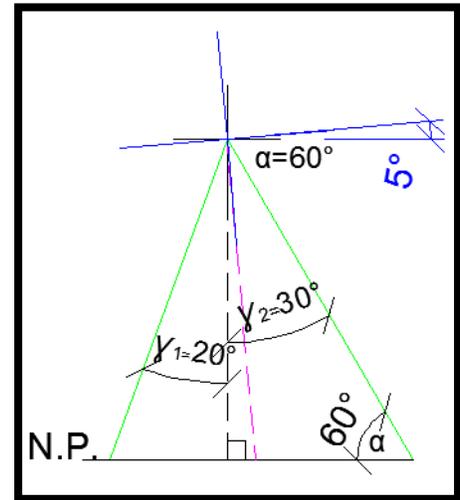


Figura 7.44 Esquema de los valores del ángulo α y de los ángulos γ_1 y γ_2

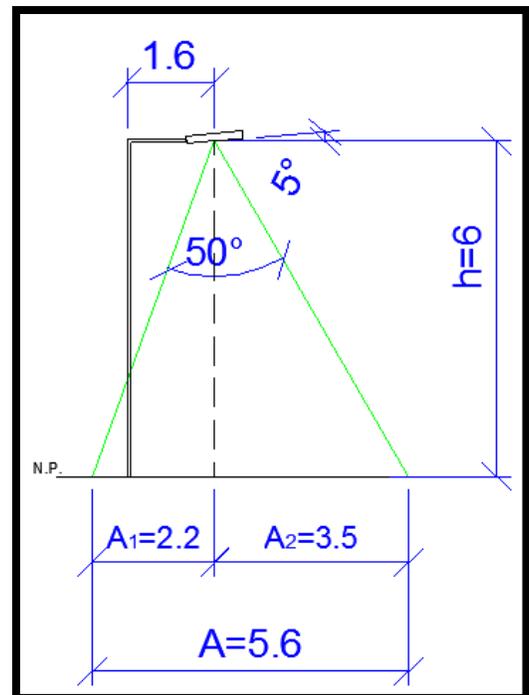


Figura 7.44 Esquema de lámpara instalada y de los valores "A" y "h".

Como el ancho "A" es igual a $A_1 + A_2$

$$A = 2.18 + 3.46 = 5.64m$$

En la *figura 7.44* se esquematiza la lámpara LED instalada y con los correspondientes valores de "A" y "h".

✓ Distancia o separación ("d")

En base al ángulo $\theta = 135^\circ$, suministrado por el proveedor y a la altura escogida $h=6m$ se puede obtener el valor de la distancia "d"; a través de la tangente de la mitad de dicho ángulo. Formando un triángulo rectángulo.

Así:

$$\tan \frac{\theta}{2} = \frac{d/2}{h}$$

$$\tan \frac{135^\circ}{2} = \frac{d/2}{6}$$

Despejando "d"

$$d = 2(6) \tan 67.5^\circ$$

$$d = 28.97m$$

Figura 7.45

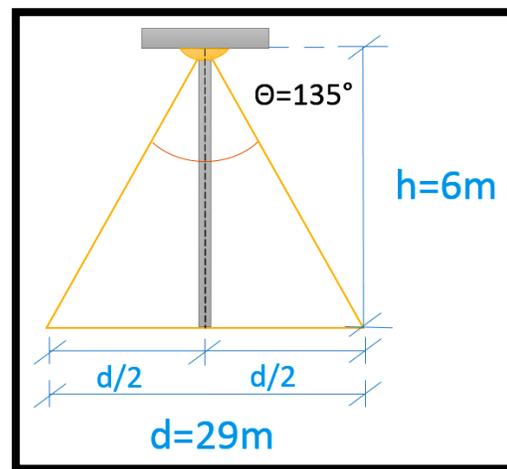


Figura 7.45 Esquema de la lámpara instalada y de los valores "d", "h" y "θ".

Ahora la superficie a iluminar (S) se puede obtener.

$$S = a*d$$

$$S=5.64*28.97=163.4m^2$$

(*Figura 7.46*)

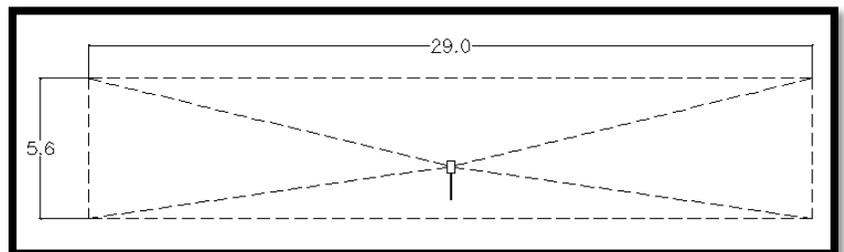


Figura 7.46 Esquema del área iluminada por la lámpara con sus respectivas medidas

✓ Comprobaciones

Se conoce entonces el área que puede iluminar dicha lámpara. Por lo que se procederá a corroborar el valor de Φ_L dado por el proveedor.

$$\Phi_L = \frac{Em * S}{\eta * fm * C_d}$$

$$\Phi_L = \frac{20 * 163.4}{0.9 * 0.8 * 0.9} = 5,043.21 \text{ lm}$$

El valor Φ_L obtenido es menor al proporcionado por el fabricante (5,850 lm), pero próximo a este; por lo que se concluye que la magnitud de las variables resultantes se pueden tomar como correctas, además de contar con un margen.

✓ Área total

El área exterior total a iluminar en el contorno del edificio es de alrededor de 2,550m².

✓ Numero de luminarias (N_{LUM})

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm * C_d}$$

$$\Phi_T = \frac{20 * 2550}{0.9 * 0.8 * 0.9} = 78703.7 \text{ lm}$$

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_L} = \frac{78703.7}{5043.2} = 15.6$$

$$N_{LUM} = 15.6 \cong 16 \text{ luminarias}$$

Se colocaran 17 luminarias para compensar el espacio incidente entre los 8 pares de luminarias que es de 0.6m

$$0.6m * 29m = 17.4m^2$$

17m²x8pares de luminarias=139.2m² y una luminaria por si solo cubre 163m²
 El número total de estas se representa el plano en el anexo 7.9

7.1.2.3 Parqueo, zonas verdes y contorno general.

Para el parqueo y el contorno general, incluyendo algunas zonas verdes; se ha calculado el área por medio de auto CAD el cual dado como resultado 5872.5m². Usando este dato se procederá a calcular el número de lámparas necesarias.

✓ Numero de luminarias (N_{LUM})

$$\Phi_T = \frac{Em * S}{\eta * fm * C_d}$$

$$\Phi_T = \frac{20 * 5872.5}{0.9 * 0.8 * 0.9} = 181,250 \text{ lm}$$

$$N_{LUM} = \frac{\Phi_T}{\Phi_L} = \frac{181250}{5043.2} = 35.9$$

$$N_{LUM} = 35.9 \cong 36 \text{ luminarias}$$

Nota: para el taller automotriz solo se ha calculado dos 4 luminarias sencillas (focos ahorrativos) y 4 tomas. El resto se dejara ha opción del dueño según las necesidades electromecánicas del taller.

7.2 CÁLCULO DE POTENCIA Y NÚMERO DE CIRCUITOS

Se calcula la potencia total de cada grupo de elementos y la protección que estos requieren.

7.2.1 Luces

✓ Potencia (P)

Luminaria de 4x40w con difusor

La potencia individual de cada lámpara se muestra en la ficha anexo 7.2

$$P = 4 \times 40w = 160w$$

Se considera un margen de protección de 20% adicional a la potencia demandada.

$$P = 160 \times 120\% = 192 \cong 200w$$

Luminaria de 2x40w con difusor

La potencia individual de cada lámpara se muestra en la ficha anexo 7.4

$$P = 2 \times 40w = 80w$$

Se considera un margen de protección de 20% adicional a la potencia demandada.

$$P = 80 \times 120\% = 96 \cong 100w$$

Luminaria de 2x32w con difusor

La potencia individual de cada lámpara se muestra en la ficha anexo 7.5

$$P = 2 \times 32w = 64w$$

Se considera un margen de protección de 20% adicional a la potencia demandada.

$$P = 64 \times 120\% = 76.8 \cong 80w$$

La luminaria LED GTCA-LD65H

La potencia de la luminaria LED se muestra en la ficha anexo 7.8

$$P = 65w$$

Se considera un margen de protección de 20% adicional a la potencia demandada.

$$P = 65 \times 120\% = 78 \cong 80w$$

✓ Protecciones

La protección mínima reglamentada para un circuito de luces es un térmico de 15A, el cual soporta una potencia de 1800w. *Figura 7.47.*

$$P = I * E$$

$$P = 15A * 120V = 1800w$$



Figura 7.47 Térmico de 15 amperios un polo.

Para utilizar menos espacios en la caja térmica se utilizarán térmicos de 30A, el cual soporta una potencia de 3600w. *Figura 7.48.*

$$P = I * E$$

$$P = 30A * 120V = 3600w$$

En ocasiones se requerirá protecciones menores de 30A, pero mayores de 15A por lo que se utilizarán también protecciones de 20A un polo. *Figura 7.49*

$$P = I * E$$

$$P = 20A * 120V = 2400w$$

✓ Circuitos

Primer nivel

- 43 luminarias de 4x40w, los cuales se colocaran en circuitos con una protección de 30A cada uno.

$$N^{\circ}_{Lamparas/circuito} = \frac{P_{circuito}}{P_{lampara}} = \frac{3600w}{200w} = 18$$

Por lo que se formaran 2 circuitos de 18 luminarias, con una protección de 30A un polo cada uno (*figura 7.48*); y las restantes 7 luminarias se colocaran en el siguiente circuito.

- 8 luminarias de 2x40w a las cuales se les sumaran las restantes 7 lámparas de 4x40w.

$$P_{total} = (7 * 200w) + (8 * 100w) = 2200w$$



Figura 7.48 Térmico de 30 amperios un polo.



Figura 7.49 Térmico de 20 amperios un polo.

$$I = \frac{P}{E} = \frac{2200w}{120v} = 18.33A$$

El circuito formado por las 8 luminarias de 2x40w y 8 de 4x40w solo necesita una protección de 20A. *Figura 7.49.*

- 18 luminarias de 2x32w

$$P_{total} = 18 * 80 = 1440w$$

$$I = \frac{P}{E} = \frac{1440w}{120v} = 12A$$

Se formara un circuito con una protección de 15A un polo. *Figura 4.47*

Gradas y segundo nivel

- 17 luminarias de 2x40w (7 en las gradas, 4 en los sanitarios y 6 en el cafetín)

$$P_{total} = 17 * 100 = 1700w$$

$$I = \frac{P}{E} = \frac{1700w}{120v} = 14.2A$$

Se formara un circuito con una protección de 15A un polo. *Figura 4.47*

- 43 luminarias de 4x40w, los cuales se colocaran en circuitos con una protección de 30A cada uno.

$$N^{\circ}_{Lamparas/circuito} = \frac{P_{circuito}}{P_{lampara}} = \frac{3600w}{200w} = 18$$

Por lo que se formaran dos circuitos de uno de 18 otro de 17 luminarias, con una protección de 30A un polo cada uno (*figura 7.48*); y las restantes ocho luminarias se colocaran en el siguiente circuito.

- 2 luminarias de 2x32w a las cuales se les sumaran las restantes 8 luminarias de 4x40w.

$$P_{total} = (2 * 80w) + (8 * 200w) = 1760w$$

$$I = \frac{P}{E} = \frac{1360w}{120v} = 11.33A$$

Se formara un circuito con una protección de 15A un polo. *Figura 4.47*

Nota: se colocaron seis luminarias de 4x40w en este circuito para una mejor distribución en base a los espacios, porque estas y las dos de 2x32w se encuentra todas en la gerencia general (incluyendo archivo y servicio sanitario).

Exterior

- 52 luminarias LED de 65w cada una.

$$P_{total} = 52 * 80 = 4160w$$

$$I = \frac{P}{E} = \frac{4160w}{120v} = 34.67A$$

Se formara 3 circuitos con una protección de 15A un polo cada uno (*figura 4.47*). Uno con las 17 luminarias del exterior del edificio y sus interruptores estarán en este, y los otros dos circuitos con 17 y 18 luminarias que son las del resto del contorno; y sus interruptores estarn en el dormitorio de los vigilantes.

Taller

Se colocaran cuatro luminarias sencillas en el taller (focos ahorrativos) y otras dos luminarias sencillas en el dormitorio de los vigilantes. Formando todas un solo circuito con una protección 15A.

7.2.2 Tomas de corriente

✓ Potencia

Toma doble polarizado

La potencia de un toma corriente doble polarizado es de 200w, *figura 7.50*.

Se considera un margen de protección de 20% adicional a la potencia demandada.

$$P = 200 \times 120\% = 240w$$

Toma trifilar

La potencia de un toma corriente trifilar es de 8000w, *figura 7.51*

Se considera un margen de protección de 20% adicional a la potencia demandada.

$$P = 8000 \times 120\% = 9600w$$

Toma exterior

La potencia de un toma corriente exterior es de 200w, *figura 7.52*

Se considera un margen de protección de 20% adicional a la potencia demandada.

$$P = 200 \times 120\% = 240w$$

✓ Circuitos

Primer nivel

- 32 tomas dobles, los cuales se colocaran en circuitos con una protección de 20A cada uno.



Figura 7.50 Toma doble polarizado empotrado

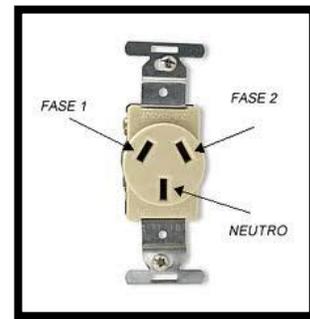


Figura 7.51 Toma trifilar empotrada con sus respectivas líneas indicadas.



Figura 7.52 Toma doble polarizado empotrada para exterior

$$N^{\circ}_{Tomas/circuito} = \frac{P_{circuito}}{P_{toma}} = \frac{2400w}{240w} = 10$$

Cada circuito puede soportar hasta 10 tomacorrientes, por lo que se formaran cuatro circuitos; con 8 tomas cada uno, con una protección de 20A un polo cada uno (*figura 7.49*).

Nota: en uno de estos circuitos están incluidos dos tomas exteriores cerca del edificio, para un mejor análisis ver los planos anexos.

- 1 toma trifilar de 240v

$$I = \frac{P}{E} = \frac{9600w}{240v} = 40A$$

Por lo que se utilizara una protección de 40A dos polos, *figura 7.53*



Figura 7.53 Térmico de 40A dos polos.

Nota: también se instalara un toma trifilar en el cafetín de la segunda planta.

Gradas y segundo nivel

- 34 tomas dobles, los cuales se colocaran en circuitos con una protección de 20A cada uno.

$$N^{\circ}_{Tomas/circuito} = \frac{P_{circuito}}{P_{toma}} = \frac{2400w}{240w} = 10$$

Cada circuito puede soportar hasta 10 tomacorrientes, por lo que se formaran cuatro circuitos; 3 con 9 tomas cada uno y 1 con 7 tomas. Todos con una protección de 20A un polo (*figura 7.49*).

Taller automotriz

- 4 tomas dobles en el taller y 2 en el dormitorio de vigilantes. Los cuales formaran un solo circuito con una protección mínima de 20A.

7.2.3 Aire

- ✓ Potencia

Extractores de aire

La potencia del extractor de aire viene dado por el fabricante, en este caso se recomienda el extractor BROAN 688 el cual cubre un área de 5m² y tiene una potencia de 40w (ver ficha anexo 7.10)

Se considera un margen de protección de 20% adicional a la potencia demandada.

$$P = 40 \times 120\% = 48w \cong 50w$$

Se colocaran 6 extractores en el primer piso y 6 en el segundo piso.

$$P_{total} = 12 * 50 = 600w$$

- ✓ Protecciones

$$I = \frac{P}{E} = \frac{600w}{120v} = 5A$$

Se colocara la protección mínima reglamentaria de 15A. *Figura 7.47.*

- Habrá un circuito con una protección de 15A, en el cual se colocaran los 12 extractores de aire

Secador de manos

La potencia del secador de mano viene dado por el fabricante, en este caso se recomienda el secador FASTDRY modelo HK2200EA el cual tiene una potencia de 2200w (ver ficha anexo 7.11)

✓ Protecciones

$$I = \frac{P}{E} = \frac{2200w}{120v} = 18.33A$$

Se colocara la protección de 20A. *Figura 7.49.*

- Habrá 10 circuitos con una protección de 20A y un secador de manos cada uno.

NOTA: a este elemento no se le ha dado margen de protección porque contiene un sistema ahorrador de energía y por ende la potencia ya trae dicho margen.

7.2.3.1 Calculo de aire acondicionado.

El aire acondicionado viene medido en BTU que es una unidad de potencia que se usa comúnmente para cuantificar la capacidad refrigerante de dichos equipos.

Tabla 7.28

Potencia de refrigeración por área en función de los rangos de temperatura.

Clima	Temperatura	BTU/m²
Frio	0-18°	500
Templado	19°-25°	550
Caliente	26°-33°	600
Muy Caliente	Más de 34°	650

Elementos a considerar

- ✓ Clima
- ✓ Área a climatizar m²
- Carga térmica
 - Personas (500 BTU)
 - Computadoras (400 BTU)

- Luminarias

Tabla 7.29

Potencia de refrigeración de acuerdo al tipo de luminaria.

Luminaria	BTU
Luminaria de 4x40w	800
Luminaria de 2x40w	400
Luminaria de 2x32w	320

- Otros generadores térmicos (electrodomésticos en general)
(400 BTU)

(Santiago, V., 2005)

Gerencia general

- Tiene un área de 36.57m² (incluyendo oficina y archivo), tomando en cuenta un clima caliente.

$$P = 36.57m^2 * 500BTU/m^2 = 18285BTU$$

- Considerando que habrá habitualmente solo una persona.

$$P = 1 \text{ persona} * 500BTU/persona = 500 BTU$$

- Se asumirá que solo habrá una computadora

$$P = 400 BTU$$

- Habrá 6 luminarias de 4x40w

$$P = 6 \text{ Luminarias} * 800BTU/Luminaria = 4800 BTU$$

- Potencia total y mini Split recomendado.

$$P_{total} = 18285 + 500 + 400 + 4800 = 23985 BTU$$

- Se necesita un mini Split de por lo menos 24000 BTU

Gerencia financiera

- Tiene un área de 19.36m² (incluyendo oficina y archivo), tomando en cuenta un clima caliente.

$$P = 19.36m^2 * 500BTU/m^2 = 9680BTU$$

- Considerando que habrá habitualmente solo una persona.

$$P = 1 \text{ persona} * 500\text{BTU/persona} = 500 \text{ BTU}$$

- Se asumirá que solo habrá una computadora

$$P = 400 \text{ BTU}$$

- Habrá 4 luminarias de 4x40w

$$P = 4 \text{ Luminarias} * 800\text{BTU/Luminaria} = 3200 \text{ BTU}$$

- Potencia total y mini Split recomendado.

$$P_{total} = 9680 + 500 + 400 + 3200 = 13780 \text{ BTU}$$

- Se recomienda un mini Split de 18000 BTU.

Nota: no se calculara la protección para los mini Split, debido a que la potencia de estos varía según la marca, a pesar de ser de la misma potencia BTU.

7.2.4 Sumatoria de Amperaje

Numero de circuito	Contenido	Amperaje de Protección
1	8 Tomas dobles del primer nivel	20 A
2	8 Tomas dobles del primer nivel	20 A
3	8 Tomas dobles del primer nivel	20 A
4	8 Tomas dobles del primer nivel	20 A
5	1 Toma trifilar del primer nivel	80 A
6	1 Toma trifilar del segundo nivel	80 A
7	9 Tomas dobles del segundo nivel	20 A
8	9 Tomas dobles del segundo nivel	20 A
9	9 Tomas dobles del segundo nivel	20 A
10	7 Tomas dobles del segundo nivel	20 A
11	6 Tomas dobles para taller y dormitorio	20A
12	18 luminarias de 4x40w del primer nivel	30 A
13	18 luminarias de 4x40w del primer nivel	30 A
14	8 luminarias de 2x40w y 7 de 4x40 del primer nivel	20 A
15	18 luminarias de 2x40 del primer nivel	15 A
16	17 luminarias de 2x40 del segundo nivel y escaleras	15 A
17	18 luminarias de 4x40 del segundo nivel	30 A
18	17 luminarias de 4x40 del segundo nivel	30 A
19	2 luminarias de 2x32 y 8 de 4x40 del segundo nivel	15 A
20	17 luminarias LED para exterior	15 A
21	17 luminarias LED para exterior	15 A
22	18 luminarias LED para exterior	15 A
23	6 receptáculos para focos en taller y dormitorio	15A
24	Extractores de aire del primer y segundo nivel	15 A
25-34	10 Secadores de manos del primer y segundo nivel	20A *10 =200A
TOTAL		720 A

8.0 PRESUPUESTO

8.1 PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA

PLAN DE OFERTA						
CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA SOCIEDAD COOPERATIVA SOLIDARISTA DE R.L.						
UBICACIÓN: Cantón Tecomapa, Municipio de Metapán, Santa Ana, El Salvador.						
FECHA: Diciembre de 2014						
PRESENTA: Edgardo Alfredo Ramírez Menéndez						
Otoniel Salomón Aguilar Ramírez						
Pedro Samuel Martínez Recinos						
ACT.	DESCRIPCIÓN	U	CANT	PRECIO UNIT	COSTO PARCIAL	COSTO TOTAL
1	OBRAS PRELIMINARES					\$800.00
1.1	Limpieza y chapeo	M2	400	\$1.00	\$400.00	
1.2	Trazo por unidad de área	M2	400	\$1.00	\$400.00	
2	TERRACERÍA					\$15,164.73
2.1	Excavación a Mano hasta 1.50 m	M3	307.5	\$11.00	\$3,382.50	
2.2	Relleno Compactado con Material Selecto	M3	168	\$32.50	\$5,460.00	
2.3	Relleno Compactado con Suelo-Cemento 20:1	M3	63	\$43.21	\$2,722.23	
2.4	Desalojo de material producto de excavación	M3	400	\$9.00	\$3,600.00	
3	CONCRETO ESTRUCTURAL					\$149,579.29
3.1	Zapata de fundación Z1(2x2x0.3m, #5@15 en A.S. grado 60, f'c=210 kg/cm2)	M3	27.6	\$302.22	\$8,341.27	
3.2	Zapata de fundación Z2(2x3x0.3m, #7@15 Y #4@20 grado 60, f'c=210 kg/cm2)	M3	21.6	\$302.22	\$6,527.95	
3.3	Columna (0.40x0.50m, 8#8 Est #3@15 grado 60, f'c =210 kg/cm2)	M3	51.8	\$684.66	\$35,465.39	
3.4	Solera de fundación SF(0.40x0.30m, 2#3 + 2#4 Est #3@15 grado 60, f'c =210 kg/cm2)	M3	23.2	\$323.23	\$7,498.94	
3.5	Viga V1(0.25x0.40m, 2#5 + 2#6 +2#5 Est #3@15 grado 60, f'c =210 kg/cm2)	M3	12.1	\$514.35	\$6,223.64	
	Viga V2(0.25x0.40m, 2#5 + 1#6 +2#5 Est #3@15 grado 60, f'c =210 kg/cm2)	M3	11.1	\$500.58	\$5,556.44	
3.6	Losa aligerada VT1-20 Tipo COPRESA (e=0.20m, Temperatura #2@25 en A.S., f'c=210 kg/cm2)	M3	77.2	\$902.63	\$69,683.04	
3.7	Losa para piso (e=0.10m, f'c=210 kg/cm2)	M3	38.6	\$227.21	\$8,770.31	
3.8	Escalera	SG	1	\$1,512.33	\$1,512.33	
3.8.1	Viga V3(0.10x0.20m, 2#3 +2#5 Est #3@10 grado 40, f'c =210 kg/cm2)					
3.8.2	Losa de descanso (e=0.10m, f'c=210 kg/cm2, #5@20 cm)					
3.8.3	Gradas (Losa e=10 cm, gradas 15x30 cm)					
4	ALBAÑILERÍA					\$29,077.12
4.1	Pared de bloque de concreto de 15x20x40 hasta 1.5 metros (incluyendo soleras intermedias, de coronamiento, refuerzo vertical y horizontal)	M2	334.5	\$41.44	\$13,861.68	
4.2	Pared de bloque de concreto de 15x20x40 mayor a 1.5 metros con andamios(incluyendo soleras intermedias, de coronamiento, refuerzo vertical y horizontal)	M2	356	\$42.74	\$15,215.44	

5	OBRAS METÁLICAS					\$19,637.62
5.1	Viga metálica macomber (h=0.30m, angulares de 1 1/2"x1/8" + 1"x1/8", celosía 1/2" grado 40)	ML	232	\$58.29	\$13,523.28	
5.2	Polín P-1: C 6" x 2" calibre #14	ML	363.3	\$16.83	\$6,114.34	
6	CUBIERTAS Y PROTECCIONES					\$9,290.16
6.1	Cubierta de techo metálica lámina galvanizada Zincalum #26 (incluye capotes y pines)	M2	396	\$23.46	\$9,290.16	
7	PUERTAS, VENTANAS Y DIVISIONES					\$23,331.00
7.1	Ventana corrediza PVC americana (1.7x1.15m, color blanco, perfil de PVC con peralte de 3")	c/u	43	\$221.00	\$9,503.00	
7.2	Puerta de madera prefabricada (2x1m, con acabado color blanco, incluye chapa Yale)	c/u	9	\$156.00	\$1,404.00	
7.3	Puerta de madera prefabricada (2x0.8m, con acabado color blanco, incluye chapa Yale)	c/u	12	\$145.00	\$1,740.00	
7.4	Puerta doble de madera prefabricada completa (2x1.5m, acabado color blanco, incluye chapa Yale)	c/u	4	\$190.00	\$760.00	
7.5	Puerta de vidrio deluxe (2x1m, perfil tubular de 1.75", umbral con peralte de 3", contramarco con perfil tubular de 4", haladeras de acero inoxidable)	c/u	4	\$351.00	\$1,404.00	
7.6	Puerta doble de vidrio deluxe (2x1.8m perfil tubular de 1.75", umbral con peralte de 3", contramarco con perfil tubular de 4", haladeras de acero inoxidable)	c/u	1	\$525.00	\$525.00	
7.7	Pared de tabla roca de 12 mm para interiores	M2	512.5	\$15.60	\$7,995.00	
8	ACABADOS					\$41,917.08
8.1	Instalación de piso de cerámica florencia 33x33 cm marca HISPACENSA	M2	792	\$33.05	\$26,175.60	
8.2	Suministro e instalación de cielo falso, loseta tipo Galaxy de 5 mm con perfiles de aluminio.	M2	792	\$11.05	\$8,751.60	
8.3	Pintura latex Sherwin Williams tipo excello	M2	1700.7	\$4.11	\$6,989.88	
9	INSTALACIONES HIDRAULICAS Y SANITARIAS					\$11,234.40
9.1	Suministro e instalación de tuberías de Ø1/2	ML	265	\$5.50	\$1,457.50	
9.2	Suministro e instalación de tuberías de Ø4	ML	190	\$11.00	\$2,090.00	
9.3	Suministro e instalación de tuberías de Ø6	ML	77	\$12.50	\$962.50	
9.4	Excavacion de zanjas para tubería	M3	79.8	\$11.00	\$877.80	
9.5	Relleno compactado en zanjas (material selecto)	M3	79.8	\$12.00	\$957.60	
9.6	Suministro e instalación de servicio sanitario (inodoro hampton blanco, descarga dual)	c/u	12	\$236.00	\$2,832.00	
9.7	Suministro e instalación de lavamanos de pedestal blanco princeton con grifería.	c/u	11	\$187.00	\$2,057.00	
10	INSTALACIONES ELÉCTRICAS					\$12,705.15
10.1	Tablero	c/u	1	\$300.00	\$300.00	
10.2	Termico de 15A un polo	c/u	5	\$3.50	\$17.50	
10.3	Termico de 30A un polo	c/u	4	\$4.25	\$17.00	
10.4	Termico de 20A un polo	c/u	9	\$3.55	\$31.95	
10.5	Termico de 40A dos polos	c/u	2	\$11.45	\$22.90	
10.5	Toma trifilar	c/u	2	\$6.65	\$13.30	
10.6	Toma doble polarizado empotrado	c/u	64	\$1.10	\$70.40	

10.7	Luminaria fluorescente de 4x40 Watts	c/u	85	\$68.40	\$5,814.00	
10.8	Luminaria fluorescente de 2x40 Watts	c/u	18	\$32.50	\$585.00	
10.9	Luminaria fluorescente de 2x32 Watts	c/u	20	\$31.40	\$628.00	
10.10	Luminarias LED exterior (incluye poste galvanizado de 5m x 4")	c/u	17	\$113.50	\$1,929.50	
10.11	interruptor sencillo con placa y caja rectangular	c/u	24	\$1.80	\$43.20	
10.12	interruptor 15 A con placa y caja rectangular	c/u	18	\$6.75	\$121.50	
10.13	Cable #12 thwn	m	1000	\$0.45	\$450.00	
10.14	Cable #14 thwn	m	1400	\$0.43	\$602.00	
10.15	Cable #8 thwn	m	300	\$0.85	\$255.00	
10.16	Cable #10 thwn	m	1200	\$0.65	\$780.00	
10.17	Tecno ducto de 1/2'	m	850	\$0.43	\$365.50	
10.18	Tecno ducto de 3/4'	m	600	\$0.60	\$360.00	
10.19	Tubo conduit PVC 3/4'	m	180	\$1.40	\$252.00	
10.20	Cajas cuadradas	c/u	29	\$1.60	\$46.40	
11	PARQUEO					\$114,046.14
11.1	Losa para parqueo (losa de concreto e=20 cm, V #8@25, base de suelo cemento 20:1 e=10 cm, base de suelo selecto compactado e=10 cm, f'c=210 kg/cm2, con cordón cuneta)	SG	1	\$114,046.14	\$114,046.14	
12	TALLER AUTOMOTRIZ					\$76,645.55
1.1	Limpieza y chapeo	M2	686.14	\$1.00	\$686.14	
1.2	Trazo por unidad de área	M2	686.14	\$1.00	\$686.14	
12.1	Excavación a Mano hasta 1.50 m	m3	46.88	\$ 11.00	\$515.53	
12.2	Compactación material selecto	m3	46.88	\$ 32.50	\$1,523.44	
12.3	Desalojo de material	m3	46.88	\$ 11.70	\$548.44	
12.4	Zapata de fundación Z3 (1.25x1.25x0.3m, #5@15 en A.S. grado 60, f'c=210 kg/cm2)	m3	11.72	\$ 251.85	\$2,951.67	
12.5	Pedestal (0.45x0.45m, 8#8, Est #5@15 grado 60, f'c=210 kg/cm2)	m3	4.86	\$ 684.66	\$3,327.44	
12.6	Polín P-1: C 8" x 2" calibre #12	ml	609.12	\$ 16.84	\$10,254.54	
12.7	Viga metálica macomber (h=0.35m, angulares de 1 1/2"x3/16" + 1"x3/16", celosía 1/2" grado 40)	ml	203.00	\$ 58.29	\$11,833.28	
12.8	Cubierta de techo metálica lámina galvanizada Zinco #26 (incluye capotes y pines)	m2	686.95	\$ 23.47	\$16,119.28	
12.9	Losa para piso (e=0.10m, f'c=210 kg/cm2)	m3	103.04	\$ 185.61	\$19,125.67	
12.1	Placa de acero de 16"x16"x1 1/2 "	c/u	20.00	\$ 71.50	\$1,430.00	
12.11	Pernos A307 de 3/4 "	c/u	120.00	\$ 9.10	\$1,092.00	
12.12	Perfil de acero W 10x33	ml	140.00	\$ 46.80	\$6,552.00	
	SUB-TOTAL					\$503,428.24
	COSTO DE SUPERVISIÓN (7%)					\$35,239.98
	COSTO TOTAL					\$538,668.22

9.0 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

9.1 GENERALIDADES

9.1.1 Objetivos y alcances

9.1.1.1 Objetivos

Estas especificaciones tienen por objeto definir calidad de materiales, métodos de construcción y en general las normas técnicas aplicables a la construcción del proyecto EDIFICIO DE DOS NIVELES PARA OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE LA SOCIEDAD COOPERATIVA SOLIDARISTA DE R.L.

9.1.1.2 Alcances

Estas especificaciones son parte integrante del contrato, constituyendo un complemento de los planos constructivos, de las memorias descriptivas, de las memorias técnicas y de las bases de licitación.

El Contratista está obligado a cumplir lo indicado en estas especificaciones, la supervisión decidirá las condiciones aplicables, a menos que específicamente se señale lo contrario.

El Contratista deberá suministrar materiales, servicios, mano de obra, equipo, transporte, herramientas, maquinaria, dirección técnica, administración y control.

Las obras realizadas por subcontratistas estarán sujetas, administrativamente a lo señalado por los documentos contractuales y las condiciones de la licitación; sin embargo el Contratista será responsable por las acciones de todos los subcontratistas.

9.1.2 Abreviaturas

Cuando sean usadas en estas Especificaciones Técnicas las siguientes abreviaturas, tendrán el significado que a continuación se describen.

ACI: American Concrete Institute, Organismo de U.S.A. que norma las técnicas para las construcciones de concreto reforzado.

AIEE: American Institute of Steel Construction.

AISC: American Institute of Steel Construction, Organismo de U.S.A. que norma la construcción de estructuras de acero.

ASTM: American Society for Testing Materials, Organismo de U.S.A. que norma las pruebas de los materiales.

AWG: American Wire Gauge, Organismo de U.S.A. que coordina el establecimiento de normas de los materiales eléctricos.

AWWA: American Water Works Association.

NEC: National Electric Code, Organismo de U.S.A. que norma las pruebas de los materiales eléctricos.

A.N.D.A. Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados.

C.E.L: Comisión Hidroeléctrica del Río Lempa.

C.I.G: Centro de Investigaciones Geotécnicas del Ministerio de Obras Públicas.

M.O.P.: Ministerio de Obras Públicas.

D.E.H.M: Dirección de Energía, Minas e Hidrocarburos.

M.S.P.A.S.: Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social.

SIGET: Superintendencia General de Electricidad y Telecomunicaciones.

UL: Underwriter's Laboratories Inc.

AWS D12.1: Norma recomendada para el soldado de acero para armaduras, insertos de metales y conexiones en concreto armado.

9.1.3 Control de calidad de las obras

El Contratista es el responsable de la CALIDAD Y SEGURIDAD en las obras a él encomendadas por lo tanto deberá establecer un PLAN PARA EL CONTROL DE CALIDAD Y SEGURIDAD DE LAS OBRAS, en forma obligatoria, que debe ser aprobado por la Supervisión previo al inicio de las obras y que sirva de guía en las diferentes actividades y funciones a desempeñar, por los profesionales que integran el equipo de ejecución de las mismas.

Antes de iniciar las actividades constructivas, deberá aprobarse el Plan de Control de Calidad y conformarse el Equipo de Control de Calidad, el cual deberá tener completo conocimiento de sus responsabilidades y funciones, así como asegurarse de que poseen la experiencia y los conocimientos técnicos necesarios para cumplir a cabalidad su trabajo.

Será responsabilidad de la Supervisión, asegurarse y verificar que el Plan de Control de Calidad sea implementado en la Obra o las Obras y es responsabilidad del Constructor, ejecutarlo tal como ha sido aprobado.

9.1.4 Fases del plan

Las fases comprendidas en el presente Plan son imperativas para asegurar la implementación de Control de Calidad funcional, como a continuación se detalla:

A. Antes de iniciar los trabajos:

A.1 El personal ejecutivo y técnico deberán revisar y familiarizarse con los documentos del Contrato y los requerimientos para un Plan efectivo de Control de Calidad.

A.2 Deberá efectuarse una revisión completa de los Planos, las Especificaciones Técnicas, Presupuestos y demás documentos contractuales. Y las actividades a realizar serán:

a)- Buscar omisiones en los documentos.

- b)- Buscar discrepancias entre Planos y Especificaciones Técnicas.
- c)- Comparar los Planos y las Especificaciones Técnicas con los requerimientos de Proyectos similares, en los que ha encontrado problemas
- d)- Comparar elevaciones, niveles y detalles, anotados en los Planos, con su localización real.
- e)- Mantener en el sitio de construcción, un juego completo de Planos y Especificaciones Técnicas, al día, con las últimas revisiones y anexos.
- f)- Se deberán asegurar que el Contratista tenga los Planos y Especificaciones, actualizados.
- g)- Reportar todos los errores, deficiencias, discrepancias y omisiones a el propietario o a la Supervisión.

A.3 El Constructor deberá asignar a un Ingeniero o Arquitecto calificado, exclusivamente para el Control de Calidad y seguridad del Proyecto o los Proyectos. Dependiendo de la envergadura del proyecto y del volumen de actividades a desarrollar la empresa como responsable de la calidad y seguridad de las obras, podrá determinar la necesidad de un Gerente de Control de Calidad y un Residente, o un solo profesional que cumpla ambas funciones de forma completa y eficiente.

B. Antes de comenzar las actividades de construcción.

B.1 Una conferencia de Pre-Construcción deberá realizarse con representantes del Contratista y los encargados de Control de Calidad, incluyendo a los Subcontratistas más importantes.

B.2 En esta reunión las funciones de los responsables del Control de Calidad y seguridad del Contratista, y de la Supervisión, deben ser expuestas y completamente comprendidas por todos los participantes.

B.3 El Contratista en esta reunión, deberá presentar un Plan de Control de Calidad para ser revisado por la Supervisión, a fin de verificar que está elaborado conforme a los requerimientos de los Documentos Contractuales, incluyendo pruebas y ensayos necesarios.

B.4 La Supervisión posteriormente, convocará a una reunión de mutuo entendimiento sobre el Plan de Control de Calidad y Normas de Seguridad e Higiene, en la cual se discutirá y aprobará el proceso de implementación de dicho Plan.

C. Durante el Proceso Constructivo:

C.1 Tanto el Contratista como el Supervisor deberán implementar las siguientes actividades:

a)- Reuniones Preparatorias previas a todos los procesos de la construcción:

i. El Ingeniero o arquitecto de Control de Calidad y Seguridad debe convocar una reunión preparatoria, antes de que la Supervisión autorice el inicio de cualquier macro actividad, tal como: terracería, fundaciones, paredes, estructura metálica, acabados, reparaciones, demoliciones etc.

ii. En esta reunión se efectuará una verificación de Control de Calidad y Seguridad del proceso a iniciarse, asegurándose que el personal de campo, obreros y maestros de obra, son calificados y se les instruirá acerca del procedimiento de construcción de cada proceso que está por iniciarse y las Normas de seguridad que deben respetar. Para lo cual se deberá llenar el formulario de Preparatoria el cual será firmado por todos los involucrados en cada proceso, Encargado del Control de Calidad y la Supervisión.

iii. Se verificará también que los materiales, herramientas y equipo a usar, han sido aprobados por la Supervisión.

iv. Deberá confirmarse que existan todos los detalles constructivos que se necesitan, incluyendo Planos de Taller, si fuesen necesarios.

v. Se debe confirmar la disponibilidad del Laboratorio de Suelos y materiales para los controles y ensayos correspondientes, el cual debe ser aprobado por la Supervisión y Contratado y Pagado por el Contratista.

b)- Reuniones de Seguimiento:

i. Estas deben realizarse de manera continua, hasta la finalización de la actividad constructiva.

ii. Durante las inspecciones de seguimiento, el Residente o Profesional de Campo, representante de la Supervisión, verificará que los procedimientos y controles provean un producto en cumplimiento con los requerimientos del Contrato, y las medidas de Seguridad e Higiene.

iii. Ajuste a los procedimientos deberán de ser implementados, de acuerdo a las observaciones realizadas en esta fase.

c)- Recepciones Parciales:

i. Cuando se completa un segmento o porción de un trabajo, se debe realizar un examen cuidadoso de la porción terminada y preparar una lista de las deficiencias observadas, o las actividades que faltan por completar.

ii. En la lista de actividades que faltan, para dar por completada una porción de trabajo, debe incluirse: el récord, las pruebas o ensayos pendientes, certificados, diagramas, manuales de operación, etc.

iii. Cerrar progresivamente las porciones terminadas, facilita las actividades al final del Proyecto, para su recepción.

9.1.5 Verificación del plan

La Supervisión VERIFICARÁ que todas las actividades estipuladas para el Control de Calidad y Seguridad y desarrolladas por la empresa constructora estén siendo implementadas.

La empresa constructora está obligada a mantener un Archivo permanente y actualizado que contenga la documentación siguiente: Actas de Reuniones efectuadas sobre el Control de Calidad y Seguridad de la Obra, Carpetas de las diferentes pruebas y ensayos de los trabajos, especificando tipo de prueba, fecha de la prueba, tipo de obra o elemento al que se le efectuó la prueba, complementando con fotografías alusivas.

De encontrar deficiencias en la Obra:

A. El Gerente de control de calidad y Seguridad deberá reportar tales deficiencias a la Supervisión y planteara la solución técnica para solventar dicho problema, se deberá de llevar un registro escrito de todas las deficiencias encontradas, documentadas con fotografías antes y después de su reparación.

B. El Gerente de control de Calidad y Seguridad entregara al Ingeniero de Campo o Residente del Contratista, La solución Técnica aprobada, de acuerdo al formato del control de deficiencia, para su ejecución, La Supervisión tendrá autoridad para recomendar la retención del pago, ya sea por trabajos deficientes o por atrasos en la reparación de las deficiencias o en la ejecución del Contrato.

C. La Supervisión recomendará por escrito y a través de la Gerencia General, cuando exista la necesidad de remover de la obra personal incompetente.

9.1.6 Normas de seguridad e higiene

El Contratista y Sub-Contratistas cumplirán con todas las leyes y reglamentos vigentes en materia de legislación laboral; tendrán a su personal inscrito en el Instituto Salvadoreño del Seguro Social - ISSS y cumplirá con todos sus lineamientos y reglamentos, referentes a la ejecución de este tipo de Proyectos.

Cualquier empleado o colaborador que por cualquier motivo no pudiera ser inscrito, será asegurado por el Contratista contra riesgos profesionales y deberá comprobar en cualquier caso, a petición de la Supervisión, el estar dando cumplimiento a este requerimiento.

De conformidad a las Normas y disposiciones vigentes, el Sub-Contratista de instalaciones, deberá proveer a sus trabajadores y a las personas que laboren en la Obra o transiten por ella, de todas las medidas de seguridad necesarias para impedir cualquier accidente.

Siempre que el área de trabajo presente peligro se instalarán avisos, barreras de seguridad, tapias, etc., para evitar cualquier accidente. Así mismo, no circularán en la Obra, personas ajenas a la construcción, por lo tanto, durante horas nocturnas deberán señalizarse e iluminarse todos aquellos lugares peligrosos, tales como zanjas, vacíos, escaleras, etc., a fin de evitar accidentes.

Las máquinas, aparatos e instalaciones provisionales que funcionen durante la Obra, deberán satisfacer las medidas de seguridad a que están sometidas, por las disposiciones oficiales vigentes.

Las extensiones eléctricas para alumbrado y fuerza, para herramientas, se harán siempre con cables protegidos para intemperie y uso pesado, incluyendo hilo neutro conectado "a tierra". No se permitirá ninguna extensión que no esté dotada de un interruptor de protección adecuado al servicio.

Todos los materiales inflamables o de fácil combustión, deberán almacenarse perfectamente en una sección especial, aislada de las oficinas y de las bodegas Normales, controlándola con un acceso restringido y colocando avisos en la entrada que contengan leyendas de NO FUMAR NI ENCENDER FOSFOROS.

En caso de emplearse procedimientos constructivos con flamas vivas, soldaduras por arco o resistencias eléctricas, deberá proveerse el área de trabajo de extintores contra incendio tipo ABC, de 5 Kg de capacidad y en número adecuado a la magnitud del trabajo que se ejecute. Ya sea en los almacenes, en los talleres o en las oficinas administrativas, se instalarán botiquines médicos de emergencia para primeros auxilios.

La ubicación de los servicios sanitarios para el personal, tanto obrero como administrativo del Contratista, deberá ser escogida de común acuerdo con la

Supervisión, pero el área que se asigne para este objetivo tendrá una limpieza constante. Es responsabilidad del Contratista el mantenimiento de las buenas condiciones de limpieza, en todas las áreas de trabajo, eliminando diariamente todos los desperdicios y sobrantes de material.

El Contratista será responsable ante la Autoridad Contratante o su Representante, de aparecer como patrón único de cualquier obrero, operario o empleado que de alguna forma realice trabajos para el Contratista o para los Sub-Contratistas encargados de llevar a cabo la ejecución de la Obra, comprendida en los Planos y Especificaciones, que forma parte del Contrato por Obra, pactado entre la Autoridad Contratante o su Representante y el Contratista.

El Contratista mantendrá en la Obra (en horas laborales), un representante autorizado, capacitado para recibir las instrucciones de la Supervisión y esta persona deberá, si es posible, ser la misma en todo el desarrollo del trabajo. Este representante contará con los Auxiliares necesarios para hacer una vigilancia estricta y efectiva del trabajo.

9.1.7 Rótulos de la obra.

El Contratista fabricará e instalará un rótulo de lámina galvanizada calibre 26, montado sobre una estructura metálica resistente a las inclemencias ambientales, con leyendas alusivas al Proyecto, al Contratante y/o Autoridad Contratante o su Representante, al Consultor y al Supervisor. Este rótulo medirá 2 x 3 yardas y su diseño, leyenda y ubicación, serán definidos por el propietario y aprobados por el Supervisor.

Para garantizar la calidad del rotulo es necesario sobre la lámina galvanizada dar dos manos de galvite que permita una buena adherencia a la pintura del contenido del rotulo.

9.2 OBRAS PRELIMINARES.

9.2.1 Alcance del trabajo

El contratista suministrará los materiales y realizará por su cuenta y riesgo las construcciones e instalaciones provisionales para la debida conducción y ejecución de las obras tales como: bodegas, oficinas, instalaciones provisionales de agua potable, drenajes de aguas lluvias y aguas negras, servicios sanitarios, servicios de energía eléctrica para luz y fuerza, áreas de acopio temporal de desechos sólidos y en caso de ser necesario cercas protectoras, espacio para alojamiento y señalización de seguridad en las áreas de trabajo; así como también todas las obras preliminares para acondicionar el sitio.

De igual manera, el contratista es responsable de proveer a los trabajadores las herramientas, maquinaria y el equipo de seguridad personal adecuado para desarrollar cada una de las actividades constructivas.

TRABAJO INCLUIDO

9.2.2 Bodegas y patios de acopio.

Incluye la construcción de bodegas para el almacenamiento provisional, conservación y protección de materiales y equipos que deban ser incorporados a la obra; así como la conformación de patios para el depósito de materiales a la intemperie debidamente delimitados y protegidos. Además de áreas para el acopio de desechos sólidos, debidamente delimitados y protegidos.

9.2.2.1 Materiales

Como mínimo la construcción de la bodega deberá ser a base de estructuras y paredes de madera, forrados con lámina galvanizada o fibrocemento, el piso podrá ser de suelo compactado; y deberá de proveerse de las tarimas necesarias para el aislamiento de la humedad con los materiales.

9.2.2.2 Condiciones

Las bodegas serán del tamaño adecuado para el almacenamiento de materiales como hierro, cemento, material eléctrico, cañería y cualquier otro material o equipo que por su naturaleza lo requiera, dispuestos de tal manera que no los afecte la humedad u otros elementos. La disposición de los materiales en bodega debe permitir una fácil inspección.

Las áreas destinadas para el acopio temporal de los desechos sólidos serán de tamaño adecuado, y ubicadas en sitios que permitan un fácil desalojo.

9.2.2.3 Forma de pago.

Se pagará como parte de los costos directos, en concepto de suma global; es decir por rubro terminado.

9.2.3 Servicios de agua potable, energía eléctrica, drenajes

En aquellos lugares donde existan servicios básicos el contratista efectuará las instalaciones provisionales de los mismos debiendo pagar tanto la conexión como el consumo durante la construcción; aún cuando ya no tenga presencia física en el sitio (cuotas pendientes).

Tanto los materiales como la instalación serán sometidos a la aprobación de la supervisión, y al finalizar la obra serán recuperados por el constructor.

El contratista realizará las obras de drenaje provisional para el manejo de la escorrentía que se genere en el terreno para minimizar el arrastre de suelo y evitar la erosión; de igual manera, deberá proteger los puntos de descarga para evitar daños a propiedades vecinas.

9.2.4 Bardas o vallas de protección perimetral.

El contratista construirá por su cuenta una barda o valla de protección en el perímetro de la construcción, con el fin de proporcionar la seguridad tanto en el

desarrollo de los procesos constructivos como en la seguridad del lugar ya que la empresa deberá de ser responsable por la seguridad de los materiales y de las construcción en proceso, de los trabajadores y terceros. También deberá construirse el portón de acceso a la construcción que permitirá un mejor control y seguridad dentro del proyecto.

9.2.4.1 Materiales

Estructuras de madera y forro de lámina galvanizada para las bardas de protección. Para los rótulos se usará lámina galvanizada u otro material resistente a los efectos de la intemperie.

9.2.4.2 Forma de pago

Se pagará como parte de los costos directos, en concepto de suma global; es decir por rubro terminado.

9.2.5 Vigilancia

La vigilancia de las instalaciones provisionales, obras en proceso y materiales en bodega será responsabilidad del Contratista, quien deberá coordinar con el Propietario el funcionamiento personal de dicha vigilancia.

9.2.6 Tala, destronconado, chapeo y limpieza.

Consiste en la tala y destronconado de árboles, chapeo, retiro de toda vegetación existente, tronco, raíces, desperdicios y limpieza total del terreno. Todo el material removido deberá ser retirado y depositado en un lugar previamente señalado.

El Constructor será el responsable por el trámite de la tala de árboles ante las entidades correspondientes.

El Supervisor será quien indique el lugar de acopio internamente, pero si fuere necesario desalojarlo fuera de los límites del terreno, el Contratista, a través del Gerente de Control de Calidad, deberá presentar al Supervisor antes de iniciar el

desalojo, los permisos correspondientes del propietario, del lugar donde se realizara el depósito de material y/o de las Instituciones Gubernamentales acreditadas.

La tala de árboles maderables o no, se hará procurando obtener astas de 3.0 mts. de longitud mínima, las que deberán ser inventariadas y trasladadas para su acopio en el lugar que señale el Supervisor, todo sin costo alguno para el Propietario.

Antes de iniciar la tala de árboles será necesario contar con las autorizaciones correspondientes de las instituciones gubernamentales acreditadas, las aprobaciones de dichos tramites serán proporcionados por el Propietario.

9.2.6.1 medida y forma de pago

Se pagará de acuerdo a lo establecido en plan de propuesta, concepto de suma global. El transporte de los materiales removidos ya sea interno o fuera de los límites del terreno está incluido en el precio unitario.

9.2.7 Trazo y nivelación

El contratista trazará las rasantes y dimensiones de la construcción de acuerdo con las medidas y niveles expresados en los planos y establecerá las referencias planimétricas y altimétricas (bancos de marca), necesarias para plantear ejes y niveles establecidos por los proyectistas, cuantas veces sea necesario. El contratista será el responsable de que el trabajo terminado quede conforme con los alineamientos, niveles, pendientes y referencias indicados en los planos o por el Supervisor.

La Supervisión revisará y aprobará el trazo antes de colocar las niveletas, comprobando que la distancia entre los puntos esté de acuerdo al Plano, una vez colocadas las niveletas se revisarán los niveles de la misma y se comprobarán nuevamente las distancias. El Contratista iniciará las excavaciones hasta que el Supervisor haya aprobado el trazo y niveles. Previo al inicio de cualquier trabajo que dependa del trazo, se deberá haber obtenido la aprobación de este último por parte de la Supervisión, debidamente escrito en la Bitácora.

Para el trazo se deberá usar de preferencia Estación Total o Teodolito. Los puntos principales del trazo se amarrarán a la poligonal del levantamiento topográfico; como punto de referencia se considera los esquineros principales, los quiebres de las terrazas, los cordones de las calles. Una vez ubicados los puntos principales se procederá a la construcción de las niveletas. Todas las niveletas de una misma terraza deberán quedar colocadas a un mismo nivel.

9.2.7.1 Forma de pago

Se pagará por metro cuadrado según se indica el plan de oferta. El costo incluye los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y todo lo necesario para dejar el trazo y nivelación completamente terminados, según lo establecido en los planos y especificaciones.

9.2.8 Excavación

En este rubro están incluidos todos los trabajos de excavación y relleno para las cimentaciones de la edificación.

9.2.8.1 Condiciones para cimentaciones

El nivel de excavación será el indicado en los planos o especificaciones.

En aquellos sitios donde la consistencia del terreno lo permita, las paredes de la excavación podrán utilizarse como formaletas de las estructuras, sin dejar holgura; previa inspección y autorización del supervisor.

Si el contratista excavara más de lo indicado, rellenará y compactará hasta el nivel indicado en los planos, con material aprobado por el Supervisor, sin costo extra.

Todos los materiales adecuados provenientes de las excavaciones se usarán en el relleno mismo, siempre que estén exentos de hojas, raíces, etc. y su calidad sea aprobada previamente por la Supervisión y el Laboratorio de Mecánica de Suelos. La roca, el talpetate y las arcillas de gran plasticidad son materiales inadecuados para el relleno y no se aceptarán.

Cuando sea necesario hacer excavaciones contiguas a cimentaciones existentes, el Contratista deberá apuntalar esas estructuras adyacentes y realizar dichos trabajos con equipos livianos o con herramientas operadas manualmente.

Si se encuentra terreno firme sobre los niveles indicados en los planos, el contratista deberá notificarlo al Supervisor.

Se deberán construir las obras de protección necesarias para evitar derrumbes o inundaciones de las excavaciones.

En los casos de encontrar baja capacidad soportante del suelo natural, el contratista deberá comunicarlo de inmediato al Supervisor, éste, previa inspección, definirá la necesidad de profundizar y restituir hasta el nivel de fundación con suelo cemento o material selecto.

No se colocará ningún relleno contra cualquier estructura hasta que el Supervisor haya dado el permiso respectivo y en ningún caso antes de transcurrir 7 días de haberse colocado el concreto.

9.2.9 Para instalaciones

Comprende excavación, relleno y compactación para ductos eléctricos, telefónicos, hidráulicos y sanitarios.

Las condiciones a cumplir son las mismas descritas en excavación, relleno y compactación para cimentaciones.

9.2.9.1 Forma de pago.

Se pagaran los m³ del volumen de excavación según el plano de fundación realmente ejecutado según el precio unitario indicado en el plan de propuesta debiendo incluir en el precio unitario todo lo mencionado en los párrafos anteriores.

9.3 TERRACERIA

9.3.1 Alcance del trabajo

El contratista suministrará la dirección técnica, transporte, herramientas, equipo y demás servicios necesarios para desarrollar los trabajos de terracería en el área de trabajo mostrada en los planos. Específicamente se realizarán los trabajos de cortes y rellenos necesarios para establecer las terrazas a los niveles indicados, así como la conformación de taludes indicados en los planos.

TRABAJO INCLUIDO

9.3.2 Corte en terrazas

Este rubro incluye el corte de los volúmenes sobresalientes del terreno o de los sectores donde es necesario alcanzar los niveles de terraza indicados en los planos.

9.3.2.1 Procedimiento de ejecución

Los trabajos de corte en terraza se iniciarán una vez concluidos los trabajos en chapeo, limpieza, descapote, desraizado, tala y podado de árboles, demolición, etc. Una vez recibidos los trabajos antes mencionados se procederá a realizar una cuadrícula que abarque las áreas del terreno sujetas a modificación.

9.3.2.2 Forma de pago

Se pagará según se especifique el plan de oferta. Si se requiere cuantificar se calculará el volumen determinado por la cuadrícula inicial y los niveles de terraza proyectada.

9.3.3 Relleno compactado

Antes de dar inicio a las actividades para el relleno compactado, se procederá a eliminar de las áreas a rellenar, todo escombros, material orgánico, cuerpos extraños y basura.

No se permitirá el relleno contra muros, paredes o cimentaciones, sin la previa autorización de la supervisión.

Los rellenos se harán por capas horizontales sucesivas de no más de 15cm de espesor de material suelto. Cada capa será mojada o secada, según sea el caso y se compactará hasta obtener una densidad mínima igual al 90 % de la densidad máxima obtenida en el laboratorio, de acuerdo al procedimiento especificado en AASHTO-T-180, método D. Los métodos de compactación deberán ser tales que no dañen las cimentaciones o instalaciones de los edificios adyacentes.

Si el nivel de desplante o rasante de cimentación fuera blando, fangoso o de otro modo inadecuado, a juicio de la supervisión, el contratista deberá quitar todo material inadecuado y rellenar con material apropiado, el cual deberá ser colocado y compactado en capas horizontales de 10 o 15 cada una según se realice en forma manual o mecánica, hasta alcanzar el nivel de cimentación.

El Gerente de Control de Calidad deberá efectuar las pruebas necesarias a fin de garantizar que se ha alcanzado la densidad requerida en la compactación. Estas pruebas deberán ser presentadas a la supervisión para la aceptación definitiva de los trabajos.

Para el acarreo del material cuando este se realice desde fuera de los límites del terreno, el Contratista, a través del Gerente de Control de Calidad, proporcionará la fuente (Bancos) de material aceptable, los resultados de las pruebas efectuadas al material y comunicara a la Supervisión, con suficiente anticipación, con el propósito de verificar la suficiencia de la fuente y la calidad del material a suministrar

9.3.4 Compactación suelo selecto

Se realizara una escarificación de la subrazante hasta una profundidad de 10 cm; posteriormente se depositara una mezcla homogénea de suelo selecto (tierra blanca) y agua, teniendo el cuidado de que esta mezcla garantice la humedad óptima para su compactación, lo cual mejorara las condiciones existentes.

9.3.5 Compactación con suelo cemento fluido 1:20

El suelo cemento consistirá en un volumen de cemento respectivamente, por varios volúmenes de ceniza volcánica (tierra blanca); la proporción estará específicamente diseñada para cada sitio, según lo determine el laboratorio respectivo. El contratista deberá consultar los planos. La combinación de suelo cemento, deberá mezclarse uniformemente y compactarse adecuadamente, con la cantidad de agua correspondiente al porcentaje de humedad óptima determinado mediante ensayos realizados al suelo.

9.3.5.1 Forma de pago

Se pagaran los m³ del volumen de relleno compactado realmente ejecutado según el precio unitario indicado en el plan de propuesta debiendo incluir en el precio unitario todo lo mencionado en los párrafos anteriores.

9.3.6 Desalojo de material sobrante

El contratista desalojará por su cuenta el material sobrante de las excavaciones, hacia un lugar fuera de la obra acordado con las autoridades de la comunidad y autorizados por la supervisión o en aquellos autorizados por la Municipalidad respectiva o el Ministerio de Obras Públicas, donde no se ocasione daños a terceros. Cuando la ruta de desalojo pase por centros poblados o carreteras con flujo vehicular, cada unidad de transporte vehicular deberá poseer una cubierta protectora para evitar derrame del material y/o la generación de polvo que cause molestias.

9.3.6.1 Forma de pago

Se pagará por según se especifique en el plan de oferta. En el costo se considerará la distancia desde la obra a los lugares de desalojo autorizados para cada proyecto. Los volúmenes de desalojo serán deducidos de las diferencias de material cortado menos material utilizado en rellenos de excavaciones como en tercería.

No se considera material esponjado o expandido.

9.4 CONCRETO ESTRUCTURAL.

9.4.1 Alcance del trabajo

El trabajo incluido en esta Sección comprende la construcción de todo el trabajo de concreto colado “in situ”.

9.4.2 Preparatoria y planos de taller

El Contratista hará por su cuenta y someterá a la aprobación de la Supervisión los dibujos de trabajo que muestren dimensiones, listas del refuerzo, detalles de dobleces, empalmes, espaciamientos, recubrimientos, colocación de cajas, tubos y otros embutidos en el concreto, cuando estos detalles no aparezcan en los planos. Las normas del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones en el Salvador (1994), valdrán en todos los casos que han sido explícitamente detallados en los planos y/o las especificaciones.

En ningún caso se permitirá proceder a la ejecución de la obra física sino se ha celebrado la preparatoria correspondiente a la(s) actividad(es) que el Contratista pretenda iniciar, dicha preparatoria debe estar complementada con: planos completos de taller, muestras, hojas técnicas, resultados de pruebas, método o procedimiento, personal involucrado en la actividad, equipo requerido, material, herramientas a usar, etc. Entendiéndose que si falta cualquiera de los elementos mencionados u otro que el Gerente de Control de Calidad o el Supervisor considere necesario será motivo suficiente para la no celebración de la preparatoria, hasta que todo sea completado.

9.4.3 Aprobación de las mezclas

La Supervisión autorizará el uso de las mezclas, siempre y cuando, hayan sido satisfactorios los resultados de los ensayos de control y dosificación de mezclas. Para que estos resultados sean aprobados por la Supervisión, deberán estar bajo

las normas del ACI (American Concrete Institute) en lo referente al control de resistencia de las mezclas de concreto.

El Contratista proveerá todos los materiales, mano de obra, transporte, colocación, protección y resanado del concreto; la construcción, erección y desmantelamiento de encofrados; asimismo el suministro, la preparación y colocación del refuerzo de acero.

Para los ensayos el Contratista proporcionará los materiales, equipo y personal para la fabricación de los cilindros de prueba para los diseños de las mezclas cuyas resistencias se especificarán posteriormente. Las mezclas serán diseñadas por el laboratorio designado por el Contratista, el cual verificará periódicamente las características físicas del agregado, utilizando los materiales que el contratista haya acopiado en el lugar de la obra. Los agregados a utilizar para la fabricación del concreto deberán ser acopiados en la obra por lo menos 7 días antes de ser obtenidos los diseños de las mezclas. Previa aprobación del Supervisor, el Contratista podrá utilizar concreto premezclado.

La Supervisión autorizará el uso de las mezclas siempre y cuando el resultado de los ensayos correspondientes haya sido satisfactorio, pero si el Contratista deseara colocar concreto antes de obtener dichos resultados, podrá ser autorizado, quedando entendido que el Contratista asumirá la completa responsabilidad del trabajo ejecutado.

Todos los trabajos descritos para este rubro se harán de acuerdo con el código ACI 318-83, a menos que se especifique o detalle en otra forma.

9.4.4 Calidad de los materiales

9.4.4.1 Cemento.

Será Tipo I o II, Portland, que cumpla con la norma ASTM C-1157: Especificación por Desempeño para Concreto Hidráulico. Alternativamente se podrá utilizar cemento hidráulico de acuerdo con la norma ASTM C-595: Especificación para Cementos Hidráulicos Mezclados, excluyendo los tipos S y SA, o cemento Portland

de acuerdo con la norma ASTM C-150: Especificación para Cemento Portland. El cemento será entregado en el sitio en bolsas selladas por el fabricante; no se aceptará el cemento contenido en bolsas abiertas o rotas.

Las diferentes marcas o clases de cemento se deberán almacenar separadamente.

9.4.5.2 Grava.

Consistirá en cantos rodados o piedra triturada, libres de impurezas, provenientes de la fragmentación de roca sana y compacta. No deberá presentar aspecto laminar; su tamaño máximo será determinado de acuerdo con las condiciones de los elementos estructurales, de tal manera que en general no sea mayor de 1" (25 mm), ni mayor que 1/5 de la menor dimensión entre las paredes de la formaleta, ni mayor que 3/4 del mínimo espacio libre entre barras de refuerzo, se recomienda el uso de grava cuyo tamaño oscile entre 3/4" y 1". La granulometría de los agregados gruesos y finos deberá quedar siempre dentro de los límites indicados en la norma ASTM C-33.

9.4.5.3 Arena

Será de buena calidad, de granos duros, libre de impurezas. Además de los límites de graduación de la norma ASTM C-33, la arena tendrá un módulo de finura entre 2.3 y 3.0.

9.4.5.4 Agua

Deberá ser limpia y potable.

9.4.5.5 Aditivos

La Supervisión podrá autorizar, caso por caso, el uso de aditivos toda vez que éstos cumplan con la norma ASTM C-494 y sean producidos por fabricantes de reconocido prestigio y empleados según las instrucciones impresas de los propios fabricantes. Antes de emplear cualquier aditivo se efectuarán ensayos previos de

cilindros para verificar el comportamiento del concreto combinado con dicho aditivo. Durante todo el período de los trabajos ejecutados con aditivos, deberá llevarse un control continuo de las proporciones de la mezcla y de la calidad del producto.

No habrá pago adicional, cuando los aditivos sean usados a opción del Contratista, o cuando sean requeridos por la Supervisión como medida de emergencia para remediar una negligencia, errores o atrasos en el progreso de la obra, imputables al Contratista.

9.4.5 Ensayos, dosificación y control de la mezcla

9.4.5.1 Generalidades

El concreto para todas las partes del trabajo deberá ser de la calidad especificada y capaz de ser colocado sin segregación excesiva, y de desarrollar cuando endurezca, todas las características requeridas por estas especificaciones y por los documentos contractuales.

9.4.5.2 Resistencia

La resistencia a la compresión especificada del concreto $f'c$ para cada porción de la estructura deberá ser como se indica en los planos constructivos ($f'c=210$ kg/cm²). Los requerimientos de resistencia deberán basarse en la resistencia a la compresión a los 28 días.

9.4.5.3 Ensayos

El Contratista suministrará muestras de todos los materiales, por lo menos 30 días antes de comenzar a usarlos. Todas estas muestras serán analizadas en el laboratorio contratado por el Contratista. El costo de dichos ensayos será por cuenta del Contratista.

9.4.5.4 Cantidad y calidad de las muestras

El Contratista pondrá a la orden de la Supervisión, por lo menos 30 días antes de empezar a usarse, los diseños de las mezclas, o cilindros de prueba por cada mezcla especificada.

Se deberán tomar por lo menos dos muestras por cada 10 m³ de concreto colado para cada tipo de concreto, pero no menos de 2 muestras por día de colado (para cada tipo de concreto). Cada muestra consistirá de 3 especímenes.

Los especímenes consistirán de cilindros normales de 6" (152 mm) de diámetro y 12" (305 mm) de altura, y se tomarán de acuerdo con la norma ASTM C-31.

Estos cilindros se obtendrán durante la etapa de colado, no debiendo obtenerse todos de la misma revoltura (bachada) o entrega, si se usare concreto premezclado. El muestreo se hará de acuerdo a la norma ASTM C- 172, y las pruebas se harán de acuerdo con las especificaciones ASTM C-39.

Un (1) espécimen se ensayará a la compresión a los 7 días. Los dos (2) especímenes restantes de cada muestra se ensayarán a la compresión a los 28 días, y su promedio se denominará prueba de resistencia.

En caso de que los ensayos a los 7 días indicasen baja resistencia, deberán probarse los cilindros restantes a los 14 días; si este resultado también fuera deficiente se aplicarán las disposiciones correspondientes a estructuras defectuosas, Cláusula 3.1.10 Estructuras Defectuosas - Tolerancias.

Los cilindros para ensayos de ruptura del concreto serán hechos y almacenados de acuerdo con la norma ASTM C-31. El Contratista proveerá al laboratorio un cuarto húmedo de aproximadamente 6m² de área útil para poder almacenar los cilindros y demás instrumentos así como también le proporcionará la mano de obra necesaria para la obtención y el manejo de las muestras en la obra o en las demás fuentes de materiales.

El nivel de resistencia del concreto se considerará satisfactorio si el promedio de cada grupo de 3 pruebas de resistencia consecutivas iguala o excede la resistencia

especificada, y si ninguna prueba de resistencia en particular decae en más de 35 kg/cm² por debajo del valor especificado.

Los registros del control de calidad deberán mantenerse a la disposición de Propietario por un período de 2 años a partir de la fecha de aceptación final de la obra.

9.4.5.5 Dosificaciones.

El concreto será dosificado por peso. El diseño de la mezcla será efectuado por el laboratorio contratado por el Contratista, usando los materiales que el Contratista haya acopiado en el lugar de la obra, con el cemento y el agua que realmente empleará en la construcción. El costo de los diseños de las mezclas corre por cuenta del Contratista.

Si durante la construcción se hicieren cambios en cuanto a las fuentes de suministro de agregados finos o gruesos, deberá hacerse nuevo diseño de mezcla y someterlo a aprobación.

La granulometría y la proporción entre los diferentes componentes se determinarán por el diseño de la mezcla, a manera de obtener la resistencia especificada.

El concreto deberá fabricarse siguiendo las proporciones de diseño, y las mezclas obtenidas deberán ser plásticas y uniformes. El revenimiento de las mismas deberá ser de 100 a 125 mm para todos los elementos estructurales de los edificios, con una tolerancia de + 25 mm, para una bachada de cada 5 bachadas.

El Contratista podrá someter a consideración de la Supervisión un mayor revenimiento para facilitar la colocación adecuada del concreto, en cuyo caso se deberá mantener la relación agua-cemento por debajo de los límites establecidos para el tipo de concreto, de acuerdo con la Norma ACI 301-84, Tabla 3.10, que se presenta a continuación:

En la dosificación del agua para las mezclas se tomará en cuenta el estado de humedad de los agregados al momento del uso. En ningún momento las mezclas

podrán contener agua en cantidad mayor de la establecida en el diseño. Se podrá usar mayor cantidad de agua, previa autorización escrita de la Supervisión, únicamente cuando al mismo tiempo se aumente la cantidad de cemento, en proporción tal que se conserve la misma relación agua-cemento y la resistencia especificada.

El Contratista podrá usar concreto premezclado, en cuyo caso deberá cumplirse con la norma ASTM C-94: Standard Specifications for Ready Mixed Concrete.

Además, 30 días antes de iniciar los colados, el Contratista deberá proporcionar a la Supervisión copia de las Especificaciones Técnicas del contrato o convenio celebrado con la empresa que efectuará el suministro, así como las curvas de resistencia mínima que se obtendrán con el cemento utilizado y revenimiento especificados; también deberá proporcionar la gráfica de resistencia contra tiempo que servirá como base para aceptar el concreto.

No podrán iniciarse los colados si no se cuenta con esta documentación a satisfacción de la Supervisión.

9.4.6 Preparación y colocación del concreto

A. El concreto se preparará exclusivamente con mezcladoras mecánicas de tipo apropiado y sólo en la cantidad que sea necesaria para el uso inmediato.

El valor exacto de los tiempos mínimos de mezcladora varía con el tipo y tamaño de mezcladora que se esté usando, la siguiente tabla muestra valores típicos de estos tiempos.

B. No se podrá usar el concreto que no haya sido colocado en su sitio a los 30 minutos de haberse añadido el agua al cemento para la mezcla.

El concreto premezclado que haya sido entregado en la obra en camiones mezcladores podrá colocarse en el término de 50 minutos, calculados desde el momento en que se ha añadido el agua al cemento. Los tiempos aquí indicados serán ajustados adecuadamente en caso de usarse aditivos en la mezcla.

C. El concreto será colocado preferiblemente durante las horas diurnas. La Supervisión podrá aprobar, caso por caso, la colocación de concreto en horas nocturnas, toda vez que en el área de trabajo haya sido instalado, con la debida anticipación un adecuado sistema de iluminación, y que las condiciones meteorológicas sean favorables. La autorización para iniciar un colado se dará por escrito.

D. No se colocará ningún concreto hasta que la Supervisión haya aprobado lo siguiente: La profundidad y condición de las fundaciones, los encofrados y apuntalamientos y la colocación del refuerzo, según sea el caso. Asimismo, no se autorizará ningún colado hasta que hayan sido colocados por el Contratista y revisados por la Supervisión todos los pasa-tubos y otros elementos que van colocados en el concreto.

E. El Contratista será responsable de dar aviso escrito a la Supervisión con 48 horas de anticipación al día en que se requiera la inspección, para que ella pueda realizar dichas inspecciones. Dichas inspecciones se efectuarán sólo en horas diurnas.

F. El método de colocación del concreto será tal, que evite la posibilidad de segregación o separación de los agregados. Si la calidad del concreto, cuando éste alcance su posición final, no es satisfactoria, se discontinuará y ajustará el método usado en la colocación, hasta que la calidad del concreto sea satisfactoria.

G. En la colocación de concreto en formaletas hondas se deberá usar embudo en la parte superior y tubos de metal o de hule (Elephant Trumps) para evitar salpicar las formas y el acero de refuerzo y evitar la segregación en el concreto. En caso de que se usen canalones para depositar el concreto, la inclinación de éstos no será mayor de 45 grados.

H. El concreto deberá ser colocado tan cerca de su posición final como sea posible y no deberá ser depositado en gran cantidad en un determinado punto, para luego extenderlo y manipularlo a lo largo de las formaletas.

I. Todo el concreto será compactado por medio de vibradores mecánicos, con frecuencia de vibración no menor de 6,000 rpm, que deberán estar en buenas condiciones de funcionamiento y en cantidad adecuada, para que las operaciones de colado procedan sin demora.

La vibración deberá ser suficientemente intensa para afectar visiblemente el concreto dentro de un radio mínimo de 600 mm alrededor del punto de aplicación, pero no deberá prolongarse demasiado, para evitar la segregación de los agregados.

En cimientos, columnas y vigas, se usarán vibradores de inmersión aplicados directamente al concreto; en pisos se usarán vibradores de superficie (planchas y reglas vibratorias). Para garantizar superficies lisas y libres de colmenas, la vibración será complementada con manipulación y compactación con hurgones y pisones en las esquinas y los lugares poco accesibles, mientras el concreto está en condición plástica por la acción del vibrador.

La cara superior de columnas, vigas y muros deberá quedar bien compactada y nivelada.

El Contratista deberá tener disponibles, por cada colado, tres vibradores y dos adicionales de reserva, por lo menos.

J. Si la mezcladora se parase por un período de 20 minutos durante un colado, antes de renovar el funcionamiento deberá ser limpiada, removiendo los materiales de los mezclados anteriores. Durante todo el período de la construcción del concreto deberá disponerse de dos mezcladoras como mínimo, aunque no necesariamente se usen simultáneamente. La capacidad de las mezcladoras será de 2 bolsas como mínimo.

K. Cualquier sección del concreto que se encuentre porosa con “colmenas”, o haya sido revocada, o sea defectuosa en algún aspecto, deberá removerse y reemplazarse en todo o en parte, enteramente a costa del Contratista, según lo ordene la Supervisión.

9.4.6.1 Estructuras defectuosas

Cada vez que los ensayos de ruptura de los cilindros indiquen que el concreto colocado no se ajusta a los planos o a las especificaciones, se tomarán las medidas tendientes a corregir la deficiencia, según lo prescriba la Supervisión, sin costo alguno para el Propietario. Cuando fuese imposible corregir las deficiencias, habrá que demoler las estructuras defectuosas, por cuenta del Contratista y reponer, también por su cuenta, el material y el trabajo ejecutado.

Al efectuar estas correcciones, el Gerente de Control de Calidad deberá realizar las reuniones iniciales y de seguimiento a fin de contar con la aprobación de la supervisión y documentar los trabajos realizados.

Cuando al retirar los encofrados se noten imperfecciones en los llenos de concreto (conocidas comúnmente con el nombre de colmenas). Estas se llenarán de inmediato con concreto mejorado con un expansivo, de acuerdo a las recomendaciones del fabricante, previa inspección o autorización de la supervisión. Para llevar a cabo este trabajo se removerá todo el concreto de la parte de la estructura dañada dejándola libre de partículas sueltas y protuberancias. El retiro del concreto dañado se realizará en forma vertical y horizontal únicamente y en forma envolvente al área dañada, se dejara además lo que se conoce como "llave" en su profundidad, de tal manera que el corte que se haga en la profundidad será en ángulo diferente a 90 grados.

Esto deberá hacerse con cincel o punta de acero. La cavidad será lavada con agua a presión a fin de remover toda la partícula libre. Se procederá a humedecer con pasta de cemento, arena y agua en las mismas proporciones que se utilicen en el concreto del elemento.

Se llenará la cavidad en la forma ya indicada. La supervisión podrá indicar métodos distintos según la naturaleza y ubicación de las colmenas o defectos del colado. Si las colmenas tienen una profundidad mayor de 1/3 de la sección mínima de la

columna se demolerá el elemento estructural afectado y se colocará de nuevo por cuenta del Contratista.

La reparación de las imperfecciones del concreto correrá por cuenta del Contratista y se completarán dentro de las 24 horas subsiguientes a la remoción de los encofrados. Las imperfecciones superficiales podrán ser corregidas con mortero de cemento utilizando la misma dosificación que la del concreto, previa inspección y aprobación de la Supervisión.

El trabajo debe ser ejecutado de manera que no sea fácilmente identificable después de hecha la reparación.

Las protuberancias se resanarán mediante cincel tratándose con acabado, hasta que coincidan con el concreto a nivel, sin costo adicional para el propietario.

No se permitirá resanar defectos u oquedades en el concreto, sin la autorización previa y por escrito del Supervisor.

Pero si llegase a resanarse el defecto u oquedad sin la inspección o autorización previa de la supervisión, el Contratista deberá retirar todo el material aplicado, por su cuenta, hasta dejarlo en la condición original.

A fin de contar con las aprobaciones de la supervisión para resanar defectos en los llenos de concreto y documentar las reparaciones, el Gerente de Control de Calidad realizará las reuniones preparatorias, iniciales y de seguimiento necesarias para ello.

9.4.6.2 Tolerancias

Las irregularidades de superficie serán clasificadas como "abruptas" o "graduales". Los salientes en superficies de concreto visto, causados por desplazamientos o mala colocación del molde o por defectos de la madera, serán considerados como irregularidades abruptas y serán medidas directamente. Todas las demás irregularidades, tanto en las superficies de concreto visto como en superficies acabadas, serán consideradas como graduales y serán medidas por medio de una

regla. La longitud de la regla será de 1.50 m para superficies encofradas y de 3 m para superficies no encofradas.

Las irregularidades máximas permitidas serán las siguientes: abruptas 3 mm, graduales 5 mm.

9.4.6.3 Reparación del concreto.

Las reparaciones de las imperfecciones del concreto serán hechas dentro de las 24 horas subsiguientes a la remoción de los encofrados. Las correcciones de las irregularidades se necesitarán solamente para las depresiones y para aquellas que empeoren las propiedades estructurales de la obra.

Los excedentes serán removidos nítidamente de las superficies expuestas. El concreto que esté dañado o tenga huecos, se removerá hasta llegar al concreto sano y se repondrá con relleno de mortero o concreto, preparados con algún aditivo apropiado si así lo indica la Supervisión. En los lugares en los cuales las irregularidades graduales y abruptas excedan los límites establecidos en la Especificación Técnica “Ensayos, Dosificación y Control de la Mezcla; sección Tolerancias”, serán reducidas mediante martelina y esmeril hasta que coincidan con la superficie correcta.

9.4.6.4 Forma de pago.

Sólo se realizarán pagos por los rubros denominados en el formulario de oferta, se pagarán las cantidades realmente ejecutadas comprobadas por la Supervisión, medidas en la unidad establecida y al precio unitario contratado. En el caso de concreto reforzado, no se pagará un mismo volumen en dos ocasiones, es decir que en la intersección de elementos, el volumen de la intersección se pagará una sola vez, al precio unitario del elemento principal en la intersección.

Para todas las estructuras nuevas, el precio deberá incluir el moldeado, el acero de refuerzo, el concreto, la mano de obra y todo lo necesario para la construcción y el acabado final de los elementos.

9.4.7 Mortero.

Los materiales que deberán usarse para la preparación de los morteros, cumplirán las siguientes características:

1. Cemento Pórtland tipo I, según especificaciones ASTM C-150.
2. Arena (agregado fino), conforme ASTM designación C-144-66T y C-40.
3. Agua, deberá ser limpia y potable.
4. Cal hidratada, limpia y conservada en condiciones sin humedad, conforme ASTM, designación C-207-49.

Los morteros a usarse, tendrán las proporciones en volumen de conformidad al siguiente detalle; pero no se permitirá usar morteros que tengan más de 30 minutos de preparados.

No se permitirá por ningún motivo realizar las mezclas en suelo de tierra, ni preparar mayor volumen del que se va a utilizar en ese momento, ni se admitirá el uso de mortero que tenga más de 30 minutos de preparación. Lo que no cumpla con estas especificaciones será desechado y desalojado por el Contratista corriendo los gastos por su cuenta.

La cantidad de agua que se usará en la mezcla, será la necesaria para obtener un mortero plástico y trabajable. El Supervisor determinará desde el inicio de la obra, cual ha de ser el grado de plasticidad requerido.

Cualquier cantidad de mezcla que no esté de acuerdo con la condición apuntada, no será aprobada y no podrá ocuparse en la obra.

El objeto de estas restricciones es el de lograr un mortero adecuado, cuya calidad impida el apareamiento de sopladuras y/o fisuras posteriores en el acabado final de los rubros en los que se utilizara. Como dichas dosificaciones dependen en gran medida de la calidad de los componentes, fuente de suministros, etc., éstas podrán

ser modificadas y obligatoriamente atendidas por el Contratista sin costo adicional al propietario.

9.4.8. Acero de refuerzo

9.4.8.1 alcance del trabajo

El Contratista suministrará, cortará, doblará, armará y colocará todo el acero de refuerzo como está especificado en esta sección o mostrado en los planos.

Todo el trabajo se hará de acuerdo con la Norma ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete, última edición, del American Concrete Institute (ACI), en todo aquello que no contravenga lo dispuesto en las presentes especificaciones.

El acero de refuerzo será suministrado en la cantidad, tamaño y longitud de varillas que solicite el Contratista. Asimismo, el Contratista suministrará los amarres, separadores y otros accesorios necesarios para soportar y espaciar el acero de refuerzo, y garantizar el recubrimiento especificado.

9.4.8.2 Acero de refuerzo

A. El acero de refuerzo deberá cumplir con la norma ASTM A-706, para varillas deformadas de acero de baja aleación para refuerzo de concreto.

B. Se podrá utilizar acero de refuerzo de acuerdo a la norma ASTM A-615, siempre que se cumpla con las condiciones siguientes:

1. La resistencia real de fluencia basada en los certificados presentados por el fabricante y en pruebas de laboratorio, no deberá exceder a la resistencia de fluencia especificada en más de 1,265 kg/cm² (18,000 psi).

2. La relación entre la resistencia última a la tensión y la resistencia de fluencia no deberá ser menor que 1.25. Dichas resistencias deberán ser las obtenidas en base a los certificados de calidad presentados por el fabricante, y a las pruebas de laboratorio efectuadas en cada lote de varillas.

3. No se podrá soldar el acero de refuerzo, a menos que se demuestre su soldabilidad en base al coeficiente de carbono equivalente (C.E.), tal como lo define el código AWS D12.1, el cual no deberá exceder 0.45% para varillas #7 o mayores, y 0.55% para varillas #6 o menores. En caso de excederse estos límites, el acero de refuerzo podrá soldarse siempre y cuando se cumple con las condiciones de precalentamiento y demás medidas de control de calidad establecidas en el código AWS D12.1 (Práctica recomendada para el soldado de acero para armaduras, insertos de metales y conexiones en concreto armado).

B. El acero de refuerzo a utilizarse en las estructuras de mampostería de bloque de concreto, incluyendo nervios, soleras y fundaciones, deberá cumplir la norma ASTM A-615 y será de tipo corrugado, con una resistencia mínima de fluencia, f_y de 2,800 kg/cm², con excepción del acero de diámetro de 1/4", el cual será liso, con resistencia de fluencia, f_y de 2,800 kg/cm². El refuerzo por temperatura a base de alambón será de acuerdo con la norma ASTM A-82, con resistencia de fluencia f_y de 2,800 kg/cm².

C. El acero de refuerzo deberá estar libre de defectos de manufactura y su calidad deberá estar garantizada por el fabricante y justificado por el Contratista, antes de su uso, por medio de pruebas realizadas en el material entregado a la obra.

9.4.8.3 Colocación del refuerzo

El Contratista cortará, doblará, soldará y colocará todo el acero de refuerzo, de acuerdo con lo que indiquen los Planos y las Especificaciones. Todo el refuerzo deberá estar libre de óxido suelto, de aceite, grasa u otro recubrimiento que pueda destruir o reducir su adherencia con el concreto.

Se utilizarán silletas de varillas, cubos de concreto, separadores, amarres, etc., para asegurar la posición correcta del refuerzo y evitar su desplazamiento durante el colado.

El Contratista someterá a la aprobación de la Supervisión los planos de taller del armado de todas las estructuras, que muestren la exacta ubicación de los traslapes,

conexiones mecánicas o de las juntas soldadas, los detalles de cruce del refuerzo en intersecciones de vigas y columnas, el paso de tuberías y ductos, y cualquier otro detalle pedido por la Supervisión.

Las barras se colocarán por tendidos, según se indica en los planos. La distancia entre los tendidos se mantendrá por medio de separadores de diámetro 1" (25 mm) para barras #8 y menores, o por medio de separadores del diámetro de las barras cuando éstas sean mayores de #8.

El anclaje del acero de refuerzo entre miembros donde debe existir continuidad, será como mínimo lo indicado en los planos estructurales a partir de la sección crítica o plano de intersección de dichos miembros.

El anclaje a la terminación de elementos estructurales donde no exista continuidad, deberá efectuarse como se especifica en los planos.

9.4.8.4 Doblado

Todas las barras deberán ser rectas, excepto donde se indique en los planos; los dobleces se harán en frío, sin excepción. El doblado de las barras de refuerzo deberá hacerse cumpliendo con las especificaciones ACI 318 antes mencionadas.

Las barras normalmente no llevarán ganchos en sus extremos, excepto donde se indique en los planos.

9.4.8.5 Estribos

Los estribos se construirán estrictamente en la forma en que están indicados en los planos. No se permitirá calentar las barras antes de doblarlas para formar los estribos; para ejecutar estos dobleces deberán utilizarse dobladoras especiales, que no dañen el acero.

9.4.8.6 Limpieza y protección del refuerzo

El acero de refuerzo deberá estar limpio de oxidación suelta (escamas), costras de concreto de colados anteriores, aceites, tierra o cualquier elemento extraño que pudiera reducir la adherencia con el concreto.

En caso contrario, el acero deberá limpiarse con un cepillo de alambre o con algún disolvente cuando se trate de materias grasosas.

9.4.8.7 Almacenaje

Inmediatamente después de ser entregado, el acero de refuerzo será clasificado por tamaño, forma, longitud o por su uso final. Se almacenará en estantes que no toquen el suelo y se protegerá en todo momento de la intemperie.

9.4.8.8 Pruebas del acero de refuerzo

De cada partida de diferente diámetro del acero de refuerzo entregado en la obra, se tomarán 3 probetas que deberán ser sometidas a pruebas para acero de refuerzo de acuerdo con la norma ASTM A-370.

No deberá utilizarse dicho acero hasta que los resultados de las pruebas sean reportados a la Supervisión.

El costo de la obtención y pruebas de probetas de acero de refuerzo será por cuenta del Contratista.

Las variaciones que puedan encontrarse en el diámetro de las varillas de refuerzo, serán traducidas a su variación en peso, aplicando para su definición la norma ASTM-A615 numeral 10 ("Permissible Variation in Weight), que define que la variación permisible en peso en varillas de 3/8" ó mayores, no debe exceder de un 6% bajo el peso nominal

9.4.8.9 Inspecciones y aprobación

Todo refuerzo será inspeccionado por la Supervisión después de ser colocado en los encofrados. Antes de colocar el concreto deberá tenerse la aprobación de la

Supervisión. Los ductos eléctricos, camisas pasatubos y demás tuberías que vayan embebidas en el concreto, se instalarán hasta que todo el refuerzo esté en su lugar.

9.4.9 Encofrados.

Las formaletas deberán ser de plywood tratado especialmente para que no se deforme con la humedad (plyform) o metálicas; deberán construirse de tal manera de obtener las dimensiones de los elementos estructurales que se indican en los planos y deberán ser suficientemente impermeables para evitar fugas de lechada a través de las juntas al efectuarse los colados. Los elementos de la formaleta deberán ser suficientemente resistentes para soportar todas las cargas y condiciones a las cuales estarán sometidos, especialmente durante las operaciones de acarreo y colocación del concreto, y para soportar la presión del concreto fresco hasta que éste haya fraguado. Se proveerán suficientes apoyos, amarres y contraventeos para evitar que se abran las formaletas y para asegurar la correcta alineación de los elementos colados; asimismo se proveerán cuñas u otros dispositivos para permitir la fácil remoción de las formaletas sin dañar la estructura.

En vigas y columnas de la estructura principal y en los elementos verticales de estructura secundaria, deberán preverse ventanillas laterales, en posiciones adecuadas: inferiormente para facilitar la limpieza de la base de la estructura, y a media altura para facilitar la introducción de vibradores y hurgones.

Las formaletas deberán permanecer humedecidas durante 2 horas antes de que se efectúe el colado.

Para proteger las aristas de los elementos de concreto armado deberán dejarse chaflanes no mayores de 20 mm (cateto).

Ningún colado podrá efectuarse sin antes obtener el visto bueno de la formaleta por la Supervisión. La estabilidad, rigidez e impermeabilidad de la formaleta serán de absoluta responsabilidad del Contratista.

Si la calidad de la formaleta no llena las especificaciones citadas anteriormente, ésta será removida y reconstruida por cuenta del Contratista.

9.4.10 Desencofrado

Los encofrados no podrán removerse sin la previa autorización de la Supervisión. Estos deberán ser removidos de tal manera que se garantice la seguridad de la estructura. Los encofrados deberán permanecer colocados los tiempos mínimos indicados a continuación:

Paredes, Columnas, Laterales de Vigas y demás

Superficies Verticales.....48horas

Fondos de Vigas..... 28 días

La aplicación de los tiempos anteriores en ningún momento relevará al Contratista de su total responsabilidad por la seguridad de la estructura.

Los tiempos mínimos arriba establecidos, aplicarán cuando no excedan el tiempo requerido para obtener la resistencia de diseño a la compresión a los 28 días, $f'c$ de 210 kg/cm², de acuerdo con las curvas de resistencia presentadas por el Contratista, y aprobadas previamente por la Supervisión. En este caso, los encofrados podrán removerse cuando el concreto haya alcanzado la resistencia de diseño $f'c$ antes mencionada.

La deformación de los elementos estructurales por el retiro prematuro de la formaleta podrá ser motivo de la reposición íntegra de la zona afectada, por cuenta del Contratista.

El Contratista no podrá, por ningún motivo, cargar las estructuras desencofradas con cargas accidentales (vivas) superiores a 150 kg/m², a menos que someta a aprobación de la Supervisión, el correspondiente cálculo estructural donde se demuestre que la estructura puede soportar de manera segura las cargas a aplicarse.

Al remover la formaleta, la superficie del concreto deberá estar sin defectos y libre de concentración de agregados, cavernas y porosidades que afecten la resistencia del elemento en cuestión. Cualquier defecto en el acabado de las superficies no deberá ser reparado hasta ser inspeccionado por la Supervisión.

Si el defecto de colado expone las barras de refuerzo, la Supervisión podrá ordenar la reparación o la reposición parcial o total del elemento defectuoso, cuando a su juicio se haya puesto en peligro la integridad de la estructura.

9.4.11 Curado del concreto

El Contratista deberá prestar atención especial al curado del concreto, iniciando el curado de las superficies expuestas tan pronto como el concreto haya fraguado lo suficiente para evitar daños, y nunca después de pasadas 4 horas después de su colocación o inmediatamente después de la remoción de los encofrados. El curado húmedo del concreto deberá durar 10 días como mínimo.

En superficies horizontales el concreto deberá curarse manteniéndose húmedo por inmersión o por medio de tela o arena, mojadas constantemente.

En superficies verticales deberá mantenerse la formaleta completamente húmeda durante el período en que se encuentre puesta; posteriormente deberá aplicarse algún compuesto específico para la curación, aprobado por la Supervisión, y de acuerdo con las instrucciones impresas del Fabricante. Los compuestos curadores deberán cumplir con la norma ASTM C-309.

9.5 ALBAÑILERÍA

9.5.1 alcance del trabajo

En esta partida se incluyen todas las obras de albañilería a ejecutarse en la construcción.

El contratista proveerá la mano de obra, transporte, materiales, herramientas, andamios, etc. Para ejecutarlas en concordancia con los planos y especificaciones, y serán revisadas por la supervisión, quien dará su aprobación.

TRABAJO INCLUIDO

9.5.2 paredes

El Ingeniero de Control de Calidad debe convocar una reunión preparatoria, para que la Supervisión pueda autorizar el inicio de esta actividad.

En esta reunión se efectuará una verificación de Control de Calidad del proceso a iniciarse, asegurándose que el personal de campo, obreros y maestros de obra, son calificados y se les instruirá sobre los procedimientos de construcción que están por iniciarse y las Normas de seguridad que deben respetar.

Se verificará también que los materiales, herramientas y equipo a usar son los adecuados al proceso.

Deberá confirmarse que existan todos los detalles constructivos que se necesitan, incluyendo Planos de Taller, disponibilidad del Laboratorio de Suelos y materiales para los controles y ensayos correspondientes.

Durante la reunión deberá revisarse y completarse el formulario (Formulario de Preparatoria anexo a estas especificaciones) que ha sido diseñado para tal fin el cual deberá ser firmado por el responsable en la obra del control de calidad, Residente, Maestro de Obra y la Supervisión.

Bajo este rubro el Contratista deberá construir todos los elementos conocidos con el nombre común de paredes, éstas se ejecutarán a plomo, en línea recta, en filas equidistantes y a nivel. Las aristas quedarán a plomo y bien perfiladas. La capa de mezcla ligante del ladrillo o bloque no deberá exceder de 1.5 cms de espesor, ni ser menor de 1 cm, tanto en posición horizontal como vertical.

El desplome máximo admisible en una pared será de 5 mm en toda su altura. No se permitirán ondulaciones entre ladrillos o bloques. Las paredes deberán quedar

completamente limpias, sin astilladuras o irregularidades de superficie o textura; se evitará golpearlas con escaleras, almádanas, etc.

El largo y alto de las paredes, el ancho y alto de los huecos de las puertas y de las ventanas, serán los indicados en los Planos. Si para lograr éstos requisitos, fuera necesario usar elementos o partes de tamaño diferente de los indicados, los gastos ocasionados quedarán compensados en el precio establecido en el Presupuesto de la Oferta.

9.5.3 paredes de bloque de concreto

9.5.3.1 Materiales

Bloques de concreto

Los bloques de hormigón serán hechos con una mezcla de cemento Portland, agregado de arena y piedra escoria, moldeados por vibración y curados por vapor, debiendo cumplir con las Normas ASTM 90-66 T. La resistencia neta a la ruptura por compresión será de 70 Kg/cm², como mínimo y una absorción máxima del 13%. Los bloques serán remitidos a pruebas de laboratorio para su comprobación. Las pruebas se harán seleccionando muestras de cada lote ingresado a la Obra y cuando lo considere conveniente la Supervisión, debido a diferencias con las apariencias de los bloques aprobados (color, textura, tamaño, etc.) o por cambio de Proveedor. Cuando por algún motivo se cambie de Proveedor, el Contratista deberá notificar anticipadamente a la Supervisión para su respectiva autorización. Se colocarán y serán de las formas y dimensiones indicadas en los Planos. La diferencia entre un lado del bloque no será mayor de 2mm. No se usarán bloques astillados o defectuosos.

Las dimensiones de los bloques serán de acuerdo con los espesores de pared proyectados (15x20x40 centímetros), llevarán refuerzo vertical (bastones) y horizontal conforme se indica en los Planos (vertical cada 60 cm y horizontal cada dos hiladas es decir 40 cm); el relleno interior de nervios y soleras de bloque se llenará con mortero fluido (grout) de alto revenimiento, con resistencia igual o mayor

que 180 Kg/cm² y con agregado máximo de 3/8" (chispa). Cualesquiera bloque, mortero o relleno que no cumpla con lo antes estipulado, será corregido, restituyéndolo, usando para ello los aditivos o pegamentos indicados por la Supervisión, recortando con sierra eléctrica cuando sea necesario; ninguno de los trabajos acá descritos generarán pagos adicionales al Contratista.

9.5.4 Procedimientos de construcción

Antes de empezar la colocación de los bloques, el Contratista llevará a la Obra una sierra para mampostería o un esmeril adecuado, accionado por motor, capaz de cortar en seco, es decir, sin agregarle agua a los elementos de hormigón o concreto en una forma aceptada. Los bloques serán almacenados en la Obra en un lugar seco, no se permitirá contacto con el suelo y serán protegidos de la lluvia y de la humedad, en una forma aprobada por la Supervisión. Antes y durante la colocación los bloques deberán estar limpios y secos; sólo en casos especiales, podrá humedecerse la superficie del bloque con el liviano chorro de agua pulverizada. Antes de efectuar el colado de los elementos sobre los que se levantarán las paredes de bloque, las varillas verticales de refuerzo, deberán estar colocadas en las ubicaciones marcadas en los Planos, de tal forma que se mantenga la modulación horizontal del bloque.

El Contratista presentará a la Supervisión, para su aprobación, Planos de Taller donde se detalle la distribución de bloques y refuerzos, antes de proceder a la colocación de los refuerzos verticales. La primera hilada de bloques se ensayará cuidadosamente sin mezcla, luego deberá asentarse completamente sobre un lecho de mortero, perfectamente alineado, nivelado y a plomo. Las paredes serán construidas a plomo como filas a nivel, las esquinas quedarán bien perfiladas y tendrán un acabado de primera calidad.

Se proveerán los huecos para cajas de distribución eléctrica o cualquier otra instalación de manera de no cortar las nervaduras de refuerzo de concreto. Únicamente en los casos en que no puedan utilizarse los huecos del elemento para el paso de ductos eléctricos, instalaciones hidráulicas o cualquier otro tipo de tuberías, la Supervisión podrá autorizar, emplear la parte reforzada de los huecos,

en tal caso, se tomarán las medidas necesarias a fin de restituir la resistencia de la pared; todo esto se hará a cuenta del Contratista.

Las dimensiones de las paredes, ventanas, etc., son las indicadas en los Planos. Por lo que los huecos de puertas y ventanas, son modulares de las dimensiones de los bloques, pero si para lograr este requisito fuera necesario acortar o rebajar algunos de los elementos de la pared, esta operación se hará por medio de la sierra o cortadora eléctrica. Todos los bloques deberán pegarse con la parte más gruesa de la membrana hacia arriba y cada 3 ó 4 hiladas deberá comprobarse su alineamiento y plomo correctos; entre bloque y bloque habrá siempre una capa de mortero que cubrirá completamente las caras adyacentes.

Las juntas deberán quedar perfectamente llenas, el espesor no será menor de 10 mm, ni mayor de 15 mm y se trabajarán con la herramienta adecuada, un sisado de varilla lisa de $\text{Ø}1/2"$ o $\text{Ø}5/8"$ la cual tendrá no menos de 60 cm de longitud, para formar líneas rectas y sin ondulaciones. El mortero de las juntas deberá quedar bien compactado y se removerá todo excedente, dejando todas las sisas limpias, llenas, selladas totalmente y bien perfiladas. En el caso particular del bloque tipo Split-Face, de Saltex, la cama de mortero cubrirá únicamente el ancho del bloque, es decir que no llegará hasta las protuberancias verticales, con el propósito de que la junta horizontal del mortero quede oculta.

Cuando la mezcla haya parcialmente fraguado se sisarán.

Las sisas verticales se alisarán con otra herramienta constituida por una varilla lisa corta de $\text{Ø}1/2"$ o $\text{Ø}5/8"$ de diámetro. En lo relativo a las juntas, el mortero debe ser cuidadosamente repasado en sus caras a fin de que no evidencien poros, huecos, superficies irregulares, etc., y se logre una junta limpia y a nivel, con las caras de los bloques contiguos. Ningún pago adicional al valor contratado se hará al Contratista, por estos trabajos o por las correcciones que se hayan de efectuar, provocados por la mala colocación, defectos de fábrica de los materiales, etc. Se colocará mezcla, sólo en aquellas nervaduras que limitan una celda de bloque, en la cual hay armadura metálica y que deberá ser llenada de concreto.

Los bastones horizontales de refuerzo de las paredes se colocarán en las hiladas correspondientes especificadas en los Planos. Luego de colocados los bastones horizontales, se procederá a limpiar adecuadamente los excedentes de mortero y a colar los huecos de los bloques indicados en los Planos, los cuales se llenarán en toda la altura de la pared, por etapas y después de colocado el refuerzo horizontal inmediato superior.

Las paredes tendrán las armaduras de refuerzo acero-estructural, tal como lo indiquen los Planos.

Los traslapes en los empalmes, en todas las varillas, serán como se indica en las especificaciones Estructurales. En las celdas en las cuales las armaduras se deban llenar con concreto, serán limpiadas con un cepillo de alambón.

Durante el proceso se haran perforaciones aleatorias con taladro en las áreas de pared de bloque que indique la Supervisión con el objeto de poder detectar huecos de bastones sin llenar de grout. El Contratista deberá incluir en sus costos el resane de dichas perforaciones.

9.5.5 Forma de pago

Se pagará según el plan de oferta. Si se especifica, se descontarán todos aquellos elementos de bloque que tienen nomenclatura como elemento estructural los cuales se pagarán en la Sección Concreto.

9.6 ESTRUCTURA METALICA

9.6.1 Techos

Las obras especificadas aquí principalmente consisten en: estructuras secundarias de cubierta, parrillas de aguas lluvias, canales, bajadas, botaguas y otras obras varias.

El Gerente de Control de Calidad deberá presentar a la supervisión, muestras y pruebas del material a utilizar a fin de obtener su aprobación para su uso.

Así mismo realizará las reuniones preparatorias necesarias a fin de obtener la aprobación al procedimiento de fabricación y montaje de las estructuras y la mano de obra a utilizar, para lo cual deberá presentar muestras de piezas soldadas, electrodos, equipo a utilizar y otros componentes que sean necesarios para la correcta ejecución de los trabajos.

Si las estructuras metálicas y hojalatería serán fabricadas fuera del sitio de la obra, deberá realizarse una inspección al taller donde se elaborarán, a fin de obtener la aprobación de la supervisión del sitio, equipo y mano de obra a utilizarse; así como del transporte de las estructuras al sitio de la obra.

Para la realización de las mismas, el Contratista deberá atender lo siguiente

9.6.1.1 Planos de taller

El Contratista antes de dar inicio a los trabajos de esta sección, elaborará y someterá a la aprobación de la Supervisión, a través de una reunión preparatoria, los planos de cualquier detalle no indicado, en los planos contractuales, pero de todas maneras será completamente responsable por la correcta ejecución de los trabajos. Debiendo presentar a la Supervisión para su aprobación, planos de taller en dos copias para su revisión y no dará inicio a su construcción mientras no cuente con su aceptación específica. El contratista preverá la disposición apuntada a fin de no provocar tardanza en la obra, sobre todo cuando de su ejecución dependan otros trabajos, ya que no se concederán prórrogas por atrasos debidos a la no atención de estas disposiciones.

9.6.1.2 Materiales

Los materiales deberán cumplir sin excepción con los diámetros, espesores, y fatigas especificadas en los planos, detalles y en estas especificaciones. Será rechazado todo material con dimensiones reales menores que las nominales, su retiro y restitución será por cuenta del Contratista. Deberán estar libres de defectos que afecten su resistencia, durabilidad o apariencia. Sus propiedades estructurales y de las conexiones, permitirán soportar sin deformaciones los esfuerzos a que

serán sometidos, debiendo de protegerse contra todo daño en los talleres, en tránsito y durante su montaje hasta que se entregue en la obra.

Para los canales y botaguas se usará lámina galvanizada lisa # 24 y # 26 respectivamente, procurando utilizar el largo mayor disponible para disminuir los empalmes; se usará soldadura a base de estaño y plomo en proporción 1:1, cuya preparación se hará en la obra, en todo empalme se usará remache N° 7; se usará pletina de 1 1/2 x 1/4, para sujetar los canales a la estructura de techo a cada 50cm y bajo todo empalme, las pletinas se acabarán de acuerdo al siguiente literal.

A. Las estructuras metálicas se protegerán con por los menos dos manos de pintura anticorrosivo y acabado con pintura esmaltada de aceite.

9.6.1.3 Cubierta de techo

El Ingeniero de Control de Calidad debe convocar una reunión preparatoria, para que la Supervisión pueda autorizar el inicio de esta actividad.

En esta reunión se efectuará una verificación de Control de Calidad del proceso a iniciarse, asegurándose que el personal de campo, obreros y maestros de obra, son calificados y se les instruirá sobre los procedimientos de construcción que están por iniciarse y las Normas de seguridad que deben respetar.

Se verificará también que los materiales, herramientas y equipo a usar son los adecuados al proceso.

Deberá confirmarse que existan todos los detalles constructivos que se necesitan, incluyendo Planos de Taller. Durante la reunión deberá revisarse y completarse el formulario (Formulario de Preparatoria anexo a estas especificaciones) que ha sido diseñado para tal fin el cual deberá ser firmado por el responsable en la obra del control de calidad, Residente, Maestro de Obra y la Supervisión.

9.6.1.4 Forma de pago

Se pagará según el plan de oferta por suma global, y se recibirá el techo terminado y acabado según se indica en los planos.

9.7 ACABADOS

9.7.1 Alcance del trabajo

El contratista suministrará los materiales, mano de obra, equipo, transporte, y los servicios necesarios para ejecutar todos los trabajos referentes a los acabados según se indican en los planos y especificaciones.

TRABAJO INCLUIDO

En esta sección se incluyen todos los ítems que por sus características proporcionan una apariencia a diversos elementos arquitectónicos y entre otros se pueden mencionar: enchapes, pisos, cielos, revestimientos, pinturas, etc.

9.7.2 Pisos

El trabajo de esta sección comprende la provisión de todos los materiales, mano de obra, equipo, aditamentos y cualquier servicio que sea necesario para la construcción de los pisos a base de concreto simple y reforzado en las zonas y locales mostrados en los planos, dentro de los límites del contrato y según se establezca en estas especificaciones.

No deberá iniciarse ninguno de estos trabajos hasta contar con la aprobación de los mismos por parte de la supervisión. Es responsabilidad del Gerente de Control de Calidad presentar los documentos que comprueben que los materiales a utilizarse cumplen con las especificaciones técnicas.

9.7.2.1 Piso de concreto

El Gerente de Control de Calidad debe realizar las reuniones siguientes:

Reuniones preparatorias a fin de obtener la aprobación de los materiales a utilizar.
Reunión inicial a fin de comprobar que se está siguiendo el procedimiento descrito en estas especificaciones técnicas.

Este piso se usara en el interior del edificio para oficinas administrativas acuerdo al procedimiento siguiente:

Primero se realizará una restitución de suelo 10cms con suelo cemento proporción 20:1, luego se preparará la superficie de acuerdo a los niveles requeridos en los planos compactándola hasta obtener una superficie firme y pareja. Todo material blando e inadecuado será excavado y sustituido por otro apropiado para relleno el cual se compactará.

A continuación se colocarán los moldes para formar las juntas de dilatación, pudiendo utilizar molde metálico o de madera sana y pareja, la separación entre juntas no excederá los 2 m en cualquier dirección.

Después se seguirán las instrucciones mostradas en los planos

Enseguida se colarán los tramos dejados vacíos en el primer colado.

Los pisos se mantendrán permanentemente húmedos por 3 días consecutivos.

9.7.2.2 Medición y forma de pago

Se pagará por metro cuadrado según las subdivisiones del Plan de Oferta. El precio unitario debe comprender la compensación por la preparación de la subrasante de material selecto compactado, base, boceles terminados en cambios de nivel, mano de Obra, herramientas, refuerzos de acero, pulidos y brillados, sisados y todos los servicios necesarios para dejar un trabajo completamente terminado, de acuerdo a los Planos y Especificaciones.

9.7.3 Pintura

9.7.3.1 Alcance del trabajo

El Contratista proporcionará la mano de obra, materiales, andamios, muestras, transporte, equipo, herramientas y servicios necesarios, para ejecutar todo el

trabajo de preparación y pintura de la obra y elementos indicados en los planos y estas especificaciones.

Todas las superficies pintadas llevarán las capas de pintura necesarias para cubrir la superficie completa y perfectamente y a satisfacción de la Supervisión, pero en ningún caso serán menos de 2 de anticorrosivo y 1 de esmalte. No se aplicará ninguna nueva capa de pintura hasta después de haber pasado 24 horas de aplicada la capa anterior, previa aceptación de la Supervisión, de igual manera toda superficie deberá llevar una primera mano de sellador adecuado y no se aceptará como base la aplicación de cal con pegamento blanco, sino que deberá ser del mismo tipo de pintura especificada para el acabado final.

Se tendrá cuidado de no dañar los pisos, ventanería, artefactos y accesorios sanitarios, placas u otras superficies ya terminadas. Cualquier daño que resultare del trabajo de pintura y acabado será reparado a satisfacción de la Supervisión; si en opinión de ésta el daño es irreparable, ordenará la reposición total de la obra dañada sin costo adicional para el Propietario.

El Gerente de Control de Calidad debe asegurarse que los obreros que trabajen en esta actividad utilicen el equipo adecuado, tales como escaleras o andamios, que garanticen la seguridad personal de quienes se encuentran laborando como la de otro personal que labore cerca de ellos.

Es responsabilidad del Gerente de Control de Calidad asegurar la adecuada disposición de desechos contaminantes como aceites, solventes y pintura.

9.7.3.2 Materiales:

Previo a su uso en la obra, todos los materiales, como pinturas, solventes y selladores deberán ser sometidos a aprobación de la supervisión en una reunión preparatoria; de ser necesario se presentarán superficies de muestra de la pintura e impermeabilización a ejecutar bajo este rubro.

El Gerente de Control de calidad deberá realizar una reunión inicial para asegurar a la supervisión que se cumple con el o los procedimientos establecidos en estas especificaciones en este rubro.

Los materiales a usar serán de igual o superior calidad que los aquí especificados y deberán ser apropiados para la finalidad que se usen. Todas las pinturas, esmaltes, sellador, etc., deben ser premezcladas y llevadas a la obra en sus envases originales, llevarán nombres y marcas del fabricante y no se abrirán hasta el momento de usarlos, así mismo estará prohibido llevar a la obra envases de pintura con nombre o marca de material, que no haya sido aprobado por el Supervisor.

Para interiores o exteriores la pintura será equivalente o superior a la línea de pintura látex o de aceite para cada condición.

Todos los materiales entregados en la obra deberán ser almacenados adecuadamente en el sitio aprobado por el Supervisor, dicho lugar permanecerá limpio y libre de humedad, además deberán tomarse precauciones para evitar incendios.

El Contratista no hará uso de las instalaciones de plomería o tuberías de drenajes, para evacuar aceites, solventes, pintura, etc.

Se prohíbe el uso de materiales adulterados en cualquiera de las etapas del trabajo, como también diluir los materiales en cualquier otra forma que no sea la recomendada por el fabricante del material respectivo.

Los colores de pintura a utilizar serán indicados o podrán ser modificados por la Supervisión.

9.7.3.3 Preparación de las superficies

Antes de iniciar los trabajos de pintura, las superficies serán preparadas de la manera que a continuación se describe y a completa satisfacción del Supervisor:

PAREDES: Deberán estar perfectamente limpias de polvo, suciedad, grasa y carentes de humedad antes de aplicar la pintura.

METALES: Todas las suciedades, manchas, fibras salientes y otros defectos de las superficies deberán ser reparadas o removidas, enmasilladas y lijadas perfectamente, antes de aplicar cada mano de pintura.

CONCRETO: Cepillar, lavar y remover toda la suciedad, polvo u otros materiales adheridos, hasta tener una superficie lisa. Dejar secar la superficie. El Supervisor puede eliminar éste proceso en determinadas circunstancias en que lo considere en exceso o cuando el fabricante de la pintura recomiende otro proceso, en cuyo caso se procederá de acuerdo a las indicaciones del documento técnico del fabricante.

9.7.3.4 Limpieza

Al terminar el trabajo de esta sección, se retirarán del sitio todo el material excedente y envases vacíos. El Contratista limpiará bien la obra, retocando donde sea necesario y quitando toda mancha de pintura de las superficies terminadas, pisos, madera, vidrio, metales, equipo y otras superficies afectadas.

9.7.3.5 Forma de pago

Se pagará según los diferentes rubros establecidos en el plan de propuesta, a los precios unitarios contratados. Se aclara que toda la pintura (sellos, anticorrosivos, galvite, esmaltes y de acabado) de los siguientes elementos: puertas, portones, polines, vigas y balcones, será incluida en el costo unitario de los mismos. Además, no se harán pagos adicionales por la ejecución de muestras, pruebas de humedad, preparación de superficies a pintar, ni por las provisiones, enmasillados, sellos, andamios, limpieza, reparación de áreas o elementos que resulten dañados por los trabajos de pintura.

9.7.4 Enchapado

Se refiere al recubrimiento de paredes o repisas con piezas de dimensiones específicas.

9.7.4.1 Material

Los azulejos a utilizar serán de fabricación centroamericana de 15 x 15 cm. y con un espesor no menor de 5 mm serán de primera calidad y su acabado será brillante, con elementos completos, uniformes y su forma sin hosquedades, torceduras, ralladuras o impregnados de agentes que estropeen su adecuada colocación y adherencia del mortero.

Se utilizarán los siguientes materiales:

Porcelana para zulaquear

Mortero: Cemento-arena 1:4

Pasta de cemento.

9.7.4.2 Procedimiento de ejecución

Antes de empezar a colocar el azulejo o la cerámica, la superficie a enchapar recibirá una capa de mortero 1:4, tal que provea una superficie plana y a plomo la cual será estriada para proveer una buena adherencia a la pasta de cemento de pegamento del azulejo.

Las piezas tendrán entre sí una separación máxima de 2 mm para absorber las irregularidades, salvo se indique lo contrario.

Donde no se puedan colocar piezas enteras, se cortarán éstas al tamaño necesario, debiendo ser las aristas de corte regular. Las juntas entre azulejos serán de 1/6" de ancho y rellenas con porcelana.

Una vez terminado el recubrimiento con azulejos, estos se limpiarán y todos los desechos y materiales sobrantes deberán removerse con el cuidado de que el enchapado no sufra daños.

Para el acabado final, se limpiarán las superficies enchapadas con azulejos, con una solución de ácido muriático.

9.7.4.3 Condiciones

Los materiales serán de primera calidad. El oferente adjuntará a su plan de oferta, la hoja técnica del fabricante, que contenga las especificaciones del azulejo, cerámica, porcelana y otro.

9.7.4.4 Forma de pago

Se pagará según se indique en plan de oferta, instalado, terminado, incluyendo su limpieza final.

9.8 INSTALACIONES HIDRAULICAS

9.8.1 Generalidades

Estas especificaciones tienen por objeto normar el suministro, instalación y puesta en funcionamiento de los sistemas de agua potable, del proyecto “Construcción de oficinas administrativas de la Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L.”, ubicado en Cantón Tecomapa, Municipio de Metapán, departamento de Santa Ana.

Las especificaciones y los planos correspondientes a las mismas, forman un solo cuerpo, por lo que aparezca en uno o en otro, será tomado como descrito en ambos.

En caso que existiera discrepancia entre planos y especificaciones, se deberá presentar la solución a la supervisión, para obtener la aprobación de la misma.

9.8.2 Alcance completo de los trabajos

9.8.2.1 Tuberías de PVC para agua potable

Deberán aplicarse las recomendaciones impresas por los respectivos fabricantes en todas las etapas del proceso de instalación, incluyendo transporte, almacenamiento y manejo de los materiales. El cemento a usar deberá ser de la mejor calidad, pero preferentemente se usarán elementos con juntas de hule, sin

cemento, en los diámetros mayores de 2"; cuando sean necesarios accesorios especiales de PVC para efectuar acoplamientos por medio de rosca, tales accesorios cumplirán con la norma D 2464.

Una vez colocado un tramo de tubería deberá procederse a efectuar la prueba de presión antes de rellenar la zanja.

Antes de efectuar la prueba de presión y para evitar desplazamientos debido a la presión, deberá rellenarse parcialmente la zanja en el punto medio de las tuberías entre las juntas, siguiendo las especificaciones para el relleno compacto.

Una vez efectuadas las pruebas de presión y corregido cualquier defecto observado, se rellenarán completamente las zanjas, comenzando desde la parte inferior de la tubería en capas no mayores de 15 cm de espesor, usando tierra o arena libre de piedras, hasta rellenar la zanja a un nivel de 20 cm arriba de la parte superior de la tubería. Deberán usarse de preferencia compactadores mecánicos y sólo se permitirá el uso de apisonadores de tipo manual en las primeras capas a compactarse.

Las pruebas de las tuberías se harán por medio de una bomba de pistón provista de un manómetro sensible que permita observar cualquier cambio de presión. Se empleará el siguiente método: se inyectará agua con la bomba hasta obtener la presión máxima de servicio para cada tramo pero en todo caso una presión no inferior a 10 atmósferas. El manómetro deberá indicar esta presión en forma constante durante 2 horas, si el manómetro indicase descenso de presión se buscarán los puntos de fugas y se harán las correcciones necesarias. Se efectuará nuevamente la prueba hasta lograr que el manómetro indique una presión constante durante 2 horas.

9.8.2.2 Drenaje

Para la instalación de tubería de PVC para drenajes, deberán aplicarse las recomendaciones impresas por los respectivos fabricantes en todas las etapas del

proceso de instalación incluyendo transporte, almacenamiento y manejo de los materiales.

Todas las tuberías se probarán antes de rellenar las zanjas, se taponearán todos los orificios de la tubería a probar excepto el del punto más alto y se llenará de agua hasta rebosar. La presión del agua no deberá ser menos de 3m.

Se considerará satisfactoria la prueba cuando el volumen de agua se mantenga constante sin presentarse filtraciones. En caso contrario se procederá a hacer las correcciones necesarias y se repetirá la prueba hasta que hayan sido eliminadas las filtraciones.

9.8.3 Normas técnicas

Los materiales empleados y la forma de realizar las instalaciones, deberán ajustarse a lo establecido por los siguientes Reglamentos, Códigos y Standars:

- Normas de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados, A.N.D.A.
- Código Nacional de Plomería (NPC) de EEUU.
- Laboratorios Underwriters (UL) de EEUU.
- Asociación Americana para la Prueba de Materiales (ASTM) de EEUU.
- Asociación Americana de Obras Hidráulicas (AWWA) de EEUU.

9.8.4 Instrucciones de instalación

Todos los materiales, incluyendo tuberías, accesorios y válvulas que se instalen en la obra, deberán ser nuevos, de acuerdo a lo especificado, sin defectos ni averías y de la mejor calidad comprobada que se encuentre en el mercado.

Cuando no se indique en los planos ó especificaciones la norma ó clase de un material ó accesorio, el Contratista deberá suministrarlo de alta calidad, y a satisfacción de la Supervisión.

Los accesorios iguales ó similares que se instalen, deberán ser producidos por el mismo fabricante.

No se permitirá incorporar para uso permanente en la obra, la tubería y accesorios de la instalación provisional removida.

Todas las dimensiones y cantidades de los materiales y accesorios necesarios, deberán comprobarse en la obra antes de pedirlos.

La mano de obra utilizada deberá ser de primera calidad y el desarrollo de las instalaciones deberá satisfacer plenamente a la supervisión.

Todas las uniones roscadas deberán hacerse usando cinta teflón. No se dejarán visibles más de tres filetes después de efectuar las juntas.

Para diámetros de tubería de 1/2" a 2" se usará cemento solvente de secado rápido y para diámetros de 2 1/2" y mayores se usarán cemento solvente de secado lento.

9.8.5 Forma de pago

Se pagará según el precio unitario cotizado en el formulario de oferta de acuerdo a las subdivisiones establecidas en el plan de oferta. Debe entenderse que el precio unitario incluye: todos los materiales, mano de obra, transporte herramientas, equipo, desalojo de material sobrante, pruebas de funcionamiento especificadas, trabajos de desalojo, picado de paredes.

No se reconocerá pago adicional por trabajos necesarios para una correcta instalación que vayan implícitos en los rubros del formulario de oferta.

9.8.6 Recepciones de obra

El contratista deberá con dos días de anticipación, avisar a la supervisión y al propietario su intención de efectuar la entrega final de las instalaciones, a fin de que ésta pueda contar con los documentos y recursos necesarios para tal evento. Como requisito previo para la entrega definitiva el contratista deberá haber cumplido con los requisitos siguientes:

Haber cumplido irrestrictamente con todas las observaciones efectuadas por la supervisión en el acta de recepción provisional de la obra

Que se tengan las aceptaciones físicas de todas las instalaciones.

Haber efectuado todas las pruebas detalladas en estas especificaciones y los reportes correspondientes.

Que se presenten los planos finales de la obra tal y como fue construida.

Una vez cumplidos los requisitos mencionados, se procederá a efectuar la recepción definitiva de la obras por medio de la correspondiente acta.

9.9 INSTALACIONES ELÉCTRICAS.

9.9.1 Generalidades

9.9.1.1 Conceptos para su aplicación.

Estas Especificaciones tienen por objeto normar el suministro, instalación, montaje y puesta en marcha del sistema de ELECTRICIDAD que dará servicio a las áreas indicadas en los planos de instalaciones eléctricas (IE) de los elementos que componen “Construcción de edificio para oficinas administrativas de la Sociedad Cooperativa Solidarista de R.L.”, ubicado en caserío el Ronco, Cantón Tecomapa, municipio de Metapán, departamento de Santa Ana.

Las especificaciones y los planos correspondientes al diseño son complementarios, lo que aparezca en uno u otro, será tomado como descrito en ambos.

El contratista ejecutará todas las operaciones requeridas para completar el trabajo de acuerdo con los Planos, Especificaciones Técnicas, o según modificaciones dispuestas por medio de órdenes escritas de parte de la Supervisión.

El Contratista suministrará todo el equipo, herramientas, materiales, transporte, mano de obra, almacenaje, permisos y demás servicios necesarios para completar las instalaciones y entregarlas listas para su operación y uso.

9.9.1.2 Los planos.

Los planos son diagramáticos y normativos y cualquier accesorio, material o trabajo no indicado en los planos pero mencionados en las especificaciones o viceversa que sea necesario para completar el trabajo en todo aspecto y alistarlos para operación; aún si no apareciese especialmente especificado y mostrado en los planos, será suplido, transportado e instalado por el Contratista sin que este constituya costo adicional para el propietario.

La disposición general de los elementos será conforme a los planos, los cuales muestran la posición más conveniente para la instalación de los mismos, por lo que el Contratista deberá revisar los planos arquitectónicos para verificar la instalación correcta de los elementos que conforman la instalación eléctrica.

Los planos indican las dimensiones requeridas, punto de arranque y terminación de canalizaciones, rutas apropiadas para adaptarse a estructuras y evitar obstrucciones.

Sin embargo, no es la intención el que los planos muestren todas las desviaciones y será el Contratista quien al efectuar la instalación, deberá acomodarse a la estructura, evitará obstrucciones, conservará alturas y mantendrán los planos libres para las otras especialidades.

En caso de que existiere discrepancia entre planos y especificaciones, se deberá presentar la solución a la supervisión, para obtener la aprobación de la misma.

En caso de que fuesen necesarios cambios que impliquen costo adicional al proyecto, la Empresa a cargo de la supervisión del proyecto lo notificará por escrito al supervisor interno y no se efectuarán hasta obtener la aprobación por escrito por parte de éste.

Modificaciones menores pueden ser hechas si es necesario para adecuar el diseño normal del fabricante al proyecto.

Estas modificaciones serán sometidas al Supervisor para su revisión y aprobación, definiendo si son o no sujetos de costo adicional.

El Contratista, someterá al supervisor dos (2) juegos de todos los planos de taller de instalación en detalle y también cualquier plano indicando, los cambios para satisfacer los requerimientos de espacio y los que sean necesarios para resolver todos los conflictos.

Cualquier trabajo de construcción, fabricación o instalación efectuada antes de la revisión y aprobación de los planos, serán a riesgo del Contratista.

La aprobación de los planos de instalación del Contratista no lo relevará de su responsabilidad para cumplir con todos los requisitos de estos documentos contractuales.

Una vez terminada la instalación y aceptado el funcionamiento del sistema de ELECTRICIDAD, el Contratista, presentará un juego completo de planos “Como Construido” en impresión blanco y negro desde archivo digital así como el respectivo archivo digital conteniendo todos los planos de las instalaciones de equipos y diagramas de conexión como finalmente fueron construidos para su revisión y aprobación por parte de la Supervisión, todos los planos de taller serán elaborados en escala 1:50

9.9.1.3 Códigos y estándares.

Los materiales empleados y las instalaciones por ejecutar deberán ajustarse a lo establecido en la última edición por los siguientes Reglamentos, Códigos y Normas:

Reglamento de obra e Instalaciones Eléctricas de la República de El Salvador.

Código Nacional Eléctrico de los EE.UU. (NEC), en su última edición.

Asociación Nacional para la Protección Contra el Fuego (NFPA de los EE.UU.)

Laboratorios Underwriter's (U.L. de los EE.UU.)

Asociación Americana de Standards (A.S.A. de los EE.UU.)

Asociación Nacional de Fabricantes Eléctricos (N.E.M.A. de los EE.UU.)

Asociación Americana para la prueba de Materiales (A.S.T.M. de los EE.UU.)

9.9.1.4 Notificaciones.

El Contratista de ELECTRICIDAD deberá enmarcar sus actividades dentro del Programa General de la Obra, con el propósito de coordinar el desarrollo de la misma de manera tal que no exista interferencia con el resto de la obra por ejecutar.

En caso sea necesario efectuar trabajos preliminares, deberá indicar a la Supervisión la fecha en que los realizará.

Esta comunicación se efectuará cuando menos, siete días antes del inicio de dichos trabajos y en ese lapso deberá ser comunicada la autorización correspondiente.

En lo posible la Supervisión empleará un mínimo de TRES días laborales contestar cualquier consulta que se efectúe relacionada con los trabajos por desarrollar.

En el supuesto que razones de fuerza mayor impida solucionar el problema presentado, deberá enviar nota al Contratista acusando recibo de la correspondencia y haciendo del conocimiento de éste, que se está estudiando su petición.

9.9.1.5 Trabajo a ejecutar

Será obligación del Contratista suministrar, en forma completa, los materiales, mano de obra y equipo necesario para ejecutar las instalaciones eléctricas indicadas en los planos y fijadas por estas especificaciones Técnicas.

De acuerdo con estos documentos y tal como se muestra en los planos, el Contratista será responsable del suministro, fabricación, instalación, montaje, entrega y puesta en marcha de los sistemas de Electricidad haciendo uso y respetando la normativa de colores y reglamentos establecidos por la SIGET, cuyos componentes básicos y elementos principales de la obra son los siguientes:

Suministro e instalación de la acometida en tensión media desde el poste de recibo (previendo futuro equipamiento de las instalaciones del laboratorio con maquinaria sofisticada), incluyendo el poste, herrajes, las protecciones y redes de polarización.

Suministro e instalación del sistema de fuerza y controles operando a 240/120 voltios, incluyendo sub-tableros, cajas de empalme, y todos los accesorios que permitan al sistema operar en forma completa.

Suministro e instalación de todas las luminarias indicadas en los planos, incluyendo sus tubos fluorescentes, focos o bulbos y los postes en los casos requeridos.

Suministro e instalación del sistema de protección contra descargas atmosféricas.

9.9.2 materiales básicos y métodos.

9.9.2.1 materiales y equipos.

Todos los materiales, componentes y equipos serán de la mejor calidad en el mercado, de no ser así el supervisor estará en la obligación de rechazarlos sin costo para el Propietario; de igual manera estarán libres de defectos e imperfecciones, de fabricación reciente, sin usarse y apropiados para el uso que se pretende.

Se deberá tomar especial cuidado para suministrar material y equipo de larga duración, amplios márgenes de seguridad y de características apropiadas para operar en condiciones ambientales a las del sitio donde serán instalados.

Todos los materiales eléctricos deberán estar certificados por el Underwriter's Laboratories (U.L. de los EE.UU.) o por instituciones reconocidas aprobadas por la Supervisión.C

9.9.2.2 métodos.

El Contratista usará los mejores métodos y sistemas para asegurar la pronta y eficaz terminación de las instalaciones.

El montaje y la instalación de los sistemas deberá ejecutarse de una manera nítida y profesional, desarrollándose de acuerdo con las regulaciones y recomendaciones

de los Códigos y Reglamentos ya mencionados, empleando para su ejecución operarios calificados y competentes, dotándolos de los equipos y herramientas de trabajo necesarios para asegurar un trabajo de buena calidad.

9.9.3 Canalizaciones.

9.9.3.1 Conductos subterráneos.

Los conductos subterráneos para las acometidas a los tableros, a menos que se indique otro material, serán construidos con tubería de PVC y deberán ser instalados utilizando sus accesorios de fábrica.

La instalación de los conductos se hará de acuerdo a lo indicado en los planos respectivos.

Cada tramo de canalización debe quedar en línea recta tanto en su proyección horizontal, como vertical.

Todas las juntas serán herméticas.

Una vez instalados los conductos, el contratista cuidará que estos queden limpios y tapados con el fin de evitar la penetración de humedad y materias extrañas.

Se dejará una guía en todos los conductos a partir del momento de su instalación.

Una vez instalados los conductores dentro de cada conducto subterráneo, se procederá a sellar éstos a fin de evitar la entrada de agua, usando para tal fin Scotchcast de 3M o un compuesto de igual o mejor calidad.

9.9.3.2 Cajas de salida y cajas de paso.

El contratista suministrará e instalará todas las cajas de paso que sean necesarios para la instalación.

Las cajas de salida para trabajos ocultos y para salidas en cielo raso en trabajos expuestos, serán de acero galvanizado estampado, tipo pesado y de acuerdo a los calibres exigidos por el Reglamento de Obras e Instalaciones Eléctricas y el N.E.C.

Por lo general, serán cuadradas y octogonales, de 0.102 mts. de lado, 0.038 mts. de profundidad, con excepción de las de mayores dimensiones exigidas por el Reglamento de Obras e Instalaciones Eléctricas y el N.E.C.

Las cajas de salida para luminarias tendrán tapaderas, las cuales serán colocadas después del alambrado. En aquellos lugares en que la luminaria no sea del tipo convencional, se seguirán las instrucciones del Fabricante para la instalación de las mismas.

Las cajas de salida para interruptores y tomas de corriente de pared, serán provistas de ante tapadera de la profundidad necesaria para alcanzar la cara de la pared y serán del tamaño adecuado para el calibre de los conductores usados.

Las cajas de salida donde no se instalen dispositivos serán cubiertas con tapaderas metálicas ciegas.

Las cajas de empalme y de paso serán de acero galvanizado de los calibres exigidos por el reglamento de Obras e Instalaciones Eléctricas, con cubierta atornillada, y de las dimensiones adecuadas para acomodar la tubería eléctrica y los conductores.

En los planos se muestra la localización aproximada de las cajas; sin embargo, la localización final podrá ser cambiada, dentro de límites razonables, por la Supervisión.

Todas las cajas permanecerán herméticamente cerradas a satisfacción de la Supervisión durante el proceso de construcción, a fin de prevenir la entrada de agua y humedad. En el caso de presentar signos de oxidación, el contratista deberá proceder a darle tratamiento a fin de eliminarla y pintarlas con pintura galvánica.

9.9.4 Conductores.

Para la acometida encargada de alimentar las instalaciones eléctricas se ocupará conductor cableado de potencia calibre # 2/0 AWG, con aislamiento para 25 Kv. del tipo denominado Pholiphel primario.

Todos los conductores llevarán aislante termoplástico para 600 voltios. Los conductores serán de cobre, con un 98% de conductividad.

El tipo de aislamiento de los conductores será el que está indicado en los detalles del sub-tableros, especificado en los planos de las instalaciones eléctricas.

Todos los conductores que se utilicen en los circuitos secundarios, deberán adaptarse al Código de colores, de acuerdo a la siguiente clasificación:

120/240 V

Fase A	negro
Fase B	rojo
Fase C	azul
Neutro	blanco
Tierra	verde
Doble retorno	amarillo
Retorno	naranja

Los conductores no serán colocados en el sistema de ductos hasta que éste no esté terminado y completamente seco a satisfacción de la Supervisión.

Los conductores entre la caja de conexiones y las luminarias fluorescentes serán provistos de aislamiento y cubierta protectora plástica tipo TUF o TNM.

El calibre de los conductores será el indicado en los planos correspondientes y está dado conforme el American Wire Gauge.

Se permitirá empalmes de conductores únicamente para derivación, los que se harán en lugares de fácil acceso tales como cajas de salida, etc. Cuando se efectúen empalmes, estos se harán utilizando conectadores Scotchlock de la medida adecuada de los conductores.

Cuando se efectúen empalmes en conductores mayores que el calibre # 10 AWG, se utilizarán cepos de bronce para apretar en frío, procediéndose luego a cubrir dicho cepo con cinta Scotch # 23 de hule y luego se colocará la cinta Scotch # 33 o similar.

9.9.5 Luminarias.

El Contratista suministrará e instalará en los lugares indicados en los planos, todas las luminarias completas (del tipo especificado en planos) con sus lámparas y equipo de suspensión.

9.9.5.1 Luminarias interiores.

El contratista suministrará e instalará las luminarias interiores señaladas en los planos de iluminación y conforme al cuadro de las características señaladas en la simbología.

9.9.6 Interruptores, tomas de corriente y placas.

9.9.6.1 Generales.

El Contratista suministrará e instalara todos los interruptores de alumbrado, tomas de corriente y placas indicadas en los planos de iluminación y tomas de corriente.

9.9.6.2 Interruptores.

Los interruptores locales en paredes, serán del tipo silencioso, de montaje a ras de la pared, de accionamiento completamente mecánico, de una, dos, tres vías o cuatro vías según sea necesario.

La altura de montaje para los interruptores, será de 1.20 m.

9.9.6.3 Tomacorrientes.

Todos los tomacorriente dobles polarizados, tendrán una capacidad nominal de 20 amperios a 200 voltios. Todos los tomacorriente ubicados en la repisa destinada

para ubicar las cocinas y los lavamanos se instalarán a una altura de 1.20 m. Los restantes que se ubican fuera de dicha repisa y sin ningún obstáculo se instalarán a una altura de 0.30 m.

9.9.6.4 Placas.

Las placas para los tomacorrientes e interruptores de pared deberán contener las aberturas adecuadas para el número y tipo de dispositivo que cubren. Las cajas que no lleven dispositivo, serán cubiertas con tapaderas o placas sin agujeros.

Todas las placas que se utilicen para interruptores y receptáculos en los circuitos normales, serán metálicas.

9.9.7 Recepción de instalaciones eléctricas.

9.9.7.1 Pruebas a realizar en instalaciones eléctricas.

Antes de entregar las instalaciones y con anterioridad a la inspección final, el Contratista deberá realizar las siguientes pruebas a satisfacción de la Supervisión:

Pruebas de tierra en el tablero General y en todos los circuitos secundarios.

Pruebas de resistencia del aislamiento para todos los circuitos alimentadores.

Pruebas de operación para todos los componentes del sistema eléctrico.

Los Límites para las pruebas y los procedimientos a seguir por las mismas serán establecidos por la Supervisión. Después de haber sido completadas, deberán llenarse reporte estándar cuyo formato será preparado por la Supervisión.

Concluida la revisión se levantará un Acta en el cual se indicará si el trabajo ejecutado se recibe de conformidad o si bien son necesarios efectuar ajustes a los equipos para que funcionen adecuadamente. En este último caso se dará un plazo al Contratista para que proceda a efectuar las reparaciones necesarias, y cumplida la fecha dispuesta, se visitará nuevamente la obra para comprobar si todo está de acuerdo a lo dispuesto en planos y especificaciones.

9.9.8.2 Recepción final

El contratista deberá con quince días de anticipación avisar al supervisor su intención de efectuar la entrega final de las instalaciones a fin de que este pueda contar con los documentos y recursos necesarios para tal evento. Como requisito previo para la entrega definitiva el contratista deberá haber cumplido con los requisitos siguientes:

Que se tengan las aceptaciones físicas de todas las instalaciones.

Que se hayan efectuado todas las pruebas detalladas en estas especificaciones y los reportes correspondientes.

Que el subtablero tenga su identificación y la de las cargas a las cuales sirven.

Que se presenten los planos de la obra tal y como fue construida

Una vez cumplidos todos los requisitos mencionados anteriormente, se procederá a efectuar la recepción definitiva de las obras y al levantamiento del acta correspondiente.

10.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 CONCLUSIONES.

- ✓ El uso de softwares para comprobación de cálculos puede ser una herramienta útil al momento de trabajar, pero no puede dejarse de lado el análisis convencional para poder hacer uso adecuado de estos.
- ✓ A partir de la selección de elementos estructurales de techo en la fase conceptual del proceso del diseño estructural, se observa que esta parte se vuelve una práctica iterativa, ya que la selección se desarrolla considerando los claros libres de los elementos; esto puede no ser la alternativa más completa, ya que también es necesario conocer por lo menos el orden de magnitud y naturaleza de las cargas.
- ✓ El código ACI 318-05 presenta disposiciones para el diseño de zapatas que soportan una columna, no presenta disposiciones específicas para el diseño de zapatas corridas y losas de cimentación; para las cuales sólo establece que se deben diseñar para resistir las cargas amplificadas y las reacciones inducidas (que incluyen cargas axiales, momentos y cortantes que tienen que ser soportados en la base de la zapata).
- ✓ La selección de los elementos estructurales de techo se debe realizar no solo en función del claro libre, sino también considerando otros aspectos no menos importantes como disponibilidad de materiales, funcionalidad, economía, procesos constructivos, etc

10.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Realizar un estudio de suelos o por lo menos una excavación de pozo a cielo abierto, para verificar el criterio geotécnico tomado. Y si estos no concuerdan revisar el diseño estructural para verificar que este no se vea afectado.
- ✓ Para el acero refuerzo se debe tener especial cuidado en la verificación del diámetro de las varillas de refuerzo, además, estas deben estar debidamente etiquetadas y no presentar aplastamiento de las corrugas, lo cual afecta de manera significativa la adherencia entre la varilla y el concreto.
- ✓ Se recomienda que siempre que se utilice un programa para análisis y diseño de estructuras se revise detenidamente el procedimiento y si los resultados que se obtiene se encuentran dentro del rango de los esperados, en especial cuando incluye un análisis mediante códigos internacionales, en donde es necesario adaptar los valores de entradas del código para que se ajuste a las necesidades y exigencias locales, de ser posible.
- ✓ Si se realiza cualquier cambio en el uso de los niveles o el edificio mismo diferente para el que fue diseñado, se deben evaluar las cargas y el análisis estructural de la edificación, para garantizar la seguridad tanto de la estructura como la de las personas que la utilizan.
- ✓ Debido a la magnitud de la demanda eléctrica y a futuras inclusiones de demanda, se recomienda el uso de subestación eléctrica.
- ✓ Para realizar una adecuada polarización del sistema eléctrico se recomienda medir la conductividad del suelo, para así usar el número y tamaño adecuado de las barras de cobre.

BIBLIOGRAFÍA

- ✓ Duque, G. y Escobar, C. (2002). *Mecánica de suelos*. Manizales, Colombia. Editorial universidad nacional de Colombia.
- ✓ American Concrete Institute (ACI), (2008).
- ✓ Bazán E. y Meli R. (2004). *Diseño sísmico de edificios*. México D.F. Editorial Limusa.
- ✓ Nilson A. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. México D.F Editorial Mc Graw Hill.
- ✓ Normas técnicas de ANDA, 1998.
- ✓ Mataix C. *Mecánica de fluidos y maquinas hidráulicas*. Oxford, Nueva York, Estados Unidos. Editorial Alfaomega.
- ✓ Mercedes, J., Carranza, J., González, I. (2012). *Diseño del sistema de alcantarillado sanitario, aguas lluvias y planta de tratamiento de aguas residuales para el área urbana del municipio de san isidro, departamento de cabañas*. Tesis de ingeniería civil, facultad de ingeniería y arquitectura, escuela de ingeniería, universidad de El Salvador. San Salvador, El salvador.
- ✓ Centro internacional de demostración y capacitación en aprovechamiento del agua de lluvia, Colegio de posgrados, (CIDECALLI-CO). (2007). *Manual de diseño de captación de aguas lluvias*. San José, Costa Rica. Editorial pura vida.
- ✓ Osram, J. (1996). *Manual de luminotecnica*. Miami, Estados unidos. Editorial Códice América.
- ✓ Santiago V. (2005) *Acondicionamiento térmico de edificios*. Buenos aires, Argentina. Editorial Nobuko.

REFERENCIAS WEB

- ✓ Wikipedia (2013). “Construcción”. En *Wikipedia*. Consultado el 4 de febrero de 2014. Disponible en <http://es.wikipedia.org/wiki/Construcci%C3%B3n>
- ✓ Chac-alianza (2010). “Construcción civil”. En *Escribd*. Consultado el 4 de febrero de 2014. Disponible en <http://es.scribd.com/doc/32981314/Construccion-Civil>
- ✓ Wikipedia (2013). “Topografía”. En *Wikipedia*. Consultado el 4 de febrero de 2014. Disponible en <http://es.wikipedia.org/wiki/Topograf%C3%ADa>
- ✓ Wikipedia (2013). “Estudio de suelos”. En *Wikipedia*. Consultado el 4 de febrero de 2014. Disponible en http://es.wikipedia.org/wiki/Estudio_de_suelos
- ✓ Wikipedia (2013). “Ensayo de penetración estándar”. En *Wikipedia*. Consultado el 4 de febrero de 2014. Disponible en http://es.wikipedia.org/wiki/Ensayo_de_Penetraci%C3%B3n_Est%C3%A1ndar
- ✓ Wikipedia (2013). “Diseño arquitectónico”. En *Wikipedia*. Consultado el 5 de febrero de 2014. Disponible en http://es.wikipedia.org/wiki/Dise%C3%B1o_arquitect%C3%B3nico
- ✓ Análisis, diseño y supervisión de estructuras y cimentaciones (ANADISEC). (2014). “Diseño estructural”. En *ANADISEC*. Consultado el 5 de febrero de 2014. Disponible en <http://www.anadisec.com/disen.html>
- ✓ Wikipedia (2013). “Diseño estructural”. En *Wikipedia*. Consultado el 5 de febrero de 2014. Disponible en http://es.wikipedia.org/wiki/Dise%C3%B1o_estructural

- ✓ Chucya, P. (2008). "Diseño hidráulico" [versión electrónica]. En *Scribd*. Consultado el 5 de febrero de 2014. Disponible en <https://es.scribd.com/doc/6739600/Diseno-Hidraulico-Ing>

- ✓ Toro, F. y Vallejo, V. (2010). "MANUAL PARA EL DISEÑO DE INSTALACIONES ELECTRICAS EN EDIFICIOS MULTIFAMILIARES HASTA DE 3 PISOS" [versión electrónica]. Tesis de ingeniería eléctrica, facultad de tecnologías, Universidad tecnológica de Pereira, Colombia. Consultado el 6 de febrero de 2014. Disponible en <http://repositorio.utp.edu.co/dspace/bitstream/11059/1984/1/62131924T686.pdf>

- ✓ Cámara Boliviana de la Construcción (2002). "Dirección y evaluación de proyectos/obras". En *CUEVA DEL INGENIERO CIVIL*. Consultado el 4 de febrero de 2014. Disponible en <http://www.cuevadelcivil.com/2010/06/presupuesto-de-obra.html>

- ✓ Comisión estatal del agua de Tamaulipas, (CEAT). (s/f). "Capitulo 2: Estudios topográficos" [versión electrónica]. Estudio y proyecto ejecutivo de red de Atarjeas y colectores en el municipio de Miguel Alemán, Tamaulipas, México. Consultado el 9 de noviembre de 2014. Disponible en http://virtual.cocef.org/Documentos_digitalizados/Proyectos_desarrollo/Proyecto_639/Alcantarillado/TRABAJOS_CAMPO/TOPOGRAFIA/Estudios_Topograficos.pdf

- ✓ Rioja G. (s/f). "Proceso de Diseños arquitectónico" [versión electrónica]. Manual de la objetif sciences intenational (OSI), Bolivia, México. Consultado el 5 de mayo de 2014. Disponible en http://www.osi-cr.com/IMG/pdf/Proceso_de_Diseno_Arquitectonico.pdf

ANEXOS

ANEXO 3.1

Cotización del Estudio de suelos realizado por la empresa GEOCONSA S.A de C.V.
para la construcción de oficinas administrativas.



GEOCONSA, S. A. de C. V.

GEOTECNIA Y CONSTRUCCION, S. A. de C. V.

Ref. OES02014a
San Salvador, 7 de mayo de 2014

Señor
Ing. Inf. Edgardo Ramírez
Presente.

Estimado Señor Ramírez:

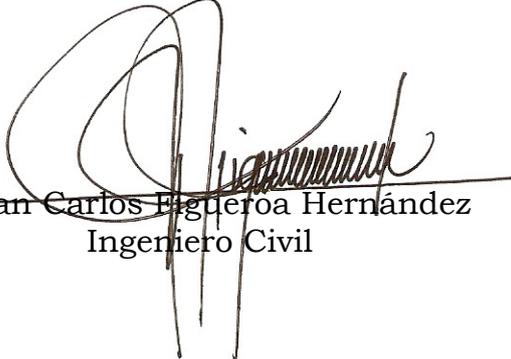
Adjunto a la presente estamos remitiéndole nuestra Oferta Económica para el Estudio de Suelos, correspondiente al proyecto "**Construcción de Oficinas Administrativas de Sociedad Cooperativa Solidarista de RL**" ubicado en Caserío El Ronco, Cantón Tecomapa, Municipio de Metapán, Departamento de Santa Ana.

Sin otro particular por el momento, nos es grata la ocasión para saludarles.

Atentamente,

GEOCONSA, S.A. de C.V.




Juan Carlos Figueroa Hernández
Ingeniero Civil

OES02014a

OFERTA ECONOMICA DE ESTUDIO DE SUELOS PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN DE OFICINAS ADMINISTRATIVAS DE SOCIEDAD COOPERATIVA SOLIDARISTA DE RL"

1.0 ALCANCE DEL ESTUDIO

De acuerdo con la información proporcionada por el Ing. Inf. Edgardo Ramírez respecto a las generales del proyecto, se ha programado en función de lo requerido, la ejecución de tres (3) sondeos continuos de Penetración Normal que se ubicaran específicamente en el sector donde se construirá el Edificio Administrativo de la Cooperativa y cuyas profundidades estimadas son de cinco (5.0) m, los cuales serán ejecutados basados en lo establecido por la norma ASTM D-1586.

Con la información de campo y la obtenida en laboratorio, se elaborará un informe que contendrá entre otros, los tipos de suelo encontrados en las profundidades exploradas con su respectiva clasificación según ASTM D 2488, los contenidos de humedad natural de cada una de las muestras extraídas (ASMT D 2216), la resistencia a la penetración de los suelos representada por el número de golpes N_{spt} (ASTM D 1586), capacidad de carga en las profundidades estudiadas obtenida a partir del número de golpes N , análisis de los resultados obtenidos y las debidas recomendaciones a implementar para el Edificio de Oficinas Administrativas, incluyéndose además como anexos el esquema de ubicación de los sondeos realizados, las hojas infográficas representativas de las resistencias y los contenidos de humedad natural, así como los respectivos perfiles estratigráficos surgidos de conjugar la información extraída de los sondeos realizados. No se incluye en esta oferta la identificación y localización de fallas geológicas.

2.0 TIEMPO DE DURACION DEL ESTUDIO

El tiempo global estimado para la ejecución del Estudio es de siete (7) días hábiles, contados a partir del día en que se inicien los trabajos de campo.

3.0 COSTO DEL ESTUDIO

Sobre la base de lo expresado en los numerales anteriores, el costo global del estudio asciende a **CUATROCIENTOS OCHENTA 00/100 Dólares US (\$ 480.00)**, con IVA incluido.

En caso que fuese técnicamente necesario profundizar las exploraciones más de lo expresado en el numeral 1.0, por condiciones adversas del suelo, el costo por metro adicional de

OES02014a



GEOCONSA, S. A. de C. V. - Laboratorio de Suelos y Materiales

Colonia Layco, Pasaje Lorena No. 4, entre 15a. y 17a. Av. Norte, San Salvador, Telefax: 2225-6691

perforación será de **DIECISEIS 57/100 DOLARES US (\$16.57/ml.)** con IVA incluido.

En caso que las profundidades de exploración propuestas en el numeral 1.0 de esta oferta, se vieran reducidas por encontrarse la condición de rechazo y que producto de ello la totalidad de metros perforados resultare inferior al 75% de lo ofertado, el costo arriba indicado será considerado como el mínimo, dado que únicamente contempla el día de cuadrilla de perforación más la movilización.

4.0 FACILIDADES A PRESTAR POR EL SOLICITANTE

- Autorización para libre acceso al sitio de interés.
- Plano digital del sitio en estudio con curvas de nivel.
- Definición de los linderos de la propiedad y ubicación de las edificaciones en campo
- Plano de distribución de ductos y tuberías en el terreno en caso que estos existieran. Nuestra Empresa no se responsabiliza por daños a dichos ductos subterráneos.

5.0 TIEMPO DE VALIDEZ DE LA OFERTA

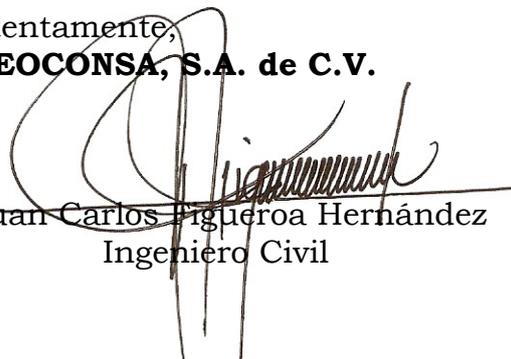
La presente oferta con su monto se mantendrá por un período de tiempo de treinta (30) días calendario, a partir de la fecha de su emisión.

6.0 FORMA DE PAGO

La forma de pago será considerando un 50% de anticipo sobre el monto ofertado y la diferencia del monto facturado contra entrega del informe final.

Atentamente,
GEOCONSA, S.A. de C.V.




Juan Carlos Figueroa Hernández
Ingeniero Civil

OES02014a

GEOCONSA, S. A. de C. V. - Laboratorio de Suelos y Materiales

Colonia Layco, Pasaje Lorena No. 4, entre 15a. y 17a. Av. Norte, San Salvador, Telefax: 2225-6691



REF. OES02014a
ACEPTACIÓN DE OFERTA ECONOMICA DE ESTUDIO DE SUELOS
PARA EL PROYECTO " CONSTRUCCIÓN DE OFICINAS
ADMINISTRATIVAS DE SOCIEDAD COOPERATIVA SOLIDARISTA DE
RL"

SOLICITADO POR

ING. INF. EDGARDO RAMÍREZ
(UESFMO)

ACEPTACIÓN DE OFERTA: _____
Firma y Sello

COSTO DEL ESTUDIO: LOS INDICADOS EN NUMERAL 3.0

ENVIAR INFORMES Y/O FACTURAS A LA SIGUIENTE DIRECCIÓN
(AREA METROPOLITANA):

FACTURACIÓN

CONSUMIDOR FINAL ()
NOMBRE DEL CLIENTE: _____

CREDITO FISCAL ()
NOMBRE DEL
CLIENTE: _____

No. DE REGISTRO: _____
GIRO: _____

NOTA: En caso de aceptar los servicios ofrecidos por nuestra empresa en esta oferta, favor hacernos llegar la presente hoja debidamente firmada y sellada a nuestras oficinas.

SAN SALVADOR, MAYO DE 2014

OES02014a



GEOCONSA, S. A. de C. V. - Laboratorio de Suelos y Materiales

Colonia Layco, Pasaje Lorena No. 4, entre 15a. y 17a. Av. Norte, San Salvador, Telefax: 2225-6691

Tabla anexo 7.1

Niveles mínimos de iluminación

A: ZONAS DE CIRCULACIÓN Y ÁREAS GENERALES INTERIORES				
LUGAR O ACTIVIDAD	Em ⁽¹⁾	UGR ⁽²⁾	Ra ⁽³⁾	Observaciones ⁽⁴⁾
Zonas de circulación				
Pasillos y vías de circulación	100	28	40	A nivel del suelo. Si hay circulación de vehículos, aumentar a 150 lux
Escaleras normales y escaleras mecánicas	150	25	40	
Muelles de carga/descarga	150	25	40	
Salas de descanso, primeros auxilios y sanitarios				
Comedores	200	22	80	
Salas de descanso	100	22	80	
Salas de ejercicios físicos	300	22	80	
Vestuarios, servicios y aseos	100	25	80	
Enfermería	500	19	80	
Sala de atención médica	500	19	90	Temperatura de color Tc ³ 4000° K
Salas de Control				
Salas de calderas, interruptores, etc.	200	25	60	
Centralistas, salas de fax	500	19	80	
Salas de almacén y cámaras refrigeradas				
Almacenes	100	25	60	200 lux si están ocupados continuamente
Áreas de embalado	300	25	60	
Áreas de almacenamiento en estanterías				
Pasillos sin trabajadores	20	-	40	
Pasillos con trabajadores	200	22	60	
Puestos de control	200	22	60	
C: OFICINAS				
LUGAR O ACTIVIDAD	Em ⁽¹⁾	UGR ⁽²⁾	Ra ⁽³⁾	Observaciones ⁽⁴⁾
Archivos, copiadoras, áreas de circulación	300	19	80	
Lectura, escritura, mecanografía, proceso de datos	500	19	80	Acondicionar las pantallas de visualización
Dibujo técnico	750	16	80	
Diseño asistido (CAD)	500	19	80	Acondicionar las pantallas de visualización
Salas de reunión	500	19	80	
Puestos de recepción	300	22	80	
Almacenes	200	25	80	

Tomada del “**REGLAMENTO GENERAL DE PREVENCIÓN DE RIESGOS EN LOS LUGARES DE TRABAJO**”. Art. 130, numeral 3, letra “A” y “C”.

Anexo 7.2

Ficha técnica de luminaria interior de 4x40w



Código Producto	Nombre de producto	Descripción Técnica	Tipo de Pintura	Tamaño	Tecnología	Unidades / Empaque	CURVA FOTOMETRICA
PT0102	Lámpara 4 x 40	Fabricado con lámina rolado en frío de 0.45mm y balastro electrónico.	Polvo en horno	2' x 4' A= 48" x B= 23 7/8" x C= 4"	Fluorecente T12	2	
Potencia (W)	Voltaje (V)	Color	Intensidad Lumínica	Peso (Lb)	Uso	Observaciones	
40	120	Blanco Brillante	891	15.3	Industria Comercio Residencial	Tubos no incluidos	

Los valores señalados indican la potencia en Watts y la intensidad lumínica en lúmenes.

Tabla Anexo 7.3

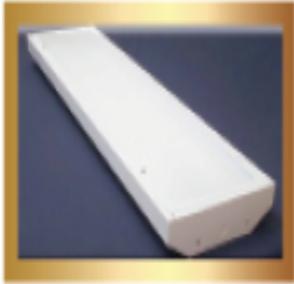
Factores de utilización en función de las características del local

ρ cielo	80%			50%		80%			50%		30%
ρ pared	80%	50%	30%	50%	30%	80%	50%	30%	50%	30%	30%
ρ piso	30%					10%					
K	<i>Luminaria de distribución Directa e intensiva</i>										
0,60	93	74	70	74	69	89	73	70	72	68	82
0,80	101	82	77	81	76	94	78	77	80	76	93
1,00	105	88	82	86	82	98	83	82	84	81	100
1,25	110	93	88	91	87	101	90	86	88	85	106
1,50	113	97	92	94	90	103	93	89	92	88	109
2,00	117	103	97	99	95	105	97	93	95	92	114
2,50	120	107	101	103	98	105	99	96	97	94	117
3,00	121	110	105	105	100	106	100	98	98	96	120
4,00	124	115	110	108	103	106	102	100	100	98	123
5,00	125	117	113	110	106	107	103	101	101	99	124
K	<i>Luminaria de distribución Directa y extensiva</i>										
0,60	51	23	17	24	16	48	23	18	22	16	16
0,80	65	36	27	36	28	61	34	28	34	28	26
1,00	76	47	36	45	37	70	44	37	42	36	35
1,25	87	57	48	54	46	80	55	47	52	45	44
1,50	95	66	56	62	55	86	64	55	60	53	52
2,00	105	79	69	75	67	94	75	68	72	66	64
2,50	111	88	79	83	76	99	82	76	79	74	72
3,00	115	94	86	89	82	102	87	81	83	78	77
4,00	120	103	95	95	89	104	93	88	89	85	84
5,00	123	109	101	100	94	105	96	92	92	88	88

Tomado y adaptado del "Manual de Luminotecnia" OSRAM. Pág.:127

ANEXO 7.4

Ficha técnica de luminaria interior de 2x40w



LECTURA DE TAMAÑO	
A= LARGO	C= ALTURA
B= ANCHO	

Código Producto	Nombre de producto	Descripción Técnica	Tipo de Pintura	Tamaño	Tecnología	Unidades / Empaque	CURVA FOTOMETRICA
PT0110	Lámpara 2 x 40	Fabricado con lámina rolando en frío de 0.45mm y balastro electrónico.	Polvo en horno	2' x 4' A= 48" x B= 23 7/8" x C= 4"	Fluorescente T12	6	
Potencia (W)	Voltaje (V)	Color	Intensidad Lumínica	Peso (Lb)	Uso	Observaciones	
40	120	Blanco Brillante	383	10.08	Industria Comercio Residencial	Tubos no incluidos	

Los valores señalados indican la potencia en Watts y la intensidad lumínica en lúmenes.

ANEXO 7.5

Ficha técnica de luminaria interior de 2x32w



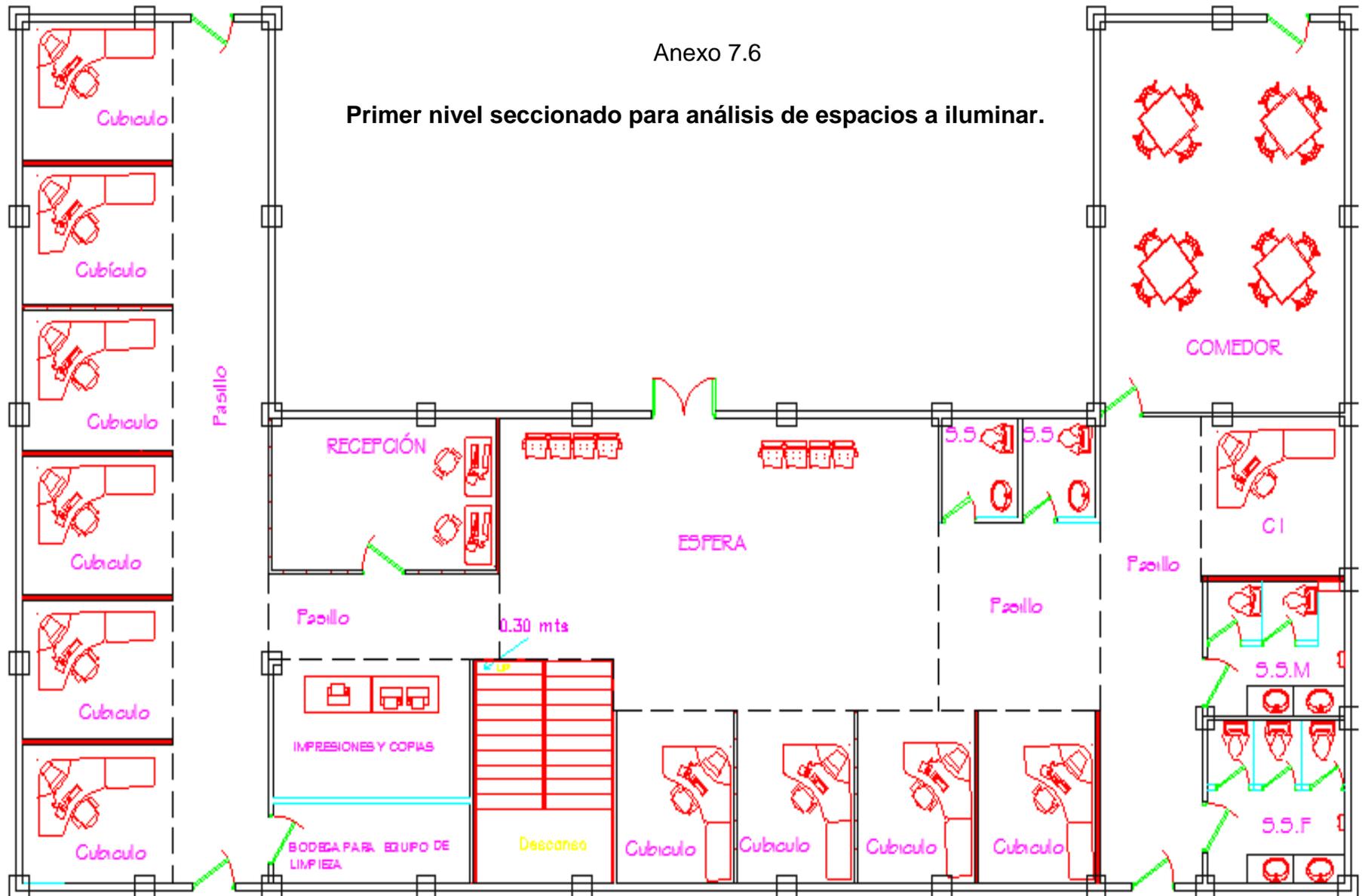
LECTURA DE TAMAÑO	
A= LARGO	C= ALTURA
B= ANCHO	

Código Producto	Nombre de producto	Descripción Técnica	Tipo de Pintura	Tamaño	Tecnología	Unidades / Empaque	CURVA FOTOMETRICA
PT0042	Lámpara 2 x 32	Fabricado con lámina rolando en frío de 0.45mm y balastro electrónico.	Polvo en horno	2' x 2' A= 24" x B = 23 15/16" x C= 4"	Fluorescente T8	4	
Potencia (W)	Voltaje (V)	Color	Intensidad Lumínica	Peso (Lb)	Uso	Observaciones	
32	120 a 277	Blanco Brillante	275	9.48	Industria Comercio Residencial	Tubos no incluidos	

Los valores señalados indican la potencia en Watts y la intensidad lumínica en lúmenes.

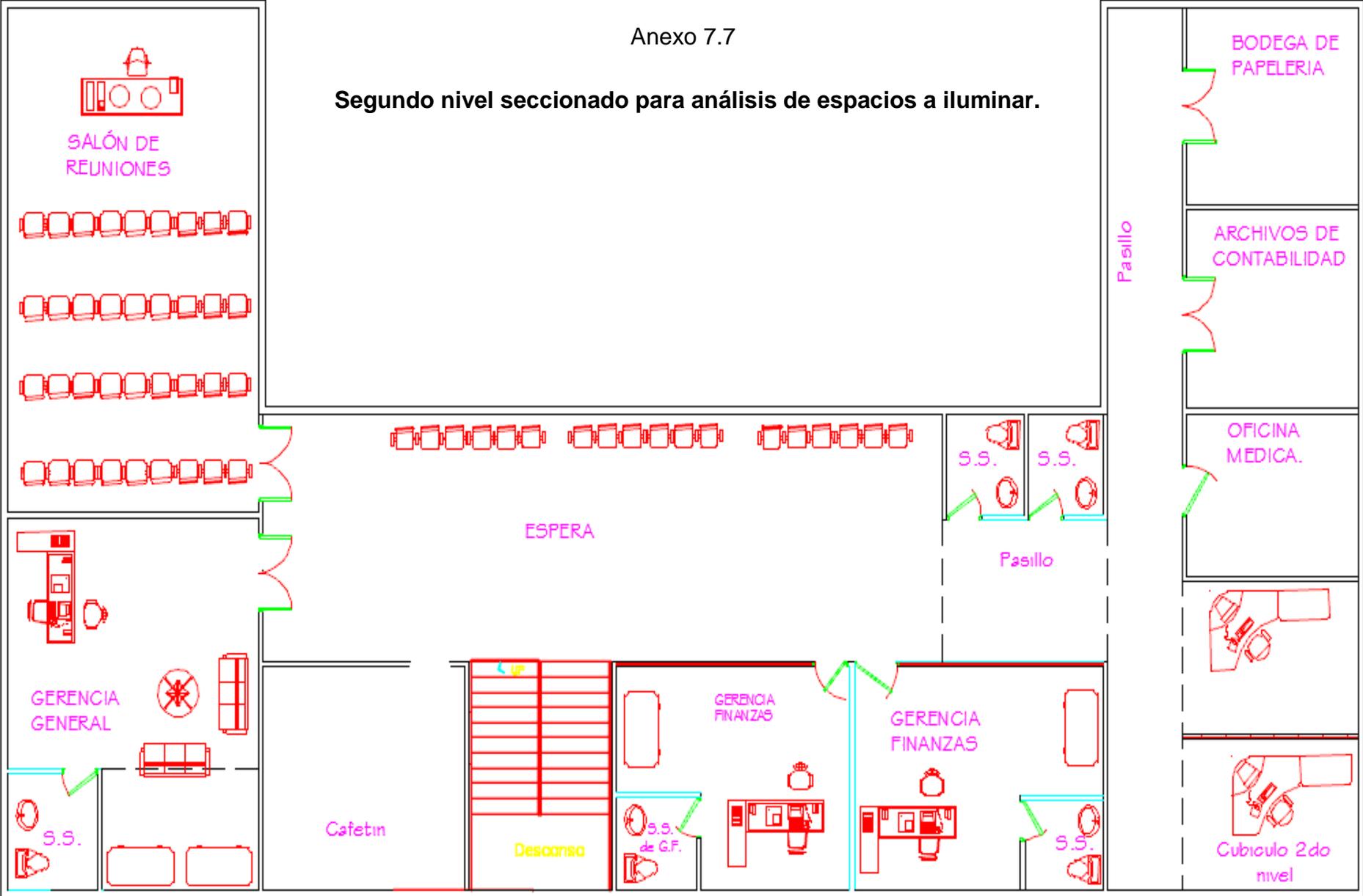
Anexo 7.6

Primer nivel seccionado para análisis de espacios a iluminar.



Anexo 7.7

Segundo nivel seccionado para análisis de espacios a iluminar.





tical control function is supported by opti
Dimming functions are supported by opti
Three in One (1-10V DC or PWM Signal or Resistance)



Specifications

Electrical Specifici ti

Model No.	GTCA
Nominal Wattage	
Nominal Voltage	AC 100-240V /277V, 50/60Hz DC 24V
Maximum Current	AC 0.67A -120V, 0.33A -240V, 0.29A -277V DC 3.01A -24V
Optimal Operating Temperature	
Power Factor (PF)	> 0.9
Driver Efficiency	> 90%

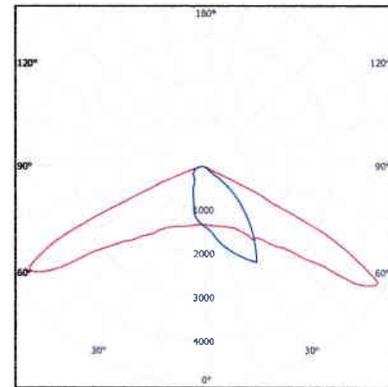
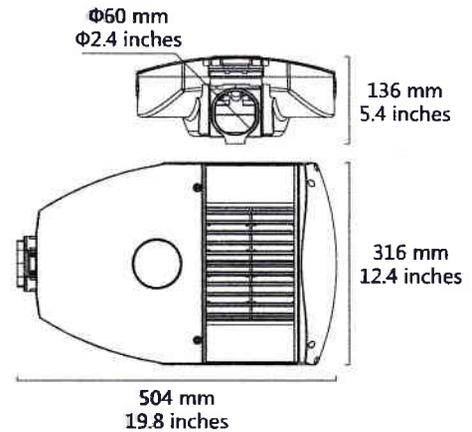
Photometric Specifici ti

Lumen Output	Lumen tolerance +/- 5%
3800-4100K	5850 lm
5000-6300K	6175 lm
CRI	Ra >= 75
CCT	



Mechanical Specifici ti

IP Rating	
Lifetime	50000 hours - L70
Heat Radiator	Anodized Aluminum
Lens	
Fixture Dimension	504 x316 x136 mm 19.8 x12.4 x5.4 inches
Fixture Weight	6.1 kg /13.4 lbs



*Photometric data based on 5000-5650K color temperature.

Packing Type

10unit(s) /ctn.

Packing Dimension

555 x370 x200 mm
21.9 x14.6 x7.9 inches

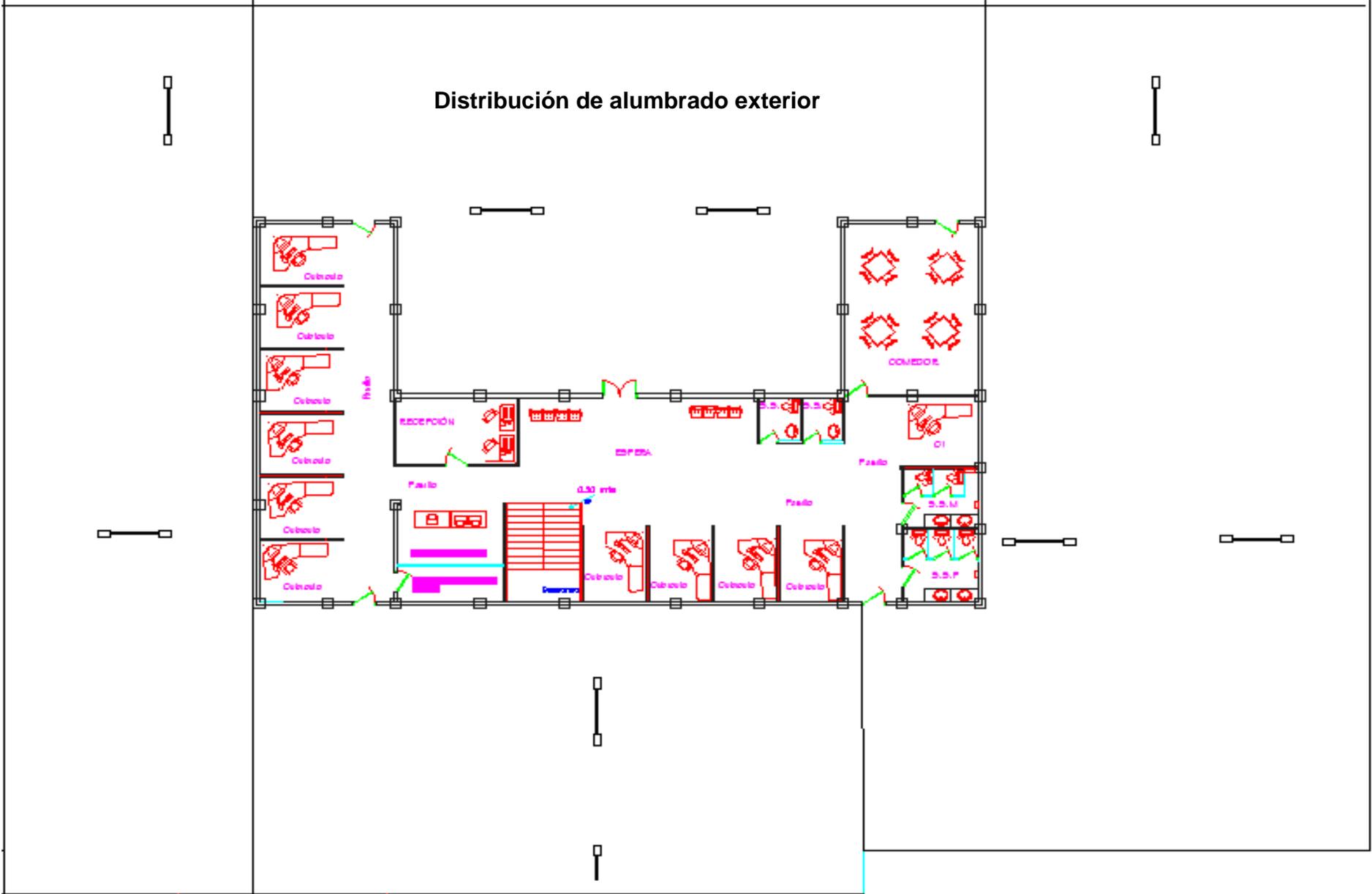
Packing Weight

7.3 kg /16.1

CE RoHS



GreenTek
Soluciones verdes para un mundo limpio



ANEXO 7.9



MODELO 688
EXTRACTOR TECHO / PARED



Extractor de olor de alto rendimiento para baños

CARACTERÍSTICAS

REJILLA:

- Acabado atractivo que cubre el interior.
- Material polimérico en que combina con cualquier decoración.
- Resorte de torsión para el montaje - no requiere herramientas.
- Compuerta antiretorno accionada por gravedad.

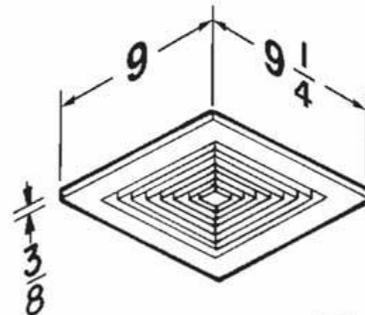
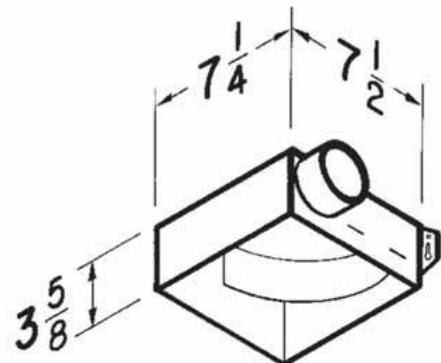
VENTILADOR:

- Motor enchufable de lubricación permanente.
- Rueda de ventilador centrífuga.

CARCAZA :

- Sólida en lámina metálica galvanizada calibre 26.
- Soportes rígidos con perforaciones diseñadas para instalación rápida y segura.
- Accesorio polimérico para fácil conexión a conducto con compuerta incorporada para evitar contra corrientes de aire, sin partes metálicas.

Garantía Técnica: 1 año.



Especificaciones

WATTS	VOLTS	AMPS	SONES	CFM	DUCT	ÁREA m ²
40	120	0.9	4.0	50	3" Round	5

FICHA ANEXO 7.11

Marca: FASTDRY

Modelo: HK2200EA

DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

- Automático
- cubierta de aluminio
- distancia de sensor ajustable de 10cm a 30cm
- 2850 rpm
- 120 v; 60 hz; 2200 w; 15 amp
- Velocidad de aire 16.5 m/s; 63 +/- 3 decibeles de sonido
- aprox.30 a 35 segundos de secado
- 320 ancho x 220 alto x 175 profundo en mm
- 6.1 kg

