

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS PARA LOS SISTEMAS
ESTRUCTURALES APORTICADO DUAL Y ALBAÑILERÍA
CONFINADA DE UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS EN LA
CIUDAD DE PUNO”**

TESIS

PRESENTADA POR:

DAVIS RURIK VAN ÑACA RAMÍREZ

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO PERU

2017

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS PARA LOS SISTEMAS
ESTRUCTURALES APORTICADO DUAL Y ALBAÑILERIA CONFINADA DE
UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS EN LA CIUDAD DE PUNO

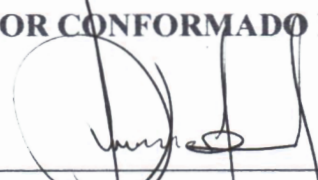
TESIS PRESENTADA POR:
DAVIS RURIK VAN ÑACA RAMIREZ
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL



FECHA DE SUSTENTACIÓN: 04 DE OCTUBRE DEL 2017

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE

: 

Ms. Douglas Arturo Quintanilla Anyampoma

PRIMER MIEMBRO

: 

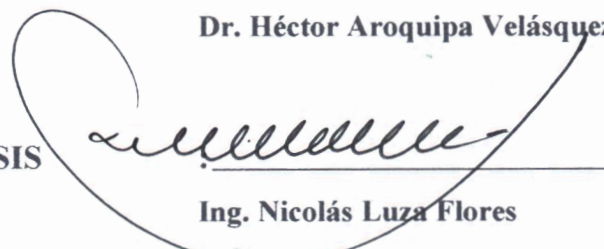
Ing. Emilio Augusto Molina Chávez

SEGUNDO MIEMBRO

: _____

Dr. Héctor Aroquipa Velásquez

DIRECTOR DE TESIS

: 

Ing. Nicolás Luza Flores

ASESOR DE TESIS

: 

Ing. Raúl Fernando Echeagaray Chambi

TEMA: SIMULACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS.
ÁREA: ESTRUCTURAS
LINEA DE INVESTIGACIÓN: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

DEDICATORIA:

A mis padres por haberme
inculcado la pasión por el estudio
en cada etapa de mi vida.

AGRADECIMIENTO:

A Dios por ser mi creador, por darme bendiciones y ser piadoso de mi existencia.

A mis padres por su constante apoyo intelectual en todo el transcurso de la carrera de ingeniería civil.

A todas aquellas personas que me ayudaron para concluir la tesis.

A los docentes universitarios por todas enseñanzas que impartieron en las aulas universitarias.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	28
ABSTRACT.....	29
CAPÍTULO I	30
1. ASPECTOS GENERALES.....	30
1.1. INTRODUCCIÓN	30
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	30
1.3. JUSTIFICACIÓN	32
1.4. OBJETIVOS	33
1.4.1. OBJETIVO GENERAL.....	33
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	33
1.5. ÁMBITO DEL PROYECTO.....	33
CAPITULO II.....	34
2. ESTUDIOS BASICOS DE INGENIERIA	34
2.1. UBICACIÓN.....	34
2.2. LOCALIZACIÓN DEL TERRENO	34
2.3. PROYECTO ARQUITECTÓNICO.....	35
2.4. ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL SUELO DE FUNDACIÓN.....	38
2.4.1. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.....	39
CAPÍTULO III.....	40
3. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL POR ALBAÑILERIA CONFINADA	40

3.1.	GENERALIDADES	40
3.2.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA	41
3.3.	NORMAS EMPLEADAS	41
3.4.	LIBROS EMPLEADOS:.....	42
3.5.	CARGAS DE DISEÑO PARA CONCRETO ARMADO.....	42
3.6.	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	42
3.7.	ESTRUCTURACIÓN.....	43
3.7.1.	INTRODUCCIÓN	43
3.7.2.	OBJETIVO DE LA ESTRUCTURACIÓN.....	44
3.7.3.	CRITERIOS PARA ESTRUCTURAR	44
3.8.	PREDIMENSIONAMIENTO.....	44
3.8.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS	44
3.8.2.	LOSAS MACIZAS	45
3.8.3.	VIGAS PRINCIPALES	45
3.8.4.	VIGAS DINTELES	46
3.8.5.	VIGAS CHATAS	46
3.8.6.	MUROS DE ALBAÑILERÍA	47
3.8.7.	DENSIDAD DE MUROS	49
3.8.8.	MUROS DE CONCRETO ARMADO.....	51
3.8.9.	ESCALERA.....	51
3.8.10.	TANQUE ELEVADO	52
3.9.	METRADO DE CARGAS.....	53
3.9.1.	PESOS PARA METRADO DE CARGAS	53
3.9.2.	ÁREAS TRIBUTARIAS	55

3.9.3.	METRADO DE CARGAS SOBRE MUROS	57
3.9.4.	TABIQUES Y ALFÉIZARES	57
3.9.5.	METRADO DE PESO DE VIGAS PRINCIPALES Y DINTELES	59
3.9.6.	METRADO DE PESO DE ESCALERA.....	60
3.9.7.	MUROS DE ALBAÑILERÍA Y CONCRETO ARMADO.....	61
3.10.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	64
3.10.1.	INTRODUCCIÓN	64
3.10.2.	ESFUERZOS AXIALES Y DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO	64
3.10.3.	CALCULO DE CARGAS AXIALES ACUMULADAS EN CADA MURO	66
3.10.4.	CENTRO DE MASAS E INERCIA.....	67
3.10.5.	FUERZAS TRASLACIONALES EN MUROS.....	71
3.11.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	74
3.11.1.	GENERALIDADES	74
3.11.2.	PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE	75
3.11.3.	ALCANCES DE LA NORMA.....	76
3.11.4.	MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	76
3.11.5.	PARÁMETROS SÍSMICOS	77
3.11.6.	PESO DE LA EDIFICACIÓN	80
3.11.7.	FUERZAS SÍSMICAS ANTE SISMO SEVERO Y MODERADO.....	80
3.12.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	81
3.12.1.	FUERZAS INTERNAS POR SISMO MODERADO	82

3.12.2.	VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EN NIVELES.	
	83
3.12.3.	VERIFICACIÓN DE PARÁMETROS DE IRREGULARIDAD.....	84
CAPITULO IV	89
4.	DISEÑO DE ELEMENTOS DE ALBAÑILERIA CONFINADA.....	89
4.1.	DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA Y OTROS ELEMENTOS	89
4.2.	VERIFICACIONES PARA EL DISEÑO	89
4.3.	DISEÑO DE MUROS ANTE POSIBLE SISMO SEVERO CON MUROS AGRIETADOS.	92
4.4.	DISEÑO DE MUROS NO AGRIETADOS	98
4.5.	DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO.....	103
4.5.1.	GENERALIDADES	103
4.5.2.	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	104
4.5.2.1.	VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE CONFINAMIENTO EN BORDES	105
4.5.3.	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....	106
4.6.	DISEÑO DE VIGA DE ESCALERA.....	112
4.7.	DISEÑO DE VIGA DINTEL.....	113
4.8.	DISEÑO DE ALFEIZARES Y TABIQUES	114
4.8.1.	DISEÑO POR CARGA SÍSMICA PERPENDICULAR AL PLANO ..	114
4.9.	DISEÑO DE LOSA MACIZA	116

4.10. DISEÑO DE CIMENTACIÓN	123
4.11. DISEÑO DE ESCALERA.....	125
CAPITULO V.....	127
5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA APORTICADO DUAL.....	127
5.1. ARQUITECTURA.....	127
5.1.1. DESCRIPCIÓN DE LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS	127
5.1.2. ALTURA DE EDIFICACIÓN	128
5.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.....	128
5.3. ESTRUCTURACIÓN.....	128
5.3.1. INTRODUCCIÓN	128
5.3.2. OBJETIVO DE LA ESTRUCTURACIÓN.....	129
5.3.3. CRITERIOS PARA ESTRUCTURAR.	129
5.3.4. ESTRUCTURACIÓN DE ELEMENTOS	130
5.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	133
5.4.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	133
5.4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	134
5.4.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA	136
5.4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA	137
5.4.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS	137
5.5. METRADO DE ELEMENTOS	137
5.5.1. METRADO DE LOSAS ALIGERADAS	138
5.5.2. METRADO DE VIGAS	140
5.5.3. METRADO DE VIGAS SECUNDARIAS	145

5.5.4.	METRADO DE ESCALERA.....	147
5.5.5.	METRADO DE PESO PARA ZAPATAS.....	148
5.5.6.	METRADO DE CARGAS PARA CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE	149
5.5.7.	CASOS DE CARGA	152
5.5.8.	MODELO ESTRUCTURAL PRELIMINAR	153
5.6.	FUERZAS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO.....	156
5.7.	RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	158
5.8.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	160
5.8.1.	ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.....	160
5.9.	ANÁLISIS DINÁMICO.....	164
5.10.	MODELO ESTRUCTURAL FINAL DERIVADO DEL DISEÑO SÍSMICO	166
5.10.1.	ESTRUCTURACIÓN FINAL.....	167
5.10.2.	DERIVAS EN EL DISEÑO SISMORESISTENTE	168
5.10.3.	MODELO ESTRUCTURAL DE DISEÑO.....	168
5.10.4.	PARÁMETROS SÍSMICOS FINALES.....	168
CAPITULO VI		172
6.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL SISTEMA DUAL	172
6.1.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	172
6.1.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	172
6.2.	DISEÑO DE VIGAS	184

6.2.1.	INTRODUCCIÓN	184
6.2.2.	DISEÑO POR FLEXIÓN	184
6.2.3.	COMBINACIÓN DE LAS CARGAS VIVAS, MUERTAS Y DE SISMO	184
6.2.4.	DISEÑO POR CORTANTE.....	185
6.3.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	189
6.3.1.	DISEÑO POR CORTE.....	189
6.3.2.	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	190
6.4.	DISEÑO DE PLACAS.....	192
6.4.1.	GENERALIDADES	192
6.4.2.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	192
6.4.3.	DISEÑO POR CORTE	193
6.4.4.	DISEÑO POR ELEMENTOS SHELL.....	194
6.4.5.	VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE SOBRE LAS PLACAS:	197
6.5.	DISEÑO DE ESCALERA.....	198
6.6.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	199
6.6.1.	GENERALIDADES	199
6.6.2.	DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN A DISEÑAR	200
6.6.3.	CAPACIDAD PORTANTE POR EL MÉTODO DE TERZAGUI.....	200
CAPITULO VII.....		216
7.	METRADOS DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	216
7.1.	METRADO DEL SISTEMA DUAL.....	216

7.1.1.	METRADOS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA.....	232
7.1.2.	RESUMEN DEL METRADO DEL SISTEMA DUAL.....	252
7.1.3.	RESUMEN DEL METRADO DEL SISTEMA DE ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL.	254
7.3.	ANÁLISIS DE COSTO UNITARIO PARA EL PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS.....	256
CAPITULO VIII.....		284
8.	RESULTADOS OBTENIDOS	284
8.1.	RESULTADOS DE LA CANTIDAD DE MATERIALES Y COSTOS DE LOS DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	284
8.1.1.	RESULTADOS DEL METRADO Y PRESUPUESTO ESTRUCTURAL ..	284
8.2.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	293
8.2.1.	DERIVAS ABSOLUTAS EN MM SEGÚN EL SISTEMA ESTRUCTURAL	293
8.2.2.	COMPARACIÓN DE DERIVAS POR ALBAÑILERÍA CONFINADA Y APORTICADO DUAL.	294
8.2.3.	COMPARACIÓN DE FACTORES SÍSMICOS.....	294
CAPITULO IX		297
9.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	297
9.1.	CONCLUSIONES GENERALES LA CANTIDAD DE MATERIALES DE LOS DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.	297

9.2. CONCLUSIONES GENERALES DEL PROCESO DE CÁLCULO Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE CINCO NIVELES POR ALBAÑILERÍA
ESTRUCTURAL 299

9.3. CONCLUSIONES GENERALES DEL PROCESO DE CÁLCULO Y DISEÑO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE CINCO NIVELES POR EL SISTEMA
APORTICADO DUAL 300

BIBLIOGRAFÍA 303

ANEXOS 305

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación del terreno	34
Figura 2 Plano de primer nivel.	35
Figura 3 Plantas típicas del Segundo, tercer, cuarto y quinto nivel.....	36
Figura 4: Plano azotea.....	37
Figura 5 Plano vista Frontal.....	38
Figura 6 Plano de planta y plano típico de niveles 2, 3, 4 y 5	40
Figura 7 Viga dintel	46
Figura 8 Plano de vigas dintel y chatas.....	47
Figura 9 Plano de muros	48
Figura 10 Predimensionamiento de Escalera.....	52
Figura 11 Detalles de muros para metrado.	54
Figura 12 Áreas tributarias sobre muros.....	56
Figura 13 Área tributaria en Muro X1	58
Figura 14 Base de datos en Excel de Predimensionamiento de escalera.....	61
Figura 15 Modelo en Etabs de albañilería confinada	77
Figura 16 Muros y vigas en Etabs	77
Figura 17 Fuerza axial en muros confinados	81
Figura 18 Esfuerzos en sección rectangular de concreto.....	107
Figura 19 Cálculo de Fuerza y momento en placa.....	108
Figura 20 Diagrama de estados de comportamiento de columna	111
Figura 21 Base de datos en Excel de diseño de placas	111
Figura 22 Base de datos en Excel de diseño de viga	112
Figura 23: Diagrama de momentos sobre vigas.....	113

Figura 24 Momentos en elementos de columnas y vigas	113
Figura 25 Tabiquería no portante.....	114
Figura 26 Base de datos en Excel de diseño por carga sísmica.	115
Figura 27 Paños de losa maciza.....	117
Figura 28 Esfuerzos sobre losa maciza.....	117
Figura 29 Plano de dimensiones de paños para diseño de losa maciza	119
Figura 30 Base de datos en Excel de diseño de losas.	120
Figura 31 Base de datos en Excel de diseño de losas.	121
Figura 32 Base de datos en Excel de diseño de losas.	122
Figura 33 Base de datos en Excel de diseño de escalera	125
Figura 34 Base de datos en Excel de diseño de escalera	126
Figura 35 Planos de estructuración inicial.	131
Figura 36 Plano preliminar de vigas	132
Figura 37 Áreas tributarias sobre columnas	135
Figura 38 Predimensionamiento de escalera	137
Figura 39 Plano de losas aligeradas para metrado	138
Figura 40 Área tributaria de la viga VP 1	141
Figura 41 Área tributaria de viga principal 2.....	142
Figura 42 Área tributaria de viga principal 3.....	142
Figura 43 Área tributaria de la viga VP 4.....	143
Figura 44 Área tributaria de viga principal 5.....	144
Figura 45 Área tributaria de viga principal 6.....	144
Figura 46 Área tributaria de viga secundaria 1	145
Figura 47 Área tributaria de viga secundaria 2.....	146

Figura 48 Base de datos de diseño escalera	147
Figura 49 Cargas en escalera.	148
Figura 50 Carga muerta y viva en cada columna.....	148
Figura 51 Modelo en programa ETABS	153
Figura 52 Carga muerta	154
Figura 53 Carga viva 1.....	154
Figura 54 Carga viva 2.....	155
Figura 55 Carga viva 3.....	155
Figura 56 Carga muerta distribuida en losas aligeradas	156
Figura 57 Zonas sísmicas.....	157
Figura 58 Diagrama de momentos envolvente	158
Figura 59 Diagrama de fuerza cortante.....	159
Figura 60 Fuerza cortante	159
Figura 61 Diagrama de momentos por sismo estático en X e Y respectivamente.....	159
Figura 62 Modelo preliminar	160
Figura 63 Base de datos en Excel de análisis sísmico	162
Figura 64 Base de datos en Excel de análisis sísmico	163
Figura 65 Base de datos en Excel de análisis sísmico	164
Figura 66 Modelo con derivas preliminares	166
Figura 67 Modelo final	167
Figura 68 Modos de vibración del edificio	168
Figura 69 Diagrama de esfuerzos en sección rectangular de concreto	172
Figura 70 Losas aligeradas para análisis.....	173
Figura 71 Idealización estructural de losa del paño 1 (modelo en Etabs)	174

Figura 72 Cargas en losa aligerada 1	175
Figura 73 Diagrama de momentos flectores en la losa aligerada 1	175
Figura 74 Diagrama de fuerza cortante en la losa aligerada 1	175
Figura 75 Base de datos en Excel de diseño de losa aligerada 1, parte 1	176
Figura 76 Base de datos en Excel de losa aligerada 1, parte 2	177
Figura 77 Base de datos en Excel de losa aligerada 1, parte 3	178
Figura 78 Idealización estructural de losa aligerada 2.....	179
Figura 79 Cargas en losa aligerada 2	179
Figura 80 Diagrama de fuerza cortante en la losa aligerada 2.....	179
Figura 81 Base de datos en Excel de diseño de losa aligerada 2, parte 1	180
Figura 82 Base de datos en Excel de diseño de losa aligerada 2, parte 2	181
Figura 83 Idealización estructural de losa 1 (modelo en Etabs)	182
Figura 84 Carga viva en losa aligerada.....	182
Figura 85 Diagrama de momentos sobre losa aligerada	182
Figura 86 Fuerza cortante que soporta la losa aligerada.....	182
Figura 87 Base de datos en Excel de diseño de losa aligerada 3	183
Figura 88 Base de datos en Excel de diseño de vigas.....	187
Figura 89 Base de datos en Excel de diseño de vigas.....	188
Figura 90 Base de datos en Excel de Diseño de columnas.....	192
Figura 91 Esfuerzos en sección diferencial	195
Figura 92 Placas del ascensor en X,Y y placa de escalera	195
Figura 93 Base de datos en Excel de diseño de placa, parte 1	196
Figura 94 Base de datos en Excel de diseño de placas, parte 2	197
Figura 95 Base de datos en Excel de diseño de escalera	198

Figura 96 Carga sobre vigas de apoyo de escalera.	199
Figura 97 Fotos de la extracción de muestra y ensayos de laboratorio.	200
Figura 98 Método de los tres puntos.....	202
Figura 99 Diagrama de deformación tangencial y esfuerzo de corte	202
Figura 100 Lecturas realizadas en el equipo de corte directo.....	203
Figura 101 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 1	204
Figura 102 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 2	205
Figura 103 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 3	206
Figura 104 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 4	207
Figura 105 Detalle de acero en zapata combinada	208
Figura 106 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 1	209
Figura 107 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 1	210
Figura 108 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 2	211
Figura 109 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 3	212
Figura 110 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 4	213
Figura 111 Detalle del armado de acero en zapata combinada.....	214
Figura 112 Base de datos en Excel de diseño de zapata excéntrica.	215
Figura 113 Resumen del presupuesto para el sistema de albañilería estructural y aporticado dual.....	291
Figura 114 Comparación del metrado entre sistema de albañilería estructural y aporticado dual.....	292
Figura 115 Comparación de la deriva acumulada en el sistema de albañilería confinada	294
Figura 116 Comparación de la deriva acumulada en el sistema aporticado dual.	294



Figura 117 Muestreo y ensayos de laboratorio..... 305

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Capacidad portante por profundidad	39
Tabla 2 Densidad de muros en el sentido X	50
Tabla 3 Densidad de muros en el sentido Y	50
Tabla 4 Peso por metro cuadrado de elementos	53
Tabla 5 Área tributaria de cada muro	57
Tabla 6 Peso total en muros de alfeizares.....	59
Tabla 7 Longitud tributaria de viga dintel sentido X.....	60
Tabla 8 Longitud tributaria de viga dintel sentido Y.....	60
Tabla 9 Peso sobre muros en piso típico.....	63
Tabla 10 Peso sobre muros en ultimo nivel.....	63
Tabla 11 Esfuerzo en muros del sentido X.....	65
Tabla 12 Esfuerzo en muros del sentido Y	65
Tabla 13 Pesos de los muros en sentido X.....	66
Tabla 14 Pesos de los muros en sentido X.....	66
Tabla 15 Cálculo de centro de masas.....	67
Tabla 16 Cálculo de centro de rigidez respecto a “Y” del primer nivel.	69
Tabla 17 Cálculo de centro de rigidez respecto a “X” del primer nivel.	70
Tabla 18 Cálculo de fuerza cortante sobre muro por excentricidad	72
Tabla 19 Cálculo de fuerza cortante sobre muro por excentricidad	73
Tabla 20 Peso de edificación por nivel.....	80
Tabla 21 Factores de Análisis sísmico.....	80
Tabla 22 Distribución de fuerzas por piso	81

Tabla 23 Fuerza cortante y momento en muros del sentido X	82
Tabla 24 Fuerza cortante y momento en muros del sentido Y	83
Tabla 25 Desplazamientos por sismo dirección X.....	83
Tabla 26 Desplazamientos por sismo dirección Y	84
Tabla 27 Irregularidad por piso blando.....	85
Tabla 28 Irregularidad por piso débil	85
Tabla 29 Irregularidad en masa o peso.	86
Tabla 30 Desplazamiento en pisos acumulados	88
Tabla 31 Procedimiento para verificación de agrietamiento en los pisos superiores.	89
Tabla 32 Fuerza cortante ante sismo severo en X	91
Tabla 33 Fuerza cortante ante sismo severo en Y	91
Tabla 34 Procedimiento de cálculo.....	93
Tabla 35 Diseño de muros en sentido X.....	94
Tabla 36 Diseño de muros en sentido X	95
Tabla 37 Diseño de muros en sentido Y	96
Tabla 38 Diseño de muros en sentido Y	97
Tabla 39 Diseño de muros en sentido Y	98
Tabla 40 Procedimiento de diseño de muros no agrietados.....	99
Tabla 41 Procedimiento de diseño de vigas soleras	99
Tabla 42 Diseño de muros en sentido X para la condición no agrietados	100
Tabla 43 Diseño de muros en sentido X para la condición no agrietados	101
Tabla 44 Diseño de muros en sentido Y para la condición no agrietados	101
Tabla 45 Diseño de muros en sentido Y para la condición no agrietados.....	102
Tabla 46 Diseño de muros en sentido Y para la condición no agrietados	102

Tabla 47 Parámetros de diseño de placa	103
Tabla 48 Fuerza y momento por área de acero distribuido en falla balanceada.	109
Tabla 49 Fuerza y momento por área de acero distribuido en flexión pura	110
Tabla 50 Revisión de la resistencia del bloque de albañilería	116
Tabla 51 Diseño de tabiquería no portante	116
Tabla 52 Dimensiones de paños de losa maciza.....	118
Tabla 53 Cálculo del ancho cimentación por muro estructural	124
Tabla 54 Predimensionamiento de vigas principales.....	133
Tabla 55 Predimensionamiento de vigas secundarias.....	133
Tabla 56 Metrado de pesos sobre columna.....	136
Tabla 57 Predimensionamiento de losa según dimensiones	136
Tabla 58 Metrado de cargas en losa I	138
Tabla 59 Metrado de cargas en losa II.....	139
Tabla 60 Metrado de cargas en losa III.....	139
Tabla 61 Metrado de viga VP-1.....	141
Tabla 62 Metrado de viga VP-2.....	141
Tabla 63 Área tributaria de viga principal VP 3	142
Tabla 64 Metrado de viga VP-4.....	142
Tabla 65 Metrado de viga VP-5.....	143
Tabla 66 Metrado de viga VP-6.....	144
Tabla 67 Metrado de viga secundaria 1	145
Tabla 68 Metrado viga secundaria 2.....	146
Tabla 69 Metrado de cargas aportadas por columnas.....	149
Tabla 70 Metrado de cargas aportadas por vigas.....	150

Tabla 71	Metrado de cargas aportadas por Losa, escalera y muros	150
Tabla 72	Metrado de cargas aportadas por muros	151
Tabla 73	Metrado de cargas sobre placas, carga viva y resumen de metrado	152
Tabla 74	Tipos de combinaciones de carga	152
Tabla 75	Distribución de cargas por piso.	158
Tabla 76	Derivas en cada nivel por sismos en X e Y	165
Tabla 77	Cálculo de fuerza cortante por piso	169
Tabla 78	Derivas inelásticas por piso y por sismo.....	169
Tabla 79	Análisis de factores de irregularidad	170
Tabla 80	Análisis de factores de irregularidad continua.....	170
Tabla 81	Cantidad de fuerza cortante absorbida por elementos	171
Tabla 82	Metrado de cargas en paño de losa aligerada	174
Tabla 83	Tabla de capacidad portante según ancho y profundidad	201
Tabla 84	Peso sobre cada columna	201
Tabla 85	Metrado de estructuras del sistema aporticado dual.	216
Tabla 86	Metrado estructural del sistema aporticado dual.	217
Tabla 87	Metrado estructurales del sistema aporticado dual.....	218
Tabla 88	Metrado estructurales del sistema aporticado dual.....	219
Tabla 89	Metrado estructural del sistema aporticado dual.	220
Tabla 90	Metrado estructural del sistema aporticado dual.	221
Tabla 91	Metrado estructural del sistema aporticado dual.	222
Tabla 92	Metrado estructural del sistema aporticado dual	223
Tabla 93	Metrado estructural del sistema aporticado dual.	224
Tabla 94	Metrado estructural del sistema aporticado dual.	225

Tabla 95	Metrado estructural del sistema aporticado dual.	226
Tabla 96	Metrado estructural del sistema aporticado dual.	227
Tabla 97	Metrado de estructuras del sistema aporticado dual.	228
Tabla 98	Metrado de estructuras del sistema dual.	229
Tabla 99	Metrado de estructuras del sistema aporticado dual.	230
Tabla 100	Metrado de estructuras del sistema aporticado dual.	231
Tabla 101	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	232
Tabla 102	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	233
Tabla 103	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	234
Tabla 104	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	235
Tabla 105	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	236
Tabla 106	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	237
Tabla 107	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	238
Tabla 108	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	239
Tabla 109	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	240
Tabla 110	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	241
Tabla 111	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	242
Tabla 112	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	243
Tabla 113	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	244
Tabla 114	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	245
Tabla 115	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	246
Tabla 116	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	247
Tabla 117	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	248
Tabla 118	Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	249

Tabla 119 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	250
Tabla 120 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada	251
Tabla 121 Resumen del metrados de estructuras del sistema dual	252
Tabla 122 Resumen del metrados de estructuras del sistema dual	253
Tabla 123 Resumen del metrados de estructuras del sistema de albañilería confinada.	254
Tabla 124 Resumen del metrados de estructuras del sistema dual	255
Tabla 125 Análisis de costo unitario de almacenes	256
Tabla 126 Análisis de costo unitario de limpieza del terreno	257
Tabla 127 Análisis de costo unitario de trazos niveles y replanteo	258
Tabla 128 Análisis de costo unitario de excavación de zapata.....	259
Tabla 129 Análisis de costo unitario de cimientos.	260
Tabla 130 Análisis de costo unitario de relleno con material propio	261
Tabla 131 Análisis de costo unitario de cimientos corridos	262
Tabla 132 Análisis de costo unitario de solados para zapatas	263
Tabla 133 Análisis de costo unitario de concreto para sobrecimiento	264
Tabla 134 Análisis de costo unitario de almacenes encofrado y desencofrado de sobrecimiento.....	265
Tabla 135 Análisis de costo unitario de falso piso	266
Tabla 136 Análisis de costo unitario de concreto para zapatas	267
Tabla 137 Análisis de costo unitario de acero para zapatas	268
Tabla 138 Análisis de costo unitario de concreto de columnas	269
Tabla 139 Análisis de costo unitario de encofrado y desencofrado de columna	270
Tabla 140 Análisis de costo unitario de acero en columnas	271

Tabla 141 Análisis de costo unitario de concreto en vigas.....	272
Tabla 142 Análisis de costo unitario de encofrado y desencofrado de vigas	273
Tabla 143 Análisis de costo unitario de acero en vigas	274
Tabla 144 Análisis de costo unitario de losa aligerada.....	275
Tabla 145 Análisis de costo unitario de encofrado y desencofrado de losa aligerada..	276
Tabla 146 Análisis de costo unitario de acero en losas aligeradas	277
Tabla 147 Análisis de costo unitario de concreto en losa maciza	278
Tabla 148 Análisis de costo unitario de encofrado y desencofrado de losa maciza.....	279
Tabla 149 Análisis de costo unitario de acero en losa maciza.....	280
Tabla 150 Análisis de costo unitario de muros de ladrillo de cabeza.....	281
Tabla 151 Análisis de costo unitario de muros de ladrillo de soga	282
Tabla 152 Análisis de costo unitario de ladrillos huecos de losa	283
Tabla 153 Cantidad de concreto por partidas según cada sistema estructural.....	284
Tabla 154 Cantidades acero empleado según partida en cada sistema estructural	285
Tabla 155 Cantidades de concreto empleado en los sistemas estructurales	286
Tabla 156 Cantidades de concreto en zapatas según sistema estructural	286
Tabla 157 Cantidades de concreto en columnas en sistemas estructurales	287
Tabla 158 Cantidad de concreto en partida de vigas, en cada sistema estructural	288
Tabla 159 Cantidades de concreto en losas según sistema estructural	288
Tabla 160 Cantidad de presupuesto en estructuras por sistema estructural.....	289
Tabla 161 Alcances del diseño estructural.	296

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Grafico 1 Comparación del volumen de concreto en los sistemas estructurales	284
Grafico 2 Comparación de la cantidad de acero en los sistemas estructurales	285
Grafico 3 Comparación de la cantidad de acero en los sistemas estructurales	286
Grafico 4 Comparación de cantidad de concreto en zapatas según sistema estructural	287
Grafico 5 Comparación del volumen de concreto en columnas	287
Grafico 6 Comparación del volumen de concreto en vigas	288
Grafico 7 Comparación de concreto en losas según sistema estructural.	289
Grafico 8 Comparación de Presupuestos	289
Grafico 9 Comparación del costo por partida según sistema estructural.....	290
Grafico 10 Cantidad de deriva por piso en el sistema aporticado dual.....	293
Grafico 11 Cantidad de deriva por piso en el sistema de albañilería confinada.	293
Grafico 12 Distorsión del sistema estructural de albañilería confinada.	295
Grafico 13 Distorsión del sistema estructural aporticado dual	295

RESUMEN

La tesis desarrollada tuvo como objetivo realizar el diseño estructural de un edificio de cinco niveles por el sistema de albañilería confinada y el sistema aporticado dual, con la finalidad de determinar cuál de las dos alternativas es menos costosa y también conocer cuáles son las diferencias de los metrados de las partidas de estructuras de cada sistema estructural. Esto se realizó ante la necesidad de conocer cuáles son las ventajas que ofrece este cada sistema estructural y la inversión que acarrea en cada uno de ellos, el edificio al cual se hace mención tiene un área construida de 264.1 metros cuadrados, se proyecta su construcción en la ciudad de Puno. También es importante mencionar que el método usado en la tesis es descriptivo. En ese sentido se realizó primero el análisis y diseño estructural para cada sistema planteado con fin de conocer las dimensiones de los elementos estructurales adecuadas al Reglamento Nacional de Edificaciones y ACI 318-08. Posteriormente se realizó el metrado de para obtener el presupuesto de estructuras y las derivas de cada sistema estructural. Finalmente luego de observar el presupuesto de estructuras del sistema de albañilería confinada se tiene que este es inferior en 59.6 % respecto al presupuesto de estructuras del sistema aporticado dual.

PALABRAS CLAVE:

Análisis estructural, Diseño Estructural, Comparación de Costos, Sistema de Albañilería Confinada, Sistema Aporticado.

ABSTRACT

The objective of the thesis was to make the structural design of a five-story building using the confined masonry system and the double contributory system, to determine which of the two alternatives is less expensive and also to know the differences between the two alternatives. Two metrics of the outputs of the structures of each structural system. This was done before the need to know what are the advantages offered by this structural system and the investment it provides in each of them, the building mentioned has a constructed area of 264.1 square meters, the city is planned to be built of Puno. It is also important to mention that the method used in the thesis is descriptive. In this sense, the analysis and structural design of each proposed system was carried out first to know the dimensions of the structural elements appropriate for the National Building Regulation and ACI 318-08. After the survey was made to obtain the budget of structures and the drifts of each structural system. Finally, after observing the budget of structures of the confined masonry system, this is lower by 59.6% compared to the budget of double gantry system.

KEYWORDS:

Structural Analysis, Structural Design, Cost Comparison, Confined Masonry System, Framework System.

CAPÍTULO I

1. ASPECTOS GENERALES

1.1. INTRODUCCIÓN

El diseño por concreto armado es últimamente muy utilizado y los sistemas estructurales que se plantean para la gran cantidad de proyectos de edificaciones generalmente son sistemas aporticados porque tienen un buen comportamiento estructural, pero existen otras alternativas como el sistema de albañilería confinada que frecuentemente no se emplea en los proyectos de ingeniería y que es una alternativa como sistema estructural, en ese contexto esta tesis compara los aspectos específicos del diseño estructural y describe el proceso de diseño estructural de un proyecto por dos sistemas estructurales. Además busca conocer cuál de los dos sistemas estructurales tiene un presupuesto estructural que permite un ahorro de la inversión.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El creciente desarrollo y aumento poblacional en la ciudad de Puno y otras Provincias en la región llevan consigo el crecimiento demográfico de la ciudad, es así que cada año se observa que el número de construcciones destinadas para vivienda son más demandadas y que esto conlleva a un incremento del costo de una vivienda en el mercado inmobiliario debido a la alta demanda de departamentos. Esto se comprueba en el informe técnico del INEI N°2 (2014). Además de eso es una realidad que los propietarios busquen disminuir la inversión que hacen en la construcción de una vivienda, que generalmente es diseñada por el sistema aporticado y que poco conocen de otras alternativas de edificaciones diseñadas con otros sistemas estructurales. En este contexto se observa que se construyen muchas edificaciones el sector privado con unas deficientes

consideraciones estructurales y al hacer esto ponen en peligro la vida de las personas ante un fenómeno sísmico o comportamiento estructural no previsto por los técnicos que hacen la construcción. Es por ese motivo que se desarrolla el análisis comparativo de costos para los sistemas estructurales aporticado dual y albañilería confinada de un edificio de departamentos en la Ciudad de Puno con el fin de aplicar lo indicado en el Reglamento Nacional de Edificaciones y comparar cuales son las ventajas estructurales de cada uno de ellos, y así mismo encontrar las diferencias en el diseño estructural para que se consoliden los conocimientos teóricos de los dos sistemas estructurales en la formación del futuro ingeniero.

Por otro lado en el Perú uno de los problemas fundamentales observados, es que el mayor porcentaje de viviendas en zonas urbanas como rurales son construidas con el sistema de albañilería confinada o armada pero de una manera incorrecta que acarrea un riesgo de pérdidas humanas. Se estima que las edificaciones de albañilería son entre el 60 % y 70 % de la construcción urbana y que entre el 90% y el 95 % de la construcción es rural y que en cuanto a la construcción informal gran proporción es de albañilería, según el Cruz Godoy (2011).

Además de eso no se debe olvidar que el diseño sismo resistente de edificaciones difiere a la magnitud sismo de un lugar a otro y que de ahí deriva la complejidad de la respuesta estructural y los efectos dinámicos de los sismos sobre las estructuras. Sin embargo, pese a los antecedentes históricos es muy probable que seguiremos observando en el Perú edificaciones que serán construidas sin tales consideraciones por unos años más; pese a que existe un amplio estudio a nivel internacional del comportamiento de edificios de concreto armado.

Si bien es cierto que a nivel nacional la técnica constructiva de albañilería improvisada o de autoconstrucción es aplicada, ésta debería hacerse correctamente con el uso del Reglamento Nacional de Edificaciones, de modo que se opte por un sistema seguro y se tenga una respuesta estructural adecuada según la ubicación de la edificación. Finalmente la presente tesis también pretende proporcionar una comparación de las cualidades estructurales obtenidas con dos sistemas estructurales de diseño y llegar a conocer cuánto más rentable es uno de ellos en la inversión que realiza destinado a estructuras de concreto armado y ladrillos.

1.3. JUSTIFICACIÓN

El desarrollo del proyecto se realiza con el afán de hacer disminuir la escasa aplicación de sistema estructural de albañilería confinada en la ciudad de Puno, el cual puede ser utilizado para la elaboración de proyectos de edificaciones y brindar un adecuado comportamiento estructural. Para observar las cualidades de este sistema estructural de albañilería confinada se desarrolló el análisis y diseño estructural por el sistema aporticado dual para diferenciar los resultados obtenidos respecto al sistema mencionado y de esa forma observar las ventajas en relación a la inversión de la parte estructural.

Una de las aplicaciones importantes que podemos hacer, es utilizar los conocimientos y fundamentos de la albañilería estructural para la construcción de edificaciones en Puno debido a la ubicación sísmica del departamento de Puno, ya que existe demanda inmobiliaria en la zona, si bien el tema de demanda inmobiliaria es tema de otro estudio, existe un factor muy importante y es la necesidad de viviendas seguras; es por ese motivo que se desarrolló el presente proyecto de investigación que se fundamenta en el diseño estructural de una edificación de cinco niveles por albañilería

confinada y por sistema dual aporticado de concreto armado con el fin de describir las cualidades de ambos sistemas estructurales (desplazamientos y fuerza cortante).

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL.

Realizar el diseño estructural de un proyecto por el sistema de albañilería estructural y sistema aporticado dual de una edificación de cinco niveles con el fin de describir las diferencias del proceso de diseño estructural y determinar cuál es el presupuesto estructural del sistema menos costoso.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Desarrollar el diseño estructural por el sistema de albañilería confinada y Sistema Dual de aporticado de una edificación de 05 niveles según el Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Comparar de manera descriptiva el presupuesto de estructuras obtenido del diseño de la edificación ambos sistemas estructurales.
- Comparar la cantidad de concreto de los dos sistemas estructurales.

1.5. ÁMBITO DEL PROYECTO

Región : Puno
Provincia : Puno
Distrito : Puno
Ubicación : Av. Sesquicentenario sin número, B San José

CAPITULO II

2. ESTUDIOS BASICOS DE INGENIERIA

2.1. UBICACIÓN

País : Perú

Departamento : Puno

Provincia : Puno

Ciudad : Puno

2.2. LOCALIZACIÓN DEL TERRENO

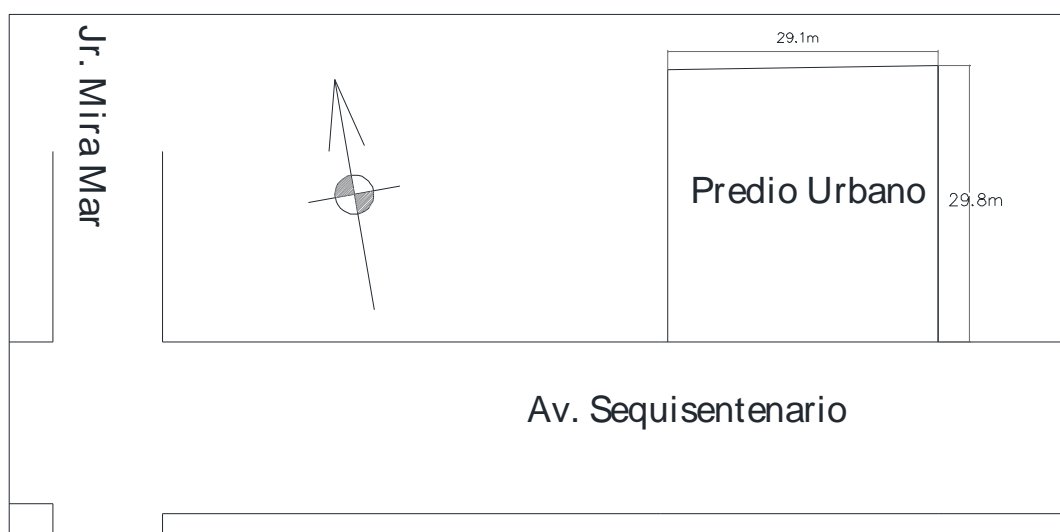


Figura 1 Ubicación del terreno

Fuente: Elaboración propia

Se encuentra a dos cuadras de la Universidad Nacional del Altiplano. El terreno por a la dimensiones que tiene permite contar con áreas libres y servidumbres en la división planteada que resulta ser beneficioso para una iluminación lateral.

2.3. PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El proyecto de denominación Proyecto Torres de San Pablo y tiene un área construida de 264.1 metros cuadrados de 843 metros cuadrados del terreno, se encuentra sobre la Av. Sesquicentenario sin número, B San José.

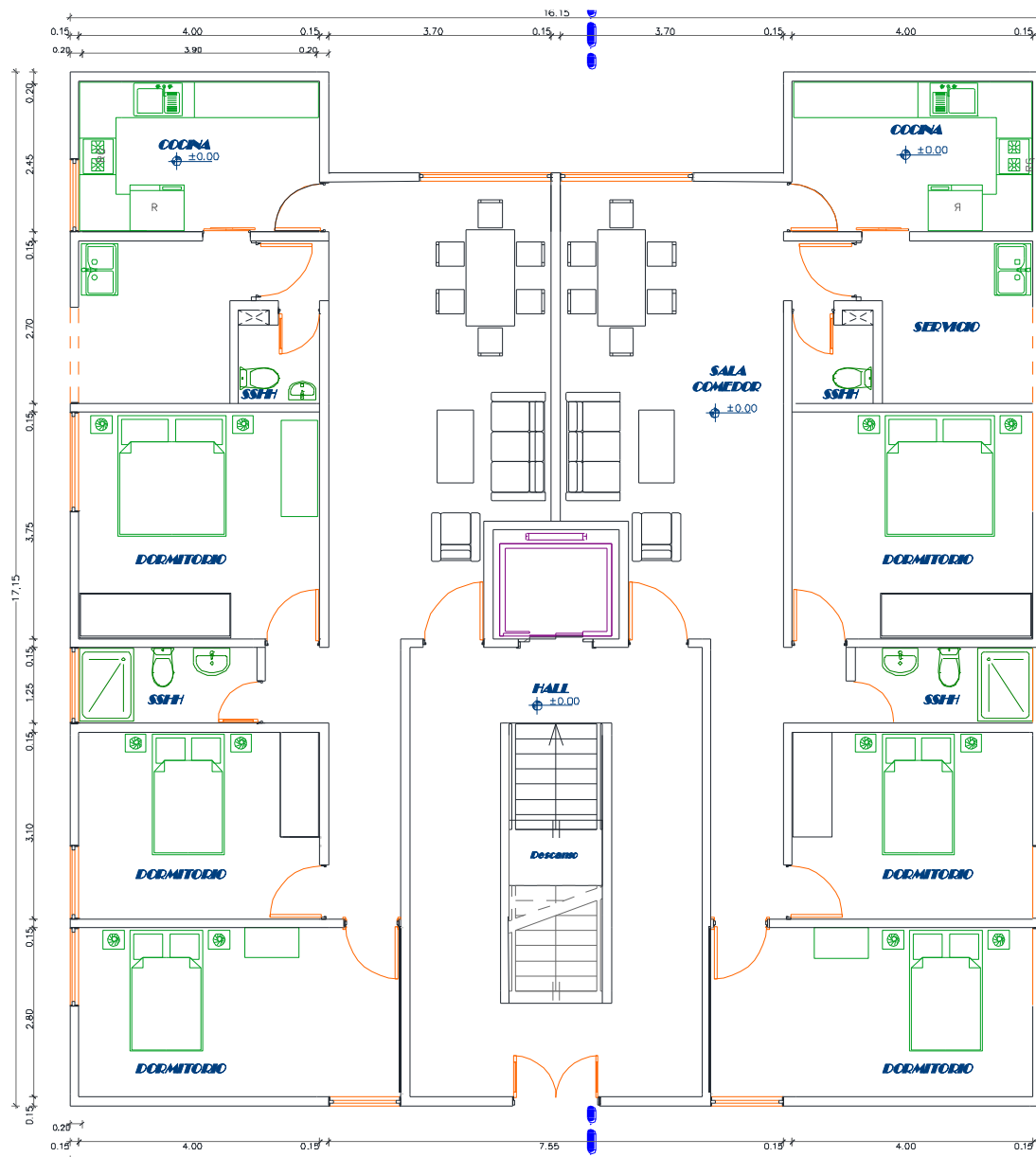


Figura 2 Plano de primer nivel.

Fuente: Elaboración propia.

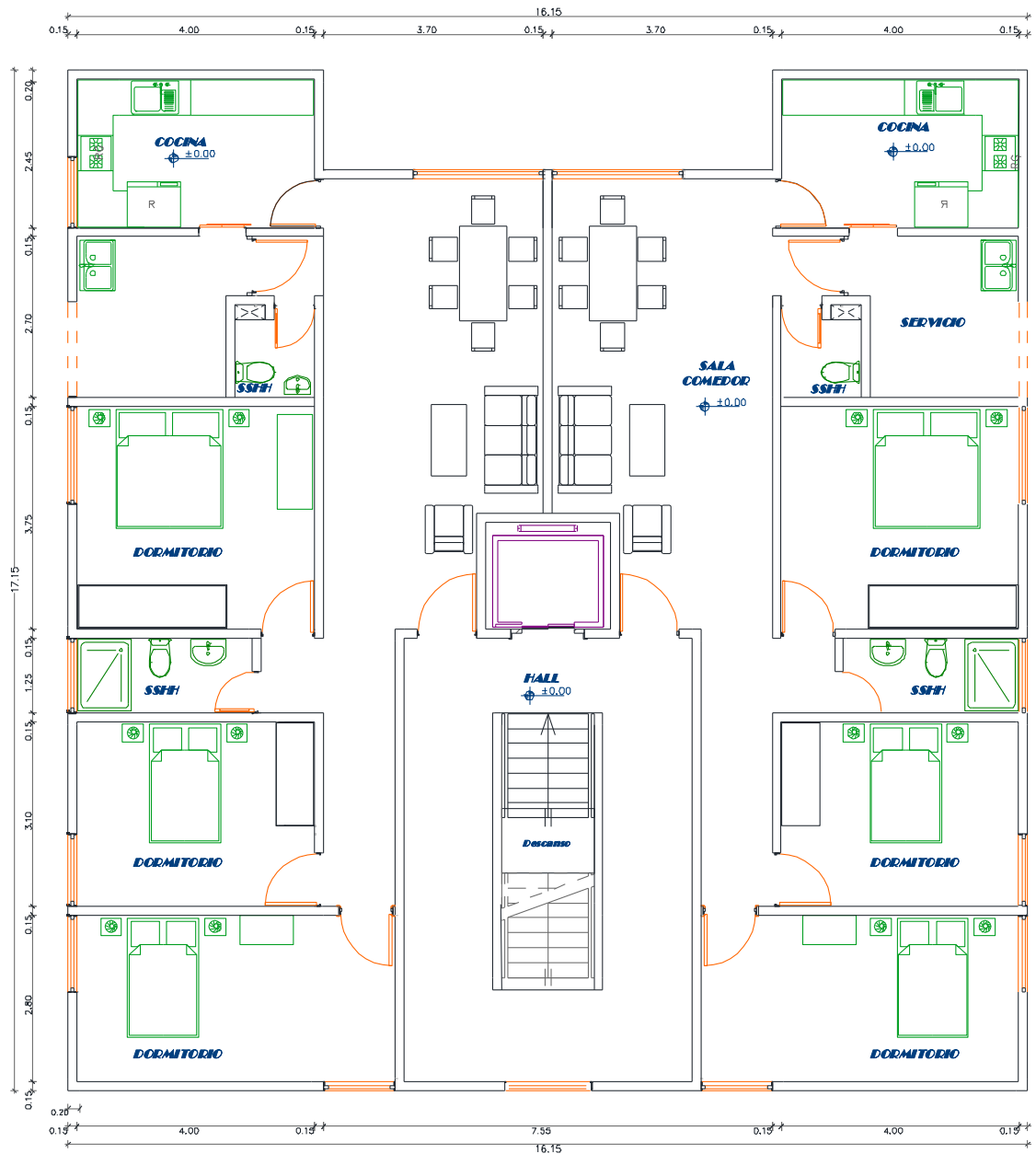


Figura 3 Plantas típicas del Segundo, tercer, cuarto y quinto nivel.

Fuente: Elaboración propia

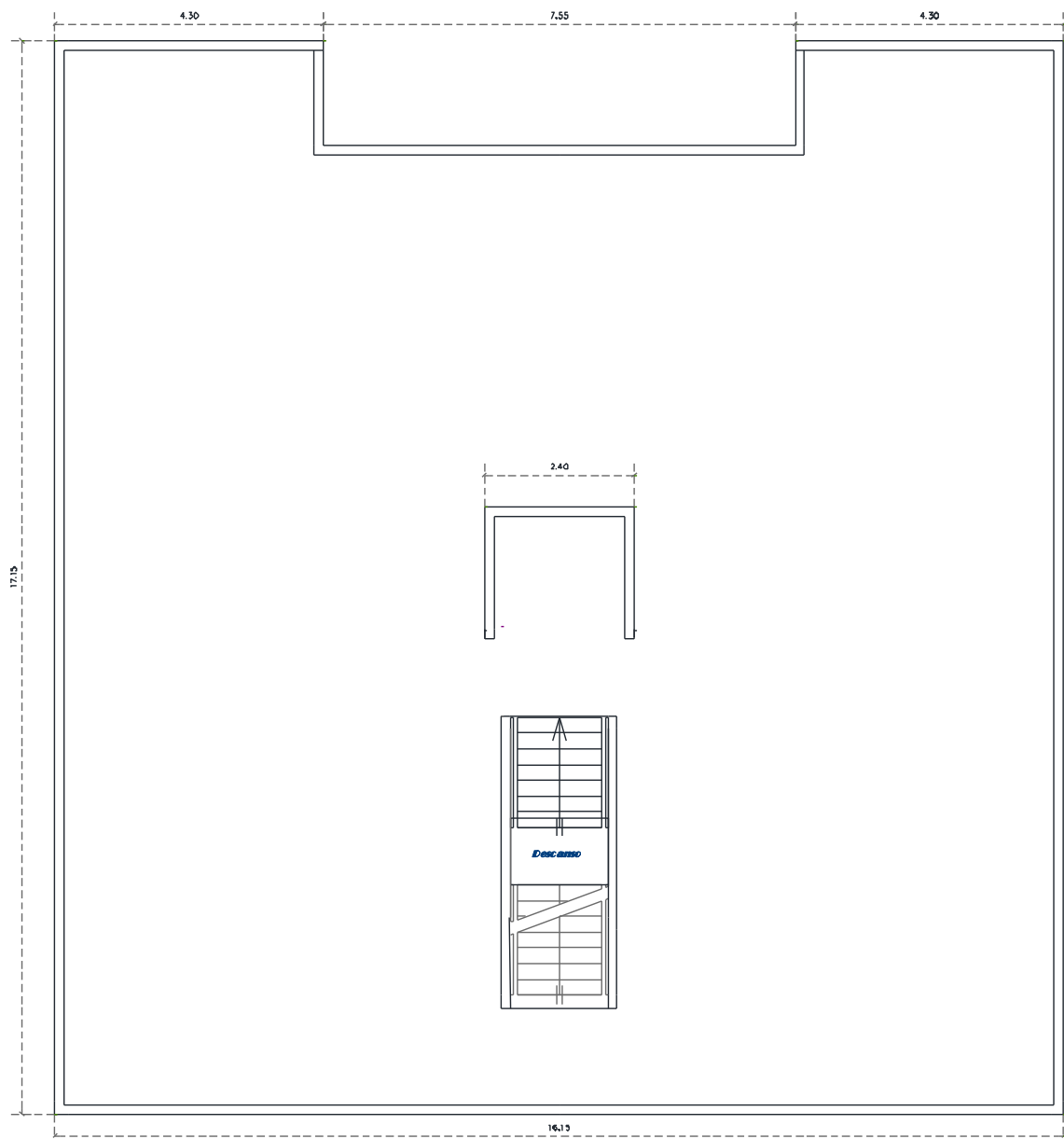


Figura 4: Plano azotea.

Fuente: Elaboración propia

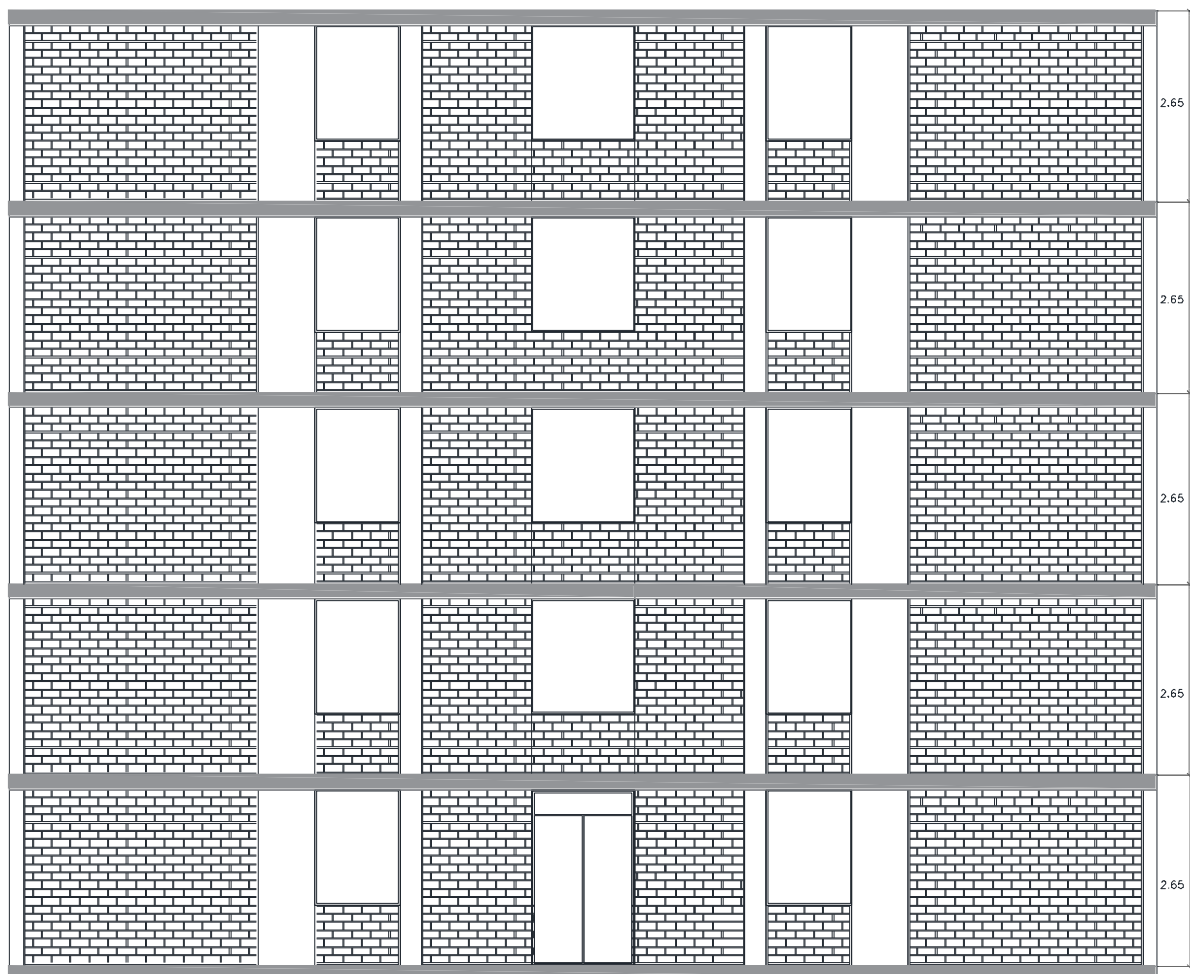


Figura 5 Plano vista Frontal.

Fuente: Elaboración propia

2.4. ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL SUELO DE FUNDACIÓN

Para validar la capacidad de carga admisible en el terreno de fundación de la Edificación se recurre al estudio, donde cada ensayo debe cumplir con las siguientes

Normativas:

- Contenido de Humedad NTP 339.127 (ASTM D2216)
- Análisis Granulométrico NTP 339.128 (ASTM D422)

- Límite Líquido y Límite Plástico NTP 339.129 (ASTM D4318)
- Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) NTP 339.134 (ASTM D2487)
- Corte directo (NTP 339.171 (ASTM D3080)

Se realizaron tres calicatas de la cuales las cuales permiten muestrear el terreno y calcular la capacidad portante del terreno.

2.4.1. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

Para calcular la capacidad de carga admisible en el terreno de fundación de la Edificación se hace uso de las fórmulas de Terzaghi

$$qu = CNc + \gamma DfNq + 1/2\gamma BN\gamma$$

Nc y Nq =Factores de capacidad de carga

B: Ancho de la zapata

Tabla 1 Capacidad portante por profundidad

$\phi=$	22.736
$c=$	0.086

$Nc=$	21.34
$Nq=$	9.94
$N\gamma=$	5.75

Df (m)	B (m)											
	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0
0.60	1.07	1.11	1.14	1.17	1.20	1.24	1.27	1.30	1.33	1.36	1.40	1.43
0.80	1.19	1.22	1.25	1.28	1.31	1.35	1.38	1.41	1.44	1.48	1.51	1.54
1.00	1.30	1.33	1.36	1.39	1.43	1.46	1.49	1.52	1.56	1.59	1.62	1.65
1.20	1.41	1.44	1.47	1.51	1.54	1.57	1.60	1.63	1.67	1.70	1.73	1.76
1.40	1.52	1.55	1.58	1.62	1.65	1.68	1.71	1.75	1.78	1.81	1.84	1.87
1.60	1.63	1.66	1.70	1.73	1.76	1.79	1.82	1.86	1.89	1.92	1.95	1.99
1.80	1.74	1.78	1.81	1.84	1.87	1.90	1.94	1.97	2.00	2.03	2.06	2.10
2.00	1.85	1.89	1.92	1.95	1.98	2.02	2.05	2.08	2.11	2.14	2.18	2.21

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III

3. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL POR ALBAÑILERIA CONFINADA

3.1. GENERALIDADES

La primera parte de la presente tesis se inicia con el desarrollo arquitectónico del edificio, el cual incluye planos en planta, corte, elevaciones y detalles. El proyecto contempla un edificio multifamiliar de cinco pisos de 264.10m² de área en Puno en un terreno rectangular.

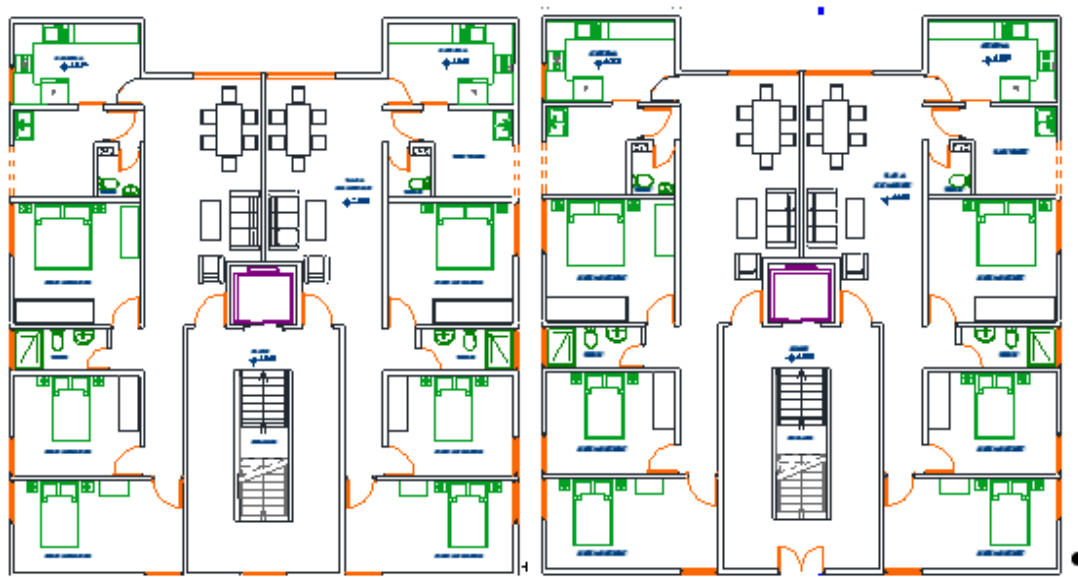


Figura 6 Plano de planta y plano típico de niveles 2, 3, 4 y 5

Fuente: Elaboración propia

El diseño arquitectónico contempla 10 departamentos para uso o alquiler debido a la ubicación y a la alta demanda de departamentos en alquiler.

3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

En este edificio arquitectónicamente se mantiene la simetría porque se buscó una arquitectura con cualidades favorables para el desempeño del edificio por el sistema albañilería confinada y además para que este se desempeñe adecuadamente se recurrió a la teoría y criterios estructurales que sugieren que se debe mantener regularidad en planta y la continuidad que exige el diseño por albañilería confinada en cumpliendo las tablas N°4 y N°5 del artículo 11 de la Norma E.030.

El edificio es de cinco pisos con dos departamentos en cada piso. El primer piso del proyecto tiene dos accesos, la escalera y el ascensor que se conecta verticalmente con todos los niveles. Los departamentos tienen la misma distribución arquitectónica para optimizar el proceso comportamiento estructural.

Para el diseño de los muros confinados se recurre al Reglamento Nacional de Edificaciones el cual determina el procedimiento del diseño por albañilería confinada. En ese contexto las dimensiones del plano cambian a medida que se realiza el análisis estructural y diseño estructural, así en este proceso se tuvo como objetivo buscar adecuadas dimensiones que proporcionen una resistencia a fuerza cortante y momento flector .

Por otro lado el tanque elevado se ubica sobre una estructura de acero que se apoya sobre columnas y se distribuye su peso sobre los muros, la cisterna y las bombas son externas al edificio, los cuales no han sido considerados en el desarrollo de la tesis por de otra naturaleza.

3.3. NORMAS EMPLEADAS

- Metrado de cargas : Norma E.020 de Cargas
- Análisis Sísmico : Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente

- Diseño de cimentaciones : Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones
- Diseño de concreto : Norma E.060 de Concreto Armado
- Diseño de albañilería : Norma E.070 de Albañilería.

3.4. LIBROS EMPLEADOS:

- Análisis y diseño de edificaciones de albañilería, ingeniero Flavio Abanto Castillo
- Análisis diseño y construcción en albañilería, ingeniero Julio Arango Ortiz.
- Ejemplo de aplicación de la Norma E070 en diseño de un edificio de albañilería confinada, ingeniero Ángel San Bartolomé.
- Comentarios al Diseño con la Norma E070, ingeniero Ángel San Bartolomé.
- Guía para la Construcción con Albañilería, Dr. Carlos Zavala.
- Diseño en Concreto Armado, ingeniero Roberto Morales Morales.

3.5. CARGAS DE DISEÑO PARA CONCRETO ARMADO

Los elementos estructurales de concreto armado se diseñaron para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (U), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipula en la Norma E.060. En todas las secciones de los elementos se debe cumplir:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25(CM+CV) \pm CS$
- $U = 0.9CM \pm CS$

3.6. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

A continuación se presentan las propiedades mecánicas de los materiales

empleados:

Concreto:

- Resistencia a la Compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación Unitaria Máxima: $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 15,000\sqrt{f'c}$ $E_c = 217,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- Módulo de Corte: $G = E_c/2.3$ $G = 94,500$

Acero de refuerzo:

- Esfuerzo de Fluencia : $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación Unitaria Máxima : $\epsilon_s = 0.0021$
- Módulo de Elasticidad : $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$
- Albañilería: King Kong Industrial (Tabla 9 del Artículo 13, NTE E.070)
- Resistencia a Compresión Axial de las Unidades : $f'b = 145 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a Compresión Axial en Pilas : $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia al Corte en Muretes : $\nu'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad : $E_m = 500f'm$ $E_m = 32,500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Corte : $G_m = 0.4E_m$ $G_m = 13,000 \text{ kg/cm}^2$.

3.7. ESTRUCTURACIÓN

3.7.1. INTRODUCCIÓN

La estructuración para el proyecto de albañilería estructural se fundamenta principalmente en confinar los muros que se encuentran en planta colocando columnas de un espesor equivalente al de muro, además de esto la continuidad de los muros y columnas es imprescindible para la estructural, en segundo lugar esta

buscar según la estructuración que los muros formen ejes paralelos y si es alcanzable que las columnas se encuentren alineadas.

3.7.2. OBJETIVO DE LA ESTRUCTURACIÓN

El objetivo es distribuir en planta muros confinados que resistan las fuerzas cortantes y momentos flectores.

3.7.3. CRITERIOS PARA ESTRUCTURAR

Los criterios para la estructuración derivan de la doctrina desarrollada por varios autores y así mismo importancia también la fase diseño arquitectónico porque es ahí donde se pre diseña un proyecto con la capacidad de ofrecer una resistencia a las fuerzas estructurales por su arquitectura misma.

Sin embargo los criterios para estructurar con el proyecto son los siguientes:

- Colocar columnas de confinamiento en cada muro que se desempeña como estructural
- Colocar placas y muros de 23 cm en el sentido de menos rigidez
- Dividir los muros largos en cortos confinados

3.8. PREDIMENSIONAMIENTO

3.8.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

En esta parte se indican los criterios y recomendaciones para el predimensionamiento de los elementos estructurales y se fundamentan en la bibliografía y los requerimientos de la Norma de Concreto Armado E.060 y la de Albañilería E.070.

Se hizo uso de las contribuciones teorías de los ingenieros que tienen libros sobre diseño por albañilería confinada y han aportado en estos la vasta experiencia

que adquieren en el diseño edificaciones adecuadas a los requerimientos de las Normas de diseño por Concreto Armado y Albañilería confinada (E060 ,E070).

3.8.2.LOSAS MACIZAS

Debido a la forma simétrica de los paños en las que no predomina una dimensión sobre otra, se decide utilizar losas macizas en lugar de losas aligeradas. Para el dimensionamiento de losas armadas en dos direcciones se considerará el criterio

$$h > \frac{Ln}{40} \text{ ó } \sum \frac{L}{180}$$

Donde:

“h” : peralte de la losa armada en dos direcciones (m).

“Ln” : luz libre del tramo mayor.

“L” : longitud del perímetro de la losa.

En el Plano el paño mayor de la losa tiene una luz libre máxima

$$h > \frac{Ln}{40} \text{ ó } h > \frac{45}{180}$$

De donde deducimos que $h > \frac{Ln}{40}$ ó $h > \frac{117.4}{180}$ adoptamos que $h=12\text{cm}$.

3.8.3.VIGAS PRINCIPALES

La única viga principal estructuralmente aparece como apoyo de la escalera, con una longitud de $L= 5.15\text{m}$ y según Blanco Antonio (1994) “las vigas se dimensionan generalmente con un peralte del 1/10 a 1/12 de la luz libre”.(pág.39)

$$h \geq \frac{Ln}{10} \text{ ó } \frac{Ln}{12} \text{ y } 0.3h < b_w < 0.5h$$

$$h \geq \frac{1.85}{10} \text{ ó } \frac{1.85}{12} \text{ entonces: } h \geq 0.185\text{m} \text{ entonces } h = 25\text{cm}$$

$$0.3(25) < b_w < 0.5(25), 0.75\text{cm} < b_w < 12.5, \text{escogemos } b_w = 25\text{cm}$$

3.8.4. VIGAS DINTELES

Las vigas de esta denominación se encuentran ubicadas en los vanos de puertas y ventanas. Se adopta la dimensión de 0.30m de altura y serán del mismo ancho del muro que es de 0.13m o 0.25m en el caso de placas, esta dimensión es adoptada en base a la teoría encontrada y el libro de Análisis Diseño y Construcción en Albañilería del autor Julio Arango Ortiz.

Su ubicación es sobre en los tramos de discontinuidad de muro a muro, en la parte superior de los alfeizares.

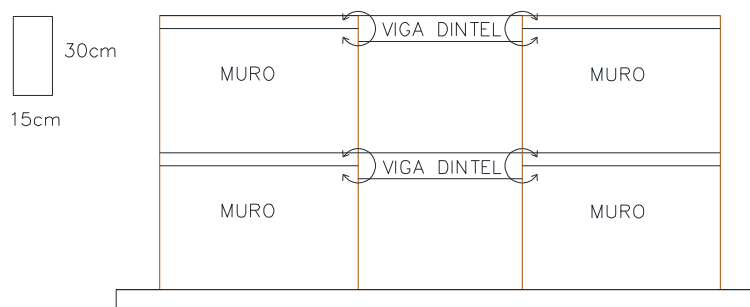


Figura 7 Viga dintel

Fuente: Elaboración propia

3.8.5. VIGAS CHATAS

Las vigas chatas tendrán un diseño simple con el mismo espesor de la losa y ancho suficiente para albergar el acero mínimo (0.15 x 0.13 y 0.15x0.23cm).

Servirán únicamente para cerrar los paños correspondientes a la losa maciza.

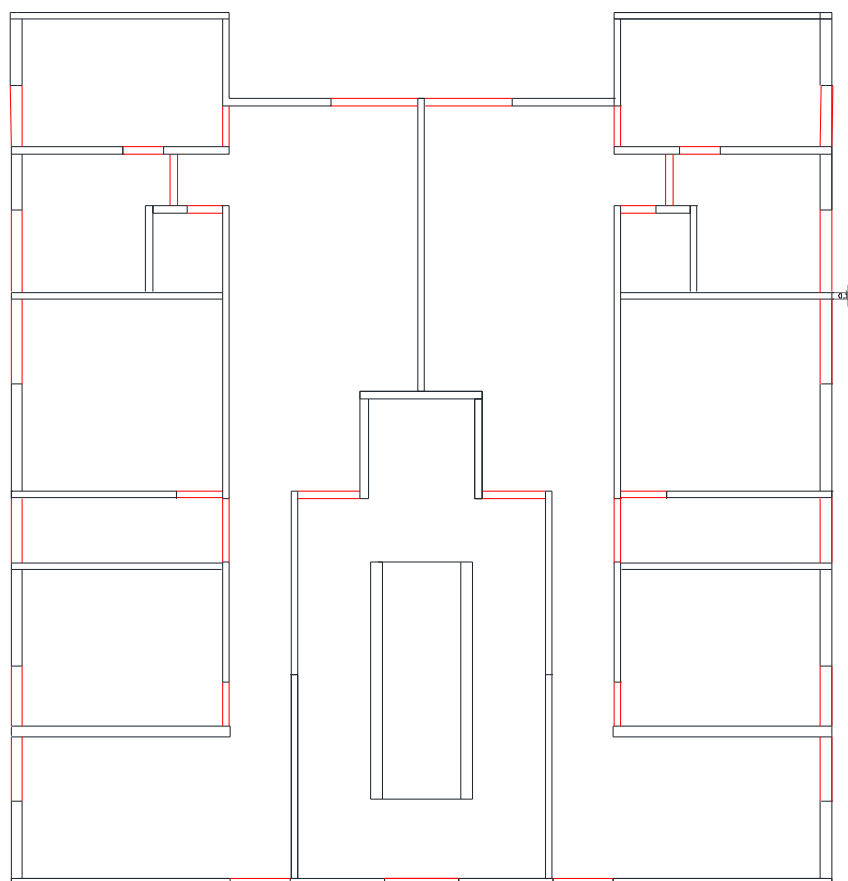


Figura 8 Plano de vigas dintel y chatas.

Fuente: Elaboración propia

3.8.6. MUROS DE ALBAÑILERÍA

Los muros de albañilería inicialmente se plantean según las dimensiones del plano, según su construcción será de sogá o canto. En ese sentido, inicialmente en este diseño arquitectónico es necesario que se llegue a cumplir la verificación de densidad de muros del edificio, a continuación se realiza el cálculo y comprobación inicial del estado de la estructuración previa.

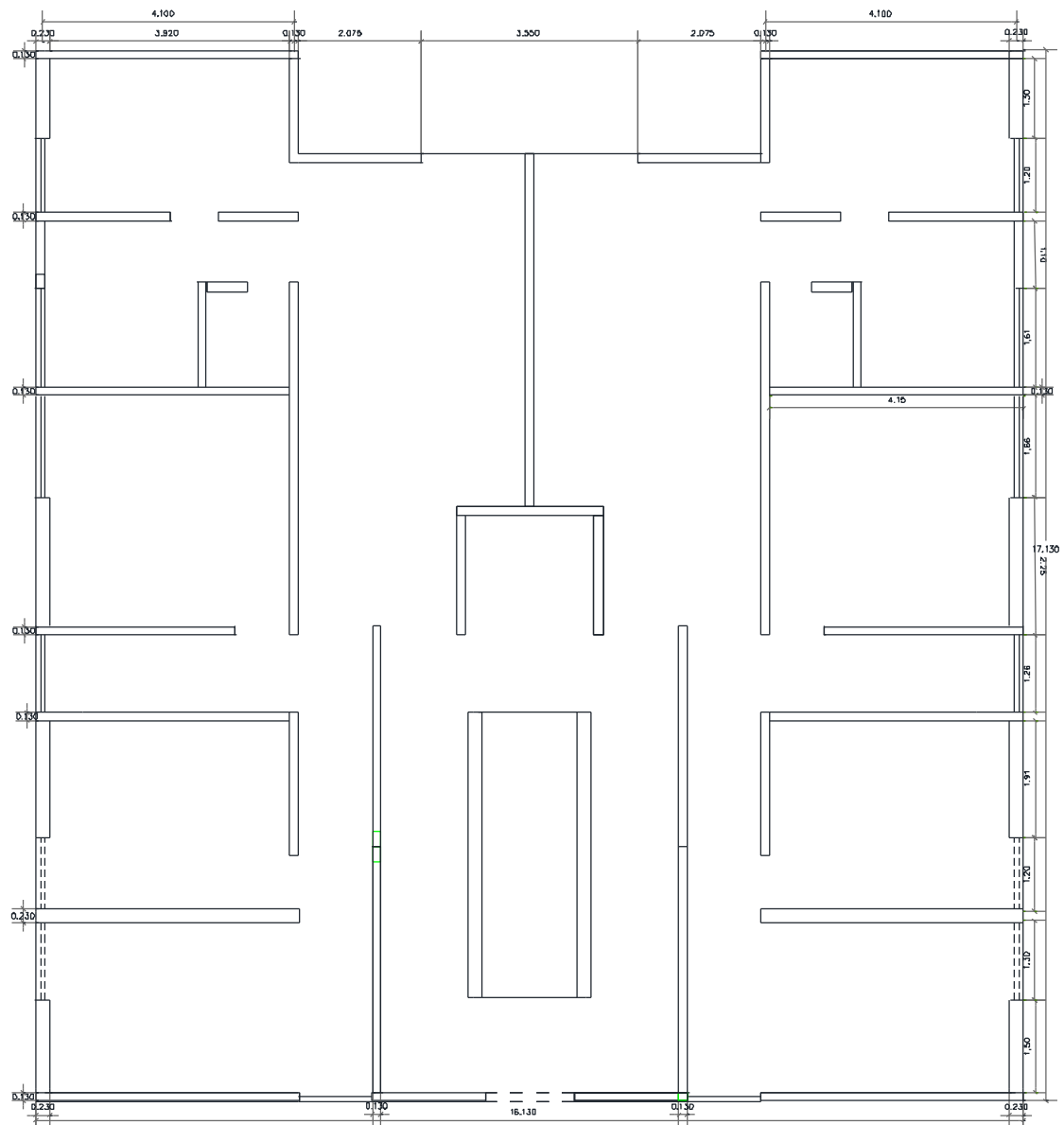


Figura 9 Plano de muros

Fuente: Elaboración propia

3.8.7. DENSIDAD DE MUROS

Como parte del pre dimensionamiento y estructuración del edificio, se debe calcular la densidad mínima de muros portantes mediante la siguiente expresión del artículo 19.2 de la NTE E.070.

$$\frac{\text{Área cortante de los muros reforzados}}{\text{Área total de planta típica}} = \sum \frac{L_t}{A_p} = \frac{ZUSN}{56}$$

Donde:

L : Longitud total del muro incluyendo columnas (m) (mayor a 1.20 m)

T : Espesor efectivo del muro (m)

A_p : Área de la planta típica (m²)

N : Número de pisos del edificio

Además, de la NTE E.030 tenemos:

Z : Factor de zona sísmica. En Puno (Zona 3) corresponde Z = 0.35

U : Factor de importancia. Edificio de vivienda (categoría C), U = 1.00

S : Factor de suelo (muy rígido), le corresponde S = 1.00

Por lo tanto:

$$\sum \frac{L_t}{A_p} = \frac{ZUSN}{56} = \frac{0.35 \times 1 \times 1 \times 5}{56} = 0.03125$$

Del plano tenemos obtenemos los espesores y longitudes de los muros para realizar el cálculo de comprobación de densidad, y se muestra en el siguiente cuadro.

Tabla 2 Densidad de muros en el sentido X

Muro	espesor (t)	Longitud (L)	Numero de veces	Lxt	LtN
X1	0.13	4.30	2	0.559	1.118
X2	0.23	4.30	2	0.989	1.978
X3	0.13	4.00	2	0.52	1.04
X4	0.13	3.10	2	0.403	0.806
X5	0.13	4.15	2	0.5395	1.079
X6	0.13	2.05	2	0.2665	0.533
X7	0.13	1.30	2	0.169	0.338
X8	0.13	1.50	2	0.195	0.39
X9	0.13	4.15	2	0.5395	1.079
X10	0.13	1.85	2	0.2405	0.481
XP1	0.25	2.40	1	0.6	0.6
SUMA LtN sentido X =					8.842
Area techada (Ap) =					264.14
$\Sigma LtN / Ap$ =					0.033474673

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3 Densidad de muros en el sentido Y

Muro	Espesor	Longitud	Numero de veces	Lxt	LtN
Y1	0.23	1.50	2	0.345	0.69
Y2	0.23	1.90	2	0.437	0.874
Y3	0.23	2.35	2	0.5405	1.081
Y4	0.23	2.10	2	0.483	0.966
Y5-1	0.13	1.7	2	0.221	0.442
Y5-2	0.13	4.05	3	0.5265	1.5795
Y6	0.13	1.70	2	0.221	0.442
Y7	0.23	1.10	2	0.253	0.506
Y8	0.23	1.30	2	0.299	0.598
Y9	0.13	1.70	4	0.221	0.884
Y10	0.13	5.75	2	0.7475	1.495
Y11	0.13	3.60	2	0.468	0.936
Y12	0.13	4.00	2	0.52	1.04
Y13	0.23	4.66	2	1.0718	2.1436
YP1	0.15	1.95	2	0.2925	0.585
SUMA LtN sentido X =					14.2621
Area techada (Ap) =					264.14
$\Sigma LtN / Ap$ =					0.053994473

Fuente: Elaboración propia

Hasta esta primera parte se observa que la densidad en cada dirección es superior a la necesaria pero esto no necesariamente significa que la estructuración es adecuada, en los posteriores cálculos se llega a un diseño final del edificio.

Sentido X: $0.0539 > 0.031253$ y Sentido Y: $0.0334 > 0.0$

3.8.8. MUROS DE CONCRETO ARMADO

Según el artículo 21.9.3.2 de la NTE E.060, encontramos que el espesor mínimo de muros de corte es de 0.15 m, valor que será verificado posteriormente mediante el cálculo de las fuerzas cortantes en la base.

En el proyecto de arquitectura inicialmente se consideró esta dimensión, pero en los cálculos siguientes se determina que la placa debe ser diseñada con un ancho de 25 cm.

$$PD = \text{Area tributaria} \times (\text{Peso de carga muerta } m^2) + (Lm) \times (t) \times (h) \times 2400$$

$$PL = \text{Area tributaria} \times (\text{Peso por carga viva } m^2)$$

$$t > \frac{PD + PL}{Lf'c}, t > 0.15 \text{ cm y el } t \text{ debe proporcionar una } Vu < \phi Vn$$

3.8.9. ESCALERA

La dimensión de la escalera se determina con la fórmula que se encuentra a continuación:

$$t \geq \frac{h}{25}, h = 2.65m \text{ entonces, } t = \frac{265}{25} = 0.102$$

De donde escogemos que el ancho será de: 12cm en la garganta de la escalera para una adecuada distribución del acero y el concreto.

De la arquitectura preliminar determinamos si son adecuadas las dimensiones que tenemos según la fórmula:

$$0.60 \leq 2 * C_p + p \leq 0.64$$

Donde C_p = distancia de contrapaso y p es la distancia de paso.

a) Ancho de paso (p)	
$P(\text{mínimo})$	25 cm
b) Altura de contrapaso	
$c=h/n=$	0.177 $c=18\text{cm}$
c) Espesor de la losa	
$e=L/20=$	13.5
$e=L/25=$	10.8
e=	13 cm
d) Espesor promedio	
$Tp=e' + C/2$	
$e' = e \sec B =$	9.36
tp=	18.36 cm

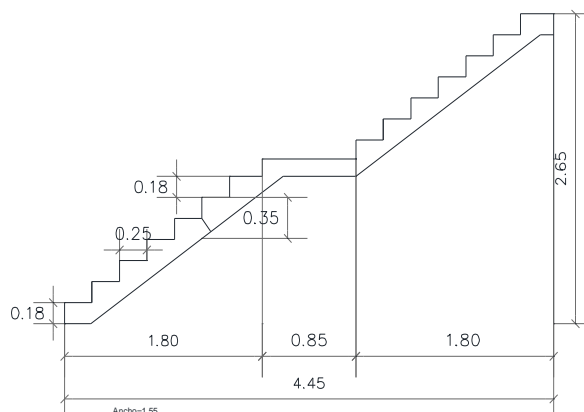


Figura 10 Predimensionamiento de Escalera

Fuente: Elaboración propia

3.8.10. TANQUE ELEVADO

Se coloca una estructura de metal para sostener el tanque elevado en vez de una estructura de concreto porque existe en el mercado y aminora los gastos.

Por características geométricas del edificio de acuerdo al inciso b) del Artículo 2.2 de la Norma IS.010 correspondiente a Instalaciones Sanitarias para Edificaciones, cada departamento debe tener una dotación de 850 litros de agua y en 10 departamentos de necesita 8500 litros, pero indica la norma que la dotación en inciso e) del artículo 2.4 que la capacidad del taque debe ser como mínimo la tercera parte de la dotación diaria, en ese contexto no menor a 1416.3 litros por cada cinco edificios, sumando en total 2832.6 litros en total que corresponde a la tercera parte de la dotación mínima. Este criterio también se usa en la tesis de Diseño estructural de un Edificio de vivienda de albañilería confinada desarrollada por el ingeniero Luis Miguel Hernández Pinedo.

3.9. METRADO DE CARGAS

3.9.1. PESOS PARA METRADO DE CARGAS

Se definen a continuación los pesos unitarios a emplearse para la carga muerta (CM) y carga viva (CV) según lo indicado en la NTE.020:

Carga Muerta (CM)

Peso del concreto armado	: 2.40 Tn/m ³
Peso de muros de albañilería	: 1.80 Tn/m ³
Peso del tarrajeo	: 2.00 Tn/m ³
Peso del piso terminado	: 0.02 Tn/cm/m ²

Carga Viva (CV)

S/c viviendas	: 0.200 Tn/m ²
S/c corredores y escaleras	: 0.200 Tn/m ²
S/c azotea	: 0.100 Tn/m ²

Con estos datos presentados, se calculan las cargas unitarias de los elementos:

Peso propio de los materiales y peso por metro cuadrado.

Tabla 4 Peso por metro cuadrado de elementos

Losa maciza	$(2.40\text{tn}/\text{m}^3) \times (0.12\text{m})$	=	0.288 Tn/m ²
Piso terminado	$(0.02 \text{ Tn}/\text{cm}/\text{m}^2) \times (3\text{cm})$	=	0.060 Tn/m ²
Peso propio losa	$(\text{losa} + \text{pt}) = 0.360\text{Tn}/\text{m}^2 + 0.60\text{Tn}/\text{m}^2$	=	0.420 Tn/m ²
Muros albañilería	$(1.80\text{tn}/\text{m}^2) \times 0.13 + (0.02\text{Tn}/\text{cm}/\text{m}^2) \times 2$	=	0.274 Tn/m ²
Placa de concreto	$(2.4\text{tn}/\text{m}^3) \times 0.13 + (0.02\text{Tn}/\text{cm}/\text{m}^2) \times 2$	=	0.400 Tn/m ²
Viga dintel	$(2.4\text{tn}/\text{m}^3) \times 0.13\text{m} + (0.02\text{Tn}/\text{cm}/\text{m}^2) \times 2$	=	0.352 Tn/m ²
Viga principal	$(2.4\text{tn}/\text{m}^3) \times 0.25 + (0.02\text{Tn}/\text{cm}/\text{m}^2) \times 2$	=	0.640 Tn/m ²

Fuente: Elaboración propia

Los pesos calculados incluyen el tarrajeo o acabado de elemento correspondiente y para obtener las cargas directas sobre los muros tanto de albañilería como de concreto armado, se emplearon las secciones verticales típicas y los pesos volumétricos.

En libros usados en la presente tesis, encontramos que estos consideran que los muros de albañilería llevan confinamiento mediante unas vigas que se encuentran dentro de las losas macizas y que los muros tipo tabiquería requieren una viga encima de ellos a razón de que sirven para unir los ejes y que además siempre se colocan vigas sobre los tabiques y alfeizares.

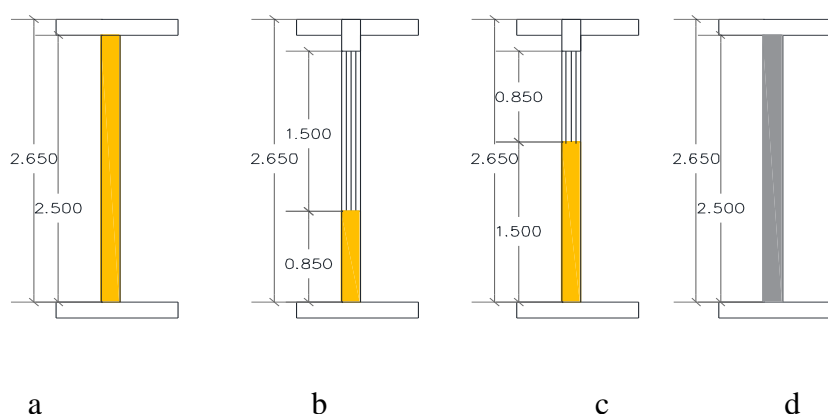


Figura 11 Detalles de muros para metrado.

Fuente: Elaboración propia

Donde corresponde:

- a) Muro de albañilería,
- b) Muro de alfeizare con viga superior,
- c) Muro de albañilería con viga superior, y
- d) Muro de concreto armado.

De acuerdo a lo indicado, se calcularon las siguientes cargas para el metrado de

Muros:**a) Cargas Directas Piso Típico**

Muros de albañilería de 13 cm con solera de 15 cm

$$w = (0.274\text{tn/m}) \times (2.65\text{m} - 0.15\text{m}) + ((2.4\text{tn/m}^2 \times 0.13\text{m} \times 0.15\text{m}) = 0.7318\text{Tn/m}$$

Muros de albañilería de 23 cm con solera de 23 cm

$$w = (0.274\text{tn/m}) \times (2.65\text{m} - 0.15\text{m}) + ((2.4\text{tn/m}^2 \times 0.13\text{m} \times 0.15\text{m}) = 1.278\text{ Tn/m.}$$

b) Placa de concreto

$$w = (0.400\text{ Tn/m}^2 \times 2.65) = 1.06\text{ Tn/m}$$

c) Vigas dinteles

$$w = (0.352\text{ Tn/m}^2 \times 0.30\text{m}) = 0.106\text{ Tn/m}$$

d) Viga principal

$$w = (2.4\text{Tn/m}^3 \times 0.35 \times 0.25) = 0.210\text{Tn/m}$$

Para las cargas directas en la azotea, se considera la mitad de la altura empleada en los cálculos anteriores:

3.9.2. ÁREAS TRIBUTARIAS

Las siguientes áreas tributarias han sido obtenidas de acuerdo a la distribución de los muros bajo el procedimiento de áreas tributarias para losas macizas, así como los procedimientos proporcionados por Arango Julio (2002) el cual indica “que las áreas tributarias en m² deben considerar el ancho efectivo tributario para la losa y muros y viguetas ”.(pág. 132)

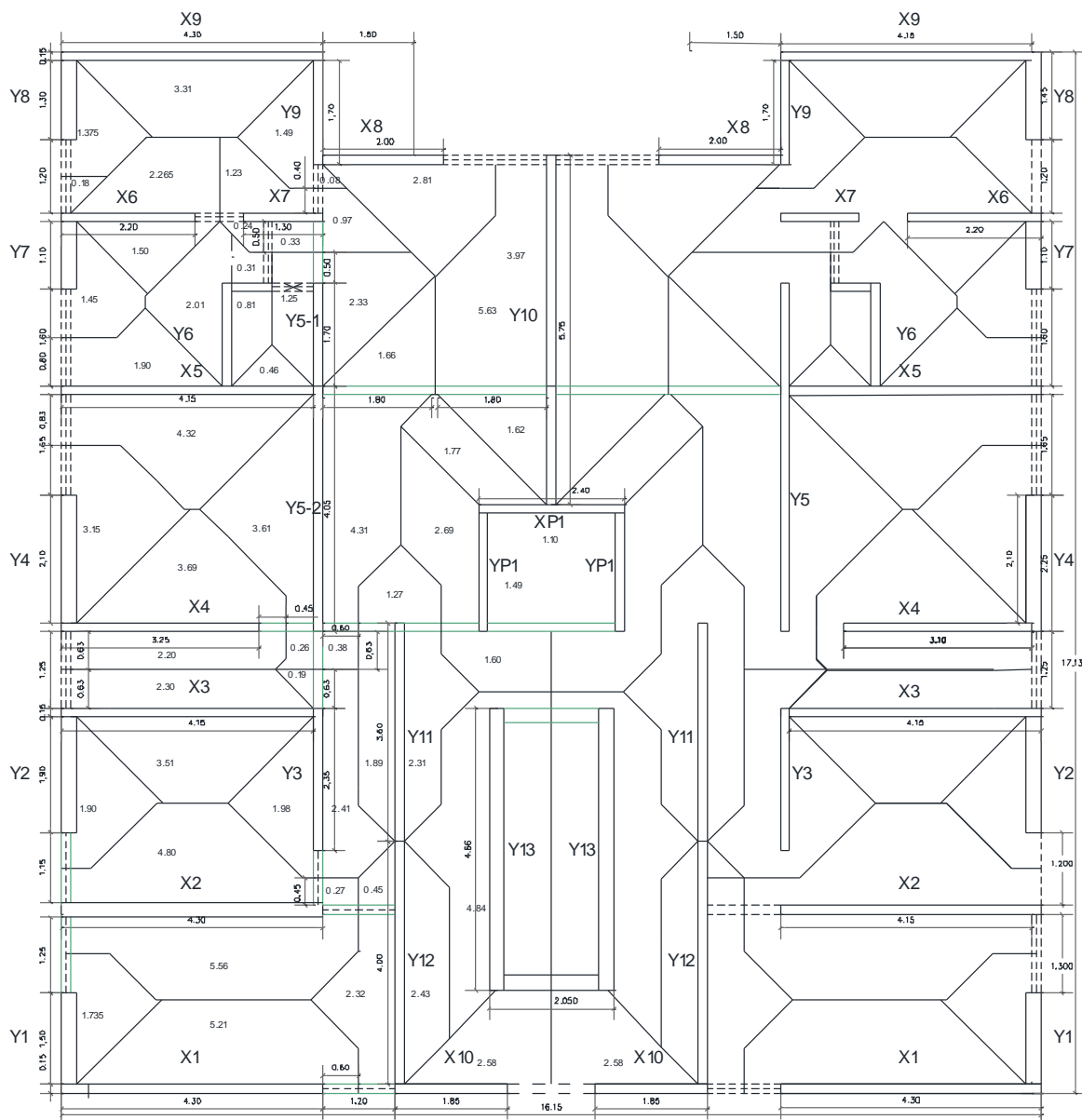


Figura 12 Áreas tributarias sobre muros.

Fuente: Elaboración propia

Además también se usó el criterio del ingeniero Ángel San Bartolomé que se muestra en el documento “Aplicación de la Norma E070 en el Diseño de un Edificio de Albañilería Confinada”.

3.9.3. METRADO DE CARGAS SOBRE MUROS

A continuación se muestra el área tributaria que tiene cada muro tanto en el sentido x como en el sentido y que se usa para el cálculo de esfuerzos, fuerza gravitacional y otros parámetros de diseño de elementos.

Tabla 5 Área tributaria de cada muro

Muro	espesor	Area tributaria (1 a 4to)	Area tributaria(Azotea)	Muro	espesor	Area tributaria (1 a 4to)	Area tributaria(Azotea)
X1	0.13	5.31	5.31	Y1	0.23	1.75	1.75
X2	0.23	10.63	10.63	Y2	0.23	2.14	2.14
X3	0.13	5.95	5.95	Y3	0.23	4.58	4.58
X4	0.13	6.08	6.08	Y4	0.23	3.17	3.17
X5	0.13	6.75	6.75	Y5	0.13	8.56	8.56
X6	0.13	3.78	3.78	Y6	0.13	3.01	3.01
X7	0.13	2.77	2.77	Y7	0.23	1.64	1.64
X8	0.13	2.81	2.81	Y8	0.23	1.38	1.38
X9	0.13	3.44	3.44	Y9	0.13	1.57	1.57
X10	0.13	1.3	1.3	Y10	0.13	7.25	7.25
				Y11	0.13	5.22	5.22
				Y12	0.13	4.44	4.44
				Y13	0.23	10.31	10.31

Área tributaria sentido X

Área tributaria sentido Y

Fuente: Elaboración propia

3.9.4. TABIQUES Y ALFÉIZARES

Los tabiques de albañilería en el diseño por albañilería confinada no aportan estructuralmente a la fuerza cortante porque están aislados de la estructura principal y por tanto no tienen responsabilidad sísmica. La altura de piso a techo es de 2.50 m, al ubicarse bajo las vigas dinteles de 0.30 m de peralte.

Para el cálculo considera el peso específico de la albañilería es de $\gamma_{alb} = 1.80$ Tn/m³, y el espesor definido es de $e = 0.13$ m. El peso correspondiente a la

tabiquería sobre cada muro, donde h y L son la altura y longitud del tabique respectivamente se obtiene con:

Para el muro X1 tenemos que tiene una contribución de la mitad de tabique de 1.20 metros de longitud

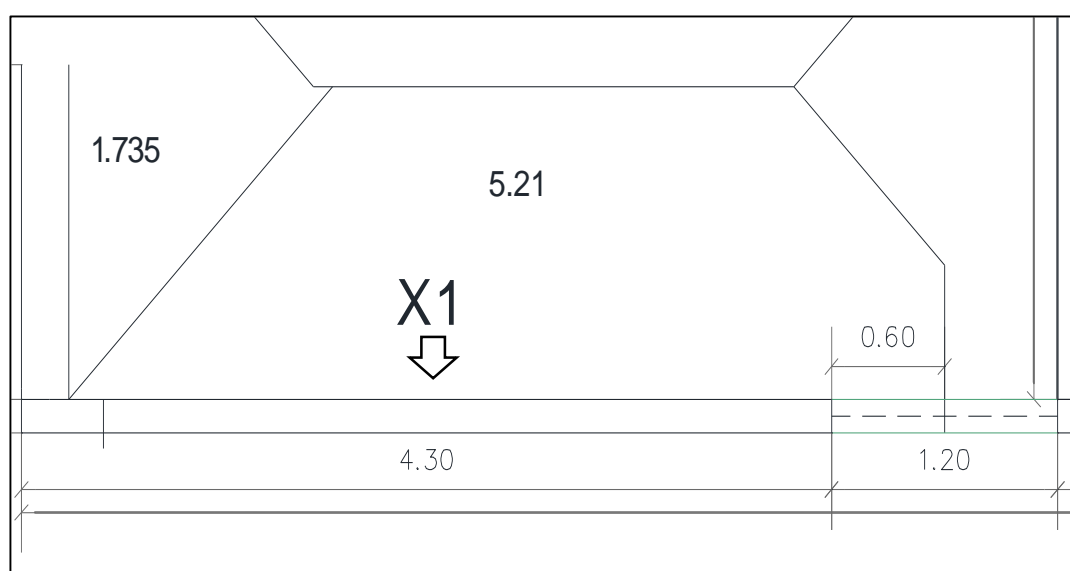


Figura 13 Área tributaria en Muro X1

Fuente: Elaboración propia

Peso viga sobre muro:

$$P \text{ muro} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times (0.60 \text{ m}) \times (0.13 \text{ m}) \times (0.85 \text{ m})$$

$$P \text{ muro} = 0.12 \text{ Tn.}$$

Tabla 6 Peso total en muros de alfeizares

MURO	Espesor e cm	h=2.5		1.50 y 0.85		Peso total (Tn)
		L(m)=	P(Tn)	L(m)	P(Tn)	
X1	0.13	0	0	0.60	0.12	0.1
X2	0.23	0	0	1.23	0.76	0.8
X3	0.13	0	0	0.63	0.22	0.2
X4	0.13	0	0	0.63	0.22	0.2
X5	0.13	0	0	0.16	0.06	0.1
X6	0.13	0	0	0.00	0.00	0.0
X7	0.13	0	0	0.00	0.00	0.0
X8	0.13	0	0	1.10	0.39	0.4
X9	0.13	0	0	0.00	0.00	0.0
X10	0.13	0	0	0.73	0.25	0.3
Y1	0.13	0	0	0.63	0.22	0.2
Y2	0.13	0	0	1.23	0.43	0.4
Y3	0.13	0	0	0.00	0.00	0.0
Y4	0.13	0	0	1.45	0.51	0.5
Y5-1	0.13	0	0	0.00	0.00	0.0
Y5-2	0.13	1	0	0.00	0.00	0.0
Y6	0.13	0.81	0.47385	0.00	0.00	0.5
Y7	0.13	0	0	1.40	0.49	0.5
Y8	0.13	0	0	0.60	0.21	0.2
Y9	0.13	0	0	0.00	0.00	0.0
Y10	0.13	0	0	1.10	0.39	0.4
Y11	0.13	0	0	0.00	0.00	0.0
Y12	0.13	0	0	0.60	0.21	0.2
Y13	0.13	0	0	0.00	0.00	0.0

Fuente: Elaboración propia

3.9.5. METRADO DE PESO DE VIGAS PRINCIPALES Y DINTELES

Se presenta a continuación la longitud total de vigas dinteles que carga cada muro portante. Esta longitud se multiplicará más adelante con la carga directa para obtener el peso correspondiente.

De las áreas tributarias y el plano se obtiene que cada muro se carga con las siguientes longitudes de viga dintel y principal.

Tabla 7 Longitud tributaria de viga dintel sentido X

Muro	Longitud de viga sobre muro				Longitud total
X1		0.6			0.60
X2	0.65	0.6	0.45	0.6	2.30
X3	0.625				0.63
X4	0.625	0.45			1.08
X5	0.825	0.8			1.63
X6	0.4				0.40
X7	0.4	0.5	0.4	0.5	1.80
X8	0.4	0.6			1.00
X9					0.00
X10	0.725				0.73

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8 Longitud tributaria de viga dintel sentido Y

Muro	Longitud de viga sobre muro				Longitud total
Y1	0.65				0.65
Y2	0.6	0.625			1.23
Y3	0.45	0.625			1.08
Y4	0.625	0.825			1.45
Y5-1	0.5	0	0	0	0.50
Y5-2	0.63	1.8	0.6	0.45	3.48
Y6	0	0	0	0	0.00
Y7	0.8	0.6			1.40
Y8	0.8				0.80
Y9	0.4				0.40
Y10	1.1	1.8			2.90
Y11	0.6	0.6			1.20
Y12	0.45	0.6			1.05
Y13	1.55				1.55
YP1	0.6				0.60

Fuente: Elaboración propia

3.9.6. METRADO DE PESO DE ESCALERA

La escalera consta de tres tramos los cuales serán modelados como losas apoyadas directamente en los muros Y13 izquierda y Y13 derecha superior

$$wpp = \gamma \left(\frac{cp}{2} \right) + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2}$$

Donde

W_{pp} : peso directo de la escalera (Tn/m²)

Y : peso específico del concreto

cp : contra paso

P : paso

t : espesor de la garganta de la escalera.

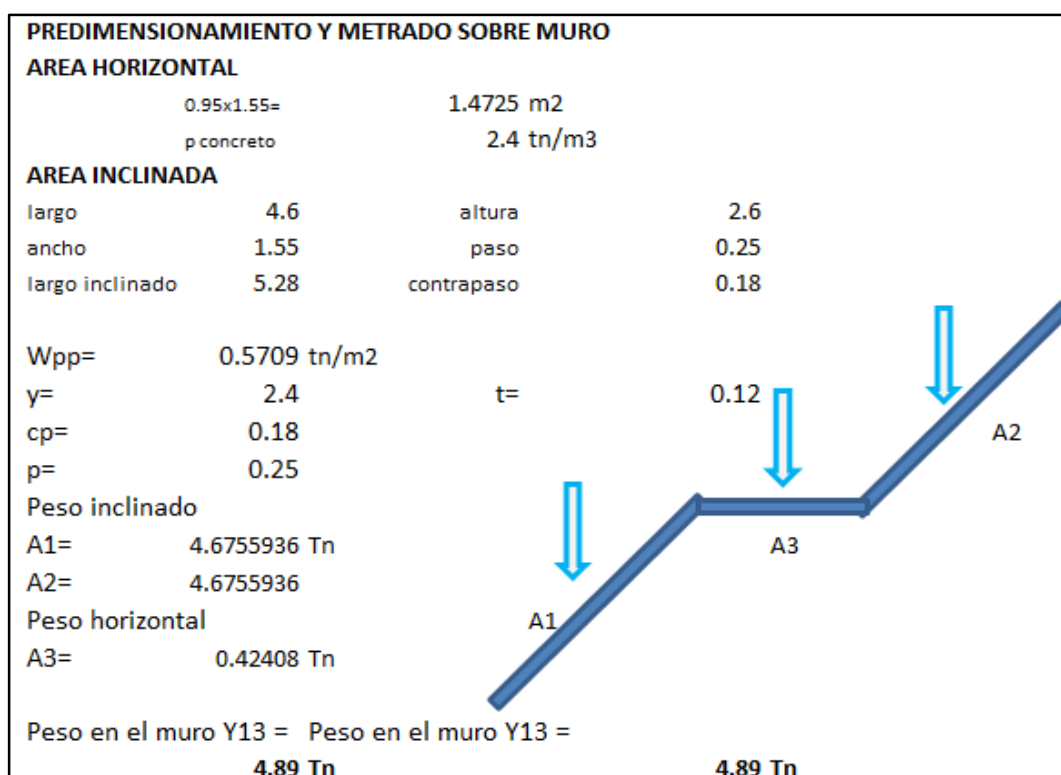


Figura 14 Base de datos en Excel de Predimensionamiento de escalera

Fuente: Elaboración propia

3.9.7. MUROS DE ALBAÑILERÍA Y CONCRETO ARMADO

Definidas las cargas para piso típico y azotea, se realiza el metrado de los muros de la estructura.

El peso total se obtendrá de la suma de los siguientes pesos:

- Pesos de muros
- Peso de vigas solera
- Peso de viga principal
- Peso de losa aligerada

Peso de alfeizares y tabiquerías que se encuentran dentro del área tributaria

- Peso de acabados
- Peso de cargas excepcionales como los de tanque de agua o de escaleras.

Las formulas usadas para determinar el peso de cada uno de los contribuyentes son los siguientes:

$$P_{Losa} = (\text{Área tributaria}) \times (2400) \times (0.15)$$

$$P_{muro\ albañileria} = (\text{Longitud}) \times h \times (\text{peso. esp } xm2 + \text{ peso acabados } xm2)$$

$$P_{viga} = (\text{Longitud}) \times ((2400)(t) + \text{ peso acabados } xm2)$$

$$P_{tabique} = (\text{Longitud}) \times (\text{peso espezifico del muro}) \times (h) \times (t)$$

$$P_{escalera} = \text{calculado en el metrado de escalera}$$

$$P_{tanque\ elevado} = \text{Volumen calculado} \times \frac{1\text{ton}}{2} + \text{ peso tanque.}$$

$$P_{total} = \sum P_i$$

Tabla 9 Peso sobre muros en piso típico

MURO	MUERTA							MUERTA	VIVA
	LOSA	PESO PROPIO M	PESO PROPIO V	VIGA PRINCIPAL	TABIQUE	ESCALERA	TANQUE ELEVADO	PD TÍPICO	PL (LOSA)
X1	1.52928	3.14674	0.06336	0	0.11934	0	0	4.859	1.062
X2	3.06144	5.23654	0.24288	0	0.760725	0	0.65	9.952	2.126
X3	1.7136	3.03697	0.066	0	0.219375	0	0.65	5.686	1.190
X4	1.6992	2.37835	0.11352	0	0.219375	0	0	4.410	1.180
X5	1.944	3.03697	0.1716	0	0.0570375	0	0	5.210	1.350
X6	1.08432	1.60996	0.04224	0	0	0	0	2.737	0.753
X7	0.79776	0.95134	0.19008	0	0	0	0	1.939	0.554
X8	0.80928	1.4636	0.1056	0	0.3861	0	0	2.765	0.562
X9	0.95328	3.14674	0	0	0	0	0	4.100	0.662
X10	0.74304	1.35383	0.07656	0	0.254475	0	0	2.428	0.516
XP1	1.01952	2.4	0	0	0	0	0	3.420	0.708
Y1	0.49968	1.8267	0.06864	0	0.219375	0	0	2.614	0.347
Y2	0.55872	2.31382	0.12936	0	0.429975	0	0.65	4.082	0.388
Y3	1.31904	2.86183	0.11352	0	0	0	0.65	4.944	0.916
Y4	0.9072	2.55738	0.15312	0	0.50895	0	0	4.127	0.630
Y5-1	1.03104	1.24406	0.0528	0	0	0	0	2.328	0.716
y5-2	2.28096	2.96379	0.367488	0	0	0	0	5.612	1.584
Y6	0.86688	1.24406	0	0	0.47385	0	0	2.585	0.602
Y7	0.4176	1.33958	0.14784	0	0.4914	0	0	2.396	0.290
Y8	0.44784	1.58314	0.08448	0	0.2106	0	0	2.326	0.311
Y9	0.45216	1.24406	0.04224	0	0	0	0	1.738	0.314
Y10	2.088	4.20785	0.30624	0	0.3861	0	0	6.988	1.450
Y11	1.57536	2.63448	0.12672	0	0	0	0	4.337	1.094
Y12	1.4256	2.9272	0.11088	0	0.2106	0	0	4.674	0.990
Y13	1.24704	5.674948	0.16368	0.168	0	2.9	0	10.154	0.866
YP1	1.23552	1.95	0.06336	0	0	0	0	3.249	0.858

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10 Peso sobre muros en ultimo nivel

MURO	ELEMENTOS DEL PESO MUERTO								MUERTA	VIVA
	LOSA	PESO PROPIO M	PESO PROPIO V	VIGA PRINCIPAL	TABIQUE PISO	TABIQUE AZOTEA	ESCALERA	TANQUE ELEVADO	PD TÍPICO	PL (LOSA)
X1	1.53	1.57	0.06	0	0.060	1.01	0.00	0.65	4.88	0.53
X2	3.06	2.62	0.24	0	0.380	0	0	0	6.30	1.06
X3	1.71	1.52	0.07	0	0.110	0	0	0	3.41	0.60
X4	1.70	1.19	0.11	0	0.110	0	0	0	3.11	0.59
X5	1.94	1.52	0.17	0	0.029	0	0	0	3.66	0.68
X6	1.08	0.80	0.04	0	0.000	0	0	0	1.93	0.38
X7	0.80	0.48	0.19	0	0.000	0	0	0	1.46	0.28
X8	0.81	0.73	0.11	0	0.193	0.468	0	0	2.31	0.28
X9	0.95	1.57	0.00	0	0.000	1.0062	0	0	3.53	0.33
X10	0.74	0.68	0.08	0	0.127	0.4329	0	0.65	2.71	0.26
XP1	1.02	1.20	0.00	0	0.000	2.9952	0	0.65	5.86	0.35
Y1	0.50	0.91	0.07	0	0.110	0.351	0	0.65	2.59	0.17
Y2	0.56	1.16	0.13	0	0.215	0.4446	0	0	2.50	0.19
Y3	1.32	1.43	0.11	0	0.000	0	0	0	2.86	0.46
Y4	0.91	1.28	0.15	0	0.254	0.4914	0	0	3.08	0.32
Y5	1.03	0.62	0.05	0	0.000	0	0	0	1.71	0.36
Y6	0.87	0.62	0.00	0	0.237	0	0	0	1.73	0.30
Y7	0.42	0.67	0.15	0	0.246	0.2574	0	0	1.74	0.15
Y8	0.45	0.79	0.08	0	0.105	0.3042	0	0	1.73	0.16
Y9	0.45	0.62	0.04	0	0.000	0.3978	0	0	1.51	0.16
Y10	2.09	2.10	0.31	0	0.193	0	0	0	4.69	0.73
Y11	1.58	1.32	0.13	0	0.000	0	2.9	0	5.92	0.55
Y12	1.43	1.46	0.11	0	0.105	0	0	0	3.11	0.50
Y13	1.25	2.84	0.16	0.168	0.000	2.318312	1.982792	0	8.72	0.43
YP1	1.24	0.98	0.06	0	0.000	2.808	0	0	5.08	0.43

Fuente: Elaboración propia

3.10. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.10.1. INTRODUCCIÓN

El análisis estructural se realiza usando hojas de cálculo en el programa Excel predominantemente y el programa de ETABS para calcular las derivas, fuerzas estructurales y momentos.

3.10.2. ESFUERZOS AXIALES Y DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL EDIFICIO

Según Abanto Flavio (2003) esfuerzo máximo que soporta un muro varia según la altura, espesor y resistencia de las unidades de albañilería a la compresión.

La formula que permite hallar el esfuerzo admisible es la siguiente :

$$F_a = 0.20f_m \left(1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right)$$

Donde:

h :Altura

f_m :Resistencia a la compresión de las unidades de albañilería

t: :Espesor

Reemplazando los valores en la formula tenemos para el diseño los siguientes resultados:

Para unidades de 13 cm se obtiene un valor de 83.77 ton /m²

Para unidades de 23 cm se obtiene un valor de 116.96 ton /m²

Tabla 11 Esfuerzo en muros del sentido X

MURO	LONGITUD	ESPEJOR	PISO 1	σ	VERIFICA
X1	4.30	0.13	31.99	57.228	Si
X2	4.30	0.23	63.15	63.854	Si
X3	4.15	0.13	35.93	66.593	Si
X4	3.25	0.13	29.97	70.940	Si
X5	4.15	0.13	34.55	64.046	Si
X6	2.20	0.13	18.47	64.570	Si
X7	1.30	0.13	13.19	78.024	Si
X8	2.00	0.13	17.83	68.583	Si
X9	4.30	0.13	25.68	45.934	Si
X10	1.85	0.13	15.82	65.793	Si
XP1	2.40	0.13	24.55	78.696	Si

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12 Esfuerzo en muros del sentido Y

MURO	LONGITUD	ESPEJOR	PISO 1	σ	VERIFICA
Y1	1.50	0.23	15.61	45.244	si
Y2	1.90	0.23	23.30	53.314	si
Y3	2.35	0.23	30.49	56.416	si
Y4	2.10	0.23	25.09	51.954	si
Y5-1	1.70	0.13	16.15	73.078	si
Y5-2	4.05	0.13	38.04	72.251	si
Y6	1.70	0.13	16.72	75.640	si
Y7	1.10	0.23	14.07	55.599	si
Y8	1.30	0.23	13.89	46.468	si
Y9	1.70	0.13	11.07	50.083	si
Y10	5.75	0.13	44.08	58.964	si
Y11	3.60	0.13	28.58	61.058	si
Y12	4.00	0.13	29.61	56.939	si
Y13	4.66	0.23	59.92	55.905	si
YP1	1.95	0.15	24.46	83.616	si

Fuente: Elaboración propia

3.10.3. CALCULO DE CARGAS AXIALES ACUMULADAS EN CADA MURO

Tabla 13 Pesos de los muros en sentido X

MURO	METRADO SISMICO			
	PESO PITICO		PESO AZOTEA	
	PD	PL	PD	PL
X1	4.86	1.06	4.88	0.53
X2	9.95	2.13	6.30	1.06
X3	5.69	1.19	3.41	0.60
X4	4.41	1.18	3.11	0.59
X5	5.21	1.35	3.66	0.68
X6	2.74	0.75	1.93	0.38
X7	1.94	0.55	1.46	0.28
X8	2.76	0.56	2.31	0.28
X9	4.10	0.66	3.53	0.33
X10	2.43	0.52	2.71	0.26
XP1	3.42	0.71	5.86	0.35

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14 Pesos de los muros en sentido X

MURO	METRADO SISMICO			
	PESO PITICO		PESO AZOTEA	
	PD	PL	PD	PL
Y1	2.61	0.35	2.59	0.17
Y2	4.08	0.39	2.50	0.19
Y3	4.94	0.92	2.86	0.46
Y4	4.13	0.63	3.08	0.32
Y5-1	2.33	0.72	1.71	0.36
Y5-2	5.61	1.58	1.73	0.30
Y6	2.58	0.60	1.73	0.30
Y7	2.40	0.29	1.74	0.15
Y8	2.33	0.31	1.73	0.16
Y9	1.74	0.31	1.51	0.16
Y10	6.99	1.45	4.69	0.73
Y11	4.34	1.09	5.92	0.55
Y12	4.67	0.99	3.11	0.50
Y13	10.15	0.87	8.72	0.43
YP1	3.25	0.86	5.08	0.43
	106.410	21.161	82.796	10.090

Fuente: Elaboración propia

3.10.4. CENTRO DE MASAS E INERCIA.

El lugar geométrico del centro de masas de cada piso es el mismo en cada nivel ,además de eso es muy favorable tener un plano simétrico respecto al eje “X”.

3.10.4.1.CENTRO DE MASAS

El centro de masa es una posición definida en relación a un objeto o a un sistema de objetos. Es el promedio de la posición de todas las partes del sistema, ponderadas de acuerdo a sus masas.

Tabla 15 Cálculo de centro de masas.

MURO	LONGITUD	ESPEJOR	ALTURA	Ym	PESO	VECES(N)	Y	PxN	PxYxN
X1	4.30	0.13	2.50	1.80	2.52	2.00	0.08	5.03	0.38
X2	4.30	0.23	2.50	1.80	4.45	2.00	3.03	8.90	26.93
X3	4.15	0.13	2.50	1.80	2.43	2.00	6.28	4.86	30.47
X4	3.25	0.13	2.50	1.80	1.90	2.00	7.68	3.80	29.18
X5	4.15	0.13	2.50	1.80	2.43	2.00	11.58	4.86	56.20
X6	2.20	0.13	2.50	1.80	1.29	2.00	14.43	2.57	37.13
X7	1.30	0.13	2.50	1.80	0.76	2.00	14.43	1.52	21.94
X8	2.00	0.13	2.50	1.80	1.17	2.00	15.37	2.34	35.97
X9	4.30	0.13	2.50	1.80	2.52	2.00	17.08	5.03	85.90
X10	1.85	0.13	2.50	1.80	1.08	2.00	0.08	2.16	0.16
XP1	2.40	0.13	2.50	2.40	1.87	1.00	9.63	1.87	18.02
Y1	1.50	0.23	2.50	1.80	1.55	2.00	0.90	3.11	2.79
Y2	1.90	0.23	2.50	1.80	1.97	2.00	5.25	3.93	20.65
Y3	2.35	0.23	2.50	1.80	2.43	2.00	5.18	4.86	25.17
Y4	2.10	0.23	2.50	1.80	2.17	2.00	5.80	4.35	25.21
Y5-1	1.70	0.13	2.50	1.80	0.99	2.00	12.50	1.99	24.86
Y5-2	4.05	0.13	2.50	1.80	2.37	2.00	9.63	4.74	45.61
Y6	1.70	0.13	2.50	1.80	0.99	2.00	12.50	1.99	24.86
Y7	1.10	0.23	2.50	1.80	1.14	2.00	13.80	2.28	31.42
Y8	1.30	0.23	2.50	1.80	1.35	2.00	16.35	2.69	44.00
Y9	1.70	0.13	2.50	1.80	0.99	2.00	16.15	1.99	32.12
Y10	5.75	0.13	2.50	1.80	3.36	2.00	12.58	6.73	84.60
Y11	3.60	0.13	2.50	1.80	2.11	2.00	5.95	4.21	25.06
Y12	4.00	0.13	2.50	1.80	2.34	2.00	2.15	4.68	10.06
Y13	4.66	0.23	2.50	1.80	4.82	2.00	4.02	9.65	38.80
YP1	1.95	0.13	2.50	2.40	1.52	2.00	8.58	3.04	26.09
Ycg=							7.79	103.1787	803.5944

Fuente: Elaboración propia

El centro de masas se encuentra en (X, Y) = (8.15, 7.79)

3.10.4.2. CENTRO DE RIGIDEZ.

El centro de rigidez según Abanto Flavio (2003) es importante en el diseño por albañilería confinada y este se determina con la rigidez lateral de cada muro y su ubicación con respecto a un sistema de coordenadas del centro de rigidez del edificio.(pág. 139)

$$X_{cr} = \frac{\sum_i^n (K_{iy} X_i)}{\sum_i^n K_{iy}}, \quad Y_{cr} = \frac{\sum_i^n (K_{ix} Y_i)}{\sum_i^n K_{ix}}$$

Donde :

- Xi :Posición del muro respecto al eje X
 Kiy :Rigidez lateral del muro i en el sentido indicado
 Yi :Posición del muro respecto al eje Y
 Kix :Rigidez lateral del muro i en el sentido indicado

$$K = \frac{E_m t}{4\left(\frac{h}{l}\right)^3 + \frac{3h}{l}}$$

- Em :Modulo de elasticidad de la albañilería
 t :Espesor del muro en la dirección perpendicular a la dirección analizada
 l :Longitud del muro paralala a la dirección analizada
 h :Altura del muro.

Usando estas fórmulas anteriormente mencionadas se procedió al cálculo de centro de rigidez en el sentido Y del primer nivel.

Tabla 16 Cálculo de centro de rigidez respecto a “Y” del primer nivel.

CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ DEL PRIMER NIVEL DIRECCION X										
	MURO	LONGITUD	ESPESOR	ALTURA		(Emxt)/K	K/Em	Ycg	KYcg	
I Z Q U I E R D A	X1	4.30	0.13	2.5	2.53	0.0514	0.075	0.0039		
	X2	4.30	0.23	2.5	2.53	0.0909	3.025	0.2750		
	X3	4.15	0.13	2.5	2.68	0.0485	6.275	0.3042		
	X4	3.25	0.13	2.5	4.13	0.0315	7.675	0.2417		
	X5	4.15	0.13	2.5	2.68	0.0485	11.575	0.5611		
	X6	2.20	0.13	2.5	9.28	0.0140	14.425	0.2021		
	X7	1.30	0.13	2.5	34.22	0.0038	14.425	0.0548		
	X8	2.00	0.13	2.5	11.56	0.0112	15.373	0.1728		
	X9	4.30	0.13	2.5	2.53	0.0514	17.075	0.8773		
	X10	1.85	0.13	2.5	13.93	0.0093	0.075	0.0007		
C	XP1	2.40	0.25	2.5	7.65	0.2289	9.625	2.2029		
D E R E C H A	X1	4.30	0.23	2.5	2.53	0.0909	0.075	0.0068		
	X2	4.30	0.23	2.5	2.53	0.0909	3.025	0.2750		
	X3	4.15	0.23	2.5	2.68	0.0858	6.275	0.5382		
	X4	3.25	0.23	2.5	4.13	0.0557	7.68	0.4276		
	X5	4.15	0.13	2.5	2.68	0.0485	11.58	0.5611		
	X6	2.20	0.13	2.5	9.28	0.0140	14.43	0.2021		
	X7	1.30	0.13	2.5	34.22	0.0038	14.43	0.0548		
	X8	2.00	0.23	2.5	11.56	0.0199	15.37	0.3058		
	X9	4.30	0.23	2.5	2.53	0.0909	17.08	1.5521		
	X10	1.85	0.13	2.5	13.93	0.0093	0.08	0.0007		
I Z Q U I E R D A	Y1	0.23	1.50	2.5	5169.45	0.0003	0.90	0.0003		
	Y2	0.23	1.90	2.5	5169.45	0.0004	5.25	0.0019		
	Y3	0.13	2.35	2.5	28505.58	0.0001	5.175	0.0004		
	Y4	0.23	2.10	2.5	5169.45	0.0004	5.80	0.0024		
	Y5-1	0.13	1.70	2.5	28505.58	0.0001	12.50	0.0007		
	Y5-2	0.13	4.05	2.5	28505.58	0.0001	9.63	0.0014		
	Y6	0.13	1.70	2.5	28505.58	0.0001	12.50	0.0007		
	Y7	0.23	1.10	2.5	5169.45	0.0002	13.80	0.0029		
	Y8	0.23	1.30	2.5	5169.45	0.0003	16.35	0.0041		
	Y9	0.13	1.70	2.5	28505.58	0.0001	16.15	0.0010		
	Y10	0.13	5.75	2.5	28505.58	0.0002	12.58	0.0025		
	Y11	0.13	3.60	2.5	28505.58	0.0001	5.95	0.0008		
	Y12	0.13	4.00	2.5	28505.58	0.0001	2.15	0.0003		
Y13	0.13	4.66	2.5	28505.58	0.0002	4.02	0.0007			
YP1	0.25	1.95	2.5	4030.00	0.0034	8.58	0.0290			
D E R E C H A	Y1	0.23	1.50	2.5	5169.45	0.0003	0.90	0.0003		
	Y2	0.23	1.90	2.5	5169.45	0.0004	5.25	0.0019		
	Y3	0.13	2.35	2.5	28505.58	0.0001	5.18	0.0004		
	Y4	0.23	2.10	2.5	5169.45	0.0004	5.80	0.0024		
	Y5-1	0.13	1.70	2.5	28505.58	0.0001	12.50	0.0007		
	Y5-2	0.13	4.05	2.5	28505.58	0.0001	9.63	0.0014		
	Y6	0.13	1.70	2.5	28505.58	0.0001	12.50	0.0007		
	Y7	0.23	1.10	2.5	5169.45	0.0002	13.80	0.0029		
	Y8	0.23	1.30	2.5	5169.45	0.0003	16.35	0.0041		
	Y9	0.13	1.70	2.5	28505.58	0.0001	16.15	0.0010		
	Y10	0.13	5.75	2.5	28505.58	0.0002	12.58	0.0025		
	Y11	0.13	3.60	2.5	28505.58	0.0001	5.95	0.0008		
	Y12	0.13	4.00	2.5	28505.58	0.0001	2.15	0.0003		
Y13	0.13	4.66	2.5	28505.58	0.0002	4.02	0.0007			
YP1	0.25	1.95	2.5	4030.00	0.0034	8.58	0.0290			
						1.11		8.92		

$Y_{cg} = 8.028173201$

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17 Cálculo de centro de rigidez respecto a “X” del primer nivel.

	MURO	LONGITUD (e)	ESPEJOR	ALTURA	(Emxt)/K	K/Em	Ycg	KYcg
I Z Q U I E R D A	X1	0.13	4.30	2.5	28505.58	0.00015	2.150	0.00032
	X2	0.23	4.30	2.5	5169.45	0.00083	2.150	0.00179
	X3	0.13	4.15	2.5	28505.58	0.00015	2.075	0.00030
	X4	0.13	3.25	2.5	28505.58	0.00011	1.625	0.00019
	X5	0.13	4.15	2.5	28505.58	0.00015	2.075	0.00030
	X6	0.13	2.20	2.5	28505.58	0.00008	1.100	0.00008
	X7	0.13	1.30	2.5	28505.58	0.00005	3.650	0.00017
	X8	0.13	2.00	2.5	28505.58	0.00007	5.300	0.00037
	X9	0.13	4.30	2.5	28505.58	0.00015	2.150	0.00032
	X10	0.13	1.85	2.5	28505.58	0.00006	6.425	0.00042
C	XP1	0.25	2.40	2.5	4030.00	0.00417	8.075	0.03366
D E R E C H A	X1	0.13	4.30	2.5	28505.58	0.00015	14.000	0.00211
	X2	0.23	4.30	2.5	5169.45	0.00083	14.000	0.01165
	X3	0.13	4.15	2.5	28505.58	0.00015	14.075	0.00205
	X4	0.13	3.25	2.5	28505.58	0.00011	14.525	0.00166
	X5	0.13	4.15	2.5	28505.58	0.00015	14.075	0.00205
	X6	0.13	2.20	2.5	28505.58	0.00008	15.050	0.00116
	X7	0.13	1.30	2.5	28505.58	0.00005	12.500	0.00057
	X8	0.13	2.00	2.5	28505.58	0.00007	10.850	0.00076
	X9	0.13	4.30	2.5	28505.58	0.00015	14.000	0.00211
	X10	0.13	1.85	2.5	28505.58	0.00006	9.725	0.00063
I Z Q U I E R D A	Y1	1.50	0.23	2.5	23.52	0.00978	0.125	0.00122
	Y2	1.90	0.23	2.5	13.06	0.01761	0.125	0.00220
	Y3	2.35	0.13	2.5	8.01	0.01624	4.225	0.06859
	Y4	2.10	0.23	2.5	10.32	0.02229	0.125	0.00279
	Y5-1	1.70	0.13	2.5	17.13	0.00759	4.225	0.03206
	Y5-2	4.05	0.13	2.5	2.79	0.04655	4.225	0.19667
	Y6	1.70	0.13	2.5	17.13	0.00759	2.725	0.02068
	Y7	1.10	0.23	2.5	53.78	0.00428	0.125	0.00053
	Y8	1.30	0.23	2.5	34.22	0.00672	0.125	0.00084
	Y9	1.70	0.13	2.5	17.13	0.00759	4.225	0.03206
	Y10	5.75	0.13	2.5	1.63	0.07960	12.575	1.00101
	Y11	3.60	0.13	2.5	3.42	0.03798	5.575	0.21173
	Y12	4.00	0.13	2.5	2.85	0.04559	5.575	0.25416
Y13	4.66	0.13	2.5	2.23	0.05837	7.185	0.41941	
YP1	1.95	0.25	2.5	12.28	0.14256	9.950	1.41852	
D E R E C H A	Y1	1.50	0.23	2.5	23.52	0.00978	16.025	0.16
	Y2	1.90	0.23	2.5	13.06	0.01761	16.025	0.28
	Y3	2.35	0.13	2.5	8.01	0.01624	11.925	0.19
	Y4	2.10	0.23	2.5	10.32	0.02229	16.025	0.36
	Y5-1	1.70	0.13	2.5	17.13	0.00759	11.925	0.09
	Y5-2	4.05	0.13	2.5	2.79	0.04655	11.925	0.56
	Y6	1.70	0.13	2.5	17.13	0.00759	13.425	0.10
	Y7	1.10	0.23	2.5	53.78	0.00428	16.025	0.07
	Y8	1.30	0.23	2.5	34.22	0.00672	16.025	0.11
	Y9	1.70	0.13	2.5	17.13	0.00759	11.925	0.09
	Y10	5.75	0.13	2.5	1.63	0.07960	3.575	0.28
	Y11	3.60	0.13	2.5	3.42	0.03798	10.575	0.40
	Y12	4.00	0.13	2.5	2.85	0.04559	10.575	0.48
Y13	4.66	0.13	2.5	2.23	0.06	8.965	0.52	
YP1	1.95	0.25	2.5	12.28	0.14	6.200	0.88	
							1.03	8.30

$X_{cr} = 8.075$

Fuente: Elaboración propia

Como el plano es simétrico debe verificarse que el $X_{cr} = 16.15/2$ y se comprueba que es así.

Se realiza la comprobación para el muro X1

Para el muro X1

- h = 2.5 metros
- L = 4.3 metros
- t = 0.13 metros
- Ycg = 0.075 m

$$4 \left(\frac{h}{L} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{L} \right) = 4 \left(\frac{2.5}{4.3} \right)^3 + 3 \left(\frac{2.5}{4.3} \right) = 2.53$$

a) Pero se sabe que

$$\frac{K}{E_m} = \frac{t}{4 \left(\frac{h}{L} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{L} \right)}$$

b). De donde se calcula:

$$\frac{K}{E_m} = \frac{0.13}{2.53} = 0.0514$$

c) Finalmente:

$$\frac{K}{E_m} \times Y_{cg} = 0.0514 \times 0.075 = 0.0039$$

3.10.5. FUERZAS TRASLACIONALES EN MUROS

A continuación se presenta el cálculo de la fuerza cortante por método de elasticidad y rigidez en la dirección X

Tabla 18 Cálculo de fuerza cortante sobre muro por excentricidad

	MURO	LONGITUD	ESPEJOR	K/Em	K	%	V traslacional
I Z Q U I E R D A	X1	4.30	0.13	0.0514	1669.775444	4.62%	8.10
	X2	4.30	0.23	0.0909	2954.218094	8.18%	14.32
	X3	4.15	0.13	0.0485	1575.504663	4.36%	7.64
	X4	3.25	0.13	0.0315	1023.409592	2.83%	4.96
	X5	4.15	0.13	0.0485	1575.504663	4.36%	7.64
	X6	2.20	0.13	0.0140	455.3421053	1.26%	2.21
	X7	1.30	0.13	0.0038	123.4762221	0.34%	0.60
	X8	2.00	0.13	0.0112	365.4054054	1.01%	1.77
	X9	4.30	0.13	0.0514	1669.775444	4.62%	8.10
	X10	1.85	0.13	0.0093	303.4081307	0.84%	1.47
C	XP1	2.40	0.25	0.2289	7438.410596	20.60%	36.06
D E R E C H A	X1	4.30	0.23	0.0909	2954.218094	8.18%	14.32
	X2	4.30	0.23	0.0909	2954.218094	8.18%	14.32
	X3	4.15	0.23	0.0858	2787.431327	7.72%	13.51
	X4	3.25	0.23	0.0557	1810.64774	5.01%	8.78
	X5	4.15	0.13	0.0485	1575.504663	4.36%	7.64
	X6	2.20	0.13	0.0140	455.3421053	1.26%	2.21
	X7	1.30	0.13	0.0038	123.4762221	0.34%	0.60
	X8	2.00	0.23	0.0199	646.4864865	1.79%	3.13
	X9	4.30	0.23	0.0909	2954.218094	8.18%	14.32
	X10	1.85	0.13	0.0093	303.4081307	0.84%	1.47
I Z Q U I E R D A	Y1	0.23	1.50	0.0003	9.430395847	0.03%	0.05
	Y2	0.23	1.90	0.0004	11.94516807	0.03%	0.06
	Y3	0.13	2.35	0.0001	2.679300379	0.01%	0.01
	Y4	0.23	2.10	0.0004	13.20255419	0.04%	0.06
	Y5-1	0.13	1.70	0.0001	1.938217295	0.01%	0.01
	Y5-2	0.13	4.05	0.0001	4.617517674	0.01%	0.02
	Y6	0.13	1.70	0.0001	1.938217295	0.01%	0.01
	Y7	0.23	1.10	0.0002	6.915623621	0.02%	0.03
	Y8	0.23	1.30	0.0003	8.173009734	0.02%	0.04
	Y9	0.13	1.70	0.0001	1.938217295	0.01%	0.01
	Y10	0.13	5.75	0.0002	6.555734969	0.02%	0.03
	Y11	0.13	3.60	0.0001	4.104460155	0.01%	0.02
	Y12	0.13	4.00	0.0001	4.560511283	0.01%	0.02
Y13	0.13	4.66	0.0002	5.312995645	0.01%	0.03	
D E R E C H A	YP1	0.25	1.95	0.0034	110.0806452	0.30%	0.53
	Y1	0.23	1.50	0.0003	9.430395847	0.03%	0.05
	Y2	0.23	1.90	0.0004	11.94516807	0.03%	0.06
	Y3	0.13	2.35	0.0001	2.679300379	0.01%	0.01
	Y4	0.23	2.10	0.0004	13.20255419	0.04%	0.06
	Y5-1	0.13	1.70	0.0001	1.938217295	0.01%	0.01
	Y5-2	0.13	4.05	0.0001	4.617517674	0.01%	0.02
	Y6	0.13	1.70	0.0001	1.938217295	0.01%	0.01
	Y7	0.23	1.10	0.0002	6.915623621	0.02%	0.03
	Y8	0.23	1.30	0.0003	8.173009734	0.02%	0.04
	Y9	0.13	1.70	0.0001	1.938217295	0.01%	0.01
	Y10	0.13	5.75	0.0002	6.555734969	0.02%	0.03
	Y11	0.13	3.60	0.0001	4.104460155	0.01%	0.02
Y12	0.13	4.00	0.0001	4.560511283	0.01%	0.02	
Y13	0.13	4.66	0.0002	5.312995645	0.01%	0.03	
	YP1	0.15	1.95	0.0034	110.0806452	0.30%	0.53
					36105.96645		

Fuente: Elaboración propia

A continuación se presenta el cálculo de la fuerza cortante por método de elasticidad y rigidez en la dirección y.

Tabla 19 Cálculo de fuerza cortante sobre muro por excentricidad

	MURO	LONGITUD (e)	ESPESOR	K/Em	K	%	V traslacional
I Z Q U I E R D A	X1	0.13	4.30	0.00	4.9	0.015%	0.026
	X2	0.23	4.30	0.00	27.0	0.081%	0.142
	X3	0.13	4.15	0.00	4.7	0.014%	0.025
	X4	0.13	3.25	0.00	3.7	0.011%	0.019
	X5	0.13	4.15	0.00	4.7	0.014%	0.025
	X6	0.13	2.20	0.00	2.5	0.008%	0.013
	X7	0.13	1.30	0.00	1.5	0.004%	0.008
	X8	0.13	2.00	0.00	2.3	0.007%	0.012
	X9	0.13	4.30	0.00	4.9	0.015%	0.026
	X10	0.13	1.85	0.00	2.1	0.006%	0.011
C	XP1	0.25	2.40	0.00	135.5	0.405%	0.710
D E R E C H A	X1	0.13	4.30	0.00	4.9	0.015%	0.026
	X2	0.23	4.30	0.00	27.0	0.081%	0.142
	X3	0.13	4.15	0.00	4.7	0.014%	0.025
	X4	0.13	3.25	0.00	3.7	0.011%	0.019
	X5	0.13	4.15	0.00	4.7	0.014%	0.025
	X6	0.13	2.20	0.00	2.5	0.008%	0.013
	X7	0.13	1.30	0.00	1.5	0.004%	0.008
	X8	0.13	2.00	0.00	2.3	0.007%	0.012
	X9	0.13	4.30	0.00	4.9	0.015%	0.026
	X10	0.13	1.85	0.00	2.1	0.006%	0.011
I Z Q U I E R D A	Y1	1.50	0.23	0.01	317.8	0.951%	1.665
	Y2	1.90	0.23	0.02	572.4	1.712%	2.998
	Y3	2.35	0.13	0.02	527.6	1.579%	2.763
	Y4	2.10	0.23	0.02	724.3	2.167%	3.793
	Y5-1	1.70	0.13	0.01	246.6	0.738%	1.291
	Y5-2	4.05	0.13	0.05	1512.9	4.526%	7.923
	Y6	1.70	0.13	0.01	246.6	0.738%	1.291
	Y7	1.10	0.23	0.00	139.0	0.416%	0.728
	Y8	1.30	0.23	0.01	218.5	0.654%	1.144
	Y9	1.70	0.13	0.01	246.6	0.738%	1.291
	Y10	5.75	0.13	0.08	2587.1	7.740%	13.549
	Y11	3.60	0.13	0.04	1234.3	3.693%	6.464
	Y12	4.00	0.13	0.05	1481.6	4.433%	7.760
Y13	4.66	0.13	0.06	1897.1	5.676%	9.935	
YP1	1.95	0.25	0.14	4633.3	13.862%	24.265	
D E R E C H A	Y1	1.50	0.23	0.01	317.8	0.951%	1.665
	Y2	1.90	0.23	0.02	572.4	1.712%	2.998
	Y3	2.35	0.13	0.02	527.6	1.579%	2.763
	Y4	2.10	0.23	0.02	724.3	2.167%	3.793
	Y5-1	1.70	0.13	0.01	246.6	0.738%	1.291
	Y5-2	4.05	0.13	0.05	1512.9	4.526%	7.923
	Y6	1.70	0.13	0.01	246.6	0.738%	1.291
	Y7	1.10	0.23	0.00	139.0	0.416%	0.728
	Y8	1.30	0.23	0.01	218.5	0.654%	1.144
	Y9	1.70	0.13	0.01	246.6	0.738%	1.291
	Y10	5.75	0.13	0.08	2587.1	7.740%	13.549
	Y11	3.60	0.13	0.04	1234.3	3.693%	6.464
	Y12	4.00	0.13	0.05	1481.6	4.433%	7.760
Y13	4.66	0.13	0.06	1897.1	5.676%	9.935	
YP1	1.95	0.25	0.14	4633.3	13.862%	24.265	
					33423.9		

Fuente: Elaboración propia

Estos resultados son aproximados y debido a eso se recurre al Etabs para un cálculo más aproximado.

3.11. ANÁLISIS SÍSMICO

3.11.1. GENERALIDADES

El análisis sísmico de una estructura es el estudio de su comportamiento frente a posibles movimientos telúricos, y sirve para conocer las fuerzas producidas en los distintos elementos del edificio y sus desplazamientos. En ese contexto el diseño debe ser capaz de cumplir los siguientes objetivos :

- Durante sismos leves, la estructura no debe presentar daño alguno.
- Durante sismos moderados, la estructura debe soportar las fuerzas producidas experimentando posibles daños dentro de los límites tolerables, con posibilidad de ser resanados.
- Durante sismos severos, la estructura debe evitar el colapso y proteger la vida de los ocupantes.

Para este trabajo se empleó el programa Etabs, tomando en cuenta las disposiciones de la NTE E.030 de Diseño Sismoresistente indicadas a continuación:

El edificio fue modelado considerando los cinco pisos formando un modelo tridimensional, restringiendo el movimiento de la base de los elementos del primer piso de manera que sea un empotramiento para representar la cimentación del edificio.

Las losas en dos direcciones se modelaron como elementos tipo membrana pues tienen como función repartir la carga del techo a los muros portantes. Los elementos se modelaron considerando su peso propio, este fue incluido en el cálculo del metrado asignado a cada elemento.

Las placas fueron diseñadas como elementos frame. En los muros de albañilería confinada se realizaron modificaciones a las propiedades de los elementos que permitan modelar el comportamiento estructural. Se definió la masa de la estructura en función a las cargas asignadas al modelo (carga muerta más el 25% de la carga viva), ubicada en el centroide de masa de los diafragmas rígidos de cada nivel.

Se especificaron las cargas de diseño y combinaciones de carga últimas para obtener la envolvente de cargas para el diseño de los elementos estructurales del edificio.

3.11.2. PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar el daño a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño

- a) La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio
- b) La estructura debería soportar los movimientos sísmicos moderados, que ocurran o puedan ocurrir en el sitio durante el periodo de vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

3.11.3. ALCANCES DE LA NORMA

Para los propósitos del uso adecuado de los parámetros que indica la norma tenemos las siguientes definiciones:

a) **Sismo severo:** Es aquel proporcionado por la NTE E030 2016, diseño sismorresistente, empleando un coeficiente de reducción de la sollicitación sísmica $R=3$.

b) **Sismo moderado:** Es aquel que proporciona fuerzas de inercia equivalente a la mitad de los valores producidos por el sismo severo. Según la norma no debe producir la rotura de ningún muro portante. Indica San Bartolomé (2005) “un sismo moderado o de servicio es aquél que no origina el agrietamiento de los muros portantes hechos de albañilería”. (pág.85)

3.11.4. MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El modelo se construye en base a las dimensiones hasta ahora obtenidas de los muros y con la previa estructuración a la cual se llegó .Se hace uso del programa Etabs 2015 y las dimensiones de los muros cambiarán según la respuesta de esfuerzos y momentos flectores que lleguen a soportar los muros.

El modelo estructural se realiza siguiendo los criterios encontrados en la Norma E070 y los criterios de diseño por albañilería confinada encontrados en libros mencionados en capítulos anteriores.

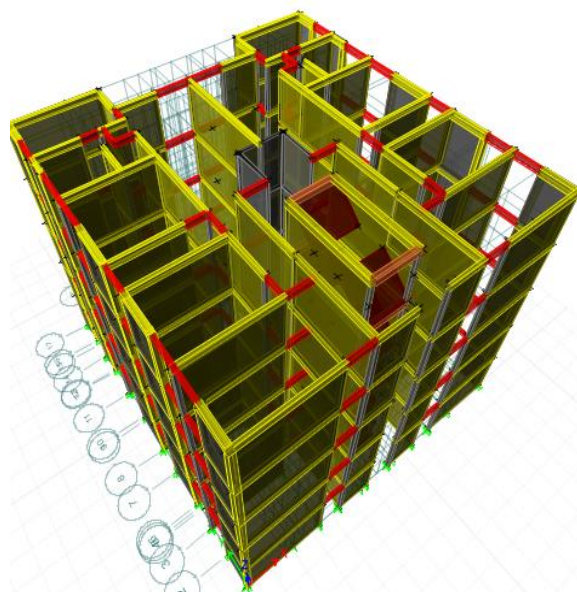


Figura 15 Modelo en Etabs de albañilería confinada

Fuente: Elaboración propia

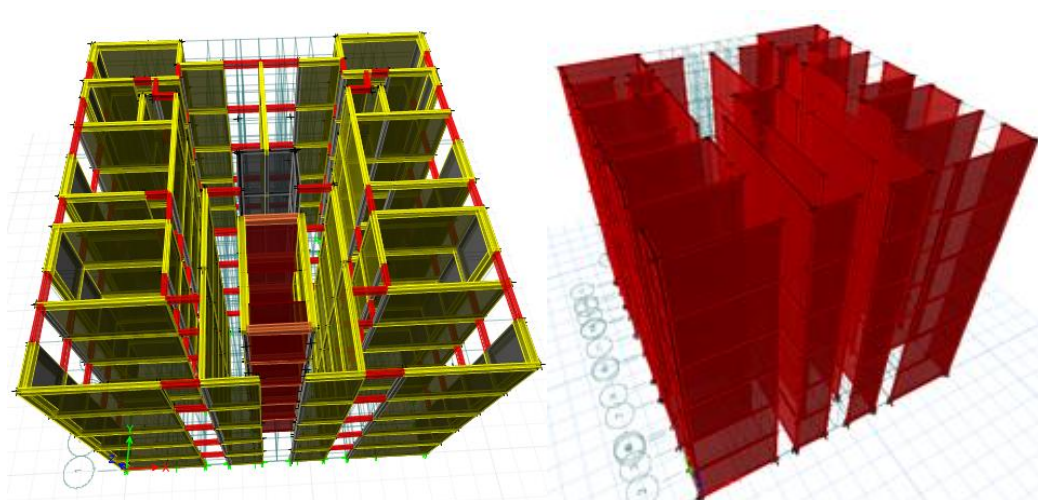


Figura 16 Muros y vigas en Etabs

Fuente: Elaboración propia

3.11.5. PARÁMETROS SÍSMICOS

En base a la NTE E.030 de Diseño Sismorresistente, se definen los siguientes parámetros para el análisis sísmico:

a) Factor de Zona (Z)

La estructura se ubica en Puno, por lo que de acuerdo a la Tabla N° 1 del Artículo 5 se ubica en la Zona 3, por lo tanto $Z = 0.35$.

b) Factor de Condiciones Geotécnicas (S y Tp)

El suelo se encuentra sobre la ciudad de Puno a dos cuadras de la Universidad Nacional del Altiplano y presenta una capacidad portante mayor a $1\text{Kg}/\text{cm}^2$, por lo que según al artículo 2.4 y 2.5, se trata de un suelo tipo S1, obteniendo $S = 1.0$ y $T_p = 0.22$ seg.

c) Categorical de las edificaciones:

Se le califica como una del tipo C que engloban a las edificaciones comunes en tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales, cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

d) Factor de Amplificación Sísmica (C)

Se define como la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de sus características como de la estructura mediante la siguiente expresión del Artículo 7:

Se define $T = h_m/C_T$ donde $h_m = 13.25$ m es la altura del edificio y $C_T = 60$ para edificios con muros portantes. Pero al calcular obtenemos valores mayores al normal, por ser mayor que 2.5 se adopta el valor de $C = 2.50$.

e) Factor de Uso (U)

El edificio analizado cuenta con departamentos de vivienda y se clasifica como edificaciones comunes de categoría C, por lo que $U = 1.0$.

f) Configuración Estructural

El Artículo 3.5 de la NTE E.030 define la regularidad del edificio de acuerdo a la influencia de sus características arquitectónicas en su comportamiento sísmico, en este caso, se trata de un edificio de estructura regular. Sin embargo esta estructura según la arquitectura es afectada por coeficientes de irregularidad si así lo amerita con el posterior análisis.

g) Coeficiente de Reducción Sísmica (R_o)

Este factor depende del sistema estructural empleado según la Tabla N° 7 del Artículo 3 inciso 4. Por ser un edificio de albañilería confinada en ambos ejes, el factor de reducción es de $R_o = 3$ para un sismo severo, pero indica el reglamento que E070 que el análisis sísmico se realiza ante sollicitaciones de un sismo moderado que considera la mitad de fuerzas sísmicas, esto se alcanza con un $R_o=6$. Este factor no requiere un coeficiente de reducción debido a que se trata de una estructura regular.

h) Coeficiente de irregularidad

Este coeficiente se obtiene luego de analizar geometría en planta y en elevación en función a los parámetros que indica la norma como las derivas, peso de edificación, continuidad, piso blando entre otros.

En el modelo el parámetro de irregularidad por el cual se ve afectado el factor R_o es por esquinas entrantes y debido a esto el factor R_o se multiplica por 0.9 al momento de cálculo de la fuerza cortante basal en la base. Así mismo este factor afecta a las derivas relativas en la parte del análisis sísmico.

3.11.6. PESO DE LA EDIFICACIÓN

Se ha considerado el metrado de cargas verticales realizado en el capítulo anterior, empleando la carga muerta más el 25% de la carga viva por cada nivel. Se presentan las siguientes tablas:

Tabla 20 Peso de edificación por nivel

	Peso subtotal	Peso acumulado	H	H Acumulada
PISO 5	181.01	181.01	2.65	13.25
PISO 4	230.33	411.34	2.65	10.60
PISO 3	230.33	641.67	2.65	7.95
PISO 2	230.33	872.00	2.65	5.30
PISO 1	230.33	1102.32	2.65	2.65
	1102.32			

Fuente: Elaboración propia

3.11.7. FUERZAS SÍSMICAS ANTE SISMO SEVERO Y MODERADO.

Según el artículo 17.3 de la NTE E.030 la fuerza cortante de la base del edificio en la dirección analizada se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times \text{Peso total}$$

Tabla 21 Factores de Análisis sísmico

Parametros.					
Coeficiente de zona	Z =	0.35	Factor de amplificación sísmica	C =	2.5
Factor de uso	U =	1.00	Coeficiente básico de reducción	R =	6.0
Factor de suelo	S =	1.00	Peso de la edificación	P =	1102.3
Ro=RxIp con Ip=0.9					

Fuente: Elaboración propia

Con estos se calcula V (fuerza cortante en la base)

$$V = \frac{ZUCS}{R_o} P = \frac{0.35 \times 1 \times 1 \times 2.5}{6 \times 0.90} 1102.32 \text{ Tn} = 175.04 \text{ Tn}$$

Tabla 22 Distribución de fuerzas por piso

Nivel	h (m)	P Ton	P×h	Vton	Fi (Tn)	Vi moderado	Visevero
5	13.25	181.01	2398.44	175.04	49.38	49.38	98.76
4	10.6	230.33	2441.47	175.04	50.27	99.65	199.29
3	7.95	230.33	1831.10	175.04	37.70	137.35	274.69
2	5.3	230.33	1220.73	175.04	25.13	162.48	324.96
1	2.65	230.33	610.37	175.04	12.57	175.04	350.09
				8502.11	175.04		

Fuente: Elaboración propia

En esta tabla se aprecia la fuerza cortante que actúa sobre cada nivel y los muros estructurales de albañilería son los que deben resistir en conjunto, además de eso se observa que existen una cortante ante sismo moderado y otra cortante de un sismo severo, esto se realiza en merito a que el diseño por albañilería confinada lo requiere. Según Hernández Luis (2012) En razón a que durante los sismos moderados la estructura debe soportar las fuerzas producidas experimentando posibles daños dentro de los límites tolerables ,con posibilidad a ser resanados y durante un sismo severo la estructura no debe colapsar (pág. 19).

3.12. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

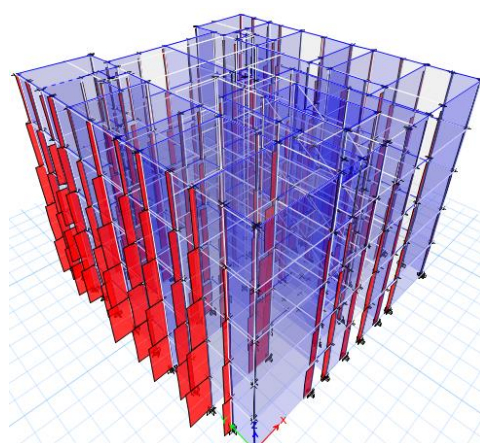


Figura 17 Fuerza axial en muros confinados

Fuente: Elaboración propia

3.12.1. FUERZAS INTERNAS POR SISMO MODERADO

En el modelado estructural se realiza el análisis elástico del Edificio para obtener los resultados de fuerza cortante y momento flector por sismo moderado sobre cada muro. Se analizó el edificio en dos sentidos considerando la rigidez, centro de masas y centro de rigidez y de donde obtuvo resultados por nivel y por sentido. Estos resultados se presentaran a continuación con la siguiente consideración

- Ve = fuerza cortante (ton) producida por el sismo moderado.
- Me = momento flector (ton-m) producido por el sismo moderado.

Tabla 23 Fuerza cortante y momento en muros del sentido X

Muro	sismoX		sismoY		mayorXY	
	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me
X1	6.95	28.92	0.68	0.99	6.95	28.92
X2	14.91	47.92	0.62	3.50	14.91	47.92
X3	9.02	23.96	0.19	0.49	9.02	23.96
X4	6.22	15.50	0.19	0.48	6.22	15.50
X5	8.53	25.12	0.39	0.86	8.53	25.12
X6	4.48	8.14	0.33	0.49	4.48	8.14
X7	2.20	3.51	0.14	0.20	2.20	3.51
X8	3.72	6.82	0.42	0.65	3.72	6.82
X9	10.14	25.59	0.65	1.38	10.14	25.59
X10	2.84	5.46	0.40	0.58	2.84	5.46
X11	30.50	104.56	0.13	0.40	30.50	104.56

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24 Fuerza cortante y momento en muros del sentido Y

Muro	X		Y		XY	
	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me
Y1	0.22	0.43	3.62	6.47	3.62	6.47
Y2	0.50	0.83	5.54	10.23	5.54	10.23
Y3	0.28	0.67	4.22	8.05	4.22	8.05
Y4	0.16	0.47	6.01	11.89	6.01	11.89
Y5-1	0.22	0.37	2.73	4.69	2.73	4.69
Y5-2	0.02	0.46	8.30	19.47	8.30	19.47
Y6	0.00	0.00	2.35	4.39	2.35	4.39
Y7	0.24	0.34	2.55	4.08	2.55	4.08
Y8	0.41	0.62	3.28	5.42	3.28	5.42
Y9	0.61	1.10	2.53	4.51	2.53	4.51
Y10	0.00	0.00	11.83	37.39	11.83	37.39
Y11	0.16	0.39	6.72	15.79	6.72	15.79
Y12	0.07	0.51	8.66	19.64	8.66	19.64
Y13	0.07	0.12	11.71	54.59	11.71	54.59
Y14	0.05	0.12	17.03	54.22	17.03	54.22

Fuente: Elaboración propia

3.12.2. VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EN NIVELES.

Tabla 25 Desplazamientos por sismo dirección X

Story	Direction	Drift	DxR	Estado
Story5	X	0.000334	0.0018	bien
Story4	X	0.000363	0.0020	bien
Story3	X	0.000363	0.0020	bien
Story2	X	0.000314	0.0017	bien
Story1	X	0.000186	0.0010	bien

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26 Desplazamientos por sismo dirección Y

Story	Direction	Drift	DxR	Estado
Story5	Y	0.000291	0.0016	bien
Story4	Y	0.000328	0.0018	bien
Story3	Y	0.000339	0.0018	bien
Story2	Y	0.000303	0.0016	bien
Story1	Y	0.000176	0.0010	bien

Fuente: Elaboración propia

Se observa que las derivas producto del análisis estructural cumplen con lo indicado en la norma y son menores a 0.005

3.12.3. VERIFICACIÓN DE PARÁMETROS DE IRREGULARIDAD.

Indica el artículo 3.6 de la norma El factor “Ia” se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor “Ip” se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

IRREGULARIDAD POR ALTURA

3.12.3.1. ANÁLISIS DE LA IRREGULARIDAD POR ALTURA.

a) Irregularidad de Rigidez Piso Blando

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores

adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.

Tabla 27 Irregularidad por piso blando

Story	Direction	Drift	k<1.4	Estado
Story5	X	0.000334	-	bien
Story4	X	0.000363	1.08683	bien
Story3	X	0.000363	1.00000	bien
Story2	X	0.000314	0.86501	bien
Story1	X	0.000186	0.59236	bien

Story	Direction	Drift	k<1.4	Estado
Story5	Y	0.000291	-	bien
Story4	Y	0.000328	1.12715	bien
Story3	Y	0.000339	1.03354	bien
Story2	Y	0.000303	0.89381	bien
Story1	Y	0.000176	0.58086	bien

entonces el la es igual a : 1

Fuente: Elaboración propia

b) Irregularidades de Resistencia Piso Débil

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 %.

Tabla 28 Irregularidad por piso débil

V Cortante	Porcentaje	debe >80%
49.4	202%	bien
99.6	138%	bien
137.3	118%	bien
162.5	108%	bien
175.0		

entonces el la es igual a : 1

Fuente: Elaboración propia

c) Irregularidad Extrema de Rigidez

Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.

Como los valores obtenidos anteriormente no son mayores a los indicados, el $I_a=1$

d) Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso)

Cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos:

Tabla 29 Irregularidad en masa o peso.

Story	Peso tn	$k < 1.5$	Estado
Story5	181.01	-	-
Story4	230.33	1.27	bien
Story3	230.33	1.00	bien
Story2	230.33	1.00	bien
Story1	230.33	1.00	bien

entonces el I_a es igual a : **1**

Fuente: Elaboración propia

e) Irregularidad Geométrica Vertical

La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos

En el proyecto como se mantiene la continuidad porque así lo exige el diseño por albañilería este factor de irregularidad no afecta al coeficiente R_o inicial, por tanto $I_a=1$

f) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.

En el proyecto de albañilería, los muros resisten las cargas pero no existe un cambio de dimensiones o de reducción de muro, porque así lo exige el sistema de albañilería confinada, en ese sentido el factor de irregularidad no afecta al R_o . Tenemos un $I_a=1$

3.12.3.2. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA.

a) Irregularidad Torsional

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11 de la Norma E030.

De los resultados del Etabs tenemos que se verifica la condición.

Tabla 30 Desplazamiento en pisos acumulados

Ux (mm)	Deriva Cma	50% Dmax	Estado	Uy (mm)	Deriva Cma	50% Dmax	Estado
4.019	0.000935094	0.025	ok	3.531	0.000819623	0.025	ok
3.193	0.001041509	0.025	ok	2.807	0.000915849	0.035	ok
2.273	0.001066415	0.025	ok	1.998	0.000943019	0.035	ok
1.331	0.000948679	0.025	ok	1.165	0.000841132	0.035	ok
0.493	0.000558113	0.025	ok	0.422	0.000477736	0.035	ok

Fuente: Elaboración propia

Entonces “Ip” por irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema es 1

b) Esquinas Entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

Análisis de irregularidad por esquinas entrantes

Longitud en el sentido X de la plano de planta : 16.15

Longitud entrante X : 7.55

Porcentaje de apertura 47 %, entonces el factor de irregularidad será $I_p = 0.9$

CAPITULO IV

4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

4.1. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA Y OTROS ELEMENTOS

El diseño de elementos de albañilería confinada se realiza con la fuerza cortante V_e y momento M_e , la carga gravitacional P_g y factores de diseño que se determinaron con la norma E 070.

Las columnas son diseñadas según la transferencia de fuerzas del muro de albañilería sobre este. La viga solera, dintel y de escalera se diseña según las fuerzas que actúan sobre esta. La losa maciza se diseña en 10 paños. La escalera y cimentación se diseñan como elementos de concreto armado.

4.2. VERIFICACIONES PARA EL DISEÑO

En esta parte se realizara el cálculo de la resistencia al corte global, fuerzas internas ante sismo severo y verificación del agrietamiento en los pisos superiores. Para dicho procedimiento se tendrán en cuenta las siguientes variables:

Tabla 31 Procedimiento para verificación de agrietamiento en los pisos superiores.

L:	Longitud del muro (m)
P_g:	Carga axial de gravedad = $PD + 0.25PL$
V_e, M_e:	Fuerza cortante y momento flector por sismo moderado
α:	Factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez. $\alpha = V_e * L / M_e$, $\alpha = [0.333, 1]$
V_m:	Resistencia a la fuerza cortante, $V_m = 0.5 * v'_m * \alpha * t * L + 0.23 * P_g$ donde $v'_m = 81 \text{ Tn/m}^2$. Para muros de concreto: $V_m = V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * D$, donde $D = 0.80 * L$
t:	Espesor efectivo de los muros, $t = 0.13 \text{ m}$.
v'_m:	Resistencia a corte puro de los muretes de albañilería

Vm1/Ve1:	Factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo, solo se calcula para el primer piso de cada muro, $Vm1/Ve1 = [2,3]$. En el caso del concreto armado, el factor de amplificación es 1.25
Vu:	Fuerza cortante última ante sismo severo, $Vu=Ve*(Vm1/Ve1)$
Mu:	Momento flector último ante sismo severo, $Mu=Me*(Vm1/Ve1)$
VE:	Cortante de entrepiso ante sismo severo

Fuente: Elaboración propia

Se deben verificar el cumplimiento de los siguientes requisitos:

- Ningún muro debe agrietarse ante el sismo moderado, es decir, $Ve \leq 0.55*Vm$ con el 5% de tolerancia.
- La resistencia global a la fuerza cortante deberá ser mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo, $\Sigma Vm \geq VE$. En el caso que $\Sigma Vm \gg \gg VE$, se podrá dejar de confinar algunos muros internos. Si $\Sigma Vm > 3*VE$ se puede dar por concluido el análisis y diseñar con refuerzo mínimo pues indicaría que los muros se comportarían elásticamente ante el sismo severo.
- De no cumplirse cualquiera de estos requisitos, deberá cambiarse la calidad de albañilería, el espesor del muro o convertirlo en placa de concreto armado. Para estos dos últimos casos se debe analizar el edificio nuevamente.
- Cabe indicar que todo muro de un piso superior que tenga $Vu \geq Vm$ se agrietará por corte y se diseñará como muro del primer piso hasta con un 5% de diferencia.
- Se presentan las tablas con los resultados obtenidos para el primer piso, las tablas correspondientes a los pisos superiores no se han incluido debido a que la la fuerza cortante en respuesta al sismo es resistida en mayores proporciones por los muros del primer nivel,

Se verificó:

- Para Sismo Moderado (S M): Todos los muros cumplen $Ve < 0.55Vm$
- Para Sismo Severo (S S): Los muros del primer piso se diseñaran por corte, así

como los muros de pisos superiores que no cumplan $V_u < V_m$

Tabla 32 Fuerza cortante ante sismo severo en X

MUROS	L	e	PG	Ve	Me	α	α	Vm	0.55Vm	Vm/Ve	Vm/Ve	Vu	Mu	Ve<0.55Vm
X1	4.30	0.13	25.51	6.95	28.92	1.03	1.00	29.28	16.10	4.22	3.00	20.84	86.77	si
X2	4.30	0.23	48.50	14.91	47.92	1.34	1.00	66.99	37.94	4.63	3.00	44.74	143.77	si
X3	4.00	0.13	27.49	9.02	23.96	1.51	1.00	28.10	15.46	3.12	3.00	27.06	71.88	si
X4	3.10	0.13	22.08	6.22	15.50	1.24	1.00	21.96	12.08	3.53	3.00	18.65	46.50	si
X5	4.15	0.13	26.02	8.53	25.12	1.41	1.00	28.58	15.72	3.35	3.00	25.58	75.37	si
X6	2.05	0.13	13.72	4.48	8.14	1.13	1.00	14.32	7.88	3.20	3.00	13.43	24.43	si
X7	1.30	0.13	9.84	2.20	3.51	0.81	0.81	8.03	4.42	3.65	3.00	6.60	10.54	si
X8	1.50	0.13	14.00	3.72	6.82	0.82	0.82	9.91	5.45	2.66	2.66	9.91	18.15	si
X9	4.15	0.13	20.68	10.14	25.59	1.64	1.00	27.35	15.04	2.70	2.70	27.35	69.06	si
X10	1.85	0.13	13.00	2.84	5.46	0.96	0.96	12.68	6.97	4.47	3.00	8.51	16.37	si
X11	2.40	0.13	20.34	30.50	104.564	0.700	0.700	13.83	8	0.5	2.0	61.00	209.13	placa
Suma														263.03

Tabla 33 Fuerza cortante ante sismo severo en Y

MUROS	L	e	PG	Ve	Me	α	α	Vm	0.55Vm	Vm/Ve	Vm/Ve	Vu	Mu	Ve<0.55Vm
Y1	1.50	0.23	13.44	3.62	6.47	0.838	0.838	19.990	10.995	5.529	3.000	10.847	19.423	si
Y2	1.90	0.23	19.27	5.54	10.2319	1.029	1.000	29.985	16.492	5.410	3.000	16.627	30.696	si
Y3	2.35	0.23	23.67	4.22	8.0464	1.231	1.000	37.050	20.378	8.787	3.000	12.649	24.139	si
Y4	2.10	0.23	20.30	6.01	11.8932	1.061	1.000	24.900	13.695	4.143	3.000	18.029	35.680	si
Y5-1	1.70	0.13	11.82	2.73	4.6949	0.987	0.987	11.860	6.523	4.350	3.000	8.179	14.085	si
Y5-2	4.05	0.13	25.83	8.30	19.4703	1.727	1.000	28.002	15.401	3.373	3.000	24.909	58.411	si
Y6	1.70	0.13	12.74	2.35	4.3879	0.910	0.910	11.357	6.246	4.835	3.000	7.046	13.164	si
Y7	1.10	0.23	11.65	2.55	4.0839	0.686	0.686	9.953	5.474	3.907	2.661	6.779	10.868	si
Y8	1.30	0.23	11.39	3.28	5.4238	0.785	0.785	12.454	6.849	3.802	2.699	8.839	14.638	si
Y9	1.70	0.13	8.82	2.53	4.5107	0.952	0.952	10.847	5.966	4.293	3.000	7.580	13.532	si
Y10	5.75	0.13	34.28	11.83	37.393	1.818	1.000	39.204	21.562	3.315	2.000	23.651	74.786	si
Y11	3.60	0.13	24.50	6.72	15.7881	1.533	1.000	25.243	13.884	3.755	2.000	13.444	31.576	si
Y12	4.00	0.13	22.92	8.66	19.6366	1.764	1.000	27.059	14.882	3.125	2.000	17.318	39.273	si
Y13	4.66	0.23	50.31	11.71	54.5894	1.000	1.000	56.473	31.060	4.821	2.000	23.426	109.179	si
Y14	1.95	0.13	19.04	17.03	54.2159	0.612	0.612	10.885	5.987	0.639	3.000	51.080	162.648	placa
Suma														355.26

Fuente: Elaboración propia

Ejemplo :Calculo de fuerza cortante y esfuerzo en el muro X1

$$V_e(x1) = 6.95 \text{ ton}$$

$$M_e(x1) = 28.92 \text{ ton}$$

$$V'_m = 81.77 \text{ ton/m}^2$$

$$V_m = 0.5x(vm')(\alpha)(t)(L) + 0.23Pg = 29.28 \text{ ton} \quad (V_m) = 0.55V_m$$

$C = V_m(x1)/V_e(x1)$, donde “C” representa el factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo y solo se calculó para el primer piso de cada muro

$C = V_m(x1)/V_e(x1) = 4.22$, sin embargo pero la Norma E 70 indica que cuando el valor de C esta fuera de estos valores debe ser ajustado a 2 si es menor a este y a 3 si es mayor a 3, entonces se usa el valor de $C = 3$.

Con este valor se calculara: V_u y M_u según la formula indicada en la parte teórica.

$$V_{u_i} = V_{e_i} \left(\frac{V_{m_i}}{V_{e_i}} \right)$$

De donde tenemos:

$$V_u(x1) = 20.84 \text{ ton}$$

$$M_u(x1) = 86.77 \text{ ton.m}$$

4.3. DISEÑO DE MUROS ANTE POSIBLE SISMO SEVERO CON MUROS AGRIETADOS.

Se aceptará que ante la acción de un sismo severo todos los muros de albañilería confinada del primer piso fallen por corte, el diseño se realizará según el procedimiento descrito por Arango Julio (2002) en su libro Análisis, Diseño y Construcción en Albañilería (pág. 141):

Tabla 34 Procedimiento de cálculo

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vm:	Resistencia a la fuerza cortante
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de uro incluyendo columnas de confinamiento
5) Lm:	Longitud de paño mayor o 1/2L, el mayor. En muros de un paño Lm = L
6) Nc:	Número de columnas de confinamiento en el muro de análisis
7) M:	$M=Mu-1/2*Vm*h$, donde $h=2.25$ m
8) F:	Fuerza axial producida por "M" en una columna extrema. $F=M/L$
9) Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna. $Pc=Pg/Nc$
	Carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en
	Tracción en columna: Extrema: $T=F-Pc-Pt$ Interna: $T=Vm*h/L-Pc-Pt$
	Compresión en columna: Extrema: $C=Pc+F$ Interna: $C=Pc-1/2*Vm*h/L$
	Cortante en columna: Externa: $Vc=1,5*Vm*Lm/(L*(Nc+1))$ Interna: $Vc=Vm*Lm/(L(Nc+1))$
14) As:	Área de acero vertical requerida (cm ² , mín4Ø8mm), $As=(T+Vc/\mu)/(fy*\phi)$
15) As usar	Área de acero vertical colocada (cm ²)
	Factor de confinamiento: $\delta=0,80$ col sin muros transversales $\delta=1.00$ col con muros transversales
	Área del núcleo de concreto (cm ²), $An=As+(C/\phi-As*fy)/(0,85*\delta*f'c)$. usar $\phi=0.70$
	Área de columna por corte-fricción (cm ²), $Acf=Vc/(0,2*f'c*\phi)\geq 15*t\geq Ac$,
19) Usar:	Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)
20) Ac:	Área de concreto de la columna definitiva (cm ²)
21) An:	Área del núcleo de la columna definitiva (cm ²), usar $\phi=0.70$
22) As mín	Área de acero vertical mínima (cm ²), o 4Ø8mm
	Espaciamiento 1 de estribos por compresión
24) s2:	Espaciamiento 2 de estribos por compresión (cm), $s2=Av*fy/(0,12*t*n*f'c)$
	Espaciamiento 3 de estribos por compresión (cm), $s3=1/4*d$ ó 5cm, lo que
26) s4:	Espaciamiento máximo de estribos por compresión (cm), $s4=10cm$
27) Zona c:	Zona a confinar en los extremos de la columna. Zona $c=45cm$ ó $1.5*d$
28) s[1/4]:	Espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento
29) Ts	$Ts=VuLm/(2L)$ Tracción en solera
30)As	$As=Ts/(\phi Fy)$ área de acero longitudinal requerido

Fuente: Libro Análisis Diseño y Construcción en Albañilería del Capitulo Peruano del ACI

Tabla 35 Diseño de muros en sentido X

MURO	X1		X2		X3		X4		X5		X6	
COLUMNA	C1	C2	C3	C4	C7	C8	C9	C10	C14	C16	C20	C21
t	13.00	13.00	23.00	23.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
Pg	25.51	25.51	48.50	48.50	27.49	27.49	22.08	22.08	26.02	26.02	13.72	13.72
Vm	29.28	29.28	68.99	68.99	28.10	28.10	21.96	21.96	28.58	28.58	14.32	14.32
Mu	86.77	86.77	143.77	143.77	71.88	71.88	46.50	46.50	75.37	75.37	24.43	24.43
L	4.30	4.30	4.30	4.30	4.00	4.00	3.10	3.10	4.15	4.15	2.05	2.05
Lm	4.30	4.30	4.30	4.30	4.00	4.00	3.10	3.10	4.15	4.15	2.05	2.05
Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
M	50.16	50.16	57.53	57.53	36.75	36.75	19.05	19.05	39.64	39.64	6.54	6.54
F	11.67	11.67	13.38	13.38	9.19	9.19	6.14	6.14	9.55	9.55	3.19	3.19
Pc	12.76	12.76	24.25	24.25	13.75	13.75	11.04	11.04	13.01	13.01	6.86	6.86
Pt	12.94	0.00	0.00	0.00	14.30	14.20	18.08	0.00	0.00	8.93	12.742	0.00
T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C	37.36	24.42	37.63	37.63	37.23	37.14	35.26	17.18	22.56	31.50	22.79	10.05
Vc	14.64	14.64	34.49	34.49	14.05	14.05	10.98	10.98	14.29	14.29	7.16	7.16
As	4.10	4.10	9.66	9.66	3.94	3.94	3.08	3.08	4.00	4.00	2.01	2.01
As a usar	4 φ 1/2	4 φ 1/2	8 φ 1/2	8 φ 1/2	4 φ 1/2	4 φ 1/2	4 φ 1/2	4 φ 1/2	4 φ 1/2	4 φ 1/2	4 φ 3/8	4 φ 3/8
Area 4φ 1/2	5.07	5.07	10.13	10.13	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	2.84	2.84
δ	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
An	184.85	100.35	88.54	88.54	228.52	227.55	208.80	27.96	81.75	171.12	147.33	19.85
Acf	410.10	410.10	966.20	966.20	393.60	393.60	307.54	307.54	400.30	400.30	200.55	200.55
Usar	35 cm x	13 cm	45 cm x	23 cm	35 cm x	13 cm	25 cm x	13 cm	35 cm x	13	20 cm x	13
Ac	455	455	1035	1035	455	455	325	325	455	455	260	260
An	279	279	779	779	279	279	189	189	279	279	144	144
Asmin	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
S1	10.2	10.2	11.0	11.0	10.2	10.2	8.9	8.9	10.2	10.2	8.0	8.0
S2	16.0	16.0	9.1	9.1	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0
S3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
S4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Zona C	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
s 1/4	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5
Soleras	X1		X2		X3		X4		X5		X6	
Ts	14.6	14.6	34.5	34.5	14.1	14.1	11.0	11.0	14.3	14.3	7.2	7.2
As	3.9	3.9	9.1	9.1	3.7	3.7	2.9	2.9	3.8	3.8	1.9	1.9
Usar A1/2	2	2	0	0	2	2	2	2	2	2	2	2
Usar A3/8	2	2	0	0	2	2	2	2	2	2	2	2
Usar A5/8	0	0	6	6	0	0	0	0	0	0	0	0
Acero cm2	4	4	12	12	4	4	4	4	4	4	4	4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36 Diseño de muros en sentido X

MURO	X6		X7		X8		X9		X10	
COLUMNA	C20	C21	C22	C23	C27	C28	C9	C10	C14	C16
t	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
Pg	13.72	13.72	9.84	9.84	14.00	14.00	20.68	20.68	13.00	13.00
Vm	14.32	14.32	8.03	8.03	9.91	9.91	27.35	27.35	12.68	12.68
Mu	24.43	24.43	10.54	10.54	18.15	18.15	69.06	69.06	16.37	16.37
L	2.05	2.05	1.30	1.30	1.50	1.50	4.15	4.15	1.85	1.85
Lm	2.05	2.05	1.30	1.30	1.50	1.50	4.15	4.15	1.85	1.85
Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
M	6.54	6.54	0.51	0.51	5.76	5.76	34.87	34.87	0.52	0.52
F	3.19	3.19	0.39	0.39	3.84	3.84	8.40	8.40	0.28	0.28
Pc	6.86	6.86	4.92	4.92	7.00	7.00	10.34	10.34	6.50	6.50
Pt	13.83	0.00	0.00	0.00	11.39	0.00	11.39	8.82	3.72	0.00
T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C	23.88	10.05	5.31	5.31	22.22	10.84	30.13	27.56	10.50	6.78
Vc	7.16	7.16	4.01	4.01	4.96	4.96	13.68	13.68	6.34	6.34
As	2.01	2.01	1.12	1.12	1.39	1.39	3.83	3.83	1.78	1.78
As a usar	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 1/2	4 φ 1/2	4 φ 3/8	4 φ 3/8
Area 4φ 3/8	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	5.07	5.07	5.07	5.07
δ	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
An	157.88	19.57	-27.85	-27.85	141.36	27.44	157.44	131.77	-38.87	-76.13
Acf	200.55	200.55	195.00	195.00	195.00	195.00	383.09	383.09	195.00	195.00
Usar	20 cm x	13 cm	20 cm x	13 cm	20 cm x	13 cm	30 cm x	13 cm	20 cm x	13 cm
Ac	260	260	260	260	260	260	390	390	260	260
An	144	144	144	144	144	144	234	234	144	144
Asmin	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
S1	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	9.6	9.6	8.0	8.0
S2	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.0
S3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
S4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Zona C	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
s 1/4	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5
Soleras	X6		X7		X8		X9		X10	
Ts	7.2	7.2	4.0	4.0	5.0	5.0	13.7	13.7	6.3	6.3
As	1.9	1.9	1.1	1.1	1.3	1.3	3.6	3.6	1.7	1.7
Usar A1/2	0	0	0	0	0	0	2	2	0	0
Usar A3/8	4	4	4	4	4	4	2	2	4	4
Usar A5/8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Acero cm2	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	3.94	3.94	2.84	2.84

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37 Diseño de muros en sentido Y

MURO	Y1		Y2		Y3		Y4		Y5-1	
COLUMNA	C1	C2	C5	C7	C6	C8	C9	C13	C16	C19
UBICACIÓN	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX
t	23	23	23	23	13	13	23	23	13	13
Pg	13.44	13.44	19.27	19.27	23.67	23.67	20.30	20.30	11.82	11.82
Vm	14.80	14.80	19.27	19.27	23.67	23.67	20.30	20.30	11.56	11.56
Mu	19.42	19.42	30.70	30.70	24.14	24.14	35.68	35.68	14.08	14.08
L	1.50	1.50	1.90	1.90	2.35	2.35	2.10	2.10	1.70	1.70
Lm	1.50	1.50	1.90	1.90	2.35	2.35	2.10	2.10	1.70	1.70
Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
M	0.93	0.93	6.61	6.61	5.45	5.45	10.30	10.30	0.36	0.36
F	0.62	0.62	3.48	3.48	2.32	2.32	4.91	4.91	0.21	0.21
Pc	6.72	6.72	9.63	9.63	11.84	11.84	10.15	10.15	5.91	5.91
Pt	8.31	0.00	0.00	9.62	0.00	9.62	13.53	0.00	8.46	0.00
T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C	15.65	7.34	13.11	22.73	14.16	23.78	28.59	15.06	14.59	6.12
Vc	7.40	7.40	9.63	9.63	11.84	11.84	10.15	10.15	5.78	5.78
As	2.07	2.07	2.70	2.70	3.32	3.32	2.84	2.84	1.62	1.62
As a usar	4 φ 3/8	4 φ 3/8	2 φ 1/2, 2 φ 3/8	2 φ 1/2, 2 φ 3/8	2 φ 1/2, 2 φ 3/8	2 φ 1/2, 2 φ 3/8	2 φ 1/2, 2 φ 3/8	2 φ 1/2, 2 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8
Area 4φ 1/2	2.84	2.84	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	2.84	2.84
δ	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
An	75.827	-7.267	18.716	114.970	29.138	125.392	173.549	38.161	65.239	-19.438
Acf	345.00	345.00	345.00	345.00	397.84	397.84	345.00	345.00	195.00	195.00
Usar	15 cm x	23 cm	15 cm x	23 cm	35 cm x	13 cm	15 cm x	23 cm	15 cm x	13 cm
Ac	345	345	345	345	455	455	345	345	195	195
An	209	209	209	209	279	279	209	209	99	99
Asmin	1.73	1.73	1.73	1.73	1.99	1.99	1.73	1.73	0.98	0.98
S1	5.6	5.6	5.6	5.6	10.2	10.2	5.6	5.6	6.6	6.6
S2	9	9	9	9	16	16	9	9	16	16
S3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
S4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Zona C	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
s 1/4"	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5
Soleras	Y1		Y2		Y3		Y4		Y5-1	
Ts	7.4	7.4	9.6	9.6	11.8	11.8	10.2	10.2	5.8	5.8
As	2.0	2.0	2.5	2.5	3.1	3.1	2.7	2.7	1.5	1.5
Usar A1/2	2	2	2	2	2	2	2	2	0	0
Usar A3/8	2	2	2	2	2	2	2	2	4	4
Usar A5/8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	2.84	2.84

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38 Diseño de muros en sentido Y

MURO	Y5-2		Y6		Y7		Y8		Y9	
COLUMNA	C11	C16	C15	C18	C17	C20	C24	C25	C27	C26
UBICACIÓN	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX
t	13	13	13	13	23	23	23	23	13	13
Pg	25.83	25.83	12.74	12.74	11.65	11.65	11.39	11.39	8.82	8.82
Vm	27.27	27.27	11.08	11.08	9.71	9.71	12.12	12.12	10.55	10.55
Mu	58.41	58.41	13.16	13.16	10.63	10.63	14.24	14.24	13.53	13.53
L	4.05	4.05	1.70	1.70	209.00	209.00	1.73	1.73	5.57	5.57
Lm	4.05	4.05	1.70	1.70	209.00	209.00	1.73	1.73	5.57	5.57
Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
M	24.33	24.33	0.68	0.68	1.51	1.51	0.92	0.92	0.34	0.34
F	6.01	6.01	0.40	0.40	0.01	0.01	0.53	0.53	0.06	0.06
Pc	12.92	12.92	6.37	6.37	5.83	5.83	5.69	5.69	4.41	4.41
Pt	0.00	8.46	10.03	0.00	0.00	8.17	0.00	6.23	0.00	6.23
T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C	18.92	27.39	16.80	6.77	5.83	14.00	6.23	12.45	4.47	10.70
Vc	13.63	13.63	5.54	5.54	4.85	4.85	6.06	6.06	5.28	5.28
As	3.82	3.82	1.55	1.55	1.36	1.36	1.70	1.70	1.48	1.48
As a usar	2 φ1/2,2φ3/8	2 φ1/2,2φ3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8
Area 4φ 1/2	3.96	3.96	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
δ	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
An	76.808	161.485	87.411	-12.946	-22.342	59.369	-18.405	43.902	-35.952	26.355
Acf	381.86	381.86	195.00	195.00	345.00	345.00	345.00	345.00	195.00	195.00
Usar	30 cm x	13 cm	15 cm x	13 cm	15 cm x	23 cm	15 cm x	23 cm	15 cm x	13 cm
Ac	390	390	195	195	345	345	345	345	195	195
An	234	234	99	99	209	209	209	209	99	99
Asmin	1.91	1.91	0.98	0.98	1.73	1.73	1.73	1.73	0.98	0.98
S1	9.6	9.6	6.6	6.6	5.6	5.6	5.6	5.6	6.6	6.6
S2	16	16	16	16	9	9	9	9	16	16
S3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
S4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Zona C	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
s 1/4	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5
Soleras	Y5-2		Y6		Y7		Y8		Y9	
Ts	13.6	13.6	5.5	5.5	4.9	4.9	6.1	6.1	5.3	5.3
As	3.6	3.6	1.5	1.5	1.3	1.3	1.6	1.6	1.4	1.4
Usar A1/2	2	2	2	2	2	2	2	2	0	0
Usar A3/8	2	2	2	2	2	2	2	2	4	4
Acero cm2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	2.84	2.84

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39 Diseño de muros en sentido Y

MURO	Y10	Y10	Y11	Y11	Y12	Y12	Y13	Y13
COLUMNA	C30	C29	C35	C12	C35	C33	C32	C31
UBICACIÓN	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX
t	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	23.0	23.0
Pg	34.3	34.3	24.5	24.5	22.9	22.9	50.3	50.3
Vm	38.2	38.2	24.6	24.6	26.3	26.3	55.0	55.0
Mu	74.8	74.8	31.6	31.6	39.3	39.3	109.2	109.2
L	5.8	5.8	3.6	3.6	4.0	4.0	4.7	4.7
Lm	5.8	5.8	3.6	3.6	4.0	4.0	4.7	4.7
Nc	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
M	28.0	28.0	1.5	1.5	7.0	7.0	41.8	41.8
F	4.9	4.9	0.4	0.4	1.8	1.8	9.0	9.0
Pc	17.1	17.1	12.2	12.2	11.5	11.5	25.2	25.2
Pt	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.6	0.0	0.0
T	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
C	22.0	22.0	12.7	12.7	13.2	17.8	34.1	34.1
Vc	19.1	19.1	12.3	12.3	13.2	13.2	27.5	27.5
As	5.3	5.3	3.4	3.4	3.7	3.7	7.7	7.7
As a usar	4 φ1/2,2φ5/8	2 φ1/2,2φ5/8	2 φ1/2,2φ3/8	2 φ1/2,2φ3/8	2 φ1/2,2φ3/8	2 φ1/2,2φ3/8	4φ5/8	4φ5/8
Area prop	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	7.9	7.9
δ	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
An	35.8	35.8	-58.1	-58.1	-52.5	-6.8	116.4	116.4
Acf	534.41	534.41	344.37	344.37	368.78	368.78	769.93	769.93
Usar	45 cm x	13 cm	30 cm x	13 cm	30 cm x	13 cm	35 cm x	23 cm
Ac	585	585	390	390	390	390	805	805
An	369	369	234	234	234	234	589	589
Asmin	2.67	2.67	1.72	1.72	1.84	1.84	3.85	3.85
S1	11.0	11.0	9.6	9.6	9.6	9.6	9.9	9.9
S2	16	16	16	16	16	16	9	9
S3	5	5	5	5	5	5	5	5
S4	10	10	10	10	10	10	10	10
Zona C	45	45	45	45	45	45	45	45
s 1/4"	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5	9 @ 5
Soleras	Y10	Y10	Y11	Y11	Y12	Y12	Y13	Y13
Ts	19.1	19.1	12.3	12.3	13.2	13.2	27.5	27.5
As	5.0	5.0	3.3	3.3	3.5	3.5	7.3	7.3
Usar A1/2	2	2	2	2	2	2	0	0
Usar A3/8	0	0	2	2	2	2	0	0
Usar A5/8	2	2	0	0	0	0	4	4
Acero cm2	6.48	6.48	3.94	3.94	3.94	3.94	7.92	7.92

Fuente: Elaboración propia.

4.4. DISEÑO DE MUROS NO AGRIETADOS

Similar al acápite anterior y de acuerdo a las normas de la E070, se presenta el procedimiento del diseño para los muros no agrietados para los pisos del tercero al quinto. Para facilitar el proceso constructivo, se adoptarán estos resultados para los demás niveles.

Tabla 40 Procedimiento de diseño de muros no agrietados

1) Pg:	Carga axial de gravedad
2) Vu:	Fuerza cortante ante sismo severo
3) Mu:	Momento flector ante sismo severo
4) L:	Longitud de muro incluyendo columnas de confinamiento
5) Lm:	Longitud de paño mayor o $\frac{1}{2}L$. En muros de un paño $L_m = L$
6) Nc:	Número de columnas de confinamiento en el muro de análisis
7) F:	Fuerza axial producida por "Mu" en una columna extrema. $F=Mu/L$
8) Pc:	Carga axial producida por Pg en una columna. $P_c=P_g/N_c$
9) Pt:	Carga tributaria del muro transversal a la columna en análisis
	Tracción en columna: Extrema: $T=F-P_c-P_t$
	Compresión en columna: Extrema: $C=P_c+F$
12) As:	Área de acero vertical (cm ² , mín 4Ø8mm), usar $\phi=0.90$, $A_s=T/(f_y*\phi)$
13) As usar:	Área de acero vertical colocada (cm ²)
	Factor de confinamiento: $\delta=0,80$ col sin muros transversales
	Área del núcleo de concreto (cm ²), usar $\phi=0.70$
16) Usar:	Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)
17) Ac:	Área de concreto de la columna definitiva (cm ²)
18) An:	Área del núcleo de la columna definitiva (cm ²), usar $\phi=0.70$
19) As mín:	Área de acero vertical mínima (cm ²), o 4Ø8mm

Fuente: Libro Análisis Diseño y Construcción en Albañilería del Capítulo Peruano del ACI

Tabla 41 Procedimiento de diseño de vigas soleras

20) Ts:	Tracción en la solera (Tn). $T_s=\frac{1}{2}*V_m*L_m/L$
21) As:	Área de acero horizontal requerida (cm ²). $A_s=T_s/(f_y*\phi)$, donde $\phi=0.90$
22) Usar:	Acero longitudinal a utilizar

Fuente: Libro Análisis Diseño y Construcción en Albañilería del Capítulo Peruano del ACI

Nota : $A_s \text{ mín}=0,1*f'_c*A_{sol}/f_y$ ó 4Ø8mm

-En solera se usa estribos mínimos de Ø¼", 1@5, 4@10, r@25cm

-En el caso de muros X superior e inferior, con el fin de homogenizar resultados se tomarán los datos más desfavorables entre ambos para el diseño de la columna.

Tabla 42 Diseño de muros en sentido X para la condición no agrietados

MURO	X1		X2		X3		X4		X5	
COLUMNA	C1	C2	C3	C4	C7	C8	C9	C10	C14	C16
UBICACIÓN	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX
t	13.00	13.00	23.00	23.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
1 Pg	25.51	25.51	48.50	48.50	27.49	27.49	22.08	22.08	26.02	26.02
2 Vu	20.84	20.84	44.74	44.74	28.10	28.10	18.65	18.65	25.58	25.58
3 Mu	86.77	86.77	143.77	143.77	71.88	71.88	46.50	46.50	75.37	75.37
4 L	4.30	4.30	4.30	4.30	4.00	4.00	3.10	3.10	4.15	4.15
5 Lm	4.30	4.30	4.30	4.30	4.00	4.00	3.10	3.10	4.15	4.15
6 Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
8 F	20.18	20.18	33.43	33.43	17.97	17.97	15.00	15.00	18.16	18.16
9 Pc	12.76	12.76	24.25	24.25	13.75	13.75	11.04	11.04	13.01	13.01
10 Pt	12.94	0.00	0.00	0.00	14.30	14.20	18.08	0.00	0.00	8.93
11 T	0.00	7.42	9.18	9.18	0.00	0.00	0.00	3.96	5.15	0.00
12 C	45.87	32.93	57.68	57.68	46.02	45.92	44.12	26.04	31.17	40.10
14 As	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
15 As a usar	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8
16 δ	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
17 An	303.1	248.8	496.4	496.4	379.6	378.7	360.6	179.8	231.1	320.5
19 Usar	35 cm x	13 cm	45 cm x	23 cm	35 cm x	13 cm	25 cm x	13 cm	35 cm x	13 cm
20 Ac	455	455	1035	1035	455	455	325	325	455	455
An	279	279	779	779	279	279	189	189	279	279
21 Asmin	1.52	1.24	2.48	2.48	1.90	1.89	1.80	0.90	1.16	1.60
22 S1	10.162	10.162	11.025	11.025	10.162	10.162	8.908	8.908	10.162	10.162
28 Soleras	X1		X2		X3		X4		X5	
29 Ts	10.42	10.42	22.37	22.37	14.05	14.05	9.32	9.32	12.79	12.79
30 As	2.76	2.76	5.92	5.92	3.72	3.72	2.47	2.47	3.38	3.38
31 Usar A1/2	2	2	0	0	2	2	2	2	2	2
32 Usar A3/8	2	2	0	0	2	2	2	2	2	2
Usar A5/8	0	0	6	6	0	0	0	0	0	0
Acero cm2	3.96	3.96	11.82	11.82	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43 Diseño de muros en sentido X para la condición no agrietados

MURO	X6		X7		X8		X9		X10	
COLUMNA	C1	C2	C3	C4	C7	C8	C9	C10	C14	C16
UBICACIÓN	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX
t	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
Pg	13.72	13.72	9.84	9.84	14.00	14.00	20.68	20.68	13.00	13.00
Vu	13.43	13.43	6.60	6.60	9.91	9.91	27.35	27.35	8.51	8.51
Mu	24.43	24.43	10.54	10.54	18.15	18.15	69.06	69.06	16.37	16.37
L	2.05	2.05	1.30	1.30	1.50	1.50	4.15	4.15	1.85	1.85
Lm	2.05	2.05	1.30	1.30	1.50	1.50	4.15	4.15	1.85	1.85
Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
F	11.92	11.92	8.11	8.11	12.10	12.10	16.64	16.64	8.85	8.85
Pc	6.86	6.86	4.92	4.92	7.00	7.00	10.34	10.34	6.50	6.50
Pt	13.83	0.00	0.00	0.00	11.39	0.00	11.39	8.82	3.72	0.00
T	0.00	5.06	3.19	3.19	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.35
C	32.61	18.78	13.03	13.03	30.48	19.10	38.37	35.80	19.07	15.35
As	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
As a usar	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8
δ	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
An	245.5	107.2	49.7	49.7	224.3	110.4	303.1	277.5	110.1	72.8
Usar	20 cm x	13 cm	20 cm x	13 cm	20 cm x	13 cm	30 cm x	13 cm	20 cm x	13 cm
Ac	260	260	260	260	260	260	390	390	260	260
An	144	144	144	144	144	144	234	234	144	144
Asmin	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.95	1.95	1.30	1.30
S1	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	9.6	9.6	8.0	8.0
Soleras	X6	X7	X8	X9	X10					
Ts	6.7172	6.7172	3.3009	3.3009	4.9555	4.9555	13.6764	13.6764	4.2546	4.2546
As	1.77702	1.77702	0.87325	0.87325	1.31099	1.31099	3.61810	3.61810	1.12556	1.12556
Usar A1/2	0	0	0	0	0	0	2	2	0	0
Usar A3/8	4	4	4	4	4	4	2	2	4	4
Usar A5/8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Acero cm2	2.850	2.850	2.850	2.850	2.850	2.850	3.959	3.959	2.850	2.850

Fuente :Elaboración propia.

Tabla 44 Diseño de muros en sentido Y para la condición no agrietados

MURO	Y1		Y2		Y3		Y4		Y5-1	
COLUMNA	C1	C2	C5	C7	C6	C8	C9	C13	C16	C19
UBICACIÓN	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX
t	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	23.00	13.00	13.00
Pg	13.44	13.44	19.27	19.27	23.67	23.67	20.30	20.30	11.82	11.82
Vu	10.85	10.85	30.70	30.70	24.14	24.14	35.68	35.68	14.08	14.08
Mu	19.42	19.42	30.70	30.70	24.14	24.14	35.68	35.68	14.08	14.08
L	1.50	1.50	1.90	1.90	2.35	2.35	2.10	2.10	1.70	1.70
Lm	1.50	1.50	1.90	1.90	2.35	2.35	2.10	2.10	1.70	1.70
Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
F	12.95	12.95	16.16	16.16	10.27	10.27	16.99	16.99	8.29	8.29
Pc	6.72	6.72	9.63	9.63	11.84	11.84	10.15	10.15	5.91	5.91
Pt	8.31	0.00	0.00	9.62	0.00	9.62	13.53	0.00	8.46	0.00
T	0.00	-2.08	6.52	0.00	0.00	0.00	0.00	6.84	0.00	2.37
C	27.98	19.67	25.79	35.41	22.11	31.73	40.67	27.14	22.66	14.20
As	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
As a usar	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8
δ	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
An	199.1728259	116.078858	177.3129925	273.5675531	140.4767297	236.73129	326.211699	190.823225	146.009964	61.3334238
Usar	15x23	15x23	15x23	15x23	20x23	20x23	15x23	15x23	15x13	15x13
Ac	345	345	345	345	460	460	345	345	195	195
An	209	209	209	209	304	304	209	209	99	99
Asmin	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
S1	5.568	5.568	5.568	5.568	7.061	7.061	5.568	5.568	6.611	6.611
Soleras	Y1	Y1	Y2	Y3	Y4	Y4	Y4	Y4	Y5-1	Y5-1
Ts	5.4234	5.4234	15.3479	15.3479	12.0696	12.0696	17.8398	17.8398	7.0424	7.0424
As	1.43476	1.43476	4.06028	4.06028	3.19302	3.19302	4.71952	4.71952	1.86306	1.86306
Usar A1/2	2	2	2	2	2	2	2	2	0	0
Usar A3/8	2	2	2	2	2	2	2	2	4	4
Usar A5/8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Acero cm2	3.959	3.959	3.959	3.959	3.959	3.959	3.959	3.959	2.850	2.850

Fuente: Elaboración propia

Tabla 45 Diseño de muros en sentido Y para la condición no agrietados.

MURO	Y5-2		Y6		Y7		Y8		Y9	
COLUMNA	C11	C16	C15	C18	C17	C20	C24	C25	C27	C26
UBICACIÓN	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX
t	13.00	13.00	13.00	13.00	23.00	13.00	23.00	13.00	13.00	13.00
Pg	25.83	25.83	12.74	12.74	11.65	11.65	11.39	11.39	8.82	8.82
Vu	24.91	24.91	7.05	7.05	6.78	6.78	8.84	8.84	7.58	7.58
Mu	58.41	58.41	13.16	13.16	10.87	10.87	14.64	14.64	13.53	13.53
L	4.05	4.05	1.70	1.70	1.10	1.10	1.30	1.30	1.70	1.70
Lm	4.05	4.05	1.70	1.70	1.10	1.10	1.30	1.30	1.70	1.70
Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
F	14.42	14.42	7.74	7.74	9.88	9.88	11.26	11.26	7.96	7.96
Pc	12.92	12.92	6.37	6.37	5.83	5.83	5.69	5.69	4.41	4.41
Pt	0.00	8.46	10.03	0.00	0.00	8.17	0.00	6.23	0.00	6.23
T	1.51	0.00	0.00	1.37	4.06	0.00	5.57	0.00	3.55	0.00
C	27.34	35.80	24.15	14.11	15.71	23.87	16.95	23.18	12.37	18.60
As	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
As a usar	2 φ1/2,2φ3/8	2 φ1/2,2φ3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8
δ	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
An	192.81	277.49	160.87	60.51	76.43	158.14	88.92	151.22	43.07	105.37
Usar	30x13	30x13	15x13	15x13	15x23	15x23	15x23	15x23	15x13	15x13
Ac	390	260	195	195	345	345	345	345	195	195
An	234	234	99	99	209	209	209	209	99	99
Asmin	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
S1	9.615	57.692	6.611	6.611	5.568	9.851	5.568	9.851	6.611	6.611
Soleras	Y5-2		Y6		Y7		Y8		Y9	
Ts	12.4545	12.4545	3.5232	3.5232	3.3895	3.3895	4.4195	4.4195	3.7902	3.7902
As	3.29484	3.29484	0.93206	0.93206	0.89670	0.89670	1.16918	1.16918	1.00270	1.00270
Usar A1/2	2	2	2	2	2	2	2	2	0	0
Usar A3/8	2	2	2	2	2	2	2	2	4	4
Usar A5/8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Acero cm2	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	2.84	2.84

Fuente: Elaboración propia

Tabla 46 Diseño de muros en sentido Y para la condición no agrietados

MURO	Y10		Y11		Y12		Y13	
COLUMNA	C30	C29	C35	C12	C35	C33	C32	C31
UBICACIÓN	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX	EX
t	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	23.00	13.00
Pg	34.28	34.28	24.50	24.50	22.92	22.92	50.31	50.31
Vu	23.65	23.65	13.44	13.44	17.32	17.32	23.43	23.43
Mu	74.79	74.79	31.58	31.58	39.27	39.27	109.18	109.18
L	5.75	5.75	3.60	3.60	4.00	4.00	4.66	4.66
Lm	5.75	5.75	3.60	3.60	4.00	4.00	4.66	4.66
Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
F	13.01	13.01	8.77	8.77	9.82	9.82	23.43	23.43
Pc	17.14	17.14	12.25	12.25	11.46	11.46	25.15	25.15
Pt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.57	0.00	0.00
T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C	30.14	30.14	21.02	21.02	21.28	25.84	48.58	48.58
As	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8	4 φ 3/8
As a usar	4 φ1/2,2φ5/8	2 φ1/2,2φ5/8	2 φ1/2,2φ3/8	2 φ1/2,2φ3/8	2 φ1/2,2φ3/8	2 φ1/2,2φ3/8	4φ5/8	4φ5/8
δ	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
An	220.87	220.87	129.59	129.59	132.16	177.85	405.33	405.33
Usar	45.0	13.0	30.0	13.0	30.0	13.0	35.0	23.0
Ac	585.0	585.0	390.0	390.0	390.0	390.0	805.0	805.0
An	369.0	369.0	234.0	234.0	234.0	234.0	589.0	589.0
Asmin	2.7	2.7	1.7	1.7	1.8	1.8	3.8	3.8
S1	10.95	10.95	9.62	9.62	9.62	9.62	9.88	17.48
Soleras	Y10		Y11		Y12		Y13	
Ts	11.8255	11.8255	6.7221	6.7221	8.6591	8.6591	11.7130	11.7130
As	3.12844	3.12844	1.77833	1.77833	2.29077	2.29077	3.09868	3.09868
Usar A1/2	2	2	2	2	2	2	2	2
Usar A3/8	0	0	2	2	2	2	2	2
Usar A5/8	2	2	0	0	0	0	0	0
Acero cm2	6.48	6.48	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94	3.94

Fuente: Elaboración propia

4.5. DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

4.5.1. GENERALIDADES

Los muros de corte, también conocidos como placas de concreto armado tienen una dimensión mucho mayor en una dirección que su ancho, proporcionan en dicha dirección una gran resistencia y rigidez lateral ante los sismos.

Tanto las vigas dinteles, como las columnas aisladas y las placas de concreto armado, deben diseñarse ante la acción del sismo moderado, amplificando los esfuerzos (V_e , M_e) por un factor de carga $FC = 1.25$, de tal forma que inicien su falla por flexión antes que se produzca la rotura por corte de la albañilería ante el sismo severo.

Parámetros:

Tabla 47 Parámetros de diseño de placa

PARAMETROS			
h=	2.65 altura de	t=	25 espesor
Hm=	13.65 altura tot	L=	240 longitud
L=	2.40 Longitud	A=	6000 area
Hm/L	5.69 esbeltez	I=	2.9E+07 inercia
Ve=	30.50 Cortante	Me=	104.564 Momento

Fuente: Elaboración propia

Resistencia nominal del concreto:

$$f_c=210\text{kg/cm}^2 \text{ y } F_y=4200\text{kg/cm}^2$$

Fuerzas internas en el primer piso obtenidas del diseño

$$P_g=30.50 \text{ Tn } V_e=30.5 \text{ Tn } M_e=104.564 \text{ Tn}$$

Combinaciones críticas para la determinación del refuerzo vertical según el artículo

9.2. NTE E060.

a) Carga vertical mínima ($f_c=0.9$) y momento flector máximo ($f_c=1.25$)

$$P_u=27.45 \text{ Tn} \quad V_u=38.125 \text{ Tn}$$

$$M_u=130.705 \text{ tn}$$

b) Carga vertical máxima ($F_c=1.25$) y momento flector máximo ($F_c=1.25$)

$$P_u=38.125 \text{ Tn} \quad V_u=38.125 \text{ Tn} \quad \text{y} \quad M_u=130.705 \text{ Tn}$$

Según el artículo 14.5.2 del Reglamento Nacional de Edificaciones se debe cumplir la siguiente expresión:

$$P_u < \Phi P_n = 0.55(\Phi)(F'_c)(\text{Área}) \left(1 - \sqrt{\left(\frac{Kh}{32t}\right)}\right)$$

P_u : Peso último

Φ : Factor de reducción de resistencia a compresión, $\Phi=0.70$

h : Altura

t : Espesor de muro.

F'_c : Resistencia del concreto.

K : Coeficiente para muros sin restricción a rotación en sus extremos. $K=1$

4.5.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Este consiste en primero hallar las cargas que actúan sobre muro, la carga muerta y carga viva, para obtener el valor de carga última usando los factores de amplificación.

Los siguientes pasos fueron verificar si era necesario un área de confinamiento de la placa y el cálculo de momento flector por agrietamiento según el artículo 10.5.1 de Norma E060.

Posteriormente a esto se realiza la determinación del refuerzo vertical y momento flector nominal según los artículos 14.3.1, 14.3.2, 14.3.3, 14.3.3 y 14.3.4 para posteriormente realizar el cálculo del diagrama de iteración que usa la teoría de esfuerzos y los estados de verificación del diseño de elementos de concreto armado. De acuerdo al artículo 9.2 de la NTE E060, se empleara la combinación de cargas 1.4 PD+1.7 PL para obtener la resistencia requerida.

PU=17.098 ton PL=3.186 ton Pu=29.353 ton, según el artículo 14.5.2. se debe cumplir la siguiente expresión

$$P_u < 0.55P_n(f_c)(A)\left(1 - \frac{Kh}{32t}\right)^{0.5}$$

donde k=1, es el coeficiente para muros sin restricción a la rotación en sus extremos

485.025 > 29.35 entonces es correcto

4.5.2.1. VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE CONFINAMIENTO EN BORDES

Según Hernández Luis (2012) los muros de concreto armado deben estudiarse para determinar si necesitan un confinamiento en bordes e indica citando al libro del Ing. San Bartolomé, que existe un estudio experimental de los criterios del ACI

empleados para confinar bordes de los muros de concreto armado y que estos utilizan el siguiente criterio:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{MY}{I} > 0.2f'c$$

Donde:

P: Peso

A : Área

M: :Momento

Y : Distancia de muro

I :Inercia

De donde tenemos que $60.8\text{Kg/cm}^2 > 40.2\text{Kg/cm}^2$ por lo que requiere una mayor densidad de acero en los extremos.

4.5.3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Tomando como referencia del Otazzi Gianfranco (2004) podemos definir como diagrama de interacción “al lugar geométrico de las combinaciones de P y M que agotan la capacidad de la sección para casos específicos definidos como puntos notables del diagrama descritos en esta sección, es decir, los valores límites de falla”.(pág.252)

a. Compresión pura

La falla a compresión pura es una falla teórica pues siempre habrá un momento asociado a la carga axial debido al desalineamiento vertical de la columna o del refuerzo vertical, la carga axial se obtiene con la fórmula:

$$P_o = 0.85f_c(A_g - A_{st}) + F_y A_{st}$$

L (Longitud de placa) = 240.0 cm

d peralte= 240cm-3.7 cm = 236.3cm

A_g =Área de placa =240cmx15cm =3600 cm²

A_{st} =Área de acero total colocada inicial =54.18 cm²

De donde se encuentra que : $P_o=860.48487, \phi P_o =602.3394$

b. Falla Balanceada ($\phi=0.70$)

Se podría considerar este punto como el límite a partir del cual la sección se agrieta, comportándose la sección como parcialmente fisurada, marcando el límite entre las fallas de tracción y compresión. En este caso, el concreto alcanza su deformación de agotamiento $\epsilon_{cu} = 0.0030$ en simultáneo con la deformación de fluencia del acero $\epsilon_y = 0.0021$.

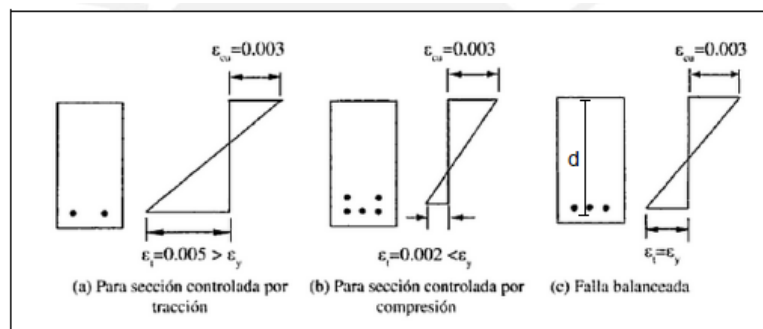


Figura 18 Esfuerzos en sección rectangular de concreto.

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de fuerza y momento en placa se hace el siguiente procedimiento

L placa= 240 cm	Recubrimiento 4
d= 236.3 cm	ey= 0.0021
(d-Cb)/Cb=ey/ec	ec= 0.003
Cb= 139 cm	$F_c=0.85(F_c')(\alpha)(C_b)(h_s)$
Fc= 328.752375 Ton	Mu= 200.29 Ton-m

Figura 19 Cálculo de Fuerza y momento en placa

Fuente: Elaboración propia

La siguiente tabla muestra el cálculo de F_s y M_s para obtener ϕP_b y ϕM_b para el diagrama. De acuerdo a la distribución de acero y tomando como referencia el origen en el borde externo izquierdo de la placa, para cada acero a X cm del origen se calcularán los siguientes valores:

- ϵ_s = Tracción de la fibra de acero para X cm, se calcula como
- $\epsilon_s = \epsilon_{cu} (c_b - x) / c_b$.
- \emptyset Diámetro del acero seleccionado en X cm
- C Cantidad Número de barras a utilizar
- A_s : Área de acero en X cm (área por la cantidad a usar)
- “ f_s ”: Esfuerzo de tracción en el acero y se calcula $f_s = (f_y) (\epsilon_s) / \epsilon_y$.

Además, si $f_s > 4200$ se adopta el valor de 4200 kg/cm² por ser la resistencia nominal del acero.

- FS Fuerza de tracción obtenida como $FS = (A_s) (f_s)$
- Brazo Distancia desde el borde externo de la placa hasta X.
- M_s Momento producto de FS obtenido como $M_s = (FS) (Brazo)$

Tabla 48 Fuerza y momento por área de acero distribuido en falla balanceada.

Xs	Es	φ	cantidad	As	fs	Fs	Brazo	Ms
3.15	0.002932014	3/4	2	5.68	4200.0	23.86	1.15	27.4
13.15	0.002716187	5/8	2	3.96	4200.0	16.63	1.05	17.5
23.15	0.00250036	5/8	2	3.96	4200.0	16.63	0.95	15.8
33.15	0.002284532	3/8	2	1.42	4200.0	5.96	0.85	5.1
43.15	0.002068705	3/8	2	1.42	4137.4	5.88	0.75	4.4
53.15	0.001852878	3/8	2	1.42	3705.8	5.26	0.65	3.4
63.15	0.00163705	3/8	2	1.42	3274.1	4.65	0.55	2.6
73.15	0.001421223	3/8	2	1.42	2842.4	4.04	0.45	1.8
83.15	0.001205396	3/8	2	1.42	2410.8	3.42	0.35	1.2
93.15	0.000989568	3/8	2	1.42	1979.1	2.81	0.25	0.7
103.15	0.000773741	3/8	2	1.42	1547.5	2.20	0.15	0.3
113.15	0.000557914	3/8	2	1.42	1115.8	1.58	0.05	0.1
123.15	0.000342086	3/8	2	1.42	684.2	0.97	-0.05	0.0
133.15	0.000126259	3/8	2	1.42	252.5	0.36	-0.15	-0.1
143.15	-8.9568E-05	3/8	2	1.42	-179.1	-0.25	-0.25	0.1
153.15	-0.0003054	3/8	2	1.42	-610.8	-0.87	-0.35	0.3
163.15	-0.00052122	3/8	2	1.42	-1042.4	-1.48	-0.45	0.7
173.15	-0.00073705	3/8	2	1.42	-1474.1	-2.09	-0.55	1.2
183.15	-0.00095288	3/8	2	1.42	-1905.8	-2.71	-0.65	1.8
193.15	-0.00116871	3/8	2	1.42	-2337.4	-3.32	-0.75	2.5
203.15	-0.00138453	3/8	2	1.42	-2769.1	-3.93	-0.85	3.3
213.15	-0.00160036	3/8	2	1.42	-3200.7	-4.55	-0.95	4.3
223.15	-0.00181619	5/8	2	3.96	-3632.4	-14.38	-1.05	15.1
233.15	-0.00203201	5/8	2	3.96	-4064.0	-16.09	-1.15	18.5
236.30	-0.0021	3/4	2	5.68	-4200.0	-23.86	-1.18	28.2
			Ast=	54.18	Suma Fs=	20.72	Sum Ms	156.1

Pb= Fc+SuFs **Mb=** Mc+Suma Ms
Pb= 349.47 **Mb=** 356.4
φPb= 244.631 **φMb=** 249.4502

Fuente: Elaboración propia

c. Flexión pura

Este tipo de falla se genera cuando la carga axial es nula, de tal forma, se buscará mediante tanteo que P sea igual a cero.

$$F_c = 0.85 * f_c * \alpha * c * h$$

$$M_c = F_c * (L/2 - 0.85 * c/2)$$

Longitud de placa = 240 cm, d (peralte)= 236.3

Cb=79.48 cm, Fc =187.98 Mu= 162.078

Tabla 49 Fuerza y momento por área de acero distribuido en flexión pura

Xs	Es	ϕ	cantidad	As	fs	Fs	Brazo	Ms
3.15	0.002881102	3/4	2	5.68	4200.0	23.86	1.15	27.4
13.15	0.002503649	5/8	2	3.96	4200.0	16.63	1.05	17.5
23.15	0.002126195	5/8	2	3.96	4200.0	16.63	0.95	15.8
33.15	0.001748742	3/8	2	1.42	3497.5	4.97	0.85	4.2
43.15	0.001371288	3/8	2	1.42	2742.6	3.89	0.75	2.9
53.15	0.000993835	3/8	2	1.42	1987.7	2.82	0.65	1.8
63.15	0.000616381	3/8	2	1.42	1232.8	1.75	0.55	1.0
73.15	0.000238928	3/8	2	1.42	477.9	0.68	0.45	0.3
83.15	-0.00013853	3/8	2	1.42	-277.1	-0.39	0.35	-0.1
93.15	-0.00051598	3/8	2	1.42	-1032.0	-1.47	0.25	-0.4
103.15	-0.00089343	3/8	2	1.42	-1786.9	-2.54	0.15	-0.4
113.15	-0.00127089	3/8	2	1.42	-2541.8	-3.61	0.05	-0.2
123.15	-0.00164834	3/8	2	1.42	-3296.7	-4.68	-0.05	0.2
133.15	-0.00202579	3/8	2	1.42	-4051.6	-5.75	-0.15	0.9
143.15	-0.00240325	3/8	2	1.42	-4806.5	-6.83	-0.25	1.7
153.15	-0.0027807	3/8	2	1.42	-5561.4	-7.90	-0.35	2.8
163.15	-0.00315815	3/8	2	1.42	-6316.3	-8.97	-0.45	4.0
173.15	-0.00353561	3/8	2	1.42	-7071.2	-10.04	-0.55	5.5
183.15	-0.00391306	3/8	2	1.42	-7826.1	-11.11	-0.65	7.2
193.15	-0.00429051	3/8	2	1.42	-8581.0	-12.19	-0.75	9.1
203.15	-0.00466797	3/8	2	1.42	-9335.9	-13.26	-0.85	11.3
213.15	-0.00504542	3/8	2	1.42	-10090.8	-14.33	-0.95	13.6
223.15	-0.00542287	5/8	2	3.96	-10845.7	-42.95	-1.05	45.1
233.15	-0.00580033	5/8	2	3.96	-11600.7	-45.94	-1.15	52.8
236.30	-0.00591922	3/4	2	5.68	-11838.4	-67.24	-1.18	79.4
			Ast=	54.18	Suma Fs=	-187.95	Sum Ms	303.6

Pb= Fc+SuFs Mb= Mc+Suma Ms
 Pb= 0.0 Mb= 465.7
 ϕ Pb= 0.0 ϕ Mb= 325.9893

Fuente: Elaboración propia

d) Tracción Pura

$\phi=0.9$ (placa)

$Pt=Ast \times 4200Kg/cm^2/1000=24.18cm^2 \times 4200Kg/cm^2/1000$

$\phi Pt = 0.9 \times Pt = 0.9 \times 227.556 = -204.8004$

Grafico del punto critico

$Pc=Pu/ \phi=38.125/0.9=42.36$

$Mc=Mu/ \phi=130.705/ \phi=145.2$

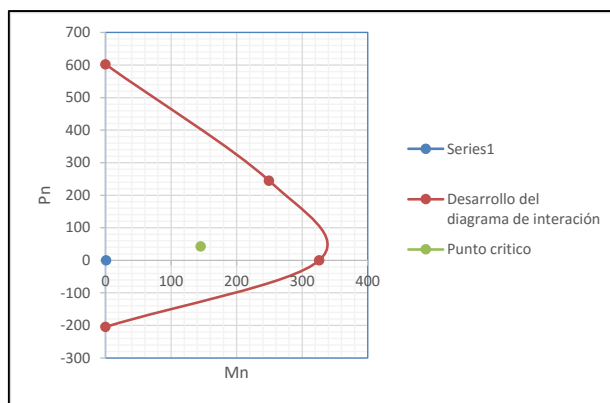


Figura 20 Diagrama de estados de comportamiento de columna

Fuente: Elaboración propia

Diseño de refuerzo horizontal			
$VU=1.25Vua(Mn/Mua)$			
Del grafico			
Vua=	38.13	Mn=	145.00
Mua=	130.71		
Vu=	52.87		
La resistencia nominal al corte es $Vn=Vc+Vs$			
Vc=	27.65 tn	42.0504	
Vs=	83.16 tn	ρ estimar	0.0055
Vn=	110.81 tn		
$\phi Vn=$	94.1881		
	110.81 <	135.63929	bien
Para 1/2"	1.29	cm2	Acero asumido 1/2"
Separacion	15	cm	a cada 15 cm
Espesor	15	cm	
ρ calculada	0.00573	cuantia	
Confinamiento en los bordes :			
Recubrimiento minimo de 25 mm artículo 21.9.7.3 RNE			
Se emplearan estribos de 3/8" @0.05 ,7 @0.10 , el R 15 cm			

Figura 21 Base de datos en Excel de diseño de placas

Fuente: Elaboración propia

4.6. DISEÑO DE VIGA DE ESCALERA.

DISEÑO DE VIGA

Area Tributaria 2.58 L longitud= 2.05 peso por m2 0.42

Carga muerta

$$Wm=2.4*0.25*0.30+5*0.420/2.4$$

$$Wm= 0.708585366$$

Carga Viva

$$Wm=0.25*200+(At*pem2)/L$$

$$Wm= 0.651707317$$

$$Wu= 2.099921951$$



Del las combinaciones :

Mu= 0.74 0.37 0.74

Vu= 0.1654 2.15
 -0.1745 0.1654



a.Diseño por Flexion

b=	25	h=	35	fc=	210
Mu=	0.74	d=	31	bw=	25

$$a = d - \sqrt{d - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * bw}}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Asmin= 1.872 cm2
 a= 0.629385829 0.31467694 0.31467694
Asmax= 12.34662188 cm2

	iteración 1	iteración 2	iteración 3
Mu=	0.740	0.370	0.370
As=	0.676	0.672	0.672

adoptamos 4 ϕ1/2

b.Diseño por cortante

tenemos :

Vu < ϕVn Vu < Vc + Vs Vu < ϕ(Vc + Vs)

la fuerza se obtiene a una distancia "d" de la cara

Vu= 0.125

Vc=0.53xfc^0.5*bw*d

Vc= 5.952 Tn 5.059

como : Vu < Vcϕ

Se cumple la relacion ,entonces solo requiere estribos minimos.Se podrían utilizar estribos de 8mm, sin embargo,es preferible emplear estribos de 3/8"

Figura 22 Base de datos en Excel de diseño de viga

Fuente: Elaboración propia

4.7. DISEÑO DE VIGA DINTEL

Los datos iniciales de la viga son : $b(\text{base}) = 0.15 \text{ m}$, $h(\text{altura}) = 0.30 \text{ m}$, $W_m(\text{peso por metro lineal}) = 2.4 \text{ tn/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 0.3 \text{ m}$

Carga Muerta = 0.108 Tn/m

Carga Viva = 0.05 Tn/m

Como todas las vigas soportan un momento último mínimo estas llevan un acero mínimo de $4 \phi 3/8$

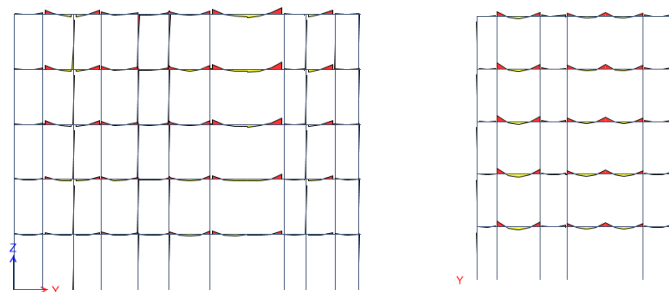


Figura 23: Diagrama de momentos sobre vigas

Fuente: Elaboración propia

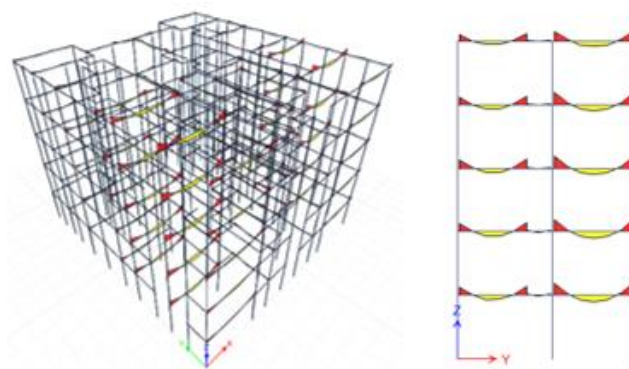


Figura 24 Momentos en elementos de columnas y vigas

Fuente: Elaboración propia

4.8. DISEÑO DE ALFEIZARES Y TABIQUES

4.8.1. DISEÑO POR CARGA SÍSMICA PERPENDICULAR AL PLANO

En este capítulo se diseñarán los alféizares de ventanas aislados de la estructura principal. A diferencia de los muros portantes de albañilería, los alféizares no se encuentran arriostrados en sus cuatro bordes por lo que es necesario analizar esta estructura frente a cargas perpendiculares al plano. Todas las fórmulas empleadas en este capítulo corresponden a la NTE E.070.

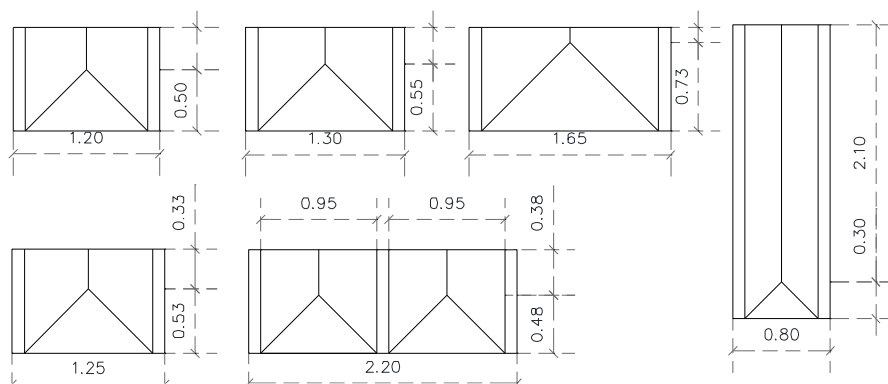


Figura 25 Tabiquería no portante

Fuente: Elaboración propia

Se requiere conocer los datos :

- $F'c=210\text{Kg/cm}^2$
- $t=13\text{ cm}$
- $b =10\text{cm}$
- $d=10\text{ cm}$
- $As=0.5\text{cm}^2$
- $T=2100\text{Kg}$

Se tiene como teóricamente que $C(\text{compresión}) = T(\text{tracción})$

$$C = 0.85f'cba = T$$

De donde se tiene que “a”=1.18

$$MR = 0.9t \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

MR=17788 para 28 mm de sección

MR=24596 PARA 2 aceros de 3/8.

$$Vc = 0.9 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times bd$$

Vc= 691 Tn ,además de eso es necesario recordar que el peso específico con tarrajeo de muro es de 0.027 y tarrajeo con concreto armado es de 0.035

Los factores a ser considerados para el diseño por albañilería es :

$$W = 0.8 \times Z \times U \times C_i \times Y \times e$$

Z=0.35 ya=0.0270

Ci=1.3 Wa=0.084

d. Diseño de arriostres

Parte 1

h=0.85

Wu1=	0.6845 kg/cm
Wu2=	0.1050 kg/cm

h=2.4

Wu1=	0.3686 kg/cm
Wu2=	0.1050 kg/cm

h=2.2.

Wu1=	1.3689 kg/cm
Wu2=	0.1050 kg/cm

Figura 26 Base de datos en Excel de diseño por carga sísmica.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50 Revisión de la resistencia del bloque de albañilería

DISEÑO DE MUROS TIPO TABIQUES Y ALFÉIZARES							
Longitud	1.2	1.3	1.25	1.65	2.2	1.7	0.81
a=	120	130	125	165	95	170	81
b=	85.0	85.0	85.0	85.0	85	240.0	240
b/a=	0.7	0.7	0.7	0.52	0.89	1.41	2.96
m=	0.103	0.103	0.103	0.103	0.109	0.125	0.128
Ms=	12.5	14.6	13.5	23.5	8.2	30.5	7.1
fs=	0.4	0.5	0.5	0.8	0.3	1.1	0.3
Condición	<1.5	<1.5	<1.5	<1.5	<1.5	<1.5	<1.5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51 Diseño de tabiquería no portante

	TIPO A	TIPO B	TIPO C	TIPO D	TIPO E	TIPO F	TIPO G
Longitud	1.2	1.3	1.25	1.65	2.2	1.7	0.81
a´=	50	55	52.5	72.5	47.5	75	30.5
b´=	35	30	32.5	12.5	37.5	10	54.5
Mu=	2.567	2.507	2.537	2.252	2.595	1.365	1.654
MR=	17.788	como Mui<MR ,los muros verifican su diseño.					
Vu=	55.125375	56.8365	55.9809375	62.8254375	118.437	30.2087625	30.2087625
Vc=	691	como Vui<Vc,los muros verifican su diseño.					

Fuente Elaboración propia

Se concluye que el diseño es correcto, no se necesitaran estribos y que las columnas serán de tipo L cuando se combinen con acero mínimo de 28mm y ganchos de 8mm 1@0.05cm y resto a 15cm.

4.9. DISEÑO DE LOSA MACIZA

Para el diseño de las losas macizas en dos direcciones se usó las recomendaciones del método de coeficientes de NTE E060 descritas en el artículo 13.7.

El diseño se realiza por flexión y cortante considerando las cargas de gravedad amplificadas indicadas en la norma $P_u=1.4PD+1.7PL$.Se toman en cuenta las restricciones planteadas descritas a continuación.

- Los losas deben estar apoyados en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o muros.
- Las cargas distribuidas para el cálculo deben ser de servicio y ser uniformemente distribuidas en todo el paño.
- La carga viva no debe superar dos veces la carga muerta

Se diseña la losa armada plenamente en dos direcciones

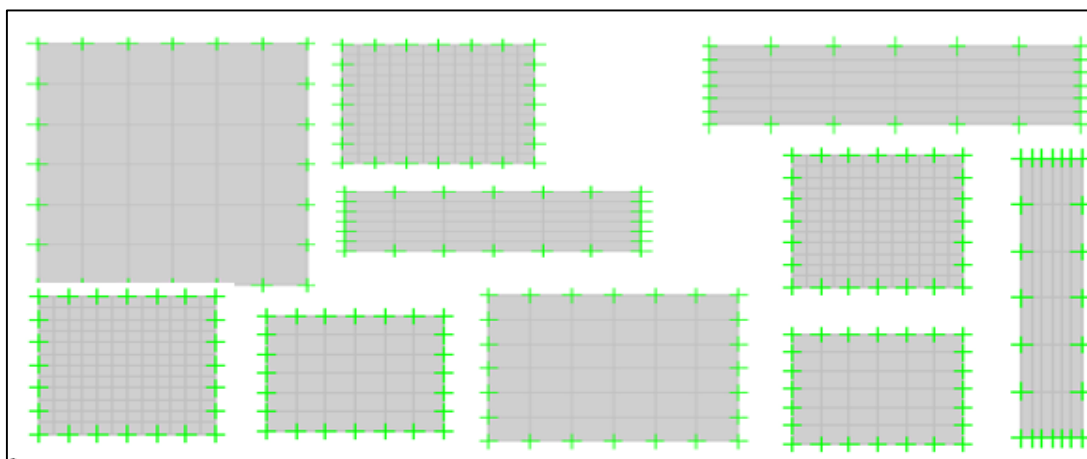


Figura 27 Paños de losa maciza

Fuente: Elaboración propia, modelamiento en ETABS

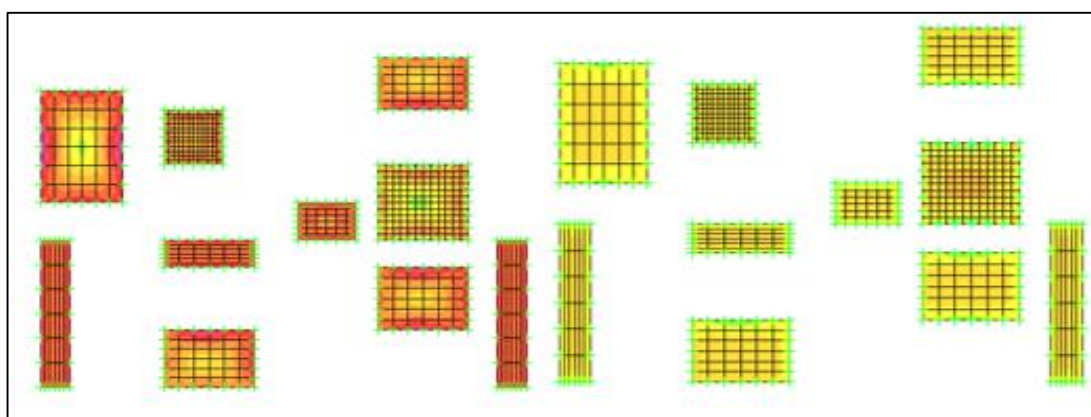


Figura 28 Esfuerzos sobre losa maciza

Fuente Elaboración propia, modelamiento en ETABS

Tabla 52 Dimensiones de paños de losa maciza

LOSA	Lado 1	Lado 2
1	2.49	3.9
2	2.7	2.4
3	1.35	1.55
4	3.9	3.75
5	1.25	4
6	3.9	3.05
7	2.76	5.25
8	1.2	4.45
9	7.5	3.7

Fuente Elaboración propia, plano de losa maciza

De donde observando cada uno de los paños se obtienen los siguientes resultados

Para los parámetros de:

$h=12$ cm (Peralte de losa maciza),

$\phi=0.9$ (Factor de material.)

$f'c= 210$ Kg/cm² (Resistencia a la compresión.)

Se usa acero 3/8” en dos capas superior e inferior a cada 30cm y 50 cm según el cálculo de acero, Mu depende del lugar del paño

$$AS = \frac{\|Mu\|}{\phi f_y \left(d - \frac{\sqrt{d^2 - \frac{2\|Mu\|}{\phi 0.85 f' c b}}}{2} \right)}$$

A continuación se muestra los resultados del cálculo de acero obtenido con el uso del Reglamento Nacional de Edificaciones, E060, artículo 17.9 sobre diseño de losas apoyadas en vigas y muros, el mismo que usa como referencia el ACI .

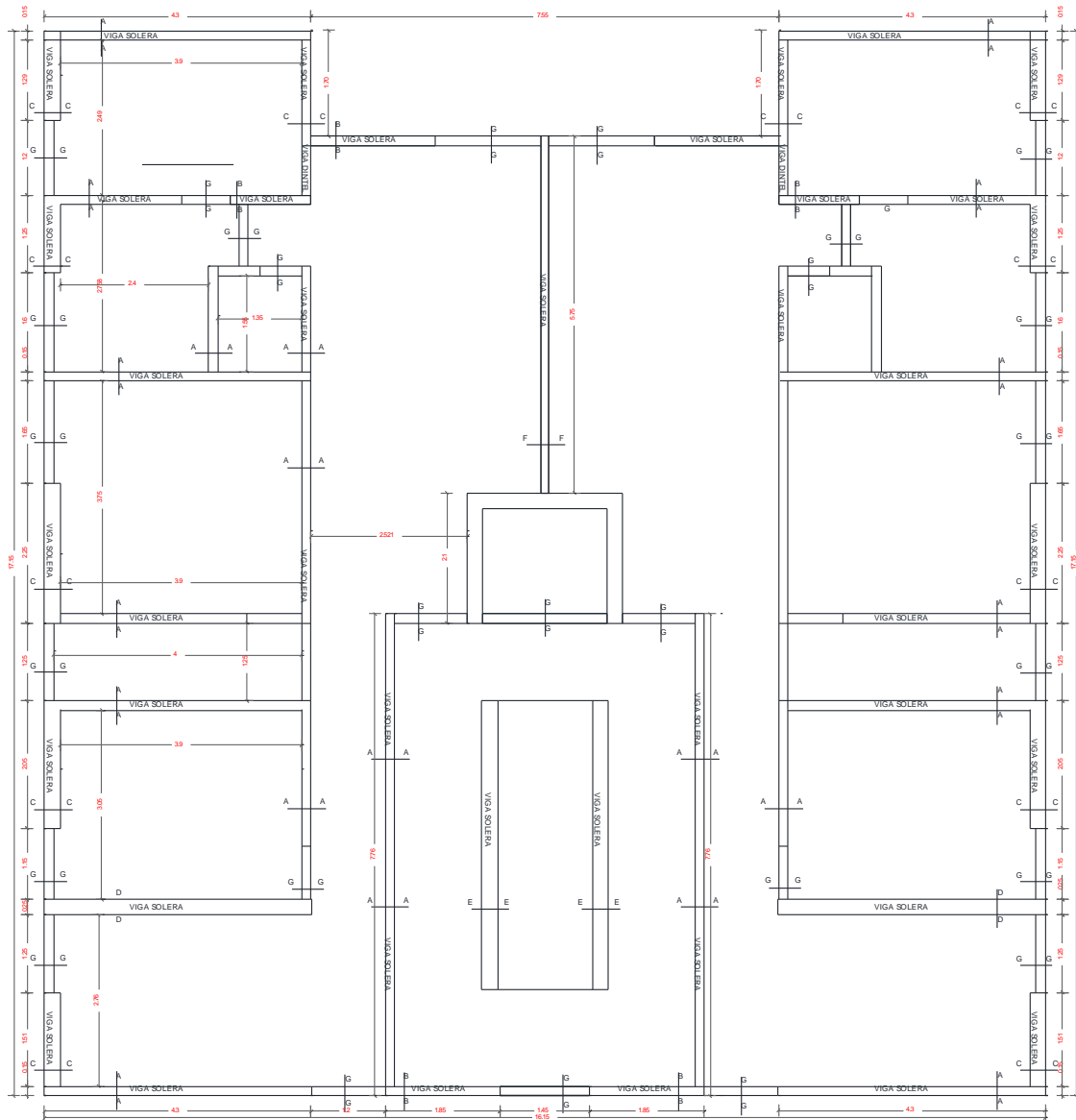


Figura 29 Plano de dimensiones de paños para diseño de losa maciza

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE LOSA DE MACIZA			
DATOS			
$F_y [Kg/cm^2] = 4200$ $f'c [Kg/cm^2] = 210$ $CV [Kg/m^2] = 200$ $L_L [cm] = 390$ $L_s [cm] = 249$ $r [cm] = 2$ Espesor de losa $t [cm] = 7.1$ Asumir $t [cm] = 12$	$\gamma_{H+CC} [Kg/m^3] = 2400$ $e [cm] = 4$ Espesor contrapiso $W_{piso + contr.} [Kg/m^2] = 96$ $\gamma_{H+AP} [Kg/m^3] = 2400$ $W_{pp} [Kg/m^2] = 288$ $d [cm] = 10$ $b [cm] = 100$ ancho unitario		
DETERMINACION DE CARGAS			
$CM [Kg/m^2] = 384$ $W_f [Kg/m^2] = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$ $W_f [Kg/m^2] = 877.6$ $m = L_s / L_L$ $m = 0.64$			
DETERMINACION DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS			
Caso 2			
$Ma_{neg} [kg \cdot m] = Ca \cdot W_f \cdot L_s^2$ $Ca = 0.077$ $Ma_{neg} [kg \cdot m] = 418.973$ $Mb_{neg} [kg \cdot m] = Cb \cdot W_f \cdot L_L^2$ $Cb = 0.014$ $Mb_{neg} [kg \cdot m] = 186.876$			
DETERMINACION DE LOS MOMENTOS POSITIVOS			
$W_{CM} [Kg/m^2] = 1.4 \cdot CM$ $W_{CM} [Kg/m^2] = 537.6$ Tramo corto $Ma_{post} = Ca \cdot W_f \cdot L_s^2$ $CM \rightarrow Ca = 0.032$ $CV \rightarrow Ca = 0.053$	$W_{CV} [Kg/m^2] = 1.7 \cdot CV$ $W_{CV} [Kg/m^2] = 340$ $M_{S_{CM}} post [kg \cdot m] = 106.662$ $M_{S_{CV}} post [kg \cdot m] = 111.726$ $M_S post [kg \cdot m] = 218.387$		
Tramo largo $Ma_{post} = Cb \cdot W_f \cdot L_L^2$ $CM \rightarrow Cb = 0.006$ $CV \rightarrow Cb = 0.01$	$M_{L_{CM}} post [kg \cdot m] = 49.061$ $M_{L_{CV}} post [kg \cdot m] = 51.714$ $M_L post [kg \cdot m] = 100.775$		
DETERMINACION DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS TRAMOS DISCONTINUOS			
$Ma_{neg dis} = 1/3 \cdot \text{Momento positivo}$			
$M_s neg dis [kg \cdot m] = 72.796$ $M_L neg dis [kg \cdot m] = 33.592$			
DETERMINACION DEL REFUERZO DE ACERO MINIMO			
$As_{min} = 0.0018 \cdot d \cdot b$			
$As_{min} [cm^2] = 1.8$ $a = 0.670642966$ $M_f min [kg \cdot m] = 1041.261$	N° de barras 4 Separación $[cm] = 33$	$\emptyset 3/8$ $\emptyset 3/8 c/50$	$2.850 [cm^2]$
DETERMINACION DEL REFUERZO DE ACERO			
$As = Mu / (0.9 \cdot F_y \cdot (d-a/2))$		$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fc \cdot b$	
Tramo corto			
$M_s (+) [kg \cdot m] = 218.387$ $M_s (-) [kg \cdot m] = 418.973$	$< Mr min$ $< Mr min$	\rightarrow \rightarrow	$As_s (+) [cm^2] = 2.85023$ $As_s (-) [cm^2] = 2.85023$
Tramo largo			
$M_L (+) [kg \cdot m] = 100.775$ $M_L (-) [kg \cdot m] = 186.876$	$< Mr min$ $< Mr min$	\rightarrow \rightarrow	$As_L (+) [cm^2] = 2.85023$ $As_L (-) [cm^2] = 2.85023$
$As_s (+) [cm^2] = 2.8502$ $As_s (-) [cm^2] = 2.8502$ $As_s (+) [cm^2] = 2.8502$ $As_s (-) [cm^2] = 2.8502$	N° de barras 4 Separación $[cm] = 33.3$ N° de barras 4 Separación $[cm] = 33.3$ N° de barras 4 Separación $[cm] = 33.3$ N° de barras 4 Separación $[cm] = 33.3$	$\emptyset 3/8$ $\emptyset 3/8 c/35$ $\emptyset 3/8$ $\emptyset 3/8 c/35$ $\emptyset 3/8$ $\emptyset 3/8 c/35$ $\emptyset 3/8$ $\emptyset 3/8 c/35$	$2.850 [cm^2]$ $2.850 [cm^2]$ $2.850 [cm^2]$ $2.850 [cm^2]$

Figura 30 Base de datos en Excel de diseño de losas.

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE LOSA DE MACIZA			
DATOS			
$F_y [Kg/cm^2] = 4200$ $f_c [Kg/cm^2] = 210$ $CV [Kg/m^2] = 200$ $L_L [cm] = 270$ $L_c [cm] = 240$ $r [cm] = 2$ Espesor de losa $t [cm] = 5.666666667$ Asumir $t [cm] = 12$	$\gamma_{HPC} [Kg/m^3] = 2400$ $e [cm] = 4$ Espesor contrapiso $W_{pliso + contr.} [Kg/m^2] = 96$ $\gamma_{H^2O} [Kg/m^3] = 2400$ $W_{ppl} [Kg/m^2] = 288$ $d [cm] = 10$ $b [cm] = 100$ ancho unitario		
DETERMINACION DE CARGAS			
$CM [Kg/m^2] = 384$ $W_{tl} [Kg/m^2] = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$ $W_{tl} [Kg/m^2] = 877.6$ $m = L_s/LL$ $m = 0.89$			
DETERMINACION DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS			
$Ma_{neg} [kg \cdot m] = Ca \cdot W_t \cdot L_s^2$ $Ca = 0.055$ $Ma_{neg} [kg \cdot m] = 278.024$ $Mb_{neg} [kg \cdot m] = Cb \cdot W_t \cdot L_L^2$ $Cb = 0.041$ $Mb_{neg} [kg \cdot m] = 262.306$			
DETERMINACION DE LOS MOMENTOS POSITIVOS			
$W_{CM} [Kg/m^2] = 1.4 \cdot CM$ $W_{CM} [Kg/m^2] = 537.6$	$W_{CV} [Kg/m^2] = 1.7 \cdot CV$ $W_{CV} [Kg/m^2] = 340$		
Tramo corto			
$Ma_{post} = Ca \cdot W_t \cdot L_s^2$			
CM \rightarrow $Ca = 0.022$ CV \rightarrow $Ca = 0.034$	$M_{SCM post} [kg \cdot m] = 68.125$ $M_{SCV post} [kg \cdot m] = 66.586$ $M_S post [kg \cdot m] = 134.710$		
Tramo largo			
$Ma_{post} = Cb \cdot W_t \cdot L_L^2$			
CM \rightarrow $Cb = 0.014$ CV \rightarrow $Cb = 0.022$	$M_{LCM post} [kg \cdot m] = 54.867$ $M_{LCV post} [kg \cdot m] = 54.529$ $M_L post [kg \cdot m] = 109.397$		
DETERMINACION DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS TRAMOS DISCONTINUOS			
$Ma_{neg dis} = 1/3 \cdot \text{Momento positivo}$			
$M_S neg dis [kg \cdot m] = 44.903$ $M_L neg dis [kg \cdot m] = 36.466$			
DETERMINACION DEL REFUERZO DE ACERO MINIMO			
$As_{min} = 0.0018 \cdot d \cdot b$			
$As_{min} [cm^2] = 1.8$ $a = 0.670642966$ $M_r min [kg \cdot m] = 1041.261$	N° de barras 4 Separación $[cm] = 33.33$	$\emptyset 3/8$ $2.850 [cm^2]$ $\emptyset 3/8 c/50$	
DETERMINACION DEL REFUERZO DE ACERO			
$As = Mu / (0.9 \cdot F_y \cdot (d-a/2))$ $a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fc \cdot b$			
Tramo corto			
$M_S (+) [kg \cdot m] = 134.710$ $M_S (-) [kg \cdot m] = 278.024$	$<Mr min$	$As_s (+) [cm^2] = 2.85023$ $As_s (-) [cm^2] = 2.85023$	
Tramo largo			
$M_L (+) [kg \cdot m] = 109.397$ $M_L (-) [kg \cdot m] = 262.306$	$<Mr min$	$As_L (+) [cm^2] = 2.85023$ $As_L (-) [cm^2] = 2.85023$	
$As_s (+) [cm^2] = 0.3579$ $As_s (-) [cm^2] = 0.7423$ $As_s (+) [cm^2] = 0.2904$ $As_s (-) [cm^2] = 0.6999$	N° de barras 4 Separación $[cm] = 33.3$	$\emptyset 3/8$ $2.850 [cm^2]$ $\emptyset 3/8 c/35$ $\emptyset 3/8 c/35$ $\emptyset 3/8 c/35$ $\emptyset 3/8 c/35$	

Figura 31 Base de datos en Excel de diseño de losas.

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE LOSA DE ENTREPISO			
DATOS			
$F_y [Kg/cm^2] = 4200$ $f'c [Kg/cm^2] = 210$ $CV [Kg/m^2] = 200$ $L_l [cm] = 390$ $L_s [cm] = 375$ $r [cm] = 2$ Espesor de losa $t [cm] = 8.5$ Asumir $t [cm] = 12$	$\gamma_{HPC} [Kg/m^3] = 2400$ $e [cm] = 4$ Espesor contrapiso $W_{piso + contr.} [Kg/m^2] = 96$ $\gamma_{H^2A} [Kg/m^3] = 2400$ $W_{pp} [Kg/m^2] = 288$ $d [cm] = 10$ $b [cm] = 100$ ancho unitario		
DETERMINACION DE CARGAS			
$CM [Kg/m^2] = 384$ $W_{tl} [Kg/m^2] = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$ $W_{tl} [Kg/m^2] = 877.6$ $m = L_s / L_l$ $m = 0.96$			
DETERMINACION DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS			
$M_{a_{neg}} [kg \cdot m] = Ca \cdot W_t \cdot L_s^2$ $Ca = 0.05$ $M_{a_{neg}} [kg \cdot m] = 617.063$ $M_{b_{neg}} [kg \cdot m] = Cb \cdot W_t \cdot L_l^2$ $Cb = 0.041$ $M_{b_{neg}} [kg \cdot m] = 547.280$			
DETERMINACION DE LOS MOMENTOS POSITIVOS			
$W_{cm} [Kg/m^2] = 1.4 \cdot CM$ $W_{cm} [Kg/m^2] = 537.6$	$W_{cv} [Kg/m^2] = 1.7 \cdot CV$ $W_{cv} [Kg/m^2] = 340$		
Tramo corto			
$M_{a_{post}} = Ca \cdot W_t \cdot L_s^2$			
CM \rightarrow $Ca = 0.02$ CV \rightarrow $Ca = 0.03$	$M_{s_{cm_{post}}} [kg \cdot m] = 151.200$ $M_{s_{cv_{post}}} [kg \cdot m] = 143.438$ $M_s_{post} [kg \cdot m] = 294.638$		
Tramo largo			
$M_{a_{post}} = Ca \cdot W_t \cdot L_l^2$			
CM \rightarrow $Cb = 0.016$ CV \rightarrow $Cb = 0.025$	$M_{L_{cm_{post}}} [kg \cdot m] = 130.830$ $M_{L_{cv_{post}}} [kg \cdot m] = 129.285$ $M_L_{post} [kg \cdot m] = 260.115$		
DETERMINACION DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS EN LOS TRAMOS DISCONTINUOS			
$M_{a_{neg_{dis}}} = 1/3 \cdot \text{Momento positivo}$			
$M_s_{neg_{dis}} [kg \cdot m] = 98.213$ $M_L_{neg_{dis}} [kg \cdot m] = 86.705$			
DETERMINACION DEL REFUERZO DE ACERO MINIMO			
$A_s_{min} = 0.0018 \cdot d \cdot b$			
$A_{s_{min}} [cm^2] = 1.8$ $a = 0.670642966$ $M_{min} [kg \cdot m] = 1041.261$	N° de barras 4 $\emptyset 3/8$ Separación $[cm] = 33.33333333$	$2.8502 [cm^2]$ $\emptyset 3/8 \text{ c}/50$	
DETERMINACION DEL REFUERZO DE ACERO			
$A_s = M_u / (0.9 \cdot F_y \cdot (d - a/2))$ $a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_c \cdot b$			
Tramo corto			
$M_s (+) [kg \cdot m] = 294.638$ $M_s (-) [kg \cdot m] = 617.063$	$< M_r \text{ min}$	$A_{s_s (+)} [cm^2] = 2.85023$ $A_{s_s (-)} [cm^2] = 2.85023$	
Tramo largo			
$M_L (+) [kg \cdot m] = 260.115$ $M_L (-) [kg \cdot m] = 547.280$	$< M_r \text{ min}$	$A_{s_L (+)} [cm^2] = 2.85023$ $A_{s_L (-)} [cm^2] = 2.85023$	
$A_{s_s (+)} [cm^2] = 0.7871$ $A_{s_s (-)} [cm^2] = 1.6665$ $A_{s_s (+)} [cm^2] = 0.6940$ $A_{s_s (-)} [cm^2] = 1.4745$	N° de barras 4 $\emptyset 3/8$ Separación $[cm] = 33.33$ N° de barras 4 $\emptyset 3/8$ Separación $[cm] = 33.33$ N° de barras 4 $\emptyset 3/8$ Separación $[cm] = 33.33$ N° de barras 4 $\emptyset 3/8$ Separación $[cm] = 33.33$	$2.850 [cm^2]$ $\emptyset 3/8 \text{ c}/35$ $2.850 [cm^2]$ $\emptyset 3/8 \text{ c}/35$ $2.850 [cm^2]$ $\emptyset 3/8 \text{ c}/35$ $2.850 [cm^2]$ $\emptyset 3/8 \text{ c}/35$	

Figura 32 Base de datos en Excel de diseño de losas.

Fuente: Elaboración propia

4.10. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

La cimentación consta de cimientos corridos y sobrecimientos, para el cálculo se determinara primero la carga que soporta el cimientos incluso su peso propio, para no dificultar el cálculo y como desconocemos las dimensiones del cimientos porque es precisamente lo que deseamos conocer, se estima provisionalmente dicho peso propio en un 10 % de la carga total que recibe el cimientos para aproximar el posible peso del cimientos.

Parámetros:

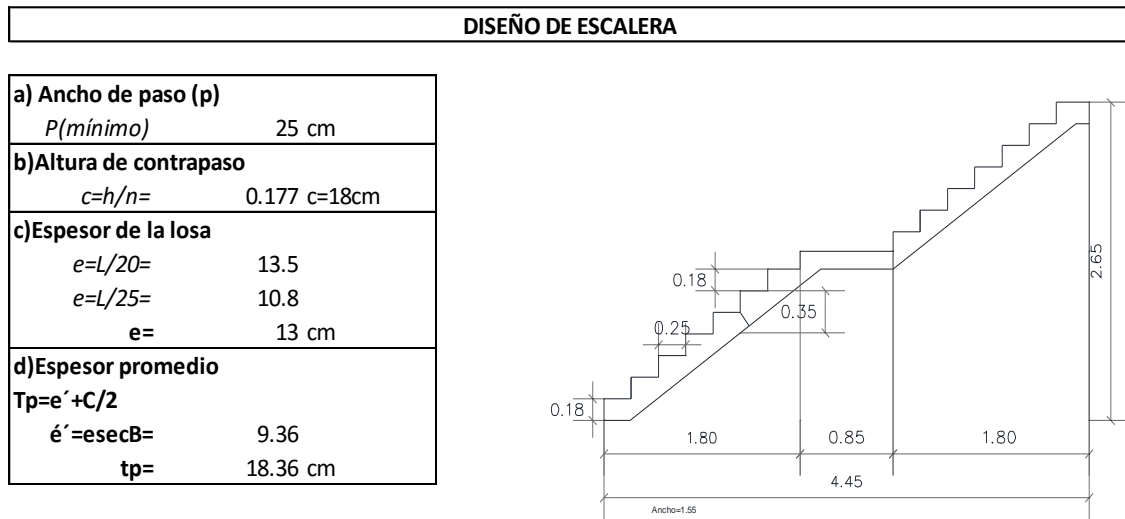
- Se diseña con una capacidad portante de 1.52Kg/cm^2
- El peso específico del sobrecimiento es de 2200Kg/m^3
- El peso específico del cimientos es de 2400Kg/m^3
- Con un $D_f=1.40\text{ m}$

Tabla 53 Cálculo del ancho cimentación por muro estructural

	L(m)	PD(ton)	PL(ton)	Pu	Pu/L	Peso propio cemento	Peso/ml	Ancho(cm)	Ancho asumido
X1	4.30	6.30	5.77	30.98	7205.6	720.6	7926.2	52.8	55
X2	4.30	12.84	11.78	63.15	14686.4	1468.6	16155.1	107.7	105
X3	4.00	7.19	6.60	35.38	8844.5	884.4	9728.9	64.9	65
X4	3.10	6.01	5.40	29.42	9491.4	949.1	10440.6	69.6	70
X5	4.15	7.05	6.37	34.55	8326.0	832.6	9158.6	61.1	65
X6	2.05	3.66	3.28	17.92	8740.6	874.1	9614.6	64.1	65
X7	1.30	2.69	2.42	13.19	10143.2	1014.3	11157.5	74.4	75
X8	1.50	3.16	2.88	15.53	10356.0	1035.6	11391.6	75.9	75
X9	4.15	4.96	4.62	24.47	5897.1	672.0	6569.1	43.8	45
X10	1.85	3.13	2.87	15.39	8319.1	831.9	9151.0	61.0	65
XP1	2.40	4.38	4.03	21.56	8982.5	808.4	9790.9	65.3	65
Y1	1.50	3.09	2.92	15.30	10199.1	1019.9	11219.0	74.8	75
Y2	1.90	4.72	4.51	23.39	12312.5	1231.3	13543.8	90.3	90
Y3	2.35	5.05	4.59	24.78	10545.6	1054.6	11600.2	77.3	80
Y4	2.10	3.97	3.66	19.55	9311.1	931.1	10242.2	68.3	65
Y5-1	4.05	7.81	6.95	38.19	9430.9	943.1	10373.9	69.2	60
Y5-2	1.70	3.40	3.10	16.72	9833.3	983.3	10816.6	72.1	75
Y6	1.10	2.36	2.20	11.65	10590.1	1059.0	11649.1	77.7	75
Y7	1.30	2.02	1.88	9.96	7660.1	766.0	8426.1	56.2	55
Y8	1.70	2.17	2.01	10.67	6276.8	672.0	6948.8	46.3	50
Y9	5.75	8.96	8.24	44.08	7665.4	766.5	8431.9	56.2	60
Y10	3.60	5.82	5.28	28.58	7937.5	793.8	8731.3	58.2	60
Y11	4.00	6.02	5.53	29.61	7402.1	740.2	8142.3	54.3	55
Y12	4.66	9.12	8.68	45.15	9688.9	968.9	10657.8	71.1	75
Y13	1.95	4.42	3.99	21.65	11102.5	1110.2	12212.7	81.4	85

Fuente :Elaboración propia.

4.11. DISEÑO DE ESCALERA



METRADO DE CARGAS

Pasos(p)=	0.25m	Espesor de descanso=	0.15m
contrapasos(cp)=	0.18m	Ancho=	1.20m
garganta(t)=	0.12m	Espesor=	0.12m
		Yconcreto=	2400 kgf/m ³

TRAMO RECTO	
Ppropio	360 Kg/m
Pacabados	60 Kg/m
	420 Kg/m
Carga Viva=	500 Kg/m
Carga Ultima=	1438 Kg/m

TRAMO INCLINADO	
Carga muerta	
wpp=	0.57 Kg/m
Ppropio l=	570.88 Kg/m
Pacabados=	60.00 Kg/m
	630.88 Kg/m
Carga viva	
s/c viviendas=	500.00 Kg/m
Carga ultima=	1733.24 Kg/m

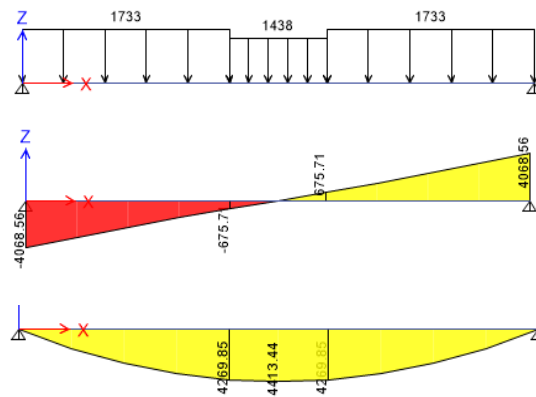


Figura 33 Base de datos en Excel de diseño de escalera

Fuente: Elaboración propia

CÁLCULO DE ACERO EN ESCALERA		
M max=	2890 kgm	Del diagrama de momentos
Vmax=4	2370 kg	Del diagrama de cortantes
Calculo de acero positivo		
As =	11.32544	a = 2.6648 cm
As =	11.46666	a = 2.6980 cm
As =	11.4953	a = 2.7048 cm
As =	11.50113	a = 2.7061 cm
As= 11.5cm2	$\phi 5/8'' @ 0.18$	En dos carpas a 0.30m
Acero transversal		
Astransversal=	1.62	Usar acero $\phi 3/8'' @ 0.25$

Figura 34 Base de datos en Excel de diseño de escalera

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO V

5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA APORTICADO DUAL.

5.1. ARQUITECTURA

El edificio está diseñado como una estructura de cinco niveles con una distribución arquitectónica repetitiva con dos departamentos por nivel, llegando a tener el edificio diez departamentos en total y cada departamento cuenta con hall general, dormitorios, servicios higiénicos, escaleras y un ascensor del primer al quinto piso.

La edificación tiene una distribución arquitectónica repetitiva porque así lo establece el Reglamento Nacional de Edificaciones para edificaciones de albañilería estructural, y esta arquitectura es usada para poder comparar en aspectos de ingeniería los sistemas estructurales a los que se orienta la tesis realizada.

Además es importante resaltar que el área del proyección del edificio es mucho mayor al área construida y que en la edificación se tiene asegurado la iluminación y que con la distribución arquitectónica realizada deriva de los criterios estructurales derivados del Reglamento Nacional de Edificaciones así como de una adecuada arquitectura .

5.1.1. DESCRIPCIÓN DE LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS

A continuación se describe brevemente los aspectos más importantes de cada piso

Primer nivel: Con un área construida de 264.1 metros cuadrados

Segundo nivel: Con un área construida de 264.1 metros cuadrados

Tercer nivel: Con un área construida de 264.1 metros cuadrados

Cuarto nivel: Con un área construida de 264.1 metros cuadrados

Quinto nivel: Con un área construida de 264.1 metros cuadrados

5.1.2. ALTURA DE EDIFICACIÓN

El edificio tiene una altura total de 13.25 metros desde el nivel inicial al quinto piso y tiene una altura por nivel de 2.65 metros hasta la azotea.

5.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.

El proyecto de ingeniería está diseñado para brindar el servicio de departamentos para personas y/o familias, tiene la denominación Torres de San Pablo, se proyecta sobre la Avenida Sesquicentenario sin número B ubicada en el barrio San José, que se ubica a dos cuadras de la Universidad Nacional del Altiplano y se diseña para este propósito realiza diseño por concreto armado haciendo uso del sistema de pórticos estructurales, a fin de comparar las características de este diseño con el de diseño por albañilería confinada.

En ese sentido el proyecto diseñado por concreto armado cuenta con seis pórticos principales y nueve pórticos secundarios.

5.3. ESTRUCTURACIÓN

5.3.1. INTRODUCCIÓN

La estructuración como parte del diseño de edificio es un proceso creativo que desempeña el ingeniero y mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado y seguro.

Por otro lado también en el desarrollo de la estructuración es importante considerar ciertas restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto global; las limitaciones globales en cuanto al costo y tiempo de ejecución así como de satisfacer determinadas exigencias estéticas.

Según Apaza William (2009) en su tesis Análisis y Diseño estructural de un hotel de 09 niveles indica que “la estructuración consiste en la adecuada distribución de elementos estructurales como columnas, placas, vigas, losas, etc que formen parte del sistema estructural y de modo tal que con estos el edificio pueda resistir las fuerzas de peso, sismo u otra ”.(pág.93)

Por otro tanto concluimos que la etapa de estructuración es probablemente la etapa más importante del diseño estructural porque la optimización del resultado final del diseño depende de gran medida del criterio que se haya tenido en adoptar la distribución de elementos de la estructura que es más adecuada para una edificación específica.

5.3.2. OBJETIVO DE LA ESTRUCTURACIÓN

El objetivo de la estructuración en el sistema por concreto armado fue ubicar los elementos estructurales que resistan las fuerzas que actuarán sobre el edificio y que estos elementos aseguren un adecuado comportamiento con las dimensiones adecuadas.

5.3.3. CRITERIOS PARA ESTRUCTURAR.

Se consideran los siguientes criterios:

- La simplicidad y simetría
- Resistencia y ductilidad
- Rigidez lateral

- Existencia de diafragmas rígidos.

5.3.4. ESTRUCTURACIÓN DE ELEMENTOS

En referencia a las vigas estas se clasifican en dos: principales y secundarias, las principales se colocan con la premisa de creación de pórticos que transmitan las cargas de la losa aligerada para un determinado ancho tributario a estas vigas y estas últimas a las columnas.

Y las vigas secundarias se colocan en sentido perpendicular a los pórticos principales, porque gran parte de la carga ya es absorbida por estos, pero son útiles para formar pórticos que adicionan estabilidad a la estructura.

En referencia a las columnas, estas se colocan formando pórticos rectos sin desviaciones angulares en razón a que así lo amerita el plano arquitectónico, y se colocan de forma tan que no varíen la arquitectura del proyecto y sea posible discretizar y alcanzar una comparación de sistemas estructurales.

En referencia a las losas aligeradas, estas inicialmente se colocan en toda el área que la arquitectura así lo requiera, sirven de amarre para toda la estructura y su funcionamiento nos asegura un comportamiento como diafragma rígido más uniforme para la estructura, al permitir que todos los elementos de un mismo nivel se desplacen ante una acción sísmica o un momento torsor causado por la excentricidad.

Debido a eso en el edificio se han colocado losas aligeradas tratando que en su mayoría sean continuas de modo que la carga repartida sea más uniforme y que se facilite el armado de acero y se alcance un mejor comportamiento estructural.

En referencia a las placas, estas se colocan inicialmente en el perímetro del ascensor y su ubicación se justifica por los criterios de rigidez y momentos causados por excentricidad.

Es importante resaltar que para llegar a estructuración de elementos es un proceso inicial importante que requiere una posible predicción del comportamiento estructural y que en su fase puede experimentar cambios con los resultados obtenidos del análisis estructural estático y sísmico.

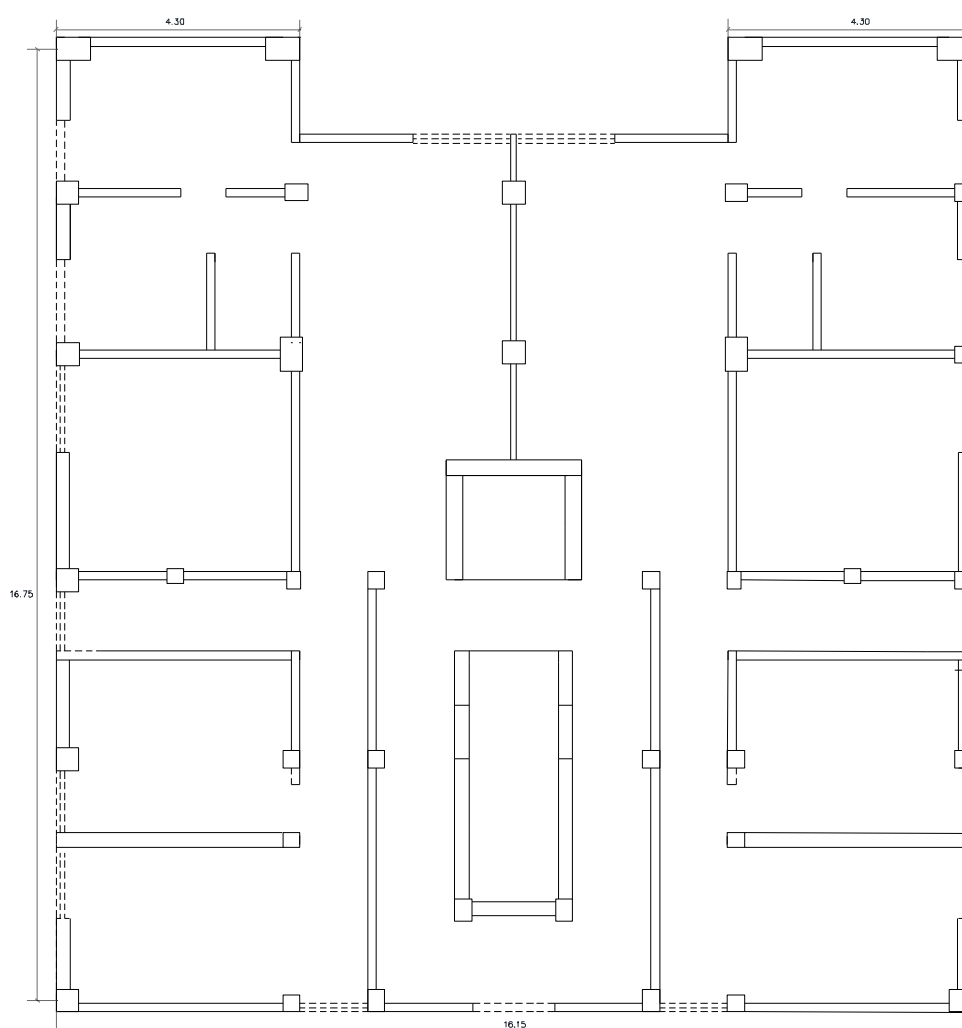


Figura 35 Planos de estructuración inicial.

Fuente: Elaboración propia.

En base a los criterios de colocación de losas aligeradas y la distribución de vigas principales en un edificio se planteó la posible ubicación de las vigas principales y secundarias, las cuales formaron pórticos resistentes a momentos y fuerzas cortantes y en predimensionamiento que realizó se determinó sus dimensiones .

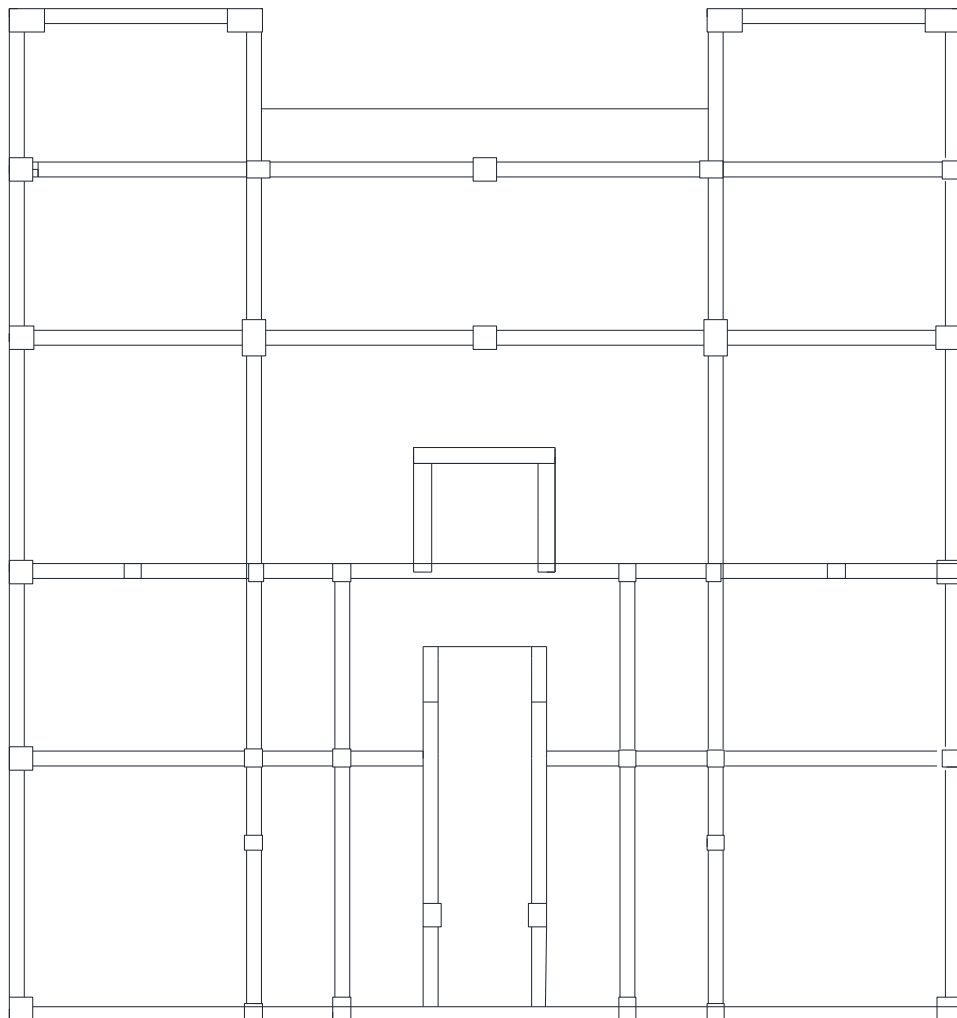


Figura 36 Plano preliminar de vigas

Fuente: Elaboración propia.

5.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.4.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las vigas son los elementos que reciben la carga de los aligerados, losas macizas y tabiques del edificio para transmitir las a las columnas y muros; además, conforman los pórticos que aportan rigidez al edificio.

Por recomendaciones prácticas, el peralte debe estar en el orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre. La norma E.060 indica que, para aquellas vigas que formen pórticos con responsabilidad sísmica, no debemos considerar dimensiones menores a 25 cm. En ese sentido se escoge 1/11.55 de la luz total.

Tabla 54 Predimensionamiento de vigas principales

DESCRIPCIÓN	LONGITUD	PERALTE	BASE	SECCIÓN
V101	4.000	0.346	0.17	0.35x0.25
V102	4.000	0.346	0.17	0.35x0.25
V103	4.000	0.346	0.17	0.35x0.25
V104	4.075	0.353	0.18	0.35x0.25
V105	4.075	0.353	0.18	0.35x0.25
V106	4.880	0.423	0.21	0.45x0.25
V107	1.780	0.154	0.08	0.25x0.25
V108	1.780	0.154	0.08	0.25x0.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 55 Predimensionamiento de vigas secundarias

DESCRIPCIÓN	LONGITUD	PERALTE	BASE	SECCIÓN
V110	4.00	0.31	0.15	0.30x0.25
V111	3.98	0.31	0.15	0.30x0.25
V112	4.30	0.33	0.17	0.30x0.25
V113	4.48	0.34	0.17	0.30x0.25
V114	2.85	0.22	0.11	0.25x0.25

Fuente: Elaboración propia.

5.4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Son elementos verticales que transmiten las cargas de gravedad a la cimentación y que, junto con las vigas, conforman los pórticos que aportan rigidez al edificio.

En la doctrina referida al predimensionamiento se encontramos a Leon Jorge (2010) el cual indica las siguientes recomendaciones para el predimensionamiento de la sección transversal (pág. 18).

- a) La relación Ancho/Peralte debe ser mayor o igual a 0.4, para mantener el elemento lejos de la condición de esbeltez y los momentos de segundo orden.
- b) No tendrá lados menores a 0.25 m.
- c) Para columnas con cargas axiales en servicio menores a 200 T, buscar un área entre 1500 a 2000 cm².

Se puede recurrir además al método japonés de diseño de columnas según Morales (2008) para fines de predimensionamiento que tiene como formula :

$$\text{Área de Columna} = \frac{K P g}{n f'c}$$

K :Factor que depende del tipo de columna

F'c : Resistencia del concreto

N :Factor que depende del tipo de columna

Pg :Peso de la edificación

Para las columnas ubicadas dentro de pórticos principales y secundarios K=1.25 Y n=0.25 ,para las columnas ubicadas en pórticos principales y en una posición interior K=1.10 y n=0.30 finalmente para columnas ubicadas en esquina K=1.5 y n=0.20

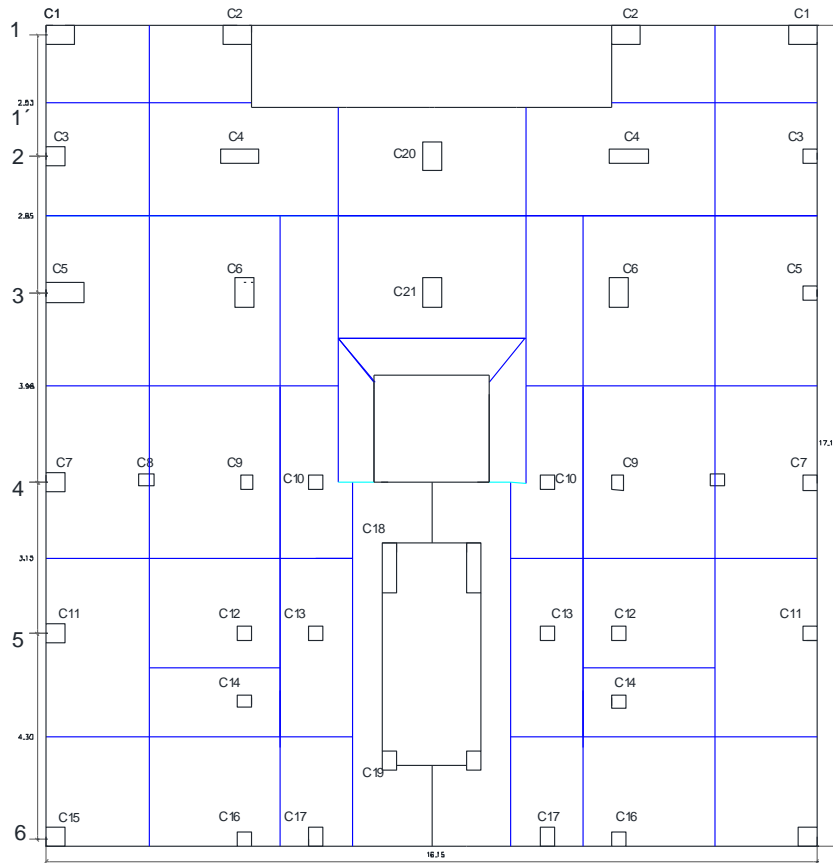


Figura 37 Áreas tributarias sobre columnas

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56 Metrado de pesos sobre columna.

COLUMNA	ÁREA	K	n	AREA DE LA COLUMNA	LADO COLUMNA	LADO ASUMIDO	LONGITUD	DIMENSIONES INICIALES
C1	3.03	1.50	0.20	476.1	21.8	30	16	30x20
C2	3.03	1.50	0.20	476.1	21.8	30	16	30x20
C3	5.88	1.25	0.25	616.0	24.8	30	21	30x30
C4	10.28	1.10	0.30	789.8	28.1	30	26	30x30
C5	7.33	1.25	0.25	767.9	27.7	30	26	30x30
C6	13.52	1.10	0.30	1038.7	32.2	30	35	30x35
C7	7.65	1.25	0.25	801.4	28.3	30	27	30x30
C8	5.38	1.10	0.30	413.3	20.3	30	14	30x15
C9	4.4	1.10	0.30	338.0	18.4	15	23	30x15
C10	4.79	1.10	0.30	368.0	19.2	30	12	30x25
C11	8.08	1.25	0.25	846.5	29.1	30	28	30x30
C12	6.32	1.10	0.30	485.5	22.0	30	16	30x30
C13	5.65	1.10	0.30	434.1	20.8	30	14	30x25
C14	3.91	1.10	0.30	300.4	17.3	25	12	25x15
C15	4.94	1.50	0.20	776.3	27.9	30	26	30x30
C16	6.25	1.25	0.25	654.8	25.6	30	21.8	30x30
C17	3.49	1.25	0.25	365.6	19.1	30	12	30x25
C18	3.3	1.10	0.30	253.5	15.9	30	8	30x20
C19	4.55	1.10	0.30	349.6	18.7	25	14	25x20
C20	9.61	1.10	0.30	738.3	27.2	30	25	30x30
C21	9.42	1.10	0.30	723.7	26.9	30	24	30x30

Fuente: Elaboración propia.

5.4.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA

El predimensionamiento de las losas se llevó a cabo según las luces que se presentan en el casco planteado. El Predimensionamiento para losas aligeradas está regido por la relación Longitud entre ejes dividido entre 25

Tabla 57 Predimensionamiento de losa según dimensiones

NIVEL	DESCRIPCIÓN	PAÑO	LUZ	ANCHO	h(cm)	¿K<1.4?
Primer piso al Quinto piso	COCINA	P101	2.625	4.00	0.105	0.66
	SERVICIO Y BAÑO	P102	2.85	4.00	0.114	0.71
	DORMITORIO	P103	3.975	4.00	0.159	0.99
	DORMITORIO Y BAÑO	P104	3.15	4.00	0.126	0.79
	DORMITORIO	P105	4.3	4.00	0.172	1.08
	COMEDOR	P106	3.8	3.93	0.152	0.97
	SALA	P107	3.98	3.93	0.159	1.01
	CORREDOR GRANDE	P108	4.3	3.30	0.172	1.30
	CORREDOR PEQUEÑO	P109	1.33	4.85	0.053	0.27
	CORREDOR MEDIANO	P110	1.67	4.85	0.067	0.34

Se usara un espesor de : h= 20cm

Fuente: Elaboración propia

5.4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA

Datos de diseño

S/C= 200
 fc= 210
 fy= 4200

Diseño del primer tramo :

$t=L/20$

a) ancho de paso (p)

$P(mínimo)= 25 \text{ cm}$

b) Altura de contrapaso

$c=h/n= 0.17$

$cp= 0.18 \text{ cm}$

c) Espesor de la losa

$e=L/20= 13.25$

$e=L/25= 10.6$

$e= 0.14 \text{ cm}$

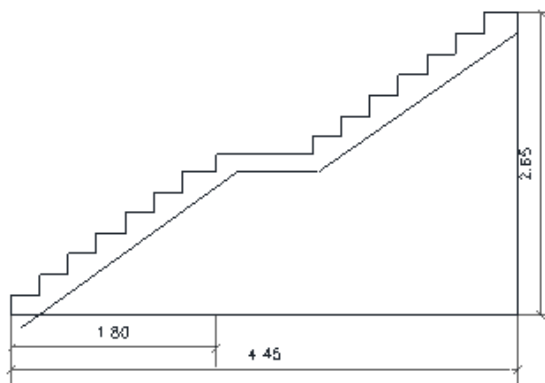


Figura 38 Predimensionamiento de escalera

Fuente: Elaboración propia

5.4.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS .

Las placas que se ubican el proyecto se encuentran en la zona adyacente al ascensor y inicialmente se colocan de dimensiones de 30 cm y la longitud depende inicialmente de las dimensiones del ascensor y escalera, en ese sentido posteriormente en el análisis estructural se dimensionara adecuadamente estas placas .

Placa de ascensor en sentido X: 2.40 m x0.30m, placas de ascensor en sentido

Y: 1.85 m x0.30m

5.5. METRADO DE ELEMENTOS

5.5.1.METRADO DE LOSAS ALIGERADAS

Se realiza el metrado para 3 losas aligeradas como se muestra, estas tienen un espesor de 20 cm y están armadas en la dirección “Y”

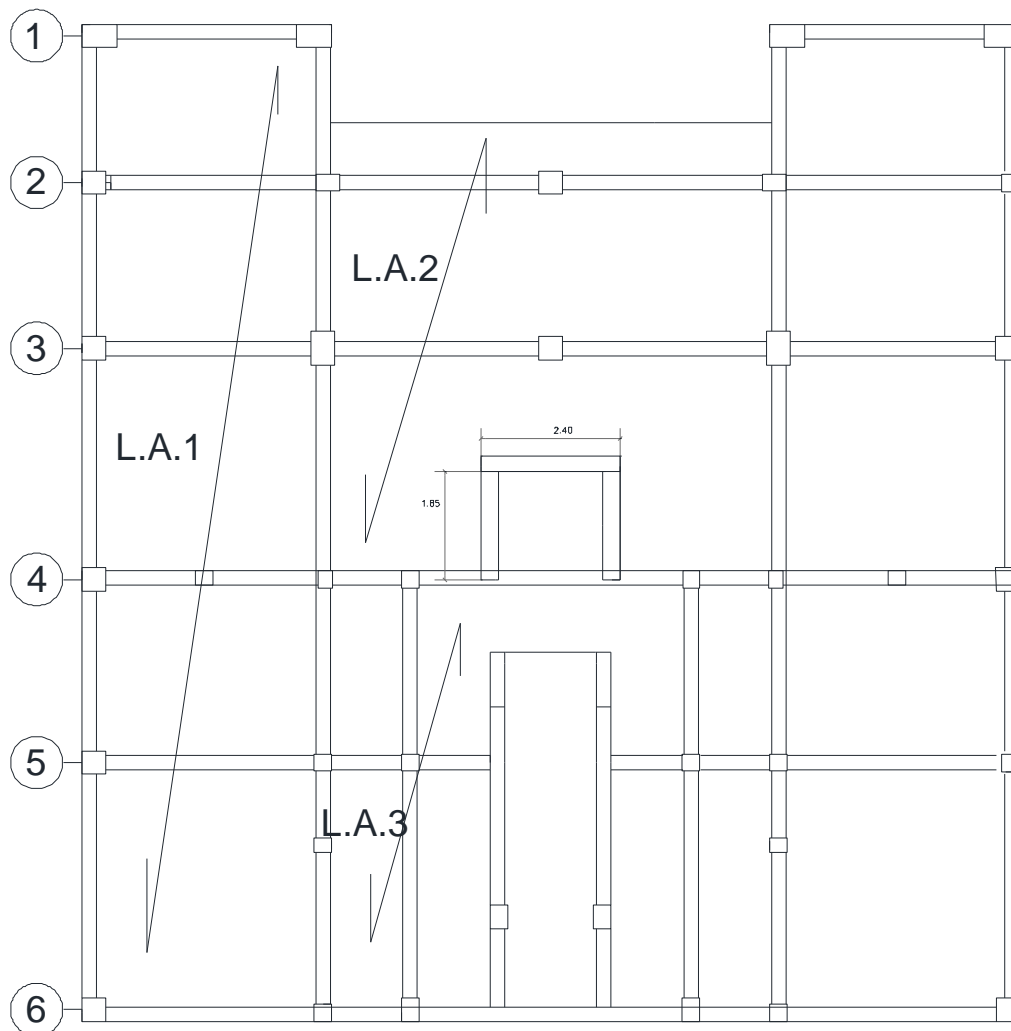


Figura 39 Plano de losas aligeradas para metrado

Fuente: Elaboración propia

A continuación se presenta el metrado de cargas para el diseño de losas aligeradas

Tabla 58 Metrado de cargas en losa I

DESCRIPCIÓN DE CARGAS	Und	Tramo 1-2	Tramo 2-3	Tramo 3-4	Tramo 4-5	Tramo 5-6
1.Peso propio de Losa aligerada P.u losa x B	kg/m	300	300	300	300	300
2.Peso propio de piso terminado P.u piso x B	kg/m	100	100	100	100	100
3.Peso tabiquería equivalente P.u muro xh	kg/m	150	150	150	150	150
4.Sobre carga S/CxB=	kg/m	200	200	200	200	200
CARGA MUERTA	kg/m	550	550	550	550	550
CARGA VIVA	kg/m	200	200	200	200	200
CARGAS PARA UNA VIGUETA						
WD=0.4WD Franja	kg/m	220	220	220	220	220
WL=0.4WD Franja	kg/m	80	80	80	80	80

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59 Metrado de cargas en losa II

DESCRIPCIÓN DE CARGAS	Und	Vol-1	Tramo 1-2	Tramo 2-3	Tramo 3-4
1.Peso propio de Losa aligerada P.u losa x B	kg/m	300	300	300	300
2.Peso propio de piso terminado P.u piso x B	kg/m	100	100	100	100
3.Peso tabiquería equivalente P.u muro xh	kg/m	150	150	150	150
4.Sobre carga S/CxB=	kg/m	200	200	200	200
CARGA MUERTA	kg/m	550	550	550	550
CARGA VIVA	kg/m	200	200	200	200
CARGAS PARA UNA VIGUETA					
WD=0.4WD Franja	kg/m	220	220	220	220
WL=0.4WD Franja	kg/m	80	80	80	80

Fuente: Elaboración propia

Tabla 60 Metrado de cargas en losa III

DESCRIPCIÓN DE CARGAS	Und	Tramo 3-4	Tramo 4-5	Tramo 5-6
1.Peso propio de Losa aligerada P.u losa x B	kg/m	300	300	300
2.Peso propio de piso terminado P.u piso x B	kg/m	100	100	100
3.Peso tabiqueria equivalente P.u muro xh	kg/m	150	150	150
4.Sobre carga S/CxB=	kg/m	200	200	200
<i>CARGA MUERTA</i>	<i>kg/m</i>	<i>550</i>	<i>550</i>	<i>550</i>
<i>CARGA VIVA</i>	<i>kg/m</i>	<i>200</i>	<i>200</i>	<i>200</i>
CARGAS PARA UNA VIGUETA				
<i>WD=0.4WD Franja</i>	<i>kg/m</i>	<i>220</i>	<i>220</i>	<i>220</i>
<i>WL=0.4WD Franja</i>	<i>kg/m</i>	<i>80</i>	<i>80</i>	<i>80</i>

Fuente: Elaboración propia

Estos resultados obtenidos se cargaran de manera independiente del modelo en el Programa ETABS 2015 para su diseño, como una viga continua que soporta este peso tributario para el diseño estructural del aligerado.

Se muestra solo tres paños debido a que el edificio es simétrico en su arquitectura.

5.5.2.METRADO DE VIGAS

El Metrado de estos elementos consideran el peso aportado por la losa aligerada, el peso por muro longitudinal y sobre carga, el peso propio no se metra porque en el modelamiento se incluye el peso por defecto.

Como el edificio tiene como una característica la simetría respecto al eje “Y”, en ese sentido en algunas vigas se muestra la izquierda del plano .

Metrado de cargas para la viga VP-1

Tabla 61 Metrado de viga VP-1

DESCRIPCION DE CARGAS	Und	Tramo AC	Eje C
1.Peso de muro longitudinal P.u muro xh h= 2.30	kg/m	667	-
2.Peso de muro transversal P.u.muro x h x B= h= 2.35	kg/m	-	654.2
3.Sobre carga S/CxB=	kg/m	272	-

CARGA MUERTA DISTRIBUIDA	667
CARGA PUNTUAL	654.2
CARGA VIVA DISTRIBUIDA TIPICO	272
CARGA M CORT	1421

Fuente: Elaboración propia

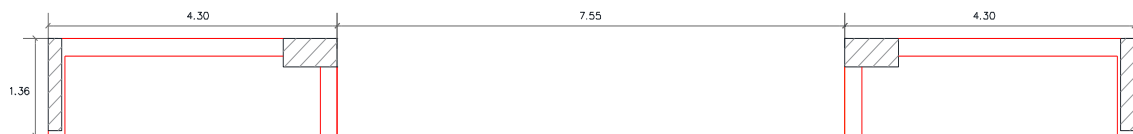


Figura 40 Área tributaria de la viga VP 1

Fuente: Elaboración propia

Metrado de cargas para la viga VP-1

Tabla 62 Metrado de viga VP-2

		Tramo AB	Tramo BC	Tramo CD	Tramo DE	Tramo EF	Tramo FG	Tramo GH	Tramo HI
1.Peso de muro longitudinal P.u muro xh h= 2.30 h=0.85	kg/m	Dis=1.4y 0.6m 667	Dist=2.0,1.75 667	667	246.5	246.5	667	Dist=2.15,1.75 667	Dis=1.4 y 0.66m 667
2.Peso de muro transversal P.u.muro x h x B= h= 2.35	kg/m	960.19	H= 2.65,H=4.15 248.675 238.525 524.755	0	0	0	H= 2.65,H=4.15 248.675 238.525 524.755	960.19	
3.Sobre carga S/CxB= 200xB	kg/m	548	548	548	548	548	548	548	

Fuente: Elaboración propia

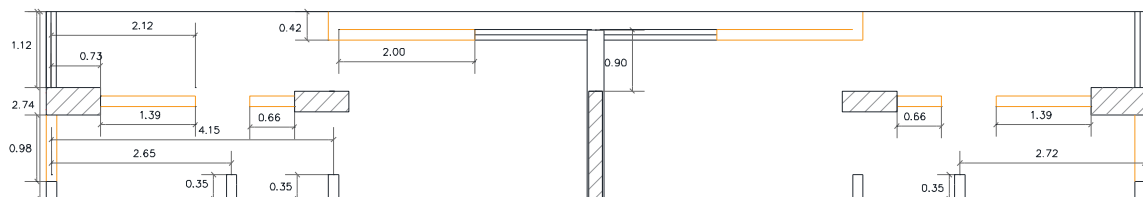


Figura 41 Área tributaria de viga principal 2

Fuente: Elaboración propia

Metrado de cargas para la viga VP-3

Tabla 63 Área tributaria de viga principal VP 3

DESCRIPCION DE CARGAS	Und	Tramo AB	Tramo BC	Tramo CD	Tramo DE	Tramo EF	Tramo FG	Tramo GH	Tramo HI
1.Peso de muro longitudinal									
P.u muro xh	0.85 kg/m	667	0	0	0	0	0	0	667
h= 2.30	0.85								
2.Peso de muro transversal		H=2.62			en E				H=2.62
P.u.muro x h x B=	kg	920.03	0	0	1731.01	0	0	0	920.03
h= 2.35	kg	670.48							670.48
	kg	1649.23							1649.23
3.Sobre carga									
S/CxB=	kg/m	682	682	682	682	682	682	682	682
200xB									

Carga muerta Kg/ml 667 0 0 0 0 0 0 0 667
Carga viva Kg según plano
Carga viva Kg/ml 682 682 682 682 682 682 682 682 682
 CARGA MCORT 2241

observación: en el eje A y ultimo simetrico existe una carga puntal igual a 670.48
 en el eje C y ultimo simetrico existe una carga puntal igual a 1649.23
 en el eje E existe una carga puntal igual a 1731.01

Fuente: Elaboración propia

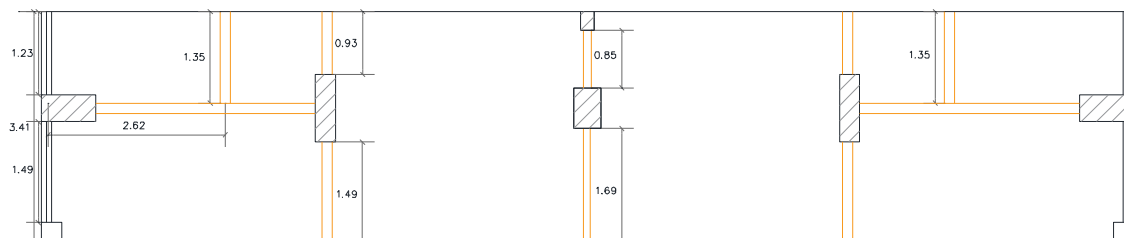


Figura 42 Área tributaria de viga principal 3

Fuente: Elaboración propia

Metrado de cargas para la viga VP-4

Tabla 64 Metrado de viga VP-4

DESCRIPCION DE CARGAS	Und	Tramo AB	Tramo BC	Tramo CD	Tramo DE	Tramo EF	Tramo FG	Tramo GH	Tramo HI
1.Peso de muro longitudinal									
P.u muro xh	kg/m	1334	0	0	0	0	0	0	1334
2.30	kg/m	667							667
2.Peso de muro transversal			en C					en G	
P.u.muro x h x B=	kg/m	374.825	1253.96	770.095	0	0	770.095	1253.96	374.825
2.35		1183.2							1183.2
3.Sobre carga									
S/CxB=	kg/m	712	712	712	712	712	712	712	712
200xB									
150xB		534	534	534	534	534	534	534	534

CARGA MUERTA 1334 0 0 0 0 0 0 0 1334
 CARGA PUNTUAL 374.825 1183.2 ok
 CARGA VIVA 712 712 712 712 712 712 712 712
 CARGA MCORT 2968
 observación: en el eje A y ultimo simetrico existe una carga puntal igual a 1183.2 ok
 en el eje C y ultimo simetrico existe una carga puntal igual a 1253.96 ok

Fuente: Elaboración propia

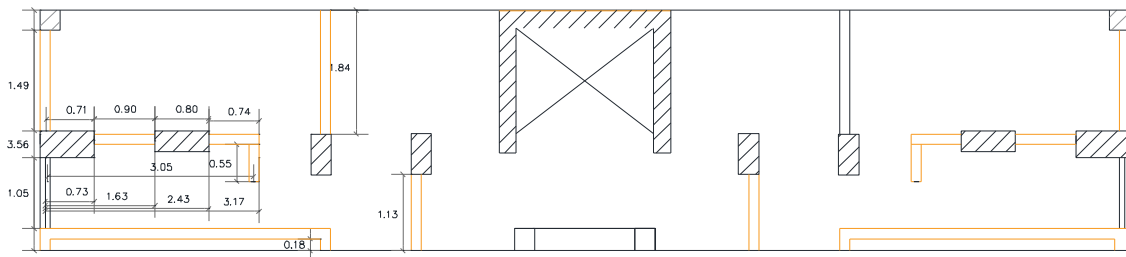


Figura 43 Área tributaria de la viga VP 4

Fuente: Elaboración propia

Metrado de cargas para la viga VP-5

Tabla 65 Metrado de viga VP-5

DESCRIPCION DE CARGAS	Und	Tramo AB	Tramo BC	Tramo CD	Tramo DE	Tramo EF	Tramo FG	Tramo GH	Tramo HI
1.Peso de muro longitudinal									
P.u muro xh	kg/m	667	0	0	0	0	0	0	667
h= 2.3									
2.Peso de muro transversal		H=0	H=4.3					H=4.3	H=0
P.u.muro x h x B=	kg/m	940.615	872.32	1874	1874	0	1874	1874	940.615
h= 2.35									0
3.Sobre carga									
S/CxB=	kg/m	670	670	670	670	670	670	670	670
200xB		502.5	502.5	502.5	502.5	502.5	502.5	502.5	502.5

CARGA MUERTA 667 667 0 0 0 0 0 667 667
 CARGA PUNTUAL 940.6 872.32 1874.125 1874.125 0 1874.125 1874.125 940.615
 CARGA VIVA 670 670 670 670 670 670 670 670

Fuente: Elaboración propia

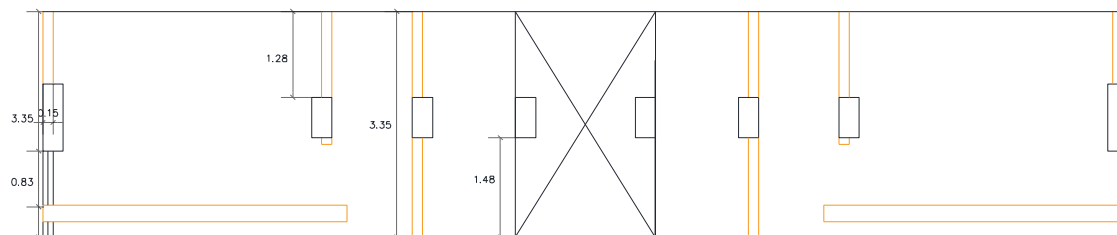


Figura 44 Área tributaria de viga principal 5

Fuente: Elaboración propia

Metrado de cargas para la viga VP-6

Tabla 66 Metrado de viga VP-6

DESCRIPCION DE CARGAS	Und	Tramo AB	Tramo BC	Tramo CD	Tramo DE	Tramo EF	Tramo FG	Tramo GH	Tramo HI
1.Peso de muro longitudinal P. u muro x h 2.2 0.85	kg/m	638	246.5	638	246.5	246.5	638	246.5	638
2.Peso de muro transversal P. u. muro x h x B=	kg/m	315.52	En C 1281	En D 307	0	0	En F 307	En G 1281	315.52
3.Sobre carga S/CxBT= 200xB S/CxBAZ= 150xB	kg/m kg/m	536 402	536 402	536 402	536 402	536 402	536 402	536 402	536 402
CARGA MUERTA		638	246.5	638	246.5	246.5	638	246.5	638
CARGA PUNTUAL		315.52	1281.22	306.675	0	0	306.675	1281.22	315.52
CARGA VIVA		536	536	536	536	536	536	536	536

Fuente: Elaboración propia

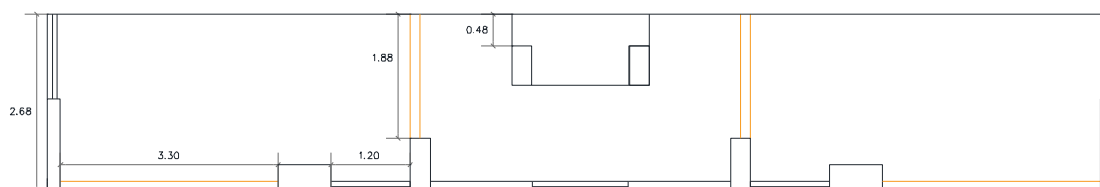


Figura 45 Área tributaria de viga principal 6

Fuente: Elaboración propia

5.5.3.METRADO DE VIGAS SECUNDARIAS

Para este Metrado si se considera la contribución de un metro de longitud del área tributaria.

Tabla 67 Metrado de viga secundaria 1

DESCRIPCION DE CARGAS	Und	Tramo 65	Tramo 54	Tramo 43	Tramo 32	Tramo21
1.Peso propio de Losa aligerada P.u losa x B	kg/m	300	300	300	300	300
2.Peso propio de viga P.e.concretoxbxh 0.25 0.3	kg/m	180	180	180	180	180
3.Peso propio de piso terminado P.u piso x B	kg/m	100	100	100	100	100
3.Peso de muro longitudinal P.u muro xh h= 2.35	kg/m	246.5	246.5	1128 246.5	1128 246.5	246.5
5.Sobre carga S/CxB= 200xB	kg/m	456	456	456	456	456

CARGA MUERTA TIPICO	646.5	646.5	1528	1528	400
CARGA MUERTA AZOTEA	646.5	646.5	646.5	646.5	646.5
CARGA VIVA	456	456	456	456	456

Fuente: Elaboración propia

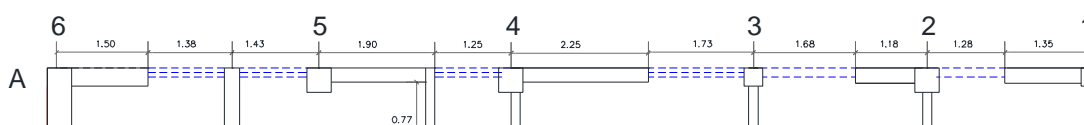


Figura 46 Área tributaria de viga secundaria 1

Fuente: Elaboración propia

Tabla 68 Metrado viga secundaria 2

DESCRIPCION DE CARGAS	Und	Tramo 65	Tramo 54	Tramo 43	Tramo 32	Tramo21
1.Peso propio de Losa aligerada P.u losa x B	kg/m	300	300	300	300	300
2.Peso propio de viga P.e.concretoxbxh 0.25 0.3	kg/m	180	180	180	180	180
3.Peso propio de piso terminado P.u piso x B h= 2.35	kg/m	100	100	100	100	100
4.Peso de muro longitudinal P.u muro xh	kg/m	681.5	681.5	681.5	681.5	681.5
5.Peso de muro transversal P.u.muro x h x B=	kg/m	564.0	340.8	0.0	0.0	0.0
6.Sobre carga S/CxB= 200xB	kg/m	456	456	456	456	456

Fuente: Elaboración propia

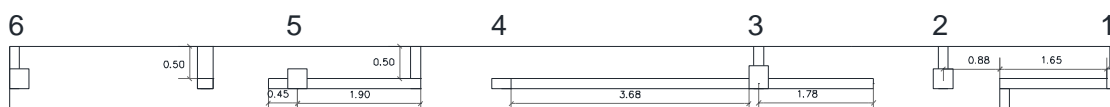


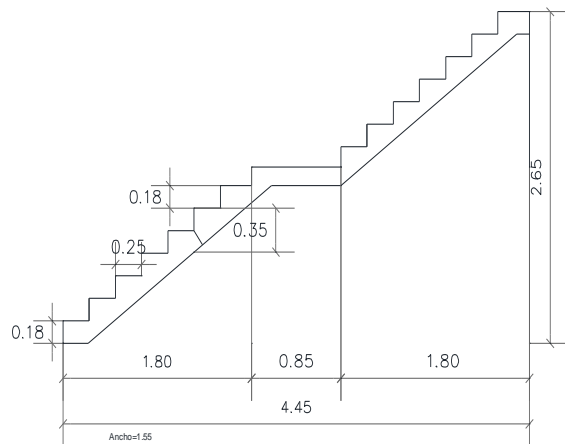
Figura 47 Área tributaria de viga secundaria 2

Fuente: Elaboración propia

5.5.4.METRADO DE ESCALERA

DISEÑO DE ESCALERA

a) Ancho de paso (p)	
$P(\text{mínimo})$	25 cm
b) Altura de contrapaso	
$c=h/n=$	0.177 $c=18\text{cm}$
c) Espesor de la losa	
$e=L/20=$	13.5
$e=L/25=$	10.8
e=	13 cm
d) Espesor promedio	
$Tp=e'+C/2$	
$e'=\text{esec}B=$	9.36
tp=	18.36 cm



METRADO DE CARGAS

Pasos(p)=	0.25m	Espesor de descanso=	0.15m
contrapasos(cp)=	0.18m	Ancho=	1.20m
garganta(t)=	0.12m	Espesor=	0.12m
		Yconcreto=	2400 kgf/m3

TRAMO RECTO	
Ppropio	360 Kg/m
Pacabados	60 Kg/m
	420 Kg/m
Carga Viva=	500 Kg/m
Carga Ultima=	1438 Kg/m

TRAMO INCLINADO	
Carga muerta	
wpp=	0.57 Kg/m
Ppropio l=	570.88 Kg/m
Pacabados=	60.00 Kg/m
	630.88 Kg/m
Carga viva	
s/c viviendas=	500.00 Kg/m
Carga ultima=	1733.24 Kg/m

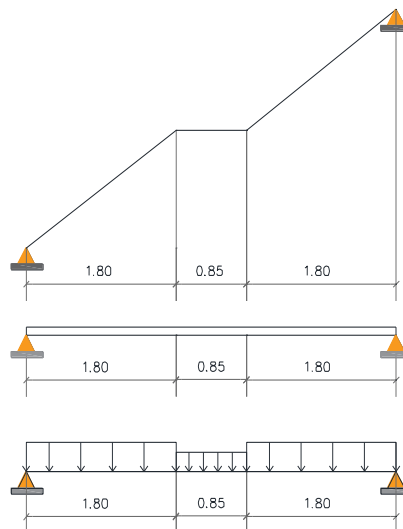


Figura 48 Base de datos de diseño escalera

Fuente: Elaboración propia

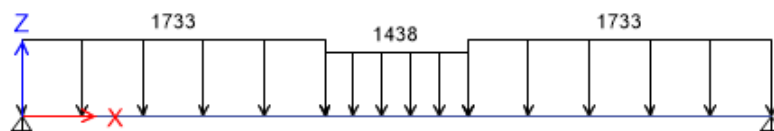


Figura 49 Cargas en escalera.

Fuente: Elaboración propia.

5.5.5.METRADO DE PESO PARA ZAPATAS

El siguiente cuadro contiene los pesos que transmite cada columna a la zapata y serán usados para el dimensionamiento y diseño de las zapatas.

METRADO POR METRO CUADRADO	
Peso de losa aligerada =	300 Kg/m ²
Peso de piso Terminado =	100 Kg/m ²
Tabiquería equivalente =	120 Kg/m ²
Peso de viga =	100 Kg/m ²
Peso propio de columna =	80 Kg/m ²
PESO TOTAL	700 Kg/m²



COLUMNA	AREA TRIBUTARIA	WD (Tn)	WL(Tn)
C1	3.50	12.3	3.2
C2	3.64	12.7	3.3
C3	4.11	14.4	3.7
C4	11.52	40.3	10.4
C5	4.38	15.3	3.9
C6	15.30	53.6	13.8
C7	2.96	10.4	2.7
C8	6.04	21.1	5.4
C9	5.62	19.7	5.1
C10	4.99	17.5	4.5
C11	8.08	28.3	7.3
C12	9.64	33.7	8.7
C13	5.29	18.5	4.8
C14	3.90	13.7	3.5
C15	5.75	20.1	5.2
C16	7.36	25.8	6.6
C17	4.05	14.2	3.6
C18	3.07	10.7	2.8
C19	4.05	14.2	3.6
C20	11.90	41.7	10.7
C21	5.95	20.8	5.4

Figura 50 Carga muerta y viva en cada columna

Fuente: Elaboración propia

**5.5.6.METRADO DE CARGAS PARA CÁLCULO DE FUERZA
CORTANTE**

Tabla 69 Metrado de cargas aportadas por columnas

PESO DE COLUMNAS

Descripción	A	L	VECES	LONGITUD	CARGA MUERTA				
					1	2	3	4	5
Placa de	0.20	1.40	2	2.45	3292.8	3292.8	3292.8	3292.8	1646.4
Columnas de	0.40	0.80	10	2.45	18816	18816	18816	18816	9408
Columnas de	0.30	0.80	4	2.45	5644.8	5644.8	5644.8	5644.8	2822.4
Columnas de	0.30	1.00	2	2.45	3528	3528	3528	3528	1764
Columnas de	0.30	0.60	10	2.45	10584	10584	10584	10584	5292
Columnas de	0.40	0.80	10	2.45	18816	18816	18816	18816	9408
Columnas de	0.30	1.00	2	2.45	3528	3528	3528	3528	1764
Placa de	0.20	1.85	1	2.45	2175.6	2175.6	2175.6	2175.6	1087.8
Columnas de	0.20	1.30	2	2.45	3057.6	3057.6	3057.6	3057.6	1528.8
Columnas de	0.40	0.60	1	2.45	1411.2	1411.2	1411.2	1411.2	705.6
Columnas de	0.30	0.40	2	2.45	1411.2	1411.2	1411.2	1411.2	705.6
Columnas de	0.30	0.30	6	2.45	3175.2	3175.2	3175.2	3175.2	1587.6
					75440	75440	75440	75440	37720.2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 70 Metrado de cargas aportadas por vigas

PESO DE VIGAS

PRINCIPALES

Descripción	Longitud	Peralte	Base	PISOS	CARGA MUERTA				
					1	2	3	4	5
V101	3.30	0.35	0.25	TODOS	693	693	693	693	693
V102	6.38	0.35	0.25	TODOS	1339.8	1339.8	1339.8	1339.8	1339.8
V103	6.78	0.35	0.25	TODOS	1423.8	1423.8	1423.8	1423.8	1423.8
V104	9.22	0.35	0.25	TODOS	1936.2	1936.2	1936.2	1936.2	1936.2
V105	12.26	0.35	0.25	TODOS	2574.6	2574.6	2574.6	2574.6	2574.6
V106	13.55	0.45	0.25	TODOS	3658.5	3658.5	3658.5	3658.5	3658.5
V107	1.48	0.25	0.25	TODOS	222.00	222.0	222.0	222.0	222.0
V108	1.48	0.25	0.25	TODOS	222.0	222.0	222.0	222.0	222.0
					12070	12070	12070	12070	12069.9

SECUNDARIAS

Descripción	Longitud	PERALTE	BASE	PISOS	CARGA MUERTA kg				
					1	2	3	4	5
V110	14.35	0.30	0.25	TODOS	5166	5166	5166	5166	5166
V111	13.85	0.30	0.25	TODOS	4986	4986	4986	4986	4986
V112	5.55	0.30	0.25	TODOS	1998	1998	1998	1998	1998
V113	2.96	0.30	0.25	TODOS	1065.6	1065.6	1065.6	1065.6	1065.6
V114	3.65	0.30	0.25	TODOS	657	657	657	657	657
V116 CHA	7.30	0.20	0.25	TODOS	876	876	876	876	876
					14749	14749	14749	14749	14748.6

Fuente: Elaboración propia

Tabla 71 Metrado de cargas aportadas por Losa, escalera y muros

PESO DE LOSA			CARGA MUERTA kg				
Área total de losa=	264.1	peso propio =300kg/m2	1	2	3	4	5
Área abierta 1 =	12.81	acabados =100kg/m2					
Área abierta 2 =	4						
Área abierta 3 =	6.81	Peso =area x peso por m2	96096	96096	96096	96096	96096
Área abierta 3 =	0.24						
Área de losa = Área total -suma de area abiertas=	240.24						

PESO DE ESCALERA	CARGA MUERTA kg				
El peso de escalera se cálculo en el diseño de escalera	1	2	3	4	5
	5192	5192	5192	5192	2596.23

PESO MURO DE ESCALERA 5 PISO	Peso =(e)x(h)x(L)x(Pe)	4937.25
Muro en el ultimo nivel de la escalera		5100

Fuente: Elaboración propia

Tabla 72 Metrado de cargas aportadas por muros

Ubicación	Longitud	Aspersor	Altura	Peso por m2	CARGA MUERTA kg				
					1	2	3	4	5
EJE 1									0.85
	3.3	0.13	2.30	290 kg/m2	4402	4402.2	4402.2	4402.2	1626.9
ENTRE 1 Y 2									
	1.28	0.13	2.30	290 kg/m2	1708	1707.5	1707.5	1707.5	631.04
	1.23	0.13	0.85	290 kg/m2	606	606.39	606.39	606.39	606.39
	2.15	0.13	2.35	290 kg/m2	2930	2930.5	2930.5	2930.5	1059.95
EJE 2									
	1.73	0.13	0.85	290 kg/m2	853	852.89	852.89	852.89	852.89
ENTRE 2 Y 3									
	2.05	0.13	2.30	290 kg/m2	2735	2734.7	2734.7	2734.7	1010.65
EJE 3									
	4.25	0.13	2.45	290 kg/m2	6039	6039.3	6039.3	6039.3	0
	1	0.23	2.35	290 kg/m2	1363	1363	1363	1363	493
ENTRE 3 Y 4									
	3.55	0.13	2.30	290 kg/m2	4736	4735.7	4735.7	4735.7	0
	3.63	0.13	2.45	290 kg/m2	5158	5158.2	5158.2	5158.2	0
EJE 4									
	2.05	0.23	2.35	480 kg/m2	4625	4624.8	4624.8	4624.8	1010.65
	1.53		0.85	290 kg/m2	754	754.29	754.29	754.29	754.29
ENTRE 4 Y 5									
	2.75	0.13	2.30	290 kg/m2	3669	3668.5	3668.5	3668.5	0
	5.9	0.13	2.45	290 kg/m2	8384	8383.9	8383.9	8383.9	0
	1.55	0.23	2.45	290 kg/m2	2203	2202.6	2202.6	2202.6	764.15
ENTRE 5 Y 6									
	1.1	0.13	0.85	290 kg/m2	542	542.3	542.3	542.3	542.3
	2.85	0.13	2.35	290 kg/m2	3885	3884.6	3884.6	3884.6	0
	1.35	0.23	2.35	290 kg/m2	1840	1840.1	1840.1	1840.1	665.55
	2.5	0.13	2.45	290 kg/m2	3553	3552.5	3552.5	3552.5	1232.5
EJE 6									
	4.3	0.13	2.45	290 kg/m2	6110	6110.3	6110.3	6110.3	0
	4	0.13	2.35	290 kg/m2	5452	5452	5452	5452	0
EJE MEDIO									
	4.25	0.23	2.35	290 kg/m2	5793	5792.8	5792.8	5792.8	4437
EJE 6									
	5.45	0.13	2.45	290 kg/m2	7744	7744.5	7744.5	7744.5	2686.85
EJE MEDIO									
	1.95	0.13	2.45	290 kg/m2	2771	2771	2771	2771	961.35
EJE MEDIO									
	4.83	0.13	2.35	290 kg/m2	6583.3	6583.3	6583.3	6583.3	
					94438	94438	94438	94438	66554.2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73 Metrado de cargas sobre placas, carga viva y resumen de metrado

PESO PLACAS				CARGA MUERTA kg				
PESO CASCO DE ASCENSOR				1	2	3	4	5
Placa X	2.55	Altura =	2.65 m	2987	2987	2987	2987	1493.52
Placa Y	1.8			6350.4	6350.4	6350.4	6350.4	3175.2
				9337.4	9337.4	9337.4	9337.4	4668.72

CARGA VIVA			CARGA VIVA kg				
			1	2	3	4	5
Área de losa	240.2 m ²						
Sobre carga piso típico	200.0 kg/m ²		48048	48048	48048	48048	18018
Sobre carga piso azotea	150.0 kg/m ²						
			1379.5	1379.5	1379.5	1379.5	689.75

PESO POR NIVEL					
	1	2	3	4	5
	315.52	320.71	320.71	320.71	249.685
PESO TOTAL	1527.35				

Fuente: Elaboración propia

Finalmente se obtiene un peso total de la edificación en toneladas, este parámetro será usado para calcular la fuerza sísmica por piso con los parámetros indicados en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

5.5.7. CASOS DE CARGA

Para el análisis estático de carga se considera las siguientes combinaciones de carga indicadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones E-060 Y E030.

Tabla 74 Tipos de combinaciones de carga

1.4D+1.7L	COMB 1	1.4D+1.7L1
	COMB 2	1.4D+1.7L2
	COMB 3	1.4D+1.7L3
	COMB 4	1.25D+1.25L1-SX
	COMB 5	1.25D+1.25L1+SX
	COMB 6	1.25D+1.25L1-SY

1.25D+1.25L+/-S	COMB 7	1.25D+1.25L1+SY
	COMB 8	1.25D+1.25L2-SX
	COMB 9	1.25D+1.25L2-SX
	COMB 10	1.25D+1.25L2+SY
	COMB 11	1.25D+1.25L2-SY
	COMB 12	1.25D+1.25L3-SX
	COMB 13	1.25D+1.25L3-SX
	COMB 14	1.25D+1.25L3+SY
	COMB 15	1.25D+1.25L3-SY
0.9D+/-S	COMB 16	0.9D+SX
	COMB 17	0.9D-SX
	COMB 18	0.9D+SY
	COMB 19	0.9D-SX

Fuente: Elaboración propia

5.5.8. MODELO ESTRUCTURAL PRELIMINAR

Inicialmente con los datos de predimensionamiento de vigas, columnas, placas, losas, metrado de cargas y consideraciones estructurales se obtiene este modelo,

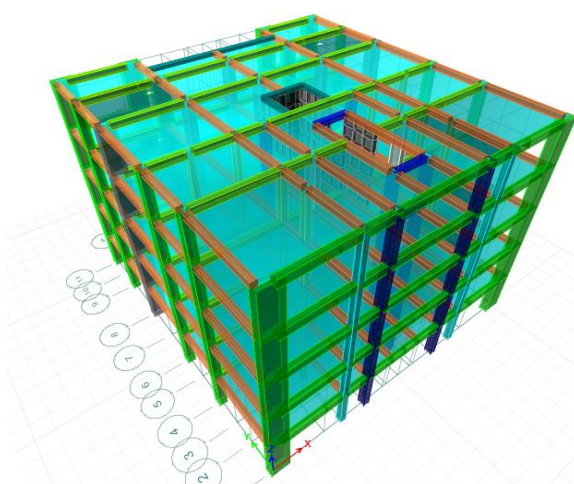


Figura 51 Modelo en programa ETABS

Fuente: Elaboración propia

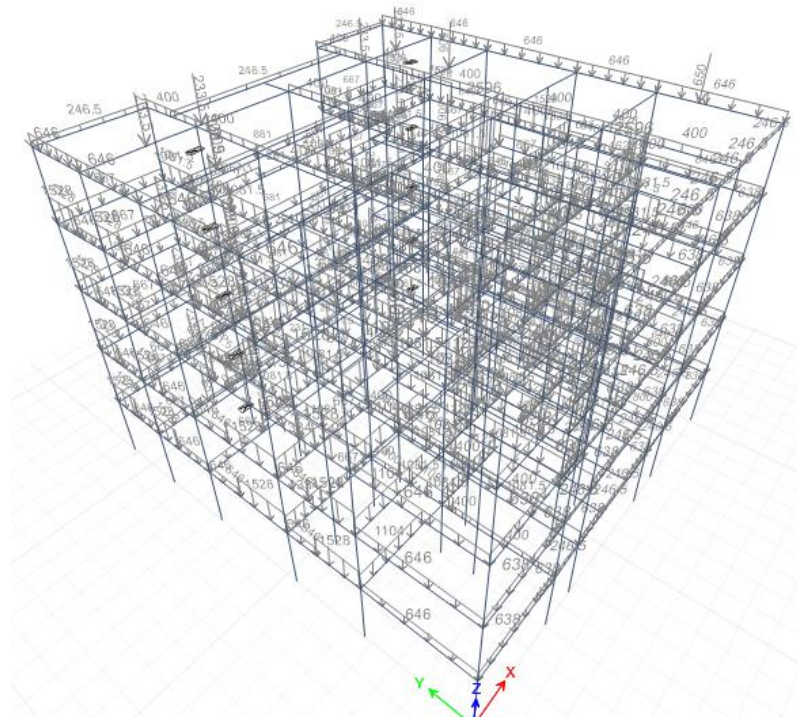


Figura 52 Carga muerta

Fuente: Elaboración propia

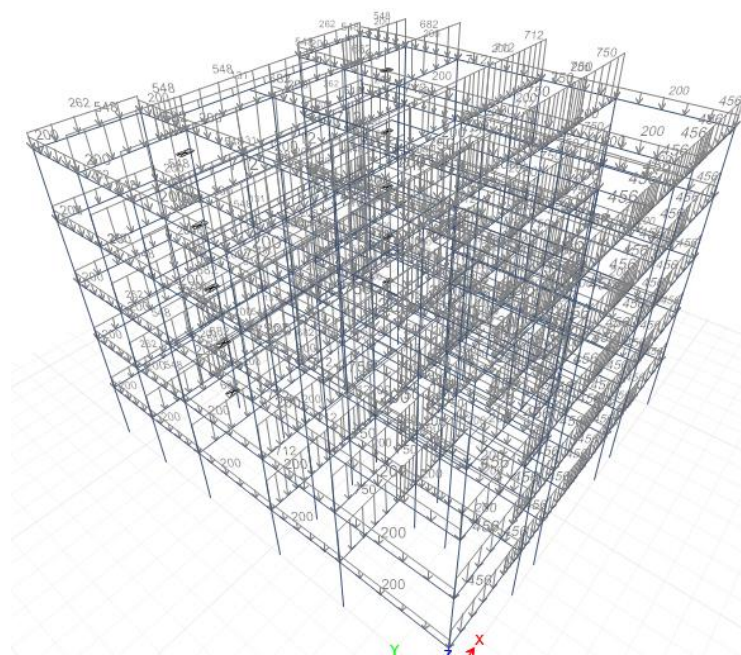


Figura 53 Carga viva 1

Fuente: Elaboración propia

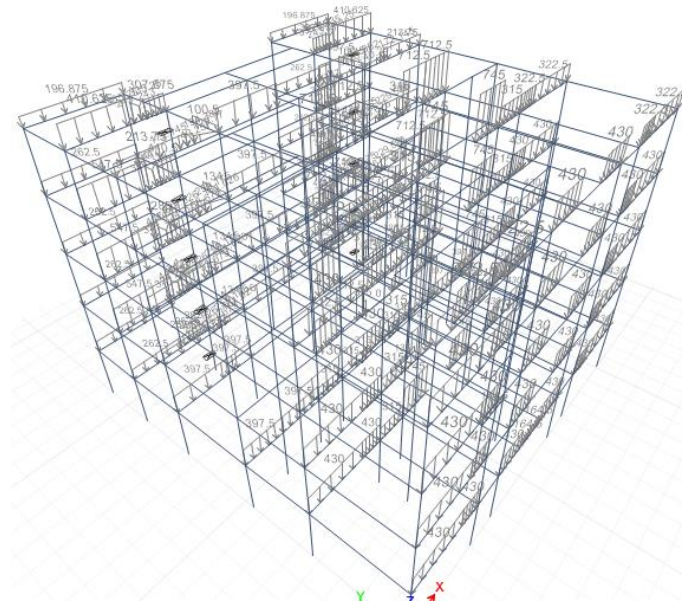


Figura 54 Carga viva 2

Fuente: Elaboración propia

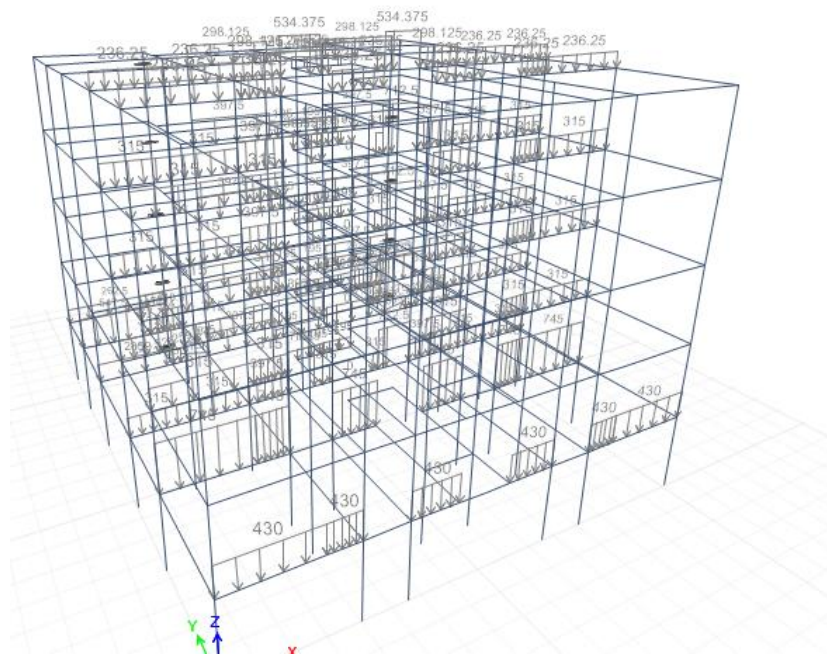


Figura 55 Carga viva 3

Fuente: Elaboración propia

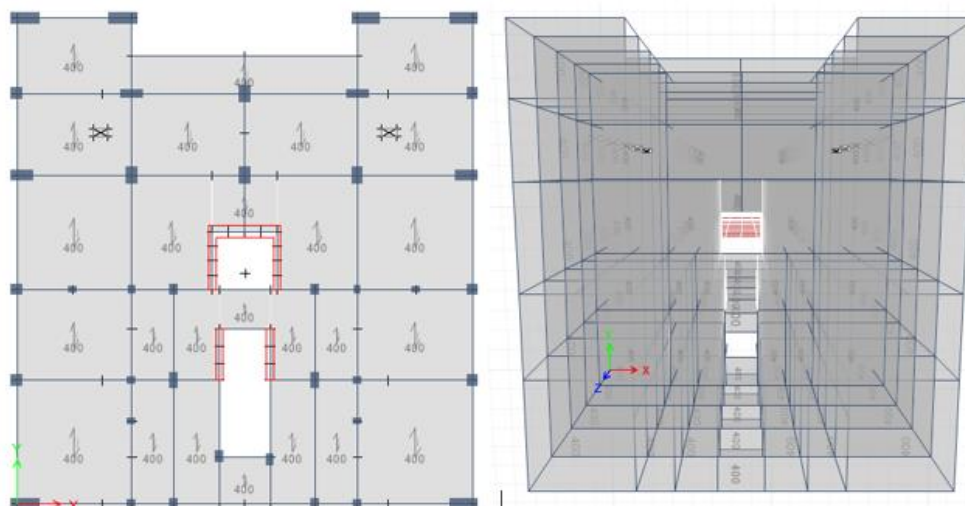


Figura 56 Carga muerta distribuida en losas aligeradas

Fuente: Elaboración propia

5.6. FUERZAS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO.

Una vez calculados los otros metrados de cargas verticales, se procedió al cálculo de la fuerza horizontal, la cual requiere usar los parámetros del Reglamento Nacional de Edificaciones .

Es importante resaltar que para el metrado de la fuerza sísmica cambia a media que se obtiene las respuestas estructurales del edificio con cada modelamiento estructural, volviendo a este proceso iterativo y esto surge en razón a que el nuevo reglamento exige determinadas respuestas a cada sistema estructural .

Debido a eso en el subcapítulo de análisis sísmico con el modelo final obtenido se desarrolla cada uno de estos factores obtenidos luego de este proceso y se hace mención a los modelos a los que se llegó para finalmente dar con el modelo final que verifica las condiciones legales y es adecuado para el diseño comparativo estructural. En ese sentido inicialmente se consideraron inicialmente los siguientes parámetros sísmicos

- Factor de zona

$$Z = 0.35$$

- Condiciones geotécnica

$$U = \text{Suelo S1}$$

- Coeficiente de categoría y sistema estructural:

$$C = 1$$

- Coeficiente básico de reducción :

- R=8

- Coeficientes de Ia y Ip iniciales

$$I_a, I_p = 1 \text{ y } 0.9$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P, \text{ donde } P \text{ es el peso total de la edificación}$$



Figura 57 Zonas sísmicas

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E030

En esta tabla se aprecia las fuerzas cortantes que actúan en cada nivel y sirven para calcular las derivas por piso .

Tabla 75 Distribución de cargas por piso.

Nivel	h	P Ton	P×h	Vton	Fi	Vsismo
5	13.25	249.69	3308.33	212.13	59.44	59.44
4	10.6	320.71	3399.57	212.13	61.08	120.52
3	7.95	320.71	2549.67	212.13	45.81	166.32
2	5.3	320.71	1699.78	212.13	30.54	196.86
1	2.65	320.71	849.89	212.13	15.27	212.13
			11807.25			212.132

Fuente: Elaboración propia

5.7. RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Análisis estructural se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente, como edificaciones o esqueletos resistentes de maquinaria. Igualmente el análisis dinámico estudiaría el comportamiento dinámico de dichas estructuras y la aparición de posibles vibraciones perniciosas para la estructura.

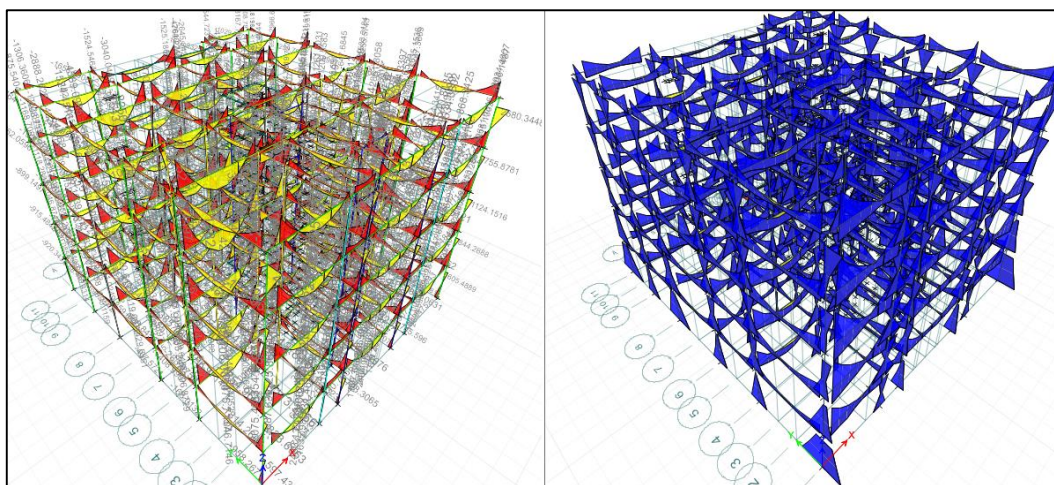


Figura 58 Diagrama de momentos envolvente

Fuente: Elaboración propia

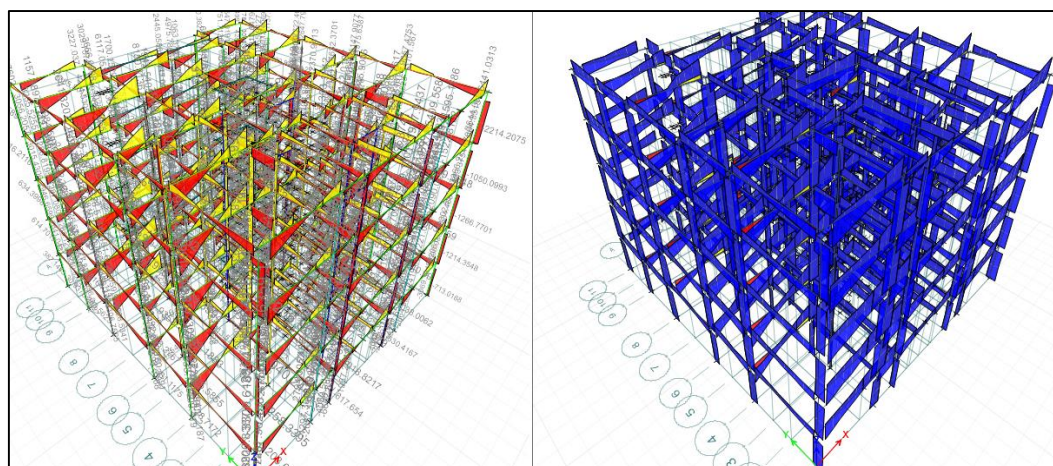


Figura 59 Diagrama de fuerza cortante

Fuente: Elaboración propia

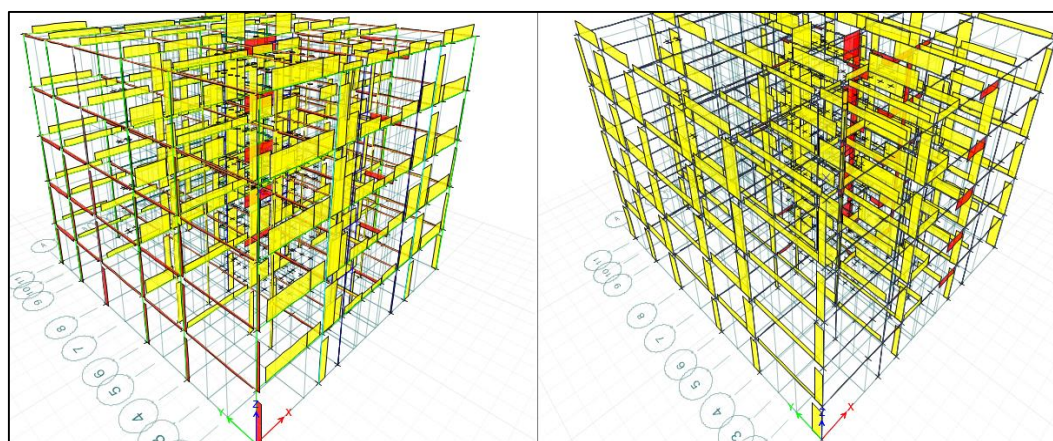


Figura 60 Fuerza cortante

Fuente: Elaboración propia

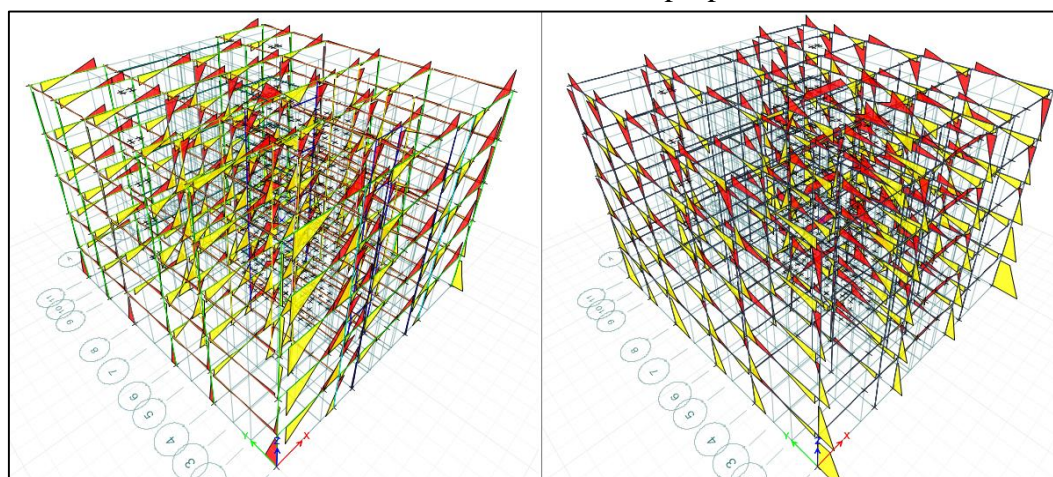


Figura 61 Diagrama de momentos por sismo estático en X e Y respectivamente

Fuente: Elaboración propia

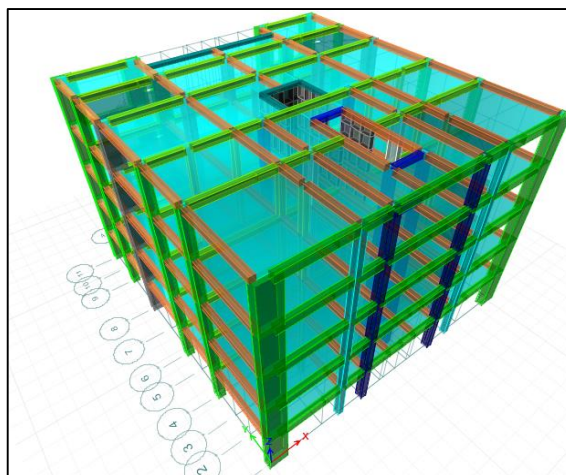


Figura 62 Modelo preliminar

Fuente: Elaboración propia

5.8. ANÁLISIS SÍSMICO

5.8.1. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

Los parámetros a que se mencionan en adelante se encuentran en la norma E030 y son los siguientes:

a) Zonificación.-El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas e indica el reglamento que la zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada en el gráfico de zonificación sísmica, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. En ese sentido Puno se encuentra en la zona 3 y consta en El Anexo N° 1 de la E 030 que contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona.

El Reglamento Nacional de Edificaciones a cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla siguiente, este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.

El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

b) Condiciones Geotécnicas.- Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_0), en nuestro proyecto toma importancia el artículo 2.3.1:

b.1) Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos .-A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_0 , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada que mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada que mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c) Categoría, sistema estructura y regularidad de las edificaciones

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usará según la clasificación que se haga.

En la cual se encuentra que Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes se clasificaran en la categoría C.

d)Sistemas Estructurales

Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R0) Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 7 de la Norma Técnica E.030


ANALISIS SISMICO																																																	
FACTORES PARA ANALISIS SISMICO																																																	
A Factores de Zona																																																	
<p>Según la ubicación geografica de Puno y la tabla N°1 de la norma E030 Decreto Supremo N°003-2016-Vivienda Z= 0.35</p> <p>Peso de la edificación De la tabla N°5 del DS N°003-2016-Vivienda y artículo 4.3</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Carga viva piso tipico</th> <th>Carga viva Azotea</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>50%</td> <td>25%</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>50%</td> <td>25%</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>25%</td> <td>25%</td> </tr> </tbody> </table> 			Carga viva piso tipico	Carga viva Azotea	A	50%	25%	B	50%	25%	C	25%	25%																																				
	Carga viva piso tipico	Carga viva Azotea																																															
A	50%	25%																																															
B	50%	25%																																															
C	25%	25%																																															
B Condiciones geotecnicas																																																	
De los artículos 2.3 y 2.4 del DS -003-2016-Vivienda																																																	
Tipo	Descripcion																																																
So	Roca dura Alta capacidad portante >5kg/cm2																																																
S1	Roca o suelos rigidos Capacidad portante >1kg/cm2																																																
S2	Suelos intermedios Capacidad portante 0.5 a 1kg/cm2																																																
S3	Suelos flexibles o con gran espesor Capacidad portante 0.25 a0.5kg/cm2																																																
S4	Condiciones excepcionales De gran riesgo o flexible																																																
<table border="1" style="width: 50%; margin-right: 20px;"> <caption>Tabla N° 4 PERIODOS "T_p" Y "T_l"</caption> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="4">Perfil de suelo</th> </tr> <tr> <th>S₀</th> <th>S₁</th> <th>S₂</th> <th>S₃</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>T_p (s)</td> <td>0,3</td> <td>0,4</td> <td>0,6</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>T_l (s)</td> <td>3,0</td> <td>2,5</td> <td>2,0</td> <td>1,6</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 50%;"> <caption>Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"</caption> <thead> <tr> <th rowspan="2">ZONA</th> <th colspan="4">SUELO</th> </tr> <tr> <th>S₀</th> <th>S₁</th> <th>S₂</th> <th>S₃</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Z₁</td> <td>0,80</td> <td>1,00</td> <td>1,05</td> <td>1,10</td> </tr> <tr> <td>Z₂</td> <td>0,80</td> <td>1,00</td> <td>1,15</td> <td>1,20</td> </tr> <tr> <td>Z₃</td> <td>0,80</td> <td>1,00</td> <td>1,20</td> <td>1,40</td> </tr> <tr> <td>Z₄</td> <td>0,80</td> <td>1,00</td> <td>1,60</td> <td>2,00</td> </tr> </tbody> </table>			Perfil de suelo				S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0	T _l (s)	3,0	2,5	2,0	1,6	ZONA	SUELO				S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	Z ₁	0,80	1,00	1,05	1,10	Z ₂	0,80	1,00	1,15	1,20	Z ₃	0,80	1,00	1,20	1,40	Z ₄	0,80	1,00	1,60	2,00
	Perfil de suelo																																																
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃																																													
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0																																													
T _l (s)	3,0	2,5	2,0	1,6																																													
ZONA	SUELO																																																
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃																																													
Z ₁	0,80	1,00	1,05	1,10																																													
Z ₂	0,80	1,00	1,15	1,20																																													
Z ₃	0,80	1,00	1,20	1,40																																													
Z ₄	0,80	1,00	1,60	2,00																																													
<p>Según la ubicación del proyecto el S es S1 Entonces el parametro S= 1 Entonces el parametro Tp= 0.4 Entonces el parametro Tl= 2.5</p>																																																	
C Coeficiente de categoria y sistema estructural																																																	
<p>Del articulo 3.1 del DS -003-2016-Vivienda La edificación corresponde a una edificación común Entonces el parametro U= 1</p>																																																	

Figura 63 Base de datos en Excel de análisis sísmico

Fuente: Elaboración propia

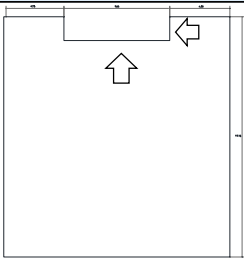
D Coeficiente basico de reduccion :	
Ro=	7
Tipo sistema estructural dual	
Determinación de las Irregularidades	
las irregularidades de determinan según el artículo 3.6 observando dos características y son :irregularidades por altura y irregularidades en planta	
	
imagen :planta de edificio.	
D.1. Irregularidades estructurales en planta	
Análisis del Ip	
D.1.1 Esquinas entrantes	
En la dirección X	
Longitud en x	16.15 Longitud entrante en X= 7.55
% = 7.55/16.15 =	47%
Como este valor es mayor al 20 % entonces según el artículo 3.5 N030 tiene el edificio un factor de seguridad "Ip"= 0.9	
En la dirección y	
Longitud en y	17.15 Longitud entrante Y= 1.7
% = 1.7/17.15 =	10%
Como este valor es inferior al 20 % entonces según el artículo 3.5 N030 tiene el edificio un factor de seguridad "Ip"= 1	
De estos dos cálculos según la norma deberá escogerse el mas critico por eso tenemos entonces el Ip = 0.9	
D.1.2 Discontinuidad en diafragma	
Este criterio se funda en determinar el área hueca por planta y el coeficiente es de 0.85 cuando el área hueca supera el 50 %	
Área total de losa=	264.1
Área abierta 1	= 12.81
Área abierta 2	= 4
Área abierta 3	= 6.81
Área abierta 4	= 0.12
$\%Variación = \frac{264.1}{12.81 + 4 + 6.81 + 0.12}$	
% Variacion de area=	9%
como es menor al 20 Ip=	1
entonces de A Y B el Ip=	0.9
Análisis del Ia	
entonces el Ia=	1

Figura 64 Base de datos en Excel de análisis sísmico

Fuente: Elaboración propia

Esto deriva del artículo 3.6 de la Norma Técnica E030, así en la estructura observando los datos se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

Ip= 0,90

Donde Ip y Ia son factores que afectan la regularidad en el proceso de cálculo

E Coeficiente de reduccion de las fuerzas sismicas			
Según el artículo 3.8 de la Norma E030 vigente el calculo del R se encuentra afectado de los factores de irregularidad y su cálculo es :			
$R=R_o \times (I_p) \times (I_a)$			
Donde :			
R: Coeficiente del sistema estructural			
I_p: Coeficiente de irregularidad por planta			
I_a: Coeficiente de irregularidad por altura			
$R= 7 \times 0.9 \times 1=$		6.3	
Calculo del factor de amplificación sismica			
Según el artículo 2.5 y 4.5.4 de la norma sismica el periodo Fundamental de Vibración es :			
hn =	14.15	Longitud de edificación	
Ct =	45.0	Coeficiente para estimar el periodo fundamental	
T =	0.31	Periodo fundamental de la estructura	
Tp =	0.40	Periodo que define la plataforma del factor C	
Tl =	2.50	Periodo del inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.	
T < Tp	C=2.5	si	
Tl < T < Tp	C=2.5(Tp/Tl)	no	entonces C= 2.5
T > Tl	C=2.5(Tp*TI/T^2)	no	
PARAMETRO ZUCS/R			
Z=	0.35	S=	1
U=	1	C=	2.5
P=	1527.348	R=	6.3
V/P=	0.139	C/R	0.397
V_b =	0.139 × Peso	formula	
V_b =	212.13 Ton	fuerza cortante	

Figura 65 Base de datos en Excel de análisis sísmico

Fuente: Elaboración propia

5.9. ANÁLISIS DINÁMICO.

El análisis dinámico comprende el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades que aparecen en una estructura.

Para tal fin se procedió al modelamiento dinámico para el análisis de fuerzas y esfuerzos en elementos con los siguientes pasos:

- a. Calcular el Metrado de fuerza gravitacional para el análisis sísmico.
- b. Calcular el centro de masas de cada nivel
- c. Calcular el espectro de sismo en X e Y.
- d. Aplicar fuerzas en el cada piso
- e. Obtener los resultados del análisis sísmico.

Los resultados preliminares obtenidos fueron los siguientes:

Tabla 76 Derivas en cada nivel por sismos en X e Y

ANALISIS DE ESTADO SISMO X DINAMICO+SISMO Y DINAMICO

SISMO X DINAMICO

Story	Direction	Drift	DxR	Estado
Story5	X	0.000881	0.006	bien
Story4	X	0.000982	0.007	bien
Story3	X	0.000982	0.007	bien
Story2	X	0.000853	0.006	bien
Story1	X	0.000422	0.003	bien

SISMO Y DINAMICO

Story	Direction	Drift	DxR	Estado
Story5	Y	0.000837	0.0060264	bien
Story4	Y	0.000912	0.0065664	bien
Story3	Y	0.000911	0.0065592	bien
Story2	Y	0.000757	0.0054504	bien
Story1	Y	0.000352	0.0025344	bien

Fuente: Elaboración propia

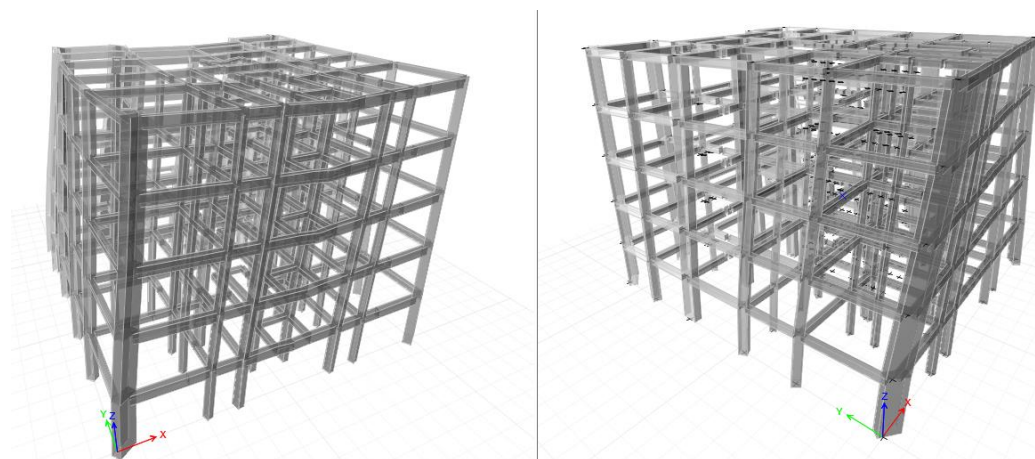


Figura 66 Modelo con derivas preliminares

Fuente: Elaboración propia

5.10. MODELO ESTRUCTURAL FINAL DERIVADO DEL DISEÑO SÍSMICO

El modelo estructural que se presenta en esta tesis se adecua al uso de artículos de la Norma Técnica Peruana E030.

Para detallar como se llegó a este modelo debo precisar que primero se realizó inicialmente una estructuración en base a criterios estructurales ya expuestos en el primer capítulo de la tesis, pero a medida del uso del Reglamento Nacional de Edificaciones, los elementos estructurales como las dimensiones de columnas requerían cambiar para ofrecer una mayor seguridad y así mejorar el sistema de pórticos. Observando esto se modificaron estas dimensiones y el modelo que se obtiene al final permite tener la seguridad estructural y mantiene la distribución arquitectónica. Además de eso se obtuvo que las derivas prescritas en la norma E030 están dentro del rango solicitado.

5.10.1. ESTRUCTURACIÓN FINAL.

Si bien definen muchos ingenieros como Roberto Morales y Genner Viarreal a esta fase la califican como una de las más importantes, es también la que tendrá cambios según los resultados obtenidos en el diseño estructural, de ahí deriva que las secciones del predimensionamiento no son fijas, puesto que el proyectista planea cual será la mejor combinación de elementos estructurales. En ese contexto luego de realizar las comprobaciones de derivas y parámetros de rigidez se llega al siguiente modelo:

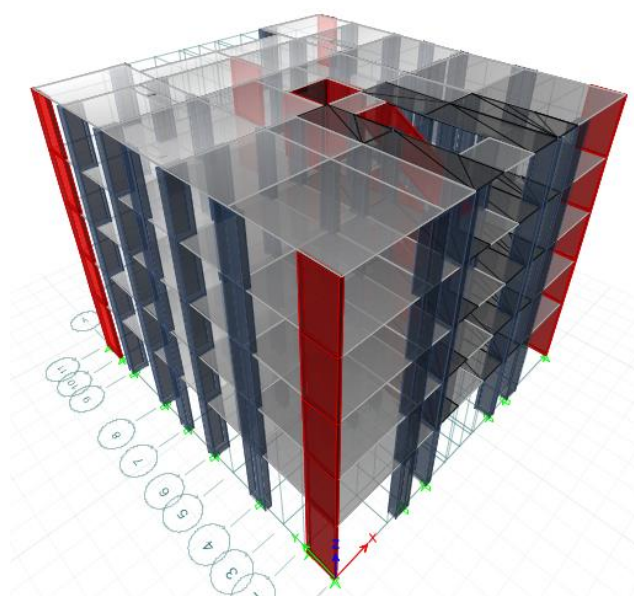


Figura 67 Modelo final

Fuente: Elaboración propia

En este modelo existen pórticos en la dirección X e Y que contienen columnas que resistirán la fuerza cortante basal, resistirán momentos y aportan la rigidez para que las derivas de piso no sean mayores a las que indica el Capítulo 5 de la Norma E 030. Además el modelo debe cumplir con el Reglamento Nacional de Edificaciones establece que el límite de distorsión de un edificio aporricado es 0.007.

5.10.2. DERIVAS EN EL DISEÑO SISMORESISTENTE

Indica el artículo 5.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles, que los desplazamientos relativos inelásticos no deberán exceder los valores de la tabla 11 del E 030 del Reglamento Nacional de Edificaciones el cuál indica que las distorsión de estructuras de material de concreto armado no serán mayores a 0.007.

5.10.3. MODELO ESTRUCTURAL DE DISEÑO

La cualidad más importante del modelo final es que se caracteriza por ser un sistema de aporticado dual y este es necesario para el objetivo de la presente tesis, bien pudo haberse optado por un modelo de muros estructurales pero al recurrir a este se estaría contrariando al objetivo de la presente tesis.

El modelo final tiene placas para resistir el la fuerza sísmica y su comportamiento se ajusta a los requerimientos de la norma. Además las derivas por piso indicadas en la norma .

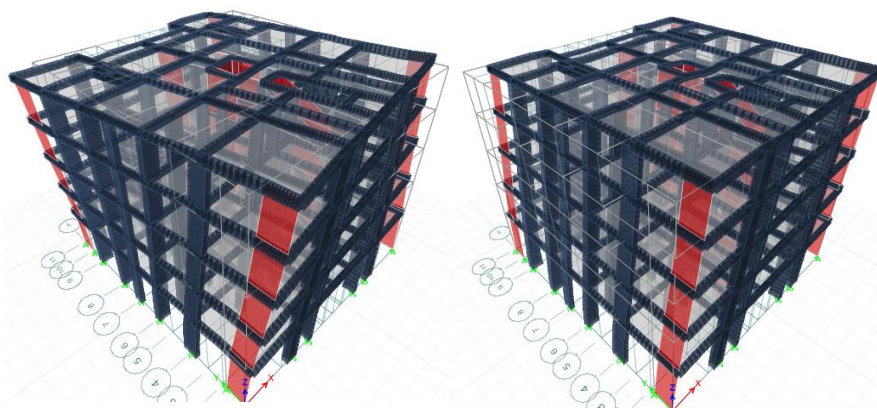


Figura 68 Modos de vibración del edificio

Fuente : Elaboración propia.

5.10.4. PARÁMETROS SÍSMICOS FINALES

A continuación se muestran las fuerzas horizontales, derivas y factores de irregularidad obtenidos para el edificio por el análisis sísmico y dinámico.

Tabla 77 Cálculo de fuerza cortante por piso

Nivel	h	P Ton	P×h	Vton	Fi	Vsismo
5	13.25	249.69	3308.33	212.13	59.44	59.44
4	10.6	320.71	3399.57	212.13	61.08	120.52
3	7.95	320.71	2549.67	212.13	45.81	166.32
2	5.3	320.71	1699.78	212.13	30.54	196.86
1	2.65	320.71	849.89	212.13	15.27	212.13
				11807.25		212.132

Fuente: Elaboración propia

Tabla 78 Derivas inelásticas por piso y por sismo

SISMO X ESTÁTICO

Piso	Dirección	Drift e	DxR ine	Estado <0.07
Story5	X	0.000837	0.00527	bien
Story4	X	0.000947	0.00597	bien
Story3	X	0.001008	0.00635	bien
Story2	X	0.000951	0.00599	bien
Story1	X	0.000568	0.00358	bien

SISMO X DINAMICO

Piso	Dirección	Drift	DxR	Estado <0.07
Story5	X	0.000541	0.00434	bien
Story4	X	0.000606	0.00486	bien
Story3	X	0.000633	0.00508	bien
Story2	X	0.000611	0.00490	bien
Story1	X	0.000391	0.00314	bien

SISMO EN Y ESTÁTICO

Piso	Dirección	Drift e	DxR ine	Estado <0.07
Story5	Y	0.000672	0.00423	bien
Story4	Y	0.00076	0.00479	bien
Story3	Y	0.000809	0.00510	bien
Story2	Y	0.000761	0.00479	bien
Story1	Y	0.000405	0.00255	bien

SISMO Y DINAMICO

Piso	Dirección	Drift	DxR	Estado <0.07
Story5	Y	0.000445	0.003571	bien
Story4	Y	0.0005	0.004012	bien
Story3	Y	0.000526	0.004221	bien
Story2	Y	0.000489	0.003924	bien
Story1	Y	0.000257	0.002062	bien

Fuente: Elaboración propia

Factores de irregularidad.

Las siguientes tablas se obtienen en función a la Norma E 030 7

Tabla 79 Análisis de factores de irregularidad

Análisis de modelo final en el aspecto sísmico

Análisis de la irregularidad torsional

Ux m	Deriva Cma	50% Dmax	Estado	Uy m	Deriva Cma	50% Dmax	Estado
0.010432	0.00437909	0.035	ok	0.00003100	0.000095	0.035	ok
0.00859	0.00518502	0.035	ok	-0.00000900	-0.000024	0.035	ok
0.006409	0.00553687	0.035	ok	0.00000100	-0.000012	0.035	ok
0.00408	0.00526823	0.035	ok	0.00000600	0.000010	0.035	ok
0.001864	0.0044314	0.035	ok	0.00000200	0.000005	0.035	ok

entonces I_p por irregularidad torsional y irregularidad torsional extrema es 1

Análisis de la irregularidad de rigidez por piso blando

PISO	Direction	Drift (D i)	d(i+1)/(di)	K máximo	Estado
Piso 5	X	0.000541	-	1.4	bien
Piso 4	X	0.000606	1.12015	1.4	bien
Piso 3	X	0.000633	1.04455	1.4	bien
Piso 2	X	0.000611	0.96524	1.4	bien
Piso 1	X	0.000391	0.63993	1.4	bien

Fuente: Elaboración propia

Tabla 80 Análisis de factores de irregularidad continua.

PISO	Direction	Drift (D i)	d(i+1)/(di)	K máximo	Estado
Piso 5	Y	0.000445	-	1.4	bien
Piso 4	Y	0.0005	1.12360	1.4	bien
Piso 3	Y	0.000526	1.05200	1.4	bien
Piso 2	Y	0.000489	0.92966	1.4	bien
Piso 1	Y	0.000257	0.52556	1.4	bien

entonces el coeficiente de irregularidad " I_a " es igual a :

1

Fuente: Elaboración propia

Tabla 81 Cantidad de fuerza cortante absorbida por elementos

Verificacion del sistema usado tipo aporticado

SISMO ESTÁTICO				
Datos	SISMO EN X		SIMOS EN Y	
	Fuerza kg	Descripción	Fuerza kg	Descripción
Fuerza cortante por sismo	1413.8	elemento Placa	8434	elemento Placa
	1413.7	elemento Placa	8410	elemento Placa
	7.07	elemento Placa	17487	elemento Placa
	91682	elemento Placa	7.02	elemento Placa
	23255	elemento Placa	26470.2	elemento Placa
	23249	elemento Placa	36471.2	elemento Placa
	1849.7	elemento Placa	10217.3	elemento Placa
	1849.8	elemento Placa	10209	elemento Placa
	144720.07	Suma Total de Vi	117705.72	Suma Total de Vi
	211234	Fuerza Cortante calculada	211234	Fuerza Cortante calculada
Vplacas/Vtotal	69%	(Vtotal en placas /Vcortante total)	56%	(Vtotal en placas /Vcortante total)
< 70%	Dual	sistema estructural	Dual	sistema estructural

Fuente: Elaboración propia

El modelo final al cual se llegó cumple con las verificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones .

CAPITULO VI

6. DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL SISTEMA DUAL

6.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

6.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión se basa en la hipótesis que han sido comprobada experimentalmente y se puede resumir en el siguiente esquema. Cuya información nos permite conocer la ecuación que se usa en el cálculo del área de refuerzo

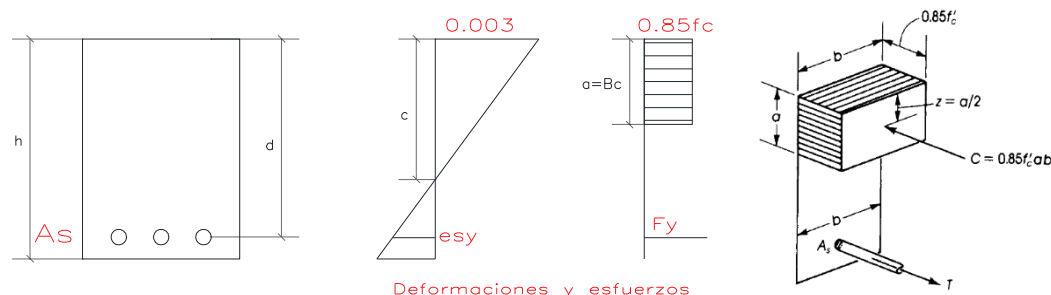


Figura 69 Diagrama de esfuerzos en sección rectangular de concreto

Fuente: Elaboración propia

$$a = \frac{AsFy}{0.85f'cb}, M = \phi AsFy(d - a/2)$$

$$As_{min} = \frac{14}{fy}, As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{fy} b_w d$$

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c\beta_1}{fy} \frac{6000}{6000 + fy}$$

Tanto la norma E060 como el código ACI dan requisitos específicos que debe cumplirse para obtener diseños dúctiles que consideran el cálculo de las cuantías mínima, máxima, longitudes de desarrollo. El diseño de las losas aligeradas se realiza considerando

únicamente las cargas de gravedad que indica la norma E060, es decir la carga muerta y la carga viva. Para su diseño se considera un ancho tributario equivalente al 0.4 veces el ancho por metro cuadrado .El peralte de todos las losas aligerados es de $h=0.20\text{m}$.

Por tanto las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación: $U = 1.4CM + 1.7CV$. En ese sentido mediante el diseño por flexión se calculó el área de acero necesario para resistir los momentos flectores últimos, mientras que con el diseño por cortante se verificó si la sección de concreto de la vigaeta fue la adecuada para resistir la fuerza cortante de la sección crítica. Se diseñó la losa para los paños mostrados a continuación.

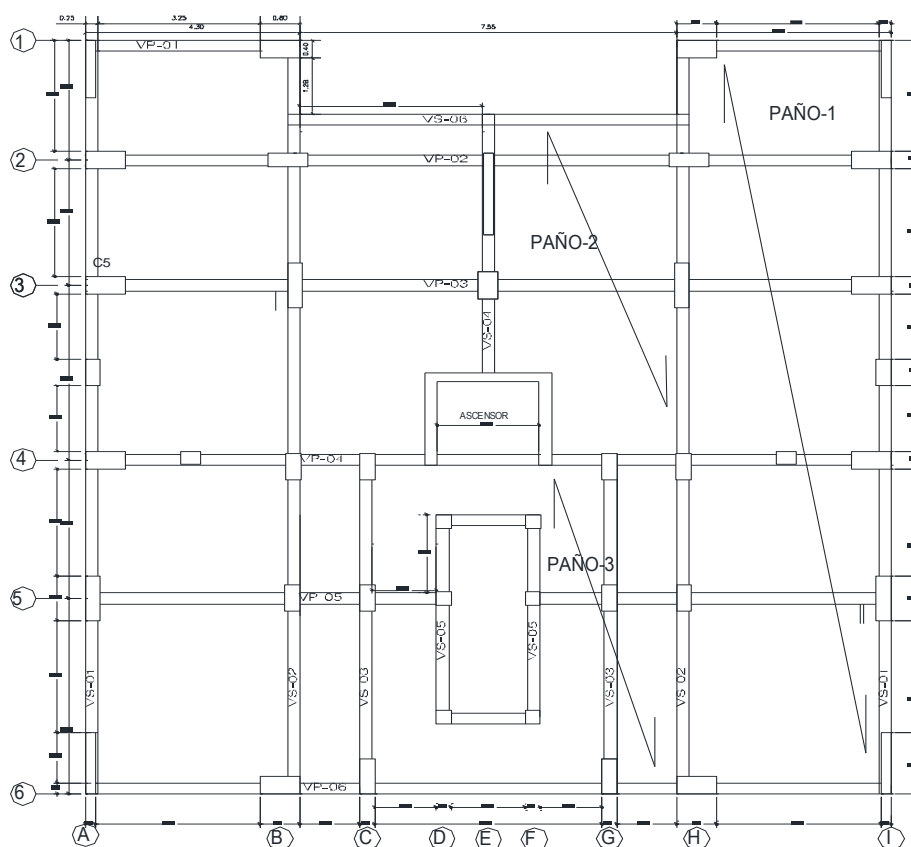


Figura 70 Losas aligeradas para análisis

Fuente: Elaboración propia

Losa Aligerada 1

Se presenta a continuación el peso según cada tramo en el paño 1 de losa aligerada.

Tabla 82 Metrado de cargas en paño de losa aligerada

DESCRIPCIÓN DE CARGAS	Und	Tramo 1-2	Tramo 2-3	Tramo 3-4	Tramo 4-5	Tramo 5-6
1. Peso propio de Losa aligerada P.u losa x B	kg/m	300	300	300	300	300
2. Peso propio de piso terminado P.u piso x B	kg/m	100	100	100	100	100
3. Peso tabiquería equivalente P.u muro x h	kg/m	150	150	150	150	150
4. Sobre carga S/CxB=	kg/m	200	200	200	200	200
CARGA MUERTA	kg/m	550	550	550	550	550
CARGA VIVA	kg/m	200	200	200	200	200
CARGAS PARA UNA VIGUETA						
<i>WD=0.4WD Franja</i>	kg/m	220	220	220	220	220
<i>WL=0.4WD Franja</i>	kg/m	80	80	80	80	80

Fuente: Elaboración propia

Modelo estructural de Losa



Figura 71 Idealización estructural de losa del paño 1 (modelo en Etabs)

Fuente: Elaboración propia

Carga muerta y viva en losa aligerada

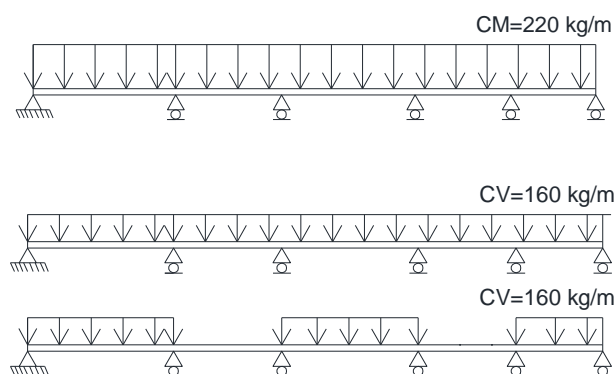


Figura 72 Cargas en losa aligerada 1

Fuente: Elaboración propia

Resultado

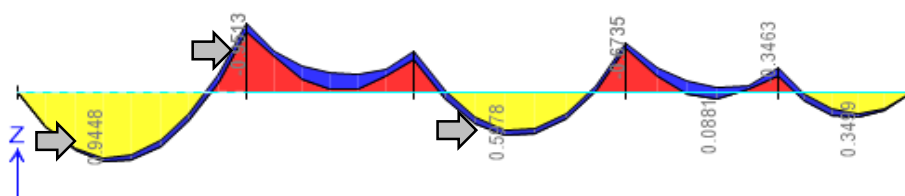


Figura 73 Diagrama de momentos flectores en la losa aligerada 1

Fuente: Elaboración propia

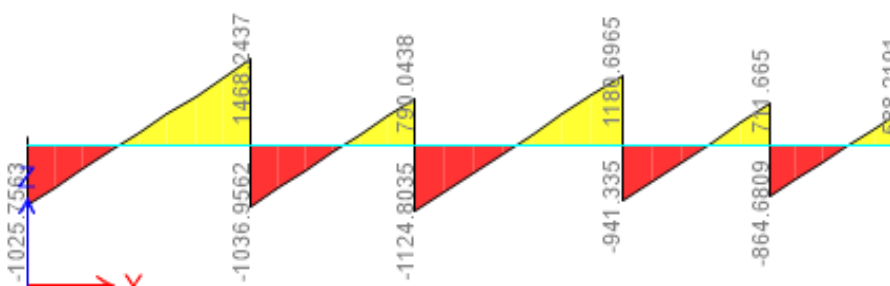


Figura 74 Diagrama de fuerza cortante en la losa aligerada 1

Fuente: Elaboración propia

A continuación se presenta el diseño estructural de la losa aligerada tipo I con los resultados.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA 1

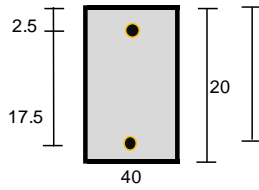
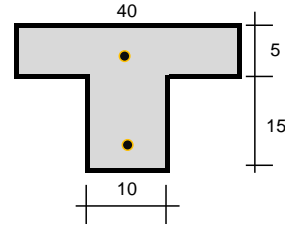
CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO									
$\phi =$	0.85	$F_y =$	4200	$B =$	40	$r =$	2.5	$\beta =$	0.85
$M_{ult} =$	0.9	$f_c =$	210	$h =$	20	$r =$	3	$t =$	5
				$A =$	10	$E =$	217371		

Comprobacion de la codicion de diseño

$M_u = 4.6750 \text{ Tn-m}$

$M_u = 0.9$

Como : $M_u < M_{ut}$
se diseña como una viga rectangular de ancho B



$p_b = 0.0214 \quad 0.0214$
 $p_{max} = 0.016$

1. VERIFICACION DE LA NECESIDAD DE COMPRESION:

$A_{smax} = 11.23 \text{ cm}^2$

2. CÁLCULO DEL MUC=

$A_{smax} = 11.2320692$
 $M_{uc} = 661.625 \quad a = 6.6071 \quad 2$

3. CÁLCULO DE ACERO :VIGA SIMPLEMENTE REFORZADA

$M = \phi A_s F_y (d - \frac{a}{2})$
 $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f_c b}$
 $A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$

1era	2da	3ra	4ta
3.4	0.9692	0.8979	0.9408

1.65	1.5265	1.5993	1.6014
As	Diam	Area	
3/8"	0.95	0.58	
1/2"	1.27	1.29	

Acero usado= 1 $\phi 1/2$ " + 1 $\phi 3/8$ "

4. DISEÑO POR CORTANTE

$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b x d = 2457.7$
 $\phi V_c = 2089.1$

Del diagrama de envolvente calculado se obtiene los valores de fuerza cortante en la seccion critica ,entre estosse encuentra que el maximo cortant que experimenta esta losa es

$V_u = 1468$
Se cumple : $V_u < \phi V_c$ ok

Figura 75 Base de datos en Excel de diseño de losa aligerada 1,parte 1

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA 1

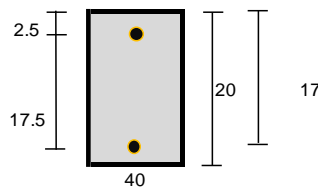
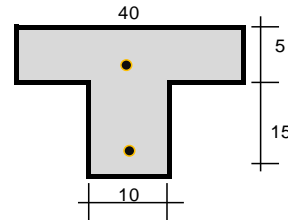
CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO									
$\phi =$	0.85	$F_y =$	4200	$B =$	40	$r =$	2.5	$\beta =$	0.85
$M_{ult} =$	0.58	$f_c =$	210	$h =$	20	$r =$	3	$t =$	5
				$A =$	10	$E =$	217371		

Comprobacion de la codicion de diseño

$M_u = 4.6750 \text{ Tn-m}$

$M_u = 0.58$

Como : $M_u < M_{ut}$
se diseña como una viga rectangular de ancho B



$p_b = 0.0214 \quad 0.0214$
 $p_{max} = 0.016$

1. VERIFICACION DE LA NECESIDAD DE COMPRESION:

$A_{smax} = 11.23 \text{ cm}^2$

2. CALCULO DEL MUC=

$A_{smax} = 11.2320692$
 $M_{uc} = 661.625 \quad a = 6.6071 \quad 2$

3.CALCULO DE ACERO :VIGA SIMPLEMENTE REFORZADA

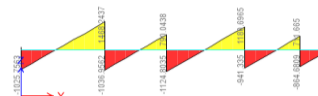
$M = \phi A_s F_y (d - \frac{a}{2})$
 $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f_c b}$
 $A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$

	1era	2da	3ra	4ta
a	3.4	0.6246	0.5727	0.6004
A_s	1.06	0.9736	1.0207	1.0215

Acero usado= 1 $\phi 1/2$ "

4.DISEÑO POR CORTANTE

$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b x d = 2457.7$
 $\phi V_c = 2089.1$



Del diagrama de envolvente calculado se obtiene los valores de fuerza cortante en la seccion critica ,entre estosse encuentra que el maximo cortant que experimenta esta losa es

$V_u = 1124$
se cumple : $V_u < \phi V_c \quad ok$

con $M=0.38$ EL ACERO SALE $0.62 > 0.58$ DE $3/8$ " --> $1/2$ "

Figura 76 Base de datos en Excel de losa aligerada 1,parte 2

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA 1

CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO									
$\phi =$	0.85	$F_y =$	4200	$B =$	40	$r =$	2.5	$\beta =$	0.85
$M_{ult} =$	0.38	$f_c =$	210	$h =$	20	$r =$	3	$t =$	5
				$A =$	10	$E =$	217371		

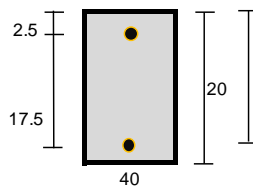
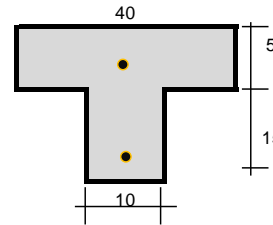
Comprobacion de la codicion de diseo

$M_u = 4.6750 \text{ Tn-m}$

$M_u = 0.38$

Como : $M_u < M_{ut}$

se disea como una viga rectangular de ancho B



$p_b = 0.0214 \quad 0.0214$
 $p_{max} = 0.016$

1. VERIFICACION DE LA NECESIDAD DE COMPRESION:

$A_{smax} = 11.23 \text{ cm}^2$

2. CÁLCULO DEL MUC=

$A_{smax} = 11.2320692$
 $M_{uc} = 661.625 \quad a = 6.6071 \quad 2$

3. CÁLCULO DE ACERO :VIGA SIMPLEMENTE REFORZADA

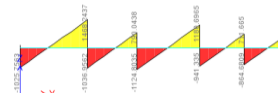
$M = \phi A_s F_y (d - \frac{a}{2})$
 $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b'}$
 $A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$

	1era	2da	3ra	4ta
a	3.4	0.4092	0.3728	0.3910
A_s	0.70	0.6338	0.6647	0.6651

Acero usado= 1 $\phi 1/2"$

4. DISEÑO POR CORTANTE

$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b x d = 2457.7$
 $\phi V_c = 2089.1$



Del diagrama de envolvente calculado se obtiene los valores de fuerza cortante en la seccion critica ,entre estosse encuentra que el maximo cortant que experimenta esta losa es

$V_u = 1124$
 se cumple : $V_u < \phi V_c \quad ok$

con $M=0.38$ EL ACERO SALE $0.62 > 0.58$ DE $3/8"$ --> $1/2"$

Figura 77 Base de datos en Excel de losa aligerada 1, parte 3

Fuente: Elaboración propia

Modelo estructural de Losa II



Figura 78 Idealización estructural de losa aligerada 2

Fuente: Elaboración propia

Cargas muerta y viva en losa

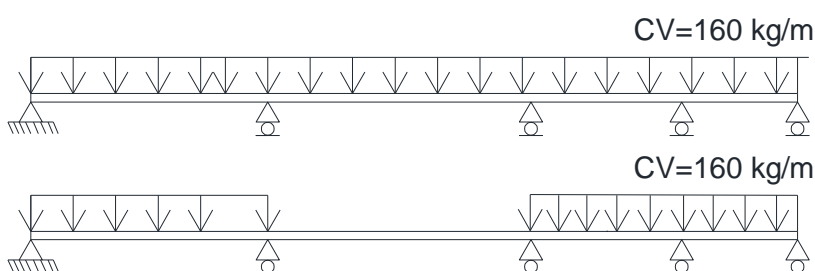


Figura 79 Cargas en losa aligerada 2

Fuente: Elaboración propia.

Resultados

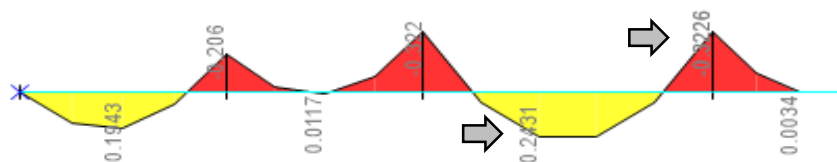


Diagrama de momentos flectores en la losa aligerada 2

Fuente: Elaboración propia.

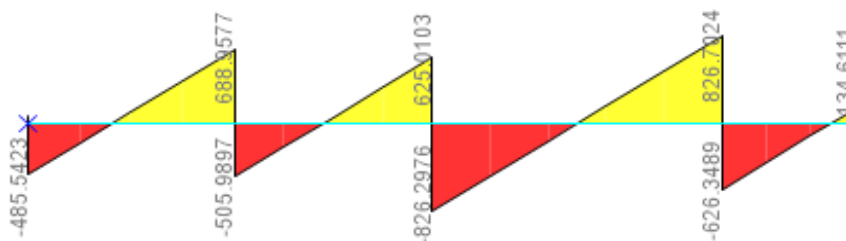


Figura 80 Diagrama de fuerza cortante en la losa aligerada 2

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA II

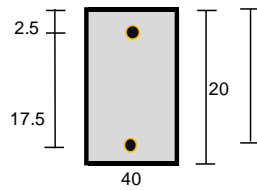
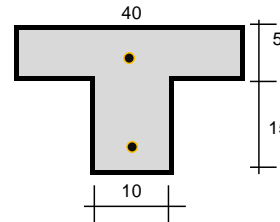
CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO									
ϕ =	0.85	F_y =	4200	B =	40	r =	2.5	β =	0.85
M_{ult} =	0.32	f_c =	210	h =	20	r =	3	t =	5
				A =	10	E =	217371		

Comprobacion de la codicion de diseño

$M_u = 4.6750 \text{ Tn-m}$

$M_u = 0.32$

Como : $M_u < M_{ut}$
se diseña como una viga rectangular de ancho B



$p_b = 0.0214 \quad 0.0214$
 $p_{max} = 0.016$

1. VERIFICACION DE LA NECESIDAD DE COMPRESION:

$A_{smax} = 11.23 \text{ cm}^2$

2. CÁLCULO DEL MUC=

$A_{smax} = 11.2320692$
 $M_{uc} = 661.625 \quad a = 6.6071 \quad 2$

3. CÁLCULO DE ACERO :VIGA SIMPLEMENTE REFORZADA

$M = \phi A_s F_y (d - \frac{a}{2})$
 $a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b}$
 $A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$

1era	2da	3ra	4ta
3.4	0.3446	0.3133	0.3287

0.59	0.5327	0.5588	0.5590
------	--------	--------	--------

Acero usado= 1 $\phi 1/2"$

A_s	Diam	Area
3/8"	0.95	0.58
1/2"	1.27	1.29

4. DISEÑO POR CORTANTE

$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b x d = 2457.7$
 $\phi V_c = 2089.1$

Del diagrama de envolvente calculado se obtiene los valores de fuerza cortante en la seccion crítica ,entre estos se encuentra que el maximo cortant que experimenta esta losa es

$V_u = 826.79$
se cumple : $V_u < \phi V_c \quad ok$

Figura 81 Base de datos en Excel de diseño de losa aligerada 2,parte 1

Fuente: Elaboración propia

Modelo estructural de Losa III



Figura 83 Idealización estructural de losa 1 (modelo en Etabs)

Fuente elaboración propia.

Cargas en losa aligerada

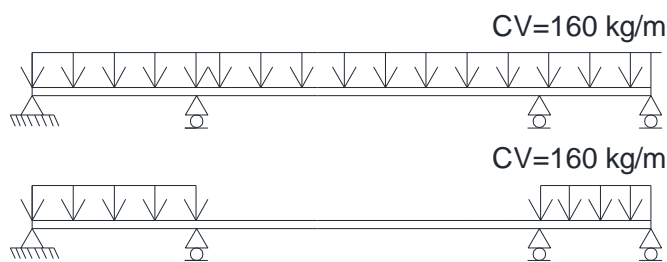


Figura 84 Carga viva en losa aligerada

Fuente elaboración propia.

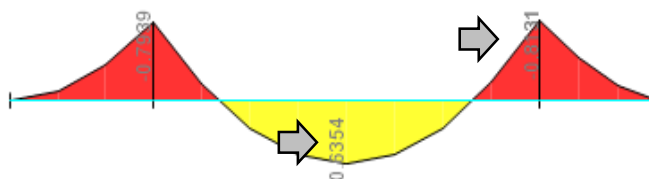


Figura 85 Diagrama de momentos sobre losa aligerada

Fuente elaboración propia.

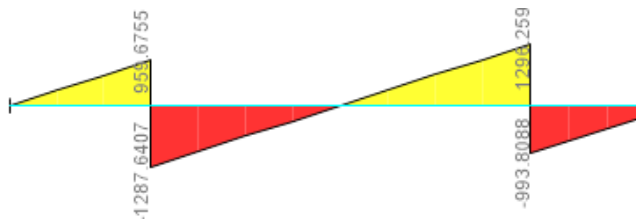


Figura 86 Fuerza cortante que soporta la losa aligerada

Fuente: Elaboración propia.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA III

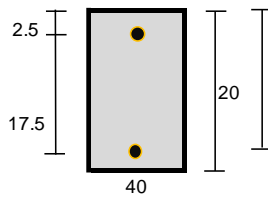
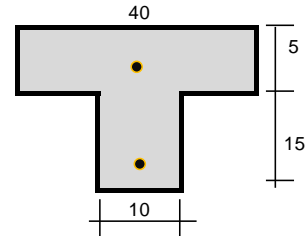
CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO									
$\phi =$	0.85	$F_y =$	4200	$B =$	40	$r =$	2.5	$\beta =$	0.85
$M_{ult} =$	0.81	$f_c =$	210	$h =$	20	$r =$	3	$t =$	5
				$A =$	10	$E =$	217371		

Comprobacion de la codicion de diseño

$M_u = 4.6750 \text{ Tn-m}$

$M_u = 0.81$

Como : $M_u < M_{ut}$
se diseña como una viga rectangular de ancho B



$p_b = 0.0214 \quad 0.0214$
 $p_{max} = 0.016$

1. VERIFICACIÓN DE LA NECESIDAD DE COMPRESION:

$A_{smax} = 11.23 \text{ cm}^2$

2. CÁLCULO DEL MUC=

$A_{smax} = 11.2320692$
 $M_{uc} = 661.625 \quad a = 6.6071 \quad 2$

3. CÁLCULO DE ACERO :VIGA SIMPLEMENTE REFORZADA

$$M = \phi A_s F_y (d - \frac{a}{2}) \quad a = \frac{A_s F_y}{0.85 f_c b}$$

		1era	2da	3ra	4ta
$=$	$=$	3.4	0.8723	0.8058	0.8444
$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$	$=$	1.48	1.3698	1.4354	1.4371

Acero usado= 1 $\phi 1/2$ " +1 $\phi 3/8$ "

4. DISEÑO POR CORTANTE

$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b x d = 2457.7$
 $\phi V_c = 2089.1$

Del diagrama de envolvente calculado se obtiene los valores de fuerza cortante en la seccion crítica ,entre estos se encuentra que el maximo cortant que experimenta esta losa es

$V_u = 1287$
se cumple : $V_u < \phi V_c \quad ok$

Figura 87 Base de datos en Excel de diseño de losa aligerada 3

Fuente: Elaboración propia

6.2. DISEÑO DE VIGAS

6.2.1. INTRODUCCIÓN

Las vigas son elementos estructurales que se apoyan en columnas o muros y son usadas con dimensiones variables según el tipo de losa que soportan, principalmente su función es soportar esfuerzos de flexión en los pórticos, en ese sentido para su diseño se usa las bases teóricas legales del Reglamento Nacional de Edificaciones.

6.2.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

En el diseño por flexión se pone especial cuidado al tipo de falla, es conveniente que sea por tracción, porque permite ver grandes deflexiones y fisuras antes del colapso. En razón a eso el acero máximo se obtiene con 75% de la cuantía balanceada y la falla balanceada se produce cuando el concreto alcanza la deformación unitaria de 0.003 simultáneamente al inicio de la fluencia del acero, En razón a que cuando la falla es frágil existen mas problemas y por ello se evita esta.

6.2.3. COMBINACIÓN DE LAS CARGAS VIVAS, MUERTAS Y DE SISMO

Cargas que han servido, para realizar las diferentes combinaciones para generar la

Envolvente Total de Respuestas, según las diferentes solicitaciones de carga.

- Combinación (combo 01): $C1=1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$
- Combinación (combo 02): $C2=1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + \text{/- CSX}$
- Combinación (combo 04): $C4=0.9 \text{ CM} + \text{/- CSX}$
- Combinación (combo 06): $C6=1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + \text{/- CSY}$

- Combinación (combo 08): $C8=0.9 \text{ CM } +/- \text{ CSY}$

6.2.4. DISEÑO POR CORTANTE

El estudio del efecto de la fuerza cortante en los elementos de concreto armado es sumamente complejo y en el entran muchas variables, y a lo largo de estos años se han desarrollado modelos matemáticos que buscaron explicar la distribución de esfuerzos, llegando en ese afán a una teoría que es recogida en el Reglamento Nacional de Edificaciones como también en el ACI .

Los requerimientos dados por la norma E060, como son el refuerzo mínimo, espaciamientos del refuerzo transversal son verificados para efectos de diseño en la presente hoja de cálculo y tiene como criterio que la falla sea por flexión antes que por cortante, la fuerza constante V_u se determina a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas a las resistencias nominales a flexión (M_n) en los extremos de la viga

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión:

Si $V_u > \phi V_c$ entonces requiere estribos
Si $V_u < \phi V_c$ entonces no requiere estribos pero se coloca para el armado

Donde:

- V_u : es la resistencia requerida por corte en la sección analizada
- ϕV_c : es la resistencia nominal al corte de la sección. $\phi = 0.85$

La resistencia nominal $V_n = \phi V_c$ estará conformada por la contribución del concreto V_c y por la contribución del acero V_s de tal forma que: $V_n = V_c + V_s$.Las

secciones situadas a una distancia menos que “d” desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas para la fuerza V_u calculada a una distancia “d”, si se cumplen las siguientes condiciones:

- Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia “d” (Norma E. 060 Concreto Armado. Acápites 13.1.3)

a. Contribución del concreto en la resistencia al corte

La contribución del concreto V_c podrá evaluarse para miembros sujetos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$$

Donde: b_w : ancho de la viga y d : peralte efectivo

b. Contribución del refuerzo en la resistencia al corte

Cuando la fuerza cortante V_u exceda ϕV_c , deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla:

$$V_u \leq \phi V_n, \quad V_n = V_c + V_s$$

Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = \frac{\phi A_s F_y d}{S}$$

Donde “ A_v ” es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia “ s ” proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

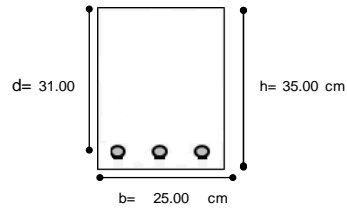
DISEÑO DE VIGA						
CARACTERÍSTICAS DEL ELEMENTO						
$\phi =$	0.90	$f_y =$	4200 Kg/cm ²	$M_U =$	2280 kg-m	VIGA:
$\beta =$	0.85	$f_c =$	210 Kg/cm ²	$r =$	4.00 cm	$b =$ 25 cm
						$h =$ 35 cm

1.- Calculando Cuantía balanceada :

$$\rho_b = 0.85\beta \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.02125$$

2.28



2.- Calculando Cuantía Cuantía Maxima :

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.015938$$

$$A_{smax} = \rho_{max}bd$$

$$A_{smax} = 12.35 \text{ cm}^2$$

3.- Calculando Area de Acero Minimo :

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f_c}bd}{f_y}$$

$$A_{smin} = 1.8718 \text{ cm}^2$$

4.- Calculando bloque rectangular equivalente :

$$a = \frac{\rho_{max}f_y d}{0.85f_c}$$

$$a = 11.63$$

5.- Calculando Momento Resistente Maximo :

$$MC_{max} = 0.85f_c \left(d - \frac{a}{2} \right) ab$$

$$MC_{max} = 11759.7683 \text{ kg-m} > 2280 \text{ kg-m}$$

No necesita As Compression

6.- Calculando Area de Acero

$$a = 6.2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = 2.162 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85b f_c}$$

$$a = 2.035$$

Iteraciones

$A_s =$ 2.011747 cm ²	⇒	$a =$ 1.893409 cm
$A_s =$ 2.0070165 cm ²	⇒	$a =$ 1.888957 cm
$A_s =$ 2.0068679 cm ²	⇒	$a =$ 1.888817 cm
$A_s =$ 2.0068632 cm ²	⇒	$a =$ 1.888812 cm

7.- Reparticion de Acero

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2$$

ϕ	n	N	As1	Dif	Acero
2.84 2.01	3/4"	0.71	0	2.00686	0@3/4"
2.00 2.01	5/8"	1	2	-1.9931	
0.00					

As	Diam	Area
6 mm	0.30	0.28
1/4"	0.64	0.32
3/8"	0.95	0.58
1/2"	1.27	1.29
5/8"	1.59	2.00
3/4"	1.91	2.84
1"	2.54	5.10

8.- Verificacion de diseño de Acero

$$A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax}$$

$$1.87 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 12.35 \text{ cm}^2$$

Ok

9.- diseño Final de la Viga Sometida a tension

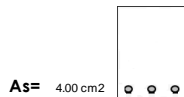


Figura 88 Base de datos en Excel de diseño de vigas

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE VIGA ACERO TRANSVERSAL

CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO

P _D = 1421.00 kg/m	f _y = 4200 Kg/cm ²	V _u = 5610 kg	VIGA: b = 25 cm
P _L = 272.00 kg/m	f _c = 210 Kg/cm ²	φ = 0.75	L = 430 d = 31 cm

4838

Carga Ultima
 $W = 1.4P_D + 1.7P_L$ $w = 2451.8 \text{ kg/m}$

Corte a la distancia d
 $V_{ud} = V_u - wd$ --- ec_36 $V_{UD} = 4849.9 \text{ kg}$

Resistencia al corte Aporte del Concreto
 $V_c = 5952.3 \text{ kg}$
 $\phi V_c = 4464.2 \text{ kg}$

Criterio para realizar estribacion φ
 $V_c = 4464.2 \text{ kg}$ $V_u = 5610.0 \text{ kg}$ **Necesita Estribar**

Distancia a Estribar **Aporte del acero**
 $x' = \frac{V_u - V_c}{w}$ --- ec_38 $V_s = \frac{V_{UD}}{\phi} - V_c$ --- ec_39
 $x' = 0.47 \text{ cm}$ $V_s = 514.26 \text{ kg}$

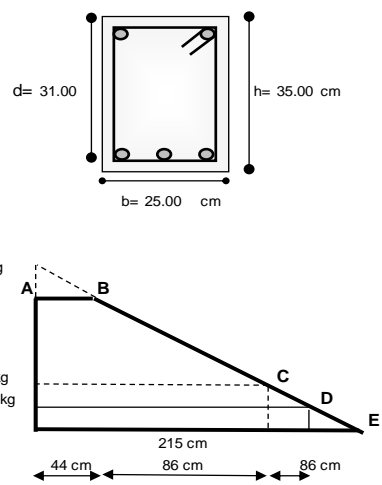
Espaciamiento Tramo A-B-C
 $S = \frac{A_v F_y d}{V_s}$ --- ec_40 $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$
 $S = 360.6293 \text{ cm}$

En Corte
2 φ 3/8"

$S_{max} = \begin{cases} \frac{d}{2} & 15.50 \text{ cm} \\ S_{max} = 60 \text{ cm} & 60.00 \text{ cm} \end{cases}$ $S = 15.5 \text{ cm}$
 $S = 10.00 \text{ cm}$ (Adoptado)

Espaciamiento Tramo C - D
 $s = \frac{A_v F_y}{3.5b}$ --- ec_41
 $s = 68 \text{ cm}$ $S = 68.37 \text{ cm}$
 $S = 20.00 \text{ cm}$ (Adoptado)

Espaciamiento Tramo D - E
 Se realiza el espaciamiento a razon del espaciamiento maximo $S = 25.00 \text{ cm}$
 $S = 20.00 \text{ cm}$ (Adoptado)



RESUMEN DE DISTRIBUCION DE ACERO TRANSVERSAL EN VIGAS

Tramo	S	L	n	Detalle
	5	5 cm	1	1 @ 0.05m
ABC	10.00	44 cm	4	4 @ 0.1m
CD	20.00	86 cm	4	4 @ 0.2m
DE	20.00	81 cm		R @ 0.2m
		215 cm		

COMO SOLO ES UNA VIGA SE COLOCA EL MISMO ESTRIBO POR TODOS LOS LADOS

Figura 89 Base de datos en Excel de diseño de vigas

Fuente: Elaboración propia

6.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son los elementos estructurales que reciben las cargas provenientes de las vigas ,losas y las transmiten a la cimentación. Además, forman pórticos con las vigas que se unen a estos y conjuntamente con los muros de corte o placas conforman la estructura sismorresistente de la edificación en diseño.

Las columnas son elementos que están sometidos principalmente a solicitaciones de flexocompresión y su importancia estructural es de primer orden, es decir que su diseño compromete la integridad del edificio.

6.3.1.DISEÑO POR CORTE

Las columnas deben con los requerimientos de diseño para fuerza cortante y confinamiento. El diseño por fuerza cortante busca una falla por flexión para lo cual la fuerza cortante (V_u) deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre de los elementos. Estos momentos nominales están referidos a la fuerza axial P_u que produzca resultado el mayor nominal posible.

Por tanto:

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n}$$

M_{ni} : momento nominal inferior

M_{ns} : momento nominal superior

h_n : luz de libre de la columna En nuestro caso como no existe cambio de cuantía en un mismo entrepiso se cumplirá :

$$V_u = 2 M_n / h_n.$$

Donde :

- V_u : Cortante.
- M_n : momento nominal
- h_n : Altura

El refuerzo constará de estribos cerrados que deberán terminar en ganchos estándar de 135° con una distancia mínima de 10 veces el diámetro al extremo libre.

En la sección transversal se deberá cumplir:

$$V_n < \phi(V_c + V_s) = 0.53x\sqrt{f_c}bwd\left(1 + \frac{0.071Nu}{A_g}\right)$$

$$V_s = A_s f_y d / s$$

Así mismo se deberá cumplir que: Los estribos serán de $\varnothing 3/8''$ como mínimo para el caso de barras longitudinales hasta de $1''$ y de $1/2''$ de diámetro para el caso de barras de diámetros mayores.

6.3.2. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

El diagrama de iteración es una curva útil para evaluar la resistencia de una sección a carga axial y momento actuando simultáneamente .Se construye al obtener para una sección una distribución de acero denominada A_s , valores de carga y momento resistente (P,M) conforme varia la posición de eje neutro .

Las formulas usadas para el diseño de la columna son las que se encuentran en Reglamento Nacional de Edificaciones, los artículos del ACI en ese sentido la

hipótesis para construir el diagrama de iteración, así como las formulas parte del siguiente criterio:

$$Y_{cp} = \frac{0.85f_c(A_g - A_{st})y_{cg} + \sum A_s f_y}{0.85f_c'(A_g - A_{st}) + \sum A_s f_y}$$

$$e_s = \frac{0.003(C - y)}{C}, f_s = E_x E_s, \text{ donde debe } f_s < f_y$$

$$P_n = 0.85f_c a b + \sum A_s f_s, \text{ donde } a = \beta_1 x C$$

$$M_n = 0.85f_c a b \left(Y_{cp} - \frac{a}{2} \right) + \sum A_s f_s (y - y_{cp})$$

La norma limita al diafragma de interacción para efectos de diseño, afectándoles de un factor de reducción de resistencia de $\phi=0.7$ y 0.8 de la carga axial máxima, con lo que se obtiene la curva, además el Reglamento Nacional de Edificaciones en la E 060 indica en el artículo 10.12 momentos magnificados en estructuras sin desplazamiento lateral, sobre los factores que deben ser considerados para estructuras que tienen esa característica, por otro lado en el diseño de columnas se usa el artículo 10.13 de la referida norma sobre el diseño de elementos con desplazamiento lateral, de este apartado se encuentra que existen factores que afectan a los momentos de diseño, y a continuación de muestran la fórmula:

$$M_i = M_{ins} + \delta_s M_{is}$$

Donde :

M_i : Momento amplificado en el extremo del elemento

M_{is} : Momento amplificado en el extremo en compresión en el cual actúa M_1

δ_s : Factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados

Diseño de la Columna 21(ver plano)

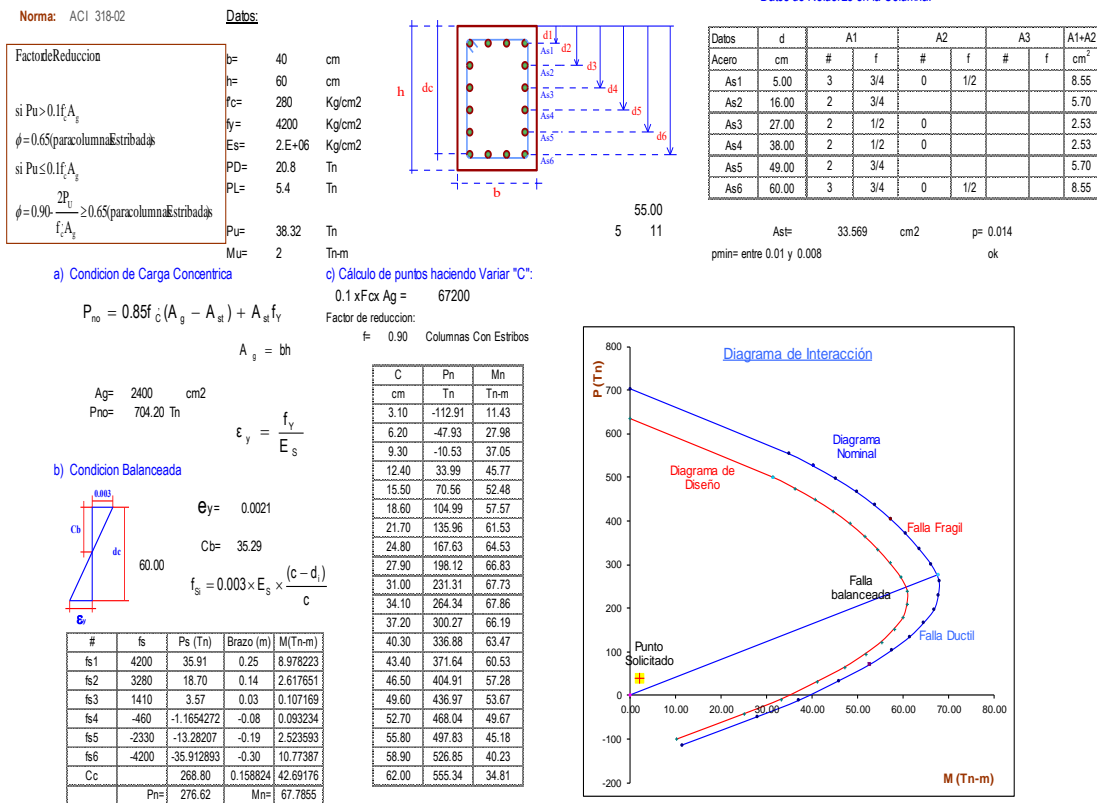


Figura 90 Base de datos en Excel de Diseño de columnas

Fuente: Elaboración propia

6.4. DISEÑO DE PLACAS

6.4.1. GENERALIDADES

Las placas son elementos sometidos a flexocompresión y a esfuerzo cortante. Por consiguiente tiene un diseño semejante al de las columnas con algunas diferencias que son elementos más largos y se tienen otras consideraciones para su análisis y diseño.

6.4.2. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño por flexocompresión de una placa esbelta se hace construyendo un diagrama de interacción considerando núcleos reforzados en los extremos y un fierro mínimo distribuido en el resto de la sección. Esos núcleos extremos deben

ser verificados además como columnas sujetas a momento en la dirección transversal pues en esas ubicaciones se tienen las vigas transversales. Dependiendo del sentido o dirección del techado podremos tener en cada piso cargas concentradas que vienen por las vigas, pudiendo tener núcleos adicionales en la zona donde la placa se intercepta con las vigas transversales, el camino sugerido por la Norma Peruana es de colocar un área A_s en los extremos y trabajar con un brazo de palanca “z” o usar un método basado en esfuerzos.

$$M_u = \phi A_s F_y Z$$

Donde “z” se halla de la siguiente manera:

$$Z = 0.4L \left(1 + \frac{h}{L}\right)$$

Si $0.5 < h/L < 1$ entonces $Z = 1.2 h$

6.4.3. DISEÑO POR CORTE .

Al igual que las columnas, si el elemento requiere reforzamiento se usarán las siguientes fórmulas:

$$V_n \leq \phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d \times \left(1 + .0071 \times \frac{P_u}{A_g}\right)$$

$$V_s = \frac{\phi A_s F_y d}{S}$$

“d” se podrá considerar 0.8 L

Para efectos de diseño considerando que la capacidad por corte debe ser mayor que la capacidad por flexión, la Norma Peruana indica que:

$$V_u = V_{ua} (M_{ur} / M_{ua})$$

Donde:

Vua : Cortante amplificado obtenido en el análisis

Mua : Momento amplificado obtenido en el análisis

Mur : Momento flector teórico, asociado a Pu que resiste la sección con el fierro realmente colocado sin considerar el factor de reducción ϕ .

6.4.4. DISEÑO POR ELEMENTOS SHELL

Este método consiste en calcular el acero en una placa en función al esfuerzo que soporta en los sentidos vertical y horizontal y se funda en la misma teoría adopta el Reglamento Nacional de Edificaciones y consiste en igualar el esfuerzo soportado por el concreto con el esfuerzo que soporta el área de acero total.

$$F_{AC} = T = S_{IJ}Ac$$

$$F_{AA} = T = \phi As Fy$$

De estas dos ecuaciones se tiene que

$$As = \frac{S_{IJ}Ac}{\phi Fy}$$

Donde:

- Fac=Fuerza que soporta área del concreto
- Faa= Fuerza que soporta área del acero
- As= Área de acero en cm²
- Sij=Esfuerzo en la dirección indicada
- ϕ = Factor de reducción (0.9)
- Fy=Límite de fluencia del acero en placa (4200)

El acero longitudinal será igual a:

$$As(longitudinal) = \frac{S_{22}Ac}{\phi Fy}$$

$$As(transversal) = \frac{S_{11}Ac}{\phi Fy}$$

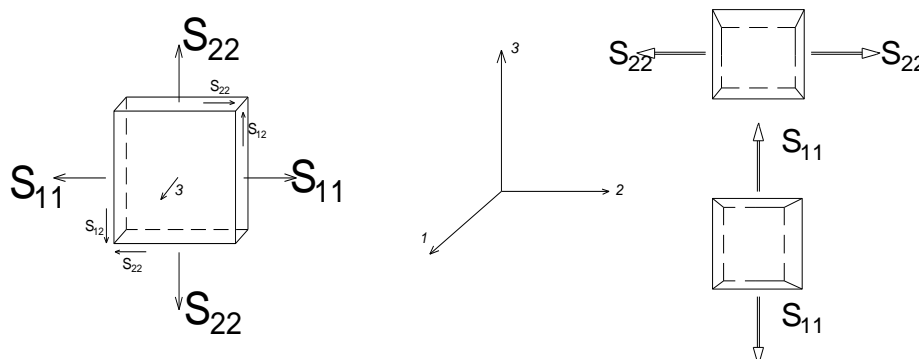


Figura 91 Esfuerzos en sección diferencial

Fuente: Elaboración propia

A continuación se diseñan los elementos tipo placa del ascensor

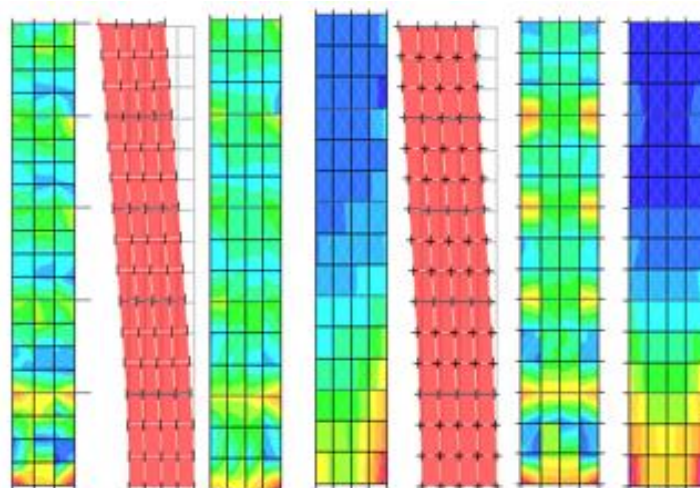


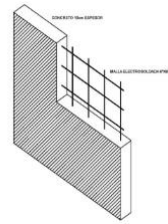
Figura 92 Placas del ascensor en X,Y y placa de escalera .

Fuente: Elaboración propia

1 CALCULO DE ACERO EN MURO Y1 EJE 1-1 Y A-A

ECUACIÓN DE CALCULO :

A DATOS	
EXTREMOS	
Fy=	4200
Ancho a analizar	50
Fc=	210
ϕ =	0.9
Esfuerzo S22 medio=	69.5
Esfuerzo S22 borde=	77.8
Espesor concreto=	20
Longitud de placa=	140
Cuantia mini arti 14.3.1	0.002



Para el acero longitudinal del borde sentido x

Ast calculado en borde= 20.58 cm2 en el borde -- As min= 2 cm2

con ϕ 3/4",# Varillas : 7.22 @ se colocará acero en dos franjas
 Variilas asumidas = 8 **en franja de 50 cm: 4.0 @ 13.00 cm**

Para el acero longitudinal del medio sentido x

Ancho a analizar 100
 Ast calculado= 36.77 cm2 en el medio As min= 4
 con ϕ 3/4",# Varillas= 12.90 @ **por franja de 100cm: 7.0 @ 14.0 cm**
 Variilas asumidas 14

B DATOS

Fy=	4200
Ancho a analizar	100
Fc=	210
ϕ =	0.9
Esfuerzo S11 medio=	10.7
Esfuerzo S11 borde=	9.9
Espesor concreto=	20
Longitud de placa=	140
Cuantia mini arti 14.3.1	0.0015
	50

Para el acero transversal borde sentido z

Ast calculado= 5.24 cm2 en el borde As min= 4.5
 con ϕ 1/2",# Varillas= 4.12 **en franja de 100 cm: 3.0 @ 21.0 cm**
 Variilas asumidas 6

Para el acero transversal medio sentido z

Ast calculado= 5.66 cm2 en el medio As min= 4.5
 con ϕ 1/2",# Varillas= 5.66 **por franja de 100cm: 6.0 @ 21.0 cm**
 Variilas asumidas 6

PLACA EJE 1A

Acero ---x---						
	por franja	borde		Medio		
	4	@	13.00	7	@	14.00
Acero ---z---						
	por franja	borde		Medio		
	3.0	@	20.00		@	20.00
	56.9756925	2800.0	0.020348462	>pmin=0.01		

Figura 93 Base de datos en Excel de diseño de placa, parte 1

Fuente: Elaboración propia

6.4.5. VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE SOBRE LAS PLACAS:

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación 11-1 del Reglamento Nacional de Edificaciones (Diseño por Resistencia):

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde

V_u :Es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y

V_n :Es la resistencia nominal al cortante calculada mediante: $V_n = V_c + V_s$

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE EN PLACAS

Placa ascensor sentido Y

Si $V_u > \phi V_c$ entonces require estribos

Si $V_u < \phi V_c$ entonces no require estribos pero se coloca para el armado

$$V_s = \frac{\phi A_s F_y d}{S}$$

Sismo en X estatico

$V_u = 23255$, $\phi V_c = 27892$ ok

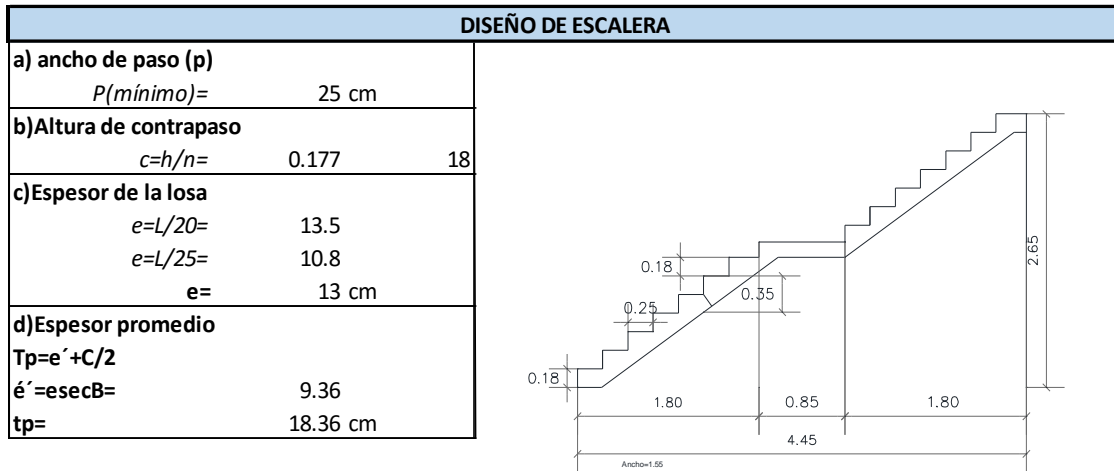
Sismo en Y estatico

$V_u = 26470.2$, $\phi V_c = 27892$ ok

Figura 94 Base de datos en Excel de diseño de placas, parte 2

Fuente: Elaboración propia

6.5. DISEÑO DE ESCALERA



METRADO DE CARGAS PARA CALCULAR REACCIONES

Pasos(p) =	0.25	Espesor de descanso=	0.15
Contrapasos(cp) =	0.18	Ancho=	1.2
Garganta(t) =	0.12	Espesor=	0.12
b =	1	Yconcreto=	2400

TRAMO RECTO

Ppropio

(P.e.concreto) xhx1m

360 Kg/m

Pacabados

60 Kg/m

420 Kg/m

Carga Viva=

500 Kg/m

Carga Ultima=

1438 Kg/m

TRAMO INCLINADO

Carga muerta

0.57088332

wpp=

570.88

Ppropio losa=

60.00

Pacabados=

630.88

Carga vivia

s/c viviendas=

500.00

Carga ultima=

1733.24

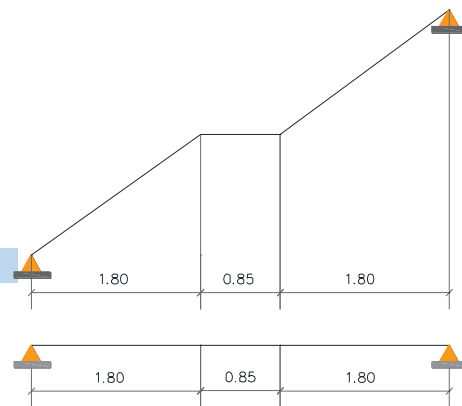


Figura 95 Base de datos en Excel de diseño de escalera

Fuente : Elaboración propia.

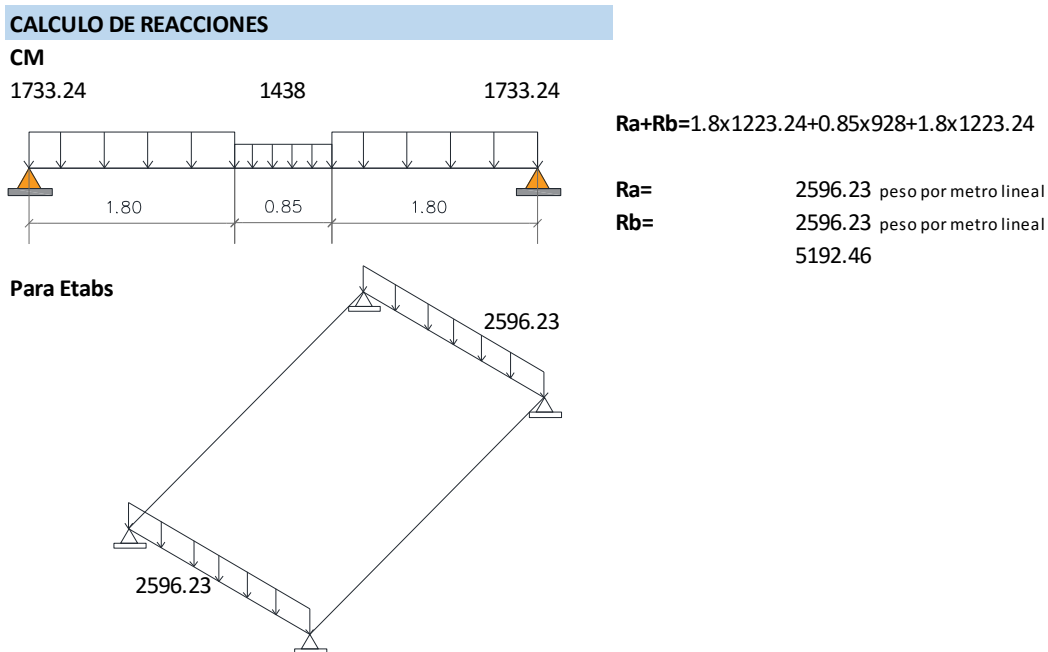


Figura 96 Carga sobre vigas de apoyo de escalera.

Fuente: Elaboración propia

6.6. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

6.6.1. GENERALIDADES

Las cimentaciones son elementos estructurales que tienen como función distribuir una carga concentrada que baja por una columna o muro en un área, de modo tal que la presión actuante sobre el terreno sea menor o igual a la capacidad resistente del terreno. Del estudio de suelos se obtiene la capacidad admisible del suelo, el nivel mínimo de cimentación, el asentamiento diferencial máximo, y recomendaciones adicionales para la cimentación. En el Estudio de Mecánica de Suelos se busca determinar la capacidad admisible del terreno, σ_t , la profundidad mínima de cimentación y conocer el tipo de suelos para plantear cimentaciones

adecuadas. En ese sentido el diseño de la cimentación se realizó según las recomendaciones dadas por la Norma E-050 y la Norma E-060.

6.6.2. DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN A DISEÑAR

Para nuestro diseño utilizaremos una cimentación superficial. La Norma de Suelos y Cimentaciones en su Capítulo 4, especifica que la profundidad mínima de cimentación debe ser 0.80 metros; según el proyecto desarrollado, la profundidad de cimentación será de 1.60 a 1.80 metros del nivel del terreno y su fundamento se radica en necesidad proporcionar una cimentación eficiente. En ese sentido se recurrió al uso de zapatas aisladas, y combinadas en los casos en que los elementos estructurales así lo requieran.

La presión admisible, σ_t , será para nuestro el diseño como mínimo es 1.65 kg/cm² y cambiara según la zapata y profundidad determinada.



Figura 97 Fotos de la extracción de muestra y ensayos de laboratorio.

Fuente: Elaboración propia

6.6.3. CAPACIDAD PORTANTE POR EL MÉTODO DE TERZAGUI

Karl von Terzaghi en 1943 propuso una fórmula sencilla para la carga máxima que podría soportar una cimentación continua con carga vertical que actúa sobre la superficie de un suelo.

$$q_u = c(N_c) + qN_q + Y(B)N_\gamma/2$$

Dónde:

- q_u = Capacidad de carga ultima.
- C = Cohesión. $q = \gamma * D_f$
- γ = Peso específico.
- N_c, N_q, N_γ = Factores que dependen de ϕ .
- $N_q = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) e^{\pi \tan \phi}$
- $N_c = (N_q - 1) \cot \phi (2.4)$

Tabla 83 Tabla de capacidad portante según ancho y profundidad

CAPACIDAD PORTANTE												
$\phi =$	22.736											
$c =$	0.086											
$N_c =$	21.34											
$N_q =$	9.94											
$N_\gamma =$	5.75											

Df (m)	B (m)											
	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0
0.60	1.07	1.11	1.14	1.17	1.20	1.24	1.27	1.30	1.33	1.36	1.40	1.43
0.80	1.19	1.22	1.25	1.28	1.31	1.35	1.38	1.41	1.44	1.48	1.51	1.54
1.00	1.30	1.33	1.36	1.39	1.43	1.46	1.49	1.52	1.56	1.59	1.62	1.65
1.20	1.41	1.44	1.47	1.51	1.54	1.57	1.60	1.63	1.67	1.70	1.73	1.76
1.40	1.52	1.55	1.58	1.62	1.65	1.68	1.71	1.75	1.78	1.81	1.84	1.87
1.60	1.63	1.66	1.70	1.73	1.76	1.79	1.82	1.86	1.89	1.92	1.95	1.99
1.80	1.74	1.78	1.81	1.84	1.87	1.90	1.94	1.97	2.00	2.03	2.06	2.10
2.00	1.85	1.89	1.92	1.95	1.98	2.02	2.05	2.08	2.11	2.14	2.18	2.21

Fuente: Elaboración propia

Tabla 84 Peso sobre cada columna

COLUMNA	AREA TRIBUTARIA	WD (tn)	WL (tn)
C1	3.50	12.3	3.2
C2	3.64	12.7	3.3
C3	4.11	14.4	3.7
C4	11.52	40.3	10.4
C5	4.38	15.3	3.9
C6	15.30	53.6	13.8
C7	2.96	10.4	2.7
C8	6.04	21.1	5.4
C9	5.62	19.7	5.1
C10	4.99	17.5	4.5
C11	8.08	28.3	7.3
C12	9.64	33.7	8.7
C13	5.29	18.5	4.8
C14	3.90	13.7	3.5
C15	5.75	20.1	5.2
C16	7.36	25.8	6.6
C17	4.05	14.2	3.6
C18	3.07	10.7	2.8
C19	4.05	14.2	3.6
C20	11.90	41.7	10.7
C21	5.95	20.8	5.4

Fuente: Elaboración propia

Ensayo de corte directo

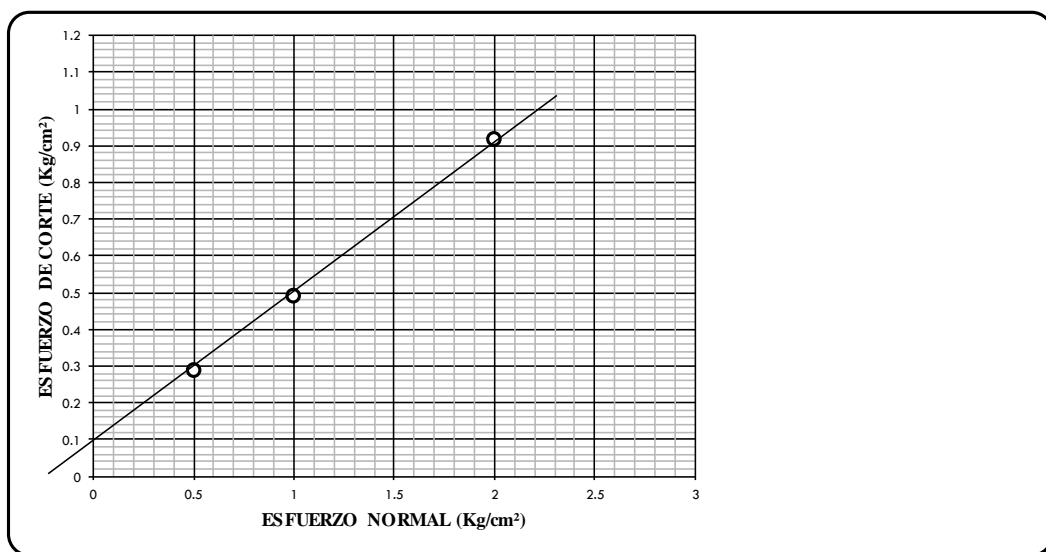


Figura 98 Método de los tres puntos

Fuente: Elaboración propia

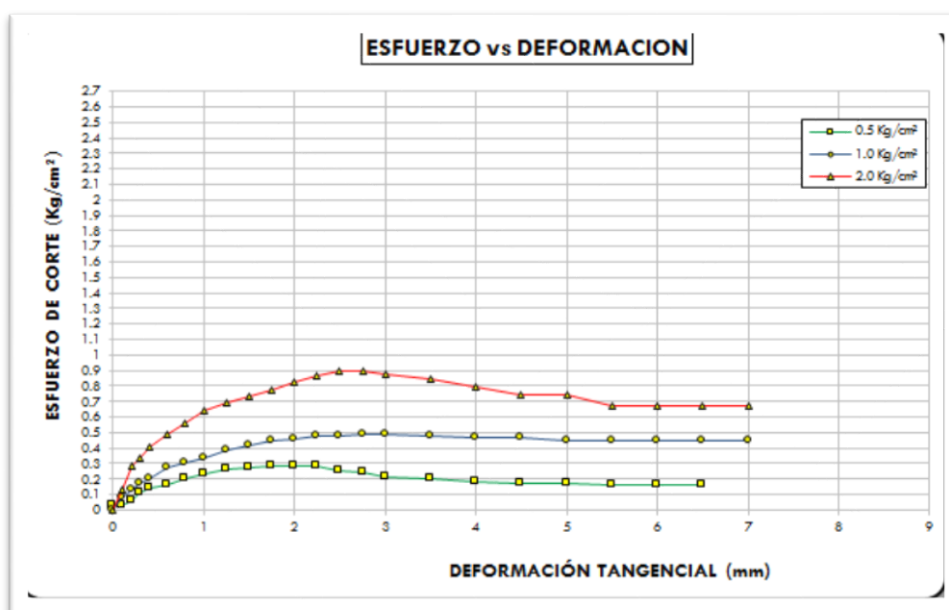


Figura 99 Diagrama de deformación tangencial y esfuerzo de corte

Fuente: Elaboración propia

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM - D3080-98)

Datos	ESPECIMEN 01				ESPECIMEN 02				ESPECIMEN 03			
	Inicial		Final		Inicial		Final		Inicial		Final	
Altura (h) (cm)	2.00		2.00		2.00		2.00		2.00		2.00	
Diámetro (Ø) (cm)	6.00		6.00		6.00		6.00		6.00		6.00	
Volumen (cm ³)	57.96				57.96				57.96			
Peso (Gr)	13.08				23.08				32.08			
	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
0.00	0.00		0.561	0.029	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
11.50	0.10	4.000	0.561	0.029	0.10	11.00	1.542	0.079	0.10	18.00	2.524	0.129
18.00	0.20	8.000	1.122	0.057	0.20	18.00	2.524	0.129	0.20	38.50	5.506	0.280
25.00	0.30	16.000	2.243	0.114	0.30	24.00	3.365	0.171	0.30	46.00	6.578	0.335
30.00	0.40	20.000	2.804	0.143	0.40	28.50	3.996	0.203	0.40	56.00	8.008	0.408
37.50	0.60	23.000	3.225	0.164	0.60	38.25	5.470	0.279	0.60	67.00	9.581	0.488
38.00	0.80	28.000	3.926	0.200	0.80	42.00	6.006	0.306	0.80	76.50	11.054	0.563
38.50	1.00	33.000	4.627	0.236	1.00	46.50	6.650	0.339	1.00	87.25	12.608	0.642
38.50	1.25	36.000	5.148	0.262	1.25	53.00	7.579	0.386	1.25	94.25	13.619	0.694
39.00	1.50	37.000	5.291	0.269	1.50	57.00	8.151	0.415	1.50	100.00	14.450	0.736
39.50	1.75	39.000	5.577	0.284	1.75	62.00	8.866	0.452	1.75	105.00	15.173	0.773
39.50	2.00	39.500	5.649	0.288	2.00	63.00	9.009	0.459	2.00	112.00	16.184	0.824
38.50	2.25	38.500	5.506	0.280	2.25	65.00	9.295	0.473	2.25	118.00	17.051	0.868
39.50	2.50	35.000	4.907	0.250	2.50	65.50	9.367	0.477	2.50	121.50	17.557	0.894
39.50	2.75	34.000	4.767	0.243	2.75	66.50	9.510	0.484	2.75	124.50	17.990	0.916
38.00	3.00	30.000	4.206	0.214	3.00	67.25	9.617	0.490	3.00	119.00	17.196	0.876
37.50	3.50	28.000	3.926	0.200	3.50	65.00	9.295	0.473	3.50	115.40	16.675	0.849
36.00	4.00	26.000	3.645	0.186	4.00	64.00	9.152	0.466	4.00	108.50	15.678	0.798
34.00	4.50	24.500	3.435	0.175	4.50	62.00	8.866	0.452	4.50	101.00	14.595	0.743
31.00	5.00	23.500	3.295	0.168	5.00	61.00	8.723	0.444	5.00	100.00	14.450	0.736
30.00	5.50	22.500	3.155	0.161	5.50	60.00	8.580	0.437	5.50	92.00	13.294	0.677
28.00	6.00	22.500	3.155	0.161	6.00	60.00	8.580	0.437	6.00	92.00	13.294	0.677
28.00	6.50	22.500	3.155	0.161	6.50	58.00	8.294	0.422	6.50	92.00	13.294	0.677
28.00	7.00	22.500	3.155	0.161	7.00	58.00	8.294	0.422	7.00	92.00	13.294	0.677

Figura 100 Lecturas realizadas en el equipo de corte directo

Fuente: Elaboración propia

Diseño de la zapata combinada de la con pesos de columnas 18 y 22

DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA					
DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO					
Z18 Y Z22		ZAPATA 14			
Cargas Actuantes:		Secciones		Recubrimientos	
Muerta PD1 = 6800 Kg		Column N° 1:	Base = 30 cm	Zapatas	
Viva PL1= 1700 Kg			Ancho = 30 cm	Sup = 5.00 cm	
Muerta PD2 = 10800 Kg		Column N° 2:	Base = 30 cm	Infer = 5.00 cm	
Viva PL2= 2800 Kg			Ancho = 30 cm		
S/C = 0.05 Kg/cm2		Zapata N° 1:	B/L = 1.5		
		Zapata N° 2:	B/L = 1.5		
19200		Distancia entre Columnas :	130.00 cm		
4900					
Propiedades de los Suelos		Propiedades de Materiales		Cuantías Mínimas	
Tipo de Suelo =		Acero:		Zapata :	
$\sigma t = 1.670 \text{ Kg/cm}^2$		$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$		$\rho = 0.0018$	
$\gamma s = 0.002 \text{ Kg/cm}^3$		Concreto :			
Df = 160.000 cm		$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
		$\gamma c = 0.0024 \text{ Kg/cm}^3$			

Secuencia de Cálculos

1. DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

a. Predimensionamiento de "h"

Por "Ld" del acero de columna

As. Columna: $\phi 3/4"$ Ld traccion: -
Ld compresion: 44 cm

Asumiendo: d = 44.00 cm

Por lo tanto: h = 54 cm

Los valores asumidos seran: d = 40.00 cm
h = 50.00 cm

b. Calculo de qe:

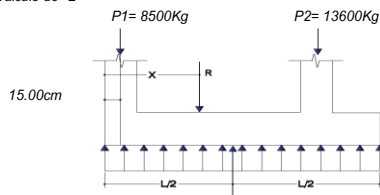
$$\sigma_e = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_f - \gamma \cdot h - s / c \quad \sigma_e = 1.3152 \text{ Kg/cm}^2$$

c. Calculo de Areq:

$$q_e = \frac{P}{A} = \frac{P_1 + P_2}{A} = \frac{R}{A} \quad A_{req} = \frac{R}{q_e} \quad \text{Por lo tanto: Areq} = 16804 \text{ cm}^2 \quad 2.5694$$

d. Dimensionamiento LxB:

Calculo de "L"



$$\bar{X} \cdot R = \bar{X}_1 \cdot P_1 + \bar{X}_2 \cdot P_2$$

$$X \cdot 22100 = 127500 + 1972000$$

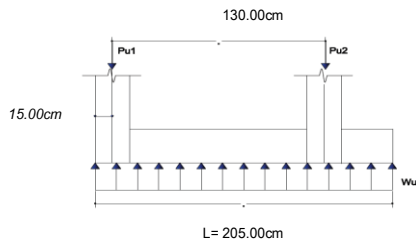
$$X = 95.00 \text{ cm}$$

Luego X=L/2 Por lo tanto. L = 190.00cm
Se asume: L = 205.00cm

Entonces: B=A; Reemplazando: B= 81.97 cm
Se asume: B= 80.00cm

Por lo tanto se tiene que:
B x L = 80.00cm X 205.00cm

2. DIAGRAMAS DE DISEÑO EN LA DIRECCION LONGITUDINAL



Se calculan para las cargas ultimas Pu1 y Pu2 y para el esfuerzo ultimo en el suelo: Wu(Kg/ml)

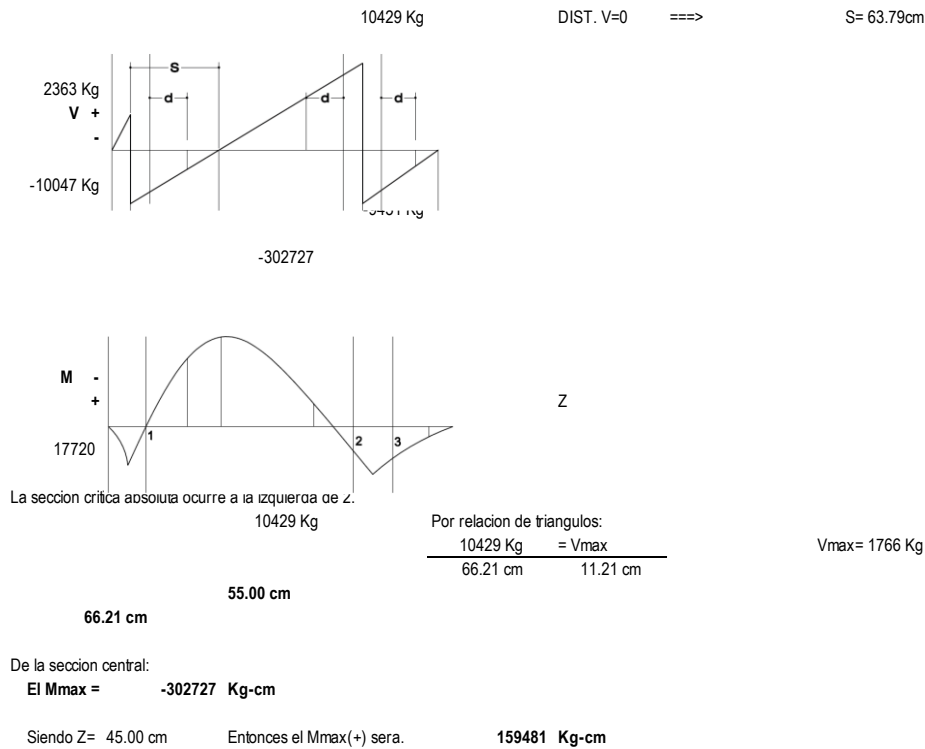
$$Pu1 = 1.4 \cdot Pd1 + 1.7 \cdot Pl1 \quad Pu1 = 12410 \text{ Kg}$$

$$Pu2 = 1.4 \cdot Pd2 + 1.7 \cdot Pl2 \quad Pu2 = 19880 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow Wu = 157.51 \text{ Kg/cm}$$

Figura 101 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 1

Fuente: Elaboración propia



3. VERIFICACION DE PERALTE POR CORTE Y FLEXION LONGITUDINAL

Verificamos "d" Por Flexion $M_u = \phi * f_c * b * d^2 * w * (1 - 0.59w)$ $w = 0.067$ Para $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Por Corte $V_c = \phi * 0.53 * (f_c)^{1/2} * b * d$

a. VERIFICACION POR FLEXION.

Si $M_u = M_{\max}$ ==> $d = d_{nec}$ Entonces:
 $M_{\max abs} = \phi * f_c * b * d^2 * w * (1 - 0.59w)$

Reemplazando $d_{nec} = 17.64 \text{ cm}$
Verificacion. Correcto

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{M_{\max abs}}{\phi * f_c * b * w * (1 - 0.59w)}}$$

b. VERIFICACION POR CORTE

Si $V_c = V_{\max}$ ==> $d = d_{nec}$ Despejando tenemos.
 $V_{\max} = \phi * 0.53 * v(f_c) * b * d_{nec}$ $d_{nec} = 3.38 \text{ cm}$

Verificacion. Correcto

4. VERIFICACION DEL CORTE POR PUNZONAMIENTO

Calculamos $W = 1.97 \text{ Kg/cm}^2$
Cortante de punzonamiento en las columnas (V_u)

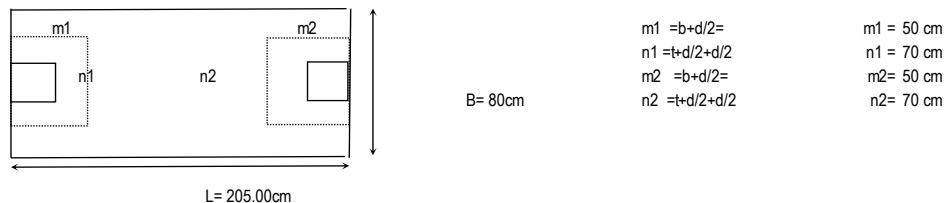


Figura 102 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 2

Fuente: Elaboración propia

a. VERIFICACION EN LA COLUMNA 1:

Area: $A'1 = m1 \cdot n1$ $m1=50\text{cm}$ $n1=70\text{cm}$

$A'1 = 3500 \text{ cm}^2$

Perimetro: $2m1+n1$

$bo1 = 170 \text{ cm}$

Cortante de Punzonamiento.

$Vu1 = Pu1 - Wu \cdot A'1$

$Vu1 = 5518.84 \text{ kg}$

Resistencia del concreto al punzonamiento (NTP-060,ACI)

$$Vc = \phi \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$Vc = \phi \cdot 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\beta_c = \frac{\text{Lado ..mayor ..col}}{\text{Lado ..menor ..col}} < 2$$

136529.057
92136.1734

De estas dos expresiones se toma el valor menor.

$Vc1 = 92136.17\text{Kg}$

Verificando: **OK entonces** $Vu1 > Vc1$

b. VERIFICACION EN LA COLUMNA 2:

Area: $A'2 = m2 \cdot n2$ $m2=50\text{cm}$ $n2=70\text{cm}$

$A'2 = 3500 \text{ cm}^2$

Perimetro: $2m2+1n2$

$bo2 = 170 \text{ cm}$

Cortante de Punzonamiento.

$Vu2 = Pu2 - Wu \cdot A'2$

$Vu2 = 12988.84 \text{ kg}$

Resistencia del concreto al punzonamiento (NTP-060,ACI)

$Vc1 = 92136.17\text{Kg}$

136529.0569

92136.17335

Verificando: **OK entonces** $Vu2 > Vc2$

5.DISEÑO POR FLEXION EN LA DIRECCION LONGITUDINAL

Calculo de Acero para momentos maximos.

$M_{max(-)} = -302727 \text{ Kg-cm}$

$M_{max(+)} = 159481 \text{ Kg-cm}$

Por tanteos.

Donde $As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot h$

$As_{min} = 7.20\text{cm}^2$

$a = f_y \cdot As / \phi \cdot f'_c \cdot b$

$a = 2.12\text{cm}^2$

$Mu = \phi \cdot f_y \cdot As_{min} \cdot (d - a/2)$

$M_{umin} =$

1059823 Kg-cm

Cálculo de Area de Acero (-)

Se diseñara con acero minimo

Si se asume que: $a=d/5$

$a = 8.00\text{cm}$

$As = 2.22\text{cm}^2$

$a = 0.65\text{cm}$

$As = 2.02\text{cm}^2$

$a = 0.59\text{cm}$

$As = 2.02\text{cm}^2$

$a = 0.59\text{cm}$

Entonces tenemos.

$As = 2.02\text{cm}^2$

$a = 0.59\text{cm}$

$d = 40.00 \text{ cm}$

$Mu = \phi \cdot f_y \cdot As_{min} \cdot (d - a/2)$

$As = 7.20 \text{ cm}^2$

$Mu = 0.9 \times 4200 \times 7.2 \times (40 - 2.12/2)$

$a = 2.12 \text{ cm}$

$Mu = 1059823.059 \text{ Kg-cm}$

Figura 103 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 3

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de Área de Acero (+)
 Se diseñara con acero mínimo

Si se asume que: $a=d/5$
 $a = 8.00\text{cm}$
 $As = 1.17\text{cm}^2$ $a = 0.34\text{cm}$
 $As = 1.07\text{cm}^2$ $a = 0.31\text{cm}$
 $As = 1.07\text{cm}^2$ $a = 0.31\text{cm}$
 $As = 1.07\text{cm}^2$ $a = 0.31\text{cm}$

Entonces tenemos.

$d = 40.00\text{ cm}$
 $As = 7.20\text{ cm}^2$
 $a = 2.12\text{ cm}$
 $Mu = 1059823.059\text{ Kg-cm}$

CALCULO DE ESPACIAMIENTOS
 $B' = 69.98$
 $As(-) = 7.20\text{cm}^2$ Usar $\phi 1/2"$ @ **14.00cm**
 Numero de varilla 6 **OK**

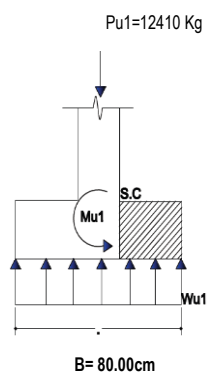
$As(+)$ = 7.20cm^2 Usar $\phi 1/2"$ @ **14.00cm**
 Numero de varilla 6 **OK**

$x=3h$ o 45cm $Smax = 45.00\text{cm}$

Por lo tanto se adopta. $As(-) = \phi 1/2" @ 0.14\text{m}$
 $As(+)$ = $\phi 1/2" @ 0.14\text{m}$

6.DISEÑO POR FLEXION EN LA DIRECCION TRANSVERSAL

a. Flexion transversal bajo la columna 1



$b1 = 50\text{ cm}$ $Mu1 = Wu1 \cdot L^2 / 2$
 $b2 = 70\text{ cm}$ $Mu1 = 155.13 \times (80/2 - 30/2)^2$
 $Mu1 = 48477\text{Kg-cm}$

Donde $Asmin = \rho_{min} \cdot b \cdot h$
 $Asmin = 4.50\text{cm}^2$ $a = fy \cdot As / \phi \cdot fc \cdot b$ \Rightarrow $a = 2.12\text{cm}$
 $= 155.13\text{Kg/cm}$ $Mu = \phi \cdot fy \cdot Asmin \cdot (d-a/2)$ \Rightarrow $Mumin = 662389\text{ Kg-cm}$

Cálculo de Área de Acero
 Se diseñara con acero mínimo

Si se asume que: $a=d/5$
 $a = 8.00\text{cm}$
 $As = 0.36\text{cm}^2$ $a = 0.10\text{cm}$
 $As = 0.32\text{cm}^2$ $a = 0.09\text{cm}$
 $As = 0.32\text{cm}^2$ $a = 0.09\text{cm}$
 $As = 0.32\text{cm}^2$ $a = 0.09\text{cm}$

Entonces tenemos.

$d = 40.00\text{ cm}$
 $As = 4.50\text{ cm}^2$
 $a = 2.12\text{ cm}$
 $Mu = 662389.4118\text{ Kg-cm}$

Figura 104 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 4

Fuente: Elaboración propia

CALCULO DE ESPACIAMIENTOS

$B' = 70 \text{ cm}$

$A_s = 6.30 \text{ cm}^2$ Usar ϕ @ **17.50cm**

Numero de varillas 5

Por lo tanto se adopta. $A_s = \phi 1/2" @ 0.18\text{m}$

7.ACERO DE REPARTICION TRANSVERSAL

Es el acero que se coloca en las zonas transversales donde no se tiene acero estructural.

Donde $A_{sr} = 0.0018 \cdot b \cdot h$ $A_{sr} = 9.00 \text{ cm}^2$

$b = 100 \text{ cm}$

1.27

Usar ϕ 4 @ **0.14cm**

$A_s = \phi 1/2" @ 0.14\text{m}$

8.ARMADO FINAL

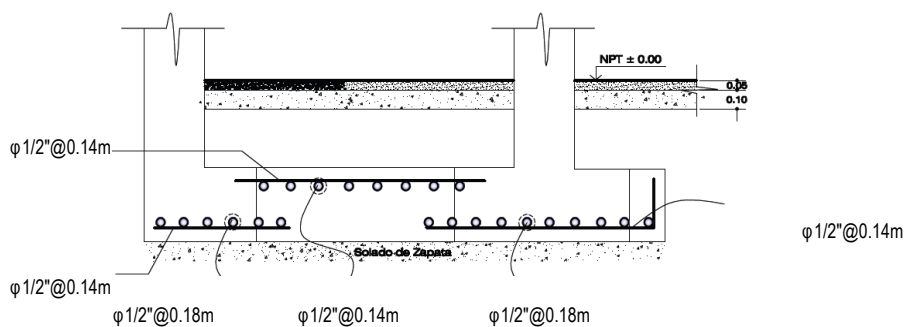


Figura 105 Detalle de acero en zapata combinada

Fuente: Elaboración propia.

Diseño de la zapata combinada que une las columnas 12 y 13

DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA		
DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO		
Z12 Y Z13	ZAPATA 8	
Cargas Actuantes:	Secciones	Recubrimientos
Muerta PD1 = 18500 Kg	Column N° 1:	Zapatas
Viva PL1 = 4800 Kg	Base = 30 cm	Sup = 5.00 cm
Muerta PD2 = 33700 Kg	Ancho = 60 cm	Infer = 5.00 cm
Viva PL2 = 8700 Kg	Column N° 2:	
S/C = 0.05 Kg/cm2	Base = 30 cm	
	Ancho = 60 cm	
	Zapata N° 1:	
	B/L = 1.5	
	Zapata N° 2:	
	B/L = 1.5	
	Distancia entre Columnas : 120.00 cm	
Propiedades de los Suelos	Propiedades de Materiales	Cuantías Mínimas
Tipo de Suelo =	Acero:	Zapata :
$\sigma_t = 1.670$ Kg/cm2	$f_y = 4200$ Kg/cm2	$\rho = 0.0018$
$\gamma_s = 0.002$ Kg/cm3	Concreto :	
Df = 160.000 cm	$f_c = 210$ Kg/cm2	
	$\gamma_c = 0.0024$ Kg/cm3	

Secuencia de Cálculos

1. DIMENSIONAMIENTO EN PLANTA

a. Predimensionamiento de "h"

Por "Ld" del acero de columna

As. Columna: $\phi 3/4"$ Ld traccion: -
Ld compresion: 44 cm

Asumiendo: $d = 44.00$ cm
Por lo tanto: $h = 54$ cm

Los valores asumidos seran: $d = 45.00$ cm
 $h = 55.00$ cm

b. Calculo de q_e :

$$\sigma_e = \sigma_t - \gamma_{prom} \cdot h_f - \gamma \cdot h - s / c$$

$\sigma_e = 1.3116$ Kg/cm2

c. Calculo de A_{req} :

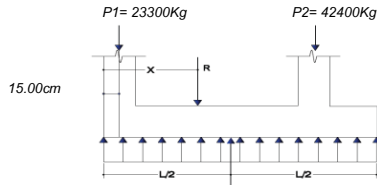
$$q_e = \frac{P}{A} = \frac{P_1 + P_2}{A} = \frac{R}{A}$$

$$A_{req} = \frac{R}{q_e}$$

Por lo tanto: $A_{req} = 50091$ cm2 2.5694

d. Dimensionamiento LxB:

Calculo de "L"



$$\bar{X} \cdot R = \bar{X}_1 \cdot P_1 + \bar{X}_2 \cdot P_2$$

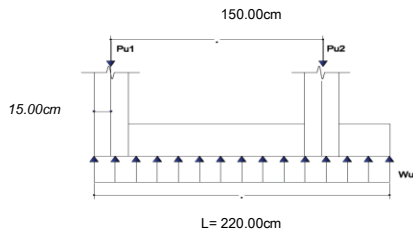
$$X \cdot 65700 = 349500 + 572400$$

$$X = 92.44$$

Luego $X=L/2$ Por lo tanto, $L = 184.89$ cm
Se asume: $L = 220.00$ cm

Entonces: $B=A$; Reemplazando: $B = 227.69$ cm
Se asume: $B = 235.00$ cm 180
Por lo tanto se tiene que:
 $B \times L = 235.00$ cm X 220.00 cm

2. DIAGRAMAS DE DISEÑO EN LA DIRECCION LONGITUDINAL



Se calculan para las cargas ultimas Pu1 y Pu2 y para el esfuerzo ultimo en el suelo: Wu(Kg/ml)

$$Pu1 = 1.4 \cdot Pd1 + 1.7 \cdot Pl1$$

$$Pu1 = 34060$$
 Kg

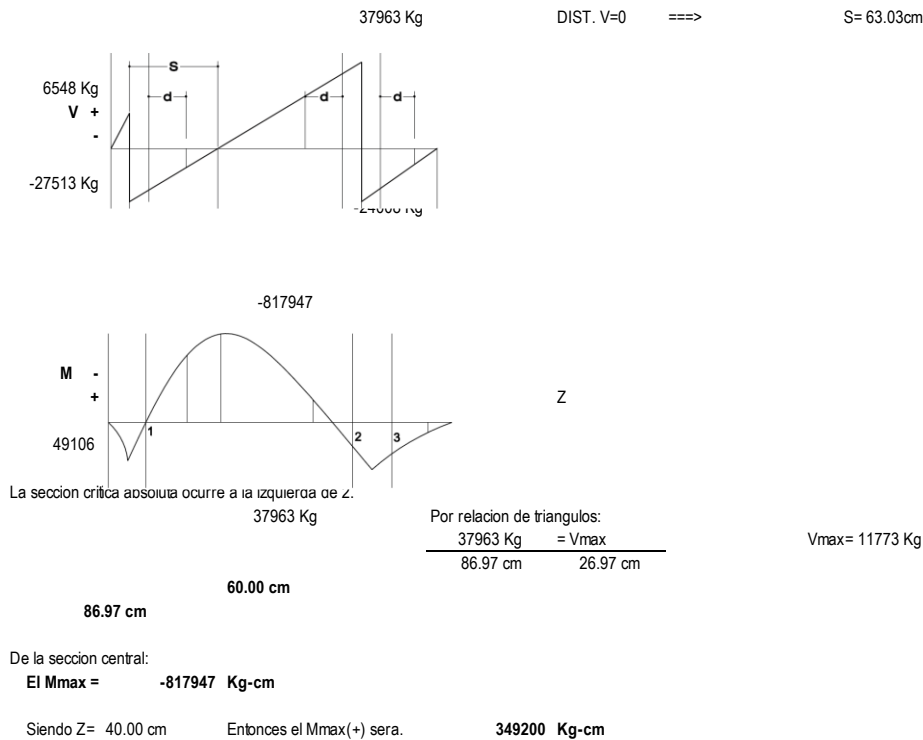
$$Pu2 = 1.4 \cdot Pd2 + 1.7 \cdot Pl2$$

$$Pu2 = 61970$$
 Kg

$$\Rightarrow Wu = 436.50$$
 Kg/cm

Figura 106 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 1

Fuente: Elaboración propia



3. VERIFICACION DE PERALTE POR CORTE Y FLEXION LONGITUDINAL

Verificamos μ Por Flexion $M_u = \phi * f_c * b * d^2 * w * (1 - 0.59w)$ $w = 0.067$ Para $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 Por Corte $V_c = \phi * 0.53 * (f_c)^{1/2} * b * d$

a. VERIFICACION POR FLEXION.

Si $M_u = M_{max}$ ==> $d = d_{nec}$ Entonces:
 $M_{maxabs} = \phi * f_c * b * d^2 * w * (1 - 0.59w)$

Reemplazanc $d_{nec} = 16.92 \text{ cm}$
Verificacion. Correcto

$$d_{nec} = \sqrt{\frac{M_{maxabs}}{\phi * f_c * b * w * (1 - 0.59w)}}$$

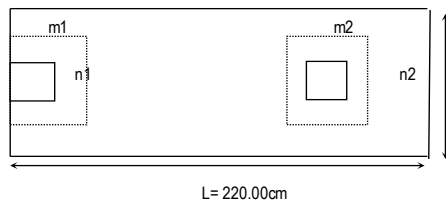
b. VERIFICACION POR CORTE

Si $V_c = V_{max}$ ==> $d = d_{nec}$ Despejando tenemos.
 $V_{max} = \phi * 0.53 * (f_c)^{1/2} * b * d_{nec}$ $d_{nec} = 7.67 \text{ cm}$

Verificacion. Correcto

4. VERIFICACION DEL CORTE POR PUNZONAMIENTO

Calculamos W 1.86 Kg/cm^2
 Cortante de punzonamiento en las columnas (V_u)



$B = 235 \text{ cm}$
 $m1 = 53 \text{ cm}$
 $n1 = 105 \text{ cm}$
 $m2 = 75 \text{ cm}$
 $n2 = 105 \text{ cm}$

Figura 107 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 1

Fuente: Elaboración propia

a. VERIFICACION EN LA COLUMNA 1:

Area: $A'1 = m1*n1$
 $A'1 = 5513 \text{ cm}^2$
 Perimetro: $2m1+n1$
 $bo1 = 210 \text{ cm}$
 Cortante de Punzonamiento.
 $Vu1 = Pu1-Wu*A'1$
 $Vu1 = 23820.82 \text{ kg}$

Resistencia del concreto al punzonamiento (NTP-060,ACI)

$$Vc = \phi \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$Vc = \phi * 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\beta_c = \frac{\text{Lado } \dots \text{mayor } \dots \text{col}}{\text{Lado } \dots \text{menor } \dots \text{col}} < 2$$

125714.142
 128042.182

De estas dos expresiones se toma el valor menor.

$Vc1 = 125714.14 \text{ Kg}$
Verificando: OK entonces $Vu1 > Vc1$

b. VERIFICACION EN LA COLUMNA 2:

Area: $A'2 = m2*n2$
 $A'2 = 7875 \text{ cm}^2$
 Perimetro: $2m2+2n2$
 $bo2 = 360 \text{ cm}$
 Cortante de Punzonamiento.
 $Vu2 = Pu2-Wu*A'2$
 $Vu2 = 47342.61 \text{ kg}$

Resistencia del concreto al punzonamiento (NTP-060,ACI)

$Vc1 = 215509.96 \text{ Kg}$ 215509.9584
 219500.8836

Verificando: OK entonces $Vu2 > Vc2$

5.DISEÑO POR FLEXION EN LA DIRECCION LONGITUDINAL

Calculo de Acero para momentos maximos.

Mmax(-) = -817947 Kg-cm
Mmax(+)= 349200 Kg-cm

Por tanteos.

Donde $As_{min} = \rho_{min} * b * h$

$As_{min} = 23.27 \text{ cm}^2$ $a = f_y As / \phi f_c$ $a = 2.33 \text{ cm}^2$
 $Mu = \phi * f_y * As_{min} (d-a/2)$

$Mumin = 3854950 \text{ Kg-cm}$

Cálculo de Area de Acero (-)

Se diseñara con acero minimo

Si se asume que: $a=d/5$

$a = 9.00 \text{ cm}$

$As = 5.34 \text{ cm}^2$ $a = 0.53 \text{ cm}$

$As = 4.84 \text{ cm}^2$ $a = 0.48 \text{ cm}$

$As = 4.83 \text{ cm}^2$ $a = 0.48 \text{ cm}$

Entonces tenemos.

$As = 4.83 \text{ cm}^2$ $a = 0.48 \text{ cm}$

$d = 45.00 \text{ cm}$

$As = 23.27 \text{ cm}^2$

$a = 2.33 \text{ cm}$

$Mu = 3854950.285 \text{ Kg-cm}$

Figura 108 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 2

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de Area de Acero (+)
 Se diseñara con acero minimo

Si se asume que: $a=d/5$
 $a=9.00\text{cm}$
 $As=2.28\text{cm}^2$ $a=0.23\text{cm}$
 $As=2.11\text{cm}^2$ $a=0.21\text{cm}$
 $As=2.10\text{cm}^2$ $a=0.21\text{cm}$
 $As=2.10\text{cm}^2$ $a=0.21\text{cm}$

Entonces tenemos.

$d = 45.00\text{ cm}$
 $As = 23.27\text{ cm}^2$
 $a = 2.33\text{ cm}$
 $Mu = 3854950.285\text{ Kg-cm}$

CALCULO DE ESPACIAMIENTOS

$B' = 224.98$
 $As(-) = 23.27\text{cm}^2$ Usar ϕ @ 13.23cm
 Numero de varilla 18 **OK**

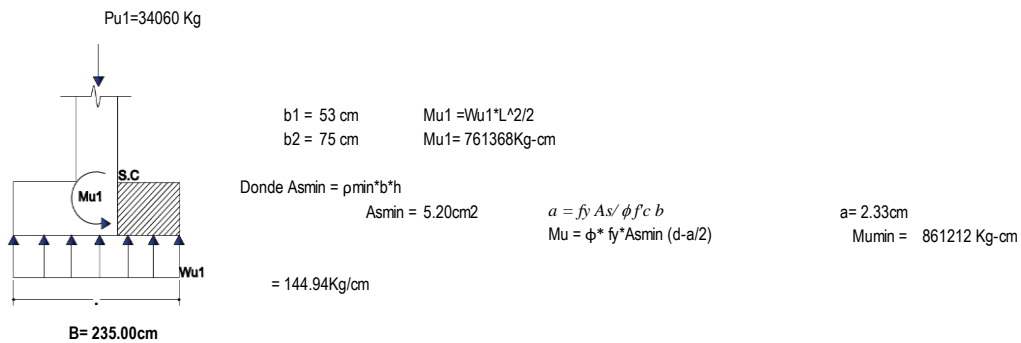
$As(+)$ = 23.27cm^2 Usar ϕ @ 13.23cm
 Numero de varilla 18 **OK**

$x=3h$ o 45cm $Smax = 45.00\text{cm}$

Por lo tanto se adopta. $As(-) = \phi 1/2'' @ 0.13\text{m}$
 $As(+)$ = $\phi 1/2'' @ 0.13\text{m}$

6. DISEÑO POR FLEXION EN LA DIRECCION TRANSVERSAL

a. Flexion transversal bajo la columna 1



Cálculo de Area de Acero
 Se diseñara con acero minimo

Si se asume que: $a=d/5$
 $a=9.00\text{cm}$
 $As=4.97\text{cm}^2$ $a=0.50\text{cm}$
 $As=4.50\text{cm}^2$ $a=0.45\text{cm}$
 $As=4.50\text{cm}^2$ $a=0.45\text{cm}$
 $As=4.50\text{cm}^2$ $a=0.45\text{cm}$

Entonces tenemos.

$d = 45.00\text{ cm}$
 $As = 5.20\text{ cm}^2$
 $a = 2.33\text{ cm}$
 $Mu = 861212.2976\text{ Kg-cm}$

Figura 109 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 3

Fuente: Elaboración propia

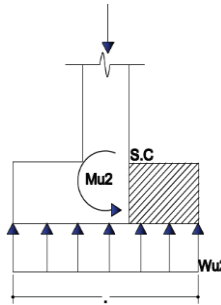
CALCULO DE ESPACIAMIENTOS

B' = 53 cm
 As= 5.20cm² Usar ϕ @ 10.50cm
 Numero de varilla 6

Por lo tanto se adopta. $A_s = \phi 1/2'' @ 0.10m$

b. Flexion transversal bajo la columna 2

Pu2=61970 Kg



b1 = 53 cm Mu2 = Wu2*L²/2
 b2 = 75 cm Mu2 = 1385260Kg-cm

Donde Asmin = $\rho_{min} * b * h$ a = $f_y A_s / f_c b$ a = 2.33cm
 Asmin = 7.43cm² Mu = $\phi * f_y * A_{smin} (d - a/2)$ Mumin = 1230303 Kg-cm

= 263.70Kg/cm

B= 235.00cm

Cálculo de Area de Acero
 Se diseñara con Mmax

Si se asume que: a=d/5
 a= 9.00cm
 As= 9.05cm² a=0.91cm
 As= 8.23cm² a=0.82cm
 As= 8.22cm² a=0.82cm
 As= 8.22cm² a=0.82cm

Entonces tenemos.

d = 45.00 cm
 As = 8.22 cm²
 a = 0.82 cm
 Mu = 1385260.239 Kg-cm

CALCULO DE ESPACIAMIENTOS

B' = 75 cm
 As= 8.22cm² Usar ϕ @ 15.00cm
 Numero de varilla 6

Por lo tanto se adopta. $A_s = \phi 1/2'' @ 0.15m$

Figura 110 Base de datos en Excel de diseño de zapata combinada parte 4

Fuente: Elaboración propia

CALCULO DE ESPACIAMIENTOS

$B' = 75 \text{ cm}$

$A_s = 8.22 \text{ cm}^2$ Usar ϕ @ 15.00cm

Numero de varilla 6

Por lo tanto se adopta. $A_s = \phi 1/2" @ 0.15\text{m}$

7.ACERO DE REPARTICION TRANSVERSAL

Es el acero que se coloca en las zonas transversales donde no se tiene acero estructural.

Donde $A_{sr} = 0.0018 \cdot b \cdot h$ $A_{sr} = 9.90 \text{ cm}^2$

$b = 100 \text{ cm}$

Usar ϕ @ 0.13cm

$A_s = \phi 1/2" @ 0.13\text{m}$

8.ARMADO FINAL

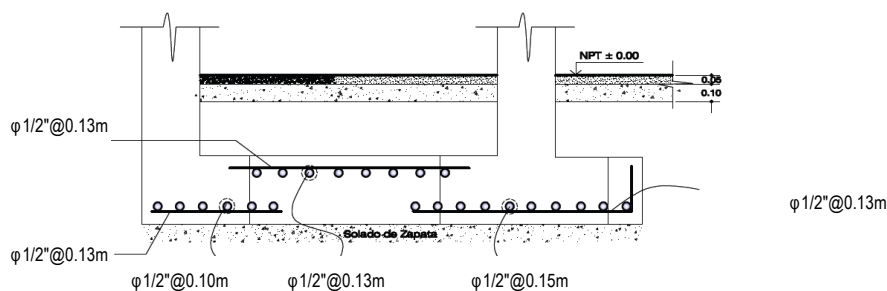


Figura 111 Detalle del armado de acero en zapata combinada

Fuente: Elaboración propia

ZAPATAS AISLADAS

DISEÑO DE ZAPATA

C-2

Datos Generales

Df=	1.6	hsuelo=	1.1
ysuelo=	1.68	$\sigma_t =$	1.67
fc =	210		
fy =	4200		
$\sigma_t =$	1.33		

Columna		
b =	80	cm.
h =	40	cm.
Hzapata =	50	cm.
Pd =	12.70	t.
Pl =	3.30	t.
Ps =	0.32	t.
P. zap.	17%	Pd+Pl+Ps
Mto D =	0.06	t-m
Mto L =	0.02	t-m
Mto S =	0.10	t-m

Diseño de Concreto Armado

1.- Predimensionamiento Inicial (solo cargas verticales)

$P1 = Pd + Pl = 19.1$ tn
 Peralte de Zapata debe ser mayor a la longitud de desarrollo $db = 3/4 \cdot Ld = 0.08dbfy/fc \cdot 0.5 = 44.17$ cm
 $Ld = 0.004(db)(Fy) = 32.00$ cm
 Ld calculado debe ser > 20cm
 h asumido = 50 cm
 Peralte para considerar rigida la zapata
 $Ko = 4$ Coef de bals
 $b = 130$ Lado
 $E = 217371$ Elasticidad
 $(Koxb)/E = 0.00239$ Parametro "J"³
 $((Koxb)/E)^{1/3} = 0.13374$ Parametro "J"

h>	39.99	h=	50	OK
----	-------	----	----	----

2.- Esfuerzo en suelo

$\sigma_t = 1.32$ kg/cm²
 A.zapata = 1.22 m².

A =	1.30 m.
B =	2.20 m.

 A.zapata = 2.86 m².

3. Verificación de Dimensiones (considerando presion y mtos)

y = 0.20 m.
 Inercia = 1.15 m⁴.
 $q_1 = 6.65$ t / m².
 $q_2 = 6.72$ t / m².
Ok!, dimensiones correctas

4.- Carga q

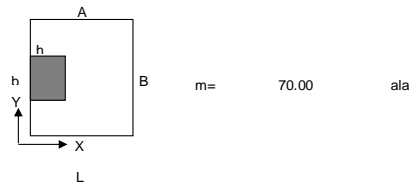
$q_u = 0.8$ kg/cm² **Ok!**

5.- Punzonamiento ($\phi = 0.85$)

d = 40 cm.
 Perimetro = 240 cm
 A. punz. = 0.72 m².
 $V_{up} = 18.55$ t
 $\phi V_c = 130.07$ t
Punzonamiento OK

Combinaciones de Carga

Caso	Factor de amplificación			Fuerza Amplificadas		Esfuerzos	
	d	L	s	Pu (t)	Mu (t-m)	q ₁ (tn/m ²)	q ₂ (tn/m ²)
C1	1.40	1.70	0.00	23.4	0.1	8.16	8.20
C2	1.25	1.25	1.25	20.4	0.2	7.09	7.17
C3	1.25	1.25	-1.25	20.0	0.2	6.95	7.03
C4	0.90	0.00	1.25	11.8	0.2	4.10	4.17
C5	0.90	0.00	-1.25	11.0	0.2	3.83	3.89
P1=Pd+Pl+Pz=				19.1 t.	P2=Pd+Pl= 16.00		
M1=Md+Ml+Ms=				0.2 t-m	8.1578628		
Pu max=				23.4 t.			
Mu max=				0.2 t-m			
q ₁ último				8.16 tn/m ²			
q ₂ último				8.20 tn/m ²			



6.- Verificación de Corte como Viga ($\phi = 0.85$)

$V_u =$ Fuerza cortante
 $\phi V_c =$ Resistencia del concreto
 $\phi V_c = 57.45$ t.
 $V_u = 5.3$ t.

Ok! Corte como viga

7.- Diseño por Flexión

Dirección X		Dirección de Y	
Mu = 3.32 t-m / ml	p min = 8.50	Mu = 2.01 t-m / ml	
As = 2.21 cm ² / ml		As = 1.33 cm ² / ml	
As(min) = 7.20 cm ² / ml		As(min) = 7.20 cm ² / ml	

151875

$\phi 1/2 = 1.27$ cm²

	As		As(min)	
	S (cm.)	Nº vls.	S (cm.)	Nº vls.
As(A) =	57.45	5	17.64	13
As(B) =	57.45	3	17.64	8

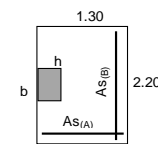


Figura 112 Base de datos en Excel de diseño de zapara excéntrica.

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO VII

7. METRADOS DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

7.1. METRADO DEL SISTEMA DUAL.

Tabla 85 Metrado de estructuras del sistema aporticado dual.

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA				HOJA Nº : 1				
PROPIETARIO :				PLANOS : ESTRUCTURAS				
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
OE.1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES Y SEG.							
OE.1.1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES							
OE.1.1.1	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES							
OE.1.1.1.2	ALMACENES		1			40		m2
OE.1.1.3	TRABAJOS PRELIMINARES							
OE.1.1.3.1	LIMPIEZA DEL TERRENO		276.9725			276.9725		m2
OE.1.1.3.2	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO							
OE.1.1.3.2.1	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR							
	17.15						276.9725	m2
	16.15							
OE.2	ESTRUCTURAS							
OE.2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
OE.2.1.1	EXCAVACIONES							
OE.2.1.1.1	EXCAVACIONES DE ZAPATA							
	Eje A-A,I-I entre ejes 1-1, 2-2	2.00	1.4	3.65	1.6	16.352		m3
	Eje A-A,I-I en eje 3-3	2.00	1.4	1.4	1.6	6.272		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3, 4-4	2.00	2	1.3	1.6	8.32		m3
	Eje A-A,I-I en eje 4-4	2.00	1.7	2.85	1.6	15.504		m3
	Eje A-A,I-I en eje 5-5	2.00	1	2.8	1.6	8.96		m3
	Eje A-A,I-I en eje 6-6	2.00	1.4	2	1.6	8.96		m3
	Eje B-B,H-H en eje 1-1	2.00	2.2	1.3	1.6	9.152		m3
	Eje B-B,H-H en eje 2-2	2.00	3.4	1.4	3.6	34.272		m3
	Eje B-B,H-H en eje 3-3	2.00	3.4	2.2	1.6	23.936		m3
	Eje B-B,H-H en eje 4-4	2.00	2.2	1.7	1.6	11.968		m3
	Eje B-B,H-H en eje 5-5	2.00	2.2	2.35	1.6	16.544		m3
	Eje B-B,H-H en eje 6-6	2.00	1.8	2.7	1.6	15.552		m3
	Ejes D-D,F-F en eje 5-5	2.00	2.05	0.85	1.6	5.576		m3
	Eje E-E ,entre ejes 2-2 y 3-3	1.00	1.8	3.55	1.6	10.224		m3
	Eje D-D y F-F entre ejes 5-5 y 6-6	1.00	1.3	2.1	1.6	4.368		m3
	Eje E-E ,entre ejes 5-5 y 6-6	1.00	2.25	2.4	1.6	8.64		m3
							204.6	m3
OE.2.1.1.2	EXCAVACION DE CIMIENTOS							
	Eje A-A,I-I entre ejes 2-2, 3-3	2.00	0.5	1.28	1.2	1.536		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3, 4-4	2.00	0.5	1.08	1.2	1.296		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 4-4, 5-5	2.00	0.5	0.9	1.2	1.08		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	2.00	0.5	1.05	1.2	1.26		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 1-1, 2-2	2.00	0.5	0.52	1.2	0.624		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	2.00	0.5	0.74	1.2	0.888		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 3-3, 4-4	2.00	0.5	2.18	1.2	2.616		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 5-5	2.00	0.5	0.88	1.2	1.056		m3
	Eje C-C y G-G entre ejes 4-4 y 6-6	2.00	0.5	2.42	1.2	2.904		m3
	Eje D-D y F-F entre ejes 5-5 y 6-6	2.00	0.5	1.76	1.2	2.112		m3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 86 Metrado estructural del sistema aporricado dual.

METRADO								
OBRA : VIVIENDA			HOJA Nº : 2					
PROPIETARIO :			PLANOS : ESTRUCTURAS					
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	Entre ejes E-E entre ejes 2-2,4-4	1.00	0.5	2.23	1.2	1.338		m3
	Eje 1-1 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.5	1.4	1.2	1.68		m3
	Eje 2-2 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.5	0.95	1.2	1.14		m3
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.5	1.1	1.2	1.32		m3
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.5	0.56	1.2	0.672		m3
	Eje 6-6 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.5	2.1	1.2	2.52		m3
	Entre ejes -B-B,G-G entre ejes 1-1 y 2-2	2.00	0.5	8.2	1.2	9.84		m3
							33.882	m3
OE 2.1.1.3	RELLENO							
OE 2.1.1.3.1	RELLENO CON MATERIAL PROPIO							
	Eje A-A,I-I entre ejes 1-1 y 2-2	2.00	1.23	0.35	0.4	0.3444		m2
	Eje A-A,I-I entre ejes 2-2, 3-3	2.00	2.45	0.35	0.4	0.686		m2
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3, 4-4	2.00	2.98	0.35	0.4	0.8344		m2
	Eje A-A,I-I entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.45	0.35	0.4	0.686		m2
	Eje A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	2.00	2.55	0.35	0.4	0.714		m2
	Eje B-B,H-H entre ejes 1-1,2-2	2.00	1.4	0.35	0.4	0.392		m2
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	2.00	1.28	0.35	0.4	0.3584		m2
	Eje B-B,H-H entre ejes 3-3,4-4	2.00	3.33	0.35	0.4	0.9324		m2
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 5-5	2.00	1.78	0.35	0.4	0.4984		m2
	Entre ejes C y G entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.40	0.35	0.4	0.672		m2
	Entre ejes C y G entre ejes 5-5 y 6-6	2.00	3.35	0.35	0.4	0.938		m2
	Entre ejes D y F entre ejes 4-4 y 5-5	2.00	3.71	0.35	0.4	1.0388		m2
	Eje E-E entre ejes 2-2,4-4	2.00	3.53	0.35	0.4	0.4942		m2
	Eje 1-1 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.3	0.35	0.4	0.924		m2
	Eje 2-2 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.86	0.35	0.4	0.8008		m2
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.26	0.35	0.4	0.9128		m2
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.2	0.35	0.4	0.616		m2
	Eje 6-6 entre A-A,D-D y F-F,I-I	2.00	6.05	0.35	0.4	1.694		m2
	Entre ejes B-B y H-H y entre ejes 1-1 y 2-2	2.00	8.2	0.35	0.4	2.296		m2
							15.833	m2
OE 2.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
OE 2.2.1	CIMENTOS CORRIDOS							
	Eje A-A,I-I entre ejes 1-1 y 2-2	2.00	1.23	0.50	0.8	0.984		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 2-2, 3-3	2.00	2.45	0.50	0.8	1.96		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3, 4-4	2.00	2.98	0.50	0.8	2.384		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.45	0.50	0.8	1.96		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	2.00	2.55	0.50	0.8	2.04		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 1-1,2-2	2.00	1.4	0.50	0.8	1.12		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	2.00	1.28	0.50	0.8	1.024		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 3-3,4-4	2.00	3.33	0.50	0.8	2.664		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 5-5	2.00	1.78	0.50	0.8	1.424		m3
	Entre ejes C y G entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.40	0.50	0.8	1.92		m3
	Entre ejes C y G entre ejes 5-5 y 6-6	2.00	3.35	0.50	0.8	2.68		m3
	Entre ejes D y F entre ejes 4-4 y 5-5	2.00	3.71	0.50	0.8	2.968		m3
	Eje E-E entre ejes 2-2,4-4	1.00	3.53	0.50	0.8	1.412		m3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 87 Metrado estructurales del sistema aporticado dual.

METRADO								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 3						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	Eje 1-1 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.3	0.5	0.8	1.32		m3
	Eje 2-2 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.86	0.5	0.8	2.288		m3
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.26	0.5	0.8	2.608		m3
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.2	0.5	0.8	1.76		m3
	Eje 6-6 entre A-A,D-D y F-F,I-I	2.00	6.05	0.5	0.8	4.84		m3
	Entre ejes B-B y H-H y entre ejes 1-1 y 2-2	2.00	8.2	0.5	0.8	6.56		m3
							43.92	m3
OE 2.2.2	SOLADOS							
	Eje 1-1,2-2,3-3,4-4,5-5 y 6-6 Area= 43.92/0.8	1.00	54.895	-	0.1	5.49		
							5.49	m3
OE 2.2.3	SOBRECIMIENTO							
OE 2.2.3.1	CONCRETO PARA SOBRECIMIENTO							
	Eje A-A,I-I entre ejes 1-1 y 2-2	2.00	1.23	0.50	0.4	0.492		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 2-2, 3-3	2.00	2.45	0.50	0.4	0.98		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3, 4-4	2.00	2.98	0.50	0.4	1.192		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.45	0.50	0.4	0.98		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	2.00	2.55	0.50	0.4	1.02		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 1-1,2-2	2.00	1.4	0.50	0.4	0.56		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	2.00	1.28	0.50	0.4	0.512		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 3-3,4-4	2.00	3.33	0.50	0.4	1.332		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 5-5	2.00	1.78	0.50	0.4	0.712		m3
	Entre ejes C y G entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.40	0.50	0.4	0.96		m3
	Entre ejes C y G entre ejes 5-5 y 6-6	2.00	3.35	0.50	0.4	1.34		m3
	Entre ejes D y F entre ejes 4-4 y 5-5	2.00	3.71	0.50	0.4	1.484		m3
	Eje E-E entre ejes 2-2,4-4	2.00	3.53	0.50	0.4	1.412		m3
	Eje 1-1 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.3	0.5	0.4	1.32		m3
	Eje 2-2 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.86	0.5	0.4	1.144		m3
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.26	0.5	0.4	1.304		m3
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.2	0.5	0.4	0.88		m3
	Eje 6-6 entre A-A,D-D y F-F,I-I	2.00	6.05	0.5	0.4	2.42		m3
	Entre ejes B-B y H-H y entre ejes 1-1 y 2-2	2.00	8.2	0.5	0.4	3.28		m3
							22.832	m3
OE 2.2.3.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO							
	Eje A-A,I-I entre ejes 1-1 y 2-2	2.00	1.23		0.8	1.968		m2
	Eje A-A,I-I entre ejes 2-2, 3-3	2.00	2.45		0.8	3.92		m2
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3, 4-4	2.00	2.98		0.8	4.768		m2
	Eje A-A,I-I entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.45		0.8	3.92		m2
	Eje A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	2.00	2.55		0.8	4.08		m2
	Eje B-B,H-H entre ejes 1-1,2-2	2.00	1.4		0.8	2.24		m2
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	2.00	1.28		0.8	2.048		m2
	Eje B-B,H-H entre ejes 3-3, 4-4	2.00	3.33		0.8	5.328		m2
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 5-5	2.00	1.78		0.8	2.848		m2
	Ejes C-C, G-G entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.40		0.8	3.84		m2
	Ejes C-C, G-G entre ejes 5-5 y 6-6	2.00	3.35		0.8	5.36		m2
	Ejes D-D y F-F entre ejes 4-4 y 5-5	2.00	3.71		0.8	5.936		m2
	Eje E-E entre ejes 2-2,4-4	2.00	3.53		0.8	5.648		m2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 88 Metrado estructurales del sistema aporticado dual.

METRADO								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 4						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	Eje 1-1 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.3		0.8	5.28		m2
	Eje 2-2 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.86		0.8	4.576		m2
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.26		0.8	5.216		m2
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.2		0.8	3.52		m2
	Eje 6-6 entre A-A,D-D y F-F,I-I	2.00	6.05		0.8	9.68		m2
	Entre ejes 3-4 entre ejes A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	8.2		0.8	13.12		m2
							69.104	m2
OE 2.2.4	FALSO PISO							
	EJE A-A,C-C							
	Entre ejes simetricos	1.00	16.15	17.15		276.9725	276.9725	m2
OE 2.3	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
OE 2.3.1	ZAPATAS							
OE 2.3.1.1.	CONCRETO							
	Eje A-A entre ejes 1-1, 2-2	1.00	1.4	3.65	0.6	3.066		m3
	Eje I-I entre ejes 1-1, 2-2	1.00	1.4	3.65	0.6	3.066		m3
	Eje A-A en eje 3-3	1.00	1.4	1.4	0.5	0.98		m3
	Eje I-I en eje 3-3	1.00	1.4	1.4	0.5	0.98		m3
	Eje A-A entre ejes 3-3, 4-4	1.00	2	1.3	0.5	1.3		m3
	Eje I-I entre ejes 3-3, 4-4	1.00	2	1.3	0.5	1.3		m3
	Eje A-A en eje 4-4	1.00	1.7	2.85	0.55	2.66475		m3
	Eje I-I en eje 4-4	1.00	1.7	2.85	0.55	2.66475		m3
	Eje A-A en eje 5-5	1.00	1	2.8	0.5	1.4		m3
	Eje I-I en eje 5-5	1.00	1	2.8	0.5	1.4		m3
	Eje A-A en eje 6-6	1.00	1.4	2	0.5	1.4		m3
	Eje I-I en eje 6-6	1.00	1.4	2	0.5	1.4		m3
	Eje B-B en eje 1-1	1.00	2.2	1.3	0.5	1.43		m3
	Eje H-H en eje 1-1	1.00	2.2	1.3	0.5	1.43		m3
	Eje B-B en eje 2-2	1.00	3.4	1.4	0.5	2.38		m3
	Eje H-H en eje 2-2	1.00	3.4	1.4	0.5	2.38		m3
	Eje B-B en eje 3-3	1.00	3.4	2.2	0.5	3.74		m3
	Eje H-H en eje 3-3	1.00	3.4	2.2	0.5	3.74		m3
	Eje B-B en eje 4-4	1.00	2.2	1.7	0.55	2.057		m3
	Eje H-H en eje 4-4	1.00	2.2	1.7	0.55	2.057		m3
	Eje B-B en eje 5-5	1.00	2.2	2.35	0.55	2.8435		m3
	Eje H-H en eje 5-5	1.00	2.2	2.35	0.55	2.8435		m3
	Eje B-B en eje 6-6	1.00	1.8	2.7	0.55	2.673		m3
	Eje H-H en eje 6-6	1.00	1.8	2.7	0.55	2.673		m3
	Eje E-E ,entre ejes 2-2 y 3-3	1.00	1.8	3.55	0.6	3.834		m3
	Eje D-D y F-F entre ejes 5-5 y 6-6	1.00	1.3	2.1	0.5	1.365		m3
	Eje E-E ,entre ejes 5-5 y 6-6	1.00	2.54	2.7	0.5	3.429		m3
							60.4965	m3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 89 Metrado estructural del sistema aporticado dual.

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 5							
PROPIETARIO :		PLANOS :ESTRUCTURAS							
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"
OE 2.3.1.2	ACERO PARA ZAPATAS					0.56	0.99	1.55	1.9
	Z1	1/2	2	12	1.32		31.68		
		1/2	2	9	1.92		34.56		
	Z2	1/2	2	17	0.92		31.28		
		1/2	2	7	2.72		38.08		
				0					
	Z3	1/2	2	21	1.22		51.24		
		1/2	2	11	2.77		60.94		
		1/2	2	9	1.22		21.96		
		1/2	2	11	1.75		38.5		
	Z4	1/2	2	14	2.22		62.16		
		1/2	2	21	1.22		51.24		
	Z5	1/2	2	9	1.32		23.76		
		1/2	2	9	1.32		23.76		
	Z6	1/2	2	24.0	1.32		63.36		
		1/2	2	12.0	3.57		85.68		
		1/2	2	9.0	1.32		23.76		
		1/2	2	12.0	1.8		43.2		
	Z7	1/2	2	17.0	1.72		58.48		
		1/2	2	14.0	2.62		73.36		
		1/2	2	8.0	1.72		27.52		
		1/2	2	14.0	2.2		61.6		
	Z8	1/2	2	12.0	2.27		54.48		
		1/2	2	19.0	2.12		80.56		
		1/2	2	8.0	2.27		36.32		
		1/2	2	19.0	2.2		83.6		
	Z9	1/2	2	13.0	1.62		42.12		
		1/2	2	13.0	2.12		55.12		
		1/2	2	13.0	2.2		57.2		
		1/2	2	8.0	1.62		25.92		
	Z10	1/2	2	14.0	3.32		92.96		
		3/4	2	22.0	2.12				93.28

Fuente: Elaboración propia

Tabla 91 Metrado estructural del sistema aporticado dual.

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 7						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
OE 2.3.2	CONCRETO PARA COLUMNAS							
	C-1	2.00	1.3	0.2	14.45	7.514		m3
	C-2	2.00	0.8	0.4	14.45	9.248		m3
	C-3	2.00	0.8	0.4	14.45	9.248		m3
	C-4	2.00	0.8	0.3	14.45	6.936		m3
	C-5	2.00	0.8	0.4	14.45	9.248		m3
	C-6	2.00	1	0.3	14.45	8.67		m3
	C-7	2.00	0.8	0.4	14.45	9.248		m3
	C-8	2.00	0.3	0.4	14.45	3.468		m3
	C-9	2.00	0.6	0.3	14.45	5.202		m3
	C-10	2.00	0.6	0.3	14.45	5.202		m3
	C-11	2.00	1	0.3	14.45	8.67		m3
	C-12	2.00	0.6	0.3	14.45	5.202		m3
	C-13	2.00	0.6	0.3	14.45	5.202		m3
	C-14	2.00	0.6	0.3	14.45	5.202		m3
	C-15	2.00	1.4	0.2	14.45	8.092		m3
	C-16	2.00	0.8	0.4	14.45	9.248		m3
	C-17	2.00	0.8	0.3	14.45	6.936		m3
	C-18	2.00	0.3	0.3	14.45	2.601		m3
	C-19	2.00	0.3	0.3	14.45	2.601		m3
	C-20	1.00	1.85	0.2	14.45	5.3465		m3
	C-21	2.00	0.6	0.4	14.45	6.936		m3
	C-22	2.00	0.3	0.3	14.45	2.601		m3
								m4
	Placa X	1.00	2.54	0.2	14.95	7.5946		m3
	Placa Y1	1.00	1.9	0.25	14.95	14.2025		m3
	Placa Y2	1.00	1.9	0.25	14.95	14.2025		m3
							178.6211	m3
OE 2.3.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							
	C-1	2.00	13.25		3	79.5		m2
	C-2	2.00	13.25		2.4	63.6		m2
	C-3	2.00	13.25		2.4	63.6		m2
	C-4	2.00	13.25		2.2	58.3		m2
	C-5	2.00	13.25		2.4	63.6		m2
	C-6	2.00	13.25		2.6	68.9		m2
	C-7	2.00	13.25		2.4	63.6		m2
	C-8	2.00	13.25		1.4	37.1		m2
	C-9	2.00	13.25		1.8	47.7		m2
	C-10	2.00	13.25		1.8	47.7		m2
	C-11	2.00	13.25		2.6	68.9		m2
	C-12	0.00	13.25		1.8	0		m2
	C-13	2.00	13.25		1.8	47.7		m2
	C-14	2.00	13.25		1.8	47.7		m2
	C-15	2.00	13.25		3.2	84.8		m2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 92 Metrado estructural del sistema aporticado dual

METRADO								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 8						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	C-16	2.00	13.25		2.4	63.6		m2
	C-17	2.00	13.25		2.2	58.3		m2
	C-18	2.00	13.25		1.2	31.8		m2
	C-19	2.00	13.25		1.2	31.8		m2
	C-20	1.00	13.25		4.1	54.325		m2
	C-21	2.00	13.25		2	53		m2
	C-22	2.00	13.25		1.2	31.8		m2
	PLACA X1	1.00	13.25		5.48	94.39		m2
	PLACA Y1	1.00	13.25		4.05	69.76		m2
	PLACA Y2	1.00	13.25		4.05	69.76		m2
							1401.2405	m2
OE 2.3.4	VIGAS							
OE 2.3.4.1	CONCRETO PARA VIGAS							
	Ejes A-A,I-I entre ejes 1-1, 2-2	2.00	0.25	0.35	1.23	0.21525		m3
		2.00	0.05	0.35	1.05	0.03675		
	Ejes A-A,I-I entre ejes 2-2,3-3	2.00	0.25	0.35	2.45	0.42875		m3
	Ejes A-A,I-I entre ejes 3-3, 4-4	2.00	0.25	0.35	1.49	0.26075		m3
		2.00	0.25	0.35	1.49	0.26075		m3
	Ejes A-A,I-I entre ejes 4-4, 5-5	2.00	0.25	0.35	2.45	0.42875		m3
		2.00	0.35	0.35	0.4	0.098		m3
	Ejes A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	2.00	0.25	0.35	2.55	0.44625		m3
		2.00	0.05	0.35	1.15	0.04025		
	Ejes B-B,H-H entre ejes 1-1, 2-2							
		2.00	0.25	0.35	2.18	0.3815		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3							
		2.00	0.25	0.35	2.2	0.385		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 3-3,4-4							
		2.00	0.25	0.35	3.33	0.58275		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 5-5							
		2.00	0.25	0.35	2.4	0.42		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 5-5, 6-6							
		2.00	0.25	0.35	3.75	0.65625		m3
	Eje C-C entre ejes 4-4, 5-5	2.00	0.25	0.35	2.4	0.42		m3
	Eje C-C entre ejes 5-5, 6-6	2.00	0.25	0.35	3.35	0.58625		m3
	Entre ejes B-H entre ejes 1-1 y 2-2	1.00	0.25	0.35	7.55	0.660625		m3
	Eje D-D y F-F entre ejes 5-5 y 6-6	2.00	0.25	0.35	5.2	0.91		m3
	Viga S-04, Eje E-E entre ejes 2-2,4-4							
		1.00	0.25	0.35	0.9	0.07875		m3
		1.00	0.25	0.35	0.85	0.074375		m3
		1.00	0.25	0.35	1.7	0.14875		m3
		1.00	0.05	0.35	1.85	0.032375		
	Viga VP-01 Eje 1-1 entre A-A, B-B y H-H,I-I	2.00	0.25	0.35	3.25	0.56875		m3
	Viga VP-02 Eje 2-2 entre A-A, B-B y H-H,I-I	2.00	0.25	0.35	2.85	0.49875		m3
	Viga VP-02 Eje 2-2 entre B-B, E-E y E-E, H-H	2.00	0.25	0.35	3.5	0.6125		m3
	Viga VP-03 Eje 3-3 entre A-A, B-B y H-H,I-I	2.00	0.25	0.35	3.25	0.56875		m3
	Viga VP-03 Eje 3-3 entre B-B, E-E y E-E, H-H	2.00	0.25	0.35	3.53	0.61775		m3
	Viga VP-04 Eje 4-4 entre A-A, B-B y H-H,I-I	2.00	0.25	0.35	1.1	0.1925		m3
		2.00	0.25	0.35	1.72	0.301		m3
	Viga VP-04 Eje 4-4 entre B-B, C-C y G-G, H-H	2.00	0.25	0.35	1.18	0.2065		m3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 93 Metrado estructural del sistema aporricado dual.

METRADO								
OBRA : VIVIENDA			HOJA Nº : 9					
PROPIETARIO :			PLANOS : ESTRUCTURAS					
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	Viga VP -04 Eje 4-4 entre C-C y G-G	2.00	0.25	0.35	0.98	0.1715		m3
		1.00	0.25	0.35	2.04	0.1785		
	Viga VP -05 Eje 5-5 entre A-A, B-B y H-H, I-I	2.00	0.25	0.35	3.7	0.6475		m3
	Viga VP -05 Eje 5-5 entre B-B y C-C	2.00	0.25	0.35	1.2	0.21		m3
	Viga VP -05 Eje 5-5 entre C-C, D-D	2.00	0.25	0.35	1.23	0.21525		
	Viga VP -06 Eje 6-6 entre A-A, B-B y H-H, I-I	2.00	0.25	0.35	3.3	0.5775		m3
	Viga VP -06 Eje 6-6 entre B-B, C-C y G-G, H-H	2.00	0.25	0.35	1.2	0.21		m3
	Viga VP -06 Eje 6-6 entre C-C, G-G	2.00	0.25	0.35	4.56	0.798		m3
							70.63	m3
DE 2.3.4.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS							
	VS -01 Ejes A-A, I-I entre ejes 1-1, 2-2							
		2.00	1.23	0.65		1.60		m2
		2.00	1.05	0.65		1.37		m2
	VS -01 Ejes A-A, I-I entre ejes 2-2, 3-3							
		2.00	2.45	0.65		3.19		m2
	VS -01 Ejes A-A, I-I entre ejes 3-3, 4-4							
		2.00	1.49	0.65		1.94		m2
		2.00	1.49	0.65		1.94		m2
	VS -01 Ejes A-A, I-I entre ejes 4-4, 5-5							
		2.00	2.45	0.65		3.19		m2
		2.00	0.4	0.65		0.52		m2
	VS -01 Ejes A-A, I-I entre ejes 5-5, 6-6							
		2.00	2.55	0.65		3.32		m2
		2.00	1.15	0.65		1.50		m2
	VS -02 Ejes B-B, H-H entre ejes 1-1, 2-2					0.00		m2
		2.00	2.18	0.45		1.96		m2
	VS -02 Eje B-B, H-H entre ejes 2-2, 3-3							
		2.00	2.2	0.45		1.98		m2
	VS -02 Eje B-B, H-H entre ejes 3-3, 4-4							
		2.00	3.33	0.45		3.00		m2
	VS -02 Eje B-B, H-H entre ejes 4-4, 5-5							
		2.00	2.4	0.45		2.16		m2
	VS -02 Eje B-B, H-H entre ejes 5-5, 6-6							
		2.00	3.75	0.45		3.38		m2
	VS -03 Eje C-C entre ejes 4-4, 5-5							
		2.00	2.4	0.45		2.16		m2
	VS -03 Eje C-C entre ejes 5-5, 6-6							
		2.00	3.35	0.45		3.02		m2
	VS -06 Entre ejes B-B entre ejes 1-1 y 2-2							
		1.00	7.55	0.4		3.02		m2
	VS -05 Eje D-D y F-F entre ejes 5-5 y 6-6							
		2.00	5.2	0.45		4.68		m2
	VS -04, Eje E-E entre ejes 2-2, 4-4							
		1.00	0.9	0.45		0.41		m2
		1.00	0.85	0.45		0.38		m2
		1.00	1.7	0.45		0.77		m2
		1.00	1.85	0.45		0.83		m2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 94 Metrado estructural del sistema aporticado dual.

METRADO								
OBRA : VIVIENDA		HOJA N° : 11						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
					1 m2 tiene 0.09m3		94.56138	m3
OE 2.3.5.3	ENCOFRADO LOSA ALIGERADA							
	PAÑO 1	2.00	2.35	3.8		89.30		m2
	PAÑO 2	2.00	2.6	3.8		98.80		m2
	PAÑO 3	2.00	3.73	3.8		141.74		m2
	PAÑO 4	2.00	2.9	3.8		110.20		m2
	PAÑO 5	2.00	4.08	3.8		155.04		m2
	PAÑO 6	2.00	0.68	3.65		24.82		m2
	PAÑO 7	2.00	2.6	3.65		94.90		m2
	PAÑO 8	2.00	3.73	3.65		136.15		m2
	PAÑO 9	2.00	2.9	1.2		34.80		m2
	PAÑO 10	2.00	4.08	1.2		48.96		m2
	PAÑO 11	2.00	1.29	1.78		22.96		m2
	PAÑO 12	2.00	1.29	2.73		35.22		m2
	PAÑO 13 Y 14	1.00	2.47	4.68		57.80		m2
							1050.68	m2
OE 2.3.5.4	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 cm							
	Número de bloques =Area de Losa x8.33	5.00	210.1364			1050.68		
					Por cada m2 entran 8.33 bloques		8752.18	Und
OE 2.3.6	ESCALERAS							
OE 2.3.7.1	CONCRETO EN ESCALERAS							
	Tramo 1 (1° piso)							
	Elemento 1:cimiento	1.00	0.6	0.5	0.4	0.12		m3
	Elemento 2 :pasos y contrapasos	1.00	7 x1.55	0.25	0.18 /2	0.24		m3
	elemento 3:Garganta	1.00	0.7	1.55	0.15	0.16		m3
	Tramo 2							
	Elemento 4 :pasos y contrapasos	1.00	7 x1.55	0.25	0.18 /2	0.24		m3
	Tramo 3 (2° al 5° piso)							
	Elemento 2 :pasos y contrapasos	4.00	7 x1.55	0.25	0.18 /2	0.98		m3
	elemento 3:Garganta	4.00	0.7	1.55	0.15	0.65		m3
	Tramo 4							
	Elemento 4 :pasos y contrapasos	4.00	7 x1.55	0.25	0.18 /2	0.98		m3
							3.38	m3
OE 2.3.8.2	ENCOFRADO DE ESCALERA							
	Tramo 1							
	Parte inclinada	5.00	2.15			10.75		m2
	Descanso	5.00	7.2			36.00		m2
	Pasos y contrapsos .	5.00	7 x1.55			9.77		m2
	Tramo 2							
	Parte inclinada	5.00	2.15			10.75		m2
	Pasos y contrapsos .	5.00	7 x1.55			9.77		m2
							77.03	m2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 95 Metrado estructural del sistema aporticado dual.

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 12							
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS							
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	1/2"	5/8"	3/4"	1"
OE 2.3.2.3	ACERO EN COLUMNA					0.99	1.55	2.24	4.04
	Columna 1 20x140 tipo placa	3/4	2	9	15.15		272.7	272.7	
		3/4	2	9	15.15		272.7	272.7	
	Columna 2 40x80	3/4	2	10	15.15		303	303	
		5/8	2	4	15.15				
	Columna 3 40x80	3/4	2	10	15.15		303	303	
		5/8	2	4	15.15				
	Columna 4 40x60	3/4	2	10	15.15		303	303	
		1/2	2	4	15.15	121.2			
	Columna 5 40x80	3/4	2	10	15.15		303	303	
		5/8	2	4	15.15				
	Columna 6 30x100	1	2	4	15.15				121.2
		1/2	2	8	15.15	242.4			
	Columna 7 40x80	3/4	2	10	15.15		303	303	
		5/8	2	4	15.15				
	Columna 8 40x30	3/8	2	5	15.15				
		3/8	2	5	15.15				
	Columna 9 30x60	3/4	1	6	15.15		90.9	90.9	
		3/4	1	6	15.15		90.9	90.9	
	Columna10 30x60	3/4	1	6	15.15		90.9	90.9	
		3/4	1	6	15.15		90.9	90.9	
	Columna11 30x100	1	2	4	15.15				121.2
		1/2	2	10	15.15	303			
	Columna 12 30x60	3/4	2	6	15.15		181.8	181.8	
		3/4	2	6	15.15		181.8	181.8	
	Columna13 30x60	3/4	2	6	15.15		181.8	181.8	
		3/4	2	6	15.15		181.8	181.8	
	Columna14 30x60	3/4	2	5	15.15		151.5	151.5	
		3/4	2	5	15.15		151.5	151.5	
	Columna15 20x140	3/4	2	10	15.15		303	303	
		3/4	2	10	15.15		303	303	
	Columna16 40x80	3/4	2	10	15.15		303	303	
		5/8	2	4	15.15				
	Columna17 30x80	3/4	2	6	15.15		181.8	181.8	
		1/2	2	4	15.15	121.2			
	Columna18 30x30	3/4	2	4	15.15		121.2	121.2	
		3/4	2	4	15.15		121.2	121.2	
	Columna 19 30x30	3/4	2	4	15.15		121.2	121.2	
		3/4	2	4	15.15		121.2	121.2	
	Columna 20 20x185 tipo placa	3/4	1	14	15.15		212.1	212.1	
		3/4	1	14	15.15		212.1	212.1	
	Columna 21 40x60 tipo placa	3/4	2	10	15.15		303	303	
		1/2	2	4	15.15	121.2			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 96 Metrado estructural del sistema aporticado dual.

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 13							
PROPIETARIO :		PLANOS :ESTRUCTURAS							
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	Columna 22 40x60 tipo placa	3/4	2	4	15.15		121.2	121.2	
		3/4	2	4	15.15		121.2	121.2	
	Placa Ascensor 20x254	3/4	1	19	15.15		287.85	287.85	
		3/4	1	19	15.15		287.85	287.85	
	Placa Ascensor 20x190	3/4	2	16	15.15		484.8	484.8	
		3/4	2	16	15.15		484.8	484.8	
				SUMA		909	7544.7	7544.7	242.4
				PESO DEL ACERO		899.91	11694.285	16900.128	979.296
						30473.619			
	ESTRIBOS EN COLUMNAS					3/8"	1/2"	3/4"	1"
	Columna 1 20x130 tipo placa	1/2	2	15	2.68		80.4		
	Columna 2 40x80	3/8	2	24	2.24	107.52			
	Columna 3 40x80	3/8	2	24	2.24	107.52			
	Columna 4 40x60	3/8	2	22	1.84	80.96			
	Columna 5 40x80	3/8	2	24	2.24	107.52			
	Columna 6 30x100	3/8	2	26	2.44	126.88			
	Columna 7 40x80	3/8	2	24	2.24	107.52			
	Columna 8 40x30	3/8	2	22	1.24	54.56			
	Columna 9 30x60	3/8	2	22	1.64	72.16			
	Columna10 30x60	3/8	2	22	1.64	72.16			
	Columna11 30x100	3/8	2	26	2.44	126.88			
	Columna 12 30x60	3/8	2	22	1.64	72.16			
	Columna13 30x60	3/8	2	22	1.64	72.16			
	Columna14 30x60	3/8	2	22	1.64	72.16			
	Columna15 20x140 tipo placa	1/2	2	15	3.04		91.2		
	Columna16 40x80	3/8	2	24	2.24	107.52			
	Columna17 30x80	3/8	2	24	2.04	97.92			
	Columna18 30x30	3/8	2	18	1.04	37.44			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 97 Metrado de estructuras del sistema aporticado dual.

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA		HOJA N° : 14							
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS							
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	3/8"	1/2"	3/4"	1"
	Columna 19 30x30	3/8	2	18	1.04	37.44			
	Columna 20 20x185 tipo placa	3/8	1	15	3.86	57.9			
	Columna 21 40x60	3/8	2	22	1.84	80.96			
	Placa Ascensor 20x254	1/2	2	15	1.84		55.2		
	Placa Ascensor 20x190	1/2	2	15	1.84		55.2		
				SUMA		1599.34	282	0	0
				PESO DEL ACERO		895.6304	279.18		
						31648.4294			
OE 2.3.4	ACERO EN VIGAS					0.99	1.55	2.23	3.97
		Ø	N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	VP1	5/8	5	2	4.8		48		
	en dos lados	3/4	5	2	4.8			48	
	VP2	5/8	5	4	16.75		335		
		1/2	5	1	10.3	51.5			
	VP3	3/4	5	2	16.85			168.5	
		3/4	5	1	9.7			48.5	
		5/8	5	2	16.75		167.5		
	VP4	3/4	5	2	16.85			168.5	
		5/8	5	2	16.75		167.5		
		5/8	5	1	3.8		19		
	VP5	3/4	5	4	16.85			337	
		3/4	5	2	4.2			42	
	VP6	3/4	5	2	16.85			168.5	
		5/8	5	2	16.75		167.5		
		1/2	5	1	2.9	14.5			
	VS1	3/4	5	2	7.525			75.25	
		1/2	5	4	17.65	353			
	VS2	5/8	5	2	16.75		167.5		
		5/8	5	2	16.75		167.5		
	VS3	5/8	5	2	8.335		83.35		
		5/8	5	2	8.335		83.35		
	VS4	3/4	10	2	5.8			116	
		3/4	10	2	5.8			116	
	VS5	5/8	10	2	6.795		135.9		
		5/8	5	2	6.795		67.95		
	VS BORDE	5/8	10	2	5		100		
		3/4	5	2	5			50	
	VS. Escalera	3/4	2	4	1.93			15.44	
				SUMA		419	1710.05	1353.69	0
				PESO DEL ACERO		414.81	2650.5775	3018.7287	0
						6084.1162			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 98 Metrado de estructuras del sistema dual.

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 15							
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS							
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	3/8"	1/2"	3/4"	1"
	ESTRIBOS								
	VP1	3/8	5	21.00	1.04	218.4			
	VP2	3/8	5	78.00	1.04	405.6			
	VP3	3/8	5	93.00	1.04	483.6			
	VP4	3/8	5	88.00	1.04	457.6			
	VP5	3/8	5	88.00	1.04	457.6			
	VP6	3/8	5	102.00	1.24	632.4			
	VS 1	3/8	5	19.00	1.14	108.3			
		3/8	5	63.00	0.94				
	vs2	3/8	5	78.00	0.94	366.6			
	VS3	3/8	5	33.00	0.94	155.1			
	VS4	3/8	5	21.00	0.94	98.7			
	VS5	3/8	5	35.00	0.94	164.5			
	VS escalera	3/8	5	8.00	0.84	33.6			
				SUMA		3582			
				PESO DEL ACERO		2005.92			
						8090.0362			
OE 2.3.5.2	PARA LA ARMADURA DE ACERO LOSA								
	ACERO								
	PAÑO A	1/2	5	10	17.35		867.5		
	PAÑO A	1/2	5	10	8.7		435		
	PAÑO A	3/8	5	10	1.6	80			
	PAÑO B	1/2	5	8	15.4		616		
	PAÑO B	1/2	5	8	4.2		168		
	PAÑO B	3/8	5	8	5.7		228		
	PAÑO C	1/2	5	6	1.45		43.5		
	PAÑO C	1/2	5	6	1.45		43.5		
	PAÑO D	1/2	5	7	3.6		126		
	PAÑO D	1/2	5	7	5.55		194.25		
	PAÑO E	1/2	5	6	1.45		43.5		
	PAÑO E	1/2	5	6	1.45		43.5		
	PAÑO F	1/2	5	10	17.35		867.5		
	PAÑO F	1/2	5	10	8.7		435		
	PAÑO F	3/8	5	10	0.7	35			
	PAÑO G	1/2	5	8	1.2		48		
	PAÑO G	1/2	5	8	2.2		88		
						115	4159.25	0	0
						64.4	4117.6575		
							4182.0575		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 99 Metrado de estructuras del sistema aporticado dual.

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 16							
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS							
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	3/8"	1/2"	3/4"	1"
PARA LA ARMADURADE ESCALERA									
						0.56	0.99	1.56	4.05
	Tramo 1								
	superior	1/2	5	8	3.37		134.8		
	inferior	1/2	5	8	3.5		140		
	superior	3/8	5	9	1.55	69.75			
	inferior	3/8	5	9	1.55	69.75			
	Tramo 2								
	superior	1/2	5	20	2.5		250		
	inferior	1/2	5	6	3.15		94.5		
	superior	3/8	5	6	1.55	46.5			
	inferior	3/8	5	20	1.55	155			
						341	484.5		0
						190.96	479.655		0
					SUMA		670.615		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 100 Metrado de estructuras del sistema aporticado dual.

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA			HOJA Nº : 17					
PROPIETARIO :			PLANOS : ESTRUCTURAS					
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
OE 3.1	MUROS DE LADRILLO							
	Ejes A-A,I-I entre ejes 1-1 y 2-2	2.00	1.23		0.85	10.455		
	Ejes A-A,I-I entre ejes 2-2, 3-3	2.00	0.98		2.35	23.03		
		2.00	1.48		0.85	12.58		
	Ejes A-A,I-I entre ejes 3-3, 4-4	2.00	1.49		2.35	35.015		
		2.00	1.49		0.85	12.665		
	Ejes A-A,I-I entre ejes 4-4, 5-5	2.00	1.05		0.85	8.925		
		2.00	1.4		2.35	32.9		
	Ejes A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	2.00	2.4		2.35	56.4		
	Ejes B-B,H-H entre ejes 1-1,2-2	2.00	1.43		2.35	33.605		
	Ejes B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	2.00	1.28		2.35	30.08		
	Ejes B-B,H-H entre ejes 3-3,4-4	2.00	3.33		2.35	78.255		
	Ejes B-B,H-H entre ejes 4-4, 5-5	2.00	1.78		2.35	41.83		
	Ejes C-C, G-G entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.40		2.35	56.4		
	Ejes C-C, G-G entre ejes 5-5 y 6-6	2.00	3.35		2.35	78.725		
	Ejes D-D y F-F entre ejes 4-4 y 5-5	2.00	3.84		2.35	90.24		
	Eje E-E entre ejes 2-2,4-4	1.00	3.42		2.35	40.185		
	Eje 1-1 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.3		2.30	75.9		
	Eje 2-2 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.05		2.30	47.15		
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.26		2.30	74.98		
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.2		2.30	50.6		
	Eje 6-6 entre A-A,D-D y F-F,I-I	2.00	6.05		2.20	133.1		
	Entre ejes B-B Y H-H y entre 1-1 y 2-2	2.00	8.2		2.30	188.6		
	Entre ejes 2-2 y 3-3 muro de baño	2.00	2.42		2.45	59.29		
							1270.91	

Fuente: Elaboración propia

7.1.1. METRADOS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA

Tabla 101 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

METRADO								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 1						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
OE.1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES Y SEG.							
OE.1.1	OBRAS PROVICIONALES Y TRABAJOS							
OE.1.1.1	CONSTRUCCIONES PROVICIONALES							
OE.1.1.1.2	ALMACENES	1	1			40		m2
OE.1.1.3	TRABAJOS PRELIMINARES							
OE.1.1.3.1	LIMPIEZA DE TERRENO		17.15	16.15		276.97		m2
OE.1.1.3.2	TRAZOS NIVELES Y REPLANTEO							
OE.1.1.3.2.1	TRAZOS NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR							
						276.973		m2
OE.2	ESTRUCTURAS							
OE.2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
OE.2.1.1	EXCAVACIONES							
OE.2.1.1.1	EXCAVACIONES DE CIMENTO CORRIDO							
	Ejes A-A,I-I entre ejes 1-1, 2-2	2.00	1.85	0.8	1.4	4.144		m3
		2.00	0.83	0.4	1.4	0.9296		m3
	Ejes A-A,I-I entre ejes 2-2, 3-3	2.00	2.3	0.8	1.4	5.152		m3
	Ejes A-A,I-I entre ejes 3-3, 4-4	2.00	0.73	0.4	1.4	0.8176		m3
	Ejes A-A,I-I entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.53	0.8	1.4	5.6672		m3
		2.00	1.4	0.4	1.4	1.568		m3
		2.00	0.33	0.4	1.4	0.3696		m3
	Ejes A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	2.00	1.5	0.8	1.4	3.36		m3
		2.00	1.35	0.4	1.4	1.512		m3
	Ejes A-A,I-I entre ejes 6-6, 7-7	2.00	1.6	0.8	1.4	3.584		m3
		2.00	0.95	0.4	1.4	1.064		m3
	Ejes B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	2.00	2.60	1.00	1.4	7.28		m3
	Ejes B-B,H-H entre ejes 4-4, 6-6	2.00	5.75	0.7	1.4	11.27		m3
	Ejes B-B,H-H entre ejes 6-6, 7-7	2.00	2.55	0.5	1.4	3.57		m3
	Ejes C-C,G-G entre ejes 1-1, 4-4	2.00	8.00	0.6	1.4	13.44		m3
	Eje E-E, entre ejes 4-4, 7-7	2.00	5.18	0.6	1.4	8.7024		m3
	Eje D-D y F-F, entre ejes 4-4, 7-8	2.00	4.66	0.95	1.4	12.3956		m4
	Entre ejes A-B entre ejes 1-1 y 3-3	2.00	1.85	0.75	1.4	3.885		m3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 102 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

METRADO								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 2						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
FECHA:								
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	Eje 1-1 entre los ejes A-A , B-B y ejes H-H,I-I	2.00	3.78	0.55	1.4	5.8212		
	Eje 2-2 entre los ejes A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	4.43	1.1	1.4	13.6444		
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.15	0.65	1.4	5.733		
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.68	0.7	1.4	5.2528		
	Eje 5-5 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.85	0.65	1.4	5.187		
	Eje 6-6 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.9	0.65	1.4	5.278		
	Eje 7-7 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.45	0.45	1.4	4.347		
	Eje 1-1 entre C-C,D-D y F-F,G-G	2.00	1.48	0.55	1.4	2.2792		
	Entre ejes 6-7 entre ejes B-B,C'-C' y F-F,H-H	2.00	1.825	0.9	1.4	4.599		
	Entre ejes 6-7 entre ejes C'-C',G-G	1.00	3.55	0.4	1.4	1.988		
							142.8406	m3
OE 2.1.1.2	EXCAVACIÓN PARA ZAPATAS							
	Zapata para ascensor	1.00	2.4	3	1.4	10.08		
							10.08	m3
OE 2.1.1.3	RELLENO							
OE 2.1.1.3.1	RELLENO CON MATERIAL PROPIO							
	Eje A-A,I-I entre ejes 1-1 , 2-2	4.00	1.85	0.275	0.4	0.814		
		4.00	0.83	0.125	0.4	0.166		
	Eje A-A,I-I entre ejes 2-2 , 3-3	4.00	2.3	0.125	0.4	0.46		
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3 , 4-4	4.00	0.73	0.125	0.4	0.146		
	Ejes A-A,I-I entre ejes 4-4, 5-5	4.00	2.53	0.325	0.4	1.3156		
		4.00	1.4	0.125	0.4	0.28		
		4.00	0.33	0.125	0.4	0.066		
	Eje A-A,I-I entre ejes 5-5 , 6-6	4.00	1.5	0.125	0.4	0.3		
		4.00	1.35	0.35	0.4	0.756		
	Eje A-A,I-I entre ejes 6-6 , 7-7	4.00	1.6	0.275	0.4	0.704		
		4.00	0.95	0.35	0.4	0.532		
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	4.00	2.6	0.425	0.4	1.768		
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 6-6	4.00	5.75	0.275	0.4	2.53		
	Eje B-B,H-H entre ejes 6-6, 7-7	4.00	2.55	0.175	0.4	0.714		
	Eje C-C,G-G entre ejes 1-1, 4-4	4.00	8	0.225	0.4	2.88		
	Eje E-E, entre ejes 4-4 , 7-7	4.00	5.18	0.225	0.4	1.8648		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 104 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

METRADO								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 4						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
FECHA:								
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
OE 2.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
OE 2.2.1	CIMENTOS CORRIDOS							
	Eje A-A,I-I entre ejes 1-1, 2-2	2.00	1.85	0.8	1	2.96		
		2.00	0.83	0.4	1	0.664		
	Eje A-A,I-I entre ejes 2-2, 3-3	2.00	2.3	0.8	1	3.68		
		2.00	0.73	0.4	1	0.584		
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3, 5-5	2.00	2.53	0.8	1	4.048		
		2.00	1.4	0.4	1	1.12		
		2.00	0.73	0.4	1	0.584		
	Eje A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	2.00	1.5	0.8	1	2.4		
		2.00	1.35	0.4	1	1.08		
	Eje A-A,I-I entre ejes 6-6, 7-7	2.00	1.6	0.8	1	2.56		
		2.00	0.95	0.4	1	0.76		
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	2.00	2.6	0.8	1	4.16		
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 6-6	2.00	5.75	0.8	1	9.2		
	Eje B-B,H-H entre ejes 6-6, 7-7	2.00	2.55	0.8	1	4.08		
	Eje C-C,G-G entre ejes 1-1, 4-4	2.00	7.965	0.8	1	12.744		
	Eje E-E, entre ejes 4-4, 7-7	2.00	4.713	0.6	1	5.6556		
	Entre ejes A-B entre ejes 5-5,6-6	2.00	1.35	0.8	1	2.16		
	Entre ejes C'-F' entre ejes 4-4,5-5		2.4	3	1	7.2		
	Eje 1-1 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.55	3.78	1	4.158		
	Eje 2-2 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	1.1	4.48	1	9.856		
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.65	3.2	1	4.16		
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.7	2.6	1	3.64		
	Eje 5-5 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.65	4	1	5.2		
	Eje 6-6 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.65	2.9	1	3.77		
	Eje 7-7 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.45	3.45	1	3.105		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 105 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA			HOJA Nº : 5					
PROPIETARIO :			PLANOS : ESTRUCTURAS					
FECHA:								
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	Eje 1-1 entre C-C,D-D y F-F,G-G	2.00	0.55	1.48	1	1.628		
	Entre ejes 6-7 entre ejes B-B,C'-C' y F-F,H-H	2.00	0.9	1.825	1	3.285		
	Entre ejes 6-7 entre ejes C'-C',G-G	1.00	0.4	3.55	1	1.42		
							105.8616	m3
OE 2.2.2	SOLADOS							
	Eje 1-1,2-2,3-3,4-4,5-5 y 6-6	1.00	105.01		0.1	10.501		
							10.501	m3
OE 2.2.3	SOBRECIMENTOS							
	Eje A-A,I-I entre ejes 1-1, 2-2	2.00	1.5	0.25	0.4	0.375		
		2.00	1.25	0.15	0.4	0.15		
	Eje A-A,I-I entre ejes 2-2, 3-3	2.00	1.15	0.15	0.4	0.138		
		2.00	1.9	0.25	0.4	0.38		
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3, 4-4	2.00	1.25	0.15	0.4	0.15		
	Eje A-A,I-I entre ejes 4-4, 5-5	2.00	2.1	0.25	0.4	0.42		
		2.00	1.65	0.15	0.4	0.198		
	Eje A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	2.00	1.6	0.15	0.4	0.192		
		2.00	1.1	0.25	0.4	0.22		
	Eje A-A,I-I entre ejes 6-6, 7-7	2.00	1.2	0.15	0.4	0.144		
		2.00	1.3	0.25	0.4	0.26		
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	2.00	2.35	0.15	0.4	0.282		
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 6-6	2.00	5.75	0.15	0.4	0.69		
	Eje B-B,H-H entre ejes 6-6, 7-7	2.00	1.7	0.15	0.4	0.204		
	Eje C-C,G-G entre ejes 1-1, 4-4	2.00	7.6	0.15	0.4	0.912		
	Eje D-D,F-F entre ejes 1-1, 3-3	2.00	4.65	0.25	0.4	0.93		
	Eje E-E entre ejes 4-4, 7-7	1.00	5.45	0.15	0.4	0.327		
	Entre ejes A-B entre ejes 5-5,6-6	2.00	2.13	0.15	0.4	0.2556		
	Eje 1-1 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	4.3	0.15	0.4	0.516		
	Eje 2-2 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	4.3	0.25	0.4	0.86		
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	4.15	0.15	0.4	0.498		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 106 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 6						
PROPIETARIO :		PLANOS :ESTRUCTURAS						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	3.25	0.15	0.4	0.4875		
	Eje 5-5 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	4.15	0.15	0.4	0.6225		
	Eje 6-6 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	2.2	0.15	0.4	0.33		
		2.00	1.3	0.15	0.4	0.195		
	Eje 7-7 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	4.3	0.15	0.4	0.645		
	Eje 1-1 entre B-B,C-C y G-G,H-H	2.00	1.2	0.15	0.4	0.18		
	Eje 1-1 entre C-C,D-D y F-F,G-G	2.00	1.85	0.15	0.4	0.2775		
	Eje 1-1 entre D-D,F-F	2.00	1.45	0.15	0.4	0.2175		
	Entre ejes 5-6 entre ejes A-A,B-B y H-H,I-I	2.00	0.675	0.15	0.4	0.10125		
	Entre ejes 6-7 entre ejes B-B,C-C	1.00	2	0.15	0.4	0.15		
	Entre ejes 6-7 entre ejes F-F y H-H	1.00	2	0.15	0.4	0.15		
	Entre ejes 6-7 entre ejes C-C',G-G	1.00	1.7	0.15	0.4	0.1275		
							11.58535	
OE 2.2.3.2	ENCOFRADO EN SOBRECIMIENTO							
	Eje A-A,I-I entre ejes 1-1 , 2-2	2.00	1.5		0.4	3		
		2.00	1.25		0.4	2.5		
	Eje A-A,I-I entre ejes 2-2 , 3-3	2.00	1.15		0.4	2.3		
		2.00	1.9		0.4	3.8		
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3 , 4-4	2.00	1.25		0.4	2.5		
	Eje A-A,I-I entre ejes 4-4 , 5-5	2.00	2.1		0.4	4.2		
		2.00	1.65		0.4	3.3		
	Eje A-A,I-I entre ejes 5-5 , 6-6	2.00	1.6		0.4	3.2		
		2.00	1.1		0.4	2.2		
	Eje A-A,I-I entre ejes 6-6 , 7-7	2.00	1.2		0.4	2.4		
		2.00	1.1		0.4	2.2		
	Eje A-A,I-I entre ejes 6-6 , 7-7	2.00	0.95		0.4	1.9		
		2.00	1.3		0.4	2.6		
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	2.00	2.35		0.4	4.7		
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 6-6	2.00	5.75		0.4	11.5		
	Eje B-B,H-H entre ejes 6-6, 7-7	2.00	1.7		0.4	3.4		
	Eje C-C,G-G entre ejes 1-1, 4-4	2.00	7.6		0.4	15.2		
	Eje D-D,F-F entre ejes 1-1, 3-3	2.00	4.65		0.4	9.3		
	Eje E-E entre ejes 4-4, 7-7	1.00	5.45		0.4	5.45		
	Entre ejes A-B entre ejes 5-5,6-6	2.00	2.13		0.4	4.26		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 107 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

METRADO								
OBRA : VIVIENDA			HOJA Nº : 7					
PROPIETARIO :			PLANOS : ESTRUCTURAS					
FECHA:								
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	Eje 1-1 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00		4.3	0.4	8.6		m3
	Eje 2-2 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00		4.3	0.4	8.6		m3
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00		4.15	0.4	8.3		m3
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00		3.25	0.4	6.5		m3
	Eje 5-5 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00		4.15	0.4	8.3		m3
	Eje 6-6 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00		2.2	0.4	4.4		m3
		2.00		1.3	0.4	2.6		m3
	Eje 7-7 entre A-A,B-B y H-H,I-I	2.00		4.3	0.4	8.6		m3
	Eje 1-1 entre B-B,C-C y G-G,H-H	2.00		1.2	0.4	2.4		m3
	Eje 1-1 entre ejes C-C,D-D	1.00		1.85	0.4	1.85		m3
	Eje 1-1 entre ejes F-F,G-G	1.00		1.85	0.4	1.85		
	Eje 1-1 entre D-D,F-F	2.00		1.45	0.4	2.9		m3
	Entre ejes 5-6 entre ejes A-A,B-B y H-H,I-I	2.00		0.675	0.4	1.35		m3
	Entre ejes 6-7 entre ejes B-B,C-C y F-F,H-H	2.00		2	0.4	4		m3
	Entre ejes 6-7 entre ejes C-C,G-G	2.00		1.7	0.4	3.4		m3
		1.00		2	0.4	2		m3
							165.56	m3
OE 2.2.4	FALSO PISO							
	Dormitorio 1-4	2.00	2.75	5.25		28.875		
	Dormitorio 2-5	2.00	3.05	3.9		23.79		m2
	Dormitorio 3-6	2.00	3.75	4		30		
	Baño 1-2	2.00	1.25	2.975		7.4375		
	Baño 3-4	2.00	1.55	1.35		4.185		
	Servicios 1-2	2.00	2.7	2.4		12.96		
	Cocina 1-2	2.00	2.5	3.9		19.5		
	Sala 1-2	2.00	5.6	3.7		41.44		
		2.00	2.1	2.525		10.605		
	Corredor 1-2	2.00	7.5	1.4		21		
							204.9175	m2
OE 2.3	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
OE 2.3.1	ZAPATAS							
OE 2.3.1.1	CONCRETO							
	Zapata de ascensor	1.00	2.4	3	0.55	3.96		m3
							3.96	m3
OE 2.3.2	COLUMNA							
OE 2.3.2.1	CONCRETO							
	C-1	2.00	13.25	área=	0.0501	1.32765		m3
	C-2	2.00	13.65	área=	0.0741	2.02293		m3
	C-3	2.00	13.65	área=	0.0501	1.36773		m3
	C-4	2.00	13.65	área=	0.0371	1.01283		m3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 108 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 8						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
FECHA:								
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
C-5		2.00	13.65	área=	0.061	1.6653	m3	
C-6		2.00	13.65	área=	0.0501	1.36773	m3	
C-7		2.00	13.65	área=	0.0501	1.36773	m3	
C-8		2.00	13.65	área=	0.0221	0.60333	m3	
C-9		2.00	13.65	área=	0.0351	0.95823	m3	
C-10		8.00	13.65	área=	0.0345	3.7674	m3	
C-11		4.00	13.65	área=	0.0805	4.3953	m3	
C-12		2.00	13.65	área=	0.0345	0.94185	m3	
C-13		2.00	13.65	área=	0.0455	1.24215	m3	
C-14		2.00	13.65	área=	0.0325	0.88725	m3	
C-15		2.00	13.65	área=	0.039	1.0647	m3	
C-16		4.00	13.65	área=	0.0325	1.7745	m3	
C-17		2.00	13.65	área=	0.0345	0.94185	m3	
C-18		2.00	13.65	área=	0.039	1.0647	m3	
C-19		2.00	13.65	área=	0.026	0.7098	m3	
C-20		4.00	13.65	área=	0.0195	1.0647	m3	
C-21		2.00	13.65	área=	0.0195	0.53235	m3	
C-22		4.00	13.65	área=	0.195	10.647	m3	
C-23		2.00	13.65	área=	0.0585	1.59705	m3	
C-24		2.00	13.65	área=	0.0455	1.24215	m3	
C-25		4.00	13.65	área=	0.0805	4.3953	m3	
Placa X		1.00	13.65	área=	0.625	8.53125	m3	
Placa Y		2.00	13.65	área=	0.4625	12.62625	m3	
	Muros dentados 1° piso : 1x0.23x0.15x2.43/4 = 0.0209 m3							
		47.00	0.0209			0.9823	m3	
	Muros dentados 2°-5° piso : 1x0.23x0.15x2.53/4 = 0.0218 m3							
		188.00	0.0218			4.0984	m3	
	Columna tabique eje A-A,I-I	12.00	0.85	área=	0.01	0.51		
	Columna tabique eje 1-1	6.00	0.85	área=	0.01	0.238		
	Columna tabique entre ejes 6-6 y 7-7	4.00	0.85	área=	0.01	0.17		
						74.19971	m3	
OE 2.3.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							
	C-1	2.00	12.5		0.65	16.25	m2	
	C-2	2.00	12.5		1.14	28.5	m2	
	C-3	2.00	12.5		0.65	16.25	m2	
	C-4	2.00	12.5		0.4	10	m2	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 109 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA			HOJA Nº : 9					
PROPIETARIO :			PLANOS : ESTRUCTURAS					
FECHA:								
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
C-5		2.00	12.5		1.14	28.5		m2
C-6		2.00	12.5		0.65	16.25		m2
C-7		2.00	12.5		0.65	16.25		m2
C-8		2.00	12.5		0.35	8.75		m2
C-9		2.00	12.5		0.55	13.75		m2
C-10		8.00	12.5		0.4	40		m2
C-11		4.00	12.5		0.95	47.5		m2
C-12		2.00	12.5		0.45	11.25		m2
C-13		2.00	12.5		0.85	21.25		m2
C-14		2.00	12.5		0.35	8.75		m2
C-15		2.00	12.5		0.45	11.25		m2
C-16		2.00	12.5		0.65	16.25		m2
C-17		2.00	12.5		0.55	13.75		m2
C-18		2.00	12.5		0.45	11.25		m2
C-19		4.00	12.5		0.65	32.5		m2
C-20		4.00	12.5		0.35	17.5		m2
C-21		2.00	12.5		0.35	8.75		m2
C-22		2.00	12.5		0.35	8.75		m2
C-23		2.00	12.5		0.9	22.5		m2
C-24		2.00	12.5		0.85	21.25		m2
C-25		4.00	12.5		0.95	47.5		m2
PLACA X		1.00	12.5		5.5	68.75		m2
PLACA Y		2.00	12.5		2.15	53.75		m2
C-Tabique		22.00	0.85		0.2	3.74		
							620.74	m2
OE 2.3.4	VIGAS							
OE 2.3.4.1	CONCRETO PARA VIGAS							
	Eje A-A,I-I entre ejes 1-1 , 2-2	5.00	1.5	0.25	0.2	0.75		m3
		5.00	1.25	0.15	0.3	0.56		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 2-2 , 3-3	5.00	1.15	0.15	0.3	0.52		m3
		5.00	2.05	0.25	0.2	1.03		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 3-3 , 4-4	5.00	1.25	0.15	0.3	0.56		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 4-4 , 5-5	5.00	2.25	0.15	0.2	0.68		m3

Fuente : Elaboración propia.

Tabla 110 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 10						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
FECHA:								
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
		5.00	1.65	0.15	0.3	0.74		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 5-5, 6-6	5.00	1.6	0.15	0.3	0.72		m3
		5.00	1.25	0.25	0.2	0.63		m3
	Eje A-A,I-I entre ejes 6-6, 7-7	5.00	1.2	0.15	0.3	0.54		m3
		5.00	1.29	0.25	0.2	0.65		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 2-2, 3-3	5.00	0.85	0.15	0.3	0.38		m3
		5.00	2.35	0.15	0.2	0.71		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 3-3,4-4	5.00	1.25	0.15	0.3	0.56		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 4-4, 5-5	5.00	3.9	0.15	0.2	1.17		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 5-5, 6-6	5.00	1.7	0.15	0.2	0.51		m3
	Eje B-B,H-H entre ejes 6-6, 7-7	5.00	0.8	0.15	0.3	0.36		m3
		5.00	1.69	0.25	0.2	0.85		m3
	Eje C-C,G-G entre ejes 1-1, 4-4	5.00	7.61	0.15	0.2	2.28		m3
	Eje D-D,F-F entre ejes 1-1, 3-3	5.00	4.66	0.15	0.12	0.84		m3
		5.00	2.1	0.25	0.2	1.05		m3
	Eje E-E entre ejes 4-4, 7-7	5.00	5.75	0.15	0.2	1.73		m3
	Entre ejes A-B entre ejes 5-5,6-6	5.00	1.7	0.15	0.2	0.51		m3
		5.00	1	0.15	0.3	0.45		m3
	Eje 1-1 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	4.3	0.15	0.2	1.29		m3
	Eje 1-1 entre B-B,C-C y G-G y H-H	5.00	1.2	0.15	0.3	0.54		m3
	Eje 2-2 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	4.3	0.25	0.2	2.15		m3
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	3.9	0.15	0.2	1.17		m3
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	3	0.15	0.2	0.90		m3
		5.00	0.9	0.15	0.3	0.41		m3
	Eje 5-5 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	4.3	0.15	0.2	1.29		m3
	Eje 6-6 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	1.95	0.15	0.2	0.59		m3
		5.00	0.8	0.15	0.3	0.36		m3
		5.00	1.3	0.15	0.15	0.29		m3
	Eje 7-7 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	4.05	0.15	0.2	1.22		m3
	Eje 1-1 entre B-B,C-C y G-G,H-H	5.00	1.2	0.15	0.3	0.54		m3
	Eje 1-1 entre C-C,D-D y F-F,G-G	5.00	1.85	0.15	0.15	0.42		m3
	Eje 1-1 entre D-D,F-F	5.00	0.775	0.15	0.3	0.35		m3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 111 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 11						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
FECHA:								
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	Entre ejes 6-7 entre ejes B-B y H-H	5.00	2	0.15	0.15	0.45		m3
	Entre ejes 6-7 entre ejes C'-C', G-G	5.00	1.7	0.15	0.3	0.77		m3
	Entre ejes 4-4 entre ejes C-C y G-G	5.00	1.7	0.15	0.3	0.77		
							31.47	m3
OE 2.3.4.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS							
	Eje A-A, I-I entre ejes 1-1, 2-2	5.00	1.5	0.16		2.40		m2
		5.00	1.25	0.36		4.50		m2
	Eje A-A, I-I entre ejes 2-2, 3-3	5.00	1.15	0.36		4.14		m2
		5.00	2.05	0.16		3.28		m2
	Eje A-A, I-I entre ejes 3-3, 4-4	5.00	1.25	0.36		4.50		m2
	Eje A-A, I-I entre ejes 4-4, 5-5	5.00	2.25	0.16		3.60		m2
		5.00	1.65	0.36		5.94		m2
	Eje A-A, I-I entre ejes 5-5, 6-6	5.00	1.6	0.36		5.76		m2
		5.00	1.25	0.16		2.00		m2
	Eje A-A, I-I entre ejes 6-6, 7-7	5.00	1.2	0.36		4.32		m2
		5.00	1.29	0.16		2.06		m2
	Eje B-B, H-H entre ejes 2-2, 3-3	5.00	0.85	0.36		3.06		m2
		5.00	2.35	0.16		3.76		m2
	Eje B-B, H-H entre ejes 3-3, 4-4	5.00	1.25	0.36		4.50		m2
	Eje B-B, H-H entre ejes 4-4, 5-5	5.00	3.9	0.16		6.24		m2
	Eje B-B, H-H entre ejes 5-5, 6-6	5.00	1.7	0.16		2.72		m2
	Eje B-B, H-H entre ejes 6-6, 7-7	5.00	0.8	0.36		2.88		m2
		5.00	1.69	0.16		2.70		m2
	Eje C-C, G-G entre ejes 1-1, 4-4	5.00	7.61	0.16		12.18		m2
	Eje D-D, F-F entre ejes 1-1, 3-3	5.00	4.66	0		0.00		m2
		5.00	2.1	0.16		3.36		m2
	Eje E-E entre ejes 4-4, 7-7	5.00	5.75	0.16		9.20		m2
	Entre ejes A-B entre ejes 5-5, 6-6	5.00	1.7	0.16		2.72		m2
		5.00	1	0.36		3.60		m2
	Eje 1-1 entre A-A, B-B y H-H, I-I	5.00	4.3	0.16		6.88		m2
		5.00	1.2	0.36		4.32		m2
	Eje 2-2 entre A-A, B-B y H-H, I-I	5.00	4.3	0.16		6.88		m2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 112 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 12						
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	Eje 3-3 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	3.9	0.16		6.24		m2
	Eje 4-4 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	3	0.16		4.80		m2
		5.00	0.9	0.36		3.24		m2
	Eje 5-5 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	4.3	0.16		6.88		m2
	Eje 6-6 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	1.95	0.16		3.12		m2
		5.00	0.8	0.36		2.88		m2
		5.00	1.3	0.06		0.78		m2
	Eje 7-7 entre A-A,B-B y H-H,I-I	5.00	4.05	0.16		6.48		m2
	Eje 1-1 entre B-B,C-C y G-G,H-H	5.00	1.2	0.36		4.32		m2
	Eje 1-1 entre C-C,D-D y F-F,G-G	5.00	1.85	0.06		1.11		m2
	Eje 1-1 entre D-D,F-F	5.00	0.775	0.36		2.79		m2
							160.14	m2
OE 2.3.5	LOSAS							
OE 2.3.5.1	LOSA MACIZA							
OE 2.3.5.1	CONCRETO PARA LOSA MACIZA							
	Losa típica							
	Lado derecho	5.00	8.075	17.15	0.12	83.09		m3
	Lado izquierdo	5.00	8.075	17.15	0.12	83.09		m3
	Área hueca	5.00	0.5	0.25	0.12	0.08		m3
	Volumen de vigas	5	-		-	8.56		m3
	Área hueca	5.00	1.7	7.5	0.12	7.65		m3
	Área hueca de escalera	5.00	1.55	4.66	0.12	4.3338		m3
	Área hueca de ascensor	5.00	2.1	2.5	0.12	3.15		m3
							142.42	m3
OE 2.3.5.3	ENCOFRADO DE LOSA MACIZA							
	PAÑO A IZQUIERO	5.00	8.075	17.15		692.43		m2
	PAÑO B DERECHO	5.00	8.075	17.15		692.43		m2
	ÁREA HUECA 1	5.00	0.5	0.25		0.63		m2
	ÁREA HUECA 2	5.00	1.7	7.5		63.75		m2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 113 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>								
OBRA : VIVIENDA			HOJA Nº : 13					
PROPIETARIO :			PLANOS :ESTRUCTURAS					
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	NUMERO DE VECES	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL	UNIDAD
			LARGO	ANCHO	ALTURA			
	ÁREA HUECA 3	5.00	1.55	4.66		36.12		m2
	ÁREA HUECA 4	5.00	2.1	2.5		26.25		m2
	OTROS	5.00	78.65	0.12		47.19		m2
							1305.3125	m2
OE 2.3.6	ESCALERAS							
OE 2.3.7.1	CONCRETO EN ESCALERAS							
	Tramo 1 (1° piso)							
	Elemento 1:cimiento	1.00	0.6	0.5	0.4	0.12		m3
	Elemento 2 :pasos y contrapasos	1.00	7 x1.55	0.25	0.18 /2	0.24		m3
	elemento 3:Garganta	1.00	0.7	1.55	0.15	0.16		m3
	Tramo 2							
	Elemento 4 :pasos y contrapasos	1.00	7 x1.55	0.25	0.18 /2	0.24		m3
	Tramo 3 (2° al 5° piso)							
	Elemento 2 :pasos y contrapasos	4.00	7 x1.55	0.25	0.18 /2	0.98		m3
	elemento 3:Garganta	4.00	0.7	1.55	0.15	0.65		m3
	Tramo 4							
	Elemento 4 :pasos y contrapasos	4.00	7 x1.55	0.25	0.18 /2	0.98		m3
							3.38	m3
OE 2.3.7.2	ENCOFRADO DE ESCALERA							
	Tramo 1							
	Parte inclinada	5.00	2.15			10.75		m2
	Descanso	5.00	7.2			36.00		m2
	Pasos y contrapasos .	5.00	7 x1.55			9.77		m2
	Tramo 2							
	Parte inclinada	5.00	2.15			10.75		m2
	Pasos y contrapasos .	5.00	7 x1.55			9.77		m2
							77.03	m2
OE 3.0	MUROS							
	Muro X1 de sogá	2.00	3.60	2.5		90.00		
	Muro X2 de sogá	2.00	3.60	2.5		90.00		
	Muro X3 de sogá	2.00	3.60	2.5		90.00		
	Muro X4 de sogá	2.00	2.80	2.5		70.00		
	Muro X5 de sogá	2.00	3.68	2.5		92.00		
	Muro X6 de sogá	2.00	1.77	2.5		44.25		
	Muro X7 de sogá	2.00	1.00	2.5		25.00		
	Muro X8 de sogá	2.00	1.84	2.5		46.00		
	Muro X9 de sogá	2.00	3.58	2.5		89.50		
	Muro X10 de sogá	2.00	1.55	2.5		38.75		
	Muro Y1 de cabeza	2.00	1.35	2.5		33.75		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 115 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 15							
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS							
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"
OE 2.3.2	ACERO EN COLUMNAS						0.56	0.99	1.55
	Columna C-1				14.95				
		3/8	1	4	14.95		59.8		
		5/8	2	4	14.95		119.6		119.6
	Columna C-2	1/2	2	4	14.95			119.6	
		3/8	2	3	14.95		89.7		
	Columna C-3	1/2	2	4	14.95			119.6	
		3/8	2	2	14.95		59.8		
	Columna C-4	1/2	2	4	14.95			119.6	
	Columna C-5	1/2	2	4	14.95			119.6	
		3/8	2	3	14.95		89.7		
	Columna C-6	1/2	2	4	14.95			119.6	
		3/8	2	2	14.95		59.8		
	Columna C-7	1/2	2	4	14.95			119.6	
		3/8	2	2	14.95		59.8		
	Columna C-8	3/8	2	4	14.95		119.6		
	Columna C-9	1/2	2	2	14.95			59.8	
		3/8	2	4	14.95		119.6		
	Columna C-10	3/8	8	4	14.95		478.4		
	Columna C-11	1/2	4	8	14.95			478.4	
	Columna C-12	1/2	2	2	14.95			59.8	
		3/8	2	2	14.95		59.8		
	Columna C-13	1/2	2	2	14.95			59.8	
		3/8	2	2	14.95		59.8		
	Columna C-14	1/2	2.00	4	14.95			119.6	
	Columna C-15	1/2	2	2	14.95			59.8	
		3/8	2	2	14.95		59.8		
	Columna C-16	1/2	4	2	14.95			119.6	
		5/8	4	2	14.95				119.6
	Columna C-17	1/2	2	2	14.95			59.8	
		3/8	2	2	14.95		59.8		
	Columna C-18	1/2	2	4	14.95			119.6	
	Columna C-19	3/8	2	4	14.95		119.6		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 116 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA					HOJA N° : 16				
PROPIETARIO :					PLANOS : ESTRUCTURAS				
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"
	Columna C-20	3/8	4	4	14.95		239.2		
	Columna C-21	1/2	2	2	14.95			59.8	
		3/8	2	2	14.95		59.8		
	Columna C-22	3/8	4	4	14.95		239.2		
	Columna C-23	1/2	2	2	14.95			59.8	
		5/8	2	2	14.95		59.8		59.8
	Columna C-24	5/8	2	2	14.95				59.8
		5/8	2	2	14.95				59.8
	PLACAS Y	1/2	2	20	14.95			598	
	PLACAS X	1/2	1	20	14.95			299	
	ESTRIBOS DE COLUMNAS	3/8			Global				
	C-1	1/4	2	20	1.64	328			
	C-2	1/4	2	20	1.8	360			
	C-3	1/4	2	20	0.92	184			
	C-4	1/4	2	20	0.72	144			
	C-5	1/4	2	20	1.64	328			
	C-6	1/4	2	20	0.92	184			
	C-7	1/4	2	20	0.92	184			
	C-8	1/4	2	20	0.52	104			
	C-9	1/4	2	20	0.72	144			
	C-10	1/4	2	20	0.68	136			
	C-11	1/4	2	20	1.08	216			
	C-12	1/4	2	20	0.6400	128			
	C-13	1/4	2	20	0.8800	176			
	C-14	1/4	2	20	0.6800	136			
	C-15	1/4	2	20	0.7800	156			
	C-16	1/4	2	20	0.6800	136			
	C-17	1/4	2	20	0.6800	136			
	C-18	1/4	2	20	0.7800	156			
	C-19	1/4	2	20	0.5800	116			
	C-20	1/4	2	20	0.4400	88			
	C-21	1/4	2	20	0.4400	88			
	C-22	1/4	2	20	0.48	96			
	C-23	1/4	2	20	1.08	216			
	C Tabique	1/4	22	4	0.1	44			
					PESO DEL ACERO	3984	2212.6	2870.4	418.6
						996	1239.056	2841.696	648.83
						5725.582			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 117 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA					HOJA Nº : 17				
PROPIETARIO :					PLANOS : ESTRUCTURAS				
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"
ACERO ZAPATA									
	Eje medio Z Combinada ascensor	3/4	1	42	2.32				100.8
		1/2	1	40	3			120	
			SUMA				276.048		
			PESO DEL ACERO			118.8	Kg		
OE 2.3.2	ACERO					0.56	0.994	1.55	2.23
	VIGAS EN EJE A-A Y SIMETRICO								
		3/8	5	2	1.8100	36.2			
		5/8	5	2	1.8100			36.2	
		5/8	5	2	8.1000			162	
		5/8	5	2	8.1000			162	
		3/8	5	2	2.0500	41			
		5/8	5	2	2.0500			41	
		3/8	5	2	2.2500	45			
		5/8	5	2	2.2500			45	
		3/8	5	2	1.2500	25			
		5/8	5	2	1.2500			25	
		3/8	5	2	1.2900	25.8			
		5/8	5	2	1.2900			25.8	
	VIGAS EN EJE B-B Y SIMETRICO								
		5/8	5	2	3.1000			62	
		5/8	5	2	3.1000			62	
		3/8	5	4	7.9500	318			
		1/2	5	2	7.9500		159		
	VIGAS EN EJE C-C Y SIMETRICO								
		3/8	5	2	8.0000	160			
		1/2	5	2	8.0000		160		
	VIGAS EN EJE D-D Y SIMETRICO								
		5/8	5	2	4.7600			95.2	
		5/8	5	2	4.7600			95.2	
	VIGAS EN EJE E-E								
		5/8	5	2	5.8500			117	
		1/2	5	2	5.8500		117		
	VIGAS EN EJE 1-1								
		1/2	5	2	4.6000		92		
		3/8	5	2	4.6000	92			
		5/8	5	2	2.1500			43	
		5/8	5	2	2.1500			43	
		5/8	5	2	4.1500			83	
		5/8	5	2	4.1500			83	
	VIGAS EN EJE 2-2								
		5/8	5	6	4.6000			276	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 118 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 18							
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS							
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"
	VIGAS EN EJE 3-3								
		3/8	5	2	4.4500	89			
		1/2	5	2	4.4500		89		
	VIGAS EN EJE 4-4								
		3/8	5	2	3.3000	66			
		1/2	5	2	3.3000		66		
		5/8	5	2	4.0500			81	
		5/8	5	2	4.0500			81	
	VIGAS EN EJE 5-5								
		3/8	5	2	4.6000	92			
		1/2	5	2	4.6000		92		
	VIGAS EN EJE 6-6								
		3/8	5	2	3.8000	76			
		1/2	5	2	3.8000		76		
		5/8	5	4	1.6000			64	
	VIGAS EN EJE 7-7								
		3/8	5	2	4.6000	92			
		1/2	5	2	4.6000		92		
	VIGAS ENTRE EJES 6-6 Y 7-7								
		3/8	5	2	2.1500	43			
		1/2	5	2	2.1500		43		
		5/8	5	4	1.9000			76	
				SUMA		1027.8	831	1398.2	0
				PESO DEL ACERO		575.568	822.69	2167.21	0
						3565.468			
						LONGITUD X Ø			
	ESTRIBOS					3/8"	5/8"	3/4"	1"
	VIGAS SOLERAS								
	EJE A-A Y SIMETRICO	3/8	5	90	0.62	279			
	EJE B-B Y SIMETRICO	3/8	5	72	0.62	223.2			
	EJE C-C Y SIMETRICO	3/8	5	36	0.62	111.6			
	EJE D-D Y SIMETRICO	3/8	5	18	0.82	73.8			
	EJE E-E	3/8	5	36	0.62	111.6			
	EJE 1-1	3/8	5	72	0.62	223.2			
	EJE 2-2	3/8	5	36	0.82	147.6			
	EJE 3-3	3/8	5	36	0.62	111.6			
	EJE 4-4	3/8	5	36	0.62	111.6			
	EJE 5-5	3/8	5	36	0.62	111.6			
	EJE 6-6	3/8	5	36	0.62	111.6			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 119 Metrado de estructuras del sistema albañilería confinada

<u>METRADO</u>									
OBRA : VIVIENDA		HOJA Nº : 19							
PROPIETARIO :		PLANOS : ESTRUCTURAS							
PARTIDA	DISEÑO DE FIERRO	Ø	MEDIDAS			LONGITUD X Ø			
			N ELEM IGUALES	N PIEZAS X ELEM	LONG X PZA	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"
	EJE 7-7	3/8	5	36.00	0.62	111.6			
	VIGAS DINTELES					0			
	EJE A-A Y SIMETRICO	3/8	5	108.00	0.82	885.6			
	EJE B-B Y SIMETRICO	3/8	5	0.70	17	119			
	ENTRE EJES 2-2 Y 6-6	3/8	5	0.70	33	231			
				SUMA		2963.6	0	0	0
				PESO DEL ACERO		1659.616	0	0	0
						5225.084			
	LOSA MACIZA								
	ACERO								
	Paño izquierda	3/8	5	50		2.35	1175		
		3/8	5	7		17.55	1228.5		
		3/8	5	30		2.9	870		
		3/8	5	9		10.4	936		
		3/8	5	14		6.65	931		
		3/8	5	21		4.11	863.1		
	Paño derecho								
		3/8	5	50		2.35	1175		
		3/8	5	7		17.55	1228.5		
		3/8	5	30		2.9	870		
		3/8	5	9		10.4	936		
		3/8	5	14		6.65	931		
		3/8	5	21		4.11	863.1		
	Paño medio								
		3/8	5	7		1.8	126		
		3/8	5	6		2.2	66		
						SUMA	12199.2		
						TOTAL=	6831.552		

Fuente : Elaboración propia.

7.1.2. RESUMEN DEL METRADO DEL SISTEMA DUAL

Tabla 121 Resumen del metrados de estructuras del sistema dual

<u>RESUMEN</u>						
OBRA : VIVIENDA MULTIFAMILIAR			HOJA Nº : 1			
PROPIETARIO : "SN"			PLANOS: ESTRUCTURAS			
FECHA : 02 DE OCTUBRE DEL 2017			HECHO POR: DAVIS RURIK VAN ÑACA RAMIREZ			
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	UNIDAD	METRADO	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
OE.1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES Y SEGURIDAD					
OE.1.1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES					
OE.1.1.1	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES					
OE.1.1.1.2	ALMACENES	m2	40.000	112.1	4482.580024	
OE.1.1.3	TRABAJOS PRELIMINARES					
OE.1.1.3.1	LIMPIEZA DEL TERRENO	m2	276.973	0.9	240.966075	
OE.1.1.3.2	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO					
OE.1.1.3.2.1	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	276.973	1.1	311.2085178	
OE.2	ESTRUCTURAS					
OE.2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
OE.2.1.1	EXAVACIONES					
OE.2.1.1.1	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	204.600	5.3	1088.621931	
OE.2.1.1.2	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMENTOS	m3	33.882	5.3	180.2770687	
OE.2.1.1.3	RELLENO					
OE.2.1.1.3.1	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	15.833	10.1	160.2964841	
OE.2.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
OE.2.2.1	CIMENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDRA	m3	43.916	125.0	5491.690706	
OE.2.2.2	SOLIDOS	m2	5.490	16.1	88.29925526	
OE.2.2.3	SOBRECIMENTOS					
OE.2.2.3.1	CONCRETO 1:8+25% PM PARA SOBRECIMENTOS	m3	22.832	172.6	3940.289784	
OE.2.2.3.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO HASTA 0.30 m	m2	69.104	36.7	2537.517331	
OE.2.2.4	FALSO PISO	m2	276.973	10.0	2758.85106	
OE.2.3	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
OE.2.3.1	ZAPATAS					
OE.2.3.1.1.	CONCRETO PARA ZAPATAS $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	m3	60.497	306.1	18516.3133	
OE.2.3.1.2	ACERO PARA ZAPATAS	Kg	2,522.640	4.0	10091.00754	
OE.2.3.2	COLUMNAS					
OE.2.3.2.1	CONCRETO EN COLUMNAS $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	m3	178.621	422.54	75475.16976	
OE.2.3.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	1,401.241	79.61	111554.2471	
OE.2.3.2.3	ACERO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ GRADO 60 en COLUMNAS	kg	31,648.429	6.10	193071.0461	

Fuente: Elaboración propia

7.1.3. RESUMEN DEL METRADO DEL SISTEMA DE ALBAÑILERIA ESTRUCTURAL.

Tabla 123 Resumen del metrados de estructuras del sistema de albañilería confinada.

RESUMEN						
OBRA : VIVIENDA MULTIFAMILIAR			HOJA Nº : 1			
PROPIETARIO : "SN"			PLANOS: ESTRUCTURAS			
FECHA : 02 DE OCTUBRE DEL 2017			HECHO POR: DAVIS RURIK VAN ÑACA RAMIREZ			
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	UNIDAD	METRADO	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
OE 1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES Y SEGURIDAD					
OE 1.1	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES					
OE 1.1.1	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES					
OE 1.1.1.2	ALMACENES	m2	40.000	112.06	4482.58	
OE 1.1.3	TRABAJOS PRELIMINARES					
OE 1.1.3.1	LIMPIEZA DEL TERRENO	m2	276.973	0.87	240.97	
OE 1.1.3.2	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO					
OE 1.1.3.2.1	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	276.973	1.12	311.21	
OE 2	ESTRUCTURAS					
OE 2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
OE 2.1.1	EXAVACIONES					
OE 2.1.1.1	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	10.080	5.32	53.63	
OE 2.1.1.2	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMENTOS	m3	142.841	5.32	760.02	
OE 2.1.1.3	RELLENO					
OE 2.1.1.3.1	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	33.879	10.10	342.18	
OE 2.2	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
OE 2.2.1	CIMENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDRA	m3	105.862	125.05	13237.98	
OE 2.2.2	SOLIDOS	m2	10.501	16.09	168.91	
OE 2.2.3	SOBRECIMENTOS					
OE 2.2.3.1	CONCRETO 1:8+25% PM PARA SOBRECIMENTOS	m3	11.585	172.58	1999.37	
OE 2.2.3.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO HASTA	m2	165.560	36.72	6079.41	
OE 2.2.4	FALSO PISO	m2	204.918	9.96	2041.13	
OE 2.3	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
OE 2.3.1	ZAPATAS					
OE 2.3.1.1.	CONCRETO PARA ZAPATAS f _c =210 kg/cm ²	m3	3.960	306.07	1212.05	
OE 2.3.1.2	ACERO PARA ZAPATAS	Kg	118.800	4.00	475.22	
OE 2.3.2	COLUMNAS					
OE 2.3.2.1	CONCRETO EN COLUMNAS	m3	74.200	422.54	31352.60	
OE 2.3.2.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	620.740	79.61	49417.77	
OE 2.3.2.3	ACERO f _y =4200 kg/cm ² GRADO 60 en COLUMNAS	kg	4,928.782	6.10	30068.00	
OE 2.3.4	VIGAS					
OE 2.3.4.1	CONCRETO EN VIGAS f _c =210 kg/cm ²	m3	31.474	401.24	12628.88	
OE 2.3.4.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	160.144	83.45	13364.38	
OE 2.3.4.3	ACERO f _y =4200 kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS	Kg	5,225.084	32.86	171697.16	

Fuente: Elaboración propia

7.3. ANÁLISIS DE COSTO UNITARIO PARA EL PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS.

Para el cálculo de presupuesto de estructuras se uso el análisis de costo unitario siguiente:

Tabla 125 Análisis de costo unitario de almacenes

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	1			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 1.1.1.2 ALMACENES	Unidad:	m2			
Especificaciones:	Constridos en obra					
Cuadrilla:	0.1 cap+1of+2 pe					
Rendimiento:	7 m2/dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
alambre negro # 6	kg	5.300	3.94	20.882		
clavos de aluminio 2"	kg	1.400	4.08	5.712		
madera tornillo	m2	3.390	5.25	17.798		
bisagras de fierro de 3"	pza	0.078	4.73	0.369		
triplay de 4"x8"x6mm	pln	0.966	29.99	28.970		
calamina	pza	0.277	23.33	6.462		
Costo de Material					80.19	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.114	10.63	1.21182		
oficial	HH	1.140	9.40	10.716		
peon	HH	2.280	8.34	19.0152		
Costo de Mano de Obra					30.94	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	30.94	0.93		
Costo de Equipo, Herramientas					0.93	
TOTAL					112.06	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 134 Análisis de costo unitario de almacenes encofrado y desencofrado de sobrecimiento

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	10			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.2.3.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO HASTA 0.40 m de alto					Unidad: m3
Especificaciones:	madera tornillo en bruto					
Cuadrilla:	encofrado: 0.1 cap+1 ope+1 ofi : habilitacion desencofrado : 1 oficial+ 2 peones					
Rendimiento:	habilitacion 40m2/ dia encofrado 14.0m2/dia desencofrado 28 m2/dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
madera tornillo	p2	3.670	3.28	12.04		
clavos N 3	kg	0.830	3.50	2.91		
alambre negro N 8	kg	0.170	3.50	0.60		
Costo de Material					15.73	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.070	10.63	0.744		
operario	HH	0.700	9.40	6.580		
oficial	HH	1.050	8.34	8.757		
peon	HH	0.570	7.54	4.298		
Costo de Mano de Obra					20.379	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	20.38	0.61		
Costo de Equipo, Herramientas					0.61	
TOTAL					36.7	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 136 Análisis de costo unitario de concreto para zapatas

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	12			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.1.1. CONCRETO PARA ZAPATAS DE FC=210 Kg/cm2	Unidad:	m3			
Especificaciones:	preparacion con mezcladora de 9-11p3, vibrador a galina de 2", 4Hp vaciado con canaletas , la mezcladora y vibrador no incluye operador					
Cuadrilla:	0.2 cap+2 ope+ 2 ofi+ 10 peones					
Rendimiento:	25m3/dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
cemento portland tipo 1	bls	9.100	22.00	200.20		
arena grupo	m3	0.750	31.36	23.52		
piedra chancada de 1/2" a 3/4"	m3	0.550	35.00	19.25		
agua	m3	0.180	15.00	2.7		
Costo de Material					245.67	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.080	10.63	0.9		
operario	HH	0.800	9.40	7.5		
oficial	HH	0.800	8.34	6.7		
peon	HH	4.000	7.54	30.2		
operador de equipo	HH	0.400	9.4	3.8		
Costo de Mano de Obra					48.962	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	48.96	1.47		
mezcladora de 9-11pie3	HM	0.320	14.76	4.72		
vidrador	HM	0.320	16.40	5.25		
Costo de Equipo, Herramientas					11.44	
TOTAL					306.1	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 137 Análisis de costo unitario de acero para zapatas

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N°:	13			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.1.2 ACERO PARA ZAPATAS	Unidad:	kg			
Especificaciones:	habilitacion y colocacion					
Cuadrilla:	0.1 cap+ 1 op+ 1 of					
Rendimiento:	320 Kg/dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
alambre negro recocido N16	kg	0.050	3.50	0.175		
acero corrugado fy = 4200 kg/cm2	kg	1.070	3.05	3.2635		
Costo de Material					3.44	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.003	10.63	0.027		
operario	HH	0.025	9.40	0.235		
oficial	HH	0.025	8.34	0.209		
Costo de Mano de Obra					0.470	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	0.47	0.01		
cizalla	HM	0.025	3.10	0.08		
Costo de Equipo, Herramientas					0.09	
TOTAL					4.00	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 138 Análisis de costo unitario de concreto de columnas

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	14			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.2.1CONCRETO DE COLUMNAS	Unidad:	m3			
Especificaciones:	preparado con mezcladora de 9-11 pie3 , vidrador a gasolina de 2" , 4Hp winche electrico cap 0.15m3/ balde y 4.8 Hp f'c=280					
Cuadrilla:	prep y vaciado= 0.2capataz +2 operarios + 2oficiales+ 10 peones					
	curado = 0.1 capataz + 1 peon					
Rendimiento:	preparacion y vaciado :8m3/dia					
	curado: 20m3/ dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
cemento portland tipo 1	bls	9.730	22.00	214.06		
arena gruesa	m3	0.520	28.00	14.56		
pedra chancada	m3	0.530	35.00	18.55		
gasolina	gln	0.150	15.00	2.25		
agua	m3	0.180	15.00	2.7		
Costo de Material					252.12	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.240	10.63	2.55		
operario	HH	2.000	9.40	18.80		
oficial	HH	2.000	8.34	16.68		
peon	HH	10.400	7.54	78.42		
operador de equipo liviano	HH	1.400	9.4	13.16		
Costo de Mano de Obra					129.607	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	129.61	3.89		
vidrador de 2 " 4Hp	HM	0.800	16.40	13.12		
winche electrico de						
2 tambores	HM	0.800	15	12.00		
mezcladora	HM	0.800	14.76	11.81		
Costo de Equipo, Herramientas					40.82	
TOTAL					422.54	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 139 Análisis de costo unitario de encofrado y desencofrado de columna

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	15			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.2.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNA	Unidad:	M2			
Especificaciones:	habilitacion					
Cuadrilla:	colocacion : 0.1 cap+ 1 ope+ 2 ofi					
	habilitacion : 0.1 cap + 2 ope+ 1 ofi+ 1peo					
Rendimiento:	habilitacion :10m2 / dia					
	colocacion : 10 m2 / dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
madera tornillo	bls	7.230	3.50	25.31		
clavos de 3 "	kg	0.270	3.90	1.05		
alambre negro N 8	kg	0.410	3.50	1.44		
					Costo de Material	27.79
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.160	10.63	1.70		
operario	HH	2.400	9.40	22.56		
oficial	HH	2.400	8.34	20.02		
peon	HH	0.800	7.54	6.03		
					Costo de Mano de Obra	50.309
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	50.31	1.51		
					Costo de Equipo, Herramientas	1.51
					TOTAL	79.61

Fuente: Elaboración propia

Tabla 141 Análisis de costo unitario de concreto en vigas.

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	17			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.4.1 CONCRETO EN VIGAS	Unidad:	m3			
Especificaciones:						
Cuadrilla:	preparacion y vaciado : 0.2 capataz +2 ope+2 ofi+ 10 pe					
	curado : 0.1 cap+2 pe					
Rendimiento:	preparacion y vaciado :8 m3/ dia					
	curado :12m3 /dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
cemento portland	bls	9.730	22.00	214.06		
arena gruesa	m3	0.520	31.36	16.31		
piedra chancada de 1/2"	m3	0.530	35.00	18.55		
agua	m3	0.180	15.00	2.7		
gasolina	gh					
Costo de Material					251.62	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.267	10.63	2.83		
operario	HH	2.000	9.40	18.80		
oficial	HH	2.000	8.34	16.68		
peon	HH	11.333	7.54	85.45		
operador de equipo liviano	HH	1.000	9.4	9.40		
Costo de Mano de Obra					133.168	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	133.17	4.00		
vidrador de 2 " 4Hp	HM	0.400	16.40	6.56		
winche electrico de 2 tambores	HM	0.400	14.76	5.90		
Costo de Equipo, Herramientas					16.46	
TOTAL					401.24	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 142 Análisis de costo unitario de encofrado y desencofrado de vigas

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N°:	18			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.4.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE VIGAS			Unidad:	m2	
Especificaciones:	habilitacion, encofrado y desencofrado.					
Cuadrilla:	Encofrado : 0.1 cap+ 1 ope+ 1 ofi: habilitacion Desencofrado: 1 ofic +2 pe					
Rendimiento:	Habilitacion :8m2 / dia encofrado :8.0m2/dia desencofrado :10.0m2/dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
madera tornillo	bls	7.210	3.28	23.65		
clavos de 3 "	kg	0.260	3.69	0.96		
alambre negro N 8	kg	0.220	3.69	0.81		
Costo de Material					25.42	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.200	10.63	2.13		
operario	HH	2.000	9.40	18.80		
oficial	HH	2.800	8.34	23.35		
peon	HH	1.600	7.54	12.06		
Costo de Mano de Obra					56.342	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	56.34	1.69		
Costo de Equipo, Herramientas					1.69	
TOTAL					83.45	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 143 Análisis de costo unitario de acero en vigas

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	19			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.4.3 ACERO EN VIGAS	Unidad:	kg			
Especificaciones:	habilitacion y colocacion					
Cuadrilla:	0.1 cap+1 ope+1 ofi					
Rendimiento:	32kg / dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
madera tornillo	bls	8.030	3.28	26.34		
clavos de 3 "	kg	0.260	3.50	0.91		
alambre negro N 8	kg	0.220	3.50	0.77		
Costo de Material					28.02	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.025	10.63	0.27		
operario	HH	0.250	9.40	2.35		
oficial	HH	0.250	8.34	2.09		
Costo de Mano de Obra					4.701	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	4.70	0.14		
Costo de Equipo, Herramientas					0.14	
TOTAL					32.86	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 145 Análisis de costo unitario de encofrado y desencofrado de losa aligerada.

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	21			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.5.3 ENCOFRADO Y DESENCODRADO DE LOSA ALIGERADA	Unidad:	M2			
Especificaciones:	madera tornillo en bruto , no incluye friso					
Cuadrilla:	encofrado : 0.1 capataz + 1operario+ 1 oficial :habilitacion desencofrado : 1 oficial+2 peones					
Rendimiento:	habilitacion :8m2/dia encofrado : 8m2/dia desencofrado : 10 m2/dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
madera tornillo	p2	5.040	3.28	16.53		
clavos de 2 1/2 "	kg	0.220	5.08	1.12		
alambre negro N 16	kg	0.100	3.50	0.35		
Costo de Material					18.00	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.200	10.63	2.13		
operario	HH	2.000	9.40	18.80		
oficial	HH	2.800	8.34	23.35		
peon	HH	1.600	7.54	12.06		
Costo de Mano de Obra					56.342	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	56.34	1.69		
Costo de Equipo, Herramientas					1.69	
TOTAL					76.03	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 146 Análisis de costo unitario de acero en losas aligeradas

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	22			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.5.2 ACERO EN LOSAS ALIGERADAS	Unidad:	kg			
Especificaciones:	habilitacion y colocacion					
Cuadrilla:	0.1 cap+1 ope+1 ofi					
Rendimiento:	350KG / dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
alambre negro recocido N 16	kg	0.050	3.50	0.18		
acero corrugado fy=4200 kg/cm2						
grado 60	kg	1.070	3.05	2.79		
Costo de Material					2.97	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.002	10.63	0.02		
operario	HH	0.023	9.40	0.21		
oficial	HH	0.023	8.34	0.19		
Costo de Mano de Obra					0.430	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	0.43	0.01		
cizalla para corte	HM	0.002	3.10	0.007		
Costo de Equipo, Herramientas					0.02	
TOTAL					3.42	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 147 Análisis de costo unitario de concreto en losa maciza

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	23			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.5.1 LOSA PLANA MACIZA: CONCRETO FC=210 kg/ cm2	Unidad:	m3			
Especificaciones:	preparado con mezcladora de 9 - 11 p3 vidrador a gasolina de 2 " 4 Hp winche electrico cap 0.15m3/balde y 4.8 HP					
Cuadrilla:	preparado y vaciado : 0.2 cap + 2 ope+ 2 ofic+ 10 pe curado : 0.1 cap+1 pe					
Rendimiento:	preparacion y vaciado : 20 m3 / dia curado : 40 m3 / dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
cemento portland	bls	9.730	22.00	214.06		
arena gruesa	kg	0.520	31.36	16.31		
piedra chancada de 1/2 "	kg	0.530	35.00	18.55		
Costo de Material					248.92	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.100	10.63	1.06		
operario	HH	0.800	9.40	7.52		
oficial	HH	0.800	8.34	6.67		
peon	HH	4.200	7.54	31.67		
operador	HH	1.200	9.4	11.28		
Costo de Mano de Obra					58.203	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	58.20	1.75		
vidrador de 2 "	HM	0.320	16.40	5.24		
winche electrico de 2						
tambores	HM	0.320	15.00	4.75		
mezcladora	HM	0.320	14.76	4.72		
Costo de Equipo, Herramientas					16.46	
TOTAL					323.58	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 148 Análisis de costo unitario de encofrado y desencofrado de losa maciza

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	24			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.5.3 ENCOFRADO Y DESENCODRADO DE LOSA MACIZA	Unidad:	M2			
Especificaciones:	madera tornillo en bruto , no incluye friso					
Cuadrilla:	encofrado : 0.1 capataz + 1operario+ 1 oficial :habilitacion desencofrado : 0.1 oficial+3 peones					
Rendimiento:	habilitacion :60m2/dia encofrado : 15m2/dia desencofrado : 45 m2/dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
madera tornillo	p2	5.040	3.28	16.53		
clavos de 2 1/2 "	kg	0.220	5.08	1.12		
alambre negro N 16	kg	0.100	3.69	0.37		
					Costo de Material	18.02
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.147	10.63	1.56		
operario	HH	1.467	9.40	13.79		
oficial	HH	1.547	8.34	12.90		
peon	HH	2.400	7.54	18.10		
					Costo de Mano de Obra	46.341
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	46.34	1.39		
					Costo de Equipo, Herramientas	1.39
					TOTAL	65.75

Fuente: Elaboración propia

Tabla 149 Análisis de costo unitario de acero en losa maciza

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N°:	25			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por:	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por:				
		Fecha:				
Partida N:	OE 2.3.5.2 ACERO EN LOSAS MACIZA	Unidad:	kg			
Especificaciones:	habilitacion y colocacion					
Cuadrilla:	0.1 cap+1 ope+1 ofi					
Rendimiento:	350kg / dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
alambre negro recocido N 16	kg	0.050	3.69	0.18		
acero corrugado fy=4200 kg/cm2 grado 60	kg	1.070	2.61	2.79		
Costo de Material					2.97	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.002	10.63	0.02		
operario	HH	0.023	9.40	0.21		
oficial	HH	0.023	8.34	0.19		
Costo de Mano de Obra					0.430	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	0.43	0.01		
cizalla para corte	HM	0.002	3.10	0.007		
Costo de Equipo, Herramientas					0.02	
TOTAL					3.42	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 150 Análisis de costo unitario de muros de ladrillo de cabeza

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	26			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 3.1 MUROS DE LADRILLO KING KONG DE ARCILLA DE CABEZA	Unidad:	m2			
Especificaciones:	ladrillo de 24x14x9 , junta de 1.5 cm, mezcla 1:5					
Cuadrilla:	colocacion: 0.1cap+1 ope+0.5pe acarreo: 1 peon					
Rendimiento:	colocacion :6.45 m2/dia acarreo :16.13m3/dia(1000 lad /dia)					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
cemento portland tipo 1	bls	0.408	22.00	8.98		
arena gruesa	m3	0.058	31.36	1.82		
ladrillo 24x14x9	p2	66.000	1.15	75.90		
Costo de Material					86.69	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.124	10.63	1.32		
operario	HH	1.240	9.40	11.66		
peon	HH	1.116	7.54	8.42		
Costo de Mano de Obra					21.393	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	21.39	0.64		
clavos de 3 "	kg	0.022	3.10	0.068		
andaminio de madera	p2	0.580	2.00	1.160		
Costo de Equipo, Herramientas					1.87	
TOTAL					109.96	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 151 Análisis de costo unitario de muros de ladrillo de sogá

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	27			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE 3.2 MUROS DE LADRILLO KING KONG DE ARCILLA DE SOGA	Unidad:	m2			
Especificaciones:	Ladrillo de 24x14x9 , junta de 1.5 cm, mezcla 1:5					
Cuadrilla:	colocacion: 0.1cap+1 ope+0.5pe acarreo: 1 peon					
Rendimiento:	colocacion :6.45 m2/dia acarreo :16.13m3/dia(1000 lad /dia)					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
cemento portland tipo 1	bls	0.408	22.00	8.98		
arena gruesa	m3	0.058	31.36	1.82		
ladrillo 24x14x9	p2	66.000	1.15	75.90		
Costo de Material					86.69	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.085	10.63	0.90		
operario	HH	0.846	9.40	7.95		
peon	HH	0.719	7.54	5.42		
Costo de Mano de Obra					14.268	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	14.27	0.43		
clavos de 3 "	kg	0.022	3.10	0.068		
andaminio de madera	p2	0.580	2.00	1.160		
Costo de Equipo, Herramientas					1.66	
TOTAL					102.62	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 152 Análisis de costo unitario de ladrillos huecos de losa

ANALISIS DE COSTO UNITARIO						
Obra:	VIVIENDA	Hoja N° :	28			
Propietario:	S.P.Q	Hecho por :	DAVIS ÑACA RAMIREZ			
Ubicación:	AV. SESQUICENTENARIO SN	Revisado por :				
		Fecha:				
Partida N:	OE. 3.1.3 LADRILLOS HUECOS DE ARCILLA DE 15 X30X30cm					Unidad: pza
Especificaciones:	subida y colocacion					
Cuadrilla:	subida y colocacion 0.1 capataz+1 operario+2 oficial+9 peones					
Rendimiento:	1600pz / dia					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
ladrillo hueco de 15x30x30 cm	pza	1.050	1.58	1.65		
Costo de Material					1.65	
MANO DE OBRA						
capataz	HH	0.001	10.63	0.01		
operario	HH	0.005	9.40	0.05		
oficial	HH	0.010	8.34	0.08		
peon	HH	0.045	7.54	0.34		
Costo de Mano de Obra					0.475	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
herramientas manuales	% MO	0.030	0.48	0.01		
Costo de Equipo, Herramientas					0.01	
TOTAL					2.14	

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO VIII

8. RESULTADOS OBTENIDOS

8.1. RESULTADOS DE LA CANTIDAD DE MATERIALES Y COSTOS DE LOS DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.

8.1.1. RESULTADOS DEL METRADO Y PRESUPUESTO ESTRUCTURAL

a) Cantidad de concreto según sistema estructural

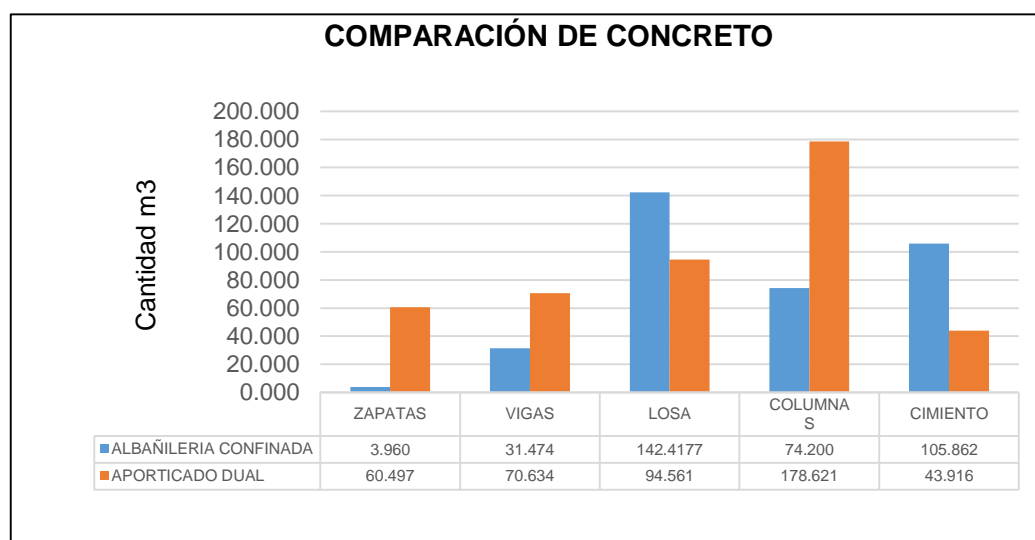
Luego de obtener los metrados de estructuras de cada sistema estructural se procedió a comparar las partidas siguientes de concreto en m3:

Tabla 153 Cantidad de concreto por partidas según cada sistema estructural

CONCRETO	ALBAÑILERIA CONFINADA	SISTEMA DUAL
ZAPATAS	3.960	60.497
VIGAS	31.474	70.634
LOSA	142.4177	94.561
COLUMNAS	74.200	178.621
CIMIENTO	105.862	43.916

Fuente: Elaboración propia

Grafico 1 Comparación del volumen de concreto en los sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

b) Cantidad de acero según cada sistema estructural

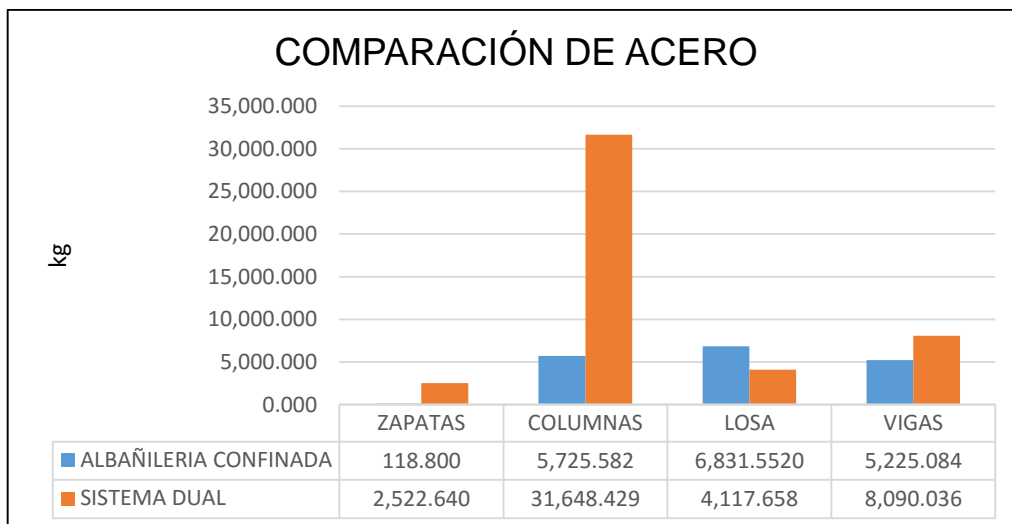
Luego de obtener los metrados de estructuras de cada sistema estructural se procedió a comparar las partidas siguientes de acero en Kg:

Tabla 154 Cantidades acero empleado según partida en cada sistema estructural

ACERO	ALBAÑILERIA CONFINADA	SISTEMA DUAL
ZAPATAS	118.800	2,522.640
COLUMNAS	5,725.582	31,648.429
LOSA	6,831.5520	4,117.658
VIGAS	5,225.084	8,090.036

Fuente: Elaboración propia

Grafico 2 Comparación de la cantidad de acero en los sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

c) Cantidad de concreto en m3 según cada sistema estructural

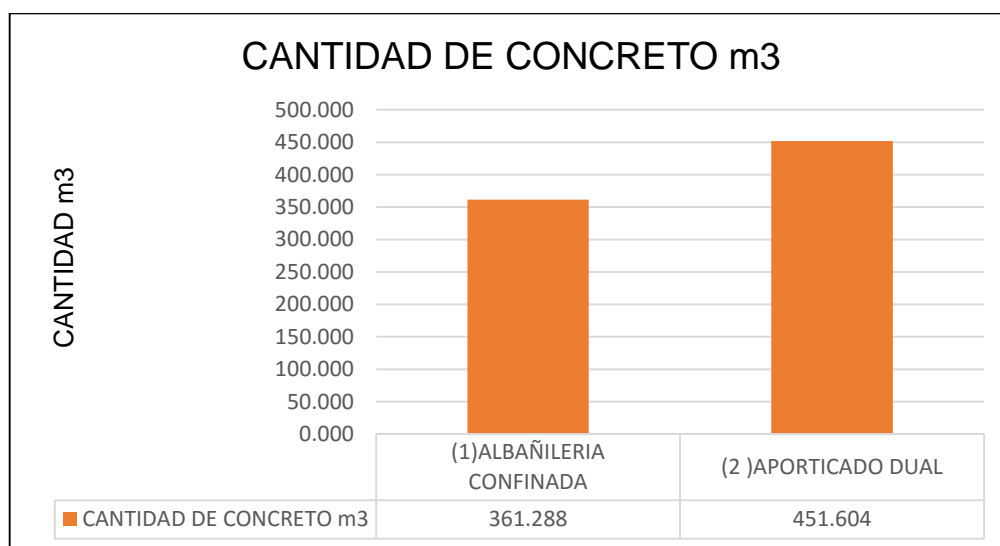
Con los resultados del metrado de estructuras se agrupo las partidas de concreto de cada sistema estructural y se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 155 Cantidades de concreto empleado en los sistemas estructurales

CANTIDAD DE CONCRETO m3	
SISTEMA ESTRUCTURAL	m3
(1)ALBAÑILERIA CONFINADA	361.288
(2)APORTICADO DUAL	451.604
VARIACIÓN ((2)-(1)/(2))	20.0%

Fuente: Elaboración propia

Grafico 3 Comparación de la cantidad de acero en los sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

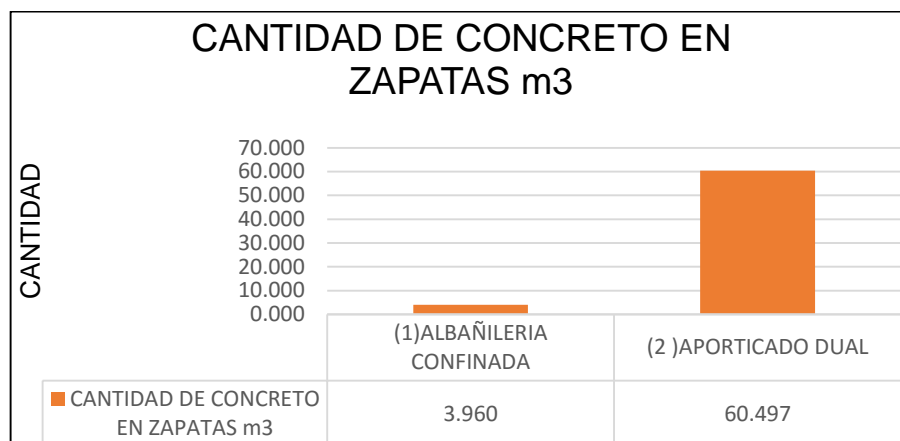
d) Cantidad de concreto en zapatas según cada sistema estructural

Tabla 156 Cantidades de concreto en zapatas según sistema estructural

CANTIDAD DE CONCRETO EN ZAPATAS m3	
SISTEMA ESTRUCTURAL	m3
(1)ALBAÑILERIA CONFINADA	3.960
(2)APORTICADO DUAL	60.497
VARIACIÓN ((2)-(1)/(2))	93.5%

Fuente: Elaboración propia

Grafico 4 Comparación de cantidad de concreto en zapatas según sistema estructural



Fuente: Elaboración propia

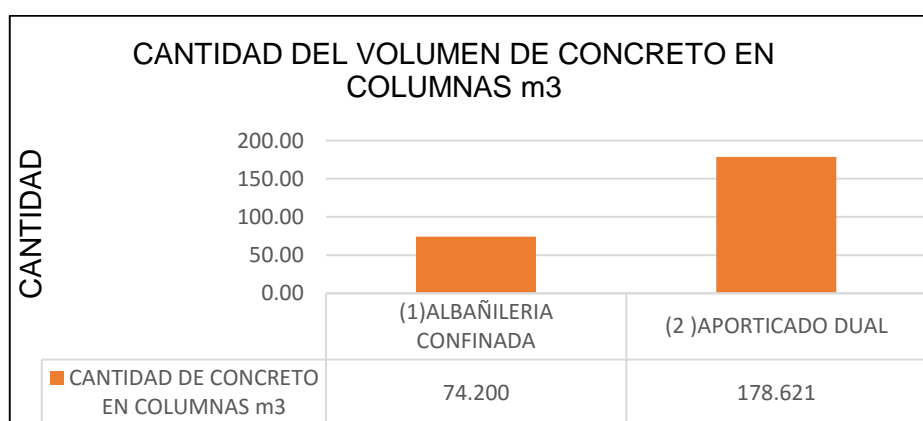
e) Cantidad de concreto en columnas según cada sistema estructural.

Tabla 157 Cantidades de concreto en columnas en sistemas estructurales

CANTIDAD DE CONCRETO EN COLUMNAS m3	
SISTEMA ESTRUCTURAL	m3
(1) ALBAÑILERIA CONFINADA	74.200
(2) APORTICADO DUAL	178.621
VARIACIÓN ((2)-(1))/(2))	140.7%

Fuente: Elaboración propia.

Grafico 5 Comparación del volumen de concreto en columnas



Fuente: Elaboración propia.

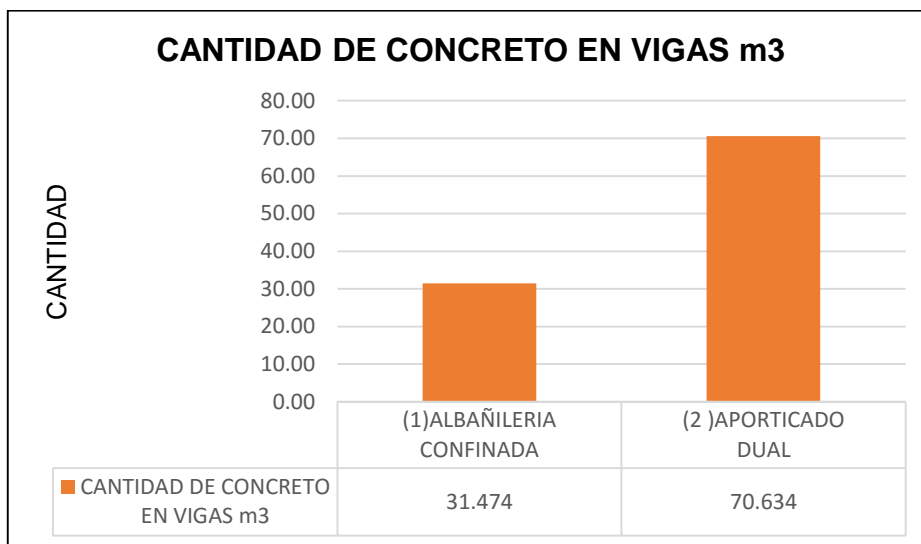
f) Cantidad de concreto en vigas según cada sistema estructural

Tabla 158 Cantidad de concreto en partida de vigas, en cada sistema estructural

CANTIDAD DE CONCRETO EN VIGAS m3	
SISTEMA ESTRUCTURAL	m3
(1)ALBAÑILERIA CONFINADA	31.474
(2)APORTICADO DUAL	70.634
VARIACIÓN ((2)-(1))/(2))	124.4%

Fuente: Elaboración propia

Grafico 6 Comparación del volumen de concreto en vigas



Fuente: Elaboración propia

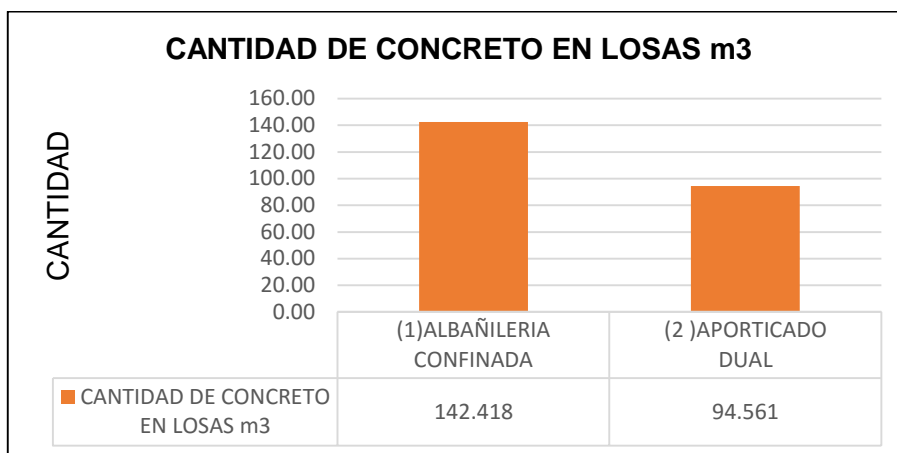
g) Cantidad de concreto en losas según cada sistema estructural

Tabla 159 Cantidades de concreto en losas según sistema estructural

CANTIDAD DE CONCRETO EN LOSAS m3	
SISTEMA ESTRUCTURAL	m3
ALBAÑILERIA CONFINADA	142.418
APORTICADO DUAL	94.561
VARIACIÓN ((2)-(1))/(2))	33.6%

Fuente: Elaboración propia

Grafico 7 Comparación de concreto en losas según sistema estructural.



Fuente: Elaboración propia.

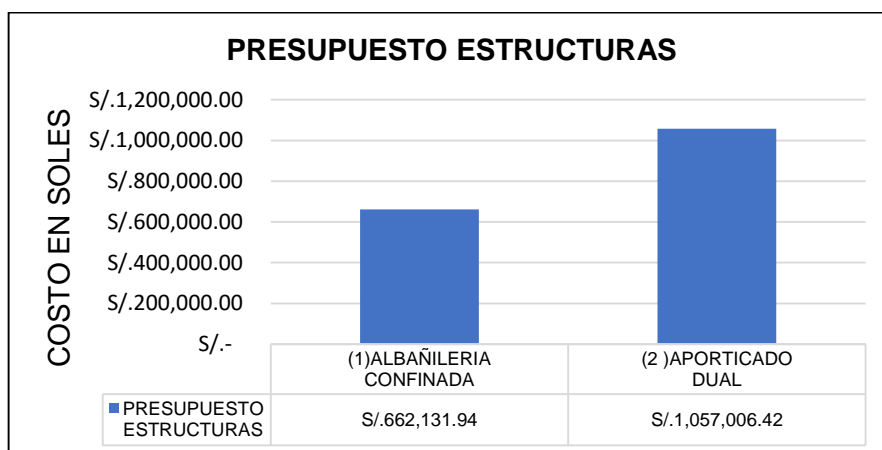
h) Comparación del presupuesto según cada sistema estructural

Tabla 160 Cantidad de presupuesto en estructuras por sistema estructural

PRESUPUESTO ESTRUCTURAS	
SISTEMA ESTRUCTURAL	m3
(1) ALBAÑILERIA CONFINADA	S/. 662,131.94
(2) APORTICADO DUAL	S/. 1,057,006.42
VARIACIÓN (1)/(2)	62.6%
VARIACIÓN ((2)-(1))/(2)	59.6%

Fuente: Elaboración propia.

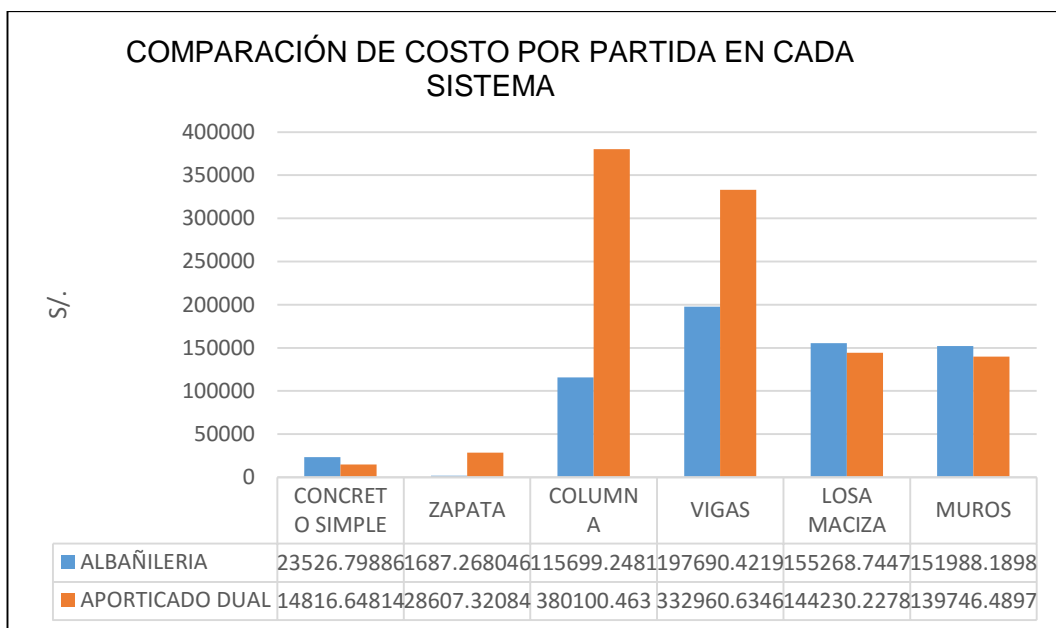
Grafico 8 Comparación de Presupuestos



Fuente: Elaboración propia

Comparación de costo por partida en los dos sistemas estructurales

Grafico 9 Comparación del costo por partida según sistema estructural



Fuente: Elaboración propia

i) Comparación de gasto por partidas

SISTEMA DE ALBAÑILERIA CONFINADA			SISTEMA APORTICADO DUAL		
ESPECIFICACIONES	METRADO	COSTO	ESPECIFICACIONES	METRADO	COSTO
OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES Y SEGURIDAD			OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES Y SEGURIDAD		
OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES			OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES		
CONSTRUCCIONES PROVISIONALES			CONSTRUCCIONES PROVISIONALES		
ALMACENES	40	4482.58	ALMACENES	40	4482.58
TRABAJOS PRELIMINARES			TRABAJOS PRELIMINARES		
LIMPIEZA DEL TERRENO	276.973	240.966075	LIMPIEZA DEL TERRENO	276.973	240.966075
TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO			TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO		
TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	276.973	311.2085178	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	276.973	311.2085178
EXAVACIONES			EXAVACIONES		
EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS			EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS		
EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMENTOS	10.08	53.63	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMENTOS	204.60	1,088.622
RELLENO	142.84	760.02	RELLENO	33.88	180.277
	33.88	342.18		15.83	160.296
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE			OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
CIMENTOS CORRIDOS MEZCLA			CIMENTOS CORRIDOS MEZCLA		
SOLIDOS	105.86	13,237.98	SOLIDOS	43.92	5,491.691
SOBRECIMENTOS	10.50	168.91	SOBRECIMENTOS	5.49	88.299
CONCRETO 1:8+25% PM PARA SOBRECIMENTOS	11.59	1,999.37	CONCRETO 1:8+25% PM PARA SOBRECIMENTOS	22.83	3,940.290
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	165.56	6,079.41	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	69.10	2,537.517
FALSO PISO	204.92	2,041.13	FALSO PISO	276.97	2,758.851
OBRAS DE CONCRETO ARMADO			OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
ZAPATAS			ZAPATAS		
CONCRETO PARA ZAPATAS f'c=210 kg/cm2	3.96	1,212.05	CONCRETO PARA ZAPATAS f'c=210 kg/cm2	60.50	18,516.313
ACERO PARA ZAPATAS	118.80	475.22	ACERO PARA ZAPATAS	2,522.64	10,091.008
COLUMNAS			COLUMNAS		
CONCRETO EN COLUMNAS f'c=210 kg/cm2	74.20	31,352.60	CONCRETO EN COLUMNAS f'c=210 kg/cm2	178.62	75475.16976
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	620.74	49,417.77	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	1,401.24	111554.2471
ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en COLUMNAS	5,725.58	34,928.88	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en COLUMNAS	31,648.43	193071.0461
VIGAS			VIGAS		
CONCRETO EN VIGAS f'c=210 kg/cm2	31.47	12,628.88	CONCRETO EN VIGAS f'c=210 kg/cm2	70.63	28341.63611
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	160.14	13,364.38	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	464.69	38779.01344
ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en VIGAS	5,225.08	171,697.16	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en VIGAS	8,090.04	265839.9851
LOSAS			LOSAS		
LOSAS MACIZA			LOSAS ALIGERADAS		
CONCRETO EN LOSAS MACIZA f'c=210 kg/cm2	142.42	46,083.43	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS f'c=210 kg/cm2	94.56	29439.50894
ENCOFRADO LOSA MACIZA	1,305.31	85,822.94	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en LOSAS ALIGERADAS	4,117.66	14081.46359
ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en LOSA MACIZA	6,831.55	23,362.37	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	1,050.68	81953.196
			LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 cm PARA LOSA	8,752.18	18756.05923
ESCALERAS			ESCALERAS		
CONCRETO EN ESCALERAS f'c=210 kg/cm2	3.38	1,236.13	CONCRETO EN ESCALERAS f'c=210 kg/cm2	3.38	1236.125736
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	77.03	6,136.80	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	77.03	6136.799234
ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en ESCALERAS	670.62	2,707.76	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en ESCALERAS	670.62	2,707.76
ARQUITECTURA			ARQUITECTURA		
MUROS DE LADRILLO			MUROS DE LADRILLO		
CANTIDAD DE LADRILLO MURO CABEZA	277.00	30,458.32	CANTIDAD DE LADRILLO MURO DE SOGA	1,270.91	139746.4897
CANTIDAD DE LADRILLO MURO DE SOGA	1,184.22	121,529.87			
		S/ 662,131.94			1,057,006.419

Figura 113 Resumen del presupuesto para el sistema de albañilería estructural y aporticado dual.

Fuente: Elaboración propia

j) Comparación de materiales

SISTEMA APORTICADO DUAL		SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA	
ESPECIFICACIONES	METRADO	ESPECIFICACIONES	METRADO
EXAVACIONES			
EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	204.60	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	10.08
EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS	33.88	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS	142.84
RELLENO	15.83	RELLENO	33.88
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE			
CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA	43.92	CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA	105.86
SOLADOS	5.49	SOLADOS	10.50
SOBRECIMENTOS	22.83	SOBRECIMENTOS	11.59
CONCRETO 1:8+25% PM PARA SOBRECIMENTOS	69.10	CONCRETO 1:8+25% PM PARA SOBRECIMENTOS	165.56
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	276.97	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	204.92
FALSO PISO		FALSO PISO	
OBRAS DE CONCRETO ARMADO			
ZAPATAS			
CONCRETO PARA ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ²	60.50	CONCRETO PARA ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ²	3.96
ACERO PARA ZAPATAS	2,522.64	ACERO PARA ZAPATAS	118.80
			0.00
COLUMNAS			
CONCRETO EN COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm ²	178.62	CONCRETO EN COLUMNAS $f_c=210$ kg/cm ²	74.20
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	1,401.24	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	620.74
ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en COLUMNAS	31,648.43	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en COLUMNAS	5,725.58
VIGAS			
CONCRETO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm ²	70.63	CONCRETO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm ²	31.47
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	464.69	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	160.14
ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS	8,090.04	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS	5,225.08
LOSAS			
LOSAS ALIGERADAS		LOSAS MACIZA	
CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS $f_c=210$ kg/cm ²	94.56	CONCRETO EN LOSAS MACIZA $f_c=210$ kg/cm ²	142.42
ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en LOSAS ALIGERADAS	4,117.66	ENCOFRADO LOSA MACIZA	1,305.31
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	1,050.68	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en LOSA MACIZA	6,831.55
LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 cm PARA LOSA	8,752.18		
ESCALERAS			
CONCRETO EN ESCALERAS $f_c=210$ kg/cm ²	3.38	CONCRETO EN ESCALERAS $f_c=210$ kg/cm ²	3.38
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	77.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	77.03
ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en ESCALERAS	670.62	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en ESCALERAS	670.62
ARQUITECTURA			
MUROS DE LADRILLO		MUROS DE LADRILLO	277.00
CANTIDAD DE LADRILLO MURO DE SOGA	1,270.91	CANTIDAD DE LADRILLO MURO DE SOGA	1,184.22

MENOR CANTIDAD

Albañilería confinada
Aporticado dual
Aporticado dual

Aporticado dual
Aporticado dual
Albañilería confinada
Aporticado dual
Albañilería confinada

Albañilería confinada
Albañilería confinada

Albañilería confinada
Albañilería confinada
Albañilería confinada

Albañilería confinada
Albañilería confinada
Albañilería confinada

Aporticado dual
Albañilería confinada
Aporticado dual
Albañilería confinada

Aporticado dual
Aporticado dual
Aporticado dual

Albañilería confinada

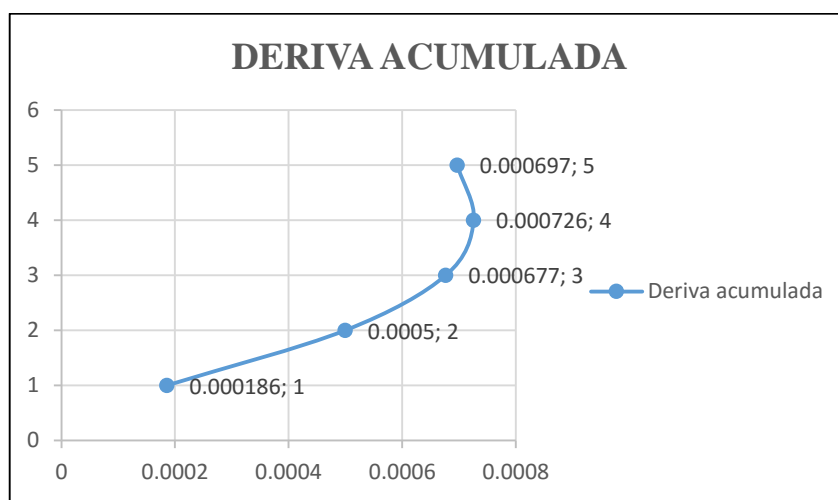
Figura 114 Comparación del metrado entre sistema de albañilería estructural y aporticado dual

8.2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

8.2.1.DERIVAS ABSOLUTAS EN MM SEGÚN EL SISTEMA ESTRUCTURAL

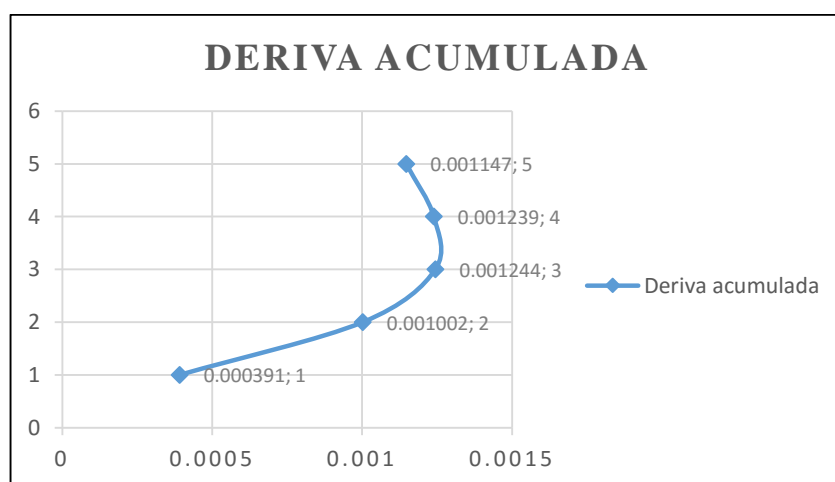
Comparación de derivas absolutas obtenidas análisis del edificio con la afectación del sismo en el sentido X

Grafico 10 Cantidad de deriva por piso en el sistema aporticado dual



Fuente: Elaboración propia

Grafico 11 Cantidad de deriva por piso en el sistema de albañilería confinada.



Fuente: Elaboración propia

8.2.2. COMPARACIÓN DE DERIVAS POR ALBAÑILERÍA CONFINADA Y APORTICADO DUAL.

Luego de análisis se obtiene en cada sistema estructural derivas que son amplificadas por los factores que están en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Story	Direction	Deriva I	Deriva acumulada
Story5	X	0.000334	0.000697
Story4	X	0.000363	0.000726
Story3	X	0.000363	0.000677
Story2	X	0.000314	0.0005
Story1	X	0.000186	0.000186

Story	Direction	Deriva I	Deriva acumulada
Story5	X	0.000291	0.000619
Story4	X	0.000328	0.000667
Story3	X	0.000339	0.000642
Story2	X	0.000303	0.000479
Story1	X	0.000176	0.000176

Figura 115 Comparación de la deriva acumulada en el sistema de albañilería confinada

Fuente: Elaboración propia

Story	Direction	Deriva I	Deriva acumulada
Story5	X	0.000541	0.001147
Story4	X	0.000606	0.001239
Story3	X	0.000633	0.001244
Story2	X	0.000611	0.001002
Story1	X	0.000391	0.000391

Story	Direction	Deriva I	Deriva acumulada
Story5	X	0.000445	0.000945
Story4	X	0.0005	0.001026
Story3	X	0.000526	0.001015
Story2	X	0.000489	0.000746
Story1	X	0.000257	0.000257

Figura 116 Comparación de la deriva acumulada en el sistema aporticado dual.

Fuente: Elaboración propia

8.2.3. COMPARACIÓN DE FACTORES SÍSMICOS

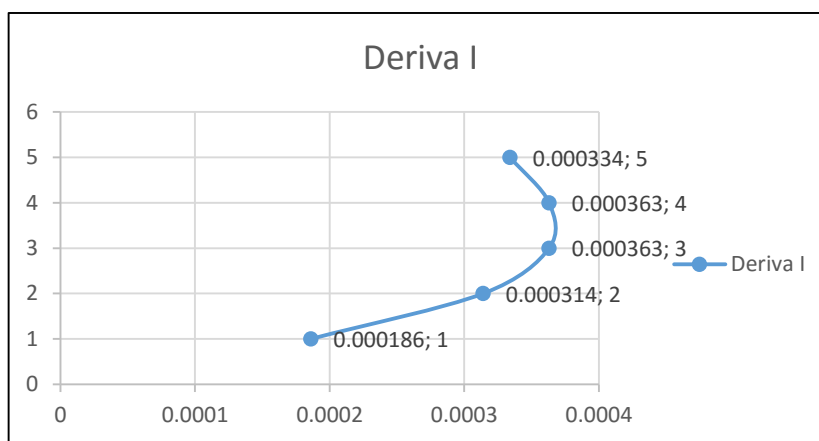
En el diseño por concreto armado en el que se califica como sistema dual, el factor R es igual a 7 y se encuentra afectado por el coeficiente de regularidad 0.9 y en el cálculo de R por el sistema de albañilería confinada el valor de R es de 6 pero el diseño se realiza con el valor de R=3 el mismo que se encuentra afectado también por el factor 0.9 de irregularidad, en el diseño tanto por albañilería confinada y

concreto armado se verifica los valor de regularidad e irregularidad y se llega a un modelo que es invariable y a parámetros que no están afectado por estos factores .

Estos factores influyen en el cálculo de la fuerza cortante, así como en la amplificación de la distorsión por sistema estructural puesto que en sistema de albañileara confinada se reduce este factor y posteriormente en el cálculo de las derivas se amplifica los resultados multiplicando por el R final

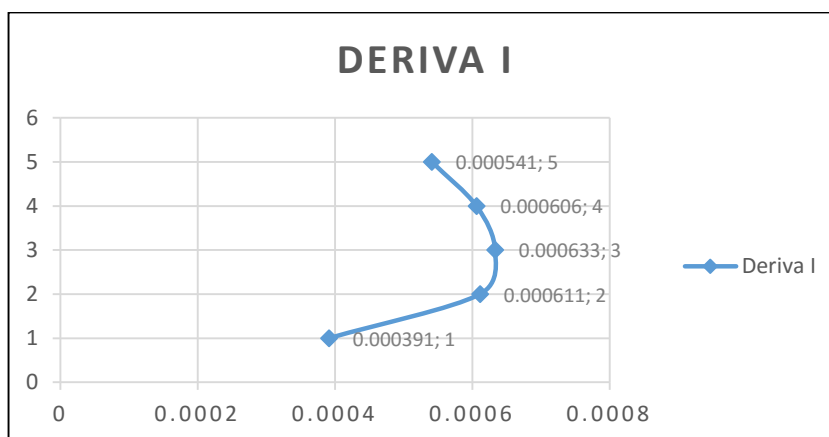
Derivas en albañilería confinada sentido X

Grafico 12 Distorsión del sistema estructural de albañilería confinada.



Fuente: Elaboración propia.

Grafico 13 Distorsión del sistema estructural aporticado dual



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 161 Alcances del diseño estructural.

ASPECTOS	ALBAÑILERIA CONFINADA	SISTEMA DE DUAL
Acero de refuerzo en elementos verticales	El acero usado es minimo porque otros elementos trabajan . El $F_y=4200$,el acero mas importante es el de las losas	El acero usado es importante en cada elemento estructural porque ayuda en su comportamiento EL $F_y=4200$ y su cantidad influye notablemente en comportamiento estructural
Estructuración	Requiere una densidad de muros minima	Se distribuye elementos estructurales formando porticos rectos
	La estructuración es continua en todos los pisos	Se distribuye vigas principales y secundarias según el armado de la losa
	Se proyecta preliminarmente el espesor en función al área tributaria	se busca que la excentricidad no se incremente por la distribución de columnas
Predimensionamiento	Se inicia con el espesor de muros ,la nueva verificación de densidad de muros	Se predimensiona según las formulas y criterios estructurales que existen
	Se revisa el predimensionamiento con metrado gravitacional para observar los esfuerzos	La dimension de las columnas son las que se ven mas afectadas luego del primer predimensionamiento por el analisis sismico

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO IX

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1. CONCLUSIONES GENERALES LA CANTIDAD DE MATERIALES DE LOS DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES.

Sobre los dos sistemas estructurales

Se observa que el presupuesto estructural para el sistema de albañilería confinada es de s/.662,131,94 y que el presupuesto para el sistema aporticado dual es de S/.1,057,0062.42 y que esto prueba que existe un ahorro en la inversión de este proyecto si se opta por el sistema de albañilería confinada.

Sobre el concreto

Las conclusiones de la comparación de presupuesto de estructuras obtenido de cada diseño estructural por albañilería confinada y sistema aporticado dual son que se obtienen diferentes cantidades en cada uno de ellos, y que además existe una menor cantidad de concreto en el sistema de albañilería confinada.

Se observa notablemente que existe una diferencia en el metrado de concreto en columnas, losas, vigas, zapatas y escaleras del sistema de sistema de albañilería confinada que es de 361.288 m³ versus el metrado de concreto en columnas, losas, vigas, zapatas y escaleras del sistema aporticado dual que tiene 451.6m³ y que estas cantidades varían en 20 % una respecto a la otra respectivamente.

Se observa notablemente que el metrado de concreto en columnas del sistema de albañilería confinada es de 74.2 m³ y que el metrado del sistema aporticado dual de es 178.62 m³, resultando una diferencia de 140.7%.

Se observa notablemente que el metrado de concreto en zapatas del sistema de albañilería confinada es de 3.96 m³ y que el metrado del sistema aporticado dual de es 60.49 m³, resultando una variación de 93.5%.

Se observa notablemente que el metrado de concreto en vigas del sistema de albañilería confinada es de 31.474 m³ y que el metrado del sistema aporticado dual de es 70.634 m³, resultando una variación de 124.4%.

Se observa notablemente que el metrado de concreto en vigas del sistema de albañilería confinada es de 142.418 m³ y que el metrado del sistema aporticado dual de es 94.561 m³, resultando una variación de 33.6%.

Sobre el acero

Se observa notablemente que el metrado de acero de zapatas del sistema de albañilería confinada es inferior al del sistema aporticado dual en las cantidades de 118.9. kilos sobre 2522.64 kilos respectivamente.

Se observa notablemente que el metrado de acero de losas del sistema de albañilería confinada es superior al del sistema aporticado dual en las cantidades de 6831.55 kilos sobre 4117.6 kilos respectivamente.

Se observa notablemente que el metrado de acero de vigas del sistema de albañilería confinada es inferior al del sistema aporticado dual en las cantidades de 5225.084 kilos sobre 4117.658 kilos respectivamente.

Se observa notablemente que el metrado de acero de columnas del sistema de albañilería confinada es inferior al del sistema aporticado dual en las cantidades de 5725.58 kilos sobre 31648.429 kilos respectivamente.

9.2. CONCLUSIONES GENERALES DEL PROCESO DE CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE CINCO NIVELES POR ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL.

El cálculo y diseño estructural es diferente que los realizados años atrás y con la nueva norma técnica de edificaciones E030 el análisis para determinar las fuerzas de cortante ha cambiado mediante el uso de factores de irregularidad más específicos.

La densidad de muros en las direcciones X e Y es muy importante en la fase inicial, los muros en la parte de estructuración se idealizan como confinados con columnas de dimensiones mínimas como 13cm x15cm o 23cmx15cm, estas dimensiones cambian cuando se diseña las columnas.

Las vigas sobre los muros denominadas como soleras tienen el espesor de 15 cm aproximadamente igual espesor de la losa maciza que de 12 cm y se diseñaron con un acero longitudinal, y su dimensión llegó a cambiar a medida que se determinó la fuerza cortante que soporta .

En lo concerniente al análisis sísmico las fuerzas se calculan con un factor de R igual a tres para un sismo severo y el diseño se realiza en función a lo que indica el reglamento en el cual se encuentra que los elementos se diseñan ante un sismo moderado, esta es la mayor diferencia en cuando al análisis sísmico.

La irregularidad en la distribución arquitectónica de cada nivel, las esquinas entrantes y discontinuidad en diafragma afecta notablemente al edificio porque el factor R_o se reduce y al reducirse este varía en forma inversamente proporcional a la fuerza cortante, en ese sentido se llega a la conclusión que para evitar mayores fuerzas y momentos sobre una edificación se debe diseñar la arquitectura previniendo el control de excentricidad y las esquinas entrantes. Para la tabiquería no portante se realiza el diseño estructural en función a los artículos de la norma E070 incluida en el Reglamento Nacional de Construcciones.

9.3. CONCLUSIONES GENERALES DEL PROCESO DE CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE CINCO NIVELES POR EL SISTEMA APORTICADO DUAL.

El análisis y diseño del sistema estructural planteado debe realizarse respetando las normas peruanas vigentes (E-020, E-030, E-050 y E-060), porque estas permiten llegar a diseñar una infraestructura adecuada, segura y funcional. Estas fórmulas requieren que el proyectista conozca las teorías de análisis, diseño y comportamiento estructural para lograr su objetivo.

Para satisfacer los parámetros de la funcionalidad de la edificación se siguió el procedimiento indicado en la doctrina existente sobre el diseño de estructuras de concreto armado de edificios.

En el diseño por el sistema dual aporticado de concreto armado se realizó la estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas, así como el análisis estructural, siguiendo los criterios adquiridos en la etapa universitaria y las

recomendaciones de la doctrina desarrollada, así como las Normas concernientes a esta .

El edificio se modelo en el programa de estructuras ETABS porque según Taboada J. (2009) “permite calcular las fuerzas, momentos y esfuerzos” (pág.152).

El proceso de modelación fue un tanto iterativo con la nueva Norma E030 publicada en el año 2016 sobre diseño sismoresistente y posterior a esta etapa se llegó al modelo final que es presentado y que cual cumple con los factores de regularidad indicados en esta, es importante resaltar que en este proceso se trató de no modificar la arquitectura porque uno de los objetivos es comparar un edificio por dos sistemas estructurales.

9.4. RECOMENDACIONES

Luego de observar los resultados, se recomienda que es mejor invertir en el sistema de albañilería confinada para el proyecto planeado puesto que existe un ahorro del 59.6 % sobre el sistema aporticado dual en el presupuesto de estructuras.

Al momento de diseñar una edificación por albañilería confinada se debe tener en cuenta que mientras tenga más muros será mejor su comportamiento estructural, pero esto puede aumentar los costos. En ese sentido se recomienda diseñar estructuralmente el edificio y compararlo económicamente en varias propuestas.

Al optar por el sistema de albañilería confinada en el diseño se debe evitar áreas huecas en la losa que estén alejadas del centro de gravedad debido a que esto produce una mayor excentricidad si no se controla este parámetro.

Los pisos deben evitar discontinuidad de muros y mantener la misma planta en el sistema de albañilería confinada.

Un muro de cabeza aporta mayor rigidez en el sistema de albañilería confinada, pero esto aumenta su costo en función a los muros de cabeza y se debe evaluar cuál es mas conveniente en proyecto.

En el sistema de aporticado dual debe diseñarse con la nueva norma sismo resistente y se deben verificar las derivas de piso y las tablas 8 y 9 del artículo 3.6 del Reglamento Nacional de Construcciones.

BIBLIOGRAFÍA

- Abanto Flavio (2003) Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería, Lima, Editorial San Marcos
- Ángel San Bartolomé R. (2006) Ejemplo de aplicación de la Norma E070 en diseño de un edificio de albañilería confinada, Lima, Editorial Revista de la PUCP.
- Apaza William (2012), Análisis y Diseño Estructural de un Hotel de 09 Niveles, Puno, Editorial Repositorio de la Universidad Nacional del Altiplano.
- Arango Julio (2002) Análisis Diseño y Construcción en albañilería, Lima, Editorial Capitulo Peruano ACI.
- Blanco Antonio (1994), Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Lima, Editorial Colegio de Ingenieros del Perú.
- Harmsen, T (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Lima, Editorial Fondo Editorial de la PUCP.
- Hernandez Luis (2012), Diseño Estructural de un Edificio de vivienda de Albañilería Confinada, Lima, Editorial Repositorio de la PUCP.
- Ministerio de Vivienda. (2012). Reglamento Nacional de Edificaciones. En E.060 Concreto Armado. Lima.
- Morales R. (2008). Análisis y Diseño Estructural de Cimentaciones Superficiales. Lima, Editorial ACI - UNI.
- Taboada J. (2009). Análisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadoras. Lima, Editorial PUCP.

San Bartolomé Ángel (2005), Comentarios a la Norma Técnica De Edificación E.070

Albañilería ,Lima, Editorial SENCICO.

Zavala Carlos (2004), Guía para la Construcción con Albañilería, Lima, Editorial

CISMID de la FIC UNI.

WEBGRAFIA

Albañileria Confinada Diseño FIC UNAS, recuperado el dia 15 de junio del 2017

recuperado de web “://www.youtube.com/watch?v=zSMoA4RRKg8”

Albañileria Confinada clase 01, recuperado el dia 28 de junio del 2017 recuperado de

<https://www.youtube.com/watch?v=m9FYzjG6IMo&t=24s>”, Alex Palomino T.

ANEXOS



Figura 117 Muestreo y ensayos de laboratorio.