

UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA
ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ANÁLISIS TÉCNICO – ECONÓMICO ENTRE UNA ESTRUCTURA
DE CONCRETO ARMADO VERSUS UNA ESTRUCTURA DE
ACERO EN UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 05 NIVELES EN
EL DISTRITO DE CUSCO”**

TESIS PRESENTADO POR:

BR. DEINER DUEÑAS MALPARTIDA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ASESOR METODOLÓGICO

DR. EDWARDS JESÚS AGUIRRE ESPINOZA

ASESOR TÉCNICO

ING. EDWIN CORNEJO CCORI

CUSCO – PERÚ

2017

DEDICATORIA

A Dios. *Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.*

A mi madre Silvina.

Por darme la vida, quererme mucho, creer en mí y porque siempre me apoyaste.

A mi padre Juan (QEPD).

Que desde el cielo, sé que me guiaras por el camino del bien.

A mis Familiares.

A mis hermanos Juan Pablo, Pedro y Dacurio y mis hermanas Silvia, Noemi y Drucila, que fueron ellos los que me apoyaron y para Deyadul.

A Giovanna.

Que siempre estuviste a mi lado y apoyándome en todo.

AGRADECIMIENTO

Me gustaría que estas líneas sirvieran para expresar mi más profundo y sincero agradecimiento, A la Universidad Alas Peruanas, mi Alma Mater, por haber contribuido en mi formación profesional.

A mi asesor Ing. Edwin Cornejo Ccori., a quien agradezco la orientación y el tiempo dedicado en la preparación de mi Tesis.

Agradezco también al Dr. Edwards Jesús Aguirre Espinoza, al Ing. Giancarlo Fernández Venero y al Ing. José Antonio Ccente Olarte, por el aporte, orientación y comprensión para la realización de esta Tesis.

ÍNDICE

DEDICATORIA	1
AGRADECIMIENTO	2
ÍNDICE	3
ÍNDICE DE FIGURAS	6
ÍNDICE DE TABLAS	8
RESUMEN	12
INTRODUCCIÓN	13
CAPÍTULO I	14
PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN	14
1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	15
1.1.1. ENUNCIADO DEL PROBLEMA.....	15
1.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	15
1.1.2.1. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.....	16
1.1.2.1.1. GEOGRÁFICO.....	16
1.1.2.1.2. DURACIÓN DEL ESTUDIO.....	16
1.1.2.1.3. PROFUNDIDAD.....	16
1.1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	16
1.1.3.1. PROBLEMA PRINCIPAL.....	17
1.1.3.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	17
1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	17
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	17
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	17
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
1.4. ESTABLECIMIENTO DEL TÍTULO.....	18
1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN.....	18
1.6. RESPONSABLE DE LA INVESTIGACIÓN.....	18
CAPÍTULO II	19
MARCO TEÓRICO	19
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	20
2.2. MARCO TEÓRICO.....	22
2.2.1. ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO.....	22
2.2.2. ESTRUCTURA DE ACERO.....	22
2.2.2.1. UNA MIRADA HISTÓRICA.....	22
2.2.2.2. TIPOS DE CONSTRUCCIONES EN EL PERÚ.....	24
2.2.2.3. PERFIL DE ACERO.....	25
2.2.2.3.1. INTRODUCCIÓN.....	25
2.2.2.3.2. PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE.....	26
2.2.2.3.3. TIPOS DE ESTRUCTURAS EN ACERO.....	27
2.2.2.3.4. ACEROS ESTRUCTURALES MODERNOS.....	27
2.2.2.3.5. VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.....	29
2.2.2.3.6. DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.....	31
2.3. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.....	32
2.3.1. CAMBIOS Y PROTECCIÓN DE LOS MATERIALES EN SERVICIO.....	32
2.3.1.1. CAMBIOS Y PROTECCIÓN DEL CONCRETO ARMADO.....	32
2.3.1.2. CAMBIOS Y PROTECCIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	36
2.4. HIPÓTESIS DEL PROYECTO.....	37
2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL.....	37
2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.....	37
2.5. VARIABLES DEL PROYECTO.....	38
2.5.1. VARIABLE INDEPENDIENTE.....	38
2.5.1.1. INDICADORES.....	38

2.5.2.	VARIABLE DEPENDIENTE.....	38
2.5.2.1.	INDICADORES.....	38
CAPÍTULO III		39
METODOLOGÍA.....		39
3.1.	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	40
3.1.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	40
3.1.2.	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	40
3.1.3.	POBLACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	40
3.1.4.	MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN.....	40
3.1.5.	INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN.....	40
3.1.6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	40
3.2.	ANÁLISIS, MODELACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	41
3.2.1.	CRITERIOS DE DISEÑO.....	41
3.2.1.1.	DISEÑO EN RANGO ELÁSTICO.....	41
3.2.1.2.	DISEÑO EN RANGO INELÁSTICO.....	41
3.2.2.	SOLICITACIONES DE DISEÑO.....	43
3.2.2.1.	CARGAS MUERTAS.....	43
3.2.2.2.	CARGAS VIVAS Y REDUCIDAS SEGÚN OCUPACIÓN.....	43
3.2.2.3.	CARGAS SÍSMICAS.....	45
3.2.2.4.	CARGAS DE VIENTO.....	45
3.2.3.	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.....	46
3.2.3.1.	SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA.....	46
3.2.3.2.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS.....	46
3.2.3.3.	ANÁLISIS BAJO CONDICIONES DE SERVICIO.....	46
3.2.4.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE EDIFICACIÓN.....	47
3.2.5.	CONFIGURACIÓN EN PLANTA Y ELEVACIÓN.....	47
3.2.6.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	53
3.2.6.1.	ANÁLISIS SÍSMICO EN CONCRETO ARMADO.....	53
3.2.7.1.1.	MODELO ESTRUCTURAL.....	53
3.2.7.1.2.	PELIGRO SÍSMICO.....	59
3.2.7.1.3.	SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES.....	61
3.2.7.1.4.	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	73
3.2.7.1.5.	MODOS DE VIBRACIÓN Y PERÍODOS FUNDAMENTALES.....	74
3.2.7.1.6.	ANÁLISIS DINÁMICO.....	74
3.2.7.1.7.	ESCALAMIENTO DE FUERZAS PARA DISEÑO.....	76
3.2.7.1.8.	CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	77
3.2.6.2.	ANÁLISIS SÍSMICO EN ACERO.....	80
3.2.7.2.1.	MODELO ESTRUCTURAL.....	80
3.2.7.2.2.	PELIGRO SÍSMICO.....	81
3.2.7.2.3.	SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES.....	83
3.2.7.2.4.	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	95
3.2.7.2.5.	MODOS DE VIBRACIÓN Y PERÍODOS FUNDAMENTALES.....	96
3.2.7.2.6.	ANÁLISIS DINÁMICO.....	96
3.2.7.2.7.	ESCALAMIENTO DE FUERZAS PARA DISEÑO.....	98
3.2.7.2.8.	CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.....	99
3.2.7.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	101
3.2.7.1.	LOSA ALIGERADA.....	101
3.2.7.2.	VIGAS.....	101
3.2.7.3.	COLUMNAS.....	102
3.2.7.4.	PLACAS.....	103
3.2.7.5.	ESCALERA.....	103
3.2.8.	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	105
3.2.8.1.	DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA.....	105
3.2.8.2.	DISEÑO DE VIGA.....	110
3.2.8.3.	DISEÑO DE COLUMNA.....	116

3.2.8.4.	DISEÑO DE PLACA.....	122
3.2.8.5.	DISEÑO DE LA ESCALERA.....	123
3.2.9.	DISEÑO EN ACERO.....	125
3.2.9.1.	DISEÑO DE LOSA.....	125
3.2.9.2.	DISEÑO DE VIGAS.....	126
3.2.9.2.1	ANÁLISIS DE CARGAS UNITARIAS.....	127
3.2.9.2.2	PREDIMENSIONAMIENTO.....	128
3.2.9.2.3	DISEÑO DE LA VIGA.....	131
3.2.9.3.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	136
3.2.9.3.1	CARGAS UNITARIAS.....	136
3.2.9.3.2	PREDIMENSIONAMIENTO.....	137
3.2.9.3.3	DISEÑO DE COLUMNA.....	145
3.3.	ANÁLISIS DE COSTOS Y PROGRAMACIÓN DE OBRAS.....	148
3.3.1.	INFORMACIÓN PRIMARIA.....	148
3.3.1.1.	COSTOS DE LOS RECURSOS EN EL LUGAR DEL PROYECTO.....	148
3.3.1.2.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	148
3.3.1.2.1.	CIMENTACIÓN.....	148
3.3.1.2.2.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA ESTRUCTURAS DE C.A.....	149
3.3.1.2.3.	PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN EN ESTRUCTURA DE ACERO.....	153
3.3.2.	INFORMACIÓN SECUNDARIA.....	168
3.3.3.	METRADO POR PARTIDAS.....	169
3.3.4.	ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO.....	188
3.3.4.1.	ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS.....	188
3.3.4.2.	PROGRAMACIÓN DE OBRA.....	213
3.3.4.2.1.	DURACIÓN DE LA OBRA.....	216
	CAPÍTULO IV.....	217
	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	217
4.1.	FACTOR FINANCIERO.....	218
4.1.1.	COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.....	218
4.1.2.	COSTOS ENTRE LOS MATERIALES.....	220
4.1.3.	COSTOS ENTRE LA MANO DE OBRA.....	221
4.1.4.	COSTOS ENTRE EQUIPO Y MAQUINARIA.....	222
4.2.	FACTOR TIEMPO.....	223
4.3.	CRITERIOS TÉCNICOS.....	224
4.3.1.	PESOS DE LA ESTRUCTURA.....	224
4.3.2.	UNIFORMIDAD DE LOS MATERIALES.....	225
4.3.3.	MANTENIMIENTO.....	225
4.3.4.	TIEMPO DE VIDA ÚTIL.....	225
	CONCLUSIONES.....	226
	RECOMENDACIONES.....	229
	BIBLIOGRAFÍAS.....	231
	ANEXOS.....	234
	ANEXO 1: TABLA DE SALARIOS Y BENEFICIOS.....	235
	ANEXO 2: LISTA DE PRECIOS DE MATERIALES.....	236
	ANEXO 3: LISTA DE PRECIOS DE MAQUINARIA.....	238
	ANEXO 4: ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS EN ESTRUCTURAS METÁLICAS.....	239

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 Construcción de Edificaciones sin Ningún Control.....	15
Fig. 2 Elementos del Concreto Armado.....	22
Fig. 3 Torre Eiffel.....	23
Fig. 4 Perfiles de Acero.....	26
Fig. 5 Otros tipos de Perfiles de Acero.....	27
Fig. 6 Planta Semisótano.....	48
Fig. 7 Planta 1 ^{er} Nivel.....	49
Fig. 8 Planta 2 ^{do} al 4 ^{to} Nivel.....	50
Fig. 9 Planta 5to Nivel.....	51
Fig. 10 Elevación de la Edificación.....	52
Fig. 11 Modelo 3D.....	55
Fig. 12 Planta 1 ^{er} Nivel.....	56
Fig. 13 Planta del 2 ^{do} al 5 ^{to}	57
Fig. 14 Planta Techo.....	58
Fig. 15 Corte Lateral.....	59
Fig. 16 Planta Esquinas Entrantes CA.....	69
Fig. 17 Planta Discontinuidad del Diafragma, CA.....	70
Fig. 18 Planta Sistemas no Paralelos - CA.....	72
Fig. 19 Grafico de la Curva de Espectro.....	76
Fig. 20 Estructura en Acero.....	80
Fig. 21 Planta Esquinas Entrantes, EA.....	91
Fig. 22 Planta Discontinuidad del Diafragma, EA.....	92
Fig. 23 Planta Sistemas no Paralelos - EA.....	94
Fig. 24 Grafico de la Curva de Espectro en EA.....	98
Fig. 25 Diagrama de Momentos en Losa Aligerada.....	105
Fig. 26 Diseño de Losa Aligerada.....	109
Fig. 27 Vigas del Primer Nivel.....	111
Fig. 28 Vigas del Segundo al Quinto nivel.....	112
Fig. 29 Vigas del Techo.....	113
Fig. 30 Diseño de Viga.....	115
Fig. 31 Diseño de Columnas.....	121
Fig. 32 Diseño de la Placa.....	122
Fig. 33 Diseño de la Escalera Principal.....	124
Fig. 34 Especificaciones Tecnicas de Placa Colaborante.....	125
Fig. 35 Detalle de Acero Deck.....	125
Fig. 36 Sobrecarga Admisible (kg/m ²) con Concreto en Placa Colaborante.....	126
Fig. 37 Viga Crítica - Acero.....	128
Fig. 38 Diseño de Vigas Pórtico Principal.....	135
Fig. 39 Diseño de Vigas Pórtico Secundario.....	135
Fig. 40 Columna Crítica.....	137
Fig. 41 Diseño de Columnas.....	145
Fig. 42 Cimentacion en Concreto Armado.....	149
Fig. 43 Anclaje para Columna de Acero.....	149
Fig. 44 Herramientas en Obra.....	150
Fig. 45 Maquinaria en Obra.....	151
Fig. 46 Diagrama del Proceso Constructivo en Concreto Armado.....	152
Fig. 47 Grúa en una Estructura de Acero.....	155

Fig. 48 Equipo para Soldar.....	155
Fig. 49 Instalaciones Internas.....	156
Fig. 50 Diagrama de Proceso Constructivo en Estructura de Acero	157
Fig. 51 Diagrama de Proceso de Montaje en Estructura de Acero.....	158
Fig. 52 Soldadura a Tope.....	160
Fig. 53 Soldadura en Ángulo.....	160
Fig. 54 Soldadura por Puntos.....	161
Fig. 55 Pintura Intumescente.....	163
Fig. 56 Mortero Ignífugos	163
Fig. 57 Placas Rígidas de Revestimiento.....	164
Fig. 58 Placas Rígidas de Revestimiento.....	165
Fig. 59 Diagrama de PERT-CPM para Concreto Armado	215
Fig. 60 Diagrama de PERT-CPM para Estructura de Acero	216
Fig. 61 Costo Directo vs Área.....	219
Fig. 62 Costo Material vs Área	220
Fig. 63 Costo Material vs Área	221
Fig. 64 Costo Herramienta y Maquinaria vs Área.....	222
Fig. 65 Área vs Tiempo	223
Fig. 66 Peso vs Área	224

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Propiedades de Aceros Estructurales.....	29
Tabla 2 Cambios de los Materiales Constitutivos del Concreto Armado.....	34
Tabla 3 Cargas Vivas Mínimas Repartidas.....	44
Tabla 4 Factor de Carga Viva sobre el Elemento.....	45
Tabla 5 Calculo de Peso Sismico de la Edificacioón.....	54
Tabla 6 Piso Blando X-X, CA.....	62
Tabla 7 Piso Blando Y-Y, CA.....	62
Tabla 8 Piso Débil X-X, CA.....	63
Tabla 9 Piso Débil Y-Y, CA.....	63
Tabla 10 Extrema Rigidez X-X, CA.....	64
Tabla 11 Extrema Rigidez Y-Y, CA.....	64
Tabla 12 Extrema Resistencia X-X, CA.....	65
Tabla 13 Extrema Resistencia Y-Y, CA.....	65
Tabla 14 Irregularidad de Masa, CA.....	65
Tabla 15 Irregularidad Geométrica Vertical, CA.....	66
Tabla 16 Irregularidad Torsional X-X, CA.....	67
Tabla 17 Irregularidad Torsional Y-Y, CA.....	67
Tabla 18 Irregularidad Torsional X-X, CA.....	68
Tabla 19 Irregularidad Torsional Y-Y, CA.....	68
Tabla 20 Irregularidad Esquinas Entrantes, CA.....	69
Tabla 21 Irregularidad Discontinuidad de Diafragma - CA.....	71
Tabla 22 Cortante Basal X-X.....	73
Tabla 23 Cortante Basal Y-Y.....	73
Tabla 24 Fuerzas Sísmicas en Altura.....	74
Tabla 25 Analisis Modal.....	74
Tabla 26 Valores de la Curva del Espectro.....	75
Tabla 27 Desplazamiento Sísmico en X, en el sentido X-X.....	77
Tabla 28 Desplazamiento Sísmico en X, en el sentido Y-Y.....	78
Tabla 29 Desplazamiento Sísmico en Y, en el sentido X-X.....	78
Tabla 30 Desplazamiento Sísmico en Y, en el sentido Y-Y.....	78
Tabla 31 Calculo de Peso de la Edificación en EA.....	81
Tabla 32 Piso Blando X-X, EA.....	84
Tabla 33 Piso Blando Y-Y, EA.....	84
Tabla 34 Piso Débil X-X, EA.....	85
Tabla 35 Piso Débil Y-Y, EA.....	85
Tabla 36 Extrema Rigidez X-X, EA.....	86
Tabla 37 Extrema Rigidez Y-Y, EA.....	86
Tabla 38 Extrema Resistencia X-X, EA.....	87
Tabla 39 Extrema Resistencia Y-Y, EA.....	87
Tabla 40 Irregularidad de Masa, EA.....	87
Tabla 41 Irregularidad Geométrica Vertical, EA.....	88
Tabla 42 Irregularidad Torsional X-X, EA.....	89
Tabla 43 Irregularidad Torsional Y-Y, EA.....	89
Tabla 44 Irregularidad Torsional Extrema X-X, EA.....	90
Tabla 45 Irregularidad Torsional Extrema Y-Y, EA.....	90
Tabla 46 Irregularidad Esquinas Entrantes, EA.....	91
Tabla 47 Irregularidad Discontinuidad de Diafragma - EA.....	93

Tabla 48 Cortante Basal X-X en EA	95
Tabla 49 Cortante Basal Y-Y en EA	95
Tabla 50 Fuerzas Sísmicas en Altura en EA	96
Tabla 51 Análisis Modal - EA	96
Tabla 52 Valores de la Curva del Espectro en EA	97
Tabla 53 Desplazamiento Sísmico en X, en el sentido X-X en EA	99
Tabla 54 Desplazamiento Sísmico en X, en el sentido Y-Y en EA	100
Tabla 55 Desplazamiento Sísmico en Y, en el sentido X-X en EA	100
Tabla 56 Desplazamiento Sísmico en Y, en el sentido Y-Y en EA	100
Tabla 57 Detalle Diseño de Vigas	114
Tabla 58 Cargas en el Primer Nivel - Viga Acero	127
Tabla 59 Cargas entre el Segundo al Cuarto Nivel - Viga Acero	127
Tabla 60 Tabla Cargas entre el Segundo al Cuarto Nivel - Viga Acero	127
Tabla 61 Tipo de Perfiles W del AISC para la Viga Calculada	130
Tabla 62 Datos para Diseño de Viga en Acero	131
Tabla 63 Obtención de Elementos en Viga de Acero	131
Tabla 64 Predimensionamiento de Viga en Acero	131
Tabla 65 Comprobación del Perfil Propuesto - Viga de Acero	132
Tabla 66 Diseño de Vigas Principales en Acero, Nivel 1`	132
Tabla 67 Diseño de Vigas Secundarias en Acero, Nivel 1	133
Tabla 68 Diseño de Vigas Principales en Acero, Nivel 2 al 5	133
Tabla 69 Diseño de Vigas Secundarias en Acero, Nivel 2 al 5	133
Tabla 70 Diseño de Vigas Principales en Acero, Nivel Techo	134
Tabla 71 Diseño de Vigas Secundarias en Acero, Nivel Techo	134
Tabla 72 Perfil de Acero para las Vigas	136
Tabla 73 Cargas en el 5to Nivel – Columnas en Acero	136
Tabla 74 Cargas del 1er al 4to Nivel - Columnas en Acero	136
Tabla 75 Cargas del Sótano - Columnas en Acero	137
Tabla 76 Perfiles tipo W del AISC, para la Columna en el 5to Nivel	140
Tabla 77 Perfiles tipo W del AISC, para la Columna en el 1er Nivel	142
Tabla 78 Perfiles tipo W del AISC, para la Columna en el Sótano	144
Tabla 79 Perfiles de Acero para las Columnas	145
Tabla 80 Datos para Diseño de Columna en Acero	146
Tabla 81 Obtención de Elementos, Columna en Acero	146
Tabla 82 Predimensionamiento de Columna en Acero	146
Tabla 83 Revisión de la Sección Propuesta en Perfil de Acero	146
Tabla 84 Resultados para el Control de Pandeo en Acero - Columna	146
Tabla 85 Control de Pandeo por Flexión para Columnas de Acero	146
Tabla 86 Diseño de Columnas en Acero para la Edificación	147
Tabla 87 Partidas para la Estructura de una Edificación en CA	168
Tabla 88 Partidas para la Estructura de una Edificación en EA	169
Tabla 89 Metrado de Concreto en Placas	169
Tabla 90 Metrado Encofrado y Desencofrado en Placas	170
Tabla 91 Metrado de Acero en Placas	170
Tabla 92 Metrado de Concreto en Columnas	171
Tabla 93 Metrado de Encofrado y Desencofrado en Columnas	172
Tabla 94 Metrado de Acero en Columnas	173
Tabla 95 Metrado de Concreto en Vigas	173
Tabla 96 Metrado Encofrado y Desencofrado en Vigas	174
Tabla 97 Metrado de Acero en Vigas	175

Tabla 98	Metrado en Concreto en Losas Macizas	176
Tabla 99	Metrado en Encofrado y Desencofrado para Losa Macizas	176
Tabla 100	Metrado en Acero para Losas Macizas	176
Tabla 101	Metrado en Concreto para Losas Aligeradas	177
Tabla 102	Metrado Encofrado y Desencofrado en Losas Aligeradas.....	177
Tabla 103	Metrado en Acero para Losas Aligeradas	180
Tabla 104	Metrado Bloques para Losas Aligerados.....	181
Tabla 105	Metrado en Concreto en Escaleras	181
Tabla 106	Metrado Encofrado y Desencofrado en Escaleras	182
Tabla 107	Metrado de Acero en Escaleras	183
Tabla 108	Metrado de Concreto para Caja de Ascensor	183
Tabla 109	Metrado Encofrado y Desencofrado en Caja de Ascensor.....	184
Tabla 110	Metrado de Acero para Caja de Ascensor.....	184
Tabla 111	Resumen de Metrados para la Estructura de Concreto Armado	185
Tabla 112	Metrado de Placa de Anclaje en Columnas.....	185
Tabla 113	Metrado de Perfil de Acero en Columnas.....	186
Tabla 114	Metrado de Perfil de Acero en Vigas Principales	186
Tabla 115	Metrado de Perfil de Acero en Vigas Secundarias	186
Tabla 116	Metrado de Losa Colaborante	186
Tabla 117	Metrado de Conectores en Losa Colaborante.....	186
Tabla 118	Metrado de Perfil de Acero en Escalera	187
Tabla 119	Metrado de Pavimento en Escalera.....	187
Tabla 120	Resumen de Metrados en Estructura de Acero.....	187
Tabla 121	Precio Unitario Concreto – Placa.....	189
Tabla 122	Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Placa.....	190
Tabla 123	Precio Unitario Acero - Placa	191
Tabla 124	Precio Unitario Concreto - Columna.....	192
Tabla 125	Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Columna	193
Tabla 126	Precio Unitario Acero - Columna	194
Tabla 127	Precio Unitario Concreto - Vigas	195
Tabla 128	Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Vigas.....	196
Tabla 129	Precio Unitario Acero - Vigas	197
Tabla 130	Precio Unitario Concreto - Losa Maciza	198
Tabla 131	Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Losa Maciza	199
Tabla 132	Precio Unitario Acero - Losa Maciza	200
Tabla 133	Precio Unitario Concreto - Losa Aligerada	201
Tabla 134	Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Losa Aligerada.....	202
Tabla 135	Precio Unitario Acero - Losa Aligerada.....	203
Tabla 136	Precio Unitario Bloques - Losa Aligerada	204
Tabla 137	Precio Unitario Concreto - Escalera	205
Tabla 138	Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Escalera.....	206
Tabla 139	Precio Unitario Acero - Escalera.....	207
Tabla 140	Precio Unitario Concreto - Caja de Ascensor	208
Tabla 141	Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Caja de Ascensor	209
Tabla 142	Precio Unitario Acero - Caja de Ascensor	210
Tabla 143	Precio Unitario Placa de Anclaje - Columna	211
Tabla 144	Precio Unitario Perfil de Acero - Columna	211
Tabla 145	Precio Unitario Perfil de Acero - Vigas	212
Tabla 146	Precio Unitario Placa Colaborante - Losa.....	212
Tabla 147	Precio Unitario Conector - Losa.....	213

Tabla 148 Precio Unitario Perfil de Acero - Escalera	213
Tabla 149 Precio Unitario Pavimento - Escalera	213
Tabla 150 Rendimiento, Precedencias y Tiempo en Concreto Armado	214
Tabla 151 Rendimiento, Precedencias y Tiempo en Estructura de Acero	215
Tabla 152 Plazos de Entrega en CA y EA.....	216
Tabla 153 Presupuesto de una Estructura en Concreto Armado	218
Tabla 154 Presupuesto de una Estructura en Acero.....	219

RESUMEN

La presente Tesis tuvo como propósito determinar los factores que inciden para realizar un análisis Técnico -Económico entre una estructura de Concreto Armado versus Estructura de Acero de una vivienda Multifamiliar de 05 niveles en el distrito de Cusco y se desarrolló en el tipo de Investigación Aplicada; con el Diseño Experimental; con una población y muestra del estudio comparativo entre las dos estructuras, haciendo uso del instrumento de observación, cuyos resultados hallados fueron: La edificación en concreto armado es menos costoso en relación a una estructura en acero, la estructura en concreto armado demora en ser ejecutado a diferencia a una estructura de acero y finalmente una estructura de concreto armado es más pesado comparando con una estructura de acero que es más liviano para fines de diseño sismo-resistente: y de ello se arriba a la conclusión de que en la ciudad del cusco casi en su totalidad las edificaciones son de concreto armado debido a que es menos costoso y técnicamente más tradicional.

INTRODUCCIÓN

La presente Tesis intitulada “**ANÁLISIS TÉCNICO – ECONÓMICO ENTRE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO VERSUS UNA ESTRUCTURA DE ACERO EN UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 05 NIVELES EN EL DISTRITO DE CUSCO**”, realiza la evaluación Técnico y Financiero entre una estructura de Concreto Armado versus una Estructura en Acero, tomando como base una Vivienda Multifamiliar de 5 Niveles.

En el primer capítulo se describe la realidad de la problemática, se plantea la problemática, se establece el objetivo general y objetivos específicos de la presente tesis, así como la justificación, los alcances y los límites de la misma.

En el segundo capítulo se refiere al marco teórico y la importancia que tiene el estudio de la estructura en acero en edificaciones en nuestra región, ver los conceptos teóricos en diseño de estructuras en Acero y Estructuras en Concreto Armado, tanto como sus propiedades y elementos estructurales, así como también se expone los antecedentes relacionados al tema de la tesis

En el tercer capítulo se muestra el desarrollo de la tesis, análisis, diseño y proceso constructivo en ambas estructuras, tomando como base métodos académicos de diseño para Estructura de Concreto Armado y Estructura en Acero.

En el cuarto capítulo se visualiza los resultados obtenidos y se realiza las comparaciones técnicas y financieras para llegar a las conclusiones y recomendaciones.

Finalmente se muestra las conclusiones a las que se llegaron con el estudio. Se responde el objetivo general y específicos de la tesis y se enuncia las recomendaciones para dejar abierta a más investigaciones relacionadas al tema de tesis.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA.

1.1.1. ENUNCIADO DEL PROBLEMA.

Actualmente se vive en la época de la globalización, época en la que es necesario evolucionar continuamente y a grandes pasos en el campo de la Infraestructura. En la ciudad del cusco la construcción de edificaciones fue creciendo desde el año 2002¹ aplicando el sistema de construcción tradicional y convencional basado en el Concreto Armado, debido a que se realiza empíricamente por maestros de obras sin ningún control de calidad y técnicamente por profesionales de la construcción basándose al RNE.



*Fig. 1 Construcción de Edificaciones sin Ningún Control.
Fuente: <http://www.prede.org.pe/prede/noticias1.htm>.*

El uso de Estructuras de Acero como un nuevo sistema de construcción en edificaciones no se ejecuta debido a la falta de experiencia profesional en la ciudad del Cusco.

1.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Desde hace algunas décadas, hasta la actualidad se ha venido presentando principalmente la utilización de Estructuras de Acero y Concreto Armado en las construcciones, por lo que dichos materiales han sido objeto de continuas investigaciones; siempre con el objetivo de hacer estructuras mejores a menor costo, además, porque son materiales que se pueden adaptar fácilmente a diversos usos. Sin embargo existen algunos proyectos en los que solo se puede utilizar

¹ Según los informes de la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO)

alguno de los dos materiales, como es el caso por ejemplo de las Represas, Saneamiento y Pavimentos Rígidos, que se construyen con Concreto Armado, o el caso de Barcos, Rieles y Maquinaria, que se construyen con Estructura de Acero.

A la actualidad no se llegó a demostrar que construir edificaciones en concreto armado sean técnicamente y/o económicamente más adecuadas en la ciudad del Cusco.

1.1.2.1. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.

1.1.2.1.1. GEOGRÁFICO.

El trabajo de investigación para realizar el análisis Técnico – Económico entre una estructura de concreto armado versus una estructura de acero, se realizara en la vivienda multifamiliar ubicada en la Urb. Magisterio primera Etapa del distrito de Cusco.

1.1.2.1.2. DURACIÓN DEL ESTUDIO.

El trabajo de investigación tendrá una duración cronológica de 4 meses calendarios.

1.1.2.1.3. PROFUNDIDAD.

La investigación se basara en la forma de estructura de la edificación, como por ejemplo estructura en concreto armado versus estructura en acero, tomando en cuenta las propiedades operativas, estéticas, mecánicas, técnicas y económicas.

1.1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

En la ciudad del Cusco no se tiene un estudio comparativo Técnico – Económico entre una estructura de Concreto Armado versus una estructura de Acero, que pueda ser utilizado como guía técnica para poder optar por una de las opciones para la construcción de edificaciones.

1.1.3.1. PROBLEMA PRINCIPAL.

¿Cuáles son los factores que inciden en la determinación entre una estructura de Concreto Armado versus una estructura de Acero, para realizar una construcción de vivienda multifamiliar en el distrito de Cusco?

1.1.3.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.

- ¿El factor financiero, es determinante para la construcción de una edificación entre una estructura de Concreto Armado versus una estructura de Acero?
- ¿El factor tiempo, es determinante para la construcción de una edificación entre una estructura de Concreto Armado versus una estructura de Acero?
- ¿El diseño estructural, es determinante para la construcción de una edificación entre una estructura de Concreto Armado versus una estructura de Acero?

1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.

Un análisis comparativo enfocándose en las propiedades operativas, estéticas, mecánicas, técnicas y económicas es necesario para poder seleccionar una de las opciones en la construcción de edificaciones en la ciudad del Cusco. Debido a que no existe un antecedente relacionado a este tema, se hace más importante esta investigación ya que quedara como una puerta abierta para otros temas relacionados al acero en estructuras. Este análisis comparativo será útil para todo profesional involucrado en la construcción de edificaciones.

La importancia de esta investigación posibilitara a que el mercado de Perfiles de Acero se acreciente en la ciudad del Cusco y quizá más adelante se podría industrializar el acero en la Región Cusco.

1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.

1.3.1. OBJETIVO GENERAL.

Determinar los factores que inciden para realizar un Análisis Técnico – Económico entre una estructura de Concreto Armado versus una estructura de Acero de una Vivienda Multifamiliar de 05 niveles en el distrito de Cusco

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Identificar el factor financiero (material y mano de obra) entre una estructura de concreto armado versus una estructura de acero de una vivienda multifamiliar de 05 niveles en el distrito de Cusco.
- Identificar el factor de tiempo entre una estructura de concreto armado versus una estructura de acero de una vivienda multifamiliar de 05 niveles en el distrito de Cusco.
- Realizar una comparación del diseño estructural y peso de estructuras entre una estructura de concreto armado versus una estructura de acero de una vivienda multifamiliar de 05 niveles en el distrito de Cusco.

1.4. ESTABLECIMIENTO DEL TÍTULO.

“ANÁLISIS TÉCNICO – ECONÓMICO ENTRE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO VERSUS UNA ESTRUCTURA DE ACERO EN UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 05 NIVELES EN EL DISTRITO DE CUSCO”.

1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN.

La falta de documentación relacionada a una estructura en acero en edificaciones en la ciudad del Cusco.

La fuente de información encontrada; por lo que los resultados de las investigaciones son generalizables al ámbito de estudio y contextos similares.

1.6. RESPONSABLE DE LA INVESTIGACIÓN.

- La investigación lo realizara un Bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniera Civil.
- Los gastos económicos serán solventados por el mismo Bachiller.

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.

En la búsqueda realizada, tanto en el ámbito nacional como internacional, se han encontrado algunos trabajos que analizan algunas de las variables aquí consideradas.

A continuación mostramos algunos trabajos:

1. Sepúlveda, (2015), realizó la investigación: *"Diseño y Comparación Técnico-Económica de Silos de Almacenamiento de Ceniza y Escoria, en Hormigón Armado y Acero Estructural, para Centrales Termoeléctricas de 350mw en Chile"*, en la Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemática, Departamento de Ingeniería Civil, para optar el título profesional de Ingeniero Civil. La investigación llegó a la siguiente principal conclusión:

- Basado en los resultados presentados en el capítulo 7, presentados a continuación, se puede concluir que en todos los escenarios definidos en este trabajo, la solución de hormigón armado resulta ser la de menor costo de inversión.

2. Atapuma, Jarrin y Mora, (2013), realizó la investigación: *"Estudio Técnico Económico Comparativo entre Proyectos Estructurales de Hormigón Armado, Acero y Madera para Viviendas y Edificios"*, en la Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemática, Carrera de Ingeniería Civil, para optar el título profesional de Ingeniero Civil. La investigación llegó a la siguiente principal conclusión:

- En el análisis económico se muestra que en el costo total de las estructuras el acero estructural es más costoso en un 24.70% frente al hormigón armado y un 16.48% frente a la madera para la vivienda; igualmente en el edificio se tiene que el acero posee un costo mayor ante su similar de hormigón armado en un porcentaje de 19.83%; esto nos lleva a determinar que el hormigón representaría la solución más favorable en cuanto al costo; si bien este es un parámetro importante, no es el único a considerar para establecer la solución más económica o beneficiosa.

3. Salazar y Torres, (2011), realizó la investigación: "*Comparación Económica y Diseño Sismo Resistente de Edificaciones de Hormigón Armado y Edificaciones de Estructura Metálica, en la Ciudad de Quito*", en la Pontificia Universidad Católica de Ecuador, Facultad de Ingeniería, Escuela de Civil, para optar el título profesional de Ingeniero Civil. La investigación llegó a la siguiente principal conclusión:

- Cuando se construyen edificaciones lo más regulares posibles, y que no posean ningún tipo de irregularidades, el sistema estructural no necesita ser del tipo dual con diafragmas, es por eso que nuestros diseños en Hormigón Armado de 5, 10 y 15 pisos no necesitaron cambiar del tipo de sistema estructural y se mantuvieron los 3 como "Pórticos a Momento tipo Especial de Hormigón Armado.", algo similar paso con las estructuras de Acero Estructural de 5 y 10 pisos que tienen como sistema estructural un "Pórtico a Momento tipo Especial en Acero". Sin embargo ya que el acero es un material más dúctil que el hormigón los desplazamientos para el edificio de acero estructural de 15 pisos resultaron ser muy altos por lo que se necesitaron acoplar riostras concéntricas y cambiar el sistema estructural de este último edificio a un "Sistema dual con pórtico especial resistente a momento de acero arriostrado concéntricamente", para disminuir estos desplazamientos y cumplir la norma.

4. Mercado, (2008), realizó la investigación, "*Comparación de Diseño en Hormigón Armado y Estructura Metálica*", en la Universidad Técnica de Oruro, Facultad Nacional de Ingeniería, Carrera Ingeniería Civil, para optar el título profesional de Ingeniero Civil. La investigación llegó a las siguientes principales conclusiones:

- Que para edificios de poca altura (de 3 a 5 pisos), no es conveniente utilizar estructuras en las cuales las vigas y columnas se construyen con Acero Estructural, para este caso es recomendable realizar la edificación enteramente en Hormigón Armado.
- El peso de las estructuras realizadas con acero estructural es notoriamente menor a aquel de las estructuras de hormigón armado, siendo por tanto la necesidad de elementos de soporte (fundaciones) mayor para estructuras de hormigón armado.

- El tiempo de ejecución para obras realizadas en acero estructural es menor al de aquellas realizadas en hormigón armado, sin embargo el factor que justifica la conclusión más importante es la referida al costo siendo que el costo de las estructuras metálicas resultó muy superior al de las de hormigón armado.

2.2. MARCO TEÓRICO.

2.2.1. ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO.

Las estructuras de concreto armado son aquellas que se emplean en las modernas construcciones, es la combinación del concreto con armadura de acero.

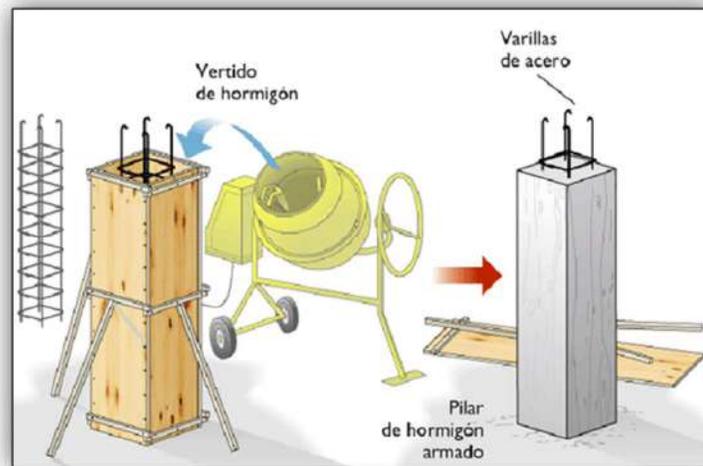


Fig. 2 Elementos del Concreto Armado

Fuente: <http://pandaouzumii.blogspot.pe/2015/06/importancia-del-concreto-armado.html>

2.2.2. ESTRUCTURA DE ACERO.

La estructura de acero se referirá a aquellos elementos de acero de sistemas estructurales de pórticos y reticulados que sean parte esencial para soportar las cargas de diseño.

2.2.2.1. UNA MIRADA HISTÓRICA.

El uso de hierro en la construcción se remonta a los tiempos de la Antigua Grecia; se han encontrado algunos templos donde ya se utilizaban vigas de hierro forjado.

En la Edad Media se empleaban elementos de hierro en las naves laterales de las catedrales.

Pero, en verdad, comienza a usarse el hierro como elemento estructural en el siglo XVIII; en 1706 se fabrican en Inglaterra las columnas de fundición de hierro para la construcción de la Cámara de los Comunes en Londres.

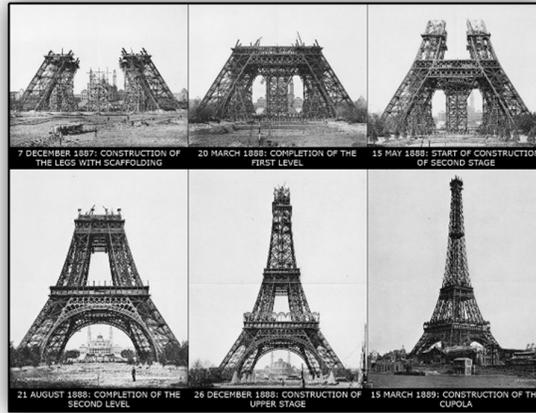


Fig. 3 Torre Eiffel
Fuentes: <http://www.cienciahistorica.com>.

El hierro irrumpe en el siglo XIX dando nacimiento a una nueva arquitectura, se erige en protagonista a partir de la Revolución Industrial, llegando a su auge con la producción estandarizada de piezas. Aparece el perfil "doble T" en 1836, reemplazando a la madera y revoluciona la industria de la construcción creando las bases de la fabricación de piezas en serie.

Se sabe que, a principios del siglo XIX, el diseño estructural era más arte que ciencia.

De aquella época a nuestros días han pasado un poco más de 200 años, en los cuales las edificaciones metálicas se han desarrollado ampliamente, en obras como puentes, casas, edificios comerciales, hospitales, fábricas y rascacielos, contribuyendo todos ellos a cambios sustanciales en la Arquitectura y en los métodos y técnicas de construcción.

Todas las estructuras metálicas requieren de cimentaciones de concreto, y usualmente se ejecutan losas, forjados, en este material.

Actualmente el uso del acero se asocia a edificios con características singulares ya sea por su diseño como por la magnitud de luces a cubrir, de altura o en construcciones deportivas (estadios) o plantas industriales.

En la actualidad en nuestra región, el uso del acero de perfil como parte de la estructura en obras de infraestructura no son muy frecuentes, no existe una edificación con una estructura en acero en su totalidad, menos documentada o sustentada por un diseño estructural en acero, solo se puede mencionar algunos:

- La ampliación de dos niveles del Pabellón Multiuso de la Universidad Andina del Cusco.
- Ampliaciones de más niveles en edificaciones, pero de una forma empírica realizadas por expertos en carpintería metálica.
- Diseño estructural de Naves Industriales para almacenes, etc., un ejemplo tenemos la Nave Industrial de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNSAAC, entre otras naves industriales ubicadas en al Parque Industrial de la ciudad del Cusco.

Antonio Blanco (2010, p. 1-66)

2.2.2.2. TIPOS DE CONSTRUCCIONES EN EL PERÚ.

Tres son los tipos de construcciones aceptables según la Norma Técnica de Edificaciones E.090 Estructuras Metálicas.

Tipo 1, comúnmente denominado pórtico rígido (pórtico continuo), el cual asume que las conexiones entre vigas y columnas son suficientemente rígidas para mantener sin cambios los ángulos entre elementos que se interceptan.

Tipo 2, conocido como pórtico simple (no restringido), que asume una condición de apoyo simple en sus extremos mediante conexiones sólo por corte y que se encuentran libres de rotar por cargas de gravedad.

Tipo 3, denominado pórtico semirrígido (parcialmente restringido) que asume que las conexiones entre elementos poseen cierta capacidad conocida de rotación, que

se encuentra entre la conexión rígida del Tipo 1 y la conexión simple del Tipo 2. Las construcciones de edificios del Tipo 2 deben cumplir que:

- a. Las conexiones y los elementos conectados serán adecuados para resistir las cargas de gravedad como vigas simplemente apoyadas.
- b. Las conexiones y elementos conectados serán adecuados para resistir las cargas laterales.
- c. Las conexiones tendrán una adecuada capacidad de rotación inelástica que evite sobrecargar a los conectores o soldaduras frente a la acción combinada de fuerzas horizontales y de gravedad.

En el análisis de la estructura de las construcciones semirrígidas del Tipo 3 deben incluirse las características fuerza-deformación de la conexión. Las características de respuesta de una conexión semirrígida deben estar documentadas en la literatura técnica o deben establecerse por medios analíticos o experimentales.

2.2.2.3. PERFIL DE ACERO.

2.2.2.3.1. INTRODUCCIÓN.

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T y C tienen esta propiedad.

Por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales. Sin embargo es, necesario hacer una clara distinción entre las vigas estándar americanas (llamadas vigas S) y las vigas de patín ancho (llamadas vigas W) ya que en ambas tienen la forma de I. la superficie interna del patín de una sección W es paralela a la superficie externa o bien casi paralela con una pendiente máxima de 1 a 20 en el interior.

Las vigas S, tienen una pendiente de 1 a 6 en el interior de sus patines. Debe notarse que los espesores constantes o casi constantes de los patines de las vigas W, a diferencia de los patines ahusados de las vigas S, facilitan las conexiones. Las

vigas de patín ancho representan hoy en día casi el 50% de todos los perfiles estructurales laminados.

Los perfiles se denominan en forma abreviada por medio de un sistema descrito para su uso en planos, especificaciones técnicas y diseños

McCormac (2002, p. 7)

2.2.2.3.2. PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE.

Existen perfiles laminados en caliente, el diseñador usara a menudo un perfil estándar de acero como miembro estructural. Se puede decir que el objetivo de un proceso de diseño, consiste en la selección de las secciones transversales apropiadas para los miembros individuales de la estructura para diseñarse. Dicha selección implica escoger un perfil de sección transversal estándar que este ampliamente disponible, en vez de requerir la fabricación de un perfil con dimensiones y propiedades especiales.

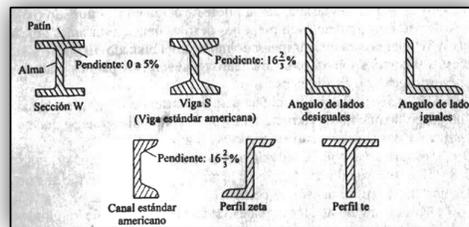


Fig. 4 Perfiles de Acero

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero/Método LRFD/2da. Edición/pag.9

Otros perfiles usados denominados con el nombre de "barras", estas pueden tener secciones transversales circulares, cuadradas o rectangulares. Perfiles tubulares que pueden ser producidos doblando el material de la placa a la forma deseada y soldando la costura o bien por trabajado en caliente para producir un perfil sin costura. Los perfiles tubulares se designan HSS, entre los perfiles tubulares existen secciones circulares, cuadradas y rectangulares.

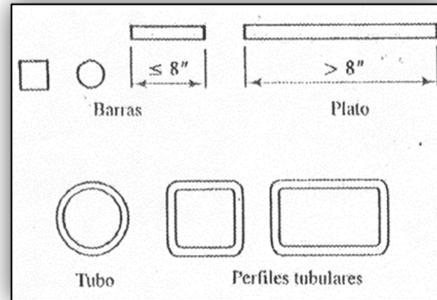


Fig. 5 Otros tipos de Perfiles de Acero
Fuente: Diseño de Estructuras de Acero/Método LRFD/2da. Edición/pag.9

McCormac (2002, p. 9)

2.2.2.3.3. TIPOS DE ESTRUCTURAS EN ACERO.

Las estructuras pueden dividirse en dos grupos principales:

- Estructuras de cascaron, hechas principalmente de placas o laminas, tales como tanques de almacenamiento, silos, cascos de buques, carros de ferrocarril, aeroplanos y cubiertas de cascaron para edificios grandes.
- Estructuras reticulares las cuales se caracterizan por estar constituidas de conjuntos de miembros alargados, tales como armaduras, marcos rígidos, vigas, tetraedros o estructuras reticulares tridimensionales.

2.2.2.3.4. ACEROS ESTRUCTURALES MODERNOS.

Las propiedades del acero pueden cambiarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y aumentando otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se denomina acero aleado. Aunque esos elementos tienen un gran efecto en las propiedades del acero, las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeñas.

La composición química del acero es de suma importancia en sus efectos sobre las propiedades del acero tales como soldabilidad, la resistencia a la corrosión la resistencia a la fractura, etc. El carbono presente en el acero incrementa su dureza

y resistencia, pero al mismo tiempo se reduce su ductilidad igual que lo hacen el fosforo y el azufre.

McCormac (2002, p. 17)

Designación de la ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos Recomendados	Esfuerzo mínimo de Fluencia Fy, en ksi	Resistencia mínima especificada a la tensión Fu, en ksi
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas	36, pero 32 si el espesor es mayor de 8 pulg.	58 - 80
A529	Al carbono	Perfiles y placas hasta de ½ pulg.	Similar al A36	42 - 50	60 - 100
A572	Columbio – vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta de 6 pulg.	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con Fy grado 55 o mayor	42 - 65	60 - 80
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión	Perfiles, placas y barras hasta de 5 pulg.	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	42 - 50	63 - 70
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica	Placas y barras hasta de 4 pulg.	Construcción atornillada	42 - 50	63 - 70
A852	Aleación templada y revenida	Placas solo hasta de 4 pulg.	Construcción soldada o atornillada, principalmente para puentes y edificios soldados. Proceso de soldadura de importancia fundamental	70	90 - 110
A514	Baja aleación templada y revenida	Placas solo de 2 ½ a 6 pulg.	Estructura soldada con gran atención a la técnica; no se recomienda si la ductilidad es importante	90 - 100	100 - 130

Tabla 1 Propiedades de Aceros Estructurales.

2.2.2.3.5. VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.

Se puede concluir que el acero es el material estructura perfecto en alguno países; la supuesta perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes.

a. ALTA RESISTENCIA.

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

b. UNIFORMIDAD.

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto armado.

c. ELASTICIDAD.

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la "LEY DE HOOKE" hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto armado son relativamente imprecisos.

d. DURABILIDAD.

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente.

e. DUCTILIDAD.

Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.

f. TENACIDAD.

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su formación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente.

g. AMPLIACIONES DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.

Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles adiciones. Se pueden añadir nuevas vigas e incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes y los puentes de acero con frecuencia pueden ampliarse.

h. PROPIEDADES DIVERSAS.

Otras ventajas importantes del acero estructural son:

- Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión como son la soldadura, los tornillos y los remaches.
- Posibilidad de prefabricar los miembros.
- Rapidez de montaje.
- Gran capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas.
- Resistencia a la fatiga.
- Reúso posible después de desmontar una estructura.
- Posibilidad de venderlo como "chatarra" aunque no pueda utilizarse en su forma existente. El acero es reutilizable por excelencia.

McCormac (2002, p. 1-3)

2.2.2.3.6. DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.

No está de más mencionar algunos factores que son tomados como desventajas, para tener una estructura de calidad.

a. COSTO DE MANTENIMIENTO.

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua. El uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.

b. COSTO DE PROTECCION CONTRA EL FUEGO.

Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios. La estructura de acero de un edificio debe protegerse con materiales con ciertas características aislantes.

c. SUSCEPTIBILIDAD AL PANDEO.

Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo.

d. FATIGA.

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo o bien a un gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión.

e. FRACTURA FRÁGIL.

Bajo ciertas condiciones el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos.

McCormac (2002, p. 4)

2.3. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.

2.3.1. CAMBIOS Y PROTECCIÓN DE LOS MATERIALES EN SERVICIO.

Las causas de las alteraciones y cambios que pueden generarse en los materiales de construcción; en este caso el concreto y el acero estructural; tienen su origen en una gran diversidad de factores, por lo que su conocimiento es fundamental en cualquiera de las etapas de construcción.

Para ello hay que tener muy en cuenta tanto los factores de diseño, así como su construcción. La determinación de las causas por las que se provocan cambios no siempre es fácil.

2.3.1.1. CAMBIOS Y PROTECCIÓN DEL CONCRETO ARMADO.

Una gran parte de los defectos que aparecen en las obras de concreto armado son debidos a la poca calidad de los materiales empleados en ellas.

El cambio del concreto armado está por tanto condicionada al cambio de sus componentes: concreto simple y el acero de refuerzo; de aquí que estos deban reunir una serie de características que impidan que se produzcan a corto o largo plazo defectos más o menos graves y que afecten su resistencia mecánica, estabilidad y durabilidad.

En la tabla 2, se detalla de manera sistemática e individual los cambios de cada uno de los materiales que conforman el concreto armado, así como se establece recomendaciones para la prevención y protección de posibles fallas.

MATERIAL	COMPONENTES	CAMBIOS	RECOMENDACIONES PARA LA PREVENCIÓN Y PROTECCIÓN
CONCRETO	CEMENTO	<ul style="list-style-type: none"> • Falso Fraguado: Debida a la hidratación rápida del yeso. • Retracción por exceso de calor de hidratación: Depende del Aluminato tricálcico (A C3). • Retracción hidráulica. • Exceso de A C3: Lleva a resistencias bajas a los ciclos de hielo-deshielo y a atacabilidad por los sulfatos. • Exceso de cal libre: Es expansivo, produciendo fisuraciones en el concreto. • Exceso de cal liberada en la hidratación: Da concretos atacables por el agua pura o ácida. • Exceso de magnesia: Produce efectos similares de la cal liberada, pero aún más nocivos. • Reacciones con los áridos: Los álcalis del cemento pueden reaccionar con áridos silíceos, dando compuestos expansivos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Debe utilizarse cemento de la menor resistencia mecánica posible para el concreto que se exija, puesto que dará menos problemas en los cambios de retracción y de fisuración. Esta recomendación no siempre podrá aceptarse por razones de resistencia del concreto o por necesidad de desencofrado rápido como ocurre en prefabricación. • Debe utilizarse el mínimo cemento posible para el concreto que se exija, puesto que dosificaciones altas dan problemas de retracción. • Si hay sulfatos, debe utilizarse cemento resistente a los sulfatos.
	AGREGADOS	<ul style="list-style-type: none"> • Exceso de finos, que producen bajas de resistencia. • Áridos con partículas menores a 0,08mm comparadas a las del cemento exigen mayor cantidad de agua y producen igualmente bajas de resistencias. • Áridos escasos en fracciones comprendidas entre 0,08mm a 2,5mm dan concreto ásperos y poco plásticos que son poco compactos, con lo cual son muy sensibles a la acción de agentes agresivos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Los áridos no tienen que tener compuestos de azufre, como la piritita, que reaccionan con el cemento dando compuestos expansivos que destruyen completamente la masa de concreto. (Cambios muy graves) • Los áridos no tienen que tener compuestos como limos, arcillas, materia orgánica que merman su adherencia a la pasta de cemento y que perjudican las reacciones de fraguado y endurecimiento del concreto. • En general los áridos deben ser de buena naturaleza y forma, del mayor tamaño posible compatible con las dimensiones del elemento a construir, con una granulometría bien estudiada sin falta ni exceso de finos.
	AGUA	<ul style="list-style-type: none"> • Sustancias nocivas disueltas en agua que produzcan corrosión química del concreto. • Exceso de agua, que disminuye enormemente la resistencia final del concreto; así como provocando mayor porosidad, mayor retracción y mayor riesgo de ataque al concreto. • Aguas de curado inadecuadas pueden ser nocivas al actuar sobre el concreto ya fraguado y comenzando a endurecerse, ya que puede ejercer efectos expansivos y destructores. 	<ul style="list-style-type: none"> • El agua de amasado únicamente precisa ser potable. • No debe utilizarse agua de mar para concreto armado ya que el exceso de iones cloro favorece a la corrosión de la armadura.
	ADITIVOS	<ul style="list-style-type: none"> • Los acelerantes dan lugar a mayor retracción hidráulica con lo cual aunque no exista peligro de corrosión de armaduras, si cabe la posibilidad de que aparezcan fisurados. 	<ul style="list-style-type: none"> • Siempre que sea posible debe evitarse el empleo de aditivos. • Cuando haya que emplear aditivos por circunstancias particulares, nunca se utilizarán sin haber realizado ensayos previos y sin un control riguroso de su dosificación. • Deben elegirse aditivos de calidad y cuyo fabricante tenga experiencia en el mercado. • Los aditivos deben protegerse adecuadamente de acuerdo a su estado (seco o líquido). • El reparto del aditivo en toda la masa del concreto tiene que ser uniforme para evitar efectos indeseables.
ACERO DE REFUERZO		<ul style="list-style-type: none"> • Corrosión química: El oxígeno, gas carbónico y agua atacan al acero por oxidación química. Se extiende a toda la superficie del acero disminuyendo su sección resistente dando lugar a roturas en el concreto. • Corrosión electroquímica: Cuando hay heterogeneidad en el acero, bien debidas a su propia naturaleza, o las tensiones a que se encuentran sometido, o al medio en que está. Se localiza en puntos que actúan como ánodos. 	<ul style="list-style-type: none"> • En un concreto compacto, bien cerrado y con recubrimientos adecuados, las armaduras permanecen perfectamente protegidas. • A fin de evitar posibles errores que darían lugar a efectos de cambio, es recomendable emplear en obra el menor número posible de diámetros distintos y que estos diámetros se diferencien entre sí lo más posible.

Tabla 2 Cambios de los Materiales Constitutivos del Concreto Armado

Considerando el concreto armado como un todo pueden destacarse los siguientes cambios:

- La carbonatación es una de los cambios más habituales. Este proceso se produce cuando el dióxido de carbono del aire reacciona con el hidróxido de calcio del concreto liberado por la hidratación del cemento. Así, el concreto se vuelve más duro, pero también se reduce su ambiente alcalino, lo cual, eventualmente, produce la corrosión de la armadura de refuerzo.
- Los problemas causados por la sal se suelen deber al deshielo o al contacto permanente con agua salina. El cloruro reduce el valor del PH, lo que produce corrosión en la armadura y daños muy significativos al concreto como es el caso de grietas, fisuras; reduciendo la resistencia de la estructura.
- La acción de fluidos o sólidos de naturaleza orgánica es también perjudicial para el concreto armado, especialmente si estos productos son aceites, grasas, líquidos alimenticios tales como leche, mantequilla, vino, cerveza, entre otros. Los ácidos de estos productos terminan abriéndose camino a través del concreto y haciendo que la corrosión vaya en aumento hasta conseguir la total destrucción del mismo.
- Si al realizar la mezcla de materiales no se emplean los adecuados, en entornos donde hay mucha variación de temperatura, el concreto se ve dañando por los cambios climatológicos, especialmente por el frío, la congelación y los ciclos de deshielo.
- Otro problema pueden ser los derivados de una mezcla inadecuada de agregados, agua o cemento, puesto que éstos pueden reaccionar entre sí causando daños en el concreto.
- A veces, no existe ningún tipo de problema en el concreto usado en la estructura. Simplemente este se desgasta, debido a las grandes cargas que soporta.

Astorga y Rivero (2009, p 8)

2.3.1.2. CAMBIOS Y PROTECCIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL.

Debido a la propia naturaleza de los materiales que constituyen estas estructuras, los cambios más comunes se concentran en el sistema, más que en el propio material o sistema constructivo.

Los cambios más frecuentes en las estructuras metálicas se dan por la corrosión tanto en el elemento estructural como en sus uniones.

La corrosión es un proceso que afecta el acero provocando una destrucción o deterioro de sus propiedades debido a una reacción química o por consecuencia de una corrosión electroquímica.

Experimenta una aceleración en ambientes agresivos como los industriales o marinos. Provoca una disminución progresiva de la sección resistente de los elementos estructurales llegando incluso a la perforación o rotura por abombamiento de los óxidos.

El caso de la corrosión microbiológica es muy poco frecuente en este tipo de edificaciones, puesto que no es corriente encontrar micro-organismos alimentados por metal. A pesar de esto sí existen ciertas bacterias que pueden intensificar con su actividad los procesos de corrosión.

La corrosión química es causada por incompatibilidad de aceros.

La corrosión electroquímica tiene junto al fuego un poder destructivo muy importante, pero se diferencia en que su tiempo de actuación es mucho más lento y no suele percibirse hasta que los daños no son significativos. Además, pueden actuar localmente en áreas muy reducidas y peligrosas de la estructura como ocurre en las soldaduras o tornillos de unión. La dificultad radica en que la estructura presenta zonas de acceso e inspección complicadas, lo cual dificulta tanto el control como el mantenimiento de estos elementos estructurales frente a la corrosión.

En el caso de las uniones para estructuras metálicas los cambios pueden presentarse según la tipología de la unión, es así como:

- Roblonado/Atornillado; el problema más importante es la corrosión por aireación diferencial que puede surgir en los encuentros, causando una pérdida de sección útil en los roblones o tornillos.
- Soldadura; los cambios mecánicos son consecuencia de una sección de cálculo insuficiente o de una ejecución no uniforme.
- Anclajes; los cambios mecánicos conducen a aplastamiento y cizalladura del elemento traccionado, llegando a su rotura. Suele producirse un alargamiento diferido, que habrá que cuantificar en los primeros meses de puesta en funcionamiento. Los procesos de naturaleza química se deben a corrosión por aireación diferencial.

Como medidas de prevención y protección a la corrosión en estructuras de acero podemos mencionar:

- Utilizar aceros de igual composición para evitar problemas de corrosión.
- En articulaciones habrá que emplear aceros de alta resistencia.
- Los elementos de acero deben someterse a un control exhaustivo de calidad y de su colocación.

Leyton, Galvis, Reyes, Sarria y Chamorro (2014, p 23-26)

2.4. HIPÓTESIS DEL PROYECTO.

2.4.1. HIPÓTESIS GENERAL.

La evaluación de los factores Técnicos y Económicos entre una estructura de concreto armado versus una estructura de acero en una vivienda multifamiliar, incidirá en la determinación para la construcción de viviendas multifamiliares en el distrito de Cusco.

2.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.

- La evaluación financiero entre una estructura de concreto armado versus una estructura de acero, determinara la selección de sistema de construcción de vivienda multifamiliar en el distrito de Cusco.

- La evaluación de la programación de actividades entre una estructura de concreto armado versus una estructura de acero, determinara la selección de sistema de construcción de vivienda multifamiliar en el distrito de Cusco.
- La evaluación del diseño estructural y peso de estructuras entre una estructura de concreto armado versus una estructura de acero, determinara la selección de sistema de construcción de vivienda multifamiliar en el distrito de Cusco.

2.5. VARIABLES DEL PROYECTO.

2.5.1. VARIABLE INDEPENDIENTE.

VI1. Evaluación del Factor Económico.

VI2. Evaluación del Factor Técnico.

2.5.1.1. INDICADORES.

VI1. Evaluación del Factor Económico.

- Costos en Mano de Obra
- Costo en Materiales.
- Tiempo de Ejecución.

VI2. Evaluación del Factor Técnico.

- Diseño de la Estructura.
- Mantenimiento de la Estructura.

2.5.2. VARIABLE DEPENDIENTE.

Determinación del tipo estructural en la vivienda multifamiliar, según los factores Económicos y Técnicos.

2.5.2.1. INDICADORES.

- Análisis Comparativo.

CAPÍTULO III
METODOLOGÍA

3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.

La investigación presente, titulada "Análisis Técnico – Económico entre una estructura de Concreto Armado versus una estructura de Acero en una vivienda multifamiliar de 05 niveles en el distrito de Cusco", es una INVESTIGACIÓN APLICADA porque intenta resolver un problema práctico (Comparación Técnico – Económico entre una estructura de Concreto Armado versus una Estructura de Acero) y además hace uso de conocimiento existente para lograr este objetivo.

3.1.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.

La investigación presente tiene como nivel de investigación el CAUSAL – EXPLICATIVO, porque se busca determinar o establecer el porqué de un fenómeno (Conocimiento del público en general para optar por uno de los sistemas de construcción), explicando este mediante otro fenómeno (Análisis comparativo entre una estructura de Concreto Armado y una estructura de Acero).

3.1.3. POBLACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

Edificaciones de Viviendas en la ciudad del Cusco.

3.1.4. MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN.

Vivienda Multifamiliar de 05 Niveles ubicado en el distrito de Cusco en la Urb. Magisterio Segunda Etapa.

3.1.5. INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN.

La técnica a usar será la observación y el instrumento para esta técnica será las fichas de observación.

3.1.6. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

El uso de paquetes informáticos son ayudas para poder analizar los resultados, en nuestro caso se usó el Microsoft Excel y se representó en cuadros y gráficos.

3.2. ANÁLISIS, MODELACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

3.2.1. CRITERIOS DE DISEÑO.

Los criterios de diseño estructural consisten en seleccionar las secciones óptimas de los miembros, con sus correspondientes uniones y conexiones, entre un conjunto de alternativas para cada caso en particular. Para ello se puede emplear métodos que tomen en consideración el comportamiento de la estructura en rango puramente elástico, o métodos que permitan la incursión de algunas secciones del sistema en rango inelástico.

3.2.1.1. DISEÑO EN RANGO ELÁSTICO.

Las normas que permiten el diseño de las estructuras aceptando su comportamiento en rango elástico exclusivamente, se basan en las cargas de servicio actuantes en los diferentes niveles de la estructura, y en los esfuerzos de trabajo en cada uno de los miembros de la estructura lo que asegura que dichos miembros trabajan con un factor de seguridad para que no excedan los valores permisibles de trabajo. En este caso, todos los miembros de la estructura deben cumplir con las hipótesis básicas de las leyes de la elasticidad.

Mediante un diseño en el rango elástico se generan diseños sin grietas en los cuales el concreto armado puede o no aportar a tracción, como también llevar un control de los agrietamientos, los cuales serían muy leves.

A la hora de hacer diseños de alta seguridad, para instalaciones del tipo nuclear, militar o de investigaciones de alto riesgo no se puede permitir agrietamientos, debido a que escaparían partículas de alto peligro para los humanos y animales. Es por esto que para este tipo de instalaciones se utiliza el diseño según teoría elástica.

3.2.1.2. DISEÑO EN RANGO INELÁSTICO.

Se refiere al diseño por factores de carga y resistencia, aquí las cargas de trabajo o servicio se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad que son casi siempre mayores que 1 y se obtienen las "cargas factorizadas" usadas para el diseño de la estructura. Este método se basa en los conceptos de estados límite de

utilidad. El estado límite es la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural, no es más apta para satisfacer la función prevista.

Entre los límites de utilidad estructural se pueden mencionar:

- El límite de resistencia, está relacionado con la seguridad y la capacidad resistente de cada miembro, sus uniones y conexiones, para lo cual deben tener una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia requerida que se obtiene al mayor de las cargas nominales.
- El límite de servicio, es la condición máxima aceptable para la cual una estructura mantiene su capacidad de apariencia, durabilidad y confort aptas para ser habitada sin inconvenientes y en condiciones normales de ocupación y uso; entre las exigencias del estado límite de servicio están flechas limitadas, vibraciones y oscilaciones controladas, derivas aceptables, expansiones y contracciones compatibles, drenajes eficientes para las aguas pluviales, protección contra la corrosión, protección contra incendios.

De modo que tanto los criterios elásticos como los de estados límites nos permiten diseñar estructuras suficientemente seguras; sin embargo, en algunos casos este último criterio permiten un cierto ahorro de material según el tipo de estructura, en especial cuando las cargas vivas son pequeñas comparadas con las permanentes.

El diseño según la teoría plástica se conoce como diseño a la rotura, debido a que la característica más obvia de este diseño es que se plantea que el concreto armado se encuentra en estado plástico en el punto de rotura. Debido a esto el concreto no trabaja a tensión y es el acero el que recibe en todos los casos toda la tensión. Esta teoría pauta la deformación unitaria máxima a la rotura del hormigón como 0.003, con una curva de esfuerzo irregular la cual se traduce a un bloque de esfuerzo rectangular con un área equivalente.

Para realizar el diseño estructural en concreto armado y acero, se toma como criterio en el rango plástico, porque en este rango se tiene un punto de fluencia máximo y un punto de fluencia mínimo.

3.2.2. SOLICITACIONES DE DISEÑO.

3.2.2.1. CARGAS MUERTAS.

Son las cargas verticales, debidas al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales tales como: muros, tabiques, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, de acondicionamiento, máquinas o equipos y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

3.2.2.2. CARGAS VIVAS Y REDUCIDAS SEGÚN OCUPACIÓN.

Las cargas vivas son las sobrecargas por el uso y ocupación de la edificación y están conformadas por la masa de las personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, etc.

Las sobrecargas mínimas a considerar para el diseño de viviendas y edificios son las siguientes:

OCUPACION O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kg-f/m ²)
Almacenaje	5,0 (500)
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines	4,0 (400)
Graderías y tribunas	
Corredores y escaleras	5,0 (500)
	5,0 (500)
Oficinas (No incluye posible tabiquería móvil)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Teatros	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de proyección	3,0 (300)
Escenario	7,5 (750)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Tiendas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

Tabla 3 Cargas Vivas Mínimas Repartidas

Exceptuando las cargas vivas de cubierta todas las cargas mínimas uniformemente distribuidas que se indican en la Tabla 4, podrán ser reducidas de acuerdo con la siguiente fórmula.

$$L_r = L_o * \left(0.25 + \frac{4.60}{\sqrt{A_i}} \right)$$

Donde:

L_r Intensidad de la carga reducida.

L_o Intensidad de la carga viva sin reducir.

A_i Área de influencia del elemento estructural en m^2 , que se calculara mediante.

$$A_i = kA_t$$

A_t Área tributaria en m^2 .

k Factor de carga viva sobre elemento.

ELEMENTO	FACTOR k
Columnas y muros	2
Vigas interiores	2
Vigas de borde	2
Vigas en volado	1
Vigas de borde que soportan volados	1
Tijerales principales que soportan techos livianos	1
Losas macizas o nervadas en dos dirección	1
Losas macizas o nervadas en una dirección	1
Vigas prefabricadas aisladas o no conectadas monóticamente a otros elementos paralelos	1
Vigas de acero o de madera no conectadas por corte al diafragma de piso	
Vigas isostáticas	1

Tabla 4 Factor de Carga Viva sobre el Elemento.

3.2.2.3. CARGAS SÍSMICAS.

Estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar cómo fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios o esbeltez se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

3.2.2.4. CARGAS DE VIENTO.

Cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de éste reconvierde en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento.

El efecto del viento sobre una estructura depende de la densidad y velocidad del aire, del ángulo de incidencia del viento, de la forma y de la rigidez de la estructura y de la rugosidad de su superficie.

3.2.3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

3.2.3.1. SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA.

La selección del tipo de estructura se fundamenta en el cumplimiento de una serie de requerimientos como son la seguridad, la funcionalidad, la economía, la estética; por tanto es conveniente investigar varias alternativas arquitectónicas y estructurales hasta determinar la final.

A partir de la estructura inicial se puede hacer una estimación de los diferentes tipos de cargas aplicadas incluyendo mobiliario, gente, materiales almacenados y equipos.

3.2.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS.

Conocida las fuerzas internas que actúan en los elementos estructurales y los tipos de materiales a emplearse se puede elegir las dimensiones de dichos elementos tomando en cuenta los siguientes aspectos: rigidez, resistencia apropiadas, factibilidad de conexiones, economía.

3.2.3.3. ANÁLISIS BAJO CONDICIONES DE SERVICIO.

Luego de haber determinado las dimensiones de los elementos estructurales a partir de las cargas conocidas, es fundamental revisar para comprobar si satisface o no los requisitos de servicio tales como: distorsiones excesivas, deformaciones máximas admisibles, fatiga, esfuerzos debido a temperaturas, asentamientos en los apoyos y todas las demás condiciones que afectan en el funcionamiento de la estructural.

3.2.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO DE EDIFICACIÓN.

Como el proyecto consiste en una evaluación de un análisis Técnico - Económico entre una estructura de Concreto Armado versus una estructura en Acero, se toma como muestra una Vivienda Multifamiliar de 05 niveles para realizar la comparación, de dichas estructuras.

Proyecto Arquitectónico:

Tipo de Proyecto: Vivienda Multifamiliar.

Nombre del Proyecto: RESIDENCIAL "LEONARDO DA VINCI".

Número de Pisos: 5 niveles; 1 sótano

Áreas de Construcción: 1,544.32 m²

Capacidad Portante del Suelo: 15T/m²

3.2.5. CONFIGURACIÓN EN PLANTA Y ELEVACIÓN.

La configuración en planta y elevación de la estructura han sido tomada de la materialización del diseño arquitectónico conceptualizado en todas sus fases, de ahí que se detallan dimensiones y longitudes referenciales para todos los elementos que constituyen la estructura en sí.

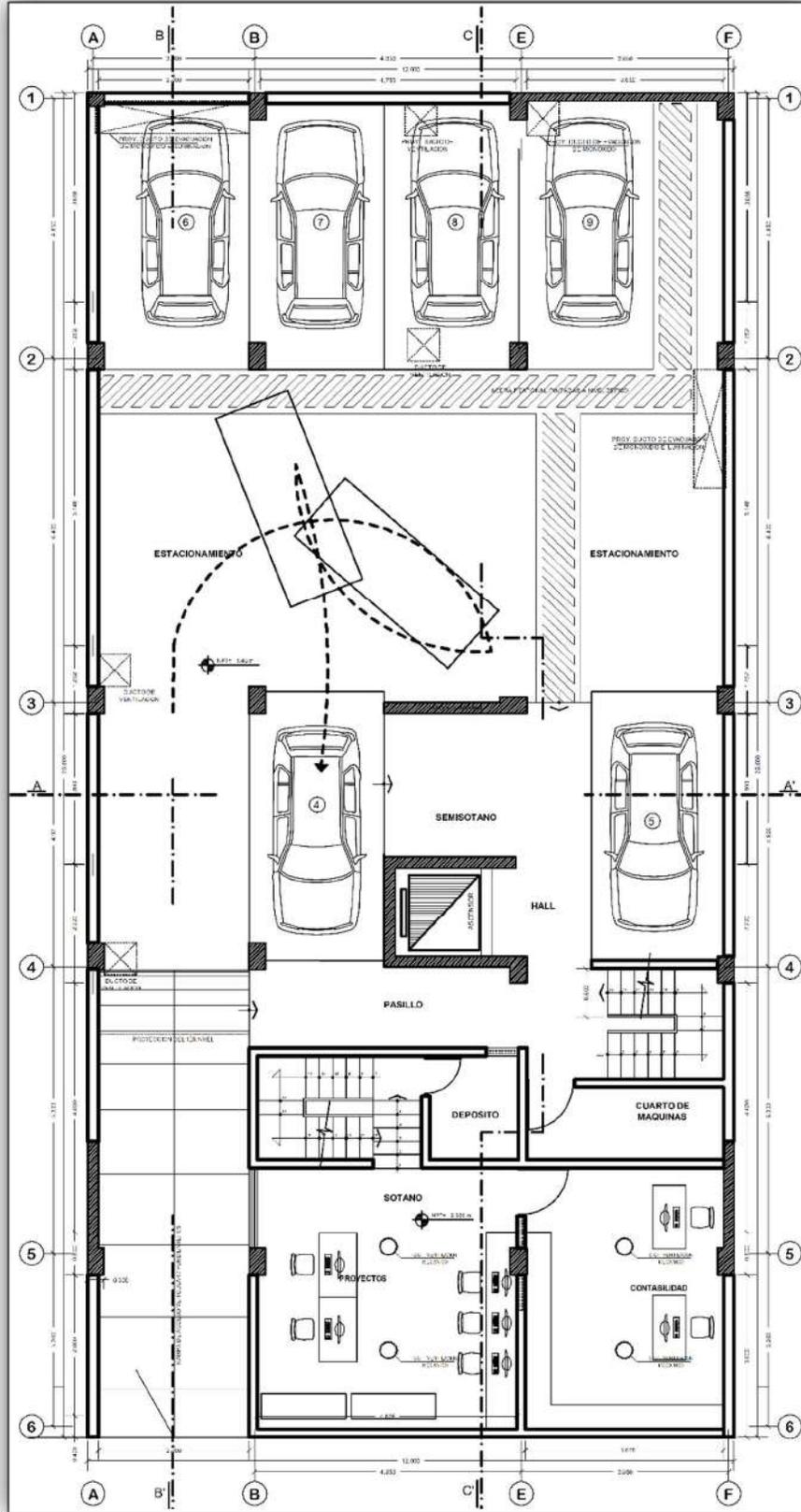


Fig. 6 Planta Semisótano

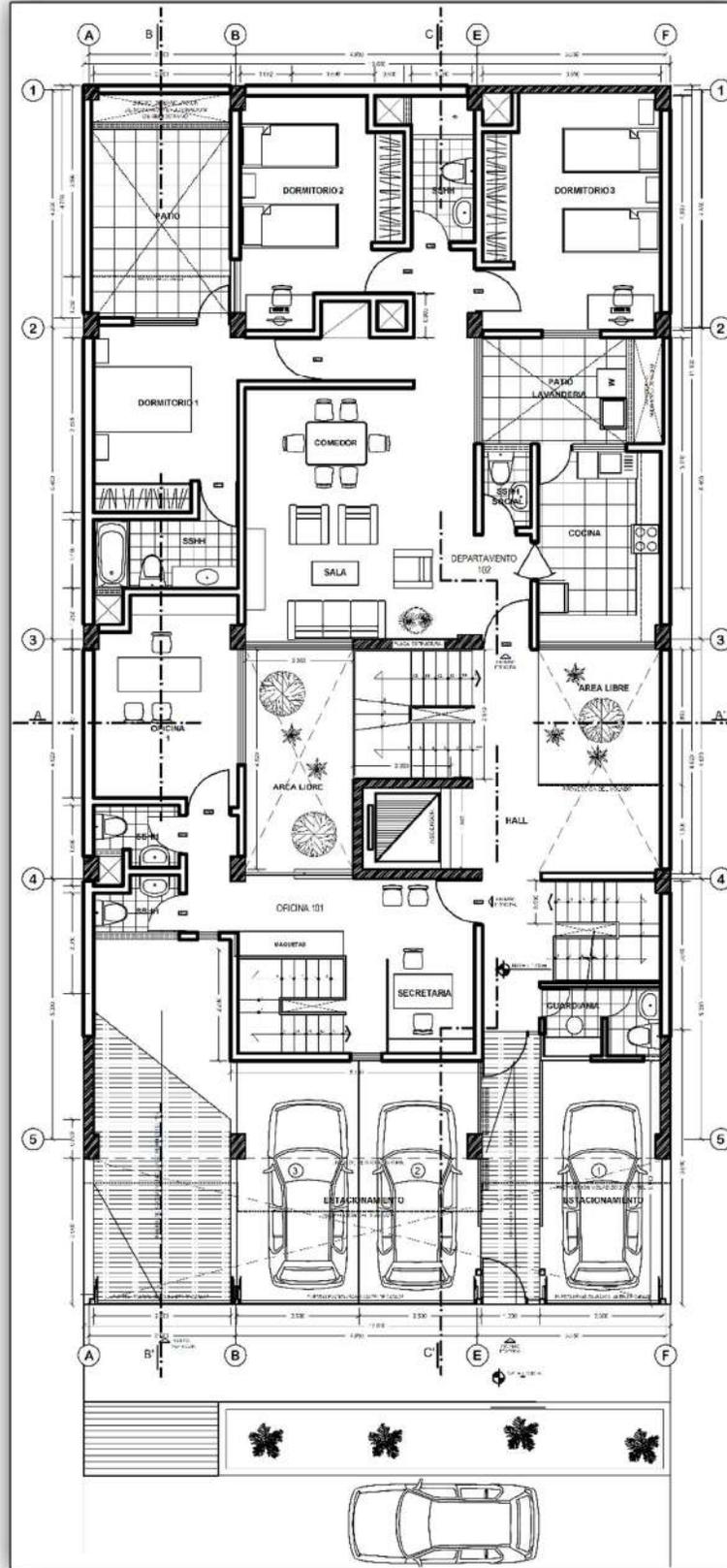


Fig. 7 Planta 1^{er} Nivel

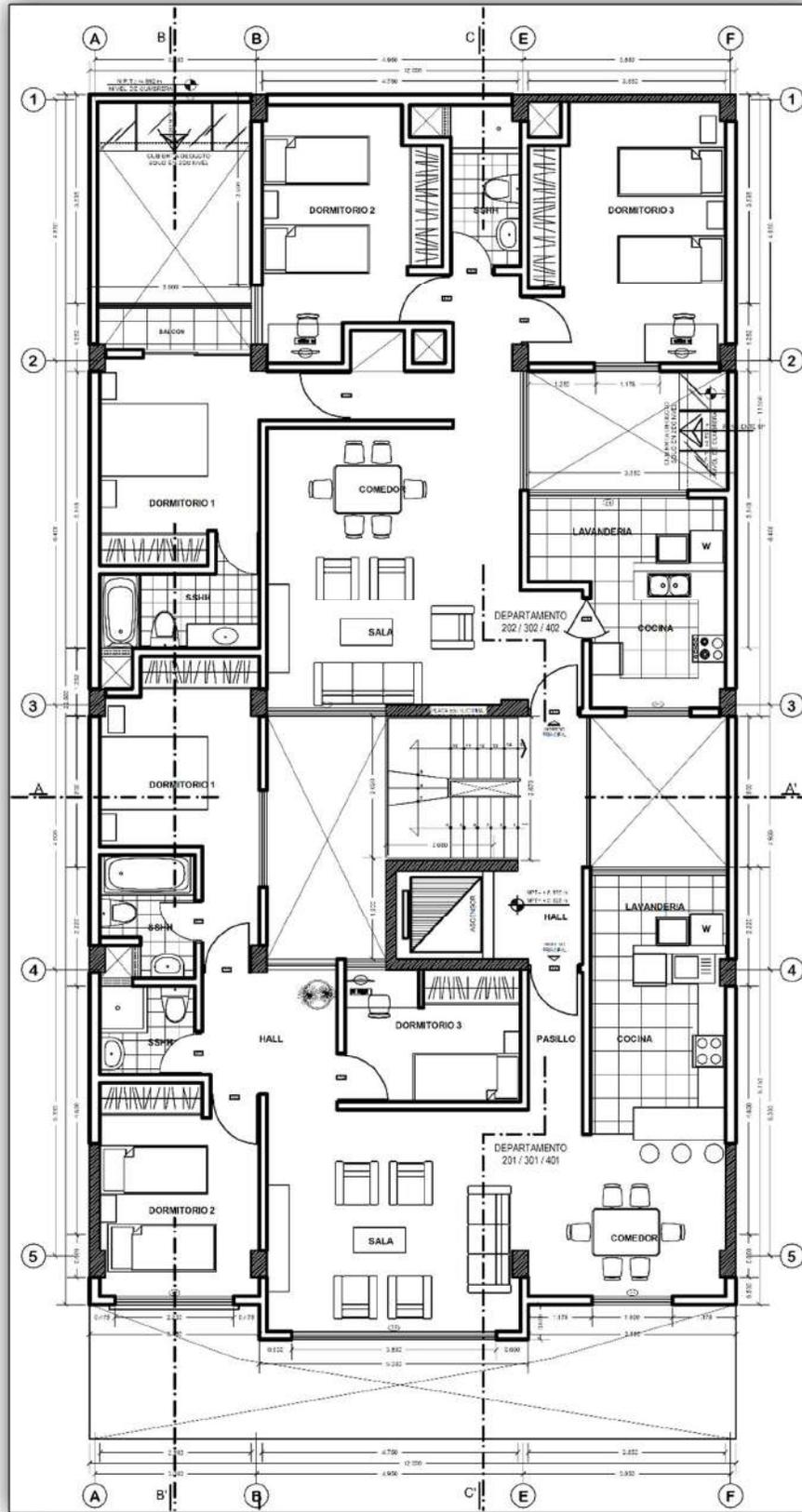


Fig. 8 Planta 2^{do} al 4^{to} Nivel

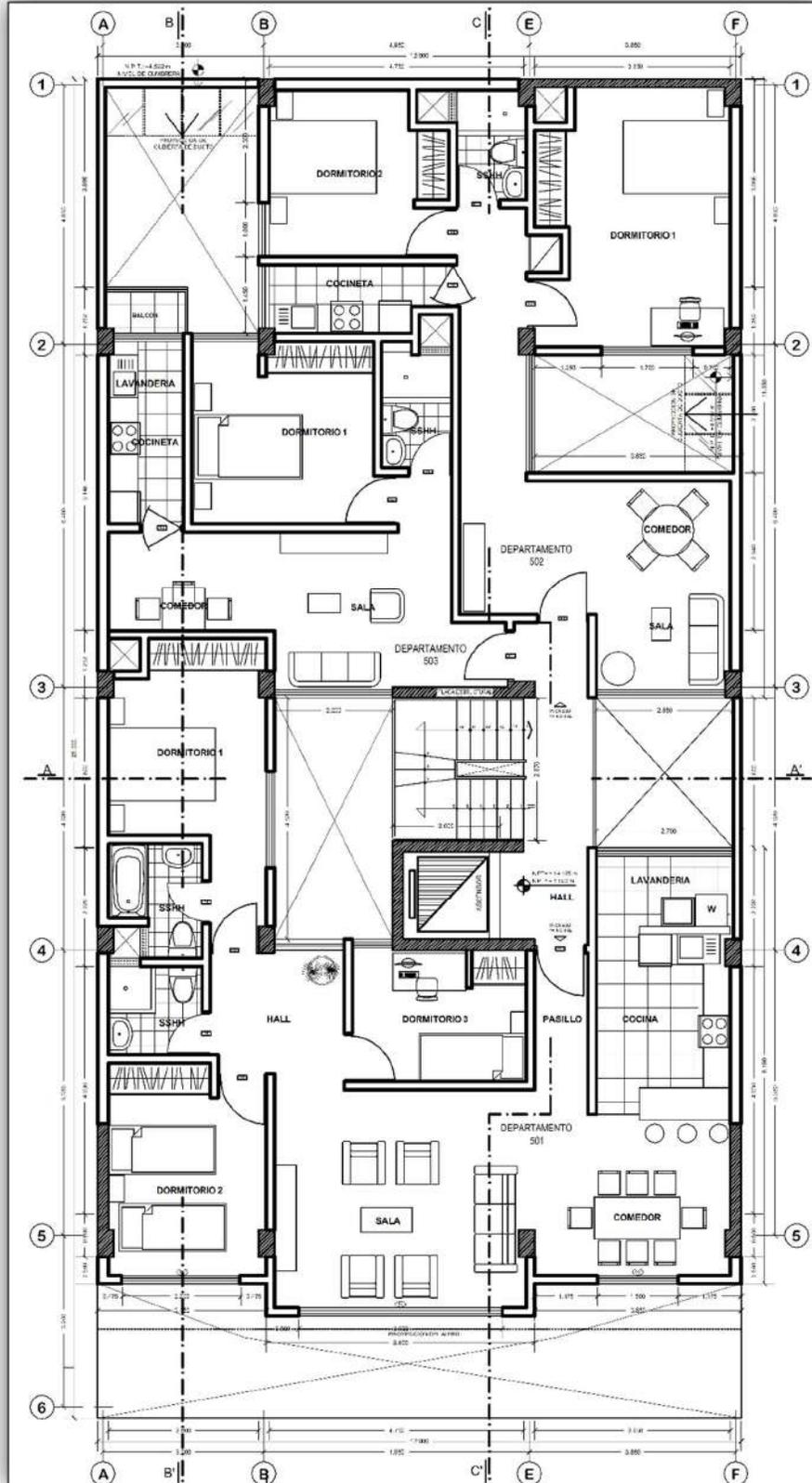


Fig. 9 Planta 5to Nivel

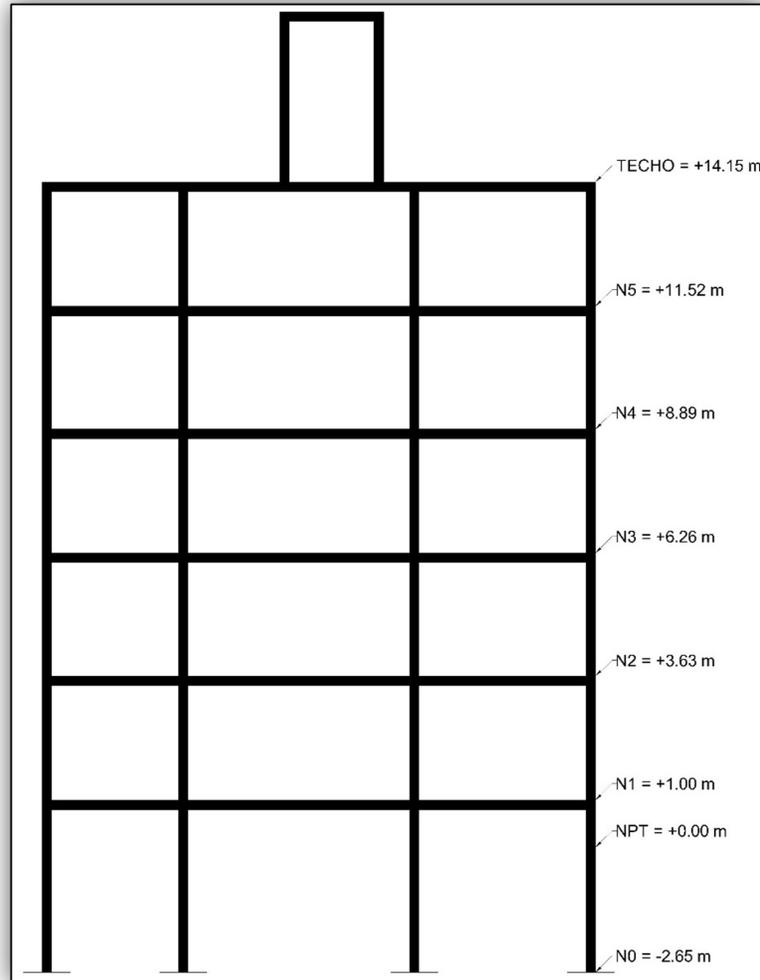


Fig. 10 Elevación de la Edificación

3.2.6. ANÁLISIS SÍSMICO.

Los objetivos principales del análisis sísmico son el estudio del comportamiento de una estructura ante la ocurrencia de un sismo y la obtención de los esfuerzos que se producirían en los diferentes elementos de la estructura.

La filosofía del diseño sismo resistente según la Norma E.030, consiste en:

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

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. De acuerdo con esta filosofía, la Norma Peruana Sismo resistente E.030 establece los siguientes principios para el diseño:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daño grave a las personas debido a movimientos sísmicos severos que pueda ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

3.2.6.1. ANÁLISIS SÍSMICO EN CONCRETO ARMADO.

3.2.7.1.1. MODELO ESTRUCTURAL.

Debemos hacer algunos cálculos que serán utilizados para el análisis estático y dinámico posteriormente. Se debe calcular primero los centros de masa para cada piso de la estructura. Para esto será necesario hallar el peso de cada piso y del edificio. Según la norma E.030, el peso de la edificación se calcula como el total de la carga muerta más el 25% de carga viva (*en el ítem 4.3 de la norma E.030*), por tratarse de una edificación de categoría C. Luego de hallar el peso de cada nivel y del edificio, calcularemos la inercia rotacional del edificio.

El peso del edificio de acuerdo al metrado de cargas efectuado y a las consideraciones mencionadas anteriormente es de:

Nivel	PESO SISMICO (kg) CM + 25%CV
1 ^{ro}	222'299.04
2 ^{do}	215'583.34
3 ^{ro}	215'583.34
4 ^{to}	215'583.34
5 ^{to}	215'583.34
Techo	190'680.89
Peso Total	1'275'313.29

Tabla 5 Calculo de Peso Sismico de la Edificación

Luego, definimos algunas características generales del modelo:

La altura de entrepiso en el sótano es de 3.65 m y en el resto de los niveles es de 2.63m. Las losas tienen como objetivo que los desplazamientos sean los mismos para todos los muros de un mismo piso, debido a la rigidez axial de la misma, lo que comúnmente llamamos diafragma rígido.

A continuación en las figuras 20, 21, 22, 23 y 24 observamos el modelo utilizado para el análisis sísmico de este edificio, el corte en uno de los ejes y las plantas en los diferentes niveles del edificio.

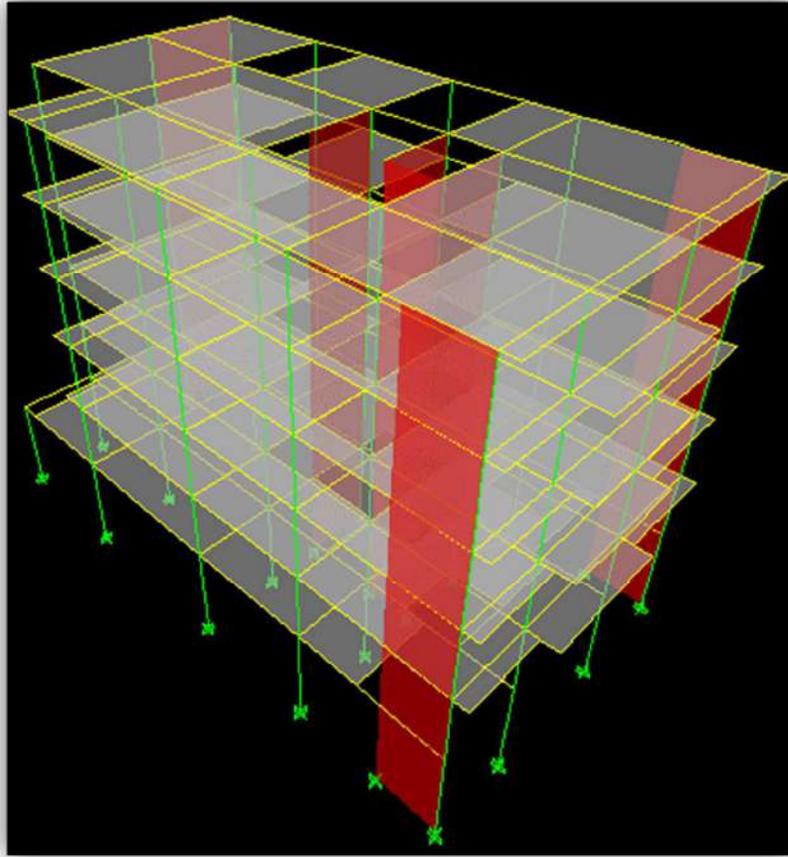


Fig. 11 Modelo 3D

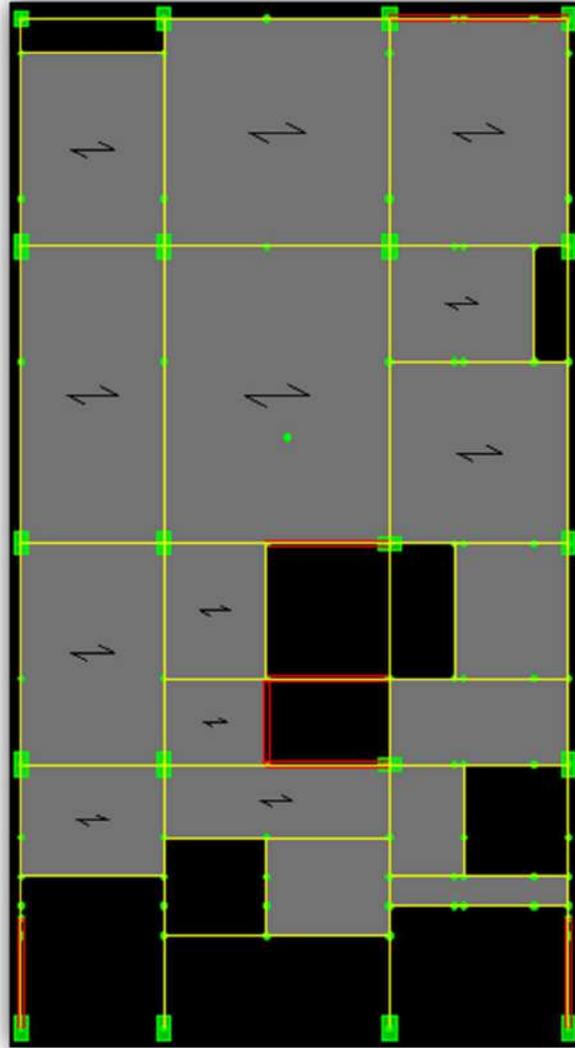


Fig. 12 Planta 1^{er} Nivel

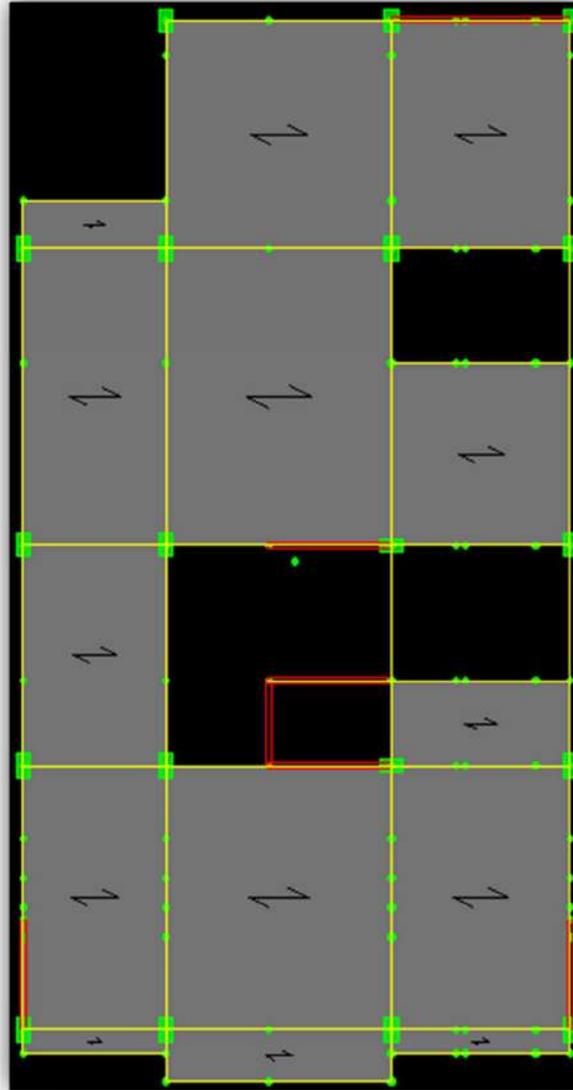


Fig. 13 Planta del 2^{do} al 5^{to}

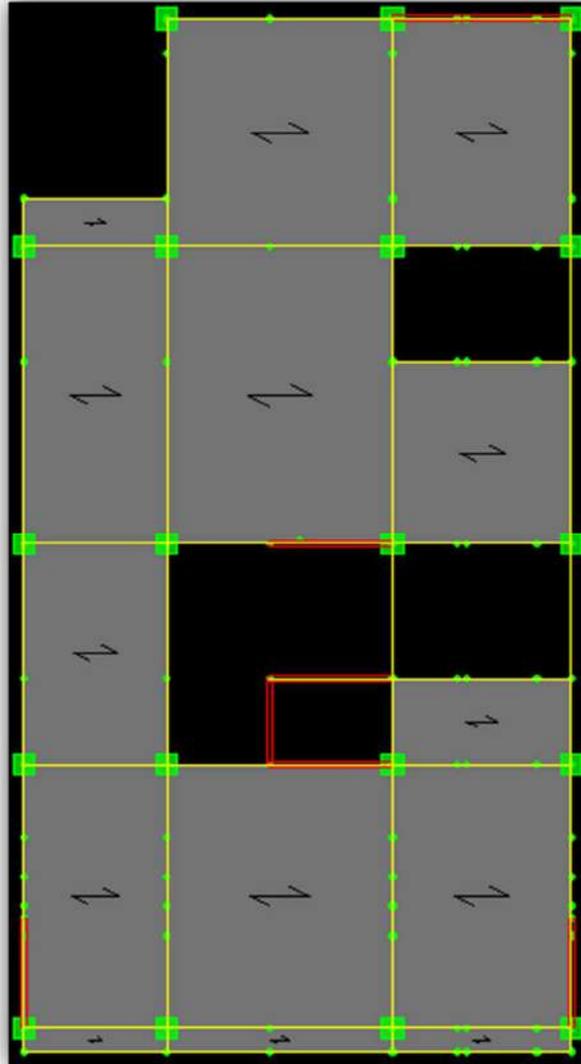


Fig. 14 Planta Techo

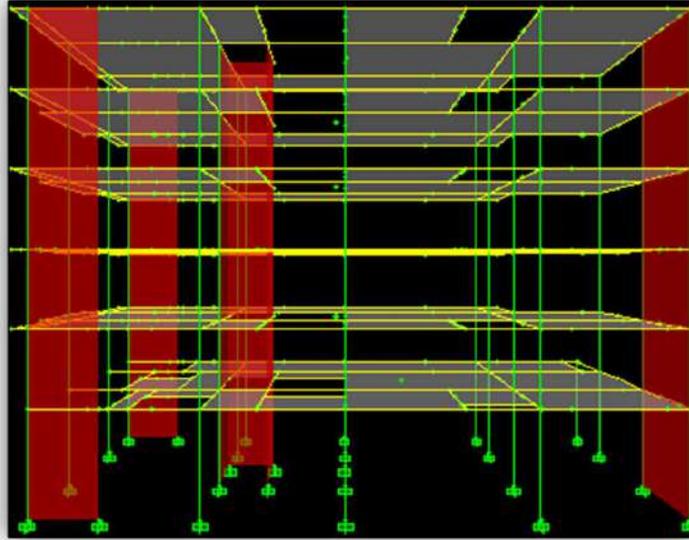


Fig. 15 Corte Lateral

3.2.7.1.2. PELIGRO SÍSMICO.

Se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según los requerimientos de la Norma E.030 de Diseño Sismo-resistente, dichos parámetros se definieron para ambas direcciones XX e YY:

Para poder analizar el edificio debemos definir los parámetros que le corresponden según su ubicación geográfica y características de la zona.

❖ ZONIFICACIÓN (Z).

La estructura se ubica en la ciudad de Cusco por lo tanto, de acuerdo a la zonificación de la norma E.030, (Sección 2.1 Tabla N°1).

$$\text{Zona} = 2 \quad Z = 0.25$$

❖ CONDICIONES GEOTÉCNICAS (S_n).

Según al Estudio del mapa de peligros de la ciudad del Cusco – PNUD –INDECI - 2004, el perfil de suelo (Sección 2.3.1).

$$\text{Tipo de Suelo} = S_2$$

❖ **PARÁMETROS DE SITIO (S, T_P, T_L).**

Según el tipo de suelo y la zonificación, obtendremos estos parámetros de sitio.

$$S = 1.20 \text{ (Sección 2.4 Tabla N°3)}$$

$$T_P = 0.60 \text{ seg. (Sección 2.4 Tabla N°4)}$$

$$T_L = 2.00 \text{ seg. (Sección 2.4 Tabla N°4)}$$

❖ **FACTOR DE AMPLIACIÓN SÍSMICA (C).**

El factor de amplificación sísmica es la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de las características tanto del suelo como de la estructura y se define según el ítem 2.5 de la Norma E.030, mediante la siguiente expresión:

$$C = \begin{cases} 2.50 ; T < T_P \\ 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) ; T_P < T < T_L \\ 2.5 \left(\frac{T_P T_L}{T^2} \right) ; T > T_L \end{cases}$$

Remplazando en la expresión:

$$T_{xx} = 0.411$$

$$T_{xx} < T_P = 0.411 < 0.60, Ok$$

$$T_P < T_{xx} < T_L = 0.60 < 0.411 < 2.00, Incorrecto$$

$$T_{xx} > T_L = 0.411 > 2.00, Incorrecto$$

$$T_{yy} = 0.477$$

$$T_{yy} < T_P = 0.477 < 0.60, Ok$$

$$T_P < T_{yy} < T_L = 0.60 < 0.477 < 2.00, Incorrecto$$

$$T_{yy} > T_L = 0.477 > 2.00, Incorrecto$$

Por lo tanto, C_{xx} = C_{yy} = 2.50

❖ PERIODO FUNDAMENTAL (T).

El período fundamental de un edificio se estima mediante un procedimiento de análisis dinámico según el cual se toma en consideración las características de rigidez y distribución de masas de la estructura. Así se determinó para nuestro edificio los siguientes valores (Mediante un análisis Modal):

$$T_{xx} = 0.411$$

$$T_{yy} = 0.477$$

3.2.7.1.3. SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES.

❖ FACTOR DE USO (U).

De acuerdo al uso que se va a dar a éste edificio, tenemos según la norma E.030 en el Ítem 3.1 Tabla Nro. 5, que pertenece a la categoría C de Edificaciones Comunes, cuyas características de falla son ocasionar pérdidas de cuantía intermedia como en viviendas, oficinas, etc., y por consiguiente el valor asignado será 1.

Edificación Tipo C

Factor de Uso (U) = 1

❖ SISTEMA ESTRUCTURAL.

El sistema estructural de la vivienda multifamiliar está diseñado en Concreto Armado Dual.

❖ COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R_o).

Se clasifica según el material a usarse y el sistema de estructuración sismo-resistente, según el Ítem 3.4 de la Norma E.030:

$$R_o = 7$$

❖ REGULARIDAD ESTRUCTURAL.

Se tiene que definir la regularidad de una estructura, esto se hace según los siguientes criterios de irregularidades definidos en el ítem 3.6 de la Norma E.030, Tabla Nro.8 Irregularidades Estructurales en Altura (I_a) y Tabla Nro.9 Irregularidades Estructurales en Planta (I_p).

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA.

• 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.

NIVEL	DERIVAS X-X	CONDICION
1 ^{ro}	0.000351	REGULAR
2 ^{do}	0.000461	REGULAR
3 ^{ro}	0.000531	REGULAR
4 ^{to}	0.000526	REGULAR
5 ^{to}	0.000483	REGULAR
Techo	0.000432	REGULAR

Tabla 6 Piso Blando X-X, CA

NIVEL	DERIVAS Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	0.000402	REGULAR
2 ^{do}	0.000711	REGULAR
3 ^{ro}	0.000795	REGULAR
4 ^{to}	0.000787	REGULAR
5 ^{to}	0.00072	REGULAR
Techo	0.000609	REGULAR

Tabla 7 Piso Blando Y-Y, CA

- **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 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

NIVEL	CORTANTE X-X	CONDICION
1 ^{ro}	136.4585	REGULAR
2 ^{do}	127.8301	REGULAR
3 ^{ro}	113.433	REGULAR
4 ^{to}	93.0066	REGULAR
5 ^{to}	66.5508	REGULAR
Techo	34.0656	REGULAR

Tabla 8 Piso Débil X-X, CA

NIVEL	CORTANTE Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	136.4585	REGULAR
2 ^{do}	127.8301	REGULAR
3 ^{ro}	113.433	REGULAR
4 ^{to}	93.0066	REGULAR
5 ^{to}	66.5508	REGULAR
Techo	34.0656	REGULAR

Tabla 9 Piso Débil Y-Y, CA

- **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.

NIVEL	DERIVA X-X	CONDICION
1 ^{ro}	0.000351	REGULAR
2 ^{do}	0.000461	REGULAR
3 ^{ro}	0.000531	REGULAR
4 ^{to}	0.000526	REGULAR
5 ^{to}	0.000483	REGULAR
Techo	0.000432	REGULAR

Tabla 10 Extrema Rigidez X-X, CA

NIVEL	DERIVA Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	0.000402	REGULAR
2 ^{do}	0.000711	REGULAR
3 ^{ro}	0.000795	REGULAR
4 ^{to}	0.000787	REGULAR
5 ^{to}	0.00072	REGULAR
Techo	0.000609	REGULAR

Tabla 11 Extrema Rigidez Y-Y, CA

- **IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA.**

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

NIVEL	CORTANTE X-X	CONDICION
1 ^{ro}	136.4585	REGULAR
2 ^{do}	127.8301	REGULAR
3 ^{ro}	113.433	REGULAR
4 ^{to}	93.0066	REGULAR
5 ^{to}	66.5508	REGULAR
Techo	34.0656	REGULAR

Tabla 12 Extrema Resistencia X-X, CA

NIVEL	CORTANTE Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	136.4585	REGULAR
2 ^{do}	127.8301	REGULAR
3 ^{ro}	113.433	REGULAR
4 ^{to}	93.0066	REGULAR
5 ^{to}	66.5508	REGULAR
Techo	34.0656	REGULAR

Tabla 13 Extrema Resistencia Y-Y, CA

- **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.

NIVEL	PESO	CONDICION
1 ^{ro}	222299.04	REGULAR
2 ^{do}	215583.34	REGULAR
3 ^{ro}	215583.34	REGULAR
4 ^{to}	215583.34	REGULAR
5 ^{to}	215583.34	REGULAR
Techo	190680.89	REGULAR

Tabla 14 Irregularidad de Masa, CA

- **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.

NIVEL	DIMENSION X-X	DIMENSION Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	12.00	22.00	REGULAR
2 ^{do}	12.00	23.15	REGULAR
3 ^{ro}	12.00	23.15	REGULAR
4 ^{to}	12.00	23.15	REGULAR
5 ^{to}	12.00	23.15	REGULAR
Techo	12.00	22.50	REGULAR

Tabla 15 Irregularidad Geométrica Vertical, CA

- **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.

- **DISCONTINUIDAD EXTREMA DE LOS SISTEMAS RESISTENTES.**

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA.

- **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 (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). 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 E.030.

NIVEL	Desplazamiento Relativo Máximo (Δ_{max}) X-X	Desplazamiento Relativo del Centro de Masa (Δ_{cm}) X-X	CONDICION
1 ^{ro}	0.000244	0.000212055	REGULAR
2 ^{do}	0.000461	0.000419772	REGULAR
3 ^{ro}	0.000531	0.000461977	REGULAR
4 ^{to}	0.000526	0.000473764	REGULAR
5 ^{to}	0.000483	0.000451711	REGULAR
Techo	0.000417	0.000410266	REGULAR

Tabla 16 Irregularidad Torsional X-X, CA

NIVEL	Desplazamiento Relativo Máximo (Δ_{max}) Y-Y	Desplazamiento Relativo del Centro de Masa (Δ_{cm}) Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	0.000402	0.000377808	REGULAR
2 ^{do}	0.000711	0.000650951	REGULAR
3 ^{ro}	0.000795	0.000744106	REGULAR
4 ^{to}	0.000787	0.000736122	REGULAR
5 ^{to}	0.00072	0.000674144	REGULAR
Techo	0.000609	0.000571863	REGULAR

Tabla 17 Irregularidad Torsional Y-Y, CA

- **IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA.**

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). 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 E.030.

NIVEL	Desplazamiento Relativo Máximo (Δ_{max}) X-X	Desplazamiento Relativo del Centro de Masa (Δ_{cm}) X-X	CONDICION
1 ^{ro}	0.000244	0.000212055	REGULAR
2 ^{do}	0.000461	0.000419772	REGULAR
3 ^{ro}	0.000531	0.000461977	REGULAR
4 ^{to}	0.000526	0.000473764	REGULAR
5 ^{to}	0.000483	0.000451711	REGULAR
Techo	0.000417	0.000410266	REGULAR

Tabla 18 Irregularidad Torsional X-X, CA

NIVEL	Desplazamiento Relativo Máximo (Δ_{max}) Y-Y	Desplazamiento Relativo del Centro de Masa (Δ_{cm}) Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	0.000402	0.000377808	REGULAR
2 ^{do}	0.000711	0.000650951	REGULAR
3 ^{ro}	0.000795	0.000744106	REGULAR
4 ^{to}	0.000787	0.000736122	REGULAR
5 ^{to}	0.00072	0.000674144	REGULAR
Techo	0.000609	0.000571863	REGULAR

Tabla 19 Irregularidad Torsional Y-Y, CA

- **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.

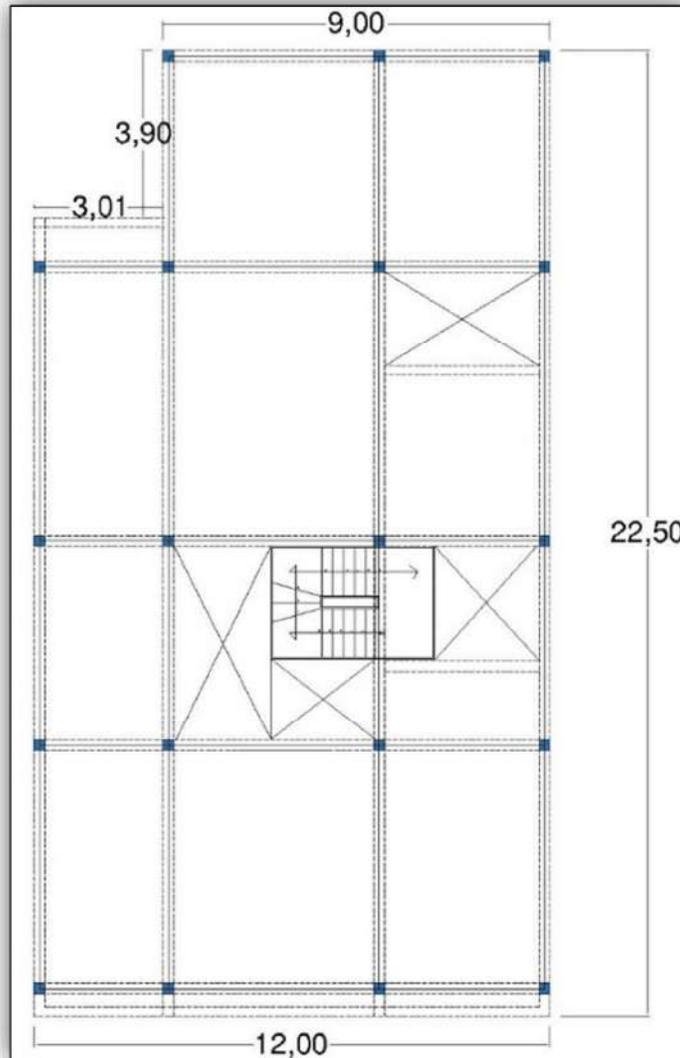


Fig. 16 Planta Esquinas Entrantes CA

Dimensión en Planta X-X	Dimensión en Planta Y-Y	Esquina Entrante X-X	Esquina Entrante Y-Y	CONDICION
12,00	22,50	3,00	3,90	REGULAR

Tabla 20 Irregularidad Esquinas Entrantes, CA

- **DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA.**

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

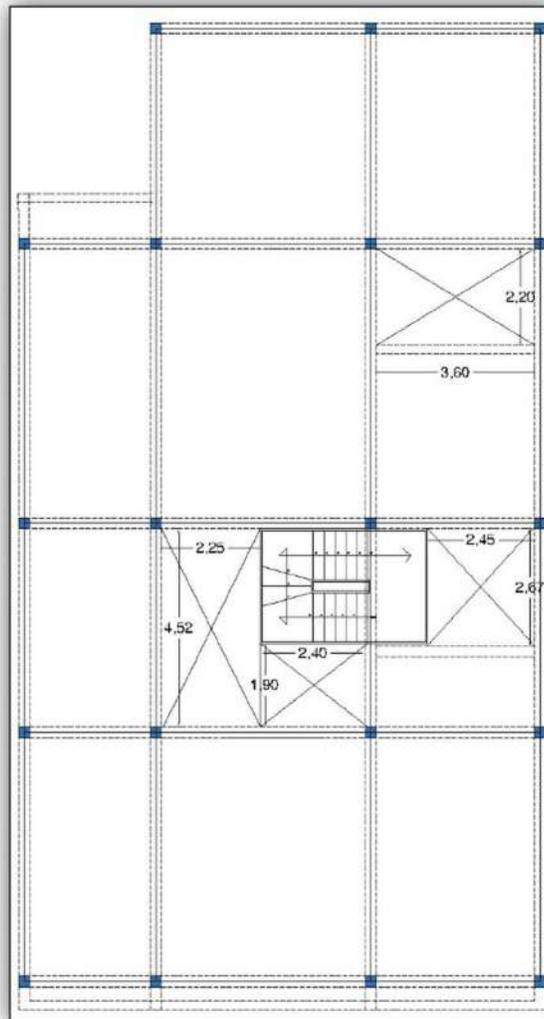


Fig. 17 Planta Discontinuidad del Diafragma, CA

Calculamos todas las áreas de las secciones huecas como se ve en la fig.17

Dimensión X-X	Dimensión Y-Y	Área Abierta
2.20	3.60	7.92
2.25	4.52	10.17
2.40	1.90	4.56
2.45	2.67	6.54
		29.19

Tabla 21 Irregularidad Discontinuidad de Diafragma - CA

Área total del Diafragma es de 258.38 m², según la condición de Discontinuidad del Diafragma se tiene:

$$AreaAbierta > 0.50 * AreaTotaldelDiafragma$$

$$29.19 > 0.50 * 258.38$$

$$29.19 > 129.19, No es correcto, por lo tanto es Regular$$

- **SISTEMAS NO PARALELOS.**

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.

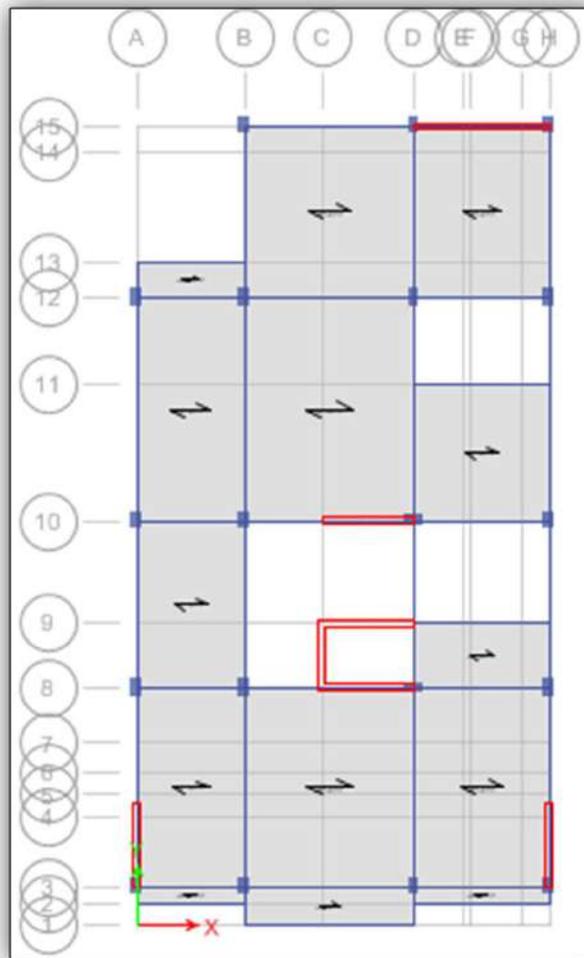


Fig. 18 Planta Sistemas no Paralelos - CA

Como se observa en la fig. 27, los elementos estructurales en ambas direcciones son paralelos entre sí, entonces se dice que es Regular.

En conclusión podemos decir que la estructura del proyecto es **REGULAR**.

❖ COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R).

Luego de realizar el análisis de irregularidad estructural, se tiene los factores siguientes:

$$R_o = 7$$

$$I_a = 1$$

$$I_p = 1$$

$$R = R_o * L_a * L_p$$

$$R = 7 * 1 * 1$$

$$R = 7$$

3.2.7.1.4. ANÁLISIS ESTÁTICO.

La fuerza cortante basal (V) correspondiente a cada dirección de análisis según la norma E.030, ítem 4.5.2, viene definido por:

Dirección X-X			
Factor de Zona	Zona = 2	Z	0.25
Factor de Uso	Cat. = C	U	1.00
Factor de Suelo	S2	S	1.20
Periodo de Suelo		Tp	0.60
Periodo de la Estructura (Txx Modal)		Txx	0.411
Factor de Amplificación Sísmica			
C = 2.5; (Txx < Tp)		Cx	2.50
Coef. Reducción Fza. Sísmica R=7		R*La*Lp	7.00
Peso Total de la Estructura (tn)		P	1,275.31
V = (ZUCS/R)*P		Vxx	136.64

Tabla 22 Cortante Basal X-X

Dirección Y-Y			
Factor de Zona	Zona = 2	Z	0.25
Factor de Uso	Cat. = C	U	1.00
Factor de Suelo	S2	S	1.20
Periodo de Suelo		Tp	0.60
Periodo de la Estructura (Tyy Modal)		Tyy	0.477
Factor de Amplificación Sísmica			
C = 2.5; (Tyy < Tp)		Cy	2.50
Coef. Reducción Fza. Sísmica R=7		R*La*Lp	7.00
Peso Total de la Estructura (tn)		P	1,275.31
V = (ZUCS/R)*P		Vyy	136.64

Tabla 23 Cortante Basal Y-Y

Fuerzas Sísmicas en cada Piso					
Piso (i)	hi (m)	Wi (Tn)	Wi*hi (Tn*m)	Fi-X (tn)	Fi-Y (tn)
1 ^o	3.65	222.30	811.40	8.64	8.64
2 ^o	6.28	215.58	1,353.84	14.42	14.42
3 ^o	8.91	215.58	1,920.82	20.46	20.46
4 ^o	11.54	215.58	2,487.79	26.49	26.49
5 ^o	14.17	215.58	3,054.77	32.53	32.53
Techo	16.80	190.68	3,202.47	34.10	34.10
		1,275.30	12,831.09	136.64	136.64

Tabla 24 Fuerzas Sísmicas en Altura

3.2.7.1.5. MODOS DE VIBRACIÓN Y PERÍODOS FUNDAMENTALES.

Así tenemos los diferentes modos de vibración de la estructura, su período correspondiente y la cantidad de masa involucrada en cada modo.

Modo	Periodo (s)	Participación en X-X (%)	Participación en Y-Y (%)
1	<u>0.477</u>	0.01	<u>0.73</u>
2	<u>0.411</u>	<u>0.47</u>	0.03
3	0.322	0.26	0.00
4	0.124	0.00	0.15
5	0.104	0.09	0.00
6	0.077	0.08	0.00
7	0.058	0.00	0.04
8	0.050	0.01	0.00
9	0.046	0.00	0.00
10	0.039	0.00	0.00
11	0.037	0.00	0.01
12	0.036	0.01	0.00
13	0.029	0.00	0.00
14	0.027	0.00	0.00
15	0.022	0.00	0.00
16	0.019	0.00	0.00
17	0.009	0.00	0.00
18	0.008	0.00	0.00

Tabla 25 Analisis Modal

Se muestran resaltados los valores de los modos fundamentales para cada dirección, ya que involucran la mayor cantidad de masa de la edificación, es así como el período fundamental relacionado con el eje X se da en el modo 2 con 0.411 seg., el relacionado con el eje Y es 0.477 seg. Y corresponde al modo 1.

3.2.7.1.6. ANÁLISIS DINÁMICO.

El análisis dinámico de una edificación puede hacerse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo historia, el primero se usa

regularmente en estructuras comunes y el segundo para edificaciones especiales. Dicho esto, para el caso de nuestro edificio usaremos el análisis por combinación modal espectral.

El análisis dinámico se efectuó en base a lo estipulado por la norma E.030, ítem 4.6.2, utilizando para cada dirección de análisis un espectro de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Entonces, con los parámetros definidos anteriormente se tiene el siguiente espectro de aceleraciones en función de la aceleración de la gravedad (g).

C	T	S _a	C	T	S _a
2.50	0.00	1.051	1.11	0.90	0.701
2.50	0.02	1.051	1.05	0.95	0.664
2.50	0.04	1.051	1.00	1.00	0.631
2.50	0.06	1.051	0.91	1.10	0.573
2.50	0.08	1.051	0.83	1.20	0.526
2.50	0.10	1.051	0.77	1.30	0.485
2.50	0.12	1.051	0.71	1.40	0.450
2.50	0.14	1.051	0.67	1.50	0.420
2.50	0.16	1.051	0.63	1.60	0.394
2.50	0.18	1.051	0.59	1.70	0.371
2.50	0.20	1.051	0.56	1.80	0.350
2.50	0.25	1.051	0.53	1.90	0.332
2.50	0.30	1.051	0.50	2.00	0.315
2.50	0.35	1.051	0.44	2.25	0.249
2.50	0.40	1.051	0.40	2.50	0.202
2.22	0.45	1.051	0.33	2.75	0.167
2.00	0.50	1.051	0.28	3.00	0.140
1.82	0.55	1.051	0.16	4.00	0.079
1.67	0.60	1.051	0.10	5.00	0.050
1.54	0.65	0.970	0.07	6.00	0.035
1.43	0.70	0.901	0.05	7.00	0.026
1.33	0.75	0.841	0.04	8.00	0.020
1.25	0.80	0.788	0.03	9.00	0.016
1.18	0.85	0.742	0.03	10.00	0.013

Tabla 26 Valores de la Curva del Espectro

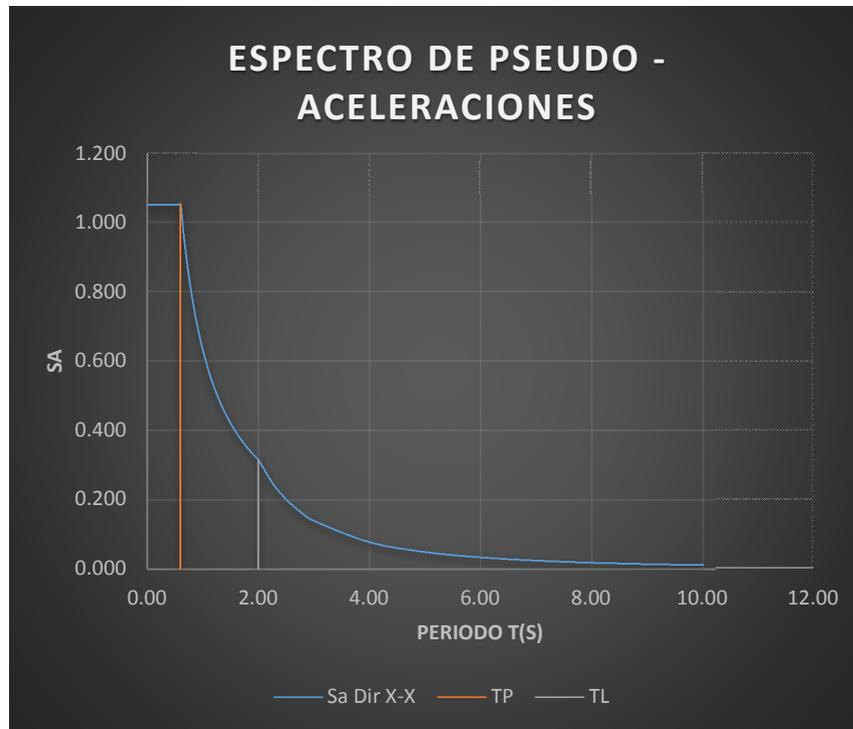


Fig. 19 Grafico de la Curva de Espectro

3.2.7.1.7. ESCALAMIENTO DE FUERZAS PARA DISEÑO.

Para efectos de Diseño, luego de haber realizado el Análisis Estático y Dinámico de la vivienda multifamiliar en concreto armado, la norma indica que debemos verificar que el cortante obtenido debe ser igual a por lo menos como se indica en el Artículo 4.6.4 de la NTE E.030.

De acuerdo con lo indicado, se tiene las siguientes reglas para escalar el cortante dinámico en la base a los porcentajes mínimos establecidos, entonces:

$$V_{Diseño} \geq \begin{cases} 0.80 V_{Est.}; & Regular \\ 0.90 V_{Est.}; & Irregular \end{cases}$$

De acuerdo a nuestro modelo la estructura es Regular:

$$V_{Diseño} = 0.80(136.64)$$

$$V_{Diseño} = 109.312 Tn$$

Determinamos el Factor de Calibración:

$$V_{D-X} = 802.48 \text{ Tn}$$

$$V_{D-Y} = 1029.63 \text{ Tn}$$

$$F_X = \frac{V_{Diseño}}{V_{D-X}} = \frac{109.312}{802.48} = 0.136$$

$$F_Y = \frac{V_{Diseño}}{V_{D-Y}} = \frac{109.312}{1029.63} = 0.106$$

Después de hallar el factor de calibración en ambas direcciones, los resultados son menores que 1, entonces no necesitan calibrar.

3.2.7.1.8. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.

❖ DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales, multiplicamos el desplazamiento resultante por 0.75 R (R es el factor de reducción en cada dirección del análisis), de acuerdo con la norma E.030, además, éste desplazamiento no deberá exceder 0.007 la altura de entrepiso de 2.63 m. (0.007 por ser de concreto armado) ó 1.84 cm, así tenemos:

Carga Sísmica en la dirección X-X.

NIVEL	UX	Diferencia de UX	Desplazamiento Lateral	Entrepiso	Diferencia de Entrepiso	Desplazamiento Lateral Relativo Admisible	Condición
1º	0.001	0.001	0.00525	3.65	3.65	0.00144	OK
2º	0.002	0.001	0.00525	6.28	2.63	0.002	OK
3º	0.003	0.001	0.00525	8.91	2.63	0.002	OK
4º	0.004	0.001	0.00525	11.54	2.63	0.002	OK
5º	0.006	0.002	0.0105	14.17	2.63	0.00399	OK
Techo	0.007	0.001	0.00525	16.8	2.63	0.002	OK

Tabla 27 Desplazamiento Sísmico en X, en el sentido X-X

NIVEL	UY	Diferencia de UY	Desplazamiento Lateral	Entrepiso	Diferencia de Entrepiso	Desplazamiento Lateral Relativo Admisible	Condición
1 ^{ro}	2.8E-05	2.8E-05	0.000147	3.65	3.65	0.00004	OK
2 ^{do}	6.83E-05	4.02E-05	0.000211	6.28	2.63	0.00008	OK
3 ^{ro}	0.000108	3.96E-05	0.000208	8.91	2.63	0.00008	OK
4 ^{to}	0.000141	3.32E-05	0.000174	11.54	2.63	0.00007	OK
5 ^{to}	0.000163	2.18E-05	0.000114	14.17	2.63	0.00004	OK
Techo	0.000176	0.000013	6.83E-05	16.8	2.63	0.00003	OK

Tabla 28 Desplazamiento Sísmico en X, en el sentido Y-Y

Carga Sísmica en la dirección Y-Y.

NIVEL	UX	Diferencia de UX	Desplazamiento Lateral	Entrepiso	Diferencia de Entrepiso	Desplazamiento Lateral Relativo Admisible	Condición
1 ^{ro}	1.4E-05	1.4E-05	7.37E-05	3.65	3.65	0.00002	OK
2 ^{do}	0.000122	0.000108	0.000566	6.28	2.63	0.00022	OK
3 ^{ro}	0.000192	7.02E-05	0.000369	8.91	2.63	0.00014	OK
4 ^{to}	0.000254	6.14E-05	0.000322	11.54	2.63	0.00012	OK
5 ^{to}	0.000301	0.000047	0.000247	14.17	2.63	0.00009	OK
Techo	0.000344	0.000043	0.000226	16.8	2.63	0.00009	OK

Tabla 29 Desplazamiento Sísmico en Y, en el sentido X-X

NIVEL	UX	Diferencia de UX	Desplazamiento Lateral	Entrepiso	Diferencia de Entrepiso	Desplazamiento Lateral Relativo Admisible	Condición
1 ^{ro}	0.001	0.001	0.00525	3.65	3.65	0.00144	OK
2 ^{do}	0.003	0.002	0.0105	6.28	2.63	0.00399	OK
3 ^{ro}	0.005	0.002	0.0105	8.91	2.63	0.00399	OK
4 ^{to}	0.007	0.002	0.0105	11.54	2.63	0.00399	OK
5 ^{to}	0.009	0.002	0.0105	14.17	2.63	0.00399	OK
Techo	0.01	0.001	0.00525	16.8	2.63	0.002	OK

Tabla 30 Desplazamiento Sísmico en Y, en el sentido Y-Y

Por lo tanto, podemos observar que ningún desplazamiento es mayor a 0.007 (límite de desplazamientos de entrepiso para el concreto armado).

❖ JUNTA DE SEPARACION SISMICA.

Es el espacio físico de separación que debe haber entre dos edificaciones para evitar que estas choquen entre sí durante un movimiento sísmico, este espacio deber ser el mayor de los siguientes:

$s = 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.

$s > 3$ cm.

$$s = 3 + 0.004 (h - 500) \text{ cm (h es la altura a la que se calcula el valor de s)}$$

Para nuestro caso, el primer criterio no es aplicable ya que no poseemos información sobre las posibles edificaciones contiguas a la nuestra por lo que sólo revisaremos los dos últimos. Para el último el valor para h es 17.00m por lo que: $s=7.80$.

Finalmente, el valor de la junta de acuerdo con la norma E.030 será no mayor a los $\frac{2}{3}$ del desplazamiento real calculado ni menor a $s/2$, por lo tanto: desplazamiento máximo = 11.76cm entonces $\frac{2}{3} \times 11.76 = 7.84$ cm luego: $s/2 = 7.80/2 = 3.90$ cm

La junta de separación será de ≈ 7.00 cm.

3.2.6.2. ANÁLISIS SÍSMICO EN ACERO.

3.2.7.2.1. MODELO ESTRUCTURAL.

Según las limitaciones de la tesis, se debe tomar en cuenta la misma arquitectura de la vivienda multifamiliar de 05 niveles ubicado en el distrito de Cusco, para poder realizar las comparaciones técnicas y económicas.

Según la norma E.030, el peso de la edificación se calcula como el total de la carga muerta más el 25% de carga viva (*en el ítem 4.3 de la norma E.030*), por tratarse de una edificación de categoría C.

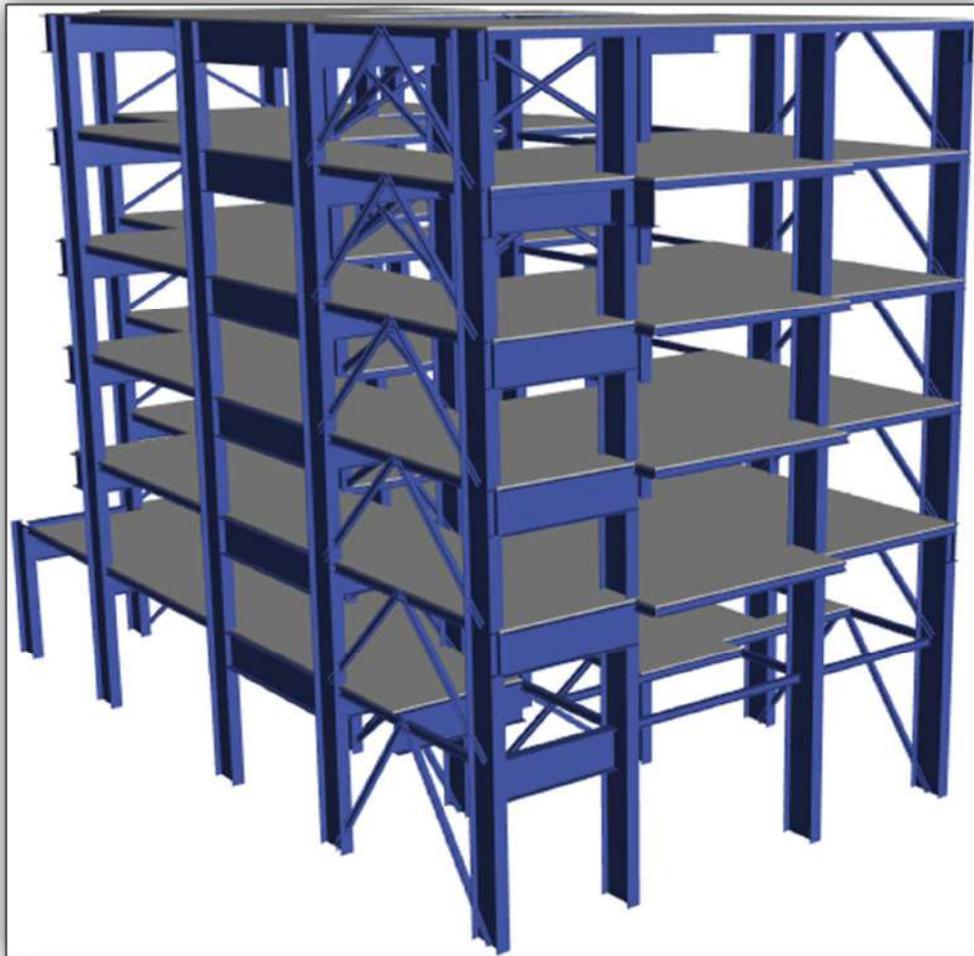


Fig. 20 Estructura en Acero

El peso del edificio de acuerdo al metrado de cargas efectuado y a las consideraciones mencionadas anteriormente es de:

Nivel	PESO SISMICO (kg) CM + 25%CV
1 ^{ro}	241.40
2 ^{do}	235.81
3 ^{ro}	235.22
4 ^{to}	233.67
5 ^{to}	231.77
Techo	178.46
Peso Total	1356.35

Tabla 31 Cálculo de Peso de la Edificación en EA

Luego, definimos algunas características generales del modelo:

La altura de entrepiso en el sótano es de 3.65 m y en el resto de los niveles es de 2.63m.

3.2.7.2.2. PELIGRO SÍSMICO.

Se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según los requerimientos de la Norma E.030 de Diseño Sismo resistente, dichos parámetros se definieron para ambas direcciones XX e YY:

Para poder analizar el edificio debemos definir los parámetros que le corresponden según su ubicación geográfica y características de la zona.

❖ ZONIFICACION (Z).

La estructura se ubica en la ciudad de Cusco por lo tanto, de acuerdo a la zonificación de la norma E.030, (Sección 2.1 Tabla N°1).

$$\text{Zona} = 2 \qquad Z = 0.25$$

❖ CONDICIONES GEOTÉCNICAS (S_n).

Según al Estudio del mapa de peligros de la ciudad del Cusco – PNUD –INDECI - 2004, el perfil de suelo (Sección 2.3.1).

$$\text{Tipo de Suelo} = S_2$$

❖ **PARÁMETROS DE SITIO (S, T_P, T_L).**

Según el tipo de suelo y la zonificación, obtendremos estos parámetros de sitio.

$$S = 1.20 \text{ (Sección 2.4 Tabla N°3)}$$

$$T_P = 0.60 \text{ seg. (Sección 2.4 Tabla N°4)}$$

$$T_L = 2.00 \text{ seg. (Sección 2.4 Tabla N°4)}$$

❖ **FACTOR DE AMPLIACIÓN SÍSMICA (C).**

El factor de amplificación sísmica es la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de las características tanto del suelo como de la estructura y se define según el ítem 2.5 de la Norma E.030, mediante la siguiente expresión:

$$C = \begin{cases} 2.50 ; T < T_P \\ 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) ; T_P < T < T_L \\ 2.5 \left(\frac{T_P T_L}{T^2} \right) ; T > T_L \end{cases}$$

Remplazando en la expresión:

$$T_{xx} = 0.773$$

$$T_{xx} < T_P = 0.773 < 0.60, \text{Incorrecto}$$

$$T_P < T_{xx} < T_L = 0.60 < 0.773 < 2.00, Ok$$

$$T_{xx} > T_L = 0.773 > 2.00, \text{Incorrecto}$$

$$T_{yy} = 0.660$$

$$T_{yy} < T_P = 0.660 < 0.60, \text{Incorrecto}$$

$$T_P < T_{yy} < T_L = 0.60 < 0.660 < 2.00, Ok$$

$$T_{yy} > T_L = 0.660 > 2.00, \text{Incorrecto}$$

Por lo tanto, C_{xx} = 1.94; C_{yy} = 2.27

❖ PERIODO FUNDAMENTAL (T).

El período fundamental de un edificio se estima mediante un procedimiento de análisis dinámico según el cual se toma en consideración las características de rigidez y distribución de masas de la estructura. Así se determinó para nuestro edificio los siguientes valores (Mediante un análisis Modal):

$$T_{xx} = 0.773$$

$$T_{yy} = 0.660$$

3.2.7.2.3. SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES.

❖ FACTOR DE USO (U).

De acuerdo al uso que se va a dar a éste edificio, tenemos según la norma E.030 en el Ítem 3.1 Tabla Nro. 5, que pertenece a la categoría C de Edificaciones Comunes, cuyas características de falla son ocasionar pérdidas de cuantía intermedia como en viviendas, oficinas, etc., y por consiguiente el valor asignado será 1.

Edificación Tipo C

Factor de Uso (U) = 1

❖ SISTEMA ESTRUCTURAL.

El sistema estructural de la vivienda multifamiliar está diseñado en Acero.

❖ COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R_o).

Se clasifica según el material a usarse y el sistema de estructuración sismo-resistente, según el Ítem 3.4 de la Norma E.030:

$$R_o = 7$$

❖ REGULARIDAD ESTRUCTURAL.

Se tiene que definir la regularidad de una estructura, esto se hace según los siguientes criterios de irregularidades definidos en el ítem 3.6 de la Norma E.030, Tabla Nro.8 Irregularidades Estructurales en Altura (I_a) y Tabla Nro.9 Irregularidades Estructurales en Planta (I_p).

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA.

• 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.

NIVEL	DERIVAS X-X	CONDICION
1 ^{ro}	0.000364	REGULAR
2 ^{do}	0.000474	REGULAR
3 ^{ro}	0.000521	REGULAR
4 ^{to}	0.000527	REGULAR
5 ^{to}	0.000507	REGULAR
Techo	0.000447	REGULAR

Tabla 32 Piso Blando X-X, EA

NIVEL	DERIVAS Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	0.001168	REGULAR
2 ^{do}	0.001264	REGULAR
3 ^{ro}	0.001414	REGULAR
4 ^{to}	0.001434	REGULAR
5 ^{to}	0.001358	REGULAR
Techo	0.001167	REGULAR

Tabla 33 Piso Blando Y-Y, EA

- **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 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

NIVEL	CORTANTE X-X	CONDICION
1 ^{ro}	43.4031	REGULAR
2 ^{do}	40.7987	REGULAR
3 ^{ro}	36.2271	REGULAR
4 ^{to}	29.5734	REGULAR
5 ^{to}	20.8338	REGULAR
Techo	10.0132	REGULAR

Tabla 34 Piso Débil X-X, EA

NIVEL	CORTANTE Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	145.1291	REGULAR
2 ^{do}	135.6124	REGULAR
3 ^{ro}	119.6174	REGULAR
4 ^{to}	96.9799	REGULAR
5 ^{to}	67.8547	REGULAR
Techo	32.3819	REGULAR

Tabla 35 Piso Débil Y-Y, EA

- **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.

NIVEL	DERIVA X-X	CONDICION
1 ^{ro}	0.000364	REGULAR
2 ^{do}	0.000474	REGULAR
3 ^{ro}	0.000521	REGULAR
4 ^{to}	0.000527	REGULAR
5 ^{to}	0.000507	REGULAR
Techo	0.000447	REGULAR

Tabla 36 Extrema Rigidez X-X, EA

NIVEL	DERIVA Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	0.001168	REGULAR
2 ^{do}	0.001264	REGULAR
3 ^{ro}	0.001414	REGULAR
4 ^{to}	0.001434	REGULAR
5 ^{to}	0.001358	REGULAR
Techo	0.001167	REGULAR

Tabla 37 Extrema Rigidez Y-Y, EA

- **IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA.**

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

NIVEL	CORTANTE X-X	CONDICION
1 ^{ro}	43.4031	REGULAR
2 ^{do}	40.7987	REGULAR
3 ^{ro}	36.2271	REGULAR
4 ^{to}	29.5734	REGULAR
5 ^{to}	20.8338	REGULAR
Techo	10.0132	REGULAR

Tabla 38 Extrema Resistencia X-X, EA

NIVEL	CORTANTE Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	145.1291	REGULAR
2 ^{do}	135.6124	REGULAR
3 ^{ro}	119.6174	REGULAR
4 ^{to}	96.9799	REGULAR
5 ^{to}	67.8547	REGULAR
Techo	32.3819	REGULAR

Tabla 39 Extrema Resistencia Y-Y, EA

- **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.

NIVEL	PESO	CONDICION
1 ^{ro}	241399.59	REGULAR
2 ^{do}	235813.06	REGULAR
3 ^{ro}	235229.93	REGULAR
4 ^{to}	233671.08	REGULAR
5 ^{to}	231775.73	REGULAR
Techo	178457.57	REGULAR

Tabla 40 Irregularidad de Masa, EA

- **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.

NIVEL	DIMENSION X-X	DIMENSION Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	12.00	22.00	REGULAR
2 ^{do}	12.00	23.15	REGULAR
3 ^{ro}	12.00	23.15	REGULAR
4 ^{to}	12.00	23.15	REGULAR
5 ^{to}	12.00	23.15	REGULAR
Techo	12.00	22.50	REGULAR

Tabla 41 Irregularidad Geométrica Vertical, EA

- **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.

- **DISCONTINUIDAD EXTREMA DE LOS SISTEMAS RESISTENTES.**

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA.

• 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 (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). 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 E.030.

NIVEL	Desplazamiento Relativo Máximo (Δ_{max}) X-X	Desplazamiento Relativo del Centro de Masa (Δ_{cm}) X-X	CONDICION
1 ^{ro}	0.000364	0.000347123	REGULAR
2 ^{do}	0.000474	0.000453992	REGULAR
3 ^{ro}	0.000521	0.000490875	REGULAR
4 ^{to}	0.000527	0.000495057	REGULAR
5 ^{to}	0.000507	0.000473384	REGULAR
Techo	0.000447	0.000414068	REGULAR

Tabla 42 Irregularidad Torsional X-X, EA

NIVEL	Desplazamiento Relativo Máximo (Δ_{max}) Y-Y	Desplazamiento Relativo del Centro de Masa (Δ_{cm}) Y-Y	CONDICION
1 ^{ro}	0.001168	0.001032055	REGULAR
2 ^{do}	0.001264	0.00110076	REGULAR
3 ^{ro}	0.001414	0.001224715	REGULAR
4 ^{to}	0.001434	0.001231179	REGULAR
5 ^{to}	0.001358	0.001156654	REGULAR
Techo	0.001167	0.000978707	REGULAR

Tabla 43 Irregularidad Torsional Y-Y, EA

- **IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA.**

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). 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 E.030.

NIVEL	Desplazamiento Relativo Máximo (Δ_{max}) X-X	Desplazamiento Relativo del Centro de Masa (Δ_{cm}) X-X	CONDICION
1 ^o	0.000364	0.000347123	REGULAR
2 ^{do}	0.000474	0.000453992	REGULAR
3 ^o	0.000521	0.000490875	REGULAR
4 ^{to}	0.000527	0.000495057	REGULAR
5 ^{to}	0.000507	0.000473384	REGULAR
Techo	0.000447	0.000414068	REGULAR

Tabla 44 Irregularidad Torsional Extrema X-X, EA

NIVEL	Desplazamiento Relativo Máximo (Δ_{max}) Y-Y	Desplazamiento Relativo del Centro de Masa (Δ_{cm}) Y-Y	CONDICION
1 ^o	0.001168	0.001032055	REGULAR
2 ^{do}	0.001264	0.00110076	REGULAR
3 ^o	0.001414	0.001224715	REGULAR
4 ^{to}	0.001434	0.001231179	REGULAR
5 ^{to}	0.001358	0.001156654	REGULAR
Techo	0.001167	0.000978707	REGULAR

Tabla 45 Irregularidad Torsional Extrema Y-Y, EA

- **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.

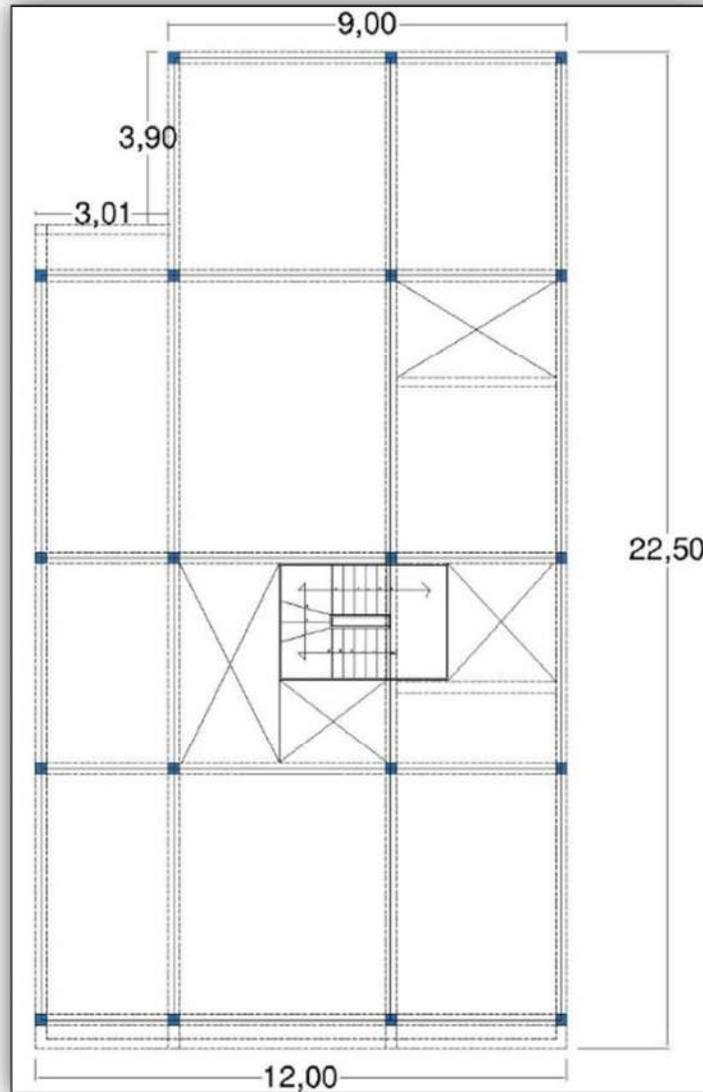


Fig. 21 Planta Esquinas Entrantes, EA

Dimensión en Planta X-X	Dimensión en Planta Y-Y	Esquina Entrante X-X	Esquina Entrante Y-Y	CONDICION
12,00	22,50	3,00	3,90	REGULAR

Tabla 46 Irregularidad Esquinas Entrantes, EA

- **DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA.**

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

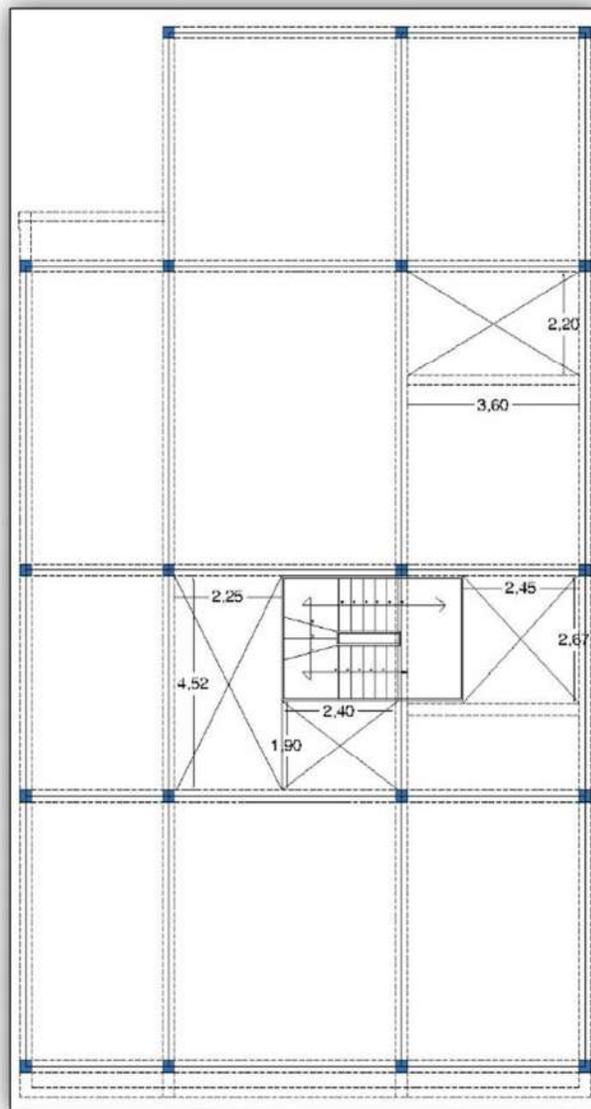


Fig. 22 Planta Discontinuidad del Diafragma, EA

Calculamos todas las áreas de las secciones huecas como se ve en la fig.22

Dimensión X-X	Dimensión Y-Y	Área Abierta
2.20	3.60	7.92
2.25	4.52	10.17
2.40	1.90	4.56
2.45	2.67	6.54
		29.19

Tabla 47 Irregularidad Discontinuidad de Diafragma - EA

Área total del Diafragma es de 258.38 m², según la condición de Discontinuidad del Diafragma se tiene:

$$AreaAbierta > 0.50 * AreaTotaldelDiafragma$$

$$29.19 > 0.50 * 258.38$$

$$29.19 > 129.19, \text{ No es correcto, por lo tanto es Regular}$$

- **SISTEMAS NO PARALELOS.**

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.

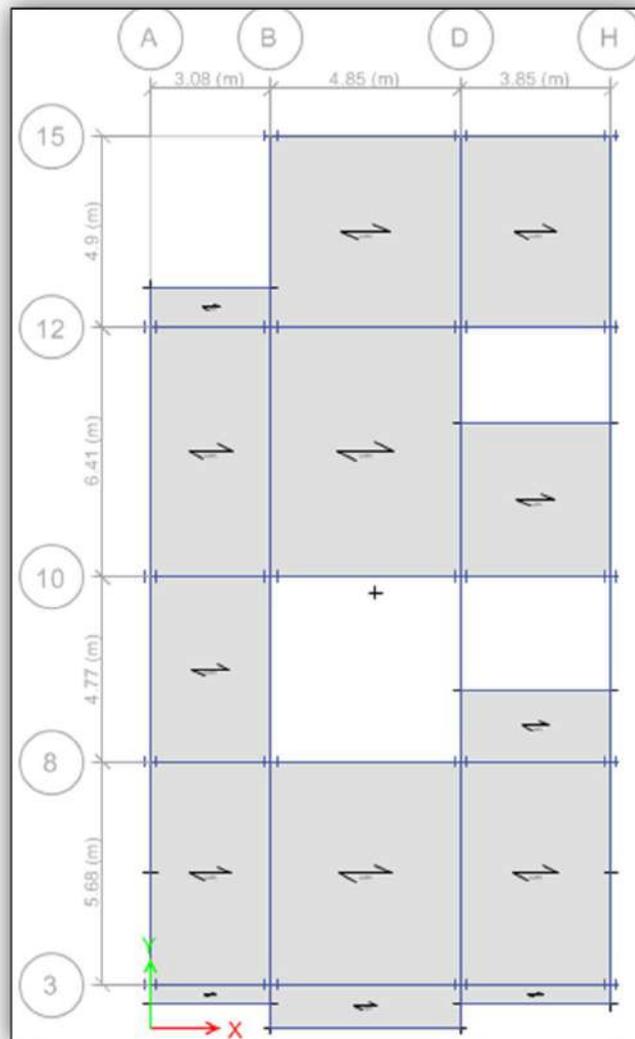


Fig. 23 Planta Sistemas no Paralelos - EA

Como se observa en la figura nro. 23, los elementos estructurales en ambas direcciones son paralelos entre sí, entonces se dice que es Regular.

En conclusión podemos decir que la estructura del proyecto es **REGULAR**.

❖ COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R).

Luego de realizar el análisis de irregularidad estructural, se tiene los factores siguientes:

$$R_o = 7$$

$$I_a = 1$$

$$I_p = 1$$

$$R = R_o * L_a * L_p$$

$$R = 7 * 1 * 1$$

$$R = 7$$

3.2.7.2.4. ANÁLISIS ESTÁTICO.

La fuerza cortante basal (V) correspondiente a cada dirección de análisis según la norma E.030, ítem 4.5.2, viene definido por:

Dirección X-X			
Factor de Zona	Zona = 2	Z	0.25
Factor de Uso	Cat. = C	U	1.00
Factor de Suelo	S2	S	1.20
Periodo de Suelo		Tp	0.60
Periodo de la Estructura (Txx Modal)		Txx	0.773
Factor de Amplificación Sísmica			
C = 2.5(Tp/Txx); Tp < Txx <= Tp		Cx	1.94
Coef. Reducción Fza. Sísmica R=7		R*La*Lp	7.00
Peso Total de la Estructura (tn)		P	1,356.35
V = (ZUCS/R)*P		Vxx	112.77

Tabla 48 Cortante Basal X-X en EA

Dirección Y-Y			
Factor de Zona	Zona = 2	Z	0.25
Factor de Uso	Cat. = C	U	1.00
Factor de Suelo	S2	S	1.00
Periodo de Suelo		Tp	0.40
Periodo de la Estructura (Tyy Modal)		Tyy	0.660
Factor de Amplificación Sísmica			
C = 2.5(Tp/Txx); Tp < Txx <= Tp		Cy	2.27
Coef. Reducción Fza. Sísmica R=7		R*La*Lp	7.00
Peso Total de la Estructura (tn)		P	1,356.35
V = (ZUCS/R)*P		Vyy	131.95

Tabla 49 Cortante Basal Y-Y en EA

ACERO ESTRUCTURAL					
Piso (i)	hi	Wi	Wi*hi	Fi-X (tn)	Fi-Y (tn)
1	3.65	241.40	881.11	7.39	8.65
2	6.28	235.81	1,480.89	12.43	14.54
3	8.91	235.22	2,095.81	17.59	20.58
4	11.54	233.67	2,696.55	22.63	26.48
5	14.17	231.78	3,284.32	27.56	32.25
Techo	16.80	178.46	2,998.13	25.16	29.44
		1,356.34	13,436.81	112.77	131.95

Tabla 50 Fuerzas Sísmicas en Altura en EA

3.2.7.2.5. MODOS DE VIBRACIÓN Y PERÍODOS FUNDAMENTALES.

Así tenemos los diferentes modos de vibración de la estructura, su período correspondiente y la cantidad de masa involucrada en cada modo.

Modo	Periodo (s)	Participación en X-X (%)	Participación en Y-Y (%)
1	0.773	0.5804	0.0376
2	0.660	0.1612	0.5011
3	0.592	0.064	0.2854
4	0.249	0.0851	0.0202
5	0.225	0.0479	0.0939
6	0.200	0.0217	0.0328
7	0.131	0.0165	0.0027
8	0.122	0.0083	0.0142
9	0.110	0.0042	0.0056
10	0.092	0.0039	0.0003
11	0.087	0.0018	0.0034
12	0.079	0.0019	0.0012
13	0.074	0.0007	0.0000
14	0.070	0.0003	0.0011
15	0.065	0.0012	0.0003
16	0.062	0.0008	0.0003
17	0.055	0.0000	0.0000
18	0.016	0.0000	0.0000

Tabla 51 Análisis Modal - EA

Se muestran resaltados los valores de los modos fundamentales para cada dirección, ya que involucran la mayor cantidad de masa de la edificación, es así como el período fundamental relacionado con el eje X se da en el modo 1 con 0.773 seg., el relacionado con el eje Y es 0.660 seg. y corresponde al modo 2.

3.2.7.2.6. ANÁLISIS DINÁMICO.

El análisis dinámico de una edificación puede hacerse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo historia, el primero se usa regularmente en estructuras comunes y el segundo para edificaciones especiales.

Dicho esto, para el caso de nuestro edificio usaremos el análisis por combinación modal espectral.

El análisis dinámico se efectuó en base a lo estipulado por la norma E.030, ítem 4.6.2, utilizando para cada dirección de análisis un espectro de pseudo aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Entonces, con los parámetros definidos anteriormente se tiene el siguiente espectro de aceleraciones en función de la aceleración de la gravedad (g).

C	T	Sa	C	T	Sa
2.50	0.00	1.557	1.11	0.90	0.692
2.50	0.02	1.557	1.05	0.95	0.656
2.50	0.04	1.557	1.00	1.00	0.623
2.50	0.06	1.557	0.91	1.10	0.566
2.50	0.08	1.557	0.83	1.20	0.519
2.50	0.10	1.557	0.77	1.30	0.479
2.50	0.12	1.557	0.71	1.40	0.445
2.50	0.14	1.557	0.67	1.50	0.415
2.50	0.16	1.557	0.63	1.60	0.389
2.50	0.18	1.557	0.59	1.70	0.366
2.50	0.20	1.557	0.56	1.80	0.346
2.50	0.25	1.557	0.53	1.90	0.328
2.50	0.30	1.557	0.50	2.00	0.311
2.50	0.35	1.557	0.44	2.25	0.277
2.50	0.40	1.557	0.40	2.50	0.249
2.22	0.45	1.384	0.33	2.75	0.206
2.00	0.50	1.246	0.28	3.00	0.173
1.82	0.55	1.132	0.16	4.00	0.097
1.67	0.60	1.038	0.10	5.00	0.062
1.54	0.65	0.958	0.07	6.00	0.043
1.43	0.70	0.890	0.05	7.00	0.032
1.33	0.75	0.830	0.04	8.00	0.024
1.25	0.80	0.779	0.03	9.00	0.019
1.18	0.85	0.733	0.03	10.00	0.016

Tabla 52 Valores de la Curva del Espectro en EA



Fig. 24 Grafico de la Curva de Espectro en EA

3.2.7.2.7. ESCALAMIENTO DE FUERZAS PARA DISEÑO.

Para efectos de Diseño, luego de haber realizado el Análisis Estático y Dinámico de la vivienda multifamiliar en concreto armado, la norma indica que debemos verificar que el cortante obtenido debe ser igual a por lo menos como se indica en el Artículo 4.6.4 de la NTE E.030.

De acuerdo con lo indicado, se tiene las siguientes reglas para escalar el cortante dinámico en la base a los porcentajes mínimos establecidos, entonces:

$$V_{Diseño} \geq \begin{cases} 0.80 V_{Est.}; & Regular \\ 0.90 V_{Est.}; & Irregular \end{cases}$$

De acuerdo a nuestro modelo la estructura es Regular:

$$V_{Diseño-X} = 0.80(112.77)$$

$$V_{Diseño-X} = 90.216 Tn$$

$$V_{Diseño-Y} = 0.80(131.95)$$

$$V_{Diseño-Y} = 105.56 Tn$$

Determinamos el Factor de Calibración:

$$V_{D-X} = 781.26 \text{ Tn}$$

$$V_{D-Y} = 338.75 \text{ Tn}$$

$$F_X = \frac{V_{Diseño}}{V_{D-X}} = \frac{90.216}{781.26} = 0.115$$

$$F_Y = \frac{V_{Diseño}}{V_{D-Y}} = \frac{105.56}{338.75} = 0.311$$

Después de hallar el factor de calibración en ambas direcciones, los resultados son menores que 1, entonces no necesitan calibrar.

3.2.7.2.8. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES.

❖ DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales, multiplicamos el desplazamiento resultante por 0.75 R (R es el factor de reducción en cada dirección del análisis), de acuerdo con la norma E.030, además, éste desplazamiento no deberá exceder 0.010 la altura de entrepiso de 2.63 m. (0.010 por ser de acero) ó 2.63 cm, así tenemos:

Carga Sísmica en la dirección X-X.

NIVEL	UX	Diferencia de UX	Desplazamiento Lateral	Entrepiso	Diferencia de Entrepiso	Desplazamiento Lateral Relativo Admisible	Condición
1 ^o	0.003	0.003	0.01575	3.65	3.65	0.00432	OK
2 ^o	0.006	0.003	0.01575	6.28	2.63	0.00599	OK
3 ^o	0.010	0.004	0.02100	8.91	2.63	0.00798	OK
4 ^o	0.013	0.003	0.01575	11.54	2.63	0.00599	OK
5 ^o	0.016	0.003	0.01575	14.17	2.63	0.00599	OK
Techo	0.019	0.003	0.01575	16.8	2.63	0.00599	OK

Tabla 53 Desplazamiento Sísmico en X, en el sentido X-X en EA

NIVEL	UY	Diferencia de UY	Desplazamiento Lateral	Entrepiso	Diferencia de Entrepiso	Desplazamiento Lateral Relativo Admisible	Condición
1 ^{ro}	2.85E-05	2.85E-05	0.000150	3.65	3.65	0.00004	OK
2 ^{do}	7.28E-05	4.43E-05	0.000232	6.28	2.63	0.00009	OK
3 ^{ro}	0.000132	5.92E-05	0.000311	8.91	2.63	0.00012	OK
4 ^{to}	0.000196	6.43E-05	0.000338	11.54	2.63	0.00013	OK
5 ^{to}	0.000262	6.59E-05	0.000346	14.17	2.63	0.00013	OK
Techo	0.000323	6.08E-05	0.000319	16.8	2.63	0.00012	OK

Tabla 54 Desplazamiento Sísmico en X, en el sentido Y-Y en EA

Carga Sísmica en la dirección Y-Y.

NIVEL	UX	Diferencia de UX	Desplazamiento Lateral	Entrepiso	Diferencia de Entrepiso	Desplazamiento Lateral Relativo Admisible	Condición
1 ^{ro}	-2.7E-05	-2.7E-05	-0.00014	3.65	3.65	-0.00004	OK
2 ^{do}	0.000284	0.000311	0.001631	6.28	2.63	0.00062	OK
3 ^{ro}	0.000458	0.000175	0.000917	8.91	2.63	0.00035	OK
4 ^{to}	0.001	0.000542	0.002843	11.54	2.63	0.00108	OK
5 ^{to}	0.001	0	0	14.17	2.63	0	OK
Techo	0.001	0	0	16.8	2.63	0	OK

Tabla 55 Desplazamiento Sísmico en Y, en el sentido X-X en EA

NIVEL	UX	Diferencia de UX	Desplazamiento Lateral	Entrepiso	Diferencia de Entrepiso	Desplazamiento Lateral Relativo Admisible	Condición
1 ^{ro}	0.003	0.003	0.01575	3.65	3.65	0.00432	OK
2 ^{do}	0.006	0.003	0.01575	6.28	2.63	0.00599	OK
3 ^{ro}	0.009	0.003	0.01575	8.91	2.63	0.00599	OK
4 ^{to}	0.012	0.003	0.01575	11.54	2.63	0.00599	OK
5 ^{to}	0.015	0.003	0.01575	14.17	2.63	0.00599	OK
Techo	0.017	0.002	0.0105	16.8	2.63	0.00399	OK

Tabla 56 Desplazamiento Sísmico en Y, en el sentido Y-Y en EA

Por lo tanto, podemos observar que ningún desplazamiento es mayor a 0.010 (límite de desplazamientos de entrepiso para estructura en acero).

3.2.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

3.2.7.1. LOSA ALIGERADA.

Se tiene una luz de 4.85 mts.

$$H=Luz/25$$

$$H=4.85/25 = 19.4 \text{ cm}$$

$$H= 20 \text{ cm}$$

El espesor de la losa será de 20 cm, con un espesor del ladrillo de 15 cm

3.2.7.2. VIGAS.

Viga Principal

Para una luz de 4.85m

Peralte entre $485/10$ y $485/12$, cuyos resultados son: 48.5 y 40.42 respectivamente, entonces el peralte será de 45 cm.

Para la base entre $450/2$ y $450*2/3$, cuyos resultados son: 22.50 y 30, entonces la base será de 25 cm.

Viga Secundaria

Para una luz de 4.90m

Peralte entre $490/10$ y $490/12$, cuyos resultados son, 49 y 40.83 respectivamente, entonces el peralte será de 45 cm.

Para la base entre $450/2$ y $450*2/3$, cuyos resultados son: 22.50 y 30, entonces la base será de 25 cm.

3.2.7.3. COLUMNAS.

Las columnas al ser sometidas a cargas axiales y momento flector, tienen que ser dimensionados considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente en dimensionamiento.

Columnas Centradas.

$$\text{Area de Columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'_c}$$

$$P(\text{servicio}) = PxAxN$$

P = 1000 kg/m²; Según Norma E.030

A = Área critica = 24.58 m²

N = 6

$$P(\text{servicio}) = 1000 * 24.58 * 6 = 145380 \text{ kg}$$

$$\text{Area de Columna} = \frac{145,380}{0.45 * 240} = 1365.55 \text{ cm}^2$$

Columna Tipo1 = 30cm x 50cm

Columnas Excéntricas y Esquinadas.

$$\text{Area de Columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'_c}$$

$$P(\text{servicio}) = PxAxN$$

P = 1000 kg/m²; Según Norma E.030

A = Área critica = 10.90 m²

N = 6

$$P(\text{servicio}) = 1000 * 10.90 * 6 = 65400 \text{ kg}$$

$$\text{Area de Columna} = \frac{65400}{0.35 * 240} = 778.57 \text{ cm}^2$$

Columna Tipo2 y Tipo3 = 30cm x 30cm

3.2.7.4. PLACAS.

La Norma E.060 Concreto Armado indica que el ancho mínimo de los muros debe ser de 10 cm.

Para predimensionar los muros se pueden utilizar un método aproximado, el cual consiste en calcular las fuerzas cortantes en la base con el método establecido en la Norma E.060.

3.2.7.5. ESCALERA.

En base al RNE la escalera principal del edificio será dimensionada de la siguiente manera:

En cada tramo de escalera, los pasos y los contrapasos serán uniformes, debiendo cumplir con la regla de 2 contrapasos + 1 paso debe tener entre 0,60 m y 0,64 m, con un mínimo de 0,25 m para los pasos y un máximo de 0,18 m para los contrapasos, medido entre las proyecciones verticales de dos bordes contiguos.

$$\# \text{ContraPasos} = 15$$

$$\text{Cpaso} = \text{AlturaEntrePiso} / \# \text{ContraPaso} = 2.63/15$$

$$\text{Cpaso} = 17.53\text{cm}, \text{ entonces } \text{Cpaso} = 18 \text{ cm}$$

$$\# \text{Paso} = 5$$

$$\text{Paso} = \text{TramoInclinado} / \# \text{Paso} = 1.25/5$$

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

$$60\text{cm} \leq 2C + P \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 61\text{cm} \leq 64\text{cm}$$

La garganta de la escalera se obtiene según las recomendaciones prácticas como 1/25 de la escalera.

$$t = \text{AlturaEntrePiso} / 25 = 2.63/25 = 0.11$$

$$t = 15 \text{ cm}$$

3.2.8. DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.

3.2.8.1. DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA.

Metrados de Carga

Carga Muerta (D).

Peso propio: $485 \text{ kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 194 \text{ kg/m}$

Piso Terminado: $100 \text{ kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 40 \text{ kg/m}$

Tabiquería: $100 \text{ kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 40 \text{ kg/m}$

Carga Muerta = 274 kg/m

Carga Viva (L).

Sobre Carga S/C = $200 \text{ kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 80 \text{ kg/m}$

Carga Viva = 80 kg/m

Carga Última (Wu).

$W_u = 1.2D + 1.6L$

$W_u = 1.2 \times 274 \text{ kg/m} + 1.6 \times 80 \text{ kg/m} = 456.8 \text{ kg/m}$

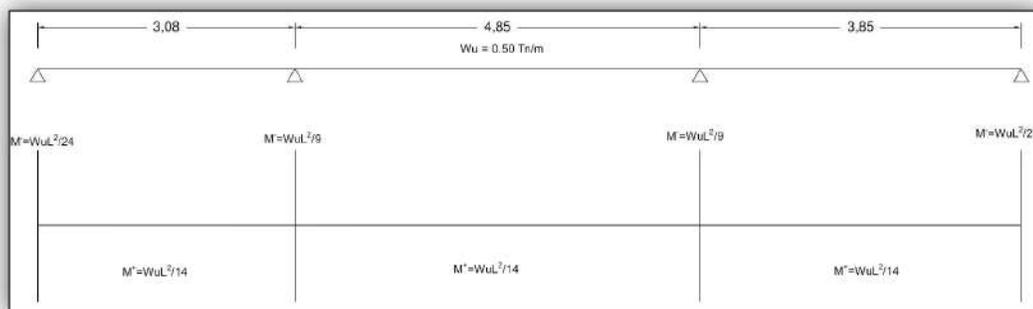


Fig. 25 Diagrama de Momentos en Losa Aligerada

Calculamos el Momento Ultimo (Mu)

Extremo Izquierdo

$$Mu = \frac{WuL^2}{24} = \frac{0.50 * 3.08^2}{24} = 0.20Tn - m$$

Primer apoyo

$$Mu = \frac{WuL^2}{9} = \frac{0.50 * 3.965^2}{9} = 0.87Tn - m$$

Segundo apoyo

$$Mu = \frac{WuL^2}{9} = \frac{0.50 * 4.35^2}{9} = 1.05Tn - m$$

Extremo derecho

$$Mu = \frac{WuL^2}{24} = \frac{0.50 * 3.85^2}{24} = 0.31Tn - m$$

Primer tramo

$$Mu = \frac{WuL^2}{14} = \frac{0.50 * 3.08^2}{14} = 0.34Tn - m$$

Segundo tramo

$$Mu = \frac{WuL^2}{14} = \frac{0.50 * 4.85^2}{14} = 0.84Tn - m$$

Tercer tramo

$$Mu = \frac{WuL^2}{14} = \frac{0.50 * 3.85^2}{14} = 0.53Tn - m$$

Calculamos el Momento Nominal (Mn)

$$Mn = \frac{Mu}{\phi}; \phi = 0.90$$

Extremo Izquierdo = 0.22 Tn-m

Primer Apoyo = 0.97 Tn-m

Segundo Apoyo = 1.17 Tn-m

Extremo Derecho = 0.34 Tn-m

Primer Tramo = 0.38 Tn-m

Segundo Tramo = 0.93 Tn-m

Tercer Tramo = 0.59 Tn-m

Calculo de Acero Central (-)

$M_n = 1.17 \text{ Tn-m}$

$d = 17 \text{ cm}$

$b = 10 \text{ cm}$

Asumir $a = 4.30 \text{ cm}$

$$\text{Calcular } A_s = \frac{M_n}{F_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$A_s = 1.88 \text{ cm}^2$

Verificando a

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F_c * b} = 4.42 \text{ cm OK}$$

Entonces $1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8' = 1.98 \text{ cm}^2$

Calculo del Acero Positivo (+)

$M_n = 0.93 \text{ Tn-m}$

$d = 17 \text{ cm}$

$b = 10 \text{ cm}$

Asumir $a = 3.50 \text{ cm}$

$$\text{Calcular } As = \frac{Mn}{Fy * (d - \frac{a}{2})}$$

$$As = 1.45 \text{ cm}^2$$

Verificando a

$$a = \frac{As * Fy}{0.85 * Fc * b} = 3.41 \text{ cm OK}$$

$$\text{Entonces } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8' = 1.98 \text{ cm}^2$$

Calculo del Acero en los apoyos extremos

$$Mn = 0.34 \text{ Tn-m}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

Asumir $a = 1.20 \text{ cm}$

$$\text{Calcular } As = \frac{Mn}{Fy * (d - \frac{a}{2})}$$

$$As = 0.49 \text{ cm}^2$$

Verificando a

$$a = \frac{As * Fy}{0.85 * Fc * b} = 1.15 \text{ cm OK}$$

$$\text{Entonces } 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8' = 0.71 \text{ cm}^2$$

Verificando acero mínimo

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 17\text{cm}$$

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ Ok}$$

Verificando acero máximo

$$C = \frac{3}{8} * d = 6.38\text{cm}$$

$$a = \beta_1 * C = 5.42 \text{ cm}$$

$$A_{smax} = \frac{0.85 * f_c * a * b}{f_y} = 2.30\text{cm}^2 \text{ Ok}$$

Calculo de acero de temperatura

$$A_s = 0.0018 * b * t = 0.90\text{cm}^2$$

Entonces 3 Ø ¼'

La máxima separación de varillas es 5 veces el espesor del concreto, entonces
 $5 * 5 = 25 \text{ cm}$

Ø ¼'@25cm

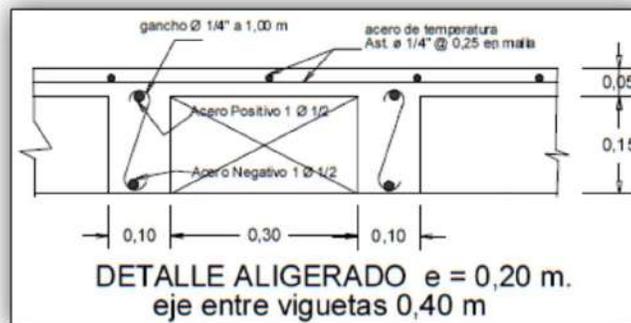


Fig. 26 Diseño de Losa Aligerada

3.2.8.2. DISEÑO DE VIGA.

Son los elementos estructurales que transmiten las cargas de las losas hacia las columnas o muros. Esta acción da como resultado la presencia de momentos flectores y fuerzas cortantes a lo largo de la longitud de la viga. Generalmente las vigas forman parte de los denominados ejes de la estructura, teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones. El conjunto formado por las vigas y las columnas recibe el nombre de pórticos. Las vigas se diseñan para resistir esfuerzos por flexión y por cortante considerando cargas de gravedad, muerta y viva, aplicadas en ellas, y las cargas de sismo que éstas absorben.

DISEÑO POR FLEXION.

Debido a que todas las vigas, tanto peraltadas y chatas, de la estructura son de sección transversal del tipo rectangular, el diseño se hizo siguiendo los lineamientos para el diseño de este tipo de secciones.

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2}; Ku = \phi f'_c \omega (1 - 0.59\omega)$$
$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}; \rho = \frac{As}{bd}$$

DISEÑO POR CORTE.

La capacidad en corte de las vigas viene dada por la suma del aporte del concreto más el aporte del refuerzo transversal (estribos). Se considera que la fuerza cortante última en la sección crítica está ubicada a una distancia "d", medida desde la cara del apoyo.

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

DEFLEXIONES.

Según la Norma Peruana E.060 será posible obviar el cálculo de las deflexiones del elemento estructural, en este caso las vigas peraltadas, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$h \geq \frac{L}{16}$$

CORTE DEL ACERO DE REFUERZO.

El acero de refuerzo se deberá cortar, con el fin de tener un diseño económico, en las zonas donde ya no sea necesario, obteniéndose de esta manera los denominados bastones. Estos tendrán una determinada dimensión de acuerdo a su longitud de anclaje. Para el corte del acero de refuerzo, se siguió lo dictado por la Norma Peruana de Concreto Armado E.060.

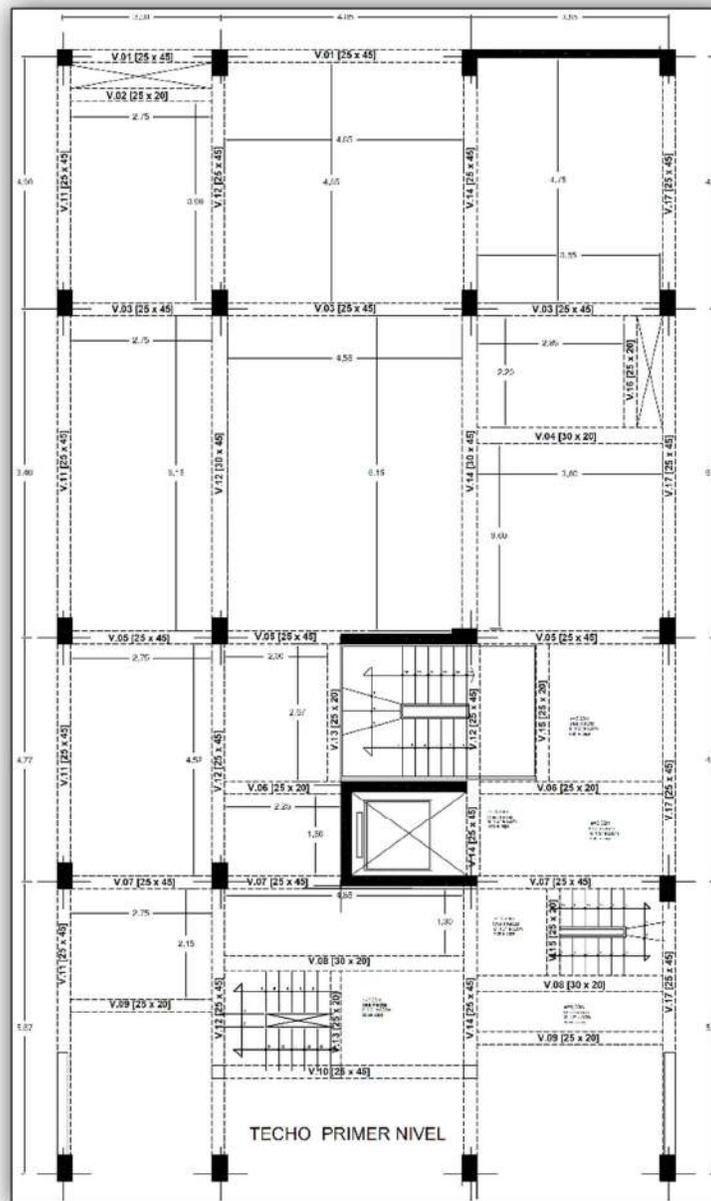


Fig. 27 Vigas del Primer Nivel

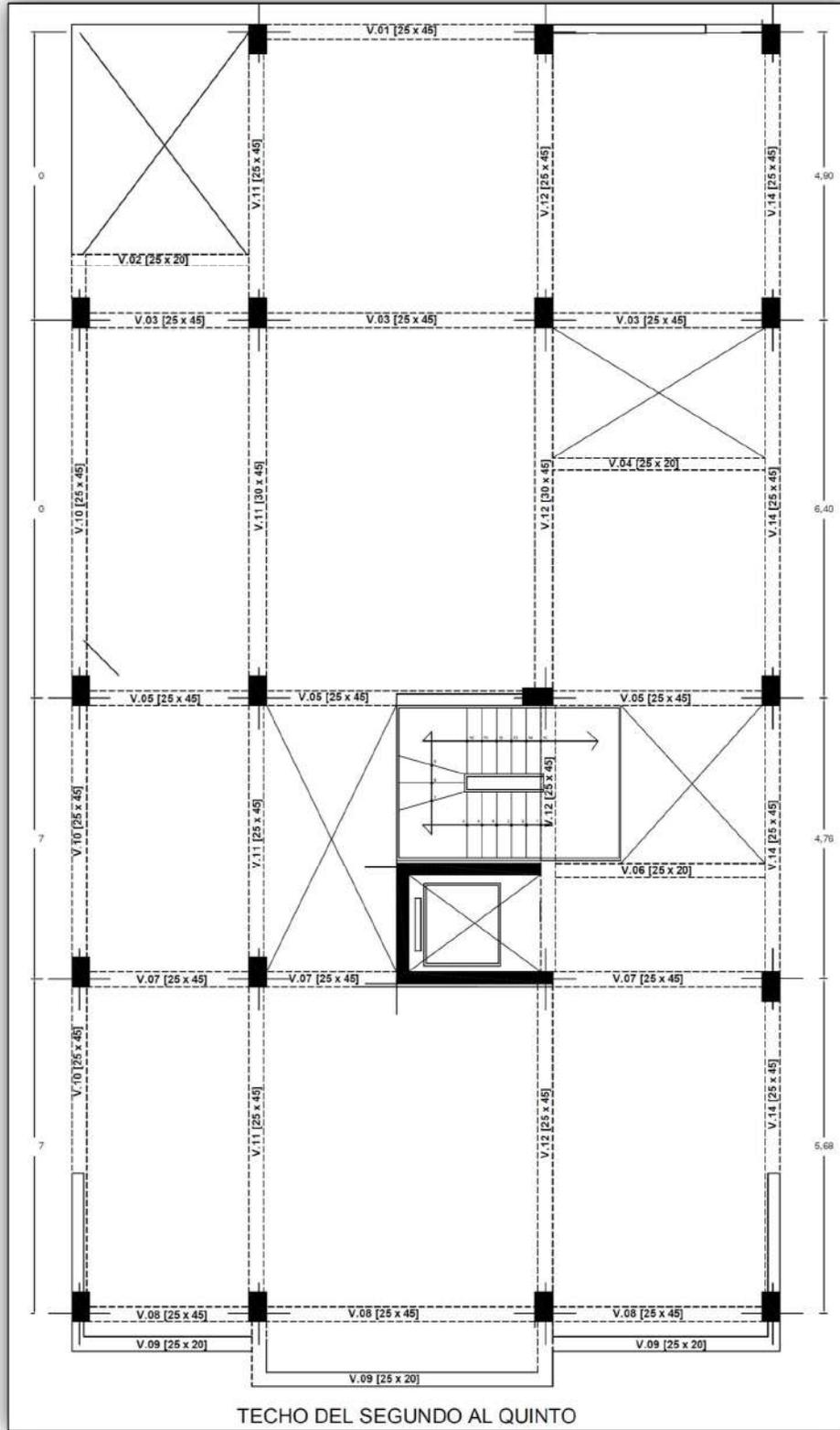


Fig. 28 Vigas del Segundo al Quinto nivel

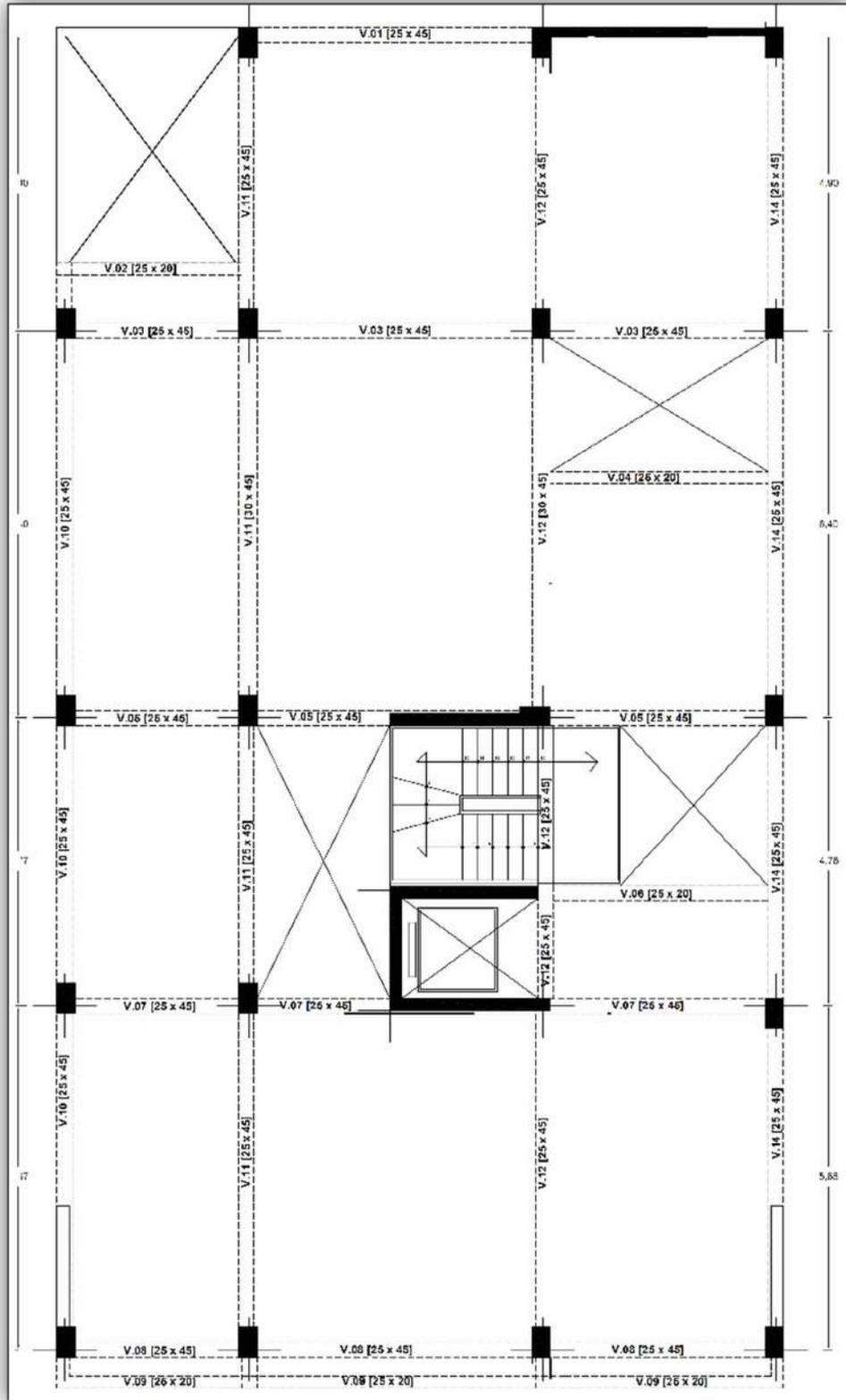


Fig. 29 Vigas del Techo

Se tiene el diseño de las vigas principales y secundarias, a continuación.

Sección (cm)	Acero Superior	Acero Inferior	Estribos (cm)
25x45	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"	\emptyset 3/8" 1 a 0.05, 8 a 0.10, 1 a 0.15, R a 0.25
25x20	2 \emptyset 1/2"	2 \emptyset 1/2"	\emptyset 3/8" 1 a 0.05, R a 0.10
30x20	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"	\emptyset 3/8" 1 a 0.05, R a 0.10
30x45	3 \emptyset 5/8" + 2 \emptyset 3/4"	4 \emptyset 5/8"	\emptyset 3/8" 1 a 0.05, 8 a 0.10, 1 a 0.15, R a 0.25

Tabla 57 Detalle Diseño de Vigas

3.2.8.3. DISEÑO DE COLUMNA.

Las columnas son elementos estructurales utilizados primordialmente para soportar cargas de compresión. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso de la estructura completa. En términos económicos y de pérdidas humanas, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Es por esto que se debe tener un cuidado extremo en el diseño de las columnas, que deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas o que cualquier otro elemento estructural horizontal, especialmente porque las fallas de compresión poseen muy poca advertencia visual, lo que también se denomina falla frágil. En el diseño de las columnas se considera que los momentos flectores y las cargas axiales actúan simultáneamente. A este efecto se le denomina flexocompresión. Se asumen las mismas hipótesis del diseño por flexión teniendo presente un problema adicional, la esbeltez del elemento.

ESBELTEZ DE LA COLUMNA.

La esbeltez de las columnas se evalúa utilizando un factor de corrección denominado δ , el cual se subdivide en δ_1 y δ_g . El primero (δ_1), corrige el momento debido a cargas de gravedad, mientras que el segundo (δ_g), corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos producidos generalmente por los sismos.

Por lo tanto, de acuerdo a la Norma los momentos de diseño vienen dados por la siguiente expresión:

$$M_c = \delta_1 * M_{uV} + \delta_g * M_{us}$$

M_{uV} = Momento debido a cargas verticales amplificadas.

M_{us} = Momento debido a cargas de sismo amplificadas

δ_1 = Factor de corrección por esbeltez local.

δg = Factor de corrección por esbeltez global.

EFFECTO LOCAL DE ESBELTEZ.

El factor $\delta 1$ se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\delta 1 = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{\phi Pc}} \geq 1$$

Pu = Carga amplificada sobre la columna

ϕ = Factor de reducción de resistencia ($\phi=0.7$)

Pc = Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler) Cm = Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

Según la norma los efectos locales de esbeltez se pueden despreciar si se cumple que:

$$\frac{Ln}{r} < 34 - 12 * \frac{M1}{M2}$$

Ln = Luz libre de la columna en la dirección analizada

r = Radio de giro de la sección transversal $\sqrt{\frac{I}{A}}$

$M1$ = Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna, es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

$M2$ = Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

EFFECTO LOCAL DE ESBELTEZ.

El factor δ_1 se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_1 = \frac{1}{1 - Q} = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\phi \sum Pc}}$$

El factor Q representa al índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante:

$$Q = \frac{(\sum Pu) * u}{Vu * h}$$

$\sum Pu$ = Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u = Deformación relativa de entrepiso.

Vu = Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales.

h = Altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar.

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.

El diseño se hace por flexocompresión y por corte considerando las cargas amplificadas mediante las combinaciones.

Para diseñar las columnas por flexocompresión se construyó un diagrama de interacción para cada una de ellas.

DISEÑO POR CORTE.

Una vez que se ha diseñado por flexocompresión se procede a diseñar por corte y se debe verificar que haya más resistencia por corte para lo cual la fuerza cortante última se calculará en base a los momentos nominales (M_n) en los extremos de la

luz libre correspondiente a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible según las combinaciones.

Para el cálculo del cortante de diseño se utilizó la siguiente fórmula:

$$V_u = \frac{M_{nsup} + M_{ninf}}{l_n}$$

Donde " M_{ninf} " y " M_{nsup} " son los momentos nominales inferior y superior en los extremos de la altura libre " l_n " del elemento.

Según la Norma existe una limitación en cuanto al cortante máximo que pueda actuar en una sección:

$$V_{umax} = 2.6 * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Si V_u excede de V_{umax} , será necesario incrementar la resistencia del concreto f'_c , cambiar las dimensiones de la sección. Esta limitación es para evitar la falla del concreto comprimido antes de que se inicie la fluencia de los estribos.

La contribución del concreto para miembros sujetos adicionalmente a compresión axial será:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + \frac{0.0071N_u}{A_g}\right)$$

N_u = Es la carga axial última y se expresa en kg.

A_g = Es el área bruta de la sección expresada en cm².

La contribución en la resistencia aportada por el refuerzo transversal (V_s) se calcula la misma forma que del diseño de vigas, es decir:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Se tendrá un espaciamiento de:

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs}$$

REQUISITOS SÍSMICOS DE ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS.

En ambos extremos de la columna existirá una zona de confinamiento "lo" medida desde la cara del nudo, la cual no será menor que:

- Un sexto de la luz libre.
- 45 cm.
- La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.

Los estribos que se encuentren dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento "s" que no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder de:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- La menor dimensión del elemento.
- 30 cm.

Dentro del nudo el espaciamiento mínimo deberá ser igual a:

$$S \leq \frac{Av * fy}{7 * b}$$

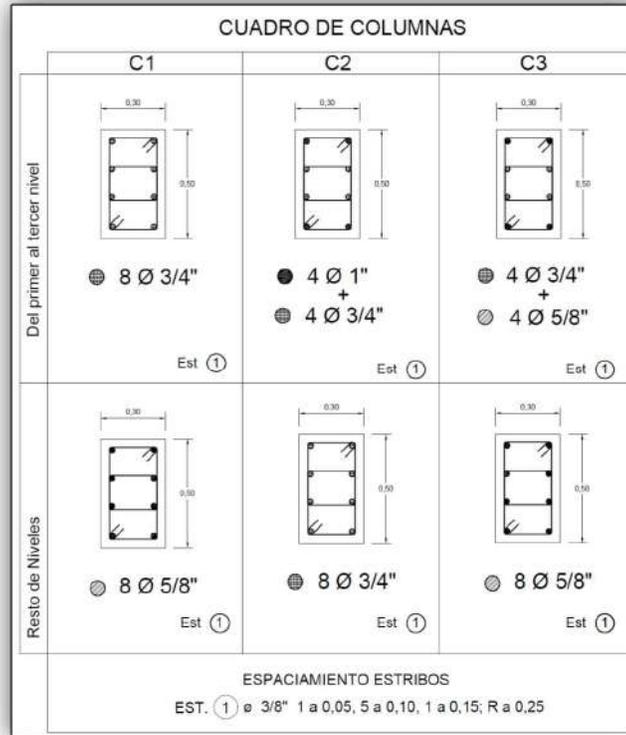


Fig. 31 Diseño de Columnas

3.2.8.4. DISEÑO DE PLACA.

Los muros de corte, o placas, son aquellos elementos estructurales capaces de resistir tanto cargas axiales como cargas laterales. El procedimiento de diseño es similar al seguido para una columna, con la particularidad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes momentos y cortantes producidos por las fuerzas de sismo. Los muros de corte se diseñaron tanto por flexocompresión como por corte, siguiendo los mismos procedimientos que los realizados en el diseño de columnas. Para poder aplicar los lineamientos establecidos para flexocompresión al diseño de las placas estas deben ser consideradas como muros esbeltos. Es decir, la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1 ($H / L > 1$).

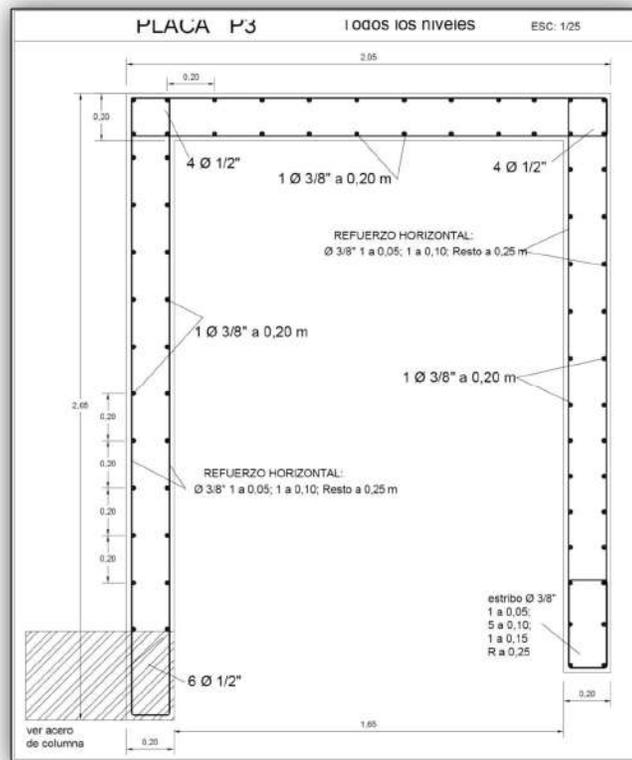


Fig. 32 Diseño de la Placa

3.2.8.5. DISEÑO DE LA ESCALERA.

Es el elemento estructural que conectan los diferentes pisos de una edificación y que trabajan generalmente como losas armadas en una dirección. Las escaleras tienen pasos y contrapasos y luego la losa propiamente dicha; cuyo peralte recibe el nombre de garganta. Los pasos en la mayoría de los casos son de 25 cm., aun cuando en escaleras importantes y públicas es mejor trabajar con pasos de 27 ó 30 cm. Los contrapasos varían entre 17 y 18 cm. En nuestro caso las escaleras tendrán las siguientes características:

Pasos = 25.0 cm.

Contrapasos = 18.0. cm.

Garganta = 15.0 cm.

Ancho = 1.20 m.

METRADO DE CARGAS.

El peso propio de la escalera se calcula de la siguiente manera:

$$W_{pp} = \gamma_{concreto} \left[\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

$$W_{pp} = 2.4 \left[\frac{0.18}{2} + 0.15 * \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25}\right)^2} \right]$$

$$W_{pp} = 0.66 \text{ tn/m}^2 \times 1\text{m}$$

Finalmente estas son las cargas actuantes en la escalera:

Peso Propio = 0.66 tn/m²x1m

Piso Terminado = 0.10 tn/m²x1m

Total = 0.76 tn/m²x1m

Sobrecargar = $0.40 \text{ tn}/\text{m}^2 \times 1\text{m}$

Por lo tanto, la carga última en las escaleras para un ancho de 1.20 m. será:

$$W_u = 1.5C_m + 1.8C_v = 1.5 * 0.76 + 1.8 * 0.40$$

$$W_u = 1.86 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} * 1.20\text{m} = 2.232 \text{ tn}/\text{m}$$

DISEÑO POR FLEXION.

Momento Positivo

$$Mu^+ = \frac{W_u * l^2}{8}$$

Momento Negativo

$$Mu^- = \frac{W_u * l^2}{24}$$

Finalmente tenemos el siguiente diseño de la escalera:

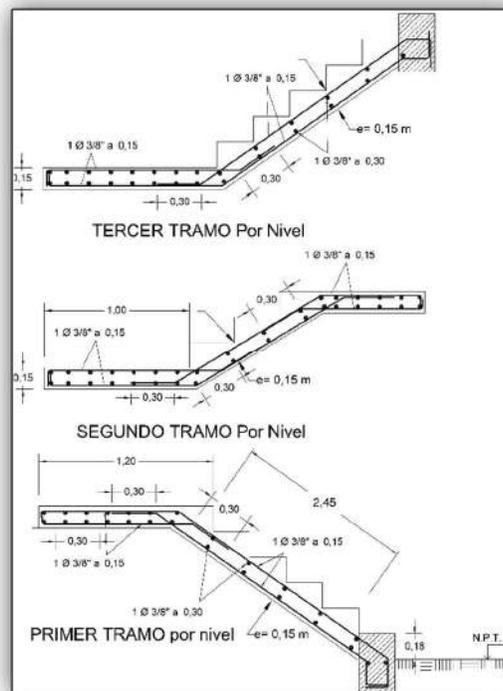


Fig. 33 Diseño de la Escalera Principal

3.2.9. DISEÑO EN ACERO.

3.2.9.1. DISEÑO DE LOSA.

Dado que utilizaremos una losa colaborante, el principal parámetro será la longitud del paño. El peralte de la losa se obtiene a través de las tablas de los distintos proveedores presentes en el mercado, en nuestro caso usamos losas colaborante de Acero Deck.

Otro factor a considerar es la sobrecarga admisible.

Sobrecarga según RNE Norma E.020 es de 200kg/m^2 .

Para una luz = 4.85 mts

A continuación mostramos las características de la losa seleccionada.



Fig. 34 Especificaciones Técnicas de Placa Colaborante
Fuente: Manual Técnico de Acero Deck



Fig. 35 Detalle de Acero Deck
Fuente: Manual Técnico de Acero Deck

Calibre gage	L Luz libre (ml)	T = Espesor de losa (cm)						
		14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00
22	2.75	816	910	1,005	1,099	1,193	1,267	1,382
	3.00	614	717	793	870	946	1,022	1,099
	3.25	504	567	629	691	754	816	878
	3.50	396	447	498	550	601	652	704
	3.75	308	351	393	436	478	520	563
	4.00	237	272	307	342	377	412	447
	4.25	-	207	236	265	294	323	352
	4.50	-	-	-	200	224	248	272
20	4.75	-	-	-	-	-	184	204
	2.75	1,016	1,133	1,250	1,367	1,483	1,600	1,717
	3.00	809	904	999	1,094	1,190	1,285	1,380
	3.25	647	726	804	883	961	1,039	1,118
	3.50	519	584	649	714	780	845	910
	3.75	446	470	524	579	633	688	742
	4.00	331	377	422	468	514	559	605
	4.25	261	299	338	376	414	453	491
	4.50	-	234	267	299	331	364	396
	4.75	-	-	-	234	261	288	315
5.00	-	-	-	-	201	223	246	

Fig. 36 Sobrecarga Admisible (kg/m^2) con Concreto en Placa Colaborante
Fuente: Manual Técnico de Acero Deck

Para la luz máxima de 5.00 mts, mayor a la luz de diseño y para una sobrecarga de 201 kg/m^2 , mayor a 200 kg/m^2 requeridos obtenemos un espesor de $t= 18 \text{ cm}$ para una Gage de 20.

3.2.9.2. DISEÑO DE VIGAS.

Para realizar el diseño de Vigas, se tomó como referencia las especificaciones del Manual de Construcción de Acero según el AISC (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION), siguiendo el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), y también se tuvo en cuenta la RNE – E.090 (Estructuras Metálicas).

3.2.9.2.1 ANÁLISIS DE CARGAS UNITARIAS.

PRIMER NIVEL	
CARGAR MUERTAS	Kg/m ²
LOSACERO, capa de compresión h=6.00 cm ²	276
Divisiones Interiores (Placa de Yeso) ³	12
Muros exteriores (Fibrocemento) ⁴	60
Σ	348
CARGA VIVA	
Vivienda (NORMA E.030)	200
Oficinas (NORMA E.030)	250
Σ	450

Tabla 58 Cargas en el Primer Nivel - Viga Acero

SEGUNDO AL CUARTO NIVEL	
CARGAR MUERTAS	Kg/m ²
LOSACERO, capa de compresión h=6.00 cm	276
Divisiones Interiores (Placa de Yeso)	12
Muros exteriores (Fibrocemento)	60
Σ	348
CARGA VIVA	
Vivienda (NORMA E.030)	250
Σ	250

Tabla 59 Cargas entre el Segundo al Cuarto Nivel - Viga Acero

QUINTO NIVEL	
CARGAR MUERTAS	Kg/m ²
LOSACERO, capa de compresión h=6.00 cm	276
Divisiones Interiores (Placa de Yeso)	12
Muros exteriores (Fibrocemento)	60
Σ	348
CARGA VIVA	
Vivienda (NORMA E.030)	250
Techos (NORMA E.030)	100
Σ	350

Tabla 60 Tabla Cargas entre el Segundo al Cuarto Nivel - Viga Acero

² Según "Diaphragm Design Manual Third Edition"

³ Según "<http://www.gyplac.pe/images/articulos/pdf/ficha-tecnica-gyplac-st-rh-rf.pdf>"

⁴ Nota Técnica Agosto 2002 Nro. 28 Propiedades Mecánicas Eternit - Fabrica Peruana Eternit S.A.

3.2.9.2.2 PREDIMENSIONAMIENTO.

Se toma como ejemplo la viga más crítica, para cálculos matemáticos del pórtico principal.

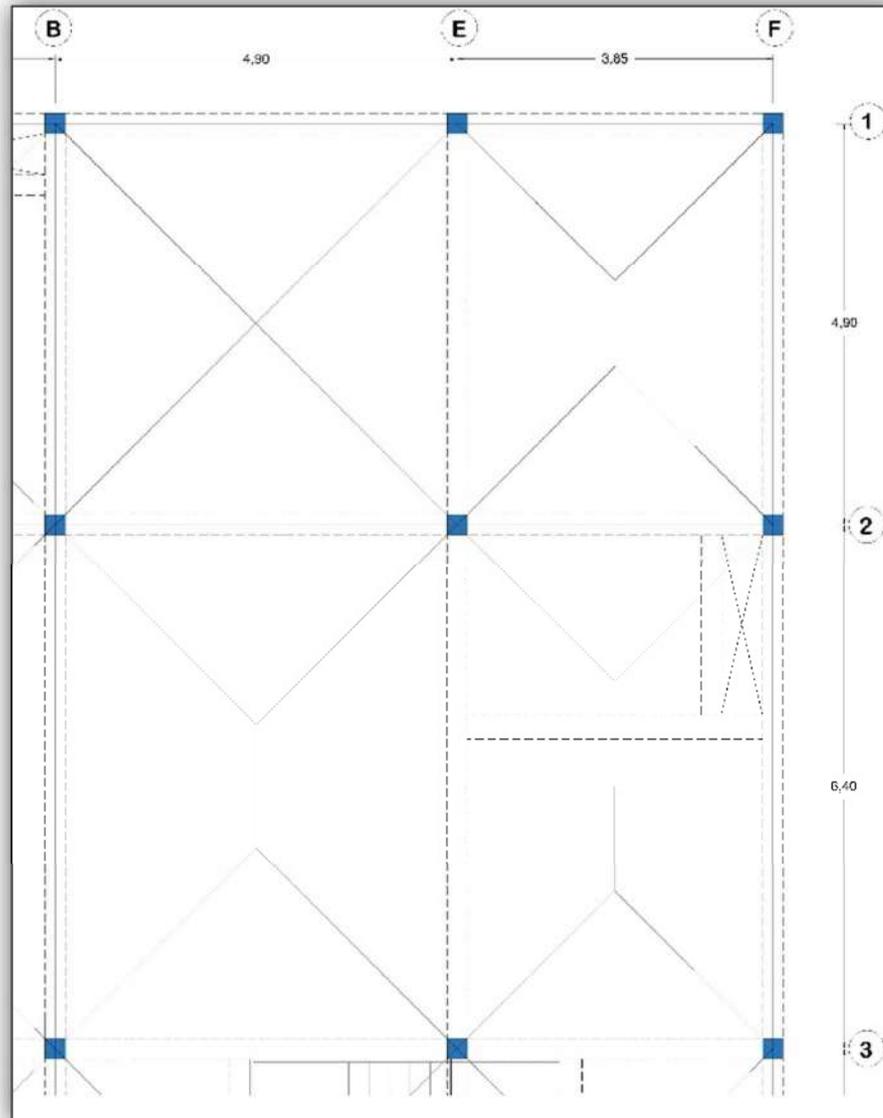


Fig. 37 Viga Crítica - Acero

Datos:

Viga en el eje 2, tramo B – E

Luz (L) = 4.90 m

$$Carga Muerta = 348 \text{ kg/m}^2$$

$$Carga Viva = 250 \text{ kg/m}^2$$

Por áreas tributarias:

$$C. Muerta Total (W_m) = \frac{348 \text{ kg/m}^2 * 4.90 \text{ m} * 2}{3}$$

$$C. Muerta Total (W_m) = 1136.80 \text{ kg/m}$$

$$C. Viva Total (W_v) = \frac{250 \text{ kg/m}^2 * 4.90 \text{ m} * 2}{3}$$

$$C. Viva Total (W_v) = 816.67 \text{ kg/m}$$

Utilizando los factores de carga del método LRFD, tenemos:

$$W_u = 1.2W_m + 1.6W_v$$

$$W_u = 1.2 * 1136.80 \text{ kg/m} + 1.6 * 816.67 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 2670.83 \text{ kg/m}$$

Calculando el Momento Ultimo:

$$M_u = \frac{W_u * L^2}{8} = 8015.83 \text{ kg} - m$$

Obteniendo el diseño preliminar de la viga utilizando acero A-36 tenemos:

$$Z_x = \frac{M_u}{\phi * F_y} = \frac{8015.83 * 100 \text{ kg} - cm}{0.90 * 2530 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Z_x = 352.03 \text{ cm}^3$$

Seleccionamos el perfil según las tablas del AISC

3.2.9.2.3 DISEÑO DE LA VIGA.

Obteniendo la sección de menos peso y cumpliendo el Modulo de sección plástico Z_x obtenemos:

Sección W10 in X 19 lb/ft, equivalente a:

Sección W260 mm X 31.10 kg/m, con un módulo de sección plástico $Z_x = 370 \text{ cm}^3$; cumpliendo satisfactoriamente el requerido.

Se verifica el perfil seleccionado por el método LRFD:

DATOS			
Carga Muerta (W_m)	=	1136.80	Kg/m
Carga Viva (W_v)	=	816.67	Kg/m
Longitud de la Viga (L)	=	4.90	m
Fy (A36)	=	2530.00	kg/cm ²
	=	36.00	ksi
E (A36)	=	2100000.00	kg/cm ²

Tabla 62 Datos para Diseño de Viga en Acero

OBTENCION DE ELEMENTOS			
CARGA ULTIMA (W_u)	=	2670.83	kg/m
Momento Máximo (M_{max})	=	8015.82	kg-m
Cortante Máximo (V_u)	=	6543.53	kg

Tabla 63 Obtención de Elementos en Viga de Acero

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA			
Módulo de Sección Z_x	=	352.03	cm ³

Tabla 64 Predimensionamiento de Viga en Acero

REVISION DE LA SECCION PROPUESTA			
Sección Propuesta	W 10x19	in x lb/ft	
	W 260x31.10	mm x kg/m	
d	=	26.00	cm
h	=	24.00	cm
tf	=	1.00	cm
tw	=	0.80	cm
Ix	=	4110.00	cm ⁴
Sx	=	316.00	cm ³
Zx	=	370.00	cm ³
Calculo del Momento Resultante			
Mp	=	936100.00	Kg-cm
Mp, debe ser menor que	=	1199220.00	Kg-cm OK
Momento Ultimo (Mu)	=	842490.00	Kg-cm
Eficiencia de la Sección	=	95.14%	
Revisión por Cortante			
h/tw	=	30.00	
Debe ser menor			
418/vfy	=	69.67	OK
Aw	=	19.2	cm ²
Vn	=	26231.04	Kg
Revisión por Cortante	=	Vn >= Vu	OK
REVISION POR FLECHA			
Flecha Permisible	=	2.54	cm
Flecha Actuante	=	2.32	cm
Revisión por flecha	=	Fa <= Fp	OK

Tabla 65 Comprobación del Perfil Propuesto - Viga de Acero

Luego del cálculo matemático, se tiene las vigas en el nivel 1 (Sótano)

Pórtico Principal	Tramo	Longitud m	CM kg/m ²	CV kg/m ²	CMT kg/m	CVT kg/m	Carga kg/m	Mmax kg-cm	Zx cm ³
Eje 1	A-B	3.00	348.00	450.00	348.00	450.00	1137.60	127980.00	56.21
	B-E	4.90	348.00	450.00	568.40	735.00	1858.08	557656.26	244.91
	E-F	3.85	348.00	450.00	446.60	577.50	1459.92	270495.80	118.79
Eje 2	A-B	3.00	348.00	450.00	696.00	900.00	2275.20	255960.00	112.41
	B-E	4.90	348.00	450.00	1136.80	1470.00	3716.16	1115312.52	489.82
	E-F	3.85	348.00	450.00	893.20	1155.00	2919.84	540991.61	237.59
Eje 3	A-B	3.00	348.00	450.00	696.00	900.00	2275.20	255960.00	112.41
	B-E	4.90	348.00	450.00	1151.68	1489.24	3764.80	1129911.22	496.23
	E-F	3.85	348.00	450.00	893.20	1155.00	2919.84	540991.61	237.59
Eje 4	A-B	3.00	348.00	450.00	696.00	900.00	2275.20	255960.00	112.41
	B-E	4.90	348.00	450.00	1151.68	1470.00	3734.02	1120671.54	492.17
	E-F	3.85	348.00	450.00	893.20	1155.00	2919.84	540991.61	237.59

Tabla 66 Diseño de Vigas Principales en Acero, Nivel 1`

Pórtico Secundario	Tramo	Longitud m	CM kg/m ²	CV kg/m ²	CMT kg/m	CVT kg/m	Carga kg/m	Mmax kg-cm	Zx cm ³	
Eje A	1-2	4.90	348.00	450.00	746.07	964.74	2438.88	731967.39	321.46	
	2-3	6.40	348.00	450.00	1032.04	1334.53	3373.70	1727331.84	758.60	
	3-4	4.77	348.00	450.00	720.55	931.74	2355.44	669913.68	294.21	
	4-5	5.68	348.00	450.00	896.42	1159.16	2930.36	1181756.17	519.00	
Eje B	1-2	4.90	348.00	450.00	1314.47	1699.74	4296.96	1289623.65	566.37	
	2-3	6.40	348.00	450.00	1928.05	2493.16	6302.72	3226992.00	1417.21	W10X68
	3-4	4.77	348.00	450.00	1273.87	1647.24	4164.22	1184352.20	520.14	
	4-5	5.68	348.00	450.00	1639.57	2120.13	5359.68	2161453.73	949.26	
Eje E	1-2	4.90	348.00	450.00	1245.55	1610.63	4071.66	1222006.96	536.67	
	2-3	6.40	348.00	450.00	1875.28	2424.93	6130.23	3138676.32	1378.43	
	3-4	4.77	348.00	450.00	1203.07	1555.69	3932.79	1118529.42	491.23	
	4-5	5.68	348.00	450.00	1580.11	2043.25	5165.33	2083073.56	914.83	
Eje F	1-2	4.90	348.00	450.00	677.15	875.63	2213.58	664350.70	291.77	
	2-3	6.40	348.00	450.00	979.27	1266.30	3201.20	1639016.16	719.81	
	3-4	4.77	348.00	450.00	649.75	840.19	2124.00	604090.90	265.30	
	4-5	5.68	348.00	450.00	836.96	1082.28	2736.00	1103376.01	484.57	

Tabla 67 Diseño de Vigas Secundarias en Acero, Nivel 1

Del 2do Nivel al 5to Nivel

Pórtico Principal	Tramo	Longitud m	CM kg/m ²	CV kg/m ²	CMT kg/m	CVT kg/m	Carga kg/m	Mmax kg-cm	Zx cm ³	
Eje 1	A-B	3.00	348.00	250.00	348.00	250.00	817.60	91980.00	40.40	
	B-E	4.90	348.00	250.00	568.40	408.33	1335.41	400790.93	176.02	
	E-F	3.85	348.00	250.00	446.60	320.83	1049.25	194406.97	85.38	
Eje 2	A-B	3.00	348.00	250.00	696.00	500.00	1635.20	183960.00	80.79	
	B-E	4.90	348.00	250.00	1136.80	816.67	2670.83	801581.85	352.03	W10X19
	E-F	3.85	348.00	250.00	893.20	641.67	2098.51	388813.94	170.76	
Eje 3	A-B	3.00	348.00	250.00	696.00	500.00	1635.20	183960.00	80.79	
	B-E	4.90	348.00	250.00	1151.68	827.36	2705.79	812074.03	356.64	
	E-F	3.85	348.00	250.00	893.20	641.67	2098.51	388813.94	170.76	
Eje 4	A-B	3.00	348.00	250.00	696.00	500.00	1635.20	183960.00	80.79	
	B-E	4.90	348.00	250.00	1151.68	816.67	2688.68	806940.87	354.39	
	E-F	3.85	348.00	250.00	893.20	641.67	2098.51	388813.94	170.76	
Eje 5	A-B	3.00	348.00	250.00	696.00	500.00	1635.20	183960.00	80.79	
	B-E	4.90	348.00	250.00	1136.80	816.67	2670.83	801581.85	352.03	
	E-F	3.85	348.00	250.00	893.20	641.67	2098.51	388813.94	170.76	

Tabla 68 Diseño de Vigas Principales en Acero, Nivel 2 al 5

Pórtico Secundario	Tramo	Longitud m	CM kg/m ²	CV kg/m ²	CMT kg/m	CVT kg/m	Carga kg/m	Mmax kg-cm	Zx cm ³	
Eje A	1-2	4.90	348.00	250.00	746.07	535.97	1752.83	526069.39	231.04	
	2-3	6.40	348.00	250.00	1032.04	741.41	2424.70	1241443.84	545.21	
	3-4	4.77	348.00	250.00	720.55	517.63	1692.87	481471.01	211.45	
	4-5	5.68	348.00	250.00	896.42	643.98	2106.07	849335.31	373.01	
Eje B	1-2	4.90	348.00	250.00	1314.47	944.30	3088.25	926860.32	407.05	
	2-3	6.40	348.00	250.00	1928.05	1385.09	4529.80	2319258.67	1018.56	W12X45
	3-4	4.77	348.00	250.00	1273.87	915.13	2992.85	851201.09	373.83	
	4-5	5.68	348.00	250.00	1639.57	1177.85	3852.04	1553449.87	682.24	
Eje E	1-2	4.90	348.00	250.00	1245.55	894.79	2926.33	878263.79	385.71	
	2-3	6.40	348.00	250.00	1875.28	1347.18	4405.83	2255785.65	990.68	
	3-4	4.77	348.00	250.00	1203.07	864.27	2826.52	803893.86	353.05	
	4-5	5.68	348.00	250.00	1580.11	1135.14	3712.35	1497117.57	657.50	
Eje F	1-2	4.90	348.00	250.00	677.15	486.46	1590.91	477472.86	209.69	
	2-3	6.40	348.00	250.00	979.27	703.50	2300.72	1177970.83	517.33	
	3-4	4.77	348.00	250.00	649.75	466.77	1526.54	434163.78	190.67	
	4-5	5.68	348.00	250.00	836.96	601.27	1966.38	793003.01	348.27	

Tabla 69 Diseño de Vigas Secundarias en Acero, Nivel 2 al 5

Nivel 5to (Azotea)

Pórtico Principal	Tramo	Longitud m	CM kg/m ²	CV kg/m ²	CMT kg/m	CVT kg/m	Carga kg/m	Mmax kg-cm	Zx cm ³
Eje 1	A-B	3.00	348.00	350.00	348.00	350.00	977.60	109980.00	48.30
	B-E	4.90	348.00	350.00	568.40	571.67	1596.75	479223.59	210.46
	E-F	3.85	348.00	350.00	446.60	449.17	1254.59	232451.39	102.09
Eje 2	A-B	3.00	348.00	350.00	696.00	700.00	1955.20	219960.00	96.60
	B-E	4.90	348.00	350.00	1136.80	1143.33	3193.49	958447.19	420.93
	E-F	3.85	348.00	350.00	893.20	898.33	2509.17	464902.77	204.17
Eje 3	A-B	3.00	348.00	350.00	696.00	700.00	1955.20	219960.00	96.60
	B-E	4.90	348.00	350.00	1151.68	1158.30	3235.29	970992.63	426.44
	E-F	3.85	348.00	350.00	893.20	898.33	2509.17	464902.77	204.17
Eje 4	A-B	3.00	348.00	350.00	696.00	700.00	1955.20	219960.00	96.60
	B-E	4.90	348.00	350.00	1151.68	1143.33	3211.35	963806.20	423.28
	E-F	3.85	348.00	350.00	893.20	898.33	2509.17	464902.77	204.17
Eje 5	A-B	3.00	348.00	350.00	696.00	700.00	1955.20	219960.00	96.60
	B-E	4.90	348.00	350.00	1151.68	1143.33	3211.35	963806.20	423.28
	E-F	3.85	348.00	350.00	893.20	898.33	2509.17	464902.77	204.17

Tabla 70 Diseño de Vigas Principales en Acero, Nivel Techo

Pórtico Secundario	Tramo	Longitud m	CM kg/m ²	CV kg/m ²	CMT kg/m	CVT kg/m	Carga kg/m	Mmax kg-cm	Zx cm ³
Eje A	1-2	4.90	348.00	350.00	746.07	750.36	2095.85	629018.39	276.25
	2-3	6.40	348.00	350.00	1032.04	1037.97	2899.20	1484387.84	651.91
	3-4	4.77	348.00	350.00	720.55	724.69	2024.15	575692.34	252.83
	4-5	5.68	348.00	350.00	896.42	901.57	2518.21	1015545.74	446.00
Eje B	1-2	4.90	348.00	350.00	1314.47	1322.02	3692.60	1108241.98	486.71
	2-3	6.40	348.00	350.00	1928.05	1939.13	5416.26	2773125.33	1217.89
	3-4	4.77	348.00	350.00	1273.87	1281.19	3578.54	1017776.64	446.98
	4-5	5.68	348.00	350.00	1639.57	1648.99	4605.86	1857451.80	815.75
Eje E	1-2	4.90	348.00	350.00	1245.55	1252.71	3498.99	1050135.37	461.19
	2-3	6.40	348.00	350.00	1875.28	1886.06	5268.03	2697230.99	1184.55
	3-4	4.77	348.00	350.00	1203.07	1209.98	3379.65	961211.64	422.14
	4-5	5.68	348.00	350.00	1580.11	1589.19	4438.84	1790095.56	786.16
Eje F	1-2	4.90	348.00	350.00	677.15	681.04	1902.25	570911.78	250.73
	2-3	6.40	348.00	350.00	979.27	984.90	2750.96	1408493.49	618.57
	3-4	4.77	348.00	350.00	649.75	653.48	1825.27	519127.34	227.99
	4-5	5.68	348.00	350.00	836.96	841.77	2351.19	948189.51	416.42

Tabla 71 Diseño de Vigas Secundarias en Acero, Nivel Techo

Después del pre-dimensionamiento de las vigas en el pórtico principal y pórtico secundario, se llega a resumir como sigue:

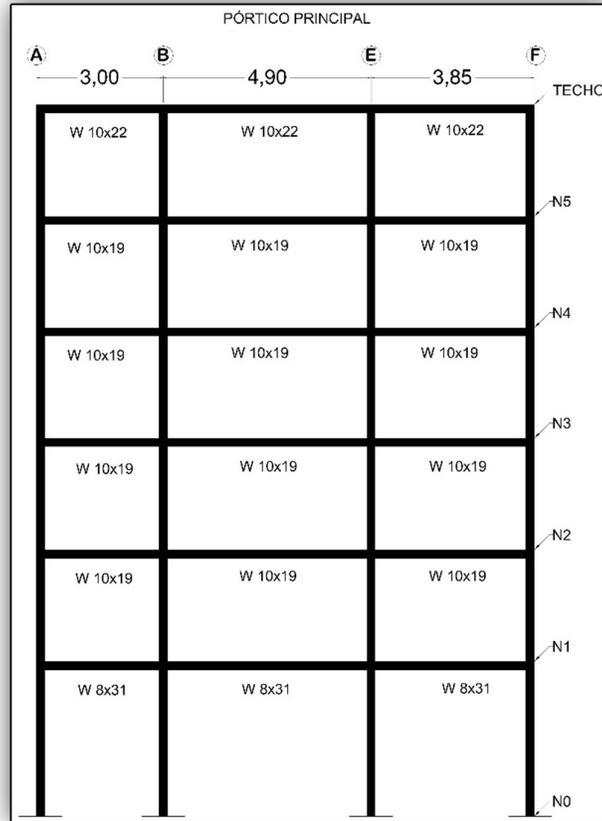


Fig. 38 Diseño de Vigas Pórtico Principal

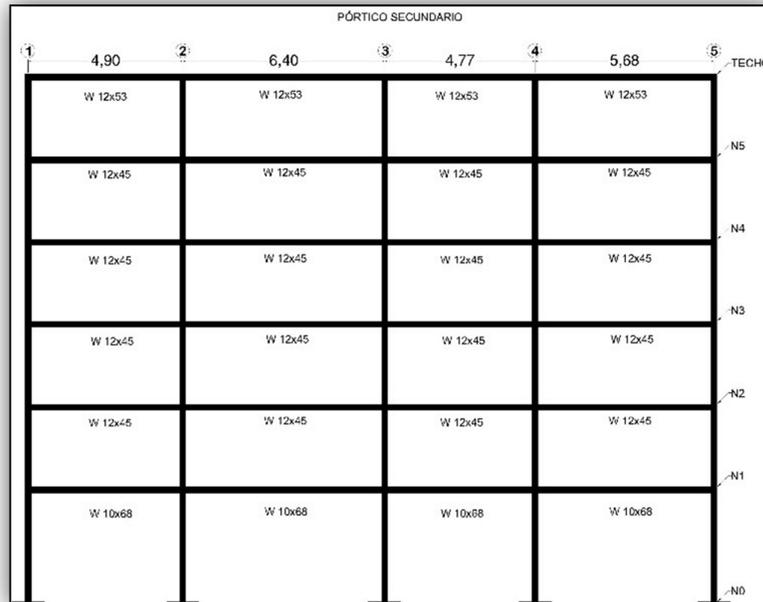


Fig. 39 Diseño de Vigas Pórtico Secundario

Resultado del diseño de las vigas:

Niveles	PORTICO PRINCIPAL	PORTICO SECUNDARIO
Nivel 0	W 8x31	W 10x68
Nivel 1	W 10x22	W 12x53
Nivel 2	W 10x22	W 12x53
Nivel 3	W 10x22	W 12x53
Nivel 4	W 10x22	W 12x53
Nivel 5	W 10x22	W 12x53

Tabla 72 Perfil de Acero para las Vigas

3.2.9.3. DISEÑO DE COLUMNAS.

Para realizar el diseño de Columnas, se tomó como referencia el Manual de Construcción de Acero según el AISC (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION), siguiendo el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), y también se tuvo en cuenta la RNE – E.090 (Estructuras Metálicas).

3.2.9.3.1 CARGAS UNITARIAS.

Elementos	Peso Propio	Dimensiones			Peso Parcial
		Und	Largo (m)	Ancho (m)	
LOSACERO, capa de compresión h=6.00 cm	276	Kg/m2	15.30	11.75	49,611.41
Divisiones Interiores (Placa de Yeso)	12	Kg/m2	49.52	2.25	1,337.04
Muros exteriores (Fibrocemento)	60	Kg/m2	66.55	2.25	8,983.98
Viga Principal W10x22	34.1	Kg/m	55.75		1,901.08
Viga Secundaria W12x53	77.7	Kg/m	82.10		6,379.17
	348			CM TOTAL	70,712.68
		UND	AREA		
	S/C	350	KG/M2	179.75	62,913.03
				C. TOTAL	133,625.70

Tabla 73 Cargas en el 5to Nivel – Columnas en Acero

Elementos	Peso Propio	Dimensiones			Peso Parcial
		Und	Largo (m)	Ancho (m)	
LOSACERO, capa de compresión h=6.00 cm	276	Kg/m2	15.53	11.75	50,373.52
Divisiones Interiores (Placa de Yeso)	12	Kg/m2	45.58	2.25	1,230.69
Muros exteriores (Fibrocemento)	60	Kg/m2	82.02	2.25	11,073.24
	348				
Viga Principal W10x19	31.1	Kg/m	55.75		1,733.83
Viga Secundaria W12x45	66.7	Kg/m	82.10		5,476.07
				CM TOTAL	72,387.34
		UND	AREA		
	S/C	250	KG/M2	182.51	45,628.19
				C. TOTAL	118,015.53

Tabla 74 Cargas del 1er al 4to Nivel - Columnas en Acero

Datos:

Columna 2-E

$$\text{Area Tributaria} = 4.38m * 5.65m$$

$$\text{Area Tributaria} = 24.75 m^2$$

Para el 5^{to} Nivel

$$\text{Carga Muerta } (W_m) = 276 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Viva } (W_v) = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la Viga } W10x22 = 34.10 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de la Viga } W12x53 = 77.70 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga Total Muerta } (W_{mt}) =$$

$$W_{mt} = (24.75m^2 * 276 \text{ kg/m}^2) + (4.38m * 34.10 \text{ kg/m}) + (5.65m * 77.70 \text{ kg/m}) \\ + 1000kg$$

$$(W_{mt}) = 8402.60 \text{ kg}$$

$$\text{Carga Total Viva } (W_{vt}) = 24.75m^2 * 350 \text{ kg/m}^2$$

$$(W_{vt}) = 8641.68kg$$

$$\text{Carga de Servicio } (P) = 1.2 * W_{mt} + 1.6 * W_{vt}$$

$$P = 1.2 * 8402.60kg + 1.6 * 8641.68kg$$

$$P = 23909.80kg$$

$$A_{(req)} = \frac{P}{\phi_c * F_{cr}} \quad ; \quad F_{cr} = 0.5 * f'_y$$

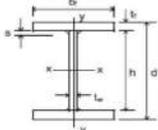
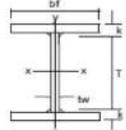
$$A_{(req)} = \frac{23909.80kg}{0.85 * 0.5 * 2530 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{(req)} = 22.24cm^2$$

Se calculó el área requerida para la columna 2-E, en el 5to nivel, ahora se busca el perfil requerido en las tablas del AISC.

TABLA 2.1.3
PERFILES SOLDADOS QUE REEMPLAZAN
A PERFILES W AISC - SECCIONES HR

GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

DESIGNACIÓN AISC W d nominal x Peso	DESIGNACIÓN ICHA HR d x b _s x Peso	DIMENSIONES			ÁREA A	EJE X - X				EJE Y - Y				ESBELTEZ ALA ALMA b _f /2t _f h/t _w	PANDEO LOCAL* Q _s				TORSIÓN Y ALABEO		SOLO AUTO. S					
		t _f	t _w	h		I _x /10 ⁸	S _x /10 ³	r _x	Z _x /10 ³	I _y /10 ⁸	S _y /10 ³	r _y	Z _y /10 ³		i _x	i _y	f, MPa	125	200	250		310	X ₁	X ₂ x 10 ³	J/10 ⁴	C _w /10 ¹²
puñ x lb/pie	mm x mm x kg/m	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm	mm ³	mm ⁴	mm ³	mm	mm	mm	mm	mm	mm	MPa	MPa	(1/MPa) ²	mm ⁴	mm ⁶	mm	mm		
W 44 x 335	HR 1118 x 405 x 517.7	50	25	1018	65950	13755	24607	457	28104	555	2740	91.7	4260	112	18.1	4.1	40.7	-	-	0.976	18063	7480	3931	157.9	323.1	14
W 10 x 112	HR 289 x 265 x 168.5	32	20	225	21460	300	2079	118	2432	99.4	750	88.1	1146	83.1	29.3	4.1	11.3	-	-	-	49479	114	647	1.639	811	12
W 100	HR 282 x 263 x 147.5	28	18	226	18796	256	1814	117	2100	85.0	646	67.2	987	81.3	26.1	4.7	12.6	-	-	2100	43466	189	434	1.369	905	10
W 88	HR 275 x 261 x 130.7	25	16	225	16650	220	1598	115	1834	74.2	568	66.7	866	79.9	23.7	5.2	14.1	-	-	-	38962	286	306	1.158	992	8
W 77	HR 269 x 259 x 114.2	22	14	225	14546	186	1395	114	1565	63.8	452	66.2	749	76.4	21.2	5.9	16.1	-	-	-	34301	467	206	0.972	1106	8
W 86	HR 264 x 257 x 105.3	20	14	224	13416	166	1261	111	1430	56.6	441	65.0	671	77.0	19.5	6.4	16.0	-	-	-	32007	625	159	0.842	1172	8
W 80	HR 260 x 256 x 93.4	18	12	224	11904	146	1126	111	1266	50.4	393	65.0	596	76.2	17.7	7.1	18.7	-	-	-	28483	968	113	0.737	1299	6
W 54	HR 256 x 255 x 81.6	16	10	224	10400	127	993	111	1105	44.2	347	65.2	526	75.5	15.9	8.0	22.4	-	-	-	24969	1579	77.6	0.637	1460	6
W 49	HR 253 x 254 x 73.5	14	10	225	9362	111	879	109	976	38.3	301	63.9	457	74.2	14.1	9.1	22.5	-	-	-	22422	2497	54.4	0.546	1615	6
W 44 x 39	HR 257 x 204 x 68.9	16	10	225	8778	104	813	109	913	22.7	222	50.8	339	59.9	12.7	6.4	22.5	-	-	-	25409	1583	63.7	0.329	1158	6
W 33	HR 252 x 203 x 62.2	14	10	224	7924	90.0	714	107	802	19.5	192	49.7	294	58.7	11.3	7.3	22.4	-	-	-	23107	2382	45.1	0.276	1263	6
W 30	HR 247 x 202 x 52.1	12	8	223	6632	74.4	602	106	669	16.5	163	49.9	248	58.2	9.81	8.4	27.9	-	-	-	19494	4514	27.3	0.228	1473	5
W 30 x 26	HR 266 x 148 x 47.5	14	8	238	6048	74.8	563	111	635	7.57	102	35.4	157	42.3	7.79	5.3	29.8	-	-	-	21367	3423	31.4	0.120	996	5
W 22	HR 262 x 147 x 42.6	12	8	238	5432	64.2	490	109	554	6.36	86.6	34.2	133	41.3	6.73	6.1	29.8	-	-	-	19126	5587	21.2	0.0993	1103	5
W 22 x 26	HR 258 x 146 x 34.1	10	6	238	4348	51.7	400	109	447	5.19	71.1	34.6	109	40.9	5.66	7.3	39.7	-	-	0.986	15425	12464	11.5	0.0798	1342	4
W 10 x 19	HR 260 x 102 x 31.1	10	8	240	3960	41.1	316	102	370	1.78	34.9	21.2	55.9	27.0	3.92	5.1	30.0	-	-	-	18274	8513	11.1	0.0276	806	5
W 17	HR 257 x 102 x 24.2	8	6	241	3078	32.3	251	102	290	1.42	27.8	21.5	43.8	26.9	3.18	6.4	40.2	-	-	0.976	13960	23561	5.27	0.0219	1040	4
W 8 x 67	HR 229 x 210 x 104.9	25	16	179	13364	117	1026	93.7	1199	38.6	368	63.8	563	65.7	22.9	6.2	11.2	-	-	-	48857	121	247	0.401	651	8
W 58	HR 222 x 209 x 85.6	20	14	182	10908	92.6	834	92.1	960	30.5	292	52.9	446	63.7	18.8	5.2	13.0	-	-	-	39396	282	130	0.310	788	8
W 48	HR 216 x 206 x 75.2	18	12	180	9576	76.7	729	90.7	831	26.3	255	52.4	388	62.4	17.2	5.7	15.0	-	-	-	35450	417	91.5	0.257	855	6
W 40	HR 210 x 205 x 59.3	14	10	182	7560	60.2	574	89.3	645	20.1	196	51.6	299	60.7	13.7	7.3	18.2	-	-	-	27758	1093	44.0	0.193	1058	6
W 35	HR 206 x 204 x 56.0	14	8	178	7136	56.5	548	89.0	612	19.6	194	52.7	294	61.0	13.9	7.3	22.3	-	-	-	27086	1129	40.6	0.163	1081	5
W 31	HR 203 x 203 x 49.5	12	8	179	6304	48.3	476	87.5	529	16.7	165	51.5	250	59.7	12.0	8.5	22.4	-	-	-	23766	1953	26.6	0.153	1220	5
W 24	HR 205 x 166 x 42.6	12	8	181	5432	41.1	401	87.0	450	9.16	110	41.1	166	48.4	9.72	6.9	22.6	-	-	-	24021	1998	22.4	0.0852	994	5
W 21	HR 201 x 165 x 37.3	10	8	181	4748	34.1	339	84.7	381	7.49	90.8	39.7	139	47.1	8.21	8.3	22.6	-	-	-	21182	3458	14.3	0.0683	1116	5
W 18	HR 210 x 134 x 33.0	10	8	190	4200	31.4	299	86.5	340	4.02	60.0	30.9	92.8	37.6	6.38	6.7	23.8	-	-	-	21023	3928	12.3	0.0401	919	5
W 15	HR 207 x 133 x 25.7	8	6	191	3274	24.6	237	86.6	266	3.14	47.2	31.0	72.5	37.0	5.14	8.3	31.8	-	-	-	16264	10460	5.97	0.0311	1163	4
W 10 x 10	HR 200 x 100 x 15.3	5	5	190	1950	12.4	124	79.6	143	0.835	16.7	20.7	26.2	26.0	2.50	10.0	38.0	-	-	0.993	12645	35934	1.65	0.00792	1119	4
W 6 x 25	HR 162 x 154 x 37.7	12	8	138	4800	22.6	279	68.6	315	7.31	94.9	39.0	145	46.1	11.4	6.4	17.3	-	-	-	30901	712	20.3	0.0411	725	5
W 20	HR 157 x 153 x 32.6	10	8	137	4156	18.3	233	66.3	262	5.96	76.1	37.9	119	44.9	9.75	7.7	17.1	-	-	-	27256	1215	12.7	0.0322	812	5
W 6 x 16	HR 160 x 102 x 24.8	10	8	140	3160	13.3	167	64.9	192	1.77	34.8	23.7	54.3	29.2	6.38	5.1	17.5	-	-	-	28509	1191	9.36	0.00995	526	5
W 9	HR 150 x 100 x 14.8	6	5	138	1890	7.32	97.6	62.2	110	1.00	20.0	23.0	30.9	27.7	4.00	8.3	27.6	-	-	-	17563	7951	2.04	0.00518	813	4

NOTAS:
1.- Todas las propiedades de los perfiles sombreados difieren con respecto a su equivalente W, en menos de 6% por defecto y menos de 12% por exceso.
2.- La nota 1 también es válida para los perfiles no sombreados, con excepción de las propiedades X₁, X₂, J y C_w, cuyas diferencias pueden variar hasta en ± 40% aproximadamente.
3.- Consecuentemente, los reemplazos de perfiles W a factos a volcamiento requieren verificaciones especiales según las fórmulas del capítulo correspondiente de la Especificación.

* PANDEO LOCAL:
- Q_s tabulado corresponde a perfil trabajando en compresión.
- Valor de Q_s está determinado para cálculo de tensiones.
- Valor de Q_s no indicado, significa valor unitario.
- Q_s = 1 en todos los perfiles de la tabla.
DISEÑO POR MFRC:
- Para valores de f distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolar linealmente con el siguiente margen de error:
- si f < 125 MPa, Q_s = 1, sin error
- si f ≥ 125 MPa, error en Q_s varía hasta en ± 3%

- Flexión simple: - perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con F_y = 345 MPa, pero si es M_c < 0.97M_p.
- si se usa acero con F_y < 265 MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.
- Flexión compuesta: ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si P_u/φ_tP_n < 0.75 ningún alma clasifica como esbelta. Si P_u/φ_tP_n > 0.75, algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.
DISEÑO POR TENSIONES ADMISIBLES:
- Flexión simple: usar Q_s = 1.
- Flexión compuesta o compresión: usar f = F_y para determinar Q_s.

Tabla 76 Perfiles tipo W del AISC, para la Columna en el 5to Nivel

Se toma el perfil W6x16

Del 1^{er} al 4^{to} Nivel

$$Carga Muerta (W_m) = 348 \text{ kg/m}^2$$

$$Carga Viva (W_v) = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$Peso de la Viga W10x19 = 31.10 \text{ kg/m}$$

$$Peso de la Viga W12x45 = 66.70 \text{ kg/m}$$

$$Carga Total Muerta(W_{mt}) =$$

$$W_{mt} = (24.75\text{m}^2 * 348 \text{ kg/m}^2) + (4.38\text{m} * 31.10 \text{ kg/m}) + (5.65\text{m} * 66.70 \text{ kg/m}) \\ + 1000\text{kg}$$

$$(W_{mt}) = 10105.06 \text{ kg}$$

$$Carga Total Viva(W_{vt}) = 24.75\text{m}^2 * 250 \text{ kg/m}^2$$

$$(W_{vt}) = 6172.63\text{kg}$$

$$Carga de Servicio (P) = 1.2 * W_{mt} + 1.6 * W_{vt}$$

$$P = 1.2 * 10105.06\text{kg} + 1.6 * 6172.63\text{kg}$$

$$P = 22002.27\text{kg}$$

Calcularemos el área requerida para la columna 2-E en el 1^{er} Nivel, entonces la carga de servicio incluirá del 2^{do} al 5^{to} nivel.

$$A_{(req)} = \frac{P}{\phi_c * F_{cr}} \quad ; \quad F_{cr} = 0.5 * f'_y$$

$$A_{(req)} = \frac{(23909.80\text{kg} + 4 * 22002.27\text{kg})}{0.85 * 0.5 * 2530 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{(req)} = 104.09\text{cm}^2$$

Se calculó el área requerida para la columna 2-E, en el 1^{er} nivel, ahora se busca el perfil requerido en las tablas del AISC.

TABLA 2.1.3
PERFILES SOLDADOS QUE REEMPLAZAN
A PERFILES W AISC - SECCIONES HR

DESIGNACION AISC	DESIGNACION ICHA	DIMENSIONES			AREA	EJE X - X				EJE Y - Y				ESBELTEZ ALA ALMA	PANDEO LOCAL Q_u				TORSION Y ALARFEO			SOLD AUTO. S					
		t_f	t_w	h		$I_x/10^8$	$S_x/10^3$	r_x	$Z_x/10^3$	$I_y/10^8$	$S_y/10^3$	r_y	$Z_y/10^3$		i_x	i_y	f, MPa	X_f	$X_2 \times 10^3$	$J/10^4$	$C_w/10^9$		$\sqrt{C_w/S_x}$				
W $d_{nom} \times$ Peso	HR d' x b' x Peso	mm	mm	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm	mm ³	mm ⁴	mm ³	mm	mm	-	125	200	250	310	MPa	(1/MPa) ²	mm ⁴	mm ⁶	mm	mm			
W 44 x 335	HR 1118 x 405 x 617.7	50	25	1018	65960	13795	24607	457	25104	565	2740	91.7	4260	112	18.1	-	-	-	0.970	18053	7480	3931	157.9	3231	14		
W 14 x 82	HR 363 x 257 x 123.8	22	14	319	15774	367	2022	153	2284	62.3	405	62.9	742	74.8	15.6	-	-	-	-	25055	1746	214	1.809	1404	8		
W 14 x 74	HR 360 x 255 x 150.5	20	12	320	14080	329	1828	153	2048	56.0	437	63.0	867	74.2	14.2	-	-	-	-	22367	2657	158	1.616	1641	6		
W 14 x 68	HR 357 x 255 x 102.3	18	12	321	13032	297	1664	151	1865	49.8	391	61.8	597	73.1	12.9	-	-	-	-	20626	3789	119	1.429	1770	6		
W 14 x 61	HR 353 x 254 x 60.0	16	10	321	11338	259	1465	151	1627	43.7	344	62.1	524	72.0	11.5	-	-	-	-	18015	6290	80.0	1.241	2001	0		
W 14 x 53	HR 354 x 205 x 76.8	16	10	322	9780	215	1217	148	1368	23.0	224	48.5	344	57.8	9.27	-	-	-	-	18401	6266	67.2	0.656	1593	6		
W 14 x 48	HR 347 x 203 x 64.7	14	8	319	8236	179	1033	148	1150	19.5	192	48.7	294	57.3	8.19	-	-	-	0.985	15861	10531	42.8	0.541	1813	5		
W 14 x 38	HR 358 x 172 x 58.5	14	8	330	7456	187	930	149	1046	11.9	138	39.8	212	47.8	6.73	-	-	-	0.975	15856	12312	37.3	0.351	1584	5		
W 14 x 34	HR 365 x 171 x 53.0	12	8	331	6762	146	817	147	923	10.0	117	38.6	181	48.7	5.78	-	-	-	0.972	14042	20128	25.6	0.294	1750	5		
W 14 x 30	HR 352 x 171 x 47.7	10	8	332	6076	124	707	143	805	8.35	97.8	37.1	152	45.6	4.66	-	-	-	0.968	12635	32960	17.2	0.244	1917	5		
W 12 x 210	HR 374 x 325 x 324.0	50	32	274	41268	915	4891	148	5886	287	1785	83.4	2711	105	43.4	-	-	-	-	63448	45	3062	7.508	798	20		
W 12 x 170	HR 358 x 319 x 254.5	40	25	276	32420	684	3844	145	4808	217	1358	81.8	2078	100	35.8	-	-	-	-	50498	106	1576	5.403	980	14		
W 12 x 136	HR 341 x 315 x 205.1	32	22	277	26254	522	3061	141	3537	167	1050	79.7	1621	90.4	29.6	-	-	-	-	41270	236	798	3.979	1139	12		
W 12 x 120	HR 333 x 313 x 181.1	28	20	277	23068	444	2668	139	3057	143	918	78.0	1399	94.6	26.3	-	-	-	-	36496	381	535	3.320	1267	12		
W 12 x 106	HR 327 x 310 x 156.5	25	16	277	19932	383	2340	139	2647	124	801	78.8	1219	93.2	23.7	-	-	-	-	31783	831	364	2.830	1422	8		
W 12 x 96	HR 323 x 309 x 141.8	22	16	279	18080	337	2090	137	2268	108	701	77.4	1068	91.5	21.0	-	-	-	-	28650	978	280	2.450	1584	8		
W 12 x 87	HR 319 x 305 x 127.3	20	14	278	16212	298	1850	135	2105	97.5	633	77.5	962	90.9	19.4	-	-	-	-	25960	1435	192	2.162	1713	8		
W 12 x 79	HR 314 x 307 x 122.2	20	12	274	15568	286	1824	136	2030	96.5	625	78.7	952	91.1	18.6	-	-	-	-	25383	1477	181	2.084	1732	6		
W 12 x 72	HR 311 x 306 x 103.1	16	12	279	13140	236	1511	134	1678	76.4	500	76.3	758	88.7	15.7	-	-	-	-	20968	3296	101	1.662	2073	6		
W 12 x 65	HR 308 x 305 x 98.3	16	10	276	12520	226	1466	134	1615	75.7	496	77.7	751	89.2	15.8	-	-	-	-	20319	3553	93.0	1.613	2123	6		
W 12 x 58	HR 310 x 254 x 85.6	16	10	278	10988	194	1250	133	1388	43.7	344	63.3	523	73.6	13.1	-	-	-	-	28523	3613	79.2	0.944	1761	6		
W 12 x 53	HR 308 x 254 x 77.7	14	10	278	9882	170	1109	131	1232	38.3	301	62.2	458	72.7	11.6	-	-	-	-	18564	5684	56.2	0.815	1942	6		
W 12 x 50	HR 310 x 205 x 73.3	16	10	278	9340	190	1031	131	1158	23.0	224	49.6	343	58.8	10.6	-	-	-	-	20566	3559	65.8	0.406	1401	6		
W 12 x 45	HR 308 x 204 x 66.7	14	10	278	8492	140	913	128	1027	19.8	184	48.3	298	57.8	9.33	-	-	-	-	18102	5385	47.1	0.422	1528	6		
W 12 x 40	HR 303 x 203 x 61.9	14	8	275	7884	133	876	130	973	19.5	192	48.8	293	58.1	9.38	-	-	-	-	18157	6086	42.1	0.408	1587	5		
W 12 x 35	HR 318 x 167 x 54.9	14	8	290	6996	124	782	133	879	10.9	130	39.4	200	47.0	7.35	-	-	-	-	17645	7420	35.7	0.251	1352	5		
W 12 x 26	HR 310 x 165 x 38.6	10	6	290	5040	86.5	558	131	621	7.49	90.8	38.6	139	45.6	5.32	-	-	-	0.990	0.984	0.938	12743	27119	13.2	0.168	1824	4
W 12 x 14	HR 303 x 101 x 20.9	6	6	291	2667	37.0	244	118	286	1.03	20.5	19.7	32.4	25.3	2.00	-	-	-	0.916	0.877	0.842	9577	121458	2.68	0.0227	1481	4

NOTAS:
 1.- Todas las propiedades de los perfiles sombreados difieren con respecto a su equivalente W, en menos de 8% por defecto y menos de 12% por exceso.
 2.- La nota 1 también es válida para los perfiles no sombreados, con excepción de las propiedades X_f , X_2 , J y C_w , cuyas diferencias pueden variar hasta en $\pm 40\%$ aproximadamente.
 3.- Consecuentemente, los reemplazos de perfiles W afectan a volcamiento requieren verificaciones especiales según las formulas del capítulo correspondiente de la Especificación.

* PANDEO LOCAL
 - Q_u : tabulado correspondiente a perfil trabajando en compresión.
 - Valor de Q_u está determinado para cálculo de tensiones.
 - Valor de Q_u no incluido, significa valor unitario.
 - $Q_u = 1$ en todos los perfiles de la tabla.

DISÑO POR MFCR:
 - Para valores de f distintos de los tabulados, ver tabla 2.4.3 ó interpolación linealmente con el siguiente margen de error:
 - si $f < 125$ MPa, $Q_u = 1$, sin error
 - si $f \geq 125$ MPa, error en Q_u varía hasta en $\pm 3\%$

- Flexión simple: - perfil con esbeltez de ala sombreada es no compacto para acero con $F_y = 345$ MPa, pero lino $M_u \leq 0.97 M_p$.
 - si se usa acero con $F_y = 235$ MPa, los perfiles de la tabla clasifican como compactos.
 - Flexión compuesta: ningún ala de perfil de la tabla clasifica como esbelta. Además, si $P_u/P_y \leq 0.75$ ningún alma clasifica como esbelta. Si $P_u/P_y > 0.75$, algunas almas pueden clasificarse como esbeltas. Ver tabla 5.5.1 de la Especificación.

DISÑO POR TENSIONES ADMISIBLES:
 - Flexión simple: usar $Q_u = 1$.
 - Flexión compuesta o compresión: usar $f = F_y$ para determinar Q_u .

Tabla 77 Perfiles tipo W del AISC, para la Columna en el 1er Nivel

Para el Nivel 0

$$\text{Carga Muerta } (W_m) = 348 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Viva } (W_v) = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la Viga } W9x31 = 49.50 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de la Viga } W10x68 = 105.30 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga Total Muerta } (W_{mt}) =$$

$$W_{mt} = (24.75\text{m}^2 * 348 \text{ kg/m}^2) + (4.38\text{m} * 49.50 \text{ kg/m}) + (5.65\text{m} * 105.30 \text{ kg/m}) + 1000\text{kg}$$

$$(W_{mt}) = 10403.55 \text{ kg}$$

$$\text{Carga Total Viva } (W_{vt}) = 24.75\text{m}^2 * 450 \text{ kg/m}^2$$

$$(W_{vt}) = 11110.73\text{kg}$$

$$\text{Carga de Servicio } (P) = 1.2 * W_{mt} + 1.6 * W_{vt}$$

$$P = 1.2 * 10403.55\text{kg} + 1.6 * 11110.73\text{kg}$$

$$P = 30261.42\text{kg}$$

Calcularemos el área requerida para la columna 2-E en el sótano, entonces la carga de servicio incluirá del 1^{er} al 5^{to} nivel.

$$A_{(req)} = \frac{P}{\phi_c * F_{cr}} \quad ; \quad F_{cr} = 0.5 * f'_y$$

$$A_{(req)} = \frac{(23909.80\text{kg} + 4 * 22002.27\text{kg} + 30261.42\text{kg})}{0.85 * 0.5 * 2530 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{(req)} = 132.23\text{cm}^2$$

Se calculó el área requerida para la columna 2-E, en el sótano, ahora se busca el perfil requerido en las tablas del AISC.

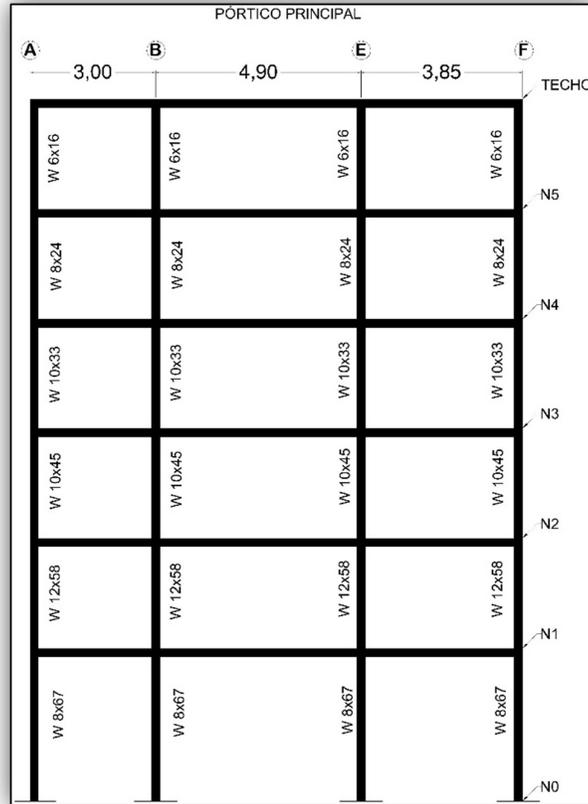


Fig. 41 Diseño de Columnas

3.2.9.3.3 DISEÑO DE COLUMNA.

Obteniendo el perfil de menos peso y cumpliendo la sección requerida, obtenemos los perfiles para la columna 2-E:

NIVEL	PERFIL
5	W6x16
4	W8x24
3	W10x33
2	W10x45
1	W12x58
0	W8x67

Tabla 79 Perfiles de Acero para las Columnas

Se verifica el perfil seleccionado por el método LRFD, tomamos como ejemplo el perfil de acero W8x67 en el sótano:

DATOS			
Carga de Servicio Total (Pu)	=	142180.29	kg
Fy (A36)	=	2530.00	kg/cm ²
Øc	=	0.85	
K	=	1.00	
L	=	3.65	m
E (A36)	=	2100000.00	kg/cm ²

Tabla 80 Datos para Diseño de Columna en Acero

OBTENCION DE ELEMENTOS			
Carga de Servicio Total (Pu)	=	142180.29	kg
Esfuerzo Crítico de Pandeo (Fcr)	=	1265.00	kg/cm ²

Tabla 81 Obtención de Elementos, Columna en Acero

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA		
(Ag)Req	=	132.23 cm ²

Tabla 82 Predimensionamiento de Columna en Acero

REVISION DE LA SECCION PROPUESTA			
Sección Propuesta	8x67	in x lb/ft	
	229x104.9	mm x kg/m	
d	=	22.90	cm
b	=	21.00	cm
tf	=	2.50	cm
tw	=	1.60	cm
Ag	=	133.64	cm ²
rx	=	9.37	cm
ry	=	5.38	cm

Tabla 83 Revisión de la Sección Propuesta en Perfil de Acero

OBTENER		
λ	=	14.31
λ_r	=	21.49
Si ($\lambda < \lambda_r$)	=	OK

Tabla 84 Resultados para el Control de Pandeo en Acero - Columna

CONTROL PANDEO POR FLEXION			
SI (b/d \geq 0.50)	=	0.92	OK
SI (tf/tw \geq 1.10)	=	1.56	OK
KL	=	365.00	cm
KL/rx	=	38.95	
KL/ry	=	67.84	
MAYOR DE KL/rx y KL/ry (KL/r)	=	67.84	
KL/r < 200	=	OK	
λ_c	=	0.75	
SI ($\lambda_c \leq 1.5$) entonces, Fcr	=	1999.82	kg/cm ²
Calcular ØcPn	=	227167.19	kg
SI ØcPn \geq Pu	=	OK	62.59%

Tabla 85 Control de Pandeo por Flexión para Columnas de Acero

Se hizo la verificación del perfil de acero W8x67, el cual cumple con el método LRFD.

Resumen de los perfiles para cada nivel.

EJE 2			
Nivel	E	cm ²	Perfil
5	23909.80	22.24	W6X16
4	45912.07	42.70	W8X24
3	67914.33	63.16	W10X33
2	89916.60	83.62	W10X45
1	111918.87	104.09	W12X58
0	142180.29	132.23	W8X67

Tabla 86 Diseño de Columnas en Acero para la Edificación

3.3. ANÁLISIS DE COSTOS Y PROGRAMACIÓN DE OBRAS.

Para poder elaborar un presupuesto, se parte de cierta información que debe ser obtenida en forma general y específica.

3.3.1. INFORMACIÓN PRIMARIA.

3.3.1.1. COSTOS DE LOS RECURSOS EN EL LUGAR DEL PROYECTO.

Materiales, mano de obra y costo horario de maquinaria.

3.3.1.2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

La determinación de cómo montar una edificación depende de muchas variables; y así poder tener muy claramente el costo y tiempo de ejecución.

3.3.1.2.1. CIMENTACIÓN.

Dentro de cualquier proceso constructivo, la cimentación constituye el primer proceso a seguir para levantar una estructura. La cimentación es la parte inferior de la estructura, destinada a soportarla y transmitir al terreno todas las cargas. Las cimentaciones pueden ser superficiales o profundas, dependiendo del tipo de estructura a construir, su peso y la profundidad a la que se encuentra el terreno firme y su espesor, determinado en el estudio de suelos.

La cimentación para una estructura de concreto armado es más complicada que para una estructura de acero, esto se debe al peso en sí de cada estructura, lo que conlleva a un análisis comparativo de los costos entre las mencionadas estructuras.

Este proceso está constituido por varios subprocesos que a la vez son similares para las estructuras en cuestión, entre estos están: excavación a máquina hasta la profundidad determinada en el diseño; relleno compactado (en suelo natural o mejorado); desalojo de materiales. Las estructuras de acero se anclan a los cimientos a través de placas base y platinas respectivamente que van sujetas hacia los pernos de anclaje fundidos en los cabezales del cimiento.

Los puntos a inspeccionar en la obra civil para una estructura de acero son: Soporte de anclaje, altura de rosca de perno de anclaje, nivel en la superficie de las zapatas,

alineación longitudinal de pernos de anclaje, alineación transversal, escuadra entre ejes de zapatas, escuadra entre pernos, distancia entre ejes de pernos, luz entre ejes.

Una vez que se ha verificado la cimentación se sigue montando los diferentes elementos estructurales, lo más importante es el control que se haga de los elementos ya montados.

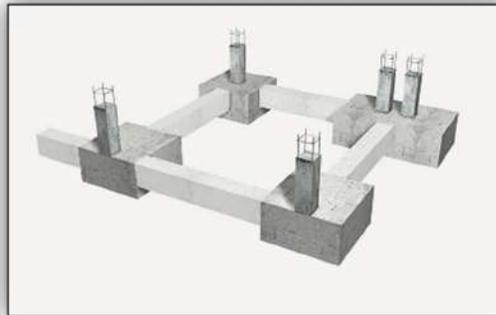


Fig. 42 Cimentacion en Concreto Armado



Fig. 43 Anclaje para Columna de Acero

3.3.1.2.2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA ESTRUCTURAS DE C.A.

❖ PERSONAL.

Para la ejecución de este tipo de construcción es necesario contar con personal calificado y no calificado, que desempeñan por jerarquía funciones específicas de acuerdo a su campo de acción. Entre el personal calificado se encuentra el Ingeniero Supervisor de Obras, Ingeniero Residente, Asistentes Técnicos y Administradores. Entre el personal no calificado se puede mencionar al maestro de obra, albañiles, peones y operadores de equipos etc.

❖ MATERIALES.

- Cemento; es conglomerante hidráulico.
- Agregados; deben ser partículas limpias y en lo posible no reactivas con el cemento y con granulometría adecuada.
- Acero de Refuerzo; es aquel que se coloca para absorber y resistir esfuerzos provocados por cargas y cambios volumétricos por temperatura y para quedar ahogado dentro de la masa del concreto. El acero de refuerzo es la varilla corrugada o lisa; además de los torones y cables utilizados para Pre-tensados y Pos-tensados.
- Aditivos; son aquellas sustancias o productos que, incorporados al concreto antes o durante el mezclado y/o durante un mezclado suplementario, en una proporción no superior al 5% de la masa del cemento, producen la modificación deseada en estado fresco o endurecido de alguna de sus características, de sus propiedades habituales o de su comportamiento sin perturbar ni representar peligro para la durabilidad del mismo ni provocar corrosión del acero de refuerzo.

❖ MAQUINARIA Y HERRMIENTAS.



Fig. 44 Herramientas en Obra



Fig. 45 Maquinaria en Obra

❖ **INSTALACIONES.**

Es necesario que las instalaciones no estorben ni impidan el desarrollo de elementos estructurales, pero además es necesario que sean accesibles, en caso de reparaciones. Las conducciones de las instalaciones se las realiza a través de ductos que pasan entre las paredes, muros, vigas y losas.

❖ **DIAGRAMA.**

Diagrama de proceso constructivo para estructuras de concreto armado.

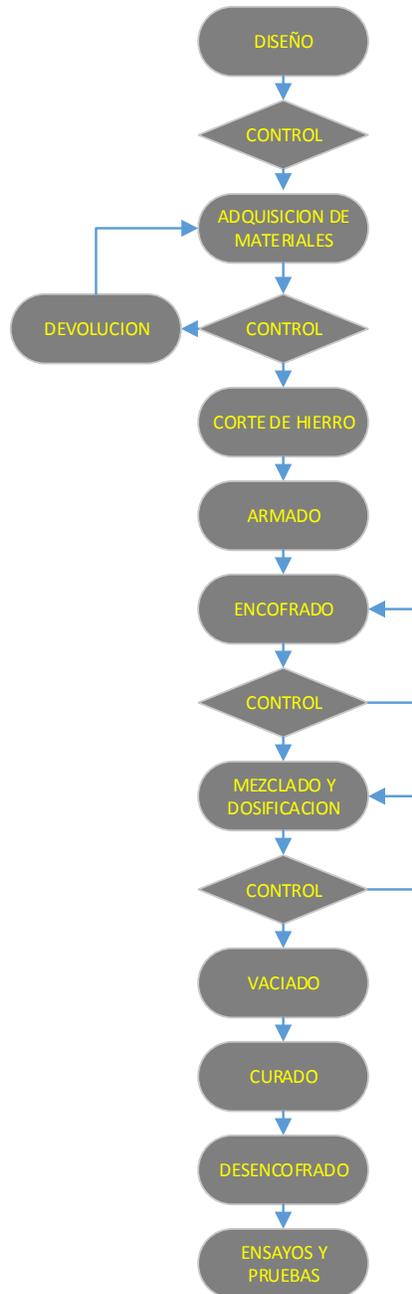


Fig. 46 Diagrama del Proceso Constructivo en Concreto Armado

❖ **SUPERVISION.**

La calidad de materiales producidos en planta, tales como cemento, agregados, aditivos, aceros de refuerzo; es garantizada por el productor quien práctica

controles sistemáticos de calidad especificados usualmente por las normas ASTM, pertinentes en laboratorios acreditados de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.3.1.2.3. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN EN ESTRUCTURA DE ACERO.

❖ PERSONAL.

Las estructuras de acero son montadas por trabajadores del hierro que desempeñan una multitud de tareas.

La cuadrilla de tierra selecciona los miembros apropiados para engancharlos a la grúa y dirige los movimientos de ésta en la entrega de la pieza a los conectores.

Estos dirigen la pieza hacia su ubicación final, colocan suficientes pernos temporales para asegurar su estabilidad, y desenganchan la grúa.

Una cuadrilla de ensamblaje, siguiendo los conectores, alinea las vigas, ponen a plomo las columnas e instalan los cables temporales de arriostamiento (si es necesario) que se necesiten para mantener la alineación.

Una cuadrilla encargada de la conexión permanente sigue el trabajo varios pisos por debajo del montaje de los miembros apretando pernos de alta resistencia o soldando las conexiones y tableros metálicos para proporcionar una superficie de piso sobre la cual se pueda trabajar en las subsiguientes operaciones.

El personal solicitado para este tipo de trabajo debe ser calificado debido a que no es empírico como el concreto armado.

❖ MATERIALES.

- Acero para uso de estructuras; para este tipo de edificaciones es el ASTM A36, sin embargo la necesidad de resistir cargas mayores obliga a la utilización de aceros con mejores propiedades. Se considera adicionalmente que son de grado soldable, es decir, que pueden soldarse mediante uno de los varios procesos de soldadura.

- Perfiles utilizados en Estructuras de Acero; en el mercado existen varios tipos de perfiles ya sean laminados en caliente o formados en frío; así como también secciones armadas. Los perfiles laminados en caliente son secciones normalizadas de diseño europeo, entre estos se tienen los perfiles: IPE, IPN, UPN, entre otros.
- Los perfiles formados en frío, se obtienen de láminas de acero moldeable de varias resistencias, entre estos se tienen los perfiles tipo U, G, L, tubería estructural; y son utilizados principalmente en estructuras sometidas a cargas ligeras.
- Materiales y consumibles para soldadura; son los que se van gastando al hacer los trabajos de soldadura; tales como los electrodos. El electrodo es una barra metálica que se funde dentro de la junta a medida que se realiza la soldadura. El tipo de electrodo por utilizar depende del tipo de metal que se suelda, la cantidad de material que se necesita depositar, la posición del trabajo, entre otros. normalmente en la soldadura estructural se emplean electrodos con recubrimiento pesado ya que producen una protección satisfactoria a la corrosión alrededor del área de trabajo; además generan soldaduras más fuertes, más resistentes y más dúctiles. Para el montaje de estructuras de acero es generalmente común la utilización de la soldadura precalificada por arco metálico protegido, ya que este proceso es manual y no presenta limitación respecto a la posición de soldado. El electrodo utilizado para este tipo de soldadura es el E70 de diámetros 1/8", 5/32", 3/16", 7/32", 1/4" y 5/16"; estipulado en el código LRFD para aceros A36 y A50.

❖ MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS.

Las edificaciones de acero se montan generalmente con grúas móviles o grúas estacionarias. Las grúas móviles incluyen grúas de oruga y grúas de camión. Las grúas estacionarias incluyen grúas de torre y grúas trepadoras. De igual forma se menciona la utilización de equipos especiales para la fabricación de piezas armadas como son equipos de oxicorte y corte por plasma; así como soldadoras con diferentes capacidades para realizar los diferentes procesos de soldadura precalificada.



Fig. 47 Grúa en una Estructura de Acero



Fig. 48 Equipo para Soldar

❖ INSTALACIONES.

Las instalaciones para estas estructuras tienen mucha versatilidad; se puede colocar todo tipo de instalaciones eléctricas, sanitarias y ventilación pudiendo moverlas. Estas van colgadas y se fijan al entrepiso; utilizando cielos rasos todas estas instalaciones quedan cubiertas, también se usan otro tipo de techos flotantes de mejor aspecto estético que son montados fácilmente.



Fig. 49 Instalaciones Internas

❖ **DIAGRAMA.**

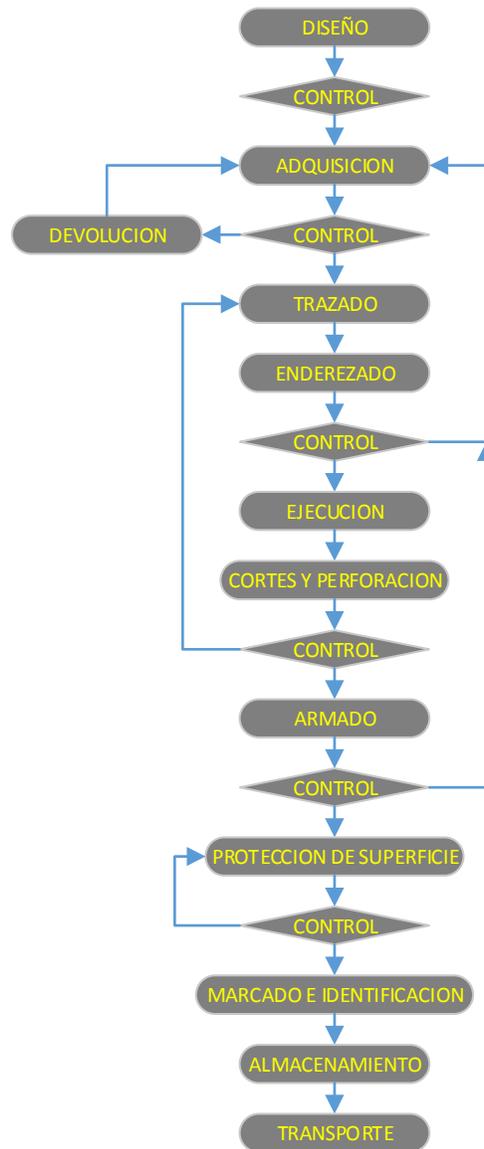


Fig. 50 Diagrama de Proceso Constructivo en Estructura de Acero

❖ **PREFABRICACIÓN.**

La prefabricación en acero consiste en armar módulos fuera del terreno donde se llevara a cabo el montaje final, haciendo más eficiente la obra. Una de las principales ventajas es que se economiza en costos y tiempo; mientras que una de las principales desventajas es que se debe calcular exactamente las piezas y ajustarse al proyecto para que los módulos posteriormente puedan ser transportados con facilidad.

Cuando se completan las principales operaciones de fabricación, todos los componentes metálicos se juntan para ser armados en un miembro principal, es decir, ensamblados temporalmente con pernos, presas o puntos de soldadura. En este momento, el miembro se inspecciona en cuanto a exactitud de dimensiones, cuadratura y, en general, concordancia con los planos de detalle. Deben detectarse entonces los desajustes en los agujeros de las partes por aparejar. Cuando se completa el armado, el miembro es empernado o soldado con las conexiones finales de taller.

El trazado de las plantillas es realizado por personal especializado, ajustándose a las cotas de los planos de taller, con las tolerancias fijadas en el proyecto o las que se indican en las respectivas normas.

El proceso de corte se lo realiza para que las láminas de acero tengan sus dimensiones definitivas como perfiles prefabricados para vigas, columnas, acoples de acuerdo a los planos de taller. El corte se lo realiza en función del espesor del material y puede hacerse con sierra, cizalla, disco o máquina de oxicorte. No se permite el corte con arco eléctrico.

❖ DIAGRAMA DE PROCESO DE MONTAJE.

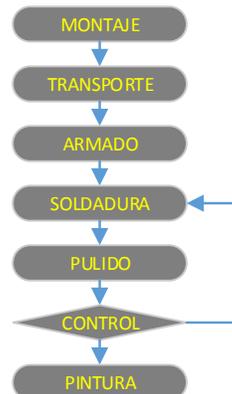


Fig. 51 Diagrama de Proceso de Montaje en Estructura de Acero

❖ MONTAJE.

La redacción de un programa de montaje detallado, en el que se describa la ejecución, el orden, los tiempos, el equipo, el personal, los elementos de seguridad y la forma de control y verificación de replanteos, aplomos, nivelaciones y alineaciones; permite la consecución adecuada de los siguientes subprocesos:

Transporte.

La manipulación durante el transporte de los elementos de la estructura de acero hacia el montaje en obra, deben efectuarse con el cuidado suficiente para no producir en ellos sollicitaciones excesivas que podrían dañar las piezas.

El transporte de piezas del taller al pie de obra se efectúa por medio de camiones y trailers en cuyas plataformas posteriores se fijan los elementos de acero a través de cadenas y ganchos; en tanto que el transporte interno en obra de las piezas se efectúa con ayuda de grúas y plumas a las cuales se fijan cables que van amarrados en forma de cruz a los extremos de los elementos de acero. El amarre de las piezas debe impedir la inclinación excesiva que podría ser peligrosa.

El tránsito de cada elemento de acero debe ser cuidadosamente dirigido y vigilado por personal debidamente capacitado con el fin de mantener las rutas libres y evitar accidentes o inconvenientes que se traduzcan en pérdidas de tiempo durante el transporte.

Armado y Montaje.

Sobre las cimentaciones previamente ejecutadas se apoyan las bases de los primeros pilares o pórticos, las cuales se nivelan con cuñas de acero.

Después de acuñadas las bases, se procede a la colocación de vigas del primer forjado y luego se alinean y aploman los pilares y pórticos.

Los espacios entre las bases de los pilares y la cimentación deben limpiarse y luego se rellenan por completo con mortero o concreto de cemento portland y árido; el árido no podrá tener una dimensión mayor que $1/5$ del espesor del espacio que debe rellenarse, y su dosificación no menor a $1/2$.

Las fijaciones provisionales de los elementos durante la fase de montaje se aseguran para resistir cualquier esfuerzo que se produzca durante los trabajos.

En el montaje se realiza el ensamblaje de los distintos elementos, a fin de que la estructura se adapte a la forma prevista en los planos con las tolerancias establecidas. Se comprueba que la posición de los elementos de cada unión

coincida con la posición definitiva y se construyen los cordones de soldadura iniciales útiles para armar la estructura y constituye el paso previo para la soldadura definitiva de las juntas.

Soldadura.

Antes de efectuar un trabajo de soldadura de este tipo, ésta deberá estar avalada mediante un escrito donde se indique el procedimiento que previamente deberá contar con su homologación correspondiente que es responsabilidad del fabricante. Del mismo modo, todos los soldadores deben estar previamente calificados y mantener un archivo de sus registros que deben estar en obra a disposición de cualquier inspección.

Las soldaduras pueden realizarse de los siguientes modos:

- Soldadura a tope: en prolongación, en T o en L.

	Unión a tope	Unión a tope en T
Soldadura a tope con penetración completa	Sencilla en V	Chaffán sencillo
	En doble V	Chaffán doble
	Sencilla en U	Sencilla en J
	En doble U	En doble J

Fig. 52 Soldadura a Tope

- Soldadura en ángulo: en rincón, en solape, en esquina o en ranura.

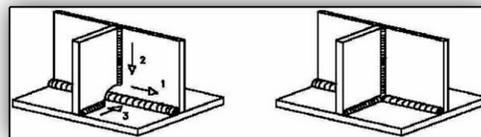


Fig. 53 Soldadura en Ángulo

- Soldadura por puntos.



Fig. 54 Soldadura por Puntos

Las dimensiones fundamentales que condicionan la resistencia de una soldadura son la garganta y la longitud eficaz; siendo la garganta la altura del máximo triángulo isósceles, cuyos lados iguales están contenidos en las caras de las dos piezas que se van a unir; y la longitud eficaz la longitud real de la soldadura menos la longitud de los cráteres externos.

Dentro del proceso constructivo se deberá tomar en consideración las siguientes recomendaciones para la realización de uniones soldadas.

- La preparación de bordes se realiza por mecanizado, oxicorte o amolado. En el caso de efectuarlo por oxicorte se deben amolar las superficies hasta dejarlas libres de cascarilla, escorias u otras imperfecciones; además las partes que se soldarán deben estar totalmente secas.
- Las juntas o uniones a soldar se precalientan cuando la temperatura del material base se encuentre debajo de los 16°C o cuando en el proceso de soldadura se especifique una temperatura de precalentamiento determinada. No se permite el uso de sopletes oxiacetilénicos para precalentamiento.
- Para efectuar una soldadura, la superficie donde se realice debe ser regular y lo más lisa posible.
- El cebado del arco se hace sobre las juntas. Si fuese necesario, la soldadura puede recargarse o esmerilarse, según sea el caso, para que tenga el espesor debido, y para que no presente discontinuidades.
- En las soldaduras a tope, accesibles de ambas caras, debe efectuarse siempre la toma de raíz que consiste en su saneado y el depósito del cordón de cierre, o del primer cordón dorsal. El saneado consiste en levantar la parte de raíz hasta

poner al descubierto el metal sano de la soldadura, por cualquiera de los procesos de soldadura permitidos.

- No se debe enfriar excesivamente rápido las soldaduras, siendo preceptivo tomar las precauciones precisas para ello.
- Después de ejecutar cada cordón, y antes de depositar el siguiente, deberá limpiarse la superficie con piqueta y cepillo de alambre, eliminando todo rastro de escoria. También se limpian los cordones finales.
- El frío, el viento y la lluvia son enemigos de una buena soldadura, por ello deben tomarse las precauciones necesarias para proteger los trabajos de soldeo.

Para reducir al máximo las tensiones residuales y lograr mínimas coacciones por efecto de las soldaduras, es importante tener en cuenta los siguientes principios:

- El volumen de metal depositado tendrá en todo momento la máxima simetría posible.
- Las piezas que se soldarán, deben disponerse de tal modo que puedan seguir los movimientos producidos en el soldeo con la máxima libertad posible.
- El soldador debe tener fácil acceso en todo momento y posición óptima de trabajo a fin de asegurar el depósito limpio y perfecto del material de aportación.
- Deberá cuidarse la disposición de las piezas y el orden de los cordones para reducir al mínimo la acumulación de calor en zonas locales.

❖ **PROTECCION CONTRA INCENDIOS.**

Se menciona los siguientes:

Pinturas Intumescentes.

Estas pinturas se aplican como capa intermedia entre la primera de imprimación y la de acabado. Es una solución que no modifica las dimensiones ni la geometría de los elementos protegidos, no obstante, presenta el problema de no ser muy eficaz ya que las estructuras sometidas al fuego por más de 50 minutos, pierden su estabilidad. Por esta razón su uso es muy limitado.

Datos Técnicos: (1) Perfil de acero; (2) Capa de imprimación anticorrosiva; (3) Capa Intumescentes; (4) Capa de acabado opcional; recomendado cuando el perfil está expuesto al exterior o zonas húmedas.

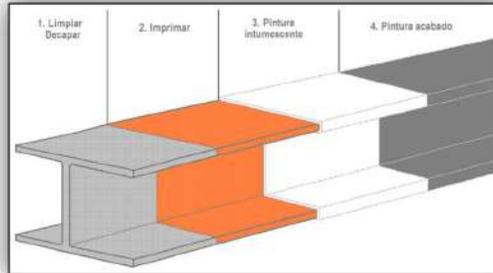


Fig. 55 Pintura Intumescente

Morteros Ignífugos.

Estos morteros son proyectables compuestos ligantes hidráulicos, áridos ligeros, y aditivos especiales. Permiten una estabilidad al fuego llegando hasta cuatro horas de exposición al calor de las llamas. El espesor del revestimiento se realiza según el tiempo de estabilidad al fuego que se considere; la superficie de acabado puede hacerse alisada o rugosa.

Datos Técnicos: (1) Perfil de acero; (2) Capa de imprimación anticorrosiva; (3) Mortero proyectado.

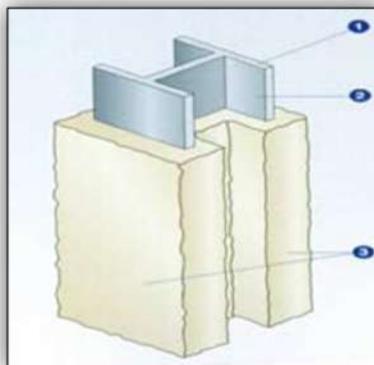


Fig. 56 Mortero Ignífugos

Placas Rígidas de Revestimiento.

Esta protección se basa en paneles de silicato cálcico; son livianos y fáciles de manejar, permiten crear alojamientos estancos en su interior donde queda el perfil. El espesor y la cantidad de capas de los paneles determinan el tiempo de estabilidad al calor de las llamas. El tiempo máximo comprobado se encuentra alrededor de las 3 horas de exposición al fuego.

Datos Técnicos: (1) Columna metálica; (2) Placa de fibrosilicato; (3) Distancia entre juntas horizontales, aproximadamente 500mm; (4) Elementos de Fijación.

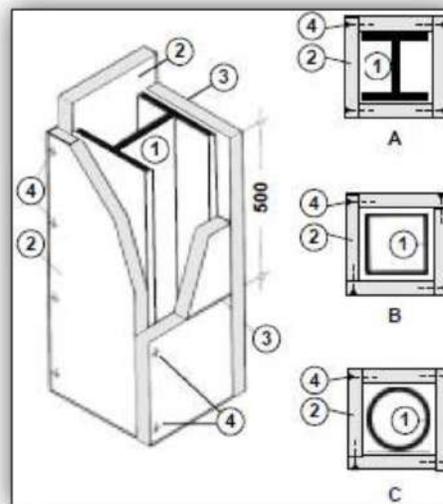


Fig. 57 Placas Rígidas de Revestimiento.

Datos Técnicos: (1) Viga metálica; (2) Placa de fibrosilicato; (3) Pieza para proteger junta vertical, ancho mayor a 100mm; (4) Junta vertical cada 1,20m o según ancho de placa; (5) Elementos de fijación; (5a) Equidistancia longitudinal: 500m; (5b) En juntas verticales: distancia 50mm.

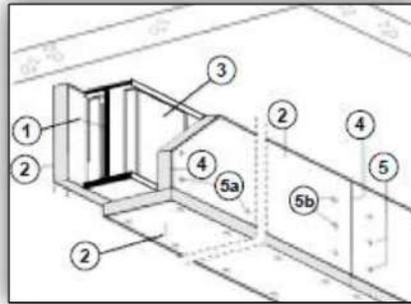


Fig. 58 Placas Rígidas de Revestimiento.

❖ SUPERVISIÓN.

En el caso de materiales cubiertos por un certificado expedido por el fabricante el control podrá limitarse al establecimiento de la traza que permita relacionar de forma inequívoca cada elemento de la estructura con el certificado de origen que lo avala.

Cuando en la documentación del proyecto se especifiquen características no avaladas por el certificado de origen del material, se establecerá un procedimiento de control mediante ensayos realizados por un laboratorio independiente.

En el caso de perfiles de acero estructural estos deberán cumplir la norma E-090.

En el caso de los procesos de fabricación se deberá establecer un control de calidad en la documentación de taller comprobándose de esta manera su coherencia con la especificada en la documentación general del proyecto.

La documentación de fabricación, elaborada por el taller, deberá ser revisada y aprobada por la dirección facultativa de la obra, y deberán constar en ella los siguientes documentos:

a. Una memoria de fabricación que incluya:

- El cálculo de las tolerancias de fabricación de cada componente, así como su coherencia con el sistema general de tolerancias, los procedimientos de corte, de doblado, el movimiento de las piezas, entre otros.
 - Los procedimientos de soldadura que deban emplearse, preparación de bordes, precalentamientos requeridos, entre otros.
 - El tratamiento de las superficies, distinguiendo entre aquellas que formarán parte de las uniones soldadas, las que constituirán las superficies de contacto en uniones atornilladas por rozamiento o las destinadas a recibir algún tratamiento de protección.
- b. Los planos para cada elemento de la estructura (vigas, tramo de columnas, tramo de cordón de celosía, elementos de triangulación, placa de anclaje) o para cada componente simple si el elemento requiriese varios componentes simples, con toda la información precisa para su fabricación y en particular:
- El material de cada componente
 - La identificación de perfiles y otros productos
 - Las dimensiones y sus tolerancias
 - Los procedimientos de fabricación (tratamientos térmicos, mecanizados, forma de ejecución de los agujeros) y las herramientas a emplear.
 - Las contraflechas.
 - En el caso de uniones atornilladas, los tipos, dimensiones, forma de apriete de los tornillos (especificando los parámetros correspondientes).
 - En el caso de uniones soldadas, las dimensiones de los cordones, el tipo de preparación, el orden de ejecución, entre otros.
- c. Un plan de puntos de inspección donde se indique los procedimientos de control interno de producción desarrollados por el fabricante, especificando los elementos a los que se aplica cada inspección, el tipo y nivel, los medios de inspección, las decisiones derivadas de cada uno de los resultados posibles.

El control de calidad en la fabricación establecerá los mecanismos necesarios para comprobar que los medios empleados en cada proceso son los adecuados a la calidad prescrita.

En el caso de los procesos de montaje se establecerá su calidad al comprobar su coherencia específica con la documentación de taller y por ende con la documentación general del proyecto.

La documentación de montaje, elaborada por el ingeniero de montaje, deberá ser revisada y aprobada por la dirección facultativa. Se comprobará que la documentación consta al menos, de los siguientes documentos:

- a. Una memoria de montaje que incluya:
 - El cálculo de las tolerancias de posición de cada componente, la descripción de las ayudas al montaje (casquillos provisionales de apoyo, orejetas de izado, elementos de guiado), la definición de las uniones en obra, los medios de protección de soldadura, los procedimientos de apriete de tornillos.
 - Las componentes de seguridad durante el montaje.
- b. Los planos de montaje que indiquen de forma esquemática la posición y movimientos de las piezas durante el montaje, los medios de izado, los apuntalados provisionales y en general, toda la información necesaria para el correcto manejo de las piezas.
- c. Un plan de puntos de inspección que indique los procedimientos de control interno de producción desarrollados por el ingeniero de montaje, especificando los elementos a los que se aplica cada inspección, el tipo y nivel, los medios de inspección, las decisiones derivadas de cada uno de los resultados posibles.

El control de calidad del montaje establecerá los mecanismos necesarios para comprobar que los medios empleados en cada proceso son los adecuados a la calidad prescrita.

3.3.2. INFORMACIÓN SECUNDARIA.

Rendimiento y cuadrilla para cada partida. Partidas para el componente de Estructuras en Edificaciones, según la Norma Técnica – Metrados para Obras de Edificación y Habilitaciones Urbanas⁵

Para una edificación de estructura de concreto armado.

PARTIDAS		
Ítem	Descripción	Unidad
02	Estructuras	
02.03	Obras de concreto Armado	
02.03.06	Placas	
02.03.06.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³
02.03.06.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²
02.03.06.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	kg
02.03.07	Columnas	
02.03.07.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³
02.03.07.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²
02.03.07.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	kg
02.03.08	Vigas	
02.03.08.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³
02.03.08.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²
02.03.08.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	kg
02.03.09	Losas	
02.03.09.01	Losas macizas	
02.03.09.01.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³
02.03.09.01.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²
02.03.09.01.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	kg
02.03.09.02	Losas Aligeradas	
02.03.09.02.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³
02.03.09.02.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²
02.03.09.02.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	Kg
02.03.09.02.04	Para bloques huecos	Und
02.03.10	Escaleras	
02.03.10.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³
02.03.10.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²
02.03.10.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	kg
02.03.11	Caja de Ascensores	
02.03.11.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³
02.03.11.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²
02.03.11.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	kg

Tabla 87 Partidas para la Estructura de una Edificación en CA

⁵ Resolución Directoral N° 073-2010/VIVIENDA/VMCS-DNC

Para una edificación de estructura en acero.

PARTIDAS		
Ítem	Descripción	Unidad
02	Estructuras	
02.04	Estructuras de acero	
02.04.01	Columnas	
02.04.01.01	Placa de Anclaje	und
02.04.01.02	Acero	Kg
02.04.02	Vigas	
02.04.02.01	Acero	Kg
02.04.08	Losa	
02.04.08.01	Placa Steel Deck	m ²
02.04.08.02	Conector Soldado	Und
02.04.09	Escalera	
02.04.09.01	Acero	kg
02.04.09.02	Pavimento de rejilla	und

Tabla 88 Partidas para la Estructura de una Edificación en EA

3.3.3. METRADO POR PARTIDAS.

Para una estructura en concreto armado.

02.03.06. Placas

02.03.06.01. Para Concreto 210 kg/cm²

Descripción	CONCRETO M3				Parcial
	# veces	Largo	Ancho	Alto	
Sótano					
Placa 1	1	3.54	0.15	3.65	1.94
En eje 1					
Del 1er piso al 5to piso					
Placa 1	5	3.54	0.15	2.63	6.98
En eje 1					
Del Sótano al 5to piso					
Placa 2	6	2.15	0.20	2.63	6.79
En eje 3					
Placa 4	6	2.00	0.20	2.63	6.31
En eje A					
Placa 5	6	2.00	0.20	2.63	6.31
En eje F					

Tabla 89 Metrado de Concreto en Placas

02.03.06.02. Para el encofrado y desencofrado

ENCOFRADO M2				325.87
Descripción	# veces	Longitud	Alto	Parcial
Sótano				
Placa 1	1	7.28	3.65	26.57
En eje 1				
Del 1er piso al 5to piso				
Placa 1	5	7.28	2.63	95.73
En eje 1				
Del Sótano al 5to piso				
Placa 2	6	4.50	2.63	71.01
En eje 3				
Placa 4	6	4.20	2.63	66.28
En eje A				
Placa 5	6	4.20	2.63	66.28
En eje F				

Tabla 90 Metrado Encofrado y Desencofrado en Placas

02.03.06.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

Descripción	Ø	Nº Elemento Iguales	Nº Piezas por Elemento	Longitud por Pieza (m)	Longitud Parcial (m)	Clasificación (m)		
						3/8"	1/2"	5/8"
						0.559	0.993	1.552
PLACA 1	1/2"	1	36	9	324.00	321.73		
	3/8"	1	36	17.89	644.04	360.02		
	3/8"	1	86	8.28	712.08	398.05		
PLACA 2	1/2"	1	18	9	162.00	160.87		
	5/8"	1	4	9	36.00	55.87		
	3/8"	1	18	17.89	322.02	180.01		
	5/8"	1	4	7.96	31.84	49.42		
	3/8"	1	86	4.98	428.28	239.41		
PLACA 4 y 5	3/8"	1	86	1.75	150.50	84.13		
	1/2"	2	16	9	288.00	285.98		
	5/8"	2	4	9	72.00	111.74		
	3/8"	2	16	17.89	572.48	320.02		
	5/8"	2	4	7.96	63.68	98.83		
	3/8"	2	86	4.76	818.72	457.66		
	3/8"	2	86	1.75	301.00	168.26		
RESUMEN								
						3/8"	1/2"	5/8"
TOTAL (Kg)						2207.56	768.58	315.86
TOTAL (Ton)						2.43	0.85	0.33
TOTAL (VARILLAS)						483	95	24
PESO TOTAL (Ton)						3.60		

Tabla 91 Metrado de Acero en Placas

02.03.07. Columnas

02.03.07.01. Para Concreto 210 kg/cm²

Descripción	CONCRETO M3				51.45
	# veces	Largo	Ancho	Alto	Parcial
Sótano					
C-1	7	0.30	0.50	3.65	3.833
C-2	4	0.30	0.50	3.65	2.190
C-3	8	0.30	0.50	3.65	4.380
C-4	1	0.30	0.25	3.65	0.274
1er Piso					
C-1	7	0.30	0.50	2.63	2.762
C-2	4	0.30	0.50	2.63	1.578
C-3	8	0.30	0.50	2.63	3.156
C-4	0	0.30	0.25	2.63	0.000
2do Piso					
C-1	7	0.30	0.50	2.63	2.762
C-2	4	0.30	0.50	2.63	1.578
C-3	8	0.30	0.50	2.63	3.156
C-4	0	0.30	0.25	2.63	0.000
3er Piso					
C-1	7	0.30	0.50	2.63	2.762
C-2	4	0.30	0.50	2.63	1.578
C-3	8	0.30	0.50	2.63	3.156
C-4	0	0.30	0.25	2.63	0.000
4to Piso					
C-1	7	0.30	0.50	2.63	2.762
C-2	4	0.30	0.50	2.63	1.578
C-3	8	0.30	0.50	2.63	3.156
C-4	0	0.30	0.25	2.63	0.000
5to Piso					
C-1	7	0.30	0.25	2.63	1.381
C-2	4	0.30	0.50	2.63	1.578
C-3	8	0.30	0.50	2.63	3.156
C-4	0	0.30	0.50	2.63	0.000

Tabla 92 Metrado de Concreto en Columnas

02.03.07.02. Para el encofrado y desencofrado

ENCOFRADO M2				566.21
Descripción	# veces	Longitud	Alto	Parcial
Sótano				
C-1	7	1.60	3.65	40.880
C-2	4	1.60	3.65	23.360
C-3	8	1.60	3.65	46.720
C-4	1	1.10	3.65	4.015
1er Piso				
C-1	7	1.60	2.63	29.456
C-2	4	1.60	2.63	16.832
C-3	8	1.60	2.63	33.664
C-4	0	1.10	2.63	0.000
2do Piso				
C-1	7	1.60	2.63	29.456
C-2	4	1.60	2.63	16.832
C-3	8	1.60	2.63	33.664
C-4	0	1.10	2.63	0.000
3er Piso				
C-1	7	1.60	2.63	29.456
C-2	4	1.60	2.63	16.832
C-3	8	1.60	2.63	33.664
C-4	0	1.10	2.63	0.000
4to Piso				
C-1	7	1.60	2.63	29.456
C-2	4	1.60	2.63	16.832
C-3	8	1.60	2.63	33.664
C-4	0	1.10	2.63	0.000
5to Piso				
C-1	7	1.60	2.63	29.456
C-2	4	1.60	2.63	16.832
C-3	8	1.60	2.63	33.664
C-4	0	1.10	2.63	0.000

Tabla 93 Metrado de Encofrado y Desencofrado en Columnas

02.03.07.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

Descripción	Ø	Nº Elemento Iguales	Nº Piezas por Elemento	Longitud por Pieza (m)	Longitud Parcial (m)	Clasificación (m)				
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
						0.559	0.993	1.552	2.235	3.973
C 1	3/4	7	8	9	504.00				1126.44	
	5/8	7	8	17.89	1001.8			1554.86		
	3/8	7	151	2.44	2579.0	1441.71				
C 2	1"	4	4	9	144.00					572.11
	3/4	4	4	9	144.00				321.84	
	3/4	4	8	18.09	578.88				1293.80	
	3/8	4	151	2.44	1473.7	823.83				
C 3	3/4	8	4	9	288.00				643.68	
	5/8	8	4	9	288.00			446.98		
	5/8	8	8	17.89	1144.9			1776.98		
	3/8	8	151	2.44	2947.5	1647.66				
C 4	1/2	1	4	4.7	18.80		18.67			
	3/8	1	28	1.08	30.24	16.90				
RESUMEN										
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
					TOTAL (Kg)	3930.11	18.67	3778.81	3385.76	572.11
					TOTAL (Ton)	4.32	0.02	3.97	3.56	0.60
					TOTAL (VARILLAS)	859	2	284	177	17
					PESO TOTAL (Ton)			12.86		

Tabla 94 Medrado de Acero en Columnas

02.03.08. Vigas

02.03.08.01. Para Concreto 210kg/cm^2

CONCRETO M3					108.48
Descripción	# veces	Largo	Ancho	Alto	Parcial
Del Sótano al Techo					
En eje horizontal					
En eje 1	1	12.00	0.25	0.45	1.350
En eje 1	5	8.70	0.25	0.45	4.894
En eje 2	6	12.00	0.25	0.45	8.100
En eje 3	6	12.00	0.25	0.45	8.100
En eje 4	6	12.00	0.25	0.45	8.100
En eje 5	5	12.00	0.25	0.45	6.750
Entre eje 1,2 y A,B	6	3.08	0.25	0.20	0.924
Entre eje 2,3 y E,F	6	3.85	0.30	0.20	1.386
Entre eje 3,4 y B,F	1	8.70	0.25	0.20	0.435
Entre eje 3,4 y E,F	5	3.55	0.25	0.20	0.888
Entre eje 4,5 y A,B	1	3.08	0.25	0.20	0.154
Entre eje 4,5 y B,E	1	4.85	0.30	0.20	0.291
Entre eje 4,5 y B,E	1	4.85	0.25	0.45	0.546
Entre eje 4,5 y E,F	1	3.85	0.25	0.45	0.433
Entre eje 4,5 y E,F	1	3.85	0.25	0.20	0.193
Entre el eje 5 y A,F	5	12.00	0.25	0.20	3.000
En eje vertical					
En eje A	1	22.00	0.25	0.45	2.475
En eje A	5	18.10	0.25	0.45	10.181
En eje B	6	22.00	0.25	0.45	14.850
En eje E	6	22.00	0.25	0.45	14.850
En eje F	6	22.00	0.25	0.45	14.850
Entre eje E,F y 2,3	1	2.45	0.25	0.20	0.123
Entre eje E,F y 3,4	1	2.67	0.25	0.20	0.134
Entre eje B,E y 3,4	1	2.67	0.25	0.20	0.134
Entre eje E,F y 4,5	1	1.70	0.25	0.20	0.085
Entre eje B,E y 4,5	1	1.83	0.25	0.20	0.092

Tabla 95 Medrado de Concreto en Vigas

02.03.08.02. Para el encofrado y desencofrado

ENCOFRADO M2				770.34
Descripción	# veces	Longitud	Alto	Parcial
En eje 1	1	12.00	1.15	13.800
En eje 1	5	8.70	1.15	50.025
En eje 2	6	12.00	1.15	82.800
En eje 3	6	12.00	1.15	82.800
En eje 4	6	12.00	1.15	82.800
En eje 5	5	12.00	1.15	69.000
Entre eje 1,2 y A,B	6	3.08	0.65	12.012
Entre eje 2,3 y E,F	6	3.85	0.70	16.170
Entre eje 3,4 y B,F	1	8.70	0.65	5.655
Entre eje 3,4 y E,F	5	3.55	0.65	11.538
Entre eje 4,5 y A,B	1	3.08	0.65	2.002
Entre eje 4,5 y B,E	1	4.85	0.70	3.395
Entre eje 4,5 y B,E	1	4.85	1.15	5.578
Entre eje 4,5 y E,F	1	3.85	1.15	4.428
Entre eje 4,5 y E,F	1	3.85	0.65	2.503
Entre el eje 5 y A,F	5	12.00	0.65	39.000
En eje vertical	0	0.00	0.00	0.000
En eje A	1	22.00	1.15	25.300
En eje A	5	18.10	1.15	104.075
En eje B	6	22.00	1.15	151.800
En eje E	6	22.00	1.15	151.800
En eje F	6	22.00	1.15	151.800
Entre eje E,F y 2,3	1	2.45	0.65	1.593
Entre eje E,F y 3,4	1	2.67	0.65	1.736
Entre eje B,E y 3,4	1	2.67	0.65	1.736
Entre eje E,F y 4,5	1	1.70	0.65	1.105
Entre eje B,E y 4,5	1	1.83	0.65	1.190

Tabla 96 Medrado Encofrado y Desencofrado en Vigas

02.03.08.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

Descripción	ϕ	Nº Elemento Iguales	Nº Piezas por Elemento	Longitud por Pieza (m)	Longitud Parcial (m)	Clasificación (m)		
						3/8"	1/2"	5/8"
						0.559	0.993	1.552
VIGAS								
Eje A y A" (V-04, 13 x 20)	1/2"	2	4	24.7	1185.6	1177.30		
	3/8"	2	216	0.64	1658.88	927.31		
Eje B,B",C,C" (V-05, 13x20)	3/8"	16	4	1.7	652.8	364.91		
	1/4"	16	15	0.64	921.6			
Eje D y D" (V-01, 25x20)	1/2"	2	6	24.7	1778.4	1779.39		
	3/8"	2	108	0.84	1088.64	608.54		
Entre Eje A-B, A"-B" (V-03, 40x20)	1/2"	8	8	3.32	1274.88	1275.87		
	3/8"	8	31	1.08	1607.04	898.33		
Entre Eje C-D, C"-D" (V-01, 25x20)	1/2"	8	6	3.34	961.92	962.91		
	3/8"	8	31	0.84	1249.92	698.70		
Eje 1,2,3,4,7,8,9,10 (V-01, 25x20)	1/2"	8	6	3.1	892.8	893.79		
	3/8"	8	29	0.84	1169.28	653.62		
Eje 1",2",3"4",6",7",8",9" (V-01, 25x20)	1/2"	8	6	1.7	489.6	490.59		
	3/8"	8	15	0.84	604.8	338.08		
Eje 1",2",3"4",6",7",8",9" (V-04, 13x20)	1/2"	8	4	2.04	391.68	392.67		
	3/8"	8	18	0.64	552.96	309.10		
Eje 1",2",3"4",6",7",8",9" (V-01, 25x20)	1/2"	8	6	1.46	420.48	421.47		
	3/8"	8	12	0.84	483.84	270.46		
Sobre muro: Eje 1, 2, 3,4,7,8,9,10 (V-13x20)	1/2"	16	4	5.8	2227.2	2228.19		
	3/8"	16	54	0.64	3317.76	1854.62		
Sobre muro: Eje 5 y 6 (V-13x20)	1/2"	2	4	13.4	643.2	644.19		
	3/8"	2	132	0.64	1013.76	566.69		
Sobre muro: Ejes Intermedios	1/2"	16	4	2.7	1036.8	1037.79		
	3/8"	16	25	0.64	1536	858.62		
	1/2"	8	4	2.44	468.48	469.47		
	3/8"	8	22	0.64	675.84	377.79		
VIGAS VOLADOS								
LADO DERECHO (V-01, 25x20)	1/2"	1	6	19.54	703.44	704.43		
	3/8"	2	54	0.84	544.32	304.27		
	3/8"	2	36	0.84	362.88	202.84		
ESCALERA LADO DERECHO (V-09, 20x40)	1/2"	1	4	2.95	70.8	71.79		
	3/8"	1	17	1.08	110.16	61.57		
ESCALERA LADO DERECHO (V-11, 15x30)	1/2"	1	4	3.43	82.32	83.31		
	3/8"	1	20	1.08	129.6	72.44		
ESCALERA LADO DERECHO (V-07, 20x50)	1/2"	1	4	2.95	70.8	71.79		
	3/8"	1	17	1.38	140.76	78.68		
VOLADOS LADO DERECHO E IZQUIERDO	5/8"	8	4	1.4	268.8	417.17		
	3/8"	8	12	30.98	17844.48	9975.06		
	1/2"	8	4	1.4	268.8	269.79		
ESCALERA LADO IZQUIERDO (V-07, 50x20)	1/2"	1	4	4.4	105.6	106.59		
	3/8"	1	21	1.38	173.88	97.19		
ESCALERA LADO IZQUIERDO (V-11, 15x30)	1/2"	1	4	3.43	82.32	83.31		
	3/8"	1	20	1.08	129.6	72.44		
ESCALERA LADO IZQUIERDO (V-8, 20x40)	1/2"	1	4	4.2	100.8	101.79		
	3/8"	1	25	1.08	162	90.55		
VOLADO LAOD IZQUIERDO (V-1, 25x20)	1/2"	1	6	22.8	820.8	821.79		
	3/8"	4	49	0.84	987.84	552.20		
TOTAL VIGAS						20234.1	14088.2	417.17
						4	8	
Peso Total						38.21 tn		

Tabla 97 Metrado de Acero en Vigas

02.03.09. Losas

02.03.09.01. Losas macizas

02.03.09.01.01 Para Concreto 210 kg/cm²

CONCRETO M3					10.44
Descripción	# veces	Largo	Ancho	Alto	Parcial
1er Piso					
	1	2.67	2.20	0.20	1.175
	1	3.65	1.60	0.20	1.168
	1	1.70	1.35	0.20	0.459
	1	2.40	1.83	0.20	0.878
	1	3.70	0.79	0.20	0.585
Del 2do al 5to piso					
	5	3.55	1.60	0.20	5.680

Tabla 98 Metrado en Concreto en Losas Macizas

02.03.09.01.02 Para el encofrado y desencofrado

ENCOFRADO M2				45.97
Descripción	# veces	Longitud	Alto	Parcial
1er Piso				
	1	2.67	2.20	5.87
	1	3.65	1.60	5.84
	1	1.70	1.35	2.30
	1	2.40	1.83	4.39
	1	3.70	0.79	2.92
Del 2do al 5to piso				
	5	3.40	1.45	24.65

Tabla 99 Metrado en Encofrado y Desencofrado para Losa Macizas

02.03.09.01.03 Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

ACERO KG					182.11
Kg/ml	# Veces	Cant.	Long.	Long. total	Kg
1er Piso					
0.25	1	13	2.77	36.01	9.00
0.25	1	11	2.30	25.30	6.33
0.25	1	18	3.75	67.50	16.88
0.25	1	8	1.70	13.60	3.40
0.25	1	8	1.80	14.40	3.60
0.25	1	6	1.45	8.70	2.18
0.25	1	12	2.50	30.00	7.50
0.25	1	9	1.93	17.37	4.34
0.25	1	18	3.80	68.40	17.10
0.25	1	3	0.89	2.67	0.67
					70.99
Del 2do al 5to piso					
0.25	5	17	3.65	310.25	77.56
0.25	5	8	1.70	68.00	17.00
					94.56

Tabla 100 Metrado en Acero para Losas Macizas

02.03.09.02. Losas aligeradas

02.03.09.02.01 Para Concreto 210 kg/cm²

CONCRETO M3					93.87
Descripción	# V.	Largo	Ancho	Altura	Total
1er piso					
	1	2.75	3.90	0.20	0.94
	1	4.65	4.65	0.20	1.89
	1	3.60	4.65	0.20	1.46
	1	2.75	3.15	0.20	0.76
	1	4.55	6.15	0.20	2.45
	1	2.85	2.20	0.20	0.55
	1	3.60	3.65	0.20	1.15
	1	2.75	4.52	0.20	1.09
	1	2.00	2.67	0.20	0.47
	1	2.25	1.60	0.20	0.32
	1	2.75	2.15	0.20	0.52
	1	4.65	1.30	0.20	0.53
Del 2do piso al techo					
	5	2.75	0.80	0.20	0.19
	5	4.65	4.65	0.20	1.89
	5	3.60	4.65	0.20	1.46
	5	2.75	6.15	0.20	1.48
	5	4.55	6.15	0.20	2.45
	5	3.60	3.75	0.20	1.18
	5	2.75	4.52	0.20	1.09
	5	2.75	5.43	0.20	1.31
	5	4.65	5.43	0.20	2.21
	5	3.60	5.43	0.20	1.71
	5	2.85	0.25	0.20	0.06
	5	4.60	0.85	0.20	0.34
	5	3.65	0.25	0.20	0.08

Tabla 101 Metrado en Concreto para Losas Aligeradas

02.03.09.02.02 Para el encofrado y desencofrado

ENCOFRADO M2					1021.73
Descripción	# V.	Largo	Ancho	Total	
1er piso					
	1	2.75	3.90	10.73	
	1	4.65	4.65	21.62	
	1	3.60	4.65	16.74	
	1	2.75	3.15	8.66	
	1	4.55	6.15	27.98	
	1	2.85	2.20	6.27	
	1	3.60	3.65	13.14	
	1	2.75	4.52	12.43	
	1	2.00	2.67	5.34	
	1	2.25	1.60	3.60	
	1	2.75	2.15	5.91	
Del 2do piso al techo					
	5	2.75	0.80	11.00	
	5	4.65	4.65	108.11	
	5	3.60	4.65	83.70	
	5	2.75	6.15	84.56	
	5	4.55	6.15	139.91	
	5	3.60	3.75	67.50	
	5	2.75	4.52	62.15	
	5	2.75	5.43	74.66	
	5	4.65	5.43	126.25	
	5	3.60	5.43	97.74	
	5	2.85	0.25	3.56	
	5	4.60	0.85	19.55	
	5	3.65	0.25	4.56	

Tabla 102 Metrado Encofrado y Desencofrado en Losas Aligeradas

02.03.09.02.03 Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

ACERO Kg									7349.56
						1/4"	3/8"	1/2"	
	Kg/ml	# V.	Cant.	Long.	Long.total	0.25	0.58	1.02	Kg
1er piso									
P+	1.02	1	10	2.90	29.00	0.00	0.00	29.00	29.58
N-	0.58	1	10	2.90	29.00	0.00	29.00	0.00	16.82
Mh	0.25	1	11	2.75	30.25	30.25	0.00	0.00	7.56
Mv	0.25	1	16	3.90	62.40	62.40	0.00	0.00	15.60
Ganchos	0.25	1	140	0.20	28.00	28.00	0.00	0.00	7.00
P+	1.02	1	12	4.80	57.60	0.00	0.00	57.60	58.75
N-	0.58	1	12	4.80	57.60	0.00	57.60	0.00	33.41
Mh	0.25	1	19	4.65	88.35	88.35	0.00	0.00	22.09
Mv	0.25	1	19	4.65	88.35	88.35	0.00	0.00	22.09
Ganchos	0.25	1	276	0.20	55.20	55.20	0.00	0.00	13.80
P+	1.02	1	12	3.75	45.00	0.00	0.00	45.00	45.90
N-	0.58	1	12	3.75	45.00	0.00	45.00	0.00	26.10
Mh	0.25	1	14	3.60	50.40	50.40	0.00	0.00	12.60
Mv	0.25	1	19	4.65	88.35	88.35	0.00	0.00	22.09
Ganchos	0.25	1	216	0.20	43.20	43.20	0.00	0.00	10.80
P+	1.02	1	8	2.90	23.20	0.00	0.00	23.20	23.66
N-	0.58	1	8	2.90	23.20	0.00	23.20	0.00	13.46
Mh	0.25	1	11	2.75	30.25	30.25	0.00	0.00	7.56
Mv	0.25	1	13	3.15	40.95	40.95	0.00	0.00	10.24
Ganchos	0.25	1	112	0.20	22.40	22.40	0.00	0.00	5.60
P+	1.02	1	15	4.70	70.50	0.00	0.00	70.50	71.91
N-	0.58	1	15	4.70	70.50	0.00	70.50	0.00	40.89
Mh	0.25	1	18	4.55	81.90	81.90	0.00	0.00	20.48
Mv	0.25	1	25	6.15	153.75	153.75	0.00	0.00	38.44
Ganchos	0.25	1	345	0.20	69.00	69.00	0.00	0.00	17.25
P+	1.02	1	6	3.00	18.00	0.00	0.00	18.00	18.36
N-	0.58	1	6	3.00	18.00	0.00	18.00	0.00	10.44
Mh	0.25	1	11	2.85	31.35	31.35	0.00	0.00	7.84
Mv	0.25	1	9	2.20	19.80	19.80	0.00	0.00	4.95
Ganchos	0.25	1	84	0.20	16.80	16.80	0.00	0.00	4.20
P+	1.02	1	9	3.75	33.75	0.00	0.00	33.75	34.43
N-	0.58	1	9	3.75	33.75	0.00	33.75	0.00	19.58
Mh	0.25	1	14	3.60	50.40	50.40	0.00	0.00	12.60
Mv	0.25	1	15	3.65	54.75	54.75	0.00	0.00	13.69
Ganchos	0.25	1	126	0.20	25.20	25.20	0.00	0.00	6.30
P+	1.02	1	11	2.90	31.90	0.00	0.00	31.90	32.54
N-	0.58	1	11	2.90	31.90	0.00	31.90	0.00	18.50
Mh	0.25	1	11	2.75	30.25	30.25	0.00	0.00	7.56
Mv	0.25	1	18	4.52	81.36	81.36	0.00	0.00	20.34
Ganchos	0.25	1	154	0.20	30.80	30.80	0.00	0.00	7.70
P+	1.02	1	7	2.15	15.05	0.00	0.00	15.05	15.35
N-	0.58	1	7	2.15	15.05	0.00	15.05	0.00	8.73
Mh	0.25	1	8	2.00	16.00	16.00	0.00	0.00	4.00
Mv	0.25	1	11	2.67	29.37	29.37	0.00	0.00	7.34
Ganchos	0.25	1	70	0.20	14.00	14.00	0.00	0.00	3.50
P+	1.02	1	4	2.40	9.60	0.00	0.00	9.60	9.79
N-	0.58	1	4	2.40	9.60	0.00	9.60	0.00	5.57
Mh	0.25	1	9	2.25	20.25	20.25	0.00	0.00	5.06

ACERO Kg									7349.56
	Kg/ml	# V.	Cant.	Long.	Long.total	1/4" 0.25	3/8" 0.58	1/2" 1.02	Kg
Mv	0.25	1	6	1.60	9.60	9.60	0.00	0.00	2.40
Ganchos	0.25	1	44	0.20	8.80	8.80	0.00	0.00	2.20
P+	1.02	1	5	2.90	14.50	0.00	0.00	14.50	14.79
N-	0.58	1	5	2.90	14.50	0.00	14.50	0.00	8.41
Mh	0.25	1	11	2.75	30.25	30.25	0.00	0.00	7.56
Mv	0.25	1	9	2.15	19.35	19.35	0.00	0.00	4.84
Ganchos	0.25	1	70	0.20	14.00	14.00	0.00	0.00	3.50
P+	1.02	1	3	4.80	14.40	0.00	0.00	14.40	14.69
N-	0.58	1	3	4.80	14.40	0.00	14.40	0.00	8.35
Mh	0.25	1	19	4.65	88.35	88.35	0.00	0.00	22.09
Mv	0.25	1	5	1.30	6.50	6.50	0.00	0.00	1.63
Ganchos	0.25	1	69	0.20	13.80	13.80	0.00	0.00	3.45
Del 2do piso al techo									
P+	1.02	5	2	2.90	29.00	0.00	0.00	29.00	29.58
N-	0.58	5	2	2.90	29.00	0.00	29.00	0.00	16.82
Mh	0.25	5	11	2.75	151.25	151.25	0.00	0.00	37.81
Mv	0.25	5	3	0.80	12.00	12.00	0.00	0.00	3.00
Ganchos	0.25	5	28	0.20	28.00	28.00	0.00	0.00	7.00
P+	1.02	5	12	4.80	288.00	0.00	0.00	288.00	293.76
N-	0.58	5	12	4.80	288.00	0.00	288.00	0.00	167.04
Mh	0.25	5	19	4.65	441.75	441.75	0.00	0.00	110.44
Mv	0.25	5	19	4.65	441.75	441.75	0.00	0.00	110.44
Ganchos	0.25	5	276	0.20	276.00	276.00	0.00	0.00	69.00
P+	1.02	5	12	3.75	225.00	0.00	0.00	225.00	229.50
N-	0.58	5	12	3.75	225.00	0.00	225.00	0.00	130.50
Mh	0.25	5	14	3.60	252.00	252.00	0.00	0.00	63.00
Mv	0.25	5	19	4.65	441.75	441.75	0.00	0.00	110.44
Ganchos	0.25	5	216	0.20	216.00	216.00	0.00	0.00	54.00
P+	1.02	5	15	2.90	217.50	0.00	0.00	217.50	221.85
N-	0.58	5	15	2.90	217.50	0.00	217.50	0.00	126.15
Mh	0.25	5	11	2.75	151.25	151.25	0.00	0.00	37.81
Mv	0.25	5	25	6.15	768.75	768.75	0.00	0.00	192.19
Ganchos	0.25	5	210	0.20	210.00	210.00	0.00	0.00	52.50
P+	1.02	5	15	4.70	352.50	0.00	0.00	352.50	359.55
N-	0.58	5	15	4.70	352.50	0.00	352.50	0.00	204.45
Mh	0.25	5	18	4.55	409.50	409.50	0.00	0.00	102.38
Mv	0.25	5	25	6.15	768.75	768.75	0.00	0.00	192.19
Ganchos	0.25	5	345	0.20	345.00	345.00	0.00	0.00	86.25
P+	1.02	5	9	3.75	168.75	0.00	0.00	168.75	172.13
N-	0.58	5	9	3.75	168.75	0.00	168.75	0.00	97.88
Mh	0.25	5	14	3.60	252.00	252.00	0.00	0.00	63.00
Mv	0.25	5	15	3.75	281.25	281.25	0.00	0.00	70.31
Ganchos	0.25	5	162	0.20	162.00	162.00	0.00	0.00	40.50
P+	1.02	5	11	2.90	159.50	0.00	0.00	159.50	162.69
N-	0.58	5	11	2.90	159.50	0.00	159.50	0.00	92.51
Mh	0.25	5	11	2.75	151.25	151.25	0.00	0.00	37.81
Mv	0.25	5	18	4.52	406.80	406.80	0.00	0.00	101.70
Ganchos	0.25	5	154	0.20	154.00	154.00	0.00	0.00	38.50
P+	1.02	5	14	2.90	203.00	0.00	0.00	203.00	207.06
N-	0.58	5	14	2.90	203.00	0.00	203.00	0.00	117.74

ACERO Kg									7349.56
						1/4"	3/8"	1/2"	
	Kg/ml	# V.	Cant.	Long.	Long.total	0.25	0.58	1.02	Kg
Mh	0.25	5	11	2.75	151.25	151.25	0.00	0.00	37.81
Mv	0.25	5	22	5.43	597.30	597.30	0.00	0.00	149.33
Ganchos	0.25	5	196	0.20	196.00	196.00	0.00	0.00	49.00
P+	1.02	5	14	4.80	336.00	0.00	0.00	336.00	342.72
N-	0.58	5	14	4.80	336.00	0.00	336.00	0.00	194.88
Mh	0.25	5	19	4.65	441.75	441.75	0.00	0.00	110.44
Mv	0.25	5	22	5.43	597.30	597.30	0.00	0.00	149.33
Ganchos	0.25	5	322	0.20	322.00	322.00	0.00	0.00	80.50
P+	1.02	5	14	3.75	262.50	0.00	0.00	262.50	267.75
N-	0.58	5	14	3.75	262.50	0.00	262.50	0.00	152.25
Mh	0.25	5	14	3.60	252.00	252.00	0.00	0.00	63.00
Mv	0.25	5	22	5.43	597.30	597.30	0.00	0.00	149.33
Ganchos	0.25	5	252	0.20	252.00	252.00	0.00	0.00	63.00
P+	1.02	5	1	3.00	15.00	0.00	0.00	15.00	15.30
N-	0.58	5	1	3.00	15.00	0.00	15.00	0.00	8.70
Mh	0.25	5	11	2.85	156.75	156.75	0.00	0.00	39.19
Mv	0.25	5	1	0.25	1.25	1.25	0.00	0.00	0.31
Ganchos	0.25	5	14	0.20	14.00	14.00	0.00	0.00	3.50
P+	1.02	5	2	4.75	47.50	0.00	0.00	47.50	48.45
N-	0.58	5	2	4.75	47.50	0.00	47.50	0.00	27.55
Mh	0.25	5	18	4.60	414.00	414.00	0.00	0.00	103.50
Mv	0.25	5	3	0.85	12.75	12.75	0.00	0.00	3.19
Ganchos	0.25	5	46	0.20	46.00	46.00	0.00	0.00	11.50
P+	1.02	5	1	3.80	19.00	0.00	0.00	19.00	19.38
N-	0.58	5	1	3.80	19.00	0.00	19.00	0.00	11.02
Mh	0.25	5	15	3.65	273.75	273.75	0.00	0.00	68.44
Mv	0.25	5	1	0.25	1.25	1.25	0.00	0.00	0.31
Ganchos	0.25	5	18	0.20	18.00	18.00	0.00	0.00	4.50

Tabla 103 Medrado en Acero para Losas Aligeradas

02.03.09.02.04. Para bloques huecos

BLOQUES UND				2626.02
Descripción	# V.	Largo	Ancho	Total
1er piso				
	1	2.75	3.90	89.38
	1	4.65	4.65	180.19
	1	3.60	4.65	139.50
	1	2.75	3.15	72.19
	1	4.55	6.15	233.19
	1	2.85	2.20	52.25
	1	3.60	3.65	109.50
	1	2.75	4.52	103.58
	1	2.00	2.67	44.50
	1	2.25	1.60	30.00
	1	2.75	2.15	49.27
	1	4.65	1.30	50.38
Del 2do piso al techo				
	5	2.75	0.80	18.33
	5	4.65	4.65	180.19
	5	3.60	4.65	139.50
	5	2.75	6.15	140.94
	5	4.55	6.15	233.19
	5	3.60	3.75	112.50
	5	2.75	4.52	103.58
	5	2.75	5.43	124.44
	5	4.65	5.43	210.41
	5	3.60	5.43	162.90
	5	2.85	0.25	5.94
	5	4.60	0.85	32.58
	5	3.65	0.25	7.60

Tabla 104 Metrado Bloques para Losas Aligerados

02.03.10. Escaleras

02.03.10.01. Para Concreto 210 kg/cm²

CONCRETO M3					9.32
Descripción	# veces	Largo	Ancho	Alto	Parcial
Hacia el 1er Piso - Secretaria					
Tramo 1	1	2.05	0.84	0.15	0.25
Pasos	2.5	0.84	0.25	0.18	0.09
Tramo 2	1	0.99	0.80	0.15	0.11
Pasos	0.5	0.80	0.25	0.18	0.01
Tramo 3	1	1.25	0.74	0.15	0.13
Pasos	2.5	0.74	0.25	0.18	0.08
Hacia el 1er Piso – Pasadizo					
Tramo 1	1	2.00	0.76	0.15	0.22
Pasos	2.5	0.76	0.25	0.18	0.08
Tramo 2	1	0.99	0.80	0.15	0.11
Pasos	0.5	0.80	0.25	0.18	0.01
Tramo 3	1	1.25	0.74	0.15	0.13
Pasos	2.5	0.74	0.25	0.18	0.08
Del Sótano al Techo					
Tramo 1	5	3.74	1.12	0.15	3.14
Pasos	12.5	1.12	0.25	0.18	0.63
Tramo 2	5	1.42	1.16	0.15	1.23
Pasos	2.5	1.16	0.25	0.18	0.13
Tramo 3	5	2.58	1.12	0.15	2.16
Pasos	12.5	1.12	0.25	0.18	0.63

Tabla 105 Metrado en Concreto en Escaleras

02.03.10.02. Para el encofrado y desencofrado

ENCOFRADO M2				40.72
Descripción	# veces	Longitud	Ancho	Parcial
Hacia el 1er Piso - Secretaria				
Tramo 1	1	2.05	0.84	1.722
Contrapaso	5	0.84	0.18	0.756
	1	0.15	0.89	0.134
	2.5	0.25	0.84	0.525
Tramo 2	1	0.99	0.80	0.792
Contrapaso	1	0.80	0.18	0.144
	1	0.15	0.85	0.128
	0.5	0.25	0.80	0.100
Tramo 3	1	1.25	0.74	0.925
Contrapaso	5	0.74	0.18	0.666
	1	0.15	0.79	0.119
	2.5	0.25	0.74	0.463
Hacia el 1er Piso - Pasadizo				
Tramo 1	1	2.00	0.76	1.520
Contrapaso	5	0.76	0.18	0.684
	1	0.15	0.81	0.122
	2.5	0.25	0.76	0.475
Tramo 2	1	0.99	0.80	0.792
Contrapaso	1	0.80	0.18	0.144
	1	0.15	0.85	0.128
	0.5	0.25	0.80	0.100
Tramo 3	1	1.25	0.74	0.925
Contrapaso	5	0.74	0.18	0.666
	1	0.15	0.79	0.119
	2.5	0.25	0.74	0.463
Del Sótano al Techo				
Tramo 1	1	3.74	1.12	4.189
Contrapaso	25	1.12	0.18	5.040
	1	0.15	1.17	0.176
	12.5	0.25	1.12	3.500
Tramo 2	1	1.42	1.16	1.647
Contrapaso	5	1.16	0.18	1.044
	1	0.15	1.21	0.182
	2.5	0.25	1.16	0.725
Tramo 3	1	2.58	1.12	2.890
Contrapaso	25	1.12	0.18	5.040
	1	0.15	1.17	0.176
	12.5	0.25	1.12	3.500

Tabla 106 Metrado Encofrado y Desencofrado en Escaleras

02.03.10.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

ACERO KG						256.44
					3/8"	
Kg/ml	#	Cant.	Long.	Long.total	0.58	Kg
	Veces					
Hacia el 1er Piso - Secretaria						
0.58	1	6	2.50	15.00	15	8.700
0.58	1	7	0.84	5.88	5.88	3.410
0.58	1	5	1.49	7.45	7.45	4.321
0.58	1	3	0.80	2.40	2.4	1.392
0.58	1	5	1.75	8.75	8.75	5.075
0.58	1	4	0.74	2.96	2.96	1.717
Hacia el 1er Piso - Pasadizo						
0.58	1	5	2.45	12.25	12.25	7.105
0.58	1	7	0.76	5.32	5.32	3.086
0.58	1	5	1.49	7.45	7.45	4.321
0.58	1	3	0.80	2.40	2.4	1.392
0.58	1	5	1.75	8.75	8.75	5.075
0.58	1	4	0.74	2.96	2.96	1.717
Del Sótano al Techo						
0.58	5	7	4.19	146.65	146.65	85.057
0.58	1	12	1.12	13.44	13.44	7.795
0.58	5	8	1.92	76.80	76.8	44.544
0.58	1	5	1.16	5.80	5.8	3.364
0.58	5	7	3.08	107.80	107.8	62.524
0.58	1	9	1.12	10.08	10.08	5.846

Tabla 107 Metrado de Acero en Escaleras

02.03.11. Caja de Ascensores

02.03.11.01. Para Concreto 210kg/cm^2

CONCRETO M3					28.27
Descripción	# veces	Largo	Ancho	Alto	Parcial
Sótano					
Placa 3	1	2.45	0.20	3.65	1.789
En viga					
Placa 3	1	2.25	0.20	3.65	1.643
Escalera					
Placa 3	1	2.05	0.20	3.65	1.497
Posterior					
Del 1er Piso al 5to					
Placa 3	5	2.45	0.20	2.63	6.444
En viga					
Placa 3	5	2.25	0.20	2.63	5.918
Escalera					
Placa 3	5	2.05	0.20	2.63	5.392
Posterior					
Techo					
Placa 3	1	2.45	0.20	3.40	1.666
En viga					
Placa 3	1	2.25	0.20	3.40	1.530
Escalera					
Placa 3	1	2.05	0.20	3.40	1.394
Posterior					
Losa del Techo	1	2.05	2.45	0.20	1.005

Tabla 108 Metrado de Concreto para Caja de Ascensor

02.03.11.02. Para el encofrado y desencofrado

ENCOFRADO M2					282.75
Descripción	# veces	Longitud	Alto	Parcial	
Sótano					
Placa 3	1	2.45	3.65	17.885	
En viga					
Placa 3	1	2.25	3.65	16.425	
Escalera					
Placa 3	1	2.05	3.65	14.965	
Posterior					
Del 1er Piso al 5to					
Placa 3	5	2.45	2.63	64.435	
En viga					
Placa 3	5	2.25	2.63	59.175	
Escalera					
Placa 3	5	2.05	2.63	53.915	
Posterior					
Techo					
Placa 3	1	2.45	3.40	16.660	
En viga					
Placa 3	1	2.25	3.40	15.300	
Escalera					
Placa 3	1	2.05	3.40	13.940	
Posterior					
Losa del Techo	1	2.05	2.45	10.045	

Tabla 109 Metrado Encofrado y Desencofrado en Caja de Ascensor

02.03.11.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

Descripción	Ø	Nº Element o Iguales	Nº Piezas por Element o	Longitud por Pieza (m)	Longitud Parcial (m)	Clasificación (m)	
						3/8"	1/2"
PLACA	3/8"	1	52	9	468.00	261.61	
	3/8"	1	52	18	936.00	523.22	
	3/8"	1	86	15.41	1325.26	740.82	
	1/2"	1	14	9	126.00		125.12
	1/2"	1	14	18	252.00		250.24
CUARTO DE MAQUINAS	3/8"	1	86	1.9	163.40	91.34	
	3/8"	1	52	6.4	332.80	186.04	
	3/8"	2	21	2	84.00	46.96	
	3/8"	2	5	2.4	24.00	13.42	
	3/8"	2	12	1.35	32.40	18.11	
	1/2"	2	7	2.25	31.50		31.28
	1/2"	2	12	1.35	32.40		32.17
	1/2"	2	14	1.65	46.20		45.88
	1/2"	2	7	3.35	46.90		46.57
	1/2"	2	17	1.65	56.10		55.71
	1/2"	2	9	3.35	60.30		59.88
RESUMEN							
						3/8"	1/2"
TOTAL (Kg)						1881.5	646.84
						2	
TOTAL (Ton)						2.07	0.71
PESO TOTAL (Ton)						2.781	

Tabla 110 Metrado de Acero para Caja de Ascensor

Resumen de metrados en la estructura de concreto armado.

PARTIDAS				
Ítem	Descripción	Cantidad	Unidad	
02	Estructuras			
02.03	Obras de concreto Armado			
02.03.06	Placas			
02.03.06.01	Para concreto 210 kg/cm ²	28.33	m ³	
02.03.06.02	Para el encofrado y desencofrado	325.87	m ²	
02.03.06.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	3621.20	kg	
02.03.07	Columnas			
02.03.07.01	Para concreto 210 kg/cm ²	51.45	m ³	
02.03.07.02	Para el encofrado y desencofrado	566.21	m ²	
02.03.07.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	12854.00	kg	
02.03.08	Vigas			
02.03.08.01	Para concreto 210 kg/cm ²	108.48	m ³	
02.03.08.02	Para el encofrado y desencofrado	770.34	m ²	
02.03.08.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	38213.55	kg	
02.03.09	Losas			
02.03.09.01	Losas macizas			
02.03.09.01.01	Para concreto 210 kg/cm ²	10.44	m ³	
02.03.09.01.02	Para el encofrado y desencofrado	45.97	m ²	
02.03.09.01.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	182.11	kg	
02.03.09.02	Losas Aligeradas			
02.03.09.02.01	Para concreto 210 kg/cm ²	93.87	m ³	
02.03.09.02.02	Para el encofrado y desencofrado	1021.73	m ²	
02.03.09.02.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	7349.56	Kg	
02.03.09.02.04	Para bloques huecos	2627.00	Und	
02.03.10	Escaleras			
02.03.10.01	Para concreto 210 kg/cm ²	9.32	m ³	
02.03.10.02	Para el encofrado y desencofrado	40.72	m ²	
02.03.10.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	256.44	kg	
02.03.11	Caja de Ascensores			
02.03.11.01	Para concreto 210 kg/cm ²	28.27	m ³	
02.03.11.02	Para el encofrado y desencofrado	282.75	m ²	
02.03.11.03	Para la armadura de acero Fy=4200kg/cm ²	2781.20	kg	

Tabla 111 Resumen de Metrados para la Estructura de Concreto Armado

Para una estructura en acero.

02.04.01. Columnas

02.04.01.01. Placa de Anclaje

Nro. De Anclajes	20
------------------	----

Tabla 112 Metrado de Placa de Anclaje en Columnas

02.04.01.02. Acero

Nivel	Perfil	Peso (Kg/m)	Altura (m)	# columnas	Total Peso (Kg)
Sótano	W6x9	14.80	3.65	1.00	54.02
Sótano	W12x79	122.20	3.65	19.00	8474.57
1er	W12x58	85.60	2.63	19.00	4277.43
2do	W10x45	68.90	2.63	19.00	3442.93
3ro	W10x33	52.10	2.63	19.00	2603.44
4to	W8x24	37.30	2.63	19.00	1863.88
5to	W6x16	24.80	2.63	19.00	1239.26
					21955.53

Tabla 113 Medrado de Perfil de Acero en Columnas

02.04.02 Vigas

02.04.02.01. Acero

Vigas Principales					
Nivel	Perfil	Peso (Kg/m)	Longitud (m)	# vigas	Total Peso (Kg)
Sótano	W8x31	49.50	11.75	4.00	2326.50
1ro al 4to	W10x19	31.10	11.75	16.00	5846.80
1ro al 4to	W10x19	31.10	8.75	4.00	1088.50
5to	W10x22	34.10	11.75	4.00	1602.70
5to	W10x22	34.10	8.75	1.00	298.38
					11162.88

Tabla 114 Medrado de Perfil de Acero en Vigas Principales

Vigas Secundarias					
Nivel	Perfil	Peso (Kg/m)	Longitud (m)	# vigas	Total Peso (Kg)
Sótano	W10x68	105.30	21.75	4.00	9161.10
1ro al 4to	W12x45	66.70	17.85	1.00	1190.60
1ro al 4to	W12x45	66.70	21.75	3.00	4352.18
5to	W12x53	77.70	17.85	1.00	1386.95
5to	W12x53	77.70	21.75	3.00	5069.93
					21160.74

Tabla 115 Medrado de Perfil de Acero en Vigas Secundarias

02.04.08. Losa

02.04.08.01. Placa Steel Deck

Losa Steel Deck	
Nivel	Área (m ²)
1er	167.57
2do	182.51
3er al 5to	547.52
Techo	179.75
1077.34	

Tabla 116 Medrado de Losa Colaborante

02.04.08.02. Conector Soldado

Conectores en Losa	
Nivel	Total (und)
1er	260
2do	270
3ro	270
4to	270
5to	270
1340	

Tabla 117 Medrado de Conectores en Losa Colaborante

02.04.09. Escalera

02.04.09.01. Acero

Escalera	# de Niveles	Tramo 1			Peso
		# Veces	Longitud	Total	
Laterales	6	2	2.70	32.40	609.12
Vigas en Descanso	6	2	1.00	12.00	72.00
Escalera	# de Niveles	Tramo 2			Peso
		# Veces	Longitud	Total	
Laterales	6	2	0.70	8.40	157.92
Vigas en Descanso	6	0	0.00	0.00	0.00
Escalera	# de Niveles	Tramo 3			Peso
		# Veces	Longitud	Total	
Laterales	6	2	2.70	32.40	609.12
Vigas en Descanso	6	2	1.00	12.00	72.00
					1596.17

Tabla 118 Medrado de Perfil de Acero en Escalera

02.04.09.02. Pavimento de rejilla

Escaleras - Pavimento de Rejilla	
Nivel	Área (m ²)
Sótano	6.69
1er	6.30
2do	6.30
3er	6.30
4to	6.30
5to	6.30
40.10	

Tabla 119 Medrado de Pavimento en Escalera

Resumen de metrados en la estructura de acero.

PARTIDAS			
Ítem	Descripción	Cantidad	Unidad
02	Estructuras		
02.04	Estructuras de acero		
02.04.01	Columnas		
02.04.01.01	Placa de Anclaje	20.00	und
02.04.01.02	Acero	21955.53	Kg
02.04.02	Vigas		
02.04.02.01	Acero	32323.62	Kg
02.04.08	Losa		
02.04.08.01	Placa Steel Deck	1077.34	m ²
02.04.08.02	Conector Soldado	1340.00	Und
02.04.09	Escalera		
02.04.09.01	Acero	1596.17	kg
02.04.09.02	Pavimento de rejilla	40.10	m ²

Tabla 120 Resumen de Metrados en Estructura de Acero

3.3.4. ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO.

Se tiene el presupuesto a base de precios unitarios, detallando las partes del proyecto para tener un costo total.

3.3.4.1. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS.

Dentro de los costos de construcción tenemos los costos variables o directos y los costos fijos o indirectos.

El costo directo es aquel que se identifica con la actividad o trabajo que se realiza y que depende de los recursos que se utilizan para elaborarlo, es decir recursos materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas.

El costo indirecto es aquel que no se relaciona directamente con el trabajo que se realiza pero es indispensable para su ejecución.

El análisis de costos unitario en una estructura de concreto armado.

02.03.06. Placas

02.03.06.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci					
Propietario:	Corporación Ayar SAC					
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial					
Partida:	02.03.06.01. Para Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$					
Especificaciones:	Preparado con mezcladora de 9-11 p3, vibrador a gasolina de 2,0" 4HP Winche eléctrico. Cap 0,15 m3/balde y 4,8 HP Unidad: m3					
Cuadrilla:	Prep. Y vaciado = 0,2 capataz + 2 operario + 2 oficiales + 10 peones Curado = 0,1 capataz + 1 peón					
Rendimiento:	Prep.- y vaciado : 10 m3/día Curado : 20 m3/día					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Cemento Portland tipo I	bls.	9.73	23.23	226.03		21
Arena Gruesa	m3	0.52	65.28	33.95		4
Piedra Chancada de 1/2"	m3	0.53	56.67	30.04		5
Costo de Material					290.01	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.20	16.77	3.35		47
Operario	hh	1.60	12.90	20.64		47
Oficial	hh	1.60	11.50	18.40		47
Peón	hh	8.40	10.40	87.36		
Operador equipo liviano	hh	2.40	12.90	30.96		
Costo de Mano de Obra					160.71	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Mezcladora de 9-11 p3 (1)	hm	0.80	8.13	6.50		48
Vibrador de 2,0" 4HP (1)	hm	0.80	3.75	3.00		49
Herramientas (3% M.O.)		0.03	160.71	4.82		37
Winche eléctrico de 2 tambores (1)	hm	0.80	23.75	19.00		48
Costo de Equipo, Herramientas					33.33	
TOTAL					484.05	

Tabla 121 Precio Unitario Concreto – Placa

02.03.06.02. Para el encofrado y desencofrado

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci					
Propietario:	Corporación Ayar SAC					
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial					
Partida:	02.03.06.02. Para el Encofrado y Desencofrado					
Especificaciones:	Madera Tornillo en bruto					
Cuadrilla:	Encofrado : 0,10 capataz + 1 operario + 1 oficial : Habitación Desencofrado : 1 oficial + 2 peones					
Rendimiento:	Habitación : 40,0 m2/día Encofrado : 10,0 m2/día Desencofrado : 40,0 m2/día					
					Unidad: m2	
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Madera Tornillo	p2	5.16	5.53	28.53		43
Clavos de 3 1/2"	kg	0.17	3.62	0.62		2
Alambre negro Nº 8	kg	0.30	3.83	1.15		2
Costo de Material					30.30	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.10	16.77	1.68		47
Operario	hh	1.00	12.90	12.90		47
Oficial	hh	1.20	11.50	13.80		47
Peón	hh	0.40	10.40	4.16		47
Costo de Mano de Obra					32.54	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Herramientas (3% M.O.)		0.03	32.54	0.98		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.98	
TOTAL					63.81	

Tabla 122 Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Placa

02.03.06.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:		Residencial Leonardo Da Vinci				
Propietario:		Corporación Ayar SAC				
Ubicación:		Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial				
Partida:		02.03.06.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$				
Especificaciones:		Habilitación y Colocación				Unidad: kg
Cuadrilla:		Habilitación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial Colocación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial				
Rendimiento:		Habilitación: 250 kg/día Colocación: 250 kg/día				
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Alambre negro recocido Nº16	bls	0.06	3.83	0.23		2
Fierro Corrugado Promedio	kg	1.07	2.93	3.14		2
Costo de Material					3.36	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.00	16.77	0.07		47
Operario	hh	0.03	12.90	0.41		47
Oficial	hh	0.03	11.50	0.37		47
Costo de Mano de Obra					0.85	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Cizalla para corte de Fierro	hm	0.03	3.19	0.10		37
Herramientas (3% M.O.)		0.03	0.85	0.03		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.13	
TOTAL					4.34	

Tabla 123 Precio Unitario Acero - Placa

02.03.07. Columnas

02.03.07.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci					
Propietario:	Corporación Ayar SAC					
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial					
Partida:	02.03.06.01. Para Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$					
Especificaciones:	Preparado con mezcladora de 9-11 p3, vibrador a gasolina de 2,0" 4HP Winche eléctrico. Cap 0,15 m3/balde y 4,8 HP Unidad: m3					
Cuadrilla:	Prep. Y vaciado = 0,2 capataz + 2 operario + 2 oficiales + 10 peones Curado = 0,1 capataz + 1 peón					
Rendimiento:	Prep.- y vaciado : 10 m3/día Curado : 20 m3/día					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Cemento Portland tipo I	bls.	9.73	23.23	226.03		21
Arena Gruesa	m3	0.52	65.28	33.95		4
Piedra Chancada de 1/2"	m3	0.53	56.67	30.04		5
Costo de Material					290.01	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.20	16.77	3.35		47
Operario	hh	1.60	12.90	20.64		47
Oficial	hh	1.60	11.50	18.40		47
Peón	hh	8.40	10.40	87.36		
Operador equipo liviano	hh	2.40	12.90	30.96		
Costo de Mano de Obra					160.71	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Mezcladora de 9-11 p3 (1)	hm	0.80	8.13	6.50		48
Vibrador de 2,0" 4HP (1)	hm	0.80	3.75	3.00		49
Herramientas (3% M.O.)		0.03	160.71	4.82		37
Winche eléctrico de 2 tambores (1)	hm	0.80	23.75	19.00		48
Costo de Equipo, Herramientas					33.33	
TOTAL					484.05	

Tabla 124 Precio Unitario Concreto - Columna

02.03.07.02. Para el encofrado y desencofrado

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci					
Propietario:	Corporación Ayar SAC					
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial					
Partida:	02.03.06.02. Para el Encofrado y Desencofrado					
Especificaciones:	Madera Tornillo en bruto					
Cuadrilla:	Encofrado : 0,10 capataz + 1 operario + 1 oficial : Habitación Desencofrado : 1 oficial + 2 peones					
Rendimiento:	Habitación : 40,0 m2/día Encofrado : 10,0 m2/día Desencofrado : 40,0 m2/día					
					Unidad: m2	
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Madera Tornillo	p2	5.16	5.53	28.53		43
Clavos de 3 1/2"	kg	0.17	3.62	0.62		2
Alambre negro Nº 8	kg	0.30	3.83	1.15		2
Costo de Material					30.30	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.10	16.77	1.68		47
Operario	hh	1.00	12.90	12.90		47
Oficial	hh	1.20	11.50	13.80		47
Peón	hh	0.40	10.40	4.16		47
Costo de Mano de Obra					32.54	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Herramientas (3% M.O.)		0.03	32.54	0.98		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.98	
TOTAL					63.81	

Tabla 125 Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Columna

02.03.07.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci					
Propietario:	Corporación Ayar SAC					
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial					
Partida:	02.03.06.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$					
Especificaciones:	Habilitación y Colocación					Unidad: kg
Cuadrilla:	Habilitación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial Colocación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial					
Rendimiento:	Habilitación: 250 kg/día Colocación: 250 kg/día					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Alambre negro recocido Nº16	bls	0.06	3.83	0.23		2
Fierro Corrugado Promedio	kg	1.07	2.93	3.14		2
Costo de Material					3.36	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.00	16.77	0.07		47
Operario	hh	0.03	12.90	0.41		47
Oficial	hh	0.03	11.50	0.37		47
Costo de Mano de Obra					0.85	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Cizalla para corte de Fierro	hm	0.03	3.19	0.10		37
Herramientas (3% M.O.)		0.03	0.85	0.03		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.13	
TOTAL					4.34	

Tabla 126 Precio Unitario Acero - Columna

02.03.08. Vigas

02.03.08.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci					
Propietario:	Corporación Ayar SAC					
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial					
Partida:	02.03.08.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$					
Especificaciones:	Preparado con mezcladora de 9-11 p3, vibrador a gasolina de 2,0" 4HP Winche eléctrico. Cap 0,15 m3/balde y 4,8 HP					Unidad: m3
Cuadrilla:	Prep. Y vaciado = 0,2 capataz + 2 operario + 2 oficiales + 10 peones Curado = 0,1 capataz + 1 peón					
Rendimiento:	Prep.- y vaciado : 20,0 m3/día Curado : 40 m3/día					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Cemento Portland tipo I	bls.	9.73	23.23	226.03		21
Arena Gruesa	m3	0.52	65.28	33.95		4
Piedra Chancada de 1/2"	m3	0.53	56.67	30.04		5
Costo de Material					290.01	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.10	16.77	1.68		47
Operario	hh	0.80	12.90	10.32		47
Oficial	hh	0.80	11.50	9.20		47
Peón	hh	4.20	10.40	43.68		
Operador equipo liviano	hh	1.20	12.90	15.48		
Costo de Mano de Obra					80.36	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Mezcladora de 9-11 p3 (1)	hm	0.40	8.13	3.25		48
Vibrador de 2,0" 4HP (1)	hm	0.40	3.75	1.50		49
Herramientas (3% M.O.)		0.03	80.36	2.41		37
Winche eléctrico de 2 tambores (1)	hm	0.40	23.75	9.50		48
Costo de Equipo, Herramientas					16.66	
TOTAL					387.03	

Tabla 127 Precio Unitario Concreto - Vigas

02.03.08.02. Para el encofrado y desencofrado

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:		Residencial Leonardo Da Vinci				
Propietario:		Corporación Ayar SAC				
Ubicación:		Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial				
Partida:		Para el encofrado y desencofrado				
Especificaciones:		Madera Tornillo en bruto				Unidad: m2
Cuadrilla:		Encofrado : 0,10 capataz + 1 operario + 1 oficial : Habitación Desencofrado : 1 oficial + 2 peones				
Rendimiento:		Habitación : 40,0 m2/día Encofrado : 9,0 m2/día Desencofrado : 38,0 m2/día				
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Madera Tornillo	p2	6.71	5.53	37.11		43
Clavos de 3 1/2"	kg	0.24	3.62	0.87		2
Alambre negro Nº 8	kg	0.21	3.83	0.80		2
Costo de Material					38.78	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.11	16.77	1.84		47
Operario	hh	1.09	12.90	14.06		47
Oficial	hh	1.31	11.50	15.07		47
Peón	hh	0.44	10.40	4.58		47
Costo de Mano de Obra					35.55	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Herramientas (3% M.O.)		0.03	35.55	1.07		37
Costo de Equipo, Herramientas					1.07	
TOTAL					75.39	

Tabla 128 Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Vigas

02.03.08.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:		Residencial Leonardo Da Vinci				
Propietario:		Corporación Ayar SAC				
Ubicación:		Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial				
Partida:		02.03.08.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$				
Especificaciones:		Habilitación y Colocación				Unidad: kg
Cuadrilla:		Habilitación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial Colocación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial				
Rendimiento:		Habilitación: 250 kg/día Colocación: 250 kg/día				
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Alambre negro recocido N°16	bls	0.06	3.83	0.23		2
Fierro Corrugado Promedio	kg	1.07	2.93	3.14		2
Costo de Material					3.36	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.00	16.77	0.07		47
Operario	hh	0.03	12.90	0.41		47
Oficial	hh	0.03	11.50	0.37		47
Costo de Mano de Obra					0.85	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Cizalla para corte de Fierro	hm	0.03	3.19	0.10		37
Herramientas (3% M.O.)		0.03	0.85	0.03		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.13	
TOTAL					4.34	

Tabla 129 Precio Unitario Acero - Vigas

02.03.09. Losas

02.03.09.01. Losas macizas

02.03.09.01.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:		Residencial Leonardo Da Vinci				
Propietario:		Corporación Ayar SAC				
Ubicación:		Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial				
Partida:		02.03.09.01.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$				
Especificaciones:		Preparado con mezcladora de 9-11 p3, vibrador a gasolina de 2,0" 4HP Winche eléctrico. Cap 0,15 m3/balde y 4,8 HP Unidad: m3				
Cuadrilla:		Prep. Y vaciado = 0,2 capataz + 2 operario + 2 oficiales + 10 peones				
Rendimiento:		Curado = 0,1 capataz + 1 peón Prep.- y vaciado : 20,0 m3/día Curado : 40 m3/día				
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Cemento Portland tipo I	bls.	9.73	9.73	23.23		21
Arena Gruesa	m3	0.52	0.52	65.28		4
Piedra Chancada de 1/2"	m3	0.53	0.53	56.67		5
Costo de Material					290.01	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.16	16.77	2.68		47
Operario	hh	1.33	12.90	17.16		47
Oficial	hh	1.33	11.50	15.30		47
Peón	hh	6.94	10.40	72.18		
Operador equipo liviano	hh	2.01	12.90	25.93		
Costo de Mano de Obra					133.24	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Mezcladora de 9-11 p3 (1)	hm	0.67	8.13	5.45		48
Vibrador de 2,0" 4HP (1)	hm	0.67	3.75	2.51		49
Herramientas (3% M.O.)		0.03	133.24	4.00		37
Winche eléctrico de 2 tambores (1)	hm	0.67	23.75	15.91		48
Costo de Equipo, Herramientas					27.87	
TOTAL					451.12	

Tabla 130 Precio Unitario Concreto - Losa Maciza

02.03.09.01.02. Para el encofrado y desencofrado

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra: Residencial Leonardo Da Vinci Propietario: Corporación Ayar SAC Ubicación: Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial						
Partida: 02.03.09.01.02. Para el encofrado y desencofrado Especificaciones: Madera Tornillo en bruto Unidad: m2 Cuadrilla: Encofrado : 0,10 capataz + 1 operario + 1 oficial : Habitación Desencofrado : 1 oficial + 2 peones Rendimiento: Habitación : 28,0 m2/día Encofrado : 6,0 m2/día Desencofrado : 18,0 m2/día						
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Madera Tornillo	p2	4.30	5.53	23.78		43
Clavos de 3"	kg	0.14	3.62	0.51		2
Alambre negro N° 16	kg	0.10	3.83	0.38		2
Costo de Material					24.67	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.16	16.77	2.68		47
Operario	hh	1.62	12.90	20.90		47
Oficial	hh	2.06	11.50	23.69		47
Peón	hh	0.89	10.40	9.26		47
Costo de Mano de Obra					56.53	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Herramientas (3% M.O.)		0.03	56.53	1.70		37
Costo de Equipo, Herramientas					1.70	
TOTAL					82.89	

Tabla 131 Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Losa Maciza

02.03.09.01.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:		Residencial Leonardo Da Vinci				
Propietario:		Corporación Ayar SAC				
Ubicación:		Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial				
Partida:		02.03.09.01.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$				
Especificaciones:		Habilitación y Colocación				Unidad: kg
Cuadrilla:		Habilitación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial Colocación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial				
Rendimiento:		Habilitación: 250 kg/día Colocación: 250 kg/día				
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Alambre negro recocido N°16	bls	0.04	3.83	0.13		2
Fierro Corrugado Promedio	kg	1.06	2.93	3.11		2
Costo de Material					3.24	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.00	16.77	0.07		47
Operario	hh	0.03	12.90	0.41		47
Oficial	hh	0.03	11.50	0.37		47
Costo de Mano de Obra					0.85	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Cizalla para corte de Fierro	hm	0.03	3.19	0.10		37
Herramientas (3% M.O.)		0.03	0.85	0.03		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.13	
TOTAL					4.22	

Tabla 132 Precio Unitario Acero - Losa Maciza

02.03.09.02. Losas aligeradas

02.03.09.02.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci					
Propietario:	Corporación Ayar SAC					
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial					
Partida:	02.03.09.02.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$					
Especificaciones:	Preparado con mezcladora de 9-11 p3, vibrador a gasolina de 2,0" 4HP Winche eléctrico. Cap 0,15 m3/balde y 4,8 HP Unidad: m3					
Cuadrilla:	Prep. Y vaciado = 0,2 capataz + 2 operario + 2 oficiales + 10 peones Curado = 0,1 capataz + 1 peón					
Rendimiento:	Prep.- y vaciado : 12,0 m3/día Curado : 30 m3/día					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Cemento Portland tipo I	bls.	7.01	23.23	162.84		21
Arena Gruesa	m3	0.51	65.28	33.29		4
Piedra Chancada de 1/2"	m3	0.64	56.67	36.27		5
Costo de Material					232.40	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.16	16.77	2.68		47
Operario	hh	1.33	12.90	17.16		47
Oficial	hh	1.33	11.50	15.30		47
Peón	hh	6.94	10.40	72.18		
Operador equipo liviano	hh	2.01	12.90	25.93		
Costo de Mano de Obra					133.24	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Mezcladora de 9-11 p3 (1)	hm	0.67	8.13	5.45		48
Vibrador de 2,0" 4HP (1)	hm	0.67	3.75	2.51		49
Herramientas (3% M.O.)		0.03	133.24	4.00		37
Winche eléctrico de 2 tambores (1)	hm	0.67	23.75	15.91		48
Costo de Equipo, Herramientas					27.87	
TOTAL					393.51	

Tabla 133 Precio Unitario Concreto - Losa Aligerada

02.03.09.02.02. Para el encofrado y desencofrado

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:		Residencial Leonardo Da Vinci				
Propietario:		Corporación Ayar SAC				
Ubicación:		Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial				
Partida:		02.03.09.02.02. Para el encofrado y desencofrado				
Especificaciones:		Madera Tornillo en bruto Unidad: m2				
Cuadrilla:		Encofrado : 0,10 capataz + 1 operario + 1 oficial : Habitación				
Rendimiento:		Desencofrado : 1 oficial + 2 peones				
		Habitación : 75,0 m2/día				
		Encofrado : 12,0 m2/día				
		Desencofrado : 36,0 m2/día				
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Madera Tornillo	p2	5.15	5.53	28.48		43
Clavos de 3 1/2"	kg	0.11	3.62	0.40		2
Alambre negro Nº 8	kg	0.10	3.83	0.38		2
Costo de Material					29.26	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.08	16.77	1.34		47
Operario	hh	0.77	12.90	9.93		47
Oficial	hh	0.99	11.50	11.39		47
Peón	hh	0.44	10.40	4.58		47
Costo de Mano de Obra					27.24	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Herramientas (3% M.O.)		0.03	27.24	0.82		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.82	
TOTAL					41.48	

Tabla 134 Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Losa Aligerada

02.03.09.02.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci					
Propietario:	Corporación Ayar SAC					
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial					
Partida:	02.03.09.02.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$					
Especificaciones:	Habilitación y Colocación					Unidad: kg
Cuadrilla:	Habilitación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial Colocación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial					
Rendimiento:	Habilitación: 250 kg/día Colocación: 250 kg/día					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Alambre negro recocido Nº16	bls	0.06	3.83	0.23		2
Fierro Corrugado Promedio	kg	1.07	2.93	3.14		2
Costo de Material					3.36	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.00	16.77	0.07		47
Operario	hh	0.03	12.90	0.41		47
Oficial	hh	0.03	11.50	0.37		47
Costo de Mano de Obra					0.85	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Cizalla para corte de Fierro	hm	0.03	3.19	0.10		37
Herramientas (3% M.O.)		0.03	0.85	0.03		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.13	
TOTAL					4.26	

Tabla 135 Precio Unitario Acero - Losa Aligerada

02.03.09.02.04. Para bloques huecos

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra: Residencial Leonardo Da Vinci Propietario: Corporación Ayar SAC Ubicación: Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial						
Partida: 02.03.09.02.04. Para bloques huecos Especificaciones: Subida y Colocación Unidad: pza. Cuadrilla: Subida y Colocación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial +9 peones Rendimiento: 1600 pz/día						
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Ladrillo de arc. Hueco 15x30x30 cm.	pz.	1.05	1.50	1.58		17
Costo de Material					1.58	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.0005	16.77	0.01		47
Operario	hh	0.01	12.90	0.06		47
Oficial	hh	0.01	11.50	0.06		47
Peón	hh	0.05	10.40	0.47		47
Costo de Mano de Obra					0.60	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Herramientas (3% M.O.)		0.03	0.60	0.02		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.02	
TOTAL					2.19	

Tabla 136 Precio Unitario Bloques - Losa Aligerada

02.03.10. Escaleras

02.03.10.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci					
Propietario:	Corporación Ayar SAC					
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial					
Partida:	02.03.09.02.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$					
Especificaciones:	Preparado con mezcladora de 9-11 p3, vibrador a gasolina de 2,0" 4HP Winche eléctrico. Cap 0,15 m3/balde y 4,8 HP Unidad: m3					
Cuadrilla:	Prep. Y vaciado = 0,2 capataz + 2 operario + 2 oficiales + 10 peones Curado = 0,1 capataz + 1 peón					
Rendimiento:	Prep.- y vaciado : 12,0 m3/día Curado : 30 m3/día					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Cemento Portland tipo I	bls.	8.43	23.23	195.83		21
Arena Gruesa	m3	0.54	65.28	35.25		4
Piedra Chancada de 1/2"	m3	0.55	56.67	31.17		5
Costo de Material					262.25	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.16	16.77	2.68		47
Operario	hh	1.33	12.90	17.16		47
Oficial	hh	1.33	11.50	15.30		47
Peón	hh	6.94	10.40	72.18		
Operador equipo liviano	hh	2.01	12.90	25.93		
Costo de Mano de Obra					133.24	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Mezcladora de 9-11 p3 (1)	hm	0.67	8.13	5.45		48
Vibrador de 2,0" 4HP (1)	hm	0.67	3.75	2.51		49
Herramientas (3% M.O.)		0.03	133.24	4.00		37
Winche eléctrico de 2 tambores (1)	hm	0.67	23.75	15.91		48
Costo de Equipo, Herramientas					27.87	
TOTAL					423.36	

Tabla 137 Precio Unitario Concreto - Escalera

02.03.10.02. Para el encofrado y desencofrado

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:		Residencial Leonardo Da Vinci				
Propietario:		Corporación Ayar SAC				
Ubicación:		Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial				
Partida:		02.03.09.02.02. Para el encofrado y desencofrado				
Especificaciones:		Madera Tornillo en bruto Unidad: m2				
Cuadrilla:		Encofrado : 0,10 capataz + 1 operario + 1 oficial : Habitación				
		Desencofrado : 1 oficial + 2 peones				
Rendimiento:		Habitación : 28,0 m2/día				
		Encofrado : 6,0 m2/día				
		Desencofrado : 18,0 m2/día				
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Madera Tornillo	p2	5.74	5.53	31.74		43
Clavos de 3"	kg	0.10	3.62	0.36		2
Alambre negro N° 16	kg	0.14	3.83	0.54		2
Costo de Material					32.64	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.16	16.77	2.68		47
Operario	hh	1.62	12.90	20.90		47
Oficial	hh	2.06	11.50	23.69		47
peón	hh	0.89	10.40	9.26		47
Costo de Mano de Obra					56.53	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Herramientas (3% M.O.)		0.03	56.53	1.70		37
Costo de Equipo, Herramientas					1.70	
TOTAL					90.86	

Tabla 138 Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Escalera

02.03.10.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra: Residencial Leonardo Da Vinci Propietario: Corporación Ayar SAC Ubicación: Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial						
Partida: 02.03.09.02.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$ Especificaciones: Habilitación y Colocación Unidad: kg Cuadrilla: Habilitación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial Colocación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial Rendimiento: Habilitación: 250 kg/día Colocación: 250 kg/día						
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Alambre negro recocido Nº16	bls	0.06	3.83	0.23		2
Fierro Corrugado Promedio	kg	1.07	2.93	3.14		2
Costo de Material					3.36	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.00	16.77	0.07		47
Operario	hh	0.03	12.90	0.41		47
Oficial	hh	0.03	11.50	0.37		47
Costo de Mano de Obra					0.85	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Cizalla para corte de Fierro	hm	0.03	3.19	0.10		37
Herramientas (3% M.O.)		0.03	0.85	0.03		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.13	
TOTAL					4.34	

Tabla 139 Precio Unitario Acero - Escalera

02.03.11. Caja de Ascensores

02.03.11.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci					
Propietario:	Corporación Ayar SAC					
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial					
Partida:	02.03.11.01. Para Concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$					
Especificaciones:	Preparado con mezcladora de 9-11 p3, vibrador a gasolina de 2,0" 4HP Winche eléctrico. Cap 0,15 m3/balde y 4,8 HP					Unidad: m3
Cuadrilla:	Prep. Y vaciado = 0,2 capataz + 2 operario + 2 oficiales + 10 peones Curado = 0,1 capataz + 1 peón					
Rendimiento:	Prep.- y vaciado : 8 m3/día Curado : 16 m3/día					
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Cemento Portland tipo I	bls.	9.73	23.23	226.03		21
Arena Gruesa	m3	0.52	65.28	33.95		4
Piedra Chancada de 1/2"	m3	0.53	56.67	30.04		5
Costo de Material					290.01	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.16	16.77	2.68		47
Operario	hh	1.33	12.90	17.16		47
Oficial	hh	1.33	11.50	15.30		47
Peón	hh	6.94	10.40	72.18		
Operador equipo liviano	hh	2.01	12.90	25.93		
Costo de Mano de Obra					133.24	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Mezcladora de 9-11 p3 (1)	hm	1.00	8.13	8.13		48
Vibrador de 2,0" 4HP (1)	hm	1.00	3.75	3.75		49
Herramientas (3% M.O.)		0.03	133.24	4.00		37
Winche eléctrico de 2 tambores (1)	hm	1.00	23.75	23.75		48
Costo de Equipo, Herramientas					39.63	
TOTAL					462.88	

Tabla 140 Precio Unitario Concreto - Caja de Ascensor

02.03.11.02. Para el encofrado y desencofrado

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra:		Residencial Leonardo Da Vinci				
Propietario:		Corporación Ayar SAC				
Ubicación:		Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial				
Partida:		02.03.11.02. Para el encofrado y desencofrado				
Especificaciones:		Madera Tornillo en bruto				Unidad: m2
Cuadrilla:		Encofrado : 0,10 capataz + 1 operario + 1 oficial : Habitación Desencofrado : 1 oficial + 2 peones				
Rendimiento:		Habilitación : 40,0 m2/día Encofrado : 10,0 m2/día Desencofrado : 20,0 m2/día				
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Madera Tornillo	p2	3.70	5.53	20.46		43
Clavos de 3"	kg	0.18	3.62	0.65		2
Alambre negro N° 16	kg	0.20	3.83	0.77		2
Costo de Material					21.88	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.16	16.77	2.68		47
Operario	hh	1.62	12.90	20.90		47
Oficial	hh	2.06	11.50	23.69		47
Peón	hh	0.89	10.40	9.26		47
Costo de Mano de Obra					56.53	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Herramientas (3% M.O.)		0.03	56.53	1.70		37
Costo de Equipo, Herramientas					1.70	
TOTAL					80.10	

Tabla 141 Precio Unitario Encofrado y Desencofrado - Caja de Ascensor

02.03.11.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS						
Obra: Residencial Leonardo Da Vinci						
Propietario: Corporación Ayar SAC						
Ubicación: Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial						
Partida: 02.03.11.03. Para la armadura de acero $F_y=4200\text{kg/cm}^2$						
Especificaciones: Habilitación y Colocación						
						Unidad: kg
Cuadrilla: Habilitación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial Colocación: 0,1 capataz + 1 operario + 1 oficial						
Rendimiento: Habilitación: 250 kg/día Colocación: 250 kg/día						
Descripción	Unid.	Cantidad	P. Unitario	Parcial	Total	I. U.
MATERIALES						
Alambre negro recocido Nº16	bls	0.06	3.83	0.23		2
Fierro Corrugado Promedio	kg	1.07	2.93	3.14		2
Costo de Material					3.36	
MANO DE OBRA						
Capataz	hh	0.00	16.77	0.07		47
Operario	hh	0.03	12.90	0.41		47
Oficial	hh	0.03	11.50	0.37		47
Costo de Mano de Obra					0.85	
EQUIPO, HERRAMIENTAS						
Cizalla para corte de Fierro	hm	0.03	3.19	0.10		37
Herramientas (3% M.O.)		0.03	0.85	0.03		37
Costo de Equipo, Herramientas					0.13	
TOTAL					4.34	

Tabla 142 Precio Unitario Acero - Caja de Ascensor

El análisis de costos unitarios en una estructura de acero.

02.04. Estructuras de acero

02.04.01. Columnas

02.04.01.01. Placa de anclaje

EAS006 Und Placa de anclaje con pernos atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.

Placa de anclaje de acero A 36 en perfil plano, de 380x390 mm y espesor 30 mm, con 6 pernos de acero corrugado Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$) de 20 mm de diámetro y 50 cm de longitud total, atornillados con arandelas, tuerca y contratuerca.

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1 Materiales					
	kg	Pletina de acero laminado A 36, según ASTM A 36, para aplicaciones estructurales.	34.901	3.78	131.93
	kg	Acero en varillas corrugadas, Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$), diámetros varios, según NTP 339.186 y ASTM A 706.	7.395	2.91	21.52
	Und	Juego de arandelas, tuerca y contratuerca, para perno de anclaje de 20 mm de diámetro.	6.000	4.37	26.22
	kg	Mortero autonivelante expansivo, de dos componentes, a base de cemento mejorado con resinas sintéticas.	8.892	2.57	22.85
	l	Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	1.745	16.63	29.02
Subtotal materiales:					231.54
2 Mano de obra					
	h	Operario en estructura metálica.	1.183	16.38	19.38
	h	Oficial en estructura metálica.	1.183	11.21	13.26
Subtotal mano de obra:					32.64
3 Herramientas					
	%	Herramientas	2.000	264.18	5.28
Costos directos (1+2+3):					269.46

Tabla 143 Precio Unitario Placa de Anclaje - Columna

02.04.01.02. Acero

EAS010 kg Acero en columnas.

Acero A 36 en columnas, con piezas simples de perfiles laminados en caliente con uniones soldadas.

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1 Materiales					
	kg	Acero laminado A 36, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 36, piezas simples, para aplicaciones estructurales.	1.050	9.90	10.40
	l	Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	0.050	59.87	2.99
Subtotal materiales:					13.39
2 Equipos					
	h	Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	0.017	29.66	0.50
Subtotal equipos:					0.50
3 Mano de obra					
	h	Operario en estructura metálica.	0.028	58.97	1.65
	h	Oficial en estructura metálica.	0.028	40.36	1.13
Subtotal mano de obra:					2.78
4 Herramientas					
	%	Herramientas	2.000	60.01	1.20
Costos directos (1+2+3+4):					17.87

Tabla 144 Precio Unitario Perfil de Acero - Columna

02.04.02. Vigas

02.04.02.01. Acero

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
EAV010 kg Acero en vigas.					
Acero A 36 en vigas, con piezas simples de perfiles laminados en caliente de las series IPN, IPE, UPN, HEA, HEB o HEM con uniones soldadas.					
1	Materiales				
	kg	Acero laminado A 36, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 36, piezas simples, para aplicaciones estructurales.	1.050	9.90	10.40
	l	Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	0.050	59.87	2.99
		Subtotal materiales:			13.39
2	Equipos				
	h	Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	0.017	29.66	0.50
		Subtotal equipos:			0.50
3	Mano de obra				
	h	Operario en estructura metálica.	0.028	58.97	1.65
	h	Oficial en estructura metálica.	0.028	40.36	1.13
		Subtotal mano de obra:			2.78
4	Herramientas				
	%	Herramientas	2.000	60.01	1.20
		Costos directos (1+2+3+4):			17.87

Tabla 145 Precio Unitario Perfil de Acero - Vigas

02.04.08. Losa

02.04.08.01. Placa Steel Deck

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
EHX010 m² Losa con plancha metálica como encofrado perdido.					
Losa de 10 cm de canto, con encofrado perdido de placa de acero galvanizado con forma corrugada, de 0,90 mm de espesor, 75 mm de altura de perfil y 300 mm de intereje, y concreto armado realizado con concreto f'c=210 kg/cm ² (21 MPa), no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo, exposición a sulfatos insignificante, sin requerimiento de permeabilidad, no expuesto a cloruros, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, preparado en obra, y vaciado con medios manuales, volumen total de concreto 0,062 m ³ /m ² , acero Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), con una cuantía total de 5 kg/m ² , y malla electrosoldada Q-335 de acero trefilado corrugado ASTM A 82-94.					

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1	Materiales				
	m ²	Perfil de plancha de acero galvanizado con forma corrugada, de 0,9 mm de espesor, 75 mm de altura de perfil y 300 mm de intereje, 10 a 11 kg/m ² y un momento de inercia de 100 a 110 cm ⁴ . Incluso tornillos autotaladrantes rosca-metal para fijación de las planchas.	1.050	62.84	65.98
	Ud	Separador homologado para losas.	3.000	0.22	0.66
	kg	Acero en varillas corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm ²), diámetros varios, según NTP 339.186 y ASTM A 706.	5.000	2.91	14.55
	m ²	Malla electrosoldada Q-335 cocada 150x150 mm, con alambres longitudinales de 8 mm de diámetro y alambres transversales de 8,0 mm de diámetro, de acero trefilado corrugado ASTM A 82-94, según ASTM A 185.	1.150	21.94	25.23
	m ³	Agua.	0.012	4.21	0.05
	m ³	Arena cribada.	0.029	39.27	1.14
	m ³	Agregado grueso homogeneizado de tamaño máximo 12,5 mm.	0.037	53.42	1.98
	kg	Cemento gris en sacos.	26.254	0.42	11.03
		Subtotal materiales:			120.62
2	Equipos				
	h	Mezcladora de concreto.	0.037	4.46	0.17
		Subtotal equipos:			0.17
3	Mano de obra				
	h	Operario en estructura de concreto.	0.341	16.38	5.59
	h	Oficial en estructura de concreto.	0.173	11.21	1.94
	h	Peón de construcción.	0.078	10.26	0.80
	h	Peón especializado de construcción.	0.082	10.47	0.86
		Subtotal mano de obra:			9.19
4	Herramientas				
	%	Herramientas	2.000	129.98	2.60
		Costos directos (1+2+3+4):			132.58

Tabla 146 Precio Unitario Placa Colaborante - Losa

02.04.08.02. Conector Soldado

EHX021	Ud	Conector soldado.
Conector de 19 mm de diámetro y 157 mm de altura, fijado con soldadura sobre vigas metálicas en losas con plancha metálica de 16,5 cm de canto mínimo.		

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Materiales			
	Ud	Conector de acero galvanizado con cabeza de disco, de 19 mm de diámetro y 157 mm de altura, para fijar a estructura de acero mediante soldadura a la placa colaborante.	1.000	3.12	3.12
Subtotal materiales:					3.12
2		Equipos			
	h	Equipo y elementos auxiliares para soldadura de conectores.	0.050	46.63	2.33
Subtotal equipos:					2.33
3		Mano de obra			
	h	Operario en estructura de concreto.	0.060	16.38	0.98
Subtotal mano de obra:					0.98
4		Herramientas			
	%	Herramientas	2.000	6.43	0.13
Costos directos (1+2+3+4):					6.56

Tabla 147 Precio Unitario Conector - Losa

02.04.09. Escalera

02.04.09.01. Acero

EAE010	kg	Acero en estructura de escaleras y rampas.
Acero A 36 en estructura de escalera compuesta de perfiles estructurales y descansos, perfiles laminados en caliente, piezas simples, estructura soldada.		

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Materiales			
	kg	Acero laminado A 36, en perfiles laminados en caliente, según ASTM A 36, piezas simples, para aplicaciones estructurales.	1.050	2.75	2.89
	l	Imprimación de secado rápido, formulada con resinas alquídicas modificadas y fosfato de zinc.	0.050	16.63	0.83
Subtotal materiales:					3.72
2		Equipos			
	h	Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.	0.015	8.23	0.12
Subtotal equipos:					0.12
3		Mano de obra			
	h	Operario en estructura metálica.	0.190	16.38	3.11
	h	Oficial en estructura metálica.	0.190	11.21	2.13
Subtotal mano de obra:					5.24
4		Herramientas			
	%	Herramientas	2.000	9.08	0.18
Costos directos (1+2+3+4):					9.26

Tabla 148 Precio Unitario Perfil de Acero - Escalera

02.04.09.02. Pavimento de rejilla

EAE100	m²	Pavimento de rejilla electrosoldada.
Pavimento de rejilla electrosoldada antideslizante de 34x38 mm de paso de malla, acabado galvanizado en caliente, realizada con pletinas portantes de acero laminado S235JR, en perfil plano laminado en caliente, de 20x3 mm, separadas 34 mm entre sí, separadores de varilla cuadrada retorcida, de acero con bajo contenido en carbono ISO 16120-2 C4D, de 5 mm de lado, separados 38 mm entre sí y marco de acero laminado S235JR, en perfil omega laminado en caliente, de 20x3 mm, fijado con piezas de sujeción, para descanso de escalera.		

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Materiales			
	m ²	Rejilla electrosoldada antideslizante de 34x38 mm de paso de malla, acabado galvanizado en caliente, realizada con pletinas portantes de acero laminado S235JR, en perfil plano laminado en caliente, de 20x3 mm, separadas 34 mm entre sí, separadores de varilla cuadrada retorcida, de acero con bajo contenido en carbono ISO 16120-2 C4D, de 5 mm de lado, separados 38 mm entre sí y marco de acero laminado S235JR, en perfil omega laminado en caliente, de 20x3 mm, incluso parte proporcional de piezas de sujeción.	1.000	112.79	112.79
Subtotal materiales:					112.79
2		Mano de obra			
	h	Operario en estructura metálica.	0.345	16.38	5.65
	h	Oficial en estructura metálica.	0.345	11.21	3.87
Subtotal mano de obra:					9.52
3		Herramientas			
	%	Herramientas	2.000	122.31	2.45
Costos directos (1+2+3):					124.76

Tabla 149 Precio Unitario Pavimento - Escalera

3.3.4.2. PROGRAMACIÓN DE OBRA.

Es un elemento útil para el control antes de la construcción. La programación de proyectos es una herramienta que permite conocer con anticipación cómo estarían conformadas las partidas de un proyecto en su totalidad.

Está relacionada con los rendimientos de cada partida utilizados en el presupuesto.

Otros elementos de los cuales depende es la cantidad de obra de cada actividad, así como también de las cuadrillas a utilizarse.

Para la estructura de concreto armado.

Obra: Residencial Leonardo Da Vinci							
Propietario: Corporación Ayar SAC							
Ubicación: Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial							
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	UNID.	CANT.	RENDIMIENTO x DIA	DIAS	INDICE DE ACTIVIDAD	PRECEDENCIA
02	ESTRUCTURAS						
02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO						
02.03.06	PLACAS						
02.03.06.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	28.33	8	4	A	B
02.03.06.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	325.87	30	33	B	C
02.03.06.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	3621.20	750	15	C	-
02.03.07	COLUMNAS						
02.03.07.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	51.45	10	6	D	E
02.03.07.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	566.21	27	63	E	F
02.03.07.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	12854.00	750	52	F	-
02.03.08	VIGAS						
02.03.08.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	108.48	40	6	G	I
02.03.08.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	770.34	63	86	H	A,D,U
02.03.08.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	38213.55	1750	153	I	H
02.03.09	LOSAS						
02.03.09.01	LOSAS MACIZAS						
02.03.09.01.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	10.44	20	1	J	L
02.03.09.01.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	45.97	15	4	K	A,D,U
02.03.09.01.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	182.11	250	1	L	K
02.03.09.02	LOSAS ALIGERADAS						
02.03.09.02.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	93.87	25	4	M	O
02.03.09.02.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	1021.73	60	86	N	A,D,U
02.03.09.02.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	7349.56	750	30	O	P
02.03.09.02.04	Para bloques huecos	und	2627.00	1600	2	P	N
02.03.10	ESCALERAS						
02.03.10.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	9.32	12	1	Q	S
02.03.10.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	40.72	6	7	R	A,D,U
02.03.10.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	256.44	250	2	S	R
02.03.11	CAJA DE ASCENSORES						
02.03.11.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	28.27	8	4	T	U
02.03.11.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	282.75	30	29	U	V
02.03.11.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	2781.20	750	12	V	-

Tabla 150 Rendimiento, Precedencias y Tiempo en Concreto Armado

La ruta crítica es la secuencia de actividades del diagrama Pert de un proyecto con la mayor duración entre ellos, determinando el tiempo más corto en el que es posible completar el proyecto. La duración de la ruta crítica determina la duración del proyecto entero.

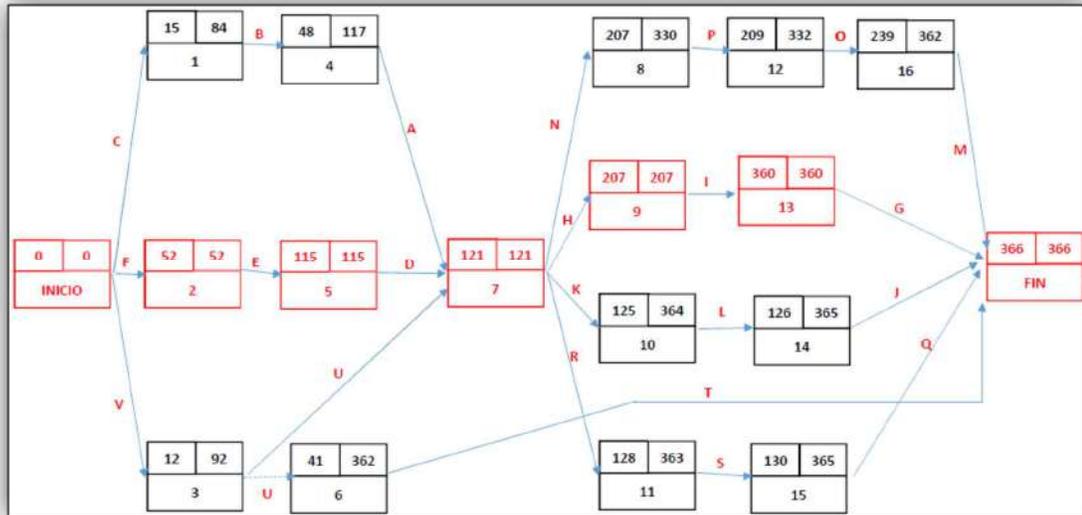


Fig. 59 Diagrama de PERT-CPM para Concreto Armado

Para la estructura en acero.

Obra:	Residencial Leonardo Da Vinci						
Propietario:	Corporación Ayar SAC						
Ubicación:	Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	UNID.	CANT.	RENDIMIENTO	DIAS	INDICE DE ACTIVIDAD	PRECEDENCIA
02	ESTRUCTURAS						
02.04	ESTRUCTURAS DE ACERO						
02.04.01	COLUMNAS						
02.04.01.01	Placa de Anclaje	und	20.00	1.183	3	A	-
02.03.06.02	Acero	kg	21955.53	0.028	77	B	A
02.04.02	VIGAS						
02.04.02.01	Acero	kg	32323.62	0.028	114	C	B
02.04.08	LOSAS						
02.04.08.01	Placa Steel Deck	m2	1077.34	0.1685	23	D	C
02.04.08.02	Conector Soldado	und	1340.00	0.060	11	E	D
02.04.09	ESCALERAS						
02.04.09.01	Acero	kg	1596.17	0.190	38	F	A,C
02.04.09.02	Pavimento de Rejilla	m2	40.10	0.345	2	G	F

Tabla 151 Rendimiento, Precedencias y Tiempo en Estructura de Acero

La ruta crítica es la secuencia de actividades del diagrama Pert de un proyecto con la mayor duración entre ellos, determinando el tiempo más corto en el que es

posible completar el proyecto. La duración de la ruta crítica determina la duración del proyecto entero.

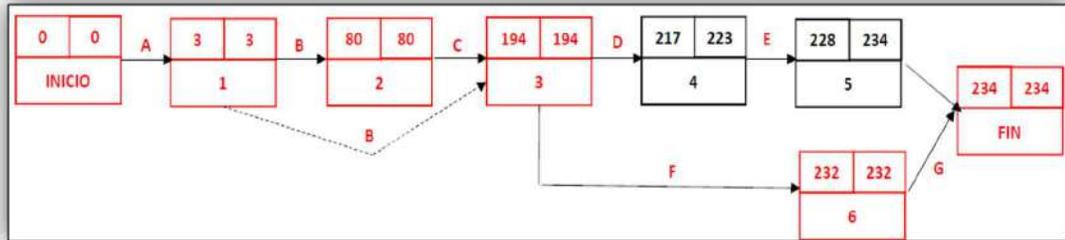


Fig. 60 Diagrama de PERT-CPM para Estructura de Acero

3.3.4.2.1. DURACIÓN DE LA OBRA.

El tiempo considerado para la finalización de cada proyecto toma en cuenta las actividades que pueden ser simultáneas lo cual optimiza el proceso de construcción y así obtener los plazos de entrega esperados, que se muestran a continuación:

Proyecto	Duración (días)
Estructura en Concreto Armado	366
Estructura en Acero	234

Tabla 152 Plazos de Entrega en CA y EA

CAPÍTULO IV
RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. FACTOR FINANCIERO.

El objetivo es establecer por medio de un análisis comparativo de cada una de las estructuras cuál de ellas representa la mejor solución, estudiando sus aspectos financieros tales como costo de los materiales, mano de obra y maquinaria.

4.1.1. COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.

Se procede a calcular sus cantidades y realizar sus respectivos presupuestos para después comparar y relacionar el costo total de las estructuras estableciendo sus diferencias en porcentajes. Es así como se tienen los siguientes resultados:

Obra: Residencial Leonardo Da Vinci Propietario: Corporación Ayar SAC Ubicación: Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Magisterial						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	UNID.	CANT.	COSTO		TOTAL
				UNITARIO	PARCIAL	
02	ESTRUCTURAS					S/. 631,976.91
02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
02.03.06	PLACAS					S/. 50,224.68
02.03.06.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	28.33	484.05	S/. 13,713.08	
02.03.06.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	325.87	63.81	S/. 20,794.52	
02.03.06.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	3621.20	4.34	S/. 15,717.08	
02.03.07	COLUMNAS					S/. 116,825.61
02.03.07.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	51.45	484.05	S/. 24,904.27	
02.03.07.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	566.21	63.81	S/. 36,131.17	
02.03.07.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	12854.00	4.34	S/. 55,790.17	
02.03.08	VIGAS					S/. 265,920.82
02.03.08.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	108.48	387.03	S/. 41,984.83	
02.03.08.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	770.34	75.39	S/. 58,077.86	
02.03.08.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	38213.55	4.34	S/. 165,858.13	
02.03.09	LOSAS					S/. 142,441.65
02.03.09.01	LOSAS MACIZAS					S/. 9,287.85
02.03.09.01.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	10.44	451.12	S/. 4,709.67	
02.03.09.01.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	45.97	82.89	S/. 3,810.54	
02.03.09.01.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	182.11	4.22	S/. 767.64	
02.03.09.02	LOSAS ALIGERADAS					S/. 133,153.80
02.03.09.02.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	93.87	393.51	S/. 36,939.10	
02.03.09.02.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	1021.73	57.31	S/. 58,558.79	
02.03.09.02.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	7349.56	4.34	S/. 31,899.27	
02.03.09.02.04	Para bloques huecos	und	2627.00	2.19	S/. 5,756.64	
02.03.10	ESCALERAS					S/. 8,758.68
02.03.10.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	9.32	423.36	S/. 3,945.70	
02.03.10.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	40.72	90.86	S/. 3,699.96	
02.03.10.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	256.44	4.34	S/. 1,113.03	
02.03.11	CAJA DE ASCENSORES					S/. 47,805.47
02.03.11.01	Para concreto 210 kg/cm ²	m ³	28.27	462.88	S/. 13,085.50	
02.03.11.02	Para el encofrado y desencofrado	m ²	282.75	80.10	S/. 22,648.73	
02.03.11.03	Para la armadura de acero Fy=4200 kg/cm ²	Kg.	2781.20	4.34	S/. 12,071.23	
TOTAL						S/. 631,976.91

Tabla 153 Presupuesto de una Estructura en Concreto Armado

Obra: Residencial Leonardo Da Vinci Propietario: Corporación Ayar SAC Calle Oswaldo Baca 307 - Urb. Ubicación: Magisterial						
PARTIDA	ESPECIFICACIONES	UNID.	CANT.	COSTO		TOTAL
				UNITARIO	PARCIAL	
02	ESTRUCTURAS					S/. 1,146,765.16
02.04	ESTRUCTURAS DE ACERO					
02.04.01	COLUMNAS					S/. 397,734.52
02.04.01.01	Placa de Anclaje	und	20.00	269.46	S/. 5,389.20	
02.03.06.02	Acero	kg	21955.53	17.87	S/. 103,630.10	
02.04.02	VIGAS					S/. 577,623.09
02.04.02.01	Acero	kg	32323.62	17.87	S/. 152,567.49	
02.04.08	LOSAS					S/. 151,624.14
02.04.08.01	Placa Steel Deck	m2	1077.34	132.58	S/. 142,833.74	
02.04.08.02	Conector Soldado	und	1340.00	6.56	S/. 8,790.40	
02.04.09	ESCALERAS					S/. 19,783.41
02.04.09.01	Acero	kg	1596.17	9.26	S/. 14,780.53	
02.04.09.02	Pavimento de Rejilla	m2	40.10	124.76	S/. 5,002.88	
TOTAL						S/. 1,146,765.16

Tabla 154 Presupuesto de una Estructura en Acero

Comparación de Costos Directos.

COMPARACIÓN DE COSTOS DIRECTO DE LA ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN	
ESTRUCTURA	TOTAL
Concreto Armado	S/. 631,976.91
Acero	S/. 1,146,765.16

Comparación de Costos Directos de las estructuras

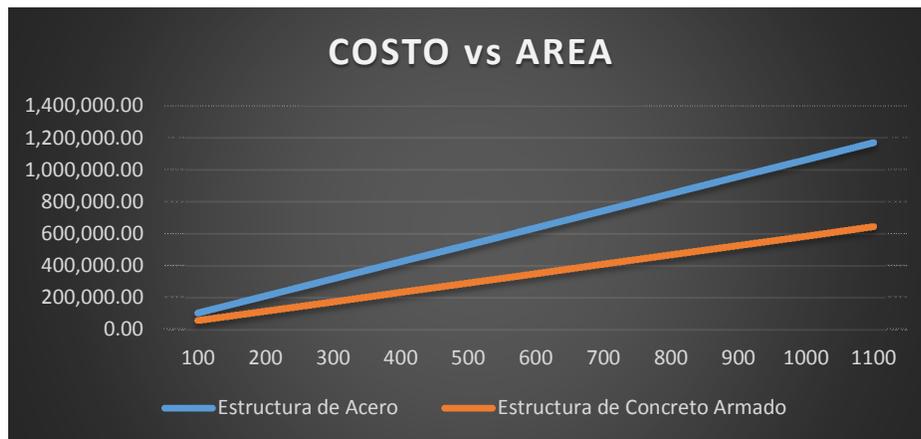


Fig. 61 Costo Directo vs Área

Los costos directos indican que para el caso de estructura en acero se tiene un incremento de S/. 514,788.25 con respecto a la estructura en concreto armado, que representa el 55.11%.

4.1.2. COSTOS ENTRE LOS MATERIALES.

Los materiales son el recurso que representa el mayor porcentaje del costo total. Obtenidos para cada una de las estructuras estudiadas se han determinado los valores de los porcentajes de influencia de los materiales. Estos resultados se muestran a continuación.

COMPARACIÓN DE COSTOS DE MATERIALES DE LA ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN	
ESTRUCTURA	TOTAL
Concreto Armado	S/. 408,928.40
Acero	S/. 876,018.80

Comparación del costo de los Materiales de las estructuras

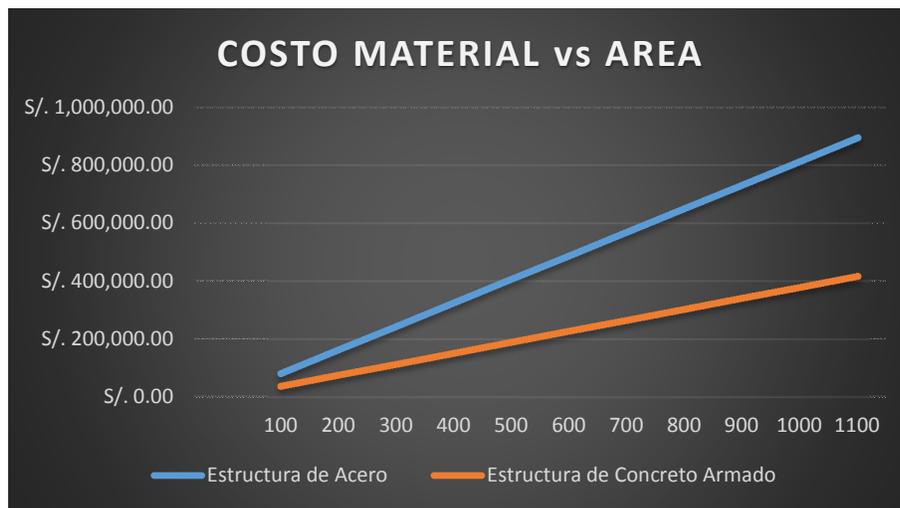


Fig. 62 Costo Material vs Área

Los costos entre materiales demuestran que para el caso de estructura de acero tiene un incremento de S/. 467,090.40 con respecto a la estructura de concreto armado, que representa el 46.80%.

4.1.3. COSTOS ENTRE LA MANO DE OBRA.

Es otro de los recursos importantes dentro del presupuesto de una construcción que en el caso del acero esta debe ser necesariamente calificada para trabajos especializados como el de soldadura; mientras que en concreto armado no tiene que serlo en su gran mayoría.

Es así como analizando cada una de las partidas de las estructuras estudiadas se tienen los siguientes resultados mostrados a continuación.

COMPARACIÓN DE MANO DE OBRA DE LA ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN	
ESTRUCTURA	TOTAL
Concreto Armado	S/. 202,621.44
Acero	S/. 171,508.47

Comparación del costo de Mano de Obra de las estructuras

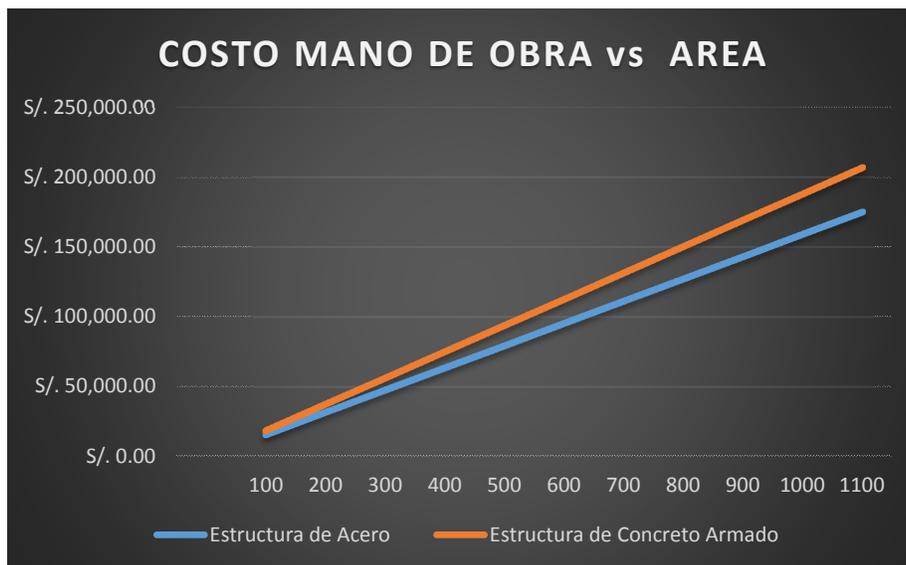


Fig. 63 Costo Material vs Área

Los costos entre mano de obra indican que para el caso de estructura en acero se tiene una disminución de S/31,112.97 con respecto al concreto armado, que representa el 15.36%.

4.1.4. COSTOS ENTRE EQUIPO Y MAQUINARIA.

Es importante comparar este recurso ya que se utilizan diferentes tipos de equipos y maquinaria dependiendo del material con el que se va a construir. Se han analizado las estructuras para los diferentes tipos de materiales arrojando los siguientes resultados:

COMPARACIÓN DE EQUIPO Y MAQUINARIA ESTRUCTURA DE LA EDIFICACIÓN	
ESTRUCTURA	TOTAL
Concreto Armado	S/. 20,454.01
Acero	S/. 99,237.88

Comparación del costo de Herramientas y Maquinaria de las estructuras

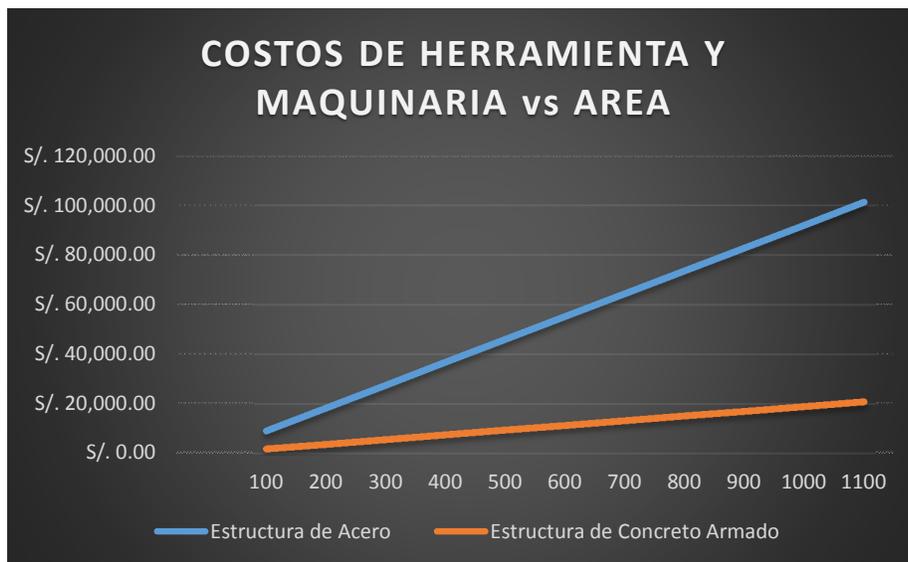


Fig. 64 Costo Herramienta y Maquinaria vs Área

Los costos entre equipos y maquinaria demuestran que para el caso de una estructura de acero se tiene un incremento de S/.78,783.87 con respecto al concreto armado, que representa el 79.40%.

4.2. FACTOR TIEMPO.

El tiempo de ejecución es uno de los puntos de mayor importancia en la ejecución de un proceso constructivo y puede llegar en ciertos casos a ser determinante.

A continuación se puede observar los resultados del tiempo de ejecución obtenidos para las diferentes estructuras con relación al área de construcción.

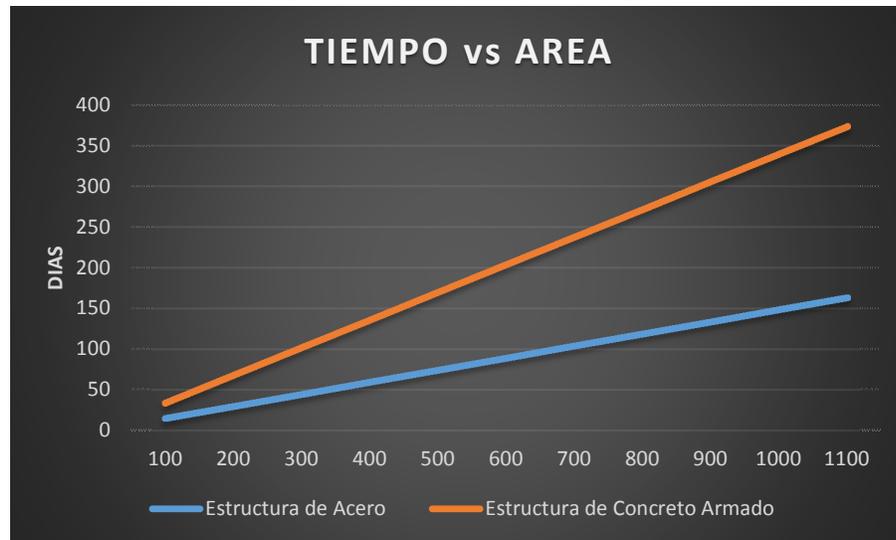


Fig. 65 Área vs Tiempo

En la edificación con un área de construcción de 1077.35 m² los tiempos estimados de ejecución son: 234 y 366 días para las estructura en Acero y Concreto Armado respectivamente; esto quiere decir que para la estructura en acero el tiempo de ejecución se reduce en un 36.07 % con relación a su similar en Concreto Armado.

4.3. CRITERIOS TÉCNICOS.

4.3.1. PESOS DE LA ESTRUCTURA.

Los materiales de alta resistencia por unidad de peso dan como resultado estructuras más livianas, es el caso del acero estructural, un material de alta calidad, resultando un producto versátil y duradero.

El concreto armado en cambio deriva en estructuras considerablemente más pesadas por unidad de superficie.

Las ventajas de una estructura liviana es que permiten construcciones más rápidas así como también fáciles de montar, generan cargas reducidas en los cimientos y generan una alta resistencia ante los movimientos sísmicos.

Con las relaciones del peso por m^2 se obtienen los siguientes resultados $385.95 m^2$ en estructura de acero y $723.64 m^2$ en estructura de concreto armado.

La diferencia entre el concreto armado y el acero es de 46.67%.

Como se muestra en la gráfica a continuación, el concreto armado resulta el material más pesado que el acero, siendo el acero más liviano que el concreto armado como material estructural.

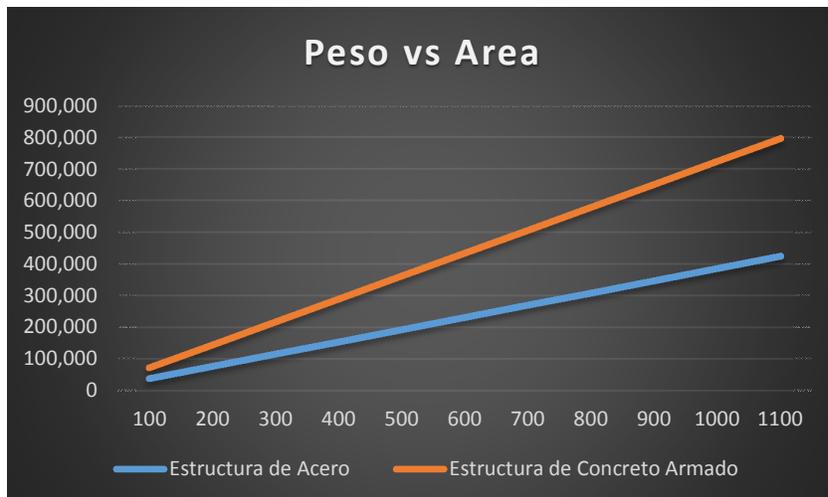


Fig. 66 Peso vs Área

4.3.2. UNIFORMIDAD DE LOS MATERIALES.

Se debe tomar en cuenta que las propiedades tanto del acero como del concreto armado varían apreciablemente con el tiempo.

Es necesario recordar que el acero es un material elaborado con normas de calidad mediante procesos industriales establecidos que aseguran sus propiedades, garantizando el cumplimiento de las especificaciones.

En cuanto al concreto armado, no se puede garantizar el fiel cumplimiento de las especificaciones, tomando en cuenta que sus componentes pueden no estar debidamente dosificados o es posible que no se elabore una adecuada mezcla de éstos, por lo cual el resultado puede variar considerablemente cuando los elementos estructurales ya hayan sido colocados.

4.3.3. MANTENIMIENTO.

En general para estructuras de concreto armado no se realiza mantenimiento alguno.

En una estructura de acero, es imprescindible realizar un mantenimiento continuamente sobre todo contra la corrosión aplicando pintura para la protección, la cual es costosa e implica un considerable gasto. Sin embargo una ventaja importante de una construcción de acero es que en el caso de que se requiera cambiar, reforzar o ampliar secciones, es sencillo realizarlo, soldando los nuevos tramos.

4.3.4. TIEMPO DE VIDA ÚTIL.

Una estructura de concreto armado puede tener un tiempo de vida útil indefinido, puesto que a lo largo del tiempo sus propiedades no varían una vez el material ha fraguado.

El acero puede igualmente tener un tiempo de vida útil indefinido siempre y cuando se tome en cuenta realizar periódicamente un mantenimiento adecuado, aplicando pintura anticorrosiva para evitar la oxidación de este material.

CONCLUSIONES

Económicas.

- En el análisis económico se muestra que en el costo directo total de las estructuras, el acero es más costoso en un 55.11% frente a la estructura de concreto armado; esto nos lleva a determinar que la estructura de concreto armado representaría la solución más favorable en cuanto al costo; si bien este es un parámetro importante, no es el único a considerar para establecer la solución más económica o beneficiosa.
- En cuanto a los costos de materiales, es evidente que la estructura de acero implica un mayor costo en un 46.80% más que el concreto armado.
- Al relacionar los costos de mano de obra de las distintas estructuras, las variaciones en porcentajes obtenidos en las estructuras fueron de 15.36% entre el acero y el concreto armado, siendo la mano de obra para la estructura de concreto armado más costosa que el acero. Si bien una estructura de concreto armado requiere más personal para su construcción, la mano de obra necesaria para la estructura de acero debe ser más especializada.
- Para los costos de equipos y maquinaria entre la estructura de acero y el concreto armado es de 79.40%, siendo el acero más costoso en cuanto a los equipos y herramientas. La razón de estas diferencias es que para el concreto armado en general se requiere tanta maquinaria, más que herramientas menores o ciertos equipos, mientras que para el acero es necesario la utilización de grúas para el montaje de las piezas, equipos para el ensamblaje de los segmentos y herramientas.

Tiempo.

- Comparando las alternativas con respecto al tiempo de ejecución se tiene que el acero estructural se lleva a cabo más rápidamente en un 36.07% al equiparlo con el concreto armado; lo cual nos indica que la estructura de acero presenta una ventaja.

Técnicos.

- Es importante hacer notar que en los pesos de las estructuras analizadas se observa que la estructura de acero resulta ser más liviana relacionándola con el concreto armado en un 46.67%. Al pensar en una estructura más liviana inmediatamente se llega a establecer una disminución en el corte basal y por ende la reducción de las fuerzas sísmicas en todos los pisos de la estructura; es decir que la estructura de acero tendrían una ventaja en el diseño sismo resistente de una estructura. El acero estructural vendría a ser una adecuada opción ya que comparado con su similar de concreto armado se obtiene un material bastante ligero y como destacamos anteriormente representaría una ventaja en el diseño sismo resistente.
- El mantenimiento de una estructura de concreto armado es mínima, por lo cual no requiere gastar sumas de dinero considerables a lo largo del año. La estructura de acero pueden igualmente tener una duración indefinida tanto como el concreto armado, sin embargo requieren de un mantenimiento continuo, para su preservación se demanda la aplicación de pinturas anticorrosivas periódicamente lo cual genera un desembolso de dinero constantemente.
- El acero tiene la ventaja de que las piezas defectuosas tienen la facilidad ser arregladas o intercambiadas, lo cual resulta muy difícil en una estructura de concreto armado, de igual forma las ampliaciones pueden resultar más sencillas en acero, acoplando nuevas partes a la estructura.
- Por funcionalidad las estructuras de acero muestran una clara ventaja por seguridad, diseño, espacio, flexibilidad de modificación y reciclabilidad del material. Las principales ventajas del concreto armado son: la resistencia a temperaturas altas (por ejemplo en caso de un incendio), la mano de obra requerida es menos especializada, y la flexibilidad ante un sismo.
- Por durabilidad, las estructuras de acero tienen la ventaja ya que con el diseño y mantenimiento adecuado, el acero no cambia sus propiedades a través del tiempo

RECOMENDACIONES

- Se recomienda seleccionar un marco financiero adecuado para relacionar cada uno de los parámetros analizados entre las alternativas a fin de tener mayor versatilidad sobre la información de los aspectos de costos de estructuras y flujos de fondos, así como el establecer en que porcentajes podrían ser rebajados los indicadores de acuerdo a una optimización de recursos y procesos más exhaustiva. Sería importante también dar mayor alcance a este proyecto, analizando edificaciones de mayor altura y áreas de acuerdo a un método adecuado y diferente para analizar las variaciones existentes.
- Se recomienda realizar un estudio teórico comparativo entre el diseño estructural de acero versus el concreto armado.
- Se recomienda hacer una evaluación comparativa en el transporte de material para la ejecución de estructuras de concreto armado versus estructura de acero.
- Se recomienda profundizar la enseñanza del Diseño en Perfiles de Acero en diferentes Universidades locales, para mejorar el aspecto arquitectónico de nuestra ciudad.

BIBLIOGRAFÍAS

- Carlos A. Fernández Chea; ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESCALERAS
- American Institute of Steel Construction (1994); MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION, LOAD & RESISTANCE FACTORS DESIGN 2DA EDITION; Printed in the United States of America.
- Teodoro E. Harmsen (2002); DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO TERCERA EDICIÓN, Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
- Jack C. McCormac (2002); DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO MÉTODO LRFD 2DA EDICIÓN; Editorial Alfa Omega.
- Carlos Arturo Vélez T (2004); EJECUCIÓN DE EDIFICIOS EN ACERO ESTRUCTURAL; Universidad Nacional de Colombia – Facultad de Arquitectura - Escuela de Construcción Medellín.
- Dr. Larry Luttrell (2004); DIAPHRAGM DESIGN MANUAL THIRD EDITION; Steel Deck Institute, USA.
- Ruperto Benavente Velásquez, Carlos Fernández Baca Vidal y Andrés Gómez Noblega (2004); ESTUDIO DEL MAPA DE PELIGROSOS DE LA CIUDAD DEL CUSCO.; PNUD INDECI.
- Universidad Politécnica Hispano Mexicana (2009); MANUAL PARA LA ELABORACION DE TESIS Y TRABAJOS DE INVESTIGACION.
- Dr. Roberto Hernández Sampieri, Dr. Carlos Fernández Collado y Dr. María del Pilar Baptista Lucio (2010); METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION 5TA EDICION; Editorial McGraw – Hill, México.
- Acero Deck; MANUEL TECNICO PARA EL USO DE PLACAS COLABORANTES PARA LOSAS DE ENTREPISOS.
- Revista Perú Construye (Febrero 2016).
- Ángel San Bartolomé (1998); ANALISIS DE EDIFICIOS; Lima – Perú; Pontificia Universidad Católica del Perú – Fondo Editorial.
- <http://www.abbings.com/conferencias.html>
EVOLUCION DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO EN EL PERU.

- <http://www.unsm.edu.pe/articulos.php?idarticulo=29>

FILOSOFIA DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS.

- Norma Técnica: Metrados para Obras de Edificación y Habilitaciones Urbanas – Resolución Directoral 073-2010/Vivienda/VMCS-DNC.
- Norma Técnica de Edificaciones: E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismoresistente, E.060 Concreto Armado y E.090 Estructuras Metálicas

ANEXOS

ANEXO 1: TABLA DE SALARIOS Y BENEFICIOS

TABLA DE SALARIOS Y BENEFICIOS SOCIALES REGIMEN DE CONSTRUCCION CIVIL 2015 - 2016

(Del 01.06.2015 al 31.05.2016)

OPERARIO			
Jornal Básico	58,60	*	6 días 351,6
Descanso Semanal Obligatorio	9,77	*	6 días 58,6
BUC 32%	18,75	*	6 días 112,51
Bonificación Por Movilidad	7,20	*	6 días 43,2
Indemnización 15%	8,79	*	6 días 52,74
Vacaciones 10%	5,86	*	6 días 35,16
Gratificaciones F. Patrias	11,16	*	7 días 78,13
B. Extraordinaria Ley 30334	1,00	*	7 días 7,03
Total Bruto Salarios			738,98
Descuentos SNP 13%			72,52
Descuento CONAFOVICER 2%			8,2
Pago Neto Mensual			658,25

OFICIAL			
Jornal	48,5	*	6 días 291
Descanso Semanal Obligatorio	8,08	*	6 días 48,5
Buc 30%	14,55	*	6 días 87,3
Bonificación Por Movilidad	7,2	*	6 días 43,2
Indemnización 15%	7,28	*	6 días 43,65
Vacaciones 10%	4,85	*	6 días 29,1
Gratificaciones F. Patrias	9,24	*	7 días 64,67
B. Extraordinaria Ley 30334	0,83	*	7 días 5,82
Total Bruto Salarios			613,24
Descuentos SNP 13%			59,27
Descuento CONAFOVICER 2%			6,79
Pago Neto Mensual			547,18

PEON			
Jornal	43,3	*	6 días 259,8
Descanso Semanal Obligatorio	7,22	*	6 días 43,3
Buc 30%	12,99	*	6 días 77,94
Bonificación Por Movilidad	7,2	*	6 días 43,2
Indemnización 15%	6,5	*	6 días 38,97
Vacaciones 10%	4,33	*	6 días 25,98
Gratificaciones F. Patrias	8,25	*	7 días 57,73
B. Extraordinaria Ley 30334	0,74	*	7 días 5,2
Total Bruto Salarios			552,12
Descuentos SNP 13%			52,91
Descuento CONAFOVICER 2%			6,06
Pago Neto Mensual			493,14

Si tiene hijos estudiando y trabaja en horas extras, sumara ademas lo siguiente						
Categoría	Asignación Escolar por un hijo		Horas Extras			
	Diario	Men.	Simple	50%	100%	Indem. 15%
Operario	4,88	146,50	7,33	11,72	14,65	1,10
Oficial	4,04	121,25	6,06	9,70	12,13	0,91
Peón	3,61	108,25	5,41	8,66	10,83	0,81

Fuente: Revista PERU CONSTRUYE, edición nro. 39 Febrero 2016

ANEXO 2: LISTA DE PRECIOS DE MATERIALES.

CUADRO DE COTIZACIONES										
DESCRIPCION	Unidad	Precio de venta con IGV	Precio de venta sin IGV	Precio promedio sin IGV	Proveedores	Direccion y telefono		Indice		
CEMENTO										
CEMENTO	Btu	22.70	19.24	19.29	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		22.80	19.32		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	#999211300-004000 (10)			
		22.80	19.32		PRODAC					
ALAMBRES										
ALAMBRE DE CONSTRUCCION 1/4"	Varilla	5.90	5.00	5.00	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		5.90	5.00		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	#999211300-004000 (10)			
		5.90	5.00		CONSTRUC SUR	Av. Via empresa D-6 Wanchaq	202903			
ALAMBRE N° 8	Kg	3.80	3.22	2.99	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		3.90	3.00		PRODAC					
		3.90	2.97		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	271943			
ALAMBRE N° 16	Kg	3.80	3.22	2.99	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		3.80	3.00		PRODAC					
		3.90	2.97		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	271943			
FIERRO										
FIERRO DE CONSTRUCCION 8 mm	Varilla	10.50	8.90	8.83	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		10.50	8.90		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	#999211300-004000 (10)			
		10.60	8.98		PRODAC	Av. Via empresa D-6 Wanchaq	202903			
FIERRO DE CONSTRUCCION 10"	Varilla	14.60	12.37	12.82	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		14.60	12.37		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	#999211300-004000 (10)			
		14.40	12.20		PRODAC					
FIERRO DE CONSTRUCCION 13mm	Varilla	21.20	19.66	19.59	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		21.00	19.48		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	#999211300-004000 (10)			
		21.11	19.62		CONSTRUC SUR	Av. Via empresa D-6 Wanchaq	202903			
FIERRO DE CONSTRUCCION 1/2"	Varilla	25.99	22.03	21.24	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		26.00	21.96		PRODAC	Av. Via empresa D-6 Wanchaq	202903			
		26.00	21.96		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	271943			
FIERRO DE CONSTRUCCION 3/8"	Varilla	40.40	34.24	34.21	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		40.40	34.24		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	#999211300-004000 (10)			
		40.40	34.24		PRODAC	Av. Via empresa D-6 Wanchaq	202903			
FIERRO DE CONSTRUCCION 3/4"	Varilla	58.70	49.75	49.58	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		58.20	49.32		PRODAC	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	271943			
		58.20	49.32		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	202903			
FIERRO DE CONSTRUCCION 1"	Varilla	103.50	87.71	88.05	MAESTRO	Prolongacion Av. La cultura cdra 19	#999211300-004000 (10)	271943	202903	
		103.70	87.88		GRUPO POLO S.A.C	Urb. Santa Rosa de la guardia civil - San Jeronimo	#999211300-004000 (10)			
		104.50	88.56		PRODAC	Av. Via empresa D-6 Wanchaq	202903			
ARENA FINA, GRUESA, PIEDRA Y CONFILLO										
ARENA FINA PSAC	m3	70.00	59.32	59.32	SEÑOR DE LOS MILAGROS		98426481	984797751	984792515	
	m ³	70.00	59.32		SEÑOR DE COPALIMITY		984797751			984792515
	m ³	70.00	59.32		"MATERIALES DE CONSTRUCCION VIRGEN INMACULADA CONCEPCION"	prolongacion av la cultura n° 1423	984308389			9747988397
ARENA FINA DE CUNYAC	m3	130.00	110.68	110.17	construcciones may	san jeronimo calle para al 8	98426481	984797751	984792515	
	m ³	130.00	110.17		"MATERIALES DE CONSTRUCCION VIRGEN INMACULADA CONCEPCION"	prolongacion av la cultura n° 1423	984308389			9747988397
	m ³	130.00	110.17		"MATERIALES DE CONSTRUCCION VIRGEN DE COPACABANA"	prolongacion av la cultura n° 2930 2do paradero San Sebastian	984308389			9747988397
ARENA DE BICHO	m3	60.00	50.85	54.03	construcciones may	san jeronimo calle para al 8	98426481	984797751	984792515	
	m ³	70.00	59.32		"MATERIALES DE CONSTRUCCION VIRGEN INMACULADA CONCEPCION"	prolongacion av la cultura n° 1423	984308389			9747988397
	m ³	60.00	50.85		"MATERIALES DE CONSTRUCCION VIRGEN DE COPACABANA"	prolongacion av la cultura n° 2930 2do paradero San Sebastian	984308389			9747988397
confilto	m ³	50.00	42.37	42.37	"MATERIALES DE CONSTRUCCION VIRGEN INMACULADA CONCEPCION"	prolongacion av la cultura n° 1423	984308389	984797751	984792515	
	m ³	50.00	42.37		"MATERIALES DE CONSTRUCCION VIRGEN DE COPACABANA"	prolongacion av la cultura n° 2930 2do paradero San Sebastian	984308389			9747988397
	m ³	50.00	42.37		Construcciones May	San Jeronimo Calle Para Al 8	98426481			
PIEDRA DE 8", 10", 12"	m3	60.00	46.61	49.44	St. Carlos Mexico	Av. La cultura 3er paradero San Sebastian	98426481	984797751	984792515	
	m3	60.00	46.61		Sra. Domingo Rugga	Av. La cultura 2do paradero San Sebastian	98426481			
	m3	60.00	46.61		Sr. Hector Garcia	Prolongacion Av. Giron N° 738	974651465			
HORMIGON										
HORMIGON	m3	70.00	59.32	56.50	SEÑOR DE LOS MILAGROS		98426481	984797751	984792515	
		60.00	50.85		SEÑOR DE COPALIMITY		984797751			984792515
		70.00	59.32		"MATERIALES DE CONSTRUCCION VIRGEN INMACULADA CONCEPCION"	prolongacion av la cultura n° 1423	984308389			9747988397

CUADRO DE COTIZACIONES										
DESCRIPCION	Unidad	Precio de venta con IGV	Precio de venta sin IGV	Precio promedio sin IGV	Proveedores	Direccion y telefono		Indice		
PLASTOFORMOS										
PLASTOFORMO (0.13X0.3X3)	Unid.	11.83	8.84	10.91	INDUSPORT	Av. Huayruro 1025	236229	48		
	Unid.	13.50	13.53		INTENCO	Av. Huayruro 1125	238315			
	Unid.	13.40	11.16		TECNOCUSCO	Av. Huayruro 1008	984119842			
PLASTOFORMO (0.13X0.4X3)	Unid.	15.42	13.07	14.48	INDUSPORT	Av. Huayruro 1025	236229	48		
	Unid.	18.20	15.42		INTENCO	Av. Huayruro 1225	238315			
	Unid.	17.65	14.96		TECNOCUSCO	Av. Huayruro 1008	984119842			
PLASTOFORMO (0.13X0.3X3)	Unid.	8.75	8.26	8.91	INDUSPORT	Av. Huayruro 1025	236229	48		
	Unid.	11.00	9.12		INTENCO	Av. Huayruro 1225	238315			
	Unid.	10.80	9.15		TECNOCUSCO	Av. Huayruro 1008	984119842			
PLASTOFORMO (0.13X0.4X3)	Unid.	15.56	13.49	12.23	INDUSPORT	Av. Huayruro 1025	236229	48		
	Unid.	15.00	12.71		INTENCO	Av. Huayruro 1225	238315			
	Unid.	14.75	12.50		TECNOCUSCO	Av. Huayruro 1008	984119842			
CLAVOS										
CLAVO 3"	Kg.	3.64	3.08	2.95	Z&M	Av. Huayruro 1413	238553	02		
	Kg.	3.50	2.97		GRUPO POLO S.A.C		242439			
	Kg.	3.30	2.80		PRODAC		237383			
CLAVO 2"	Kg.	3.64	3.08	2.95	Z&M	Av. Huayruro 1413	238553	02		
	Kg.	3.50	2.97		GRUPO POLO S.A.C		242439			
	Kg.	3.30	2.80		PRODAC		237383			
CLAVO 2 1/2"	Kg.	3.64	3.08	2.95	Z&M	Av. Huayruro 1413	238553	02		
	Kg.	3.50	2.97		GRUPO POLO S.A.C		242439			
	Kg.	3.30	2.80		PRODAC		237383			
CLAVO 4"	Kg.	3.64	3.08	2.95	Z&M	Av. Huayruro 1413	238553	02		
	Kg.	3.50	2.97		GRUPO POLO S.A.C		242439			
	Kg.	3.30	2.80		PRODAC		237383			
clavo para columna	Kg.	6.50	5.51	5.05	Cooperacion Inca	Av. Huayruro 1202	242439	02		
	Kg.	6.50	5.51		ANUSA S.R.L.		237383			
	Kg.	6.50	5.51							
LADRILLO										
LADRILLO 18H CARAVISTA pieza de 9x14x21	unidad	0.95	0.81	0.78	Citel Camela Cochabamba	Av. Huayruro 1413	238553			
	unidad	0.90	0.76		Salmón Poma	Av. Cultura n° 2058	242439			
	unidad	0.65	0.55							
LADRILLO 18H CARAVISTA pieza de 11.5 x 24	unidad	0.60	0.51	0.58	Ruth Espinosa	"Ladrillera Antezca" petropetro- San Jeronimo	984117471			
	unidad	0.71	0.64		Betty Zarate Quijano	AVP Los trigales C1-A petropetro- San Jeronimo	984177347			
	unidad	0.45	0.38		Maria Concha Quijano	Urb. Bellavista 2 San Jeronimo	984295881			
LADRILLO ARTESANAL SOLIDO	unidad	0.42	0.36	0.36	Ruth Espinosa	"Ladrillera Antezca" petropetro- San Jeronimo	984051136			
	pieza de 7.5 x 11.5 x 24cm	unidad	0.40		0.34	Betty Zarate Quijano	AVP Los trigales C1-A petropetro- San Jeronimo			984177347
	unidad	1.45	1.23		Hilda Yuliana Rumsaja	AVP Los trigales C3-A petropetro- San Jeronimo	984117471			
LADRILLO TECHO ALIGERADO	unidad	1.20	1.02	1.26	La Inca	San Jeronimo Occullapampa n° 8	984051136			
	pieza de 15 x 20 x 30cm	unidad	1.50		1.27	Hilda Yuliana Rumsaja	AVP Los trigales C3-A petropetro- San Jeronimo			984051136
	unidad	1.50	1.27		Ruth Espinosa	"Ladrillera Antezca" petropetro- San Jeronimo	984117471			
LADRILLO TECHO ALIGERADO	unidad	1.20	1.02	1.00	Lucy Diana Manjares	"Ladrillera Manjares" petropetro- San Jeronimo	974281711			
	pieza de 12 x 20 x 30cm	unidad	1.15		0.97	Ruth Espinosa	"Ladrillera Antezca" petropetro- San Jeronimo			984117471
	unidad	1.00	0.85		Betty Zarate Quijano	AVP Los trigales C1-A petropetro- San Jeronimo	984177347			
LADRILLO TECHO ALIGERADO	unidad	1.00	0.85	0.93	Ruth Espinosa	"Ladrillera Antezca" petropetro- San Jeronimo	984117471			
	pieza de 10 x 20 x 30cm	unidad	1.30		1.10	Lucy Diana Manjares	"Ladrillera Manjares" petropetro- San Jeronimo			974281711
	unidad	1.30	1.10		Salmón Poma	Av. Cultura n° 1058	984051136			
PANDERETA 6 HUECOS	pieza de 10 x 14 x 24cm	0.60	0.508474576	0.508474576	Salmón Poma	Av. Cultura n° 2058	984051136			
BLOQUETA										
BLOQUETA	pieza de 10 x 20 x 40cm	1.30	1.10	1.06	Salmón Poma	Av. Cultura n° 1058	984051136			
	pieza de 10 x 20 x 40cm	1.25	1.06		Venta de materiales i/c	Prolongacion Av. Cultura 1200	957730807			
	pieza de 10 x 20 x 40cm	1.30	1.02		Lucy Diana Manjares	"Ladrillera Manjares" petropetro- San Jeronimo	974281711			
BARANDAS METALICAS										
baranda metalica	m2	180.00	154.54	161.84	St. Cipriano Inginitos	Asoc. Financ. de Bellavista 2				
	m2	200.00	169.43		Acros Lambrera	Av. Huayruro 1206				
CUADRO DE COTIZACIONES										
DESCRIPCION	UNIDAD	Precio de venta con IGV	Precio de venta sin IGV	Precio promedio sin IGV	Proveedores	Direccion y telefono		Indice		
	m2	200.00	168.48		St. Jose serrano	hacienda paratito F-5-A				
MADERA										
Madera Cortante	UNIDAD	S/ 2.40	S/ 2.03	S/ 2.08	Industria Maderera Nueva Generacion E.I.R.L.	Urb. Los Pinos Mza B lote 6 San Sebastian Cusco	984180009	984180009		
		S/ 2.60	S/ 2.20		Madera Maria	4to paradero San Sebastian #3055	973237130			
		S/ 2.36	S/ 2.00		Nicolás Concha Quijano	Av. De la Cultura 3012 San Sebastian	99889225- 992738248			
Madera Miza	UNIDAD	S/ 2.70	S/ 2.29	S/ 2.30	Industria Maderera Nueva Generacion E.I.R.L.	Urb. Los Pinos Mza B lote 6 San Sebastian Cusco	984180009	984180009		
		S/ 2.90	S/ 2.46		Madera Maria	4to paradero San Sebastian #3055	973237130			
		S/ 2.54	S/ 2.15		Nicolás Concha Quijano	Av. De la Cultura 3012 San Sebastian	99889225- 992738248			
Madera Sigote	UNIDAD	S/ 5.20	S/ 4.41	S/ 4.44	Industria Maderera Nueva Generacion E.I.R.L.	Urb. Los Pinos Mza B lote 6 San Sebastian Cusco	984180009	984180009		
		S/ 5.09	S/ 4.41		Madera Maria	4to paradero San Sebastian #3055	973237130			
		S/ 5.31	S/ 4.50		Nicolás Concha Quijano	Av. De la Cultura 3012 San Sebastian	99889225- 992738248			
Madera Aguano	UNIDAD	S/ 3.00	S/ 2.75	S/ 2.87	Industria Maderera Nueva Generacion E.I.R.L.	Urb. Los Pinos Mza B lote 6 San Sebastian Cusco	984180009	984180009		
		S/ 3.25	S/ 2.75		Madera Maria	4to paradero San Sebastian #3055	973237130			
		S/ 3.00	S/ 2.80		Nicolás Concha Quijano	Av. De la Cultura 3012 San Sebastian	99889225- 992738248			
Madera Copaliba	UNIDAD	S/ 2.80	S/ 2.37	S/ 2.36	Industria Maderera Nueva Generacion E.I.R.L.	Urb. Los Pinos Mza B lote 6 San Sebastian Cusco	984180009	984180009		
		S/ 2.50	S/ 2.12		Madera Maria	4to paradero San Sebastian #3055	973237130			
		S/ 2.36	S/ 2.00		Nicolás Concha Quijano	Av. De la Cultura 3012 San Sebastian	99889225- 992738248			
Palos Rollon(escual.)	UNIDAD	S/ 4.20	S/ 3.56	S/ 2.40	Industria Maderera Nueva Generacion E.I.R.L.	Urb. Los Pinos Mza B lote 6 San Sebastian Cusco	984180009	984180009		
		S/ 4.30	S/ 3.64		Madera Maria	4to paradero San Sebastian #3055	973237130			
		S/ 4.30	S/ 3.64		Nicolás Concha Quijano	Av. De la Cultura 3012 San Sebastian	99889225- 992738248			

ANEXO 3: LISTA DE PRECIOS DE MAQUINARIA.

INSUMO	UNID AD	PRECIO CON IG	PRECIO SIN IG	PRECIO PROMEDIO CON IG	PRECIO PROMEDIO SIN IG
compactadora (sapito)	HM	40	33.90	45.00	38.14
		50	42.37		
		45	38.14		
compactadora (canguro)	HM	130	110.17	135.00	114.41
		140	118.64		
		135	114.41		
mezcladora	HM	60	50.85	65.00	55.08
		65	55.08		
		70	59.32		
vibradora de concreto 4hp	HM	30	25.42	30.00	25.42
		30	25.42		
		30	25.42		
winche de dos baldes	HM	180	152.54	190.00	161.02
		200	169.49		
nivel de ingeniero	HM	20	16.95	20.00	16.95
teodolito	HM	35	29.66	35.00	29.66
camión volquete (10m3	HM	95	80.51	93.33	79.10
		90	76.27		
		95	80.51		
camión volquete (15 m3	HM	120	101.69	116.67	98.87
		130	110.17		
		100	84.75		
camión volquete (3m3)	viaje	35	29.66	38.33	32.49
		40	33.90		
		40	33.90		
camión cunter (2.5 m3	HM	35	29.66	36.67	31.07
		35	29.66		
		40	33.90		
cargador frontal	HM	130	110.17	140.00	118.64
		150	127.12		
retroexcavadora	HM	110	93.22	120.00	101.69
		120	101.69		
		130	110.17		
motoniveladora	HM	180	152.54	171.67	145.48
		165	139.83		
		170	144.07		

ANEXO 4: ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS EN ESTRUCTURAS METÁLICAS.



ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS RELACIONADOS CON NORMA TÉCNICA – METRADOS PARA OBRAS DE EDIFICACION Y HABILITACIONES URBANAS

OE.2.23 ESTRUCTURAS METALICAS

Este rubro comprende el cómputo de las estructuras metálicas tanto de celosía, como de perfiles y considera el suministro de materiales y todos los trabajos necesarios para su construcción y montaje, incluyendo los anclajes, ganchos, tornillos, pernos, tuercas, soldaduras, etc. necesarios para su instalación.

También comprende este rubro el cómputo de coberturas, designado así a la labor de cubrir el techo (exceptuando su estructura resistente), con tejas, planchas y otros elementos. Se consideran en partidas separadas los elementos de desagüe pluvial (canaletas, bajadas, etc.).

En las estructuras metálicas el armado se refiere a la construcción del elemento en taller fuera de obra o al pie de obra que incluye todos los accesorios fijos al elemento, el montaje es la colocación en el lugar definitivo, incluyendo los accesorios sueltos, los que se medirán aparte.

OE 2.23.1 COLUMNAS O PILARES

Comprende las columnas de perfiles, las huecas, las columnas en celosía, las formadas con perfiles o planchas soldadas, empernadas o remachadas.

Unidad de Medida

- OE 2.23.1 Unidad (und) para armado
- OE 2.23.2 Unidad (und) para montaje

Norma de Medición

Se contará la cantidad de piezas de iguales características y longitud. La unidad de armado comprende material, mano de obra y accesorios fijos. La unidad de montaje comprende soldadura y mano de obra.

PARTIDA OE 02.23.01

Partida	02.04.01.01 COLUMNAS METALICAS DE ACERO ESTRUCTURAL INCLUYE MONTAJE						
Rendimiento	kg/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por . kg			19.43
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0416010005	Subcontratos SC SUMINISTRO E INSTALACION DE COLUMNAS METALICAS DE ACERO ESTRUCTURAL		kg		1.050	18.50	19.43
							19.43

OE 2.24.1 VIGAS

Comprende las vigas de perfiles, las formadas con perfiles soldados, las vigas en celosía, etc.

Unidad de Medida

- OE 2.24.1 Unidad (und) para armado
- OE 2.24.2 Unidad (und) para montaje

Norma de Medición

Se contará la cantidad de piezas de iguales características y longitud. La unidad de armado comprende material, mano de obra y accesorios fijos. La unidad de montaje comprende soldadura y mano de obra.

PARTIDA OE 02.24.01

Partida	02.04.02.01	VIGUETAS METALICAS DE ACERO ESTRUCTURAL INCLUYE MONTAJE						
Rendimiento	kg/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por :		15.50		
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Subcontratos							
0410010038	SC SUMINISTRO E INSTALACION DE VIGUETAS METALICAS DE ACERO ESTRUCTURAL			kg		1.000	16.50	16.50
								16.50

PARTIDA OE 02.24.02

Partida	02.04.02.02	VIGUETAS V-1 CIANG						
Rendimiento	und/DIA	MO. 2.0000	EQ. 2.0000	Costo unitario directo por :		1,267.23		
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ			hh	0.1000	0.400	19.00	7.60
0101010003	OPERARIO			hh	1.0000	4.000	17.27	69.08
0101010004	OFICIAL			hh	1.0000	4.000	14.65	58.60
0101010005	PEON			hh	1.0000	4.000	13.19	52.76
								198.04
	Materiales							
02040600010002	ACERO LISO EN VARILLAS DE 1/2" X 6 m			var		6.000	22.16	132.96
0238010005	LIJA AL AGUA PARA METAL			plg		4.000	1.50	6.00
0240070003	PINTURA ANTICORROSIVA EPOXICA			gal		0.400	185.00	74.00
02400800120002	THINNER STANDARD			gal		0.600	18.10	10.86
02550800010006	SOLDADURA CELLOCORD 1/8			kg		1.500	12.75	19.13
02601300090006	WAYPE INDUSTRIAL			kg		0.500	5.50	2.75
0265010005	PERFIL DE ACERO LIVIANO DE 1/2"			var		3.500	28.50	99.75
0265010006	PERFIL DE ACERO LIVIANO DE 1"X1"X1/8"			var		4.000	42.60	170.40
								515.83
	Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.000	188.04	9.40
0301120005	EQUIPO DE CORTE			hm	1.0000	4.000	5.81	23.24
0301210005	GRUA 155 HP 35 TN			hm	0.5000	2.000	265.35	530.70
								563.34

PARTIDA OE 02.24.03

Partida	02.04.02.03	CONTRA VIENTO PARA ARMADURAS						
Rendimiento	m/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000	Costo unitario directo por :		19.39		
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ			hh	0.1000	0.008	19.00	0.15
0101010003	OPERARIO			hh	1.0000	0.080	17.27	1.38
0101010004	OFICIAL			hh	1.0000	0.080	14.65	1.17
0101010005	PEON			hh	1.0000	0.080	13.19	1.06
								3.76
	Materiales							
02040600010003	ACERO LISO EN VARILLAS DE 5/8" X 6 m			var		0.200	35.06	7.01
0238010005	LIJA AL AGUA PARA METAL			plg		1.000	1.50	1.50
0240070003	PINTURA ANTICORROSIVA EPOXICA			gal		0.020	185.00	3.70
02400800120002	THINNER STANDARD			gal		0.020	18.10	0.36
02550800010006	SOLDADURA CELLOCORD 1/8			kg		0.050	12.75	0.64
02601300090006	WAYPE INDUSTRIAL			kg		0.020	5.50	0.11
								13.32
	Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.000	3.76	0.19
0301210005	GRUA 155 HP 35 TN			hm	0.1000	0.008	265.35	2.12
								2.31

Análisis de Precios Unitarios en Edificaciones

PARTIDA OE 02.24.04

Partida		02.04.02.04		TENSORES		Costo unitario directo por : ml			23.79
Rendimiento	m/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000						
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra									
0101010002	CAPATAZ			hh	0.1000	0.008	19.00	0.15	
0101010003	OPERARIO			hh	1.0000	0.080	17.27	1.38	
0101010004	OFICIAL			hh	1.0000	0.080	14.85	1.17	
0101010005	PEON			hh	1.0000	0.080	13.19	1.06	
								3.76	
Materiales									
02040600010006	ACERO LISO EN VARILLAS DE 1" X 6 m			var		0.180	74.69	13.44	
0238010005	LIJA AL AGUA PARA METAL			plg		1.000	1.50	1.50	
0240070003	PINTURA ANTICORROSIVA EPOXICA			gal		0.010	185.00	1.85	
02400800120002	THINNER STANDARD			gal		0.010	18.10	0.18	
02550800010006	SOLDADURA CELLOCORD 1/8			kg		0.050	12.75	0.64	
02901300090006	WAYPE INDUSTRIAL			kg		0.020	5.50	0.11	
								17.72	
Equipos									
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			% MO		1.000	3.76	0.19	
0301210005	GRUA 155 HP 35 TN			hm	0.1000	0.008	265.35	2.12	
								2.31	

PARTIDA OE 02.24.05

Partida		02.04.02.05		PENDOLAS		Costo unitario directo por : ml			13.81
Rendimiento	m/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000						
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra									
0101010002	CAPATAZ			hh	0.1000	0.008	19.00	0.15	
0101010003	OPERARIO			hh	1.0000	0.080	17.27	1.38	
0101010004	OFICIAL			hh	1.0000	0.080	14.85	1.17	
0101010005	PEON			hh	1.0000	0.080	13.19	1.06	
								3.76	
Materiales									
02040600010001	ACERO LISO EN VARILLAS DE 3/8" X 6 m			var		0.180	19.21	3.46	
0238010005	LIJA AL AGUA PARA METAL			plg		1.000	1.50	1.50	
0240070003	PINTURA ANTICORROSIVA EPOXICA			gal		0.010	185.00	1.85	
02400800120002	THINNER STANDARD			gal		0.010	18.10	0.18	
02550800010006	SOLDADURA CELLOCORD 1/8			kg		0.050	12.75	0.64	
02901300090006	WAYPE INDUSTRIAL			kg		0.020	5.50	0.11	
								7.74	
Equipos									
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			% MO		5.000	3.76	0.19	
0301210005	GRUA 155 HP 35 TN			hm	0.1000	0.008	265.35	2.12	
								2.31	

PARTIDA OE 02.24.06

Partida		02.04.02.06		ARMADO CRUZ DE SAN ANDRES		Costo unitario directo por : ml			15.34
Rendimiento	m/DIA	MO. 80.0000	EQ. 80.0000						
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra									
0101010002	CAPATAZ			hh	0.1000	0.010	19.00	0.19	
0101010003	OPERARIO			hh	1.0000	0.100	17.27	1.73	
0101010004	OFICIAL			hh	1.0000	0.100	14.85	1.47	
0101010005	PEON			hh	1.0000	0.100	13.19	1.32	
								4.71	
Materiales									
02040600010001	ACERO LISO EN VARILLAS DE 3/8" X 6 m			var		0.180	19.21	3.46	
0238010005	LIJA AL AGUA PARA METAL			plg		1.000	1.50	1.50	
0240070003	PINTURA ANTICORROSIVA EPOXICA			gal		0.010	185.00	1.85	
02400800120002	THINNER STANDARD			gal		0.010	18.10	0.18	
02550800010006	SOLDADURA CELLOCORD 1/8			kg		0.050	12.75	0.64	
02901300090006	WAYPE INDUSTRIAL			kg		0.020	5.50	0.11	
								7.74	
Equipos									
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			% MO		5.000	4.71	0.24	
0301210005	GRUA 155 HP 35 TN			hm	0.1000	0.010	265.35	2.65	
								2.89	

Análisis de Precios Unitarios en Edificaciones

OE.2.26 VARIOS – ESTRUCTURAS METALICAS

PARTIDA OE 02.26.01

Partida	02.04.04.02 DIVISIONES METALICAS PARA SS.HH.		Costo unitario directo por : m2					523.02
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000					
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.067	19.00	1.27		
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.667	17.27	11.52		
0101010005	PEON	hh	2.0000	1.333	13.19	17.58		
Materiales								
0204020010	ANGULO DE ACERO LIVIANO DE 2" X 2" X 1/4"	pza		3.600	65.80	236.88		
0204180039	PLANCHA DE ACERO 1.6mm X1.22m X 2.40m	pla		0.280	96.35	26.98		
0204210006	TEE DE ACERO DE 2"X2"X1/4"	und		1.800	31.89	57.40		
0204210007	TEE DE ACERO DE 1" X 1" X 1/8"	pza		1.100	42.36	46.60		
0240070003	PINTURA ANTICORROSIVA EPOXICA	gal		0.500	185.00	92.50		
02400800120002	THINNER STANDARD	gal		0.900	10.10	9.09		
02550800010006	SOLDADURA CELLOCORD 1/8	kg		0.250	12.75	3.19		
02901300090006	WAYPE INDUSTRIAL	kg		0.100	5.50	0.55		
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.000	30.37	1.52		
0301270005	MOTOSOLDADORA DE 250 AMP.	hm	0.3200	0.220	65.80	14.48		
03013300020002	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	hm	0.5000	0.333	10.50	3.50		
19.58								

PARTIDA OE 02.26.02

Partida	02.04.04.03 CERCO DE MALLA GALVANIZADA 12 X 2", CON MARCO DE 2"		Costo unitario directo por : m2					188.88
Rendimiento	m2/DIA	MO. 6.0000	EQ. 6.0000					
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.133	19.00	2.53		
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	1.333	17.27	23.02		
0101010005	PEON	hh	1.0000	1.333	13.19	17.58		
43.13								
Materiales								
0210030006	MALLA CUADRADA CRIPADA GALVANIZADA N° 12	m2		1.500	32.65	48.98		
02490100010017	TUBERIA F.G. 2"	ml		4.050	15.65	63.38		
02550800010006	SOLDADURA CELLOCORD 1/8	kg		0.250	12.75	3.19		
115.55								
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.000	43.13	1.29		
0301270005	MOTOSOLDADORA DE 250 AMP.	hm	0.2500	0.333	65.80	21.91		
03013300020002	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	hm	0.5000	0.667	10.50	7.00		
30.20								

OE.2.27 ESTRUCTURAS DE MADERA

Este rubro comprende el cómputo de los elementos que forman las estructuras de madera. La unidad incluye el suministro y colocación de los elementos de unión, anclajes, etc. de las estructuras. También se incluye el cómputo de techados, es decir de las tejas, planchas, etc., que forman la cobertura del techo propiamente dicho y que se apoyan en la estructura de madera, así como de los elementos de sujeción de la cobertura o la estructura.

Se considerarán en partidas separadas los elementos de desagüe (canaletas, bajadas, etc.).

Unidad de Medida

OE 2.27.1 metro lineal (ml)