



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO RESIDENCIAL “LA
ORQUIDEA II” EN LA PROVINCIA DE NAPO**

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

GORDILLO SILVA PABLO ANDRÉS

PROAÑO PAREDES EDGAR SEBASTIÁN

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año 2021

DEDICATORIA

Este logro se lo dedico a mis padres, a mis hermanas y principalmente a Dios, por haber guiado mi camino, haberme apoyado y haberme dado las ganas, inspiración y posibilidades de haber llegado hasta aquí. Gracias de todo corazón.

Pablo Andrés Gordillo Silva

DEDICATORIA

Se la dedico principalmente a Dios por haberme permitido llegar a este momento, dandome la fortaleza para lograrlo. A mis padres por su amor, sacrificio, los valores, hábitos, consejos y el apoyo que siempre me brindaron en cada paso que daba, es una alegría enorme para mí poder enorgullecerlos de esta forma, gracias.de corazón.

Edgar Sebastián Proaño Paredes

AGRADECIMIENTOS

Mi más sincero agradecimiento a todos mis maestros, que de cierta manera moldearon el camino que me ha llevado hasta este momento. Agradezco a la Escuela Superior politécnica del Litoral por todas las oportunidades que me ha brindado, a mis amigos que me acompañaron en esta travesía y a mi tutor, Ing. David Valverde por la ayuda, asesoramiento y paciencia a lo largo de este proyecto.

Pablo Andrés Gordillo Silva

AGRADECIMIENTOS

Agradezco infinitamente la valiosa guía y el asesoramiento impartido por mi tutor, Ing. David Valverde en la realización del presente proyecto.

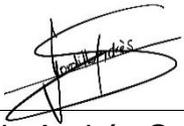
A cada uno los maestros que fueron parte de mi formación, gracias por su sabiduría impartida en cada clase.

A mis amigos, y a la universidad como tal, por los conocimientos y experiencia que he adquirido en estos años, ingresé como una persona y ahora egreso como una mejor versión de mí, gracias a todos.

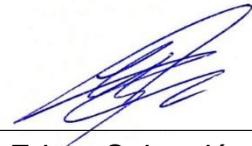
Edgar Sebastián Proaño Paredes

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Pablo Andrés Gordillo Silva y Edgar Sebastián Proaño Paredes y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”



Pablo Andrés Gordillo
Silva



Edgar Sebastián
Proaño Paredes

EVALUADORES

.....
Ing. Miguel Ángel Chávez, PhD.
PROFESOR DE LA MATERIA


.....
Ing. David Valverde, M. Sc.
PROFESORTUTOR

RESUMEN

El desarrollo social ligado a la construcción es una de las fuentes intrínsecas del crecimiento poblacional. Cuando hablamos del Ecuador y sus ciudades principales, el mercado de la construcción es un sector sumamente abordado, y quizá, hasta cierto punto saturado. Sin embargo, otras ciudades del país como la ciudad de Tena, en la provincia del Napo, cuentan con los proyectos constructivos para mejorar la calidad de vida y la seguridad de sus habitantes, ya que, su historia la ha caracterizado por ser una población expuesta a fenómenos naturales negativos para los asentamientos debido a que la ciudad esta fuertemente asentada sobre dos ríos que convergen en el centro de la misma.

La construcción del conjunto residencial “La Orquídea II” busca satisfacer las necesidades de la sociedad, para lo cual en el siguiente proyecto se justificó la selección del sistema estructural óptimo para el levantamiento del inmueble dada su ubicación y necesidades del cliente, así como se llevó a cabo una comparativa ambiental de los sistemas, y el cálculo en conjunción al diseño estructural de la edificación arquitectónica propuesta.

Finalmente, el diseño propuesto de la obra cumple con todos los parámetros establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, avalado también por la utilización del código de diseño ACI (American Concrete Institute), garantizando una propuesta viable económicamente, que asimismo solventa los inconvenientes presentados por las características del suelo amazónico, todo esto presentado mediante modelos BIM para un mejor entendimiento del detalle de la estructura.

Palabras Clave: Construcción, Diseño, Cálculo, Estructura.

ABSTRACT

Social development linked to construction is an intrinsic reason of population growth. When we talk about Ecuador and its main cities, construction business is a very busy industry, and perhaps, saturated talking about companies. However, other cities in the country, such as the city of Tena, in Napo province, have construction projects to improve the life quality and safety of its inhabitants, since its history has shown it as a population exposed to negative natural phenomena, due to, the fact that the city is strongly settled on two rivers that converge in the center of the city.

The construction of the residential complex "La Orquídea II" seeks to satisfy the needs of society, for which the following project justified the selection of the optimum structural system for the construction of the building given, its location and the client's needs, as well as an environmental comparison of the systems, and the structural calculation in conjunction with the structural design of the proposed architectural building.

Finally, the proposed design of the project complies with all the parameters established by the Ecuadorian Construction Standard, also endorsed by using the ACI (American Concrete Institute) design code, guaranteeing an economically viable proposal, which also solves the disadvantages presented by the controversial Amazonian soil, all this presented through BIM models for a better understanding of the detail of the structure.

Keywords: *Construction, Design, Calculation, Structure.*

Tabla de Contenido

EVALUADORES	vii
RESUMEN	viii
ABSTRACT	ix
ABREVIATURAS	xiii
SIMBOLOGÍA	xiv
INDICE DE FIGURAS	xvi
INDICE DE TABLAS	xxii
INDICE DE PLANOS	xxvi
CAPITULO 1	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Información básica.....	4
1.2.1 Localización.....	4
1.2.2 Ubicación del terreno destinado al proyecto.....	5
1.2.3 Demografía	6
1.3 Objetivos.....	7
1.3.1 Objetivo general.....	7
1.3.2 Objetivos específicos	7
1.4 Justificación	7
1.5 Marco teórico	8
1.5.1 Consideraciones Legales	8
1.5.2 Definición de los materiales de las alternativas.....	9
1.5.3 Tipos de sistemas estructurales.....	10
1.5.4 Ductilidad	11
1.5.5 Estudios geotécnicos necesarios en un proyecto	11
1.5.6 Plataforma BIM	13
CAPITULO 2	15
2. DESARROLLO DEL PROYECTO	15
2.1 Metodología	15
2.2 Trabajo de campo y gabinete	15
2.3 Definición y análisis de alternativas.....	16
2.3.3 Aspectos técnicos y financieros de las alternativas.....	16
2.3.4 Costo de las alternativas	18

2.3.5	Rapidez de construcción	20
2.3.6	Ductilidad estructural.....	20
2.3.7	Impacto ambiental	21
2.3.8	Social.....	21
2.3.9	Preferencia del cliente	21
2.3.10	Comparativa de las alternativas	22
2.4	Selección de alternativa viable	23
CAPITULO 3	24
3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES	24
3.1	Diseños.....	24
3.1.1	Diseño Arquitectónico	24
3.1.2	Diseño estructural de la edificación	27
3.1.3	Diseño estructural de la cimentación	106
3.2	Especificaciones técnicas.....	128
3.2.1	Detalles del Diseño	129
3.2.1.1	Cimentación.....	129
3.2.1.2	Riostras	131
3.2.1.3	Losa	132
3.2.1.4	Vigas.....	134
3.2.1.5	Columna.....	135
CAPITULO 4	137
4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL	137
4.1	Objetivos.....	137
4.1.1	Objetivo General.....	137
4.1.2	Objetivos Específicos.....	137
4.2	Descripción de los sistemas constructivos en el ámbito ambiental.....	137
4.2.1	Extracción de materias primas y fabricación.....	137
4.2.2	Aplicación y uso	138
4.2.3	Disposición final	140
4.3	Identificación de impactos ambientales a lo largo del ciclo de vida	141
4.4	Valoración de impactos ambientales	144
4.5	Medidas de prevención/mitigación.....	148
4.6	Conclusiones	150
CAPITULO 5	151
5. PRESUPUESTO	151
5.1	Estructura de desglose del trabajo	151
5.2	Descripción de rubros	151

5.2.1	Rubros Preliminares.....	152
5.2.2	Rubros Sub-Estructura	153
5.2.3	Rubros Súper-Estructura.....	154
5.3	Análisis de costos unitarios	156
5.4	Descripción de cantidades de obra.....	156
5.5	Valoración integral del costo del proyecto incluyendo las medidas de prevención y mitigación del impacto ambiental	158
5.6	Cronograma valorado.....	159
CAPITULO 6	161
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	161
	Conclusiones	161
	Recomendaciones	161
	BIBLIOGRAFÍA.....	163
	PLANOS Y ANEXOS	166
	Apéndice A – Planos	166
	Apéndice B – Diagrama de Gantt	170
	Apéndice C – Parámetros estructurales	173
	Apéndice D – Cálculos adicionales de la subestructura	178
	Apéndice E – APU's	179

ABREVIATURAS

ESPOL Escuela Superior Politécnica del Litoral

FICT Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

ACI American Concrete Institute

NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción

BIM Building Information Modeling

SIMBOLOGÍA

m	Metro
cm	Centímetro
mm	Milímetro
kg	Kilogramo
MPa	Megapascales
f'c	Resistencia a la compresión del concreto en Mpa
fy	Fluencia del acero
Ea	Módulo de elasticidad del agregado en Gpa.
I	Factor de importancia
Sa	Espectro elástico de diseño
W	Carga reactiva por sismo
R	Factor de reducción de respuesta estructural
ØP	Factor de configuración estructural planta
ØE	Factor de configuración estructural elevación
η	Variación de amplificación espectral
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico.
Z	Zona sísmica
Fa	Coefficiente de ampliación de suelo en zona de periodo corto
Fd	Escalar que amplifica las ordenadas del espectro elástico
Fs	Factor que considera la respuesta no lineal del suelo ante un sismo.
Tc	Límites de periodo de vibración de la estructura.
T	Vibración de la estructura
V	Cortante basal
k	Coefficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura (T)
øpa	Mínimo valor øpi de cada piso para irregularidades tipo 1, 2 o 3
øpb	Mínimo valor øpi de cada piso para irregularidades tipo 4
Fi	Distribución lateral de fuerzas
Hn	Altura máxima de la edificación en metros medidas desde la base.
Ct	Coefficiente dependiente del tipo de estructuras que se esté usando
Mu	Momento último
A	Área de sección
Y	Distancia del centro de gravedad hasta la fibra extrema de compresión

I	Inercia de la sección
s	Espaciamiento del refuerzo
V_c	Resistencia al cortante otorgada por el concreto
V_s	Resistencia al cortante del acero
V_n	Fuerza cortante mayorada de la sección
V_u	Resistencia nominal al cortante
ϕ	Factor de mayoración
l_n	Luz libre medida desde cara a cara de los apoyos
β	Relación entre luz libre larga y corta
F_x	Fuerza lateral que se aplica en x piso de la estructura
W_x	Peso asignado a x piso de la estructura
W_i	Peso asignado a un nivel i de la estructura

INDICE DE FIGURAS

Ilustración 1: Inundación del malecón de la ciudad del Tena (EiComercio, 2010).....	2
Ilustración 2: La Av. 15 de Noviembre, en el sector del Banco del Austro, en Tena, luego de las inundaciones. (ECU 911, 2016)	3
Ilustración 3: Zonas con mayores problemas de inundación en la ciudad de Tena (Cruz, 2016)	3
Ilustración 4: Río Tena cerca a desbordarse sobre el malecón de la ciudad, sábado 12 de Junio del 2021	4
Ilustración 5: Ubicación del cantón Tena en el Territorio ecuatoriano e hidrografía de la zona.....	5
Ilustración 6: Ubicación del terreno destinado al proyecto "Las Orquídeas II". (Google Earth, 2021).....	6
Ilustración 7: Comparativa de las alternativas	22
Ilustración 8: Vista frontal 3D del proyecto realizado en software BIM.	24
Ilustración 9: Vista trasera 3D del proyecto realizado en software BIM.	25
Ilustración 10: Área social en 3D del proyecto realizado en software BIM.	25
Ilustración 11: Vista del patio en 3D del proyecto realizado en software BIM.	26
Ilustración 12: Vista de la sala en 3D del proyecto realizado en software BIM.....	26
Ilustración 13: Vista de una habitación en 3D del proyecto realizado en software BIM.	27
Ilustración 14: Vista en Planta del Conjunto La Orquídea II	28
Ilustración 15: Alzado Sur del Conjunto La Orquídea II.....	28
Ilustración 16: Espesor mínimo para losas en dos direcciones	29
Ilustración 17: Carga viva para residencias.....	30
Ilustración 18: Carga viva para cubiertas	30
Ilustración 19: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptadas.....	31
Ilustración 20: Valor del factor Z para el cantón Tena	32
Ilustración 21: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z de zona.....	32
Ilustración 22: Clasificación de los perfiles de suelo.....	33
Ilustración 23: Tipo de suelo y factor de sitio Fa.....	34
Ilustración 24: Tipo de suelo y factores de sitio Fd.....	34
Ilustración 25: Tipo de suelo y factores de sitio Fs	34
Ilustración 26: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	35

Ilustración 27: Coeficientes de irregularidad en planta	36
Ilustración 28: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	36
Ilustración 29: Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles y de ductilidad limitada	37
Ilustración 30: Espectro de diseño.....	39
Ilustración 31: Espectro de diseño de la estructura	39
Ilustración 32: Estimación del periodo de vibración por medio del método 1 NEC-15...	40
Ilustración 33: Peso sísmico W según NEC 2015	40
Ilustración 34: Cortante basal de diseño según NEC 2015	42
Ilustración 35: Distribución vertical de fuerzas sísmicas según NEC 2015	43
Ilustración 36: Espesor mínimo de losas nervadas en dos direcciones ACI 318.....	44
Ilustración 37: Esquema de la losa nervada en dos direcciones.	45
Ilustración 38: Altura mínima de vigas no preforzadas ACI-318.....	46
Ilustración 39: Momentos aproximados para vigas no preforzadas ACI 318.....	47
Ilustración 40: Área de influencia de columna B3.....	50
Ilustración 41: Modelado en ETABS, Vista 3D	53
Ilustración 42: Vista en planta de la estructura.....	53
Ilustración 43: Vista en elevación, YZ.....	54
Ilustración 44: Secciones de los elementos tipo frame.....	54
Ilustración 45: Sección de columna de 30x35 cm.....	55
Ilustración 46: Sección de viga 30x35 cm	55
Ilustración 47: Propiedades del hormigón f'c 210	56
Ilustración 48: Inercia efectiva en las propiedades de las secciones modeladas	57
Ilustración 49: Definición de la losa nervada en el modelo	58
Ilustración 50: Peso sísmico de la estructura	58
Ilustración 51: Número de modos de la estructura	59
Ilustración 52: Porcentaje de participación de masas.....	60
Ilustración 53: Periodo fundamental de la estructura.....	60
Ilustración 54: Creación de Shell Uniform Load Sets	61
Ilustración 55: Creación de patrones de carga para el nivel de Planta Baja.....	61
Ilustración 56: Creación de patrones de carga para el nivel de cubierta	62
Ilustración 57: Asignación de cargas en la losa de cubierta	62

Ilustración 58: Asignación de diafragma rígido para el nivel 1, incluye el nodo que representa el centro de masa del piso.....	64
Ilustración 59: Asignación manual de las cargas laterales en el nodo que representa el centro de masa de la estructura desfasado 5% considerando la torsión accidental.....	65
Ilustración 60: Asignación de coeficientes sísmicos en ambas direcciones	66
Ilustración 61: Creación de espectro de respuesta.....	66
Ilustración 62: Asignación del espectro de respuesta para la dirección X	67
Ilustración 63: Asignación del espectro de respuesta para la dirección Y	67
Ilustración 64: Cortantes de bases obtenidos.....	68
Ilustración 65: Cortante basal por piso, dirección X.....	69
Ilustración 66: Cortante basal por piso, dirección Y.....	69
Ilustración 67: Valores de derivas máximos, en función de la altura de piso (NEC 2015)	70
Ilustración 68: Deriva máxima inelástica. (NEC, 2015).....	70
Ilustración 69: Deriva máxima en dirección X.....	71
Ilustración 70: Deriva máxima en dirección Y.....	71
Ilustración 71: Desplazamiento máximo (Eje A de la estructura).....	72
Ilustración 72: Desplazamiento máximo (Eje 1 de la estructura)	73
Ilustración 73: Índice de estabilidad de acuerdo con la NEC.....	74
Ilustración 74: Carga axial máxima de servicio (D+L).....	74
Ilustración 75. Secciones de unión viga - losa.....	76
Ilustración 76. Criterios para el cálculo de alpha, ACI 318	77
Ilustración 77. Cálculo del momento absoluto, ACI 318.	77
Ilustración 78. Coeficientes de distribución de vanos exteriores, ACI 318.	78
Ilustración 79. Factores de distribución de momento estático total, ACI 318.....	78
Ilustración 80. Distribución de momento negativo interior en franja columna, ACI 318.	78
Ilustración 81. Distribución de momento negativo exterior en franja columna, ACI 318.	79
Ilustración 82. Ecuaciones de cálculo de C y beta, ACI 318.....	79
Ilustración 83. Distribución de momento positivo en franja columna, ACI 318.	80
Ilustración 84. Factores de distribución asignable en franja columna para vigas.	80
Ilustración 85. Momentos mayorados por vano según las franjas centrales y de columna en el lado largo.	81

Ilustración 86. Momentos mayorados por vano según las franjas centrales y de columna en el lado corto.	82
Ilustración 87: Pórticos seleccionados en planta baja para el ejemplo del diseño de vigas a flexión. En azul pórtico 4 en dirección X; en rojo pórtico C, dirección Y.....	84
Ilustración 88: Esquema de ubicación de momentos vigas del pórtico 4, dirección X ...	84
Ilustración 89: Acero mínimo de refuerzo de acuerdo con la NEC	85
Ilustración 90: Geometría de ganchos estándar, ACI-318.....	88
Ilustración 91: Longitud de desarrollo en barras, ACI-316.....	89
Ilustración 92: Longitud de empalme de traslape, ACI 316	90
Ilustración 93: Esquema de combinación sismo de izquierda a derecha para momentos probables.....	91
Ilustración 94: Esquema de combinación sismo de derecha a izquierda para Momentos probables.....	91
Ilustración 95: Separación de estribos en vigas, NEC 2015.....	93
Ilustración 96: Confinamiento en traslape de varillas en refuerzo longitudinal en vigas, NEC 2015.....	94
Ilustración 97: Esquema de ubicación de momentos en las vigas de dirección x.....	95
Ilustración 98: Esquema de ubicación de momentos en las vigas de dirección Y	97
Ilustración 99: Ubicación de la columna diseñada B4 Planta Baja	100
Ilustración 100: Carga máxima axial P_u de la columna B4 Planta Baja	101
Ilustración 101: Refuerzo requerido para todas las columnas en el análisis estructural en ETBAS.....	102
Ilustración 102: Área de refuerzo longitudinal en la columna B4 Planta Baja y Cubierta, ETBAS.....	103
Ilustración 103: Diagrama de interacción de la columna B4.....	104
Ilustración 104: Diagrama de interacción P-M33 columna B4	104
Ilustración 105: Ubicación de los ensayos SPT del estudio geotécnico de la Orquídea I. (Google Earth, 2021)	107
Ilustración 106: Terreno destinado al proyecto.....	108
Ilustración 107: Perfil estratigráfico de la Orquídea I. (Gordillo & Proaño, 2021).....	109
Ilustración 108: Esquema del cálculo de la capacidad de carga de la cimentación. Suelo débil sobre suelo fuerte.	111

Ilustración 109: Metodología del cálculo de la capacidad última y la capacidad admisible del suelo.	112
Ilustración 110: Vista de los puntos de la cimentación con los nombres únicos proporcionados por Etabs y la selección del plinto a analizar.	115
Ilustración 111: Esquema de esfuerzos bajo una zapata.	117
Ilustración 112: Sección crítica para corte unidireccional, NEC 2015.....	118
Ilustración 113: Sección crítica para el corte bidireccional. (NEC, 2015)	119
Ilustración 114: Expresiones para el corte bidireccional crítico. (NEC, 2015)	119
Ilustración 115: Definición de los materiales en SAFE.	122
Ilustración 116: Recubrimiento superior e inferior de la zapata en SAFE.....	122
Ilustración 117: Propiedades del plinto.....	123
Ilustración 118: Vista de la configuración de los plintos en planta en SAFE	123
Ilustración 119: Vista extruida 3D de <i>los plintos en SAFE</i>	123
Ilustración 120: Definición del coeficiente de balasto.	124
Ilustración 121: Presiones en el suelo <i>debido a la carga de servicio (D+L)</i>	124
Ilustración 122: Presiones en el suelo debido a la combinación D+L+Sx.....	125
Ilustración 123: Presiones en el suelo debido a la combinación D+L+Sy.....	125
Ilustración 124: <i>Asentamientos debido a la combinación D+L</i>	126
Ilustración 125: Asentamientos debido a la <i>combinación D+L+Sx</i>	126
Ilustración 126: Asentamientos debido a la combinación D+L+Sy.	127
Ilustración 127: Definición de combos para la comprobación <i>por punzonamiento</i>	128
Ilustración 128: Resultados del <i>análisis por punzonamiento en SAFE</i>	128
Ilustración 129: Doblado de ganchos	129
Ilustración 130: Implantación de la cimentación	130
Ilustración 131: Detalle cimentación	131
Ilustración 132: Detalle en planta de los plintos de borde y de los plintos centrales respectivamente	131
Ilustración 133: Riostras Ejes A,B y C	131
Ilustración 134: Riostras Eje D	131
Ilustración 135: Riostras Eje 1 y Riostras Ejes 3,4,5 y 6 respectivamente	132
Ilustración 136: Riostra 30x42cm	132
Ilustración 137: Vista de la Losa N. +2.88	132
Ilustración 138: Vista de la Losa N. +5.76	133

Ilustración 139: Corte Losa Nv. +2.88	133
Ilustración 140: Nervios - Dirección X.....	133
Ilustración 141: Nervios Dirección Y.....	134
Ilustración 142: Vigas nivel 2 - Ejes A,B y C.....	134
Ilustración 143: Vigas nivel 2 - Eje D	134
Ilustración 144: Vigas Nv 2 - Eje 1 y Vigas Nv 2 - Ejes 3,4,5 y 6 respectivamente.....	134
Ilustración 145: Detalles de vigas	134
Ilustración 146: Detalle Columna.....	135
Ilustración 147: Detalle sección transversal columna 35x35cm.....	136
Ilustración 148: Grafico de barras <i>correspondiente al total del índice del IA por elemento ambiental del hormigón y el acero.</i>	147
Ilustración 149: Grafico de barras correspondiente al total del índice del IA por actividades a lo largo del ciclo de vida del hormigón y el acero.	148
Ilustración 150: EDT del proyecto.....	151
Ilustración 151: Listado de rubros con sus cantidades, costos unitarios y costo total del proyecto.....	159
Ilustración 152: Cronograma valorado del proyecto	160

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Límites geográficos del Cantón Tena (GAD Tena, 2021).....	4
Tabla 2: <i>Población en las parroquias de Tena (INEC, 2010)</i>	6
Tabla 3: Comparación aspectos técnicos y financieros entre el Hormigón Armado y el Acero Estructural (Rojas López & Arenas Giraldo, 2008).....	17
Tabla 4. Presupuesto conjunto Las Orquídeas I. (Condelpano, 2021)	18
Tabla 5. Costo comparativo de obra de estructura metálica (Barragàn & Intriago, 2015).	19
Tabla 6. Leyenda de la escala de satisfacción según los distintos sistemas estructurales.	22
Tabla 7: Cargas permanentes	30
Tabla 8: Carga viva por piso.....	31
Tabla 9: Parámetros del espectro de diseño	38
Tabla 10: Parámetros del periodo fundamental.....	40
Tabla 11: Peso propio de elementos estructurales.....	41
Tabla 12: Peso propio de losa y carga muerta no estructural.....	41
Tabla 13: Cortante basal de la estructura, en ambas direcciones	42
Tabla 14: Distribución de fuerzas laterales.....	43
Tabla 15: Inercia y espesor equivalente de losa maciza	45
Tabla 16: Estimación del peso propio de las vigas en el eje x.....	48
Tabla 17: Peso propio total de las vigas en el eje x.....	48
Tabla 18: Comprobación del peso propio de las vigas en el eje x.....	49
Tabla 19: <i>Base y altura de vigas en dirección X</i>	49
Tabla 20: Estimación del peso propio de las vigas en el eje y.....	49
Tabla 21: Peso propio de las vigas en el sentido y.....	49
Tabla 22: Comprobación del peso propio de las vigas en el eje y.....	49
Tabla 23: Base y altura de las vigas en dirección y.....	50
Tabla 24: Estimación del peso propio en la columna	51
Tabla 25: Dimensiones provisionales para la columna.....	52
Tabla 26: Comprobación de las dimensiones establecidas para las columnas	52
Tabla 27: <i>Dimensiones finales de las columnas</i>	52
Tabla 28: Comparación del periodo manual y Etabs.	60

Tabla 29: Cargas asignadas para el método de fuerzas equivalentes	64
Tabla 30: Comparación entre cortantes de base	68
Tabla 31: Comprobación de derivas por nivel en el eje x	72
Tabla 32: Comprobación de derivas por nivel en el eje y	73
Tabla 33: Comprobación de la carga axial en las columnas para la dirección x.....	75
Tabla 34: Comprobación de la carga axial en las columnas para la dirección x.....	75
Tabla 35. Cálculo del número de varillas por metro de losa.	83
Tabla 36. Diseño del armado de la Losa Inferior.	83
Tabla 37. Diseño del armado de la Losa Superior.....	83
Tabla 38: Propiedades generales de las vigas en dirección x.....	85
Tabla 39: Acero mínimo de acuerdo con la normativa	85
Tabla 40: Momentos de demanda, acero requerido, refuerzo y acero disponible, viga Pórtico 4, dirección X, Planta Baja	86
Tabla 41: Comprobación de cumplimiento de diseño a flexión de vigas pórtico 4, dirección X Planta Baja	87
Tabla 42: Comprobación de las secciones.....	88
Tabla 43: Detalles de los ganchos.....	89
Tabla 44: Resultados de la longitud de desarrollo para las varillas	89
Tabla 45: Longitud de empalme	90
Tabla 46: Datos para el diseño a corte	91
Tabla 47: Área de acero y momentos probables para el sismo.....	92
Tabla 48: Resultados para el cortante probable en la carga gravitacional (1.2D+0.5L)	92
Tabla 49: Participación del concreto a la resistencia del corte	92
Tabla 50: Cumplimiento de la relación $V_s < V_{smax}$	93
Tabla 51: Resultados para la viga en dirección Y.....	95
Tabla 52: Dimensiones de las vigas en el eje x.....	95
Tabla 53: Refuerzo longitudinal en las vigas de la dirección x de la planta baja	95
Tabla 54: Refuerzo longitudinal en las vigas de la dirección x de la planta cubierta	96
Tabla 55: Detallamiento por análisis a corte para las vigas en la dirección x para la planta baja y cubierta	96
Tabla 56: Dimensiones de las vigas en el eje Y	97
Tabla 57: Refuerzo longitudinal en las vigas de la dirección Y de la planta baja	97

Tabla 58: Tabla 54: Refuerzo longitudinal en las vigas de la dirección Y de la planta cubierta.....	98
Tabla 59: Detallamientos de los ganchos, longitud de anclaje y longitud de empalme para las diferentes varillas	98
Tabla 60: Detallamiento por análisis a corte para las vigas en la dirección Y para la planta baja y cubierta	99
Tabla 61: Datos generales de la columna	101
Tabla 62: Propuesta de detallamiento para las columnas	101
Tabla 63: Comprobación de los límites de la cuantía	102
Tabla 64: Datos para el diseño a corte	104
Tabla 65: Refuerzo de confinamiento y separación máxima	105
Tabla 66: Detallamiento del diseño de las columnas.....	106
Tabla 67: Número de golpes y estandarización al N60 a diferentes profundidades, junto con el ángulo de fricción estimado por Peck (1974)	109
Tabla 68: Resultados del análisis por capacidad de carga.....	113
Tabla 69: Esfuerzo de <i>contacto bajo la cimentación</i>	113
Tabla 70: Resultados de la carga axial, momentos en X y Y del software ETABS en el plinto analizado.....	115
Tabla 71: Combinaciones de carga para el diseño.....	116
Tabla 72: Parametros de diseño.....	116
Tabla 73: Predimensionamiento y comprobación del área necesaria con la colocada	116
Tabla 74: Comprobación de los esfuerzos en el suelo para las diferentes combinaciones.....	117
Tabla 75: Resultados del corte unidireccional en el plinto	118
Tabla 76: Revisión del parámetro aplastamiento.....	120
Tabla 77: Diseño a flexión del plinto.....	120
Tabla 78: Detallamiento del diseño a flexión	121
Tabla 79: Resultados del valor máximo de presión en la cimentación debido a cada combinación de carga.	125
Tabla 80: Resumen de los asentamientos para cada combinación de carga.....	127
Tabla 81: Actividades involucradas en el ciclo de vida de las alternativas.	141
Tabla 82: Identificación de impactos ambientales en el Hormigón.....	142
Tabla 83: Identificación de impactos ambientales en el Acero	143

Tabla 84: Nomenclatura de los valores en las tablas de valoración de las alternativas	145
Tabla 85: Valoración de magnitud e <i>impacto ambiental de las actividades del Hormigón</i>	145
Tabla 86: Valoración de magnitud e impacto ambiental de <i>las actividades del Acero</i> .	145
Tabla 87: <i>Valor del impacto ambiental en el Hormigón</i>	146
Tabla 88: Valor del impacto ambiental en el Acero	146
Tabla 89: Volumen y peso total del acero de refuerzo en el proyecto.	157
Tabla 90. Reajuste de cantidades de Acero.	157
Tabla : Volumen de hormigón en la estructura.	157
Tabla 92. Reajuste de cantidades de Hormigón.....	158

INDICE DE PLANOS

PLANO 1	Implantación y detalle de armado de cimentación y riostras.....	168
PLANO 2	Detalle de armado de losa y vigas en nivel +2.88m.....	169
PLANO 3	Detalle de armado de columnas, escalera y vigas en nivel +5.76.....	170

CAPITULO 1

1. INTRODUCCIÓN

En la provincia de Napo, en la Región Amazónica del Ecuador, se encuentra la ciudad de Tena, conocida también como “Capital del País de la Canela” o también como “San Juan de los Dos Ríos de Tena”. Localizada a tan solo tres horas y media de la capital ecuatoriana. El turismo como actividad principal destaca a la urbe debido a la abundancia de atractivos naturales y la pluralidad cultural que esta manifiesta en cada una de sus parroquias, las mismas que reflejan la historia y tradiciones de las etnias Kichwa y Huaorani. La hospitalidad y amabilidad de su pueblo, así como el comercio, agricultura y biodiversidad natural y cultural, logran que sea un destino de descanso y de disfrute para quienes lo visitan. (GADTENA, 2016)

Actualmente la ciudad presenta un notorio crecimiento poblacional, y es necesario ofrecer opciones a sus habitantes para que residan de manera confortable y con la seguridad estructural en sus viviendas acorde a las normativas nacionales e internacionales. Brindándoles, además, un espacio alejado del peligro que representa las posibles inundaciones que se dan en el centro de la ciudad debido a la crecida de sus ríos.

Con el desarrollo del presente proyecto se propone mejorar el sector de las viviendas multifamiliares realizando el diseño estructural del conjunto residencial “La Orquídea II”, el cual comprende un área de 600 metros cuadrados aproximadamente en zona esquinero, el cual contemplará una edificación para uso residencial, dividida en 4 viviendas adosadas entre sí, dichas viviendas contarán con dos plantas y una tercera accesible como terraza, de tres habitaciones cada una, con un área social común como patio posterior. La edificación se realizará acorde a las ordenanzas municipales del gobierno autónomo descentralizado municipal de Tena y cumpliendo con la norma técnica establecida para estructuras de hormigón armado en Ecuador para cargas sísmicas y no sísmicas, además de la normativa internacional ACI.

El diseño arquitectónico se realizará con metodología BIM, en el software Revit 2020, y a su vez, un análisis y diseño estructural realizado en un programa especializado para aquello.

1.1 Antecedentes

Siendo el exceso de lluvias un peligro severo que afecta de manera significativa a las ciudades causando saturaciones en el sistema de alcantarillado, y por consecuencia, inundaciones que atentan contra las edificaciones de la urbe. En el caso de la ciudad de Tena, las inundaciones no se dan principalmente por este motivo, su principal amenaza viene de su principal atractivo e identidad característica, que son los ríos Tena y Pano que atraviesan a la ciudad por la mitad. Estos afluentes el día Martes 6 de Abril del 2010, de acuerdo con un informe de la Cruz Roja Ecuatoriana (2010) llegaron a crecer de tal manera que el agua alcanzó hasta 3 metros de altura de desbordamiento dentro de la ciudad, dando como resultado 1288 familias damnificadas y se registró el deceso de dos personas. De acuerdo con las evaluaciones y verificaciones de las zonas hubo 107 casas, 16 centros turísticos, 3 puentes destruidos y 13 barrios afectados aleñados a los ríos.



Ilustración 1: Inundación del malecón de la ciudad del Tena (EiComercio, 2010)

De similar manera, estos acontecimientos se repitieron un par de años después, donde las fuertes precipitaciones durante la noche del sábado 12 de Marzo del 2016 y madrugada del domingo 13 ocasionaron el desbordamiento del río Napo, afectando a algunas viviendas de Tena y Archidona.

Miembros policiales ayudaron con la evacuación de las personas que residían en las viviendas afectadas, sumándose también a esta tarea el personal de las Fuerzas Armadas y del Municipio del Tena buscando colocar en buen recaudo a los moradores de los barrios Tereré y Bellavista Baja de la ciudad de Tena. (EiComercio, 2016)



Ilustración 2: La Av. 15 de Noviembre, en el sector del Banco del Austro, en Tena, luego de las inundaciones. (ECU 911, 2016)

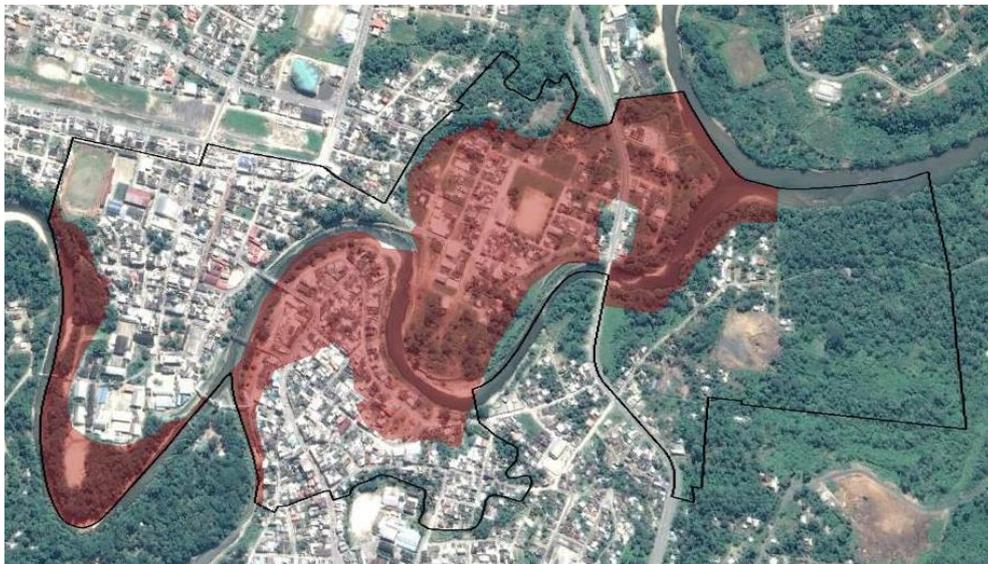


Ilustración 3: Zonas con mayores problemas de inundación en la ciudad de Tena (Cruz, 2016)

La amenaza de que en cualquier momento se puede tener nuevamente una inundación, es una preocupación para las familias que aún residen cerca a los afluentes, y pudo haber sido el caso la noche del día sábado 12 de Junio del 2021, cuando los ríos Tena y Pano aumentaron de manera significativa su caudal debido al no cese de lluvias, llegando las aguas a estar cerca del desbordamiento sobre el malecón de la ciudad, evidenciando así la necesidad de estas familias de abandonar la zona de riesgo que estos ríos representan y buscando nuevas alternativas para sus viviendas.



Ilustración 4: Río Tena cerca a desbordarse sobre el malecón de la ciudad, sábado 12 de Junio del 2021

1.2 Información básica

1.2.1 Localización

La ciudad de Tena es la cabecera cantonal del cantón Tena y capital de la provincia del Napo, con una altitud aproximada de 510 msnm., en la región centro-norte amazónica del Ecuador.

Esta ciudad, se encuentra situada en los flancos externos de la cordillera oriental de los Andes, en el valle del río Misahuallí. Debido a la variedad de elevaciones menores colindantes como el Pasourco, Pullurco, Chiuta, entre otras, es normal que el clima oscile entre los 18 y los 36 grados centígrados, conservando así la característica de poseer un clima tropical amazónico.

Tabla 1: Límites geográficos del Cantón Tena (GAD Tena, 2021).

Límites Geográficos del Cantón Tena	
Provincia:	Napo
Fundación:	15 de noviembre de 1560 (Gil Ramírez Dávalos)
Extensión:	3904.3 Km ²
Norte:	Cantón Archidona (Napo) y cantón Loreto (Orellana)
Sur:	Provincias de Tungurahua, cantón Carlos Julio Arosemena Tola (Napo) y Pastaza.
Este:	Provincia de Orellana
Oeste:	Provincias de Cotopaxi y Tungurahua

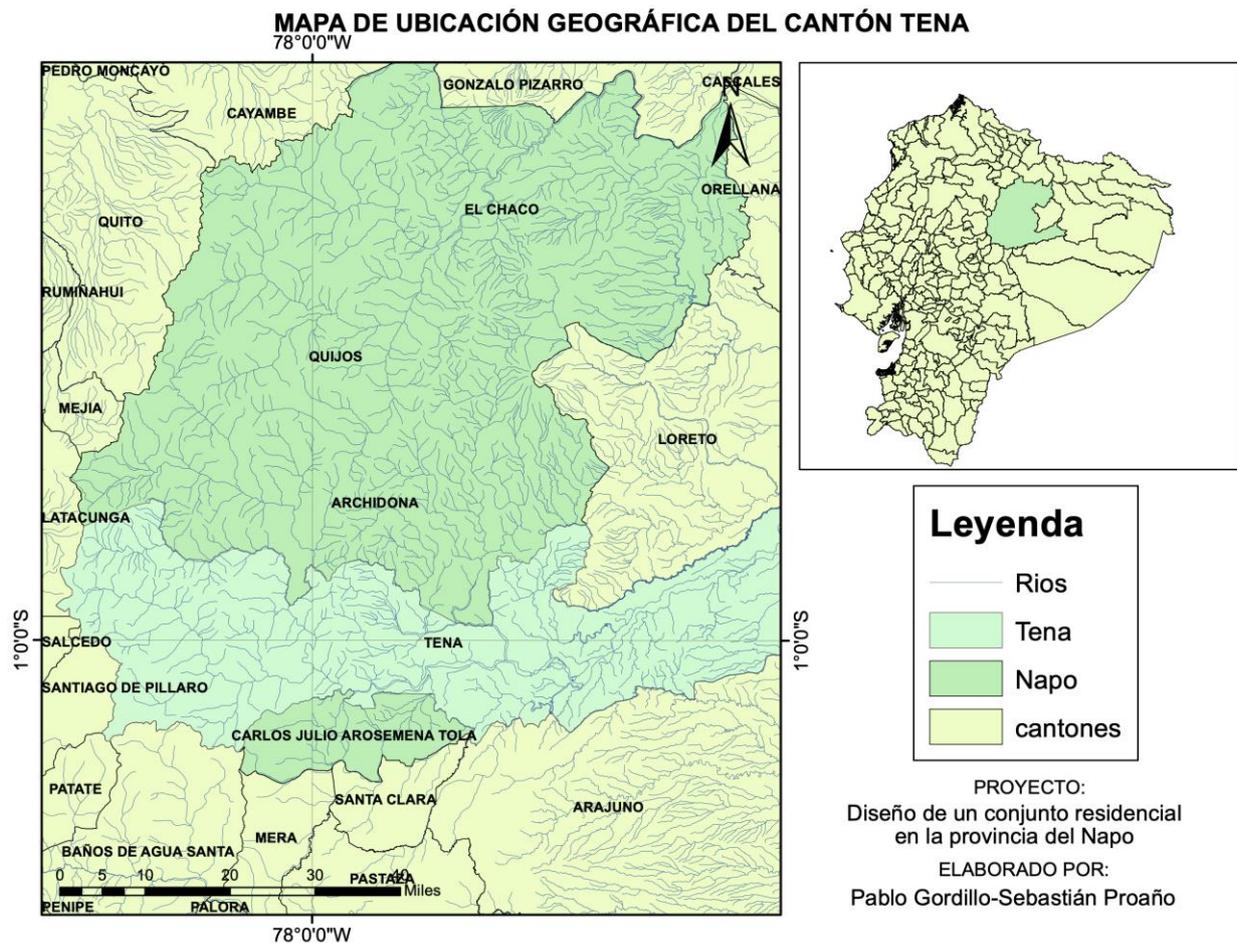


Ilustración 5: Ubicación del cantón Tena en el Territorio ecuatoriano e hidrografía de la zona

A pesar de que, en el Ecuador las estaciones del año no son altamente perceptibles por la cercanía geográfica del país a la línea ecuatorial y de que el clima se mantiene constante durante las distintas épocas del año, el invierno tiende a poseer características incremento considerable de humedad y pluviosidad, aunque también es importante considerar que en el sector las lluvias son constantes y no se posee una época “seca” definida.

1.2.2 Ubicación del terreno destinado al proyecto

En las afueras de la urbe Tena, se encuentra el terreno donde será previsto la construcción de este proyecto, exactamente en las calles Jorge Rossi y Juan Aviles del Barrio San Antonio, junto al previo conjunto residencial de la misma empresa Condelpano llamado “Las Orquídeas I”. Destacando que esta localización se encuentra fuera de la zona de riesgo de las inundaciones que amenazan a la ciudad. A continuación, se muestra un mapa de la ubicación.

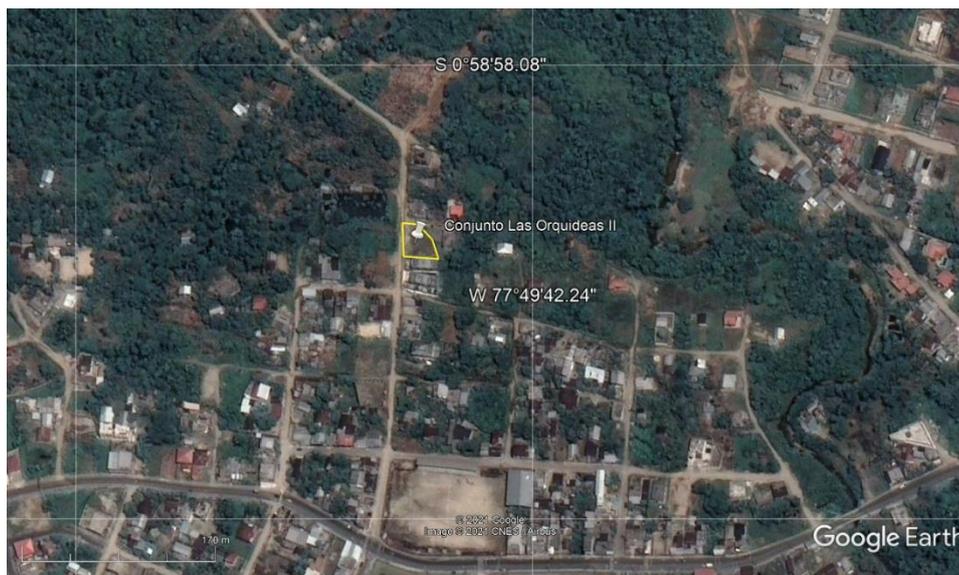


Ilustración 6: Ubicación del terreno destinado al proyecto "Las Orquídeas II". (Google Earth, 2021)

1.2.3 Demografía

De acuerdo con el INEC, el cantón Tena desde el año 2001 aumentó su población 24.4%, es decir, pasó de 46007 hab. a 60880 hab. en el 2010, y se espera que en el 2020 el censo realizado refleje un crecimiento mayor en el Tena urbano que en el resto de parroquias. Por otro lado, su diversidad étnica se marca principalmente por la presencia de población indígena (Kichwas de la Amazonía) con un 56% y posteriormente la población mestiza, blanca y afroamericana.

Tabla 2: Población en las parroquias de Tena (INEC, 2010).

Parroquias	Población
Tena Urbana	23 307
Tena Rural	9 292
Ahuano	5 579
Chonta Punta	6 687
Puerto Misahuallí	5 127
Puerto Napo	5 393
Pano	1 392
Muyuna	1 335

Talag	2 768
-------	-------

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Diseñar una edificación para uso residencial, que cumpla con las especificaciones del cliente, y las consideraciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, empleando los conocimientos adquiridos durante la carrera de ingeniería civil, con el fin de garantizar la estabilidad estructural y la estética del conjunto residencial.

1.3.2 Objetivos específicos

- Predimensionar y diseñar los elementos estructurales como losa, vigas, columnas y cimentación de hormigón armado.
- Analizar el modelo estructural de la edificación con el apoyo de un software de cálculo estructural.
- Realizar un análisis del estudio de suelo para el correcto diseño de la cimentación y buen desempeño en la interacción suelo-estructura.
- Realizar un modelado BIM, y diseñar planos arquitectónicos y estructurales de la edificación a través de esta metodología.

1.4 Justificación

A pesar de existir varias opciones en lo que a proyectos inmobiliarios se refiere, existe un nicho de mercado considerable para la ubicación aproximada del proyecto, porque, este no se encuentra en el centro de la ciudad, pero si en los alrededores urbanos de la ciudad de Tena, lo cual es importante para la población de dicha ciudad, ya que, después del desbordamiento del río Tena en el año 2010 y 2016, que atraviesa la ciudad, varias familias fueron damnificadas, este fenómeno natural creó cierta incertidumbre en la población, que en la actualidad prioriza la localización de su futuro domicilio fuera de la zona de riesgo del área, llegando a tal punto de vender sus viviendas para reubicarse en zonas seguras.

En conjunción de lo planteado, el proyecto también ofrece una alternativa económica para el alcance de aquellas familias que prioricen su seguridad y la de sus seres queridos, sin necesidad de una inversión exagerada para algunos niveles socio-económicos, es por esto que el proyecto consta de un conjunto habitacional constituido

por un único complejo que se divide en cuatro viviendas que comparten un única área social, pero con todas las comodidades necesarias para satisfacer el confort familiar.

1.5 Marco teórico

1.5.1 Consideraciones Legales

A continuación, se mencionará las entidades, especificaciones, normas, leyes y ordenanzas que comúnmente se deben considerar para el desarrollo de una obra ingenieril en Ecuador:

- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)
- American Concrete Institute (ACI)

1.5.1.1 American Concrete Institute, ACI

La normativa ACI será la base y guía para el diseño del proyecto, sus siglas se traducen como “American Concrete Institute”, la cual, es una organización sin fines de lucro de los Estados Unidos de América.

Los “Requisitos de Reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14” contiene requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones. El Reglamento también cubre sistemas estructurales, miembros y conexiones, incluyendo concreto construido en obra, construcción prefabricada, concreto simple, construcción no preesforzada, construcción preesforzada y construcción compuesta. Dentro de los temas tratados se encuentran: diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y de reducción de resistencia; métodos de análisis estructural; límites de las deflexiones; anclaje mecánico y adherido al concreto; desarrollo y empalme del refuerzo; información sobre los documentos de construcción; inspección en obra y ensayo de los materiales; y métodos para evaluar la resistencia de estructuras existentes. (American Concrete Institute, 2014)

1.5.1.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC

El objetivo principal de la Norma Ecuatoriana de la Construcción es brindar respuesta a las solicitudes y requerimientos de la sociedad en lo que refiere a edificaciones seguras y con calidad en las mismas, atendiendo a si mismo, la necesidad del ciudadano de ser llevado a un desarrollo urbano sostenible. (Aulestia, 2014)

El proyecto será sujeto a esta normativa debido a que es la que rige sobre el territorio ecuatoriano. Cada una de las diferentes categorías que la NEC posee, serán utilizadas de ser el caso, las cuales se enlistan a continuación:

- NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)
- NEC-SE-DS: Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente
- NEC-SE-RE: Riesgo sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras
- NEC-SE-GM: Geotecnia y Diseño de Cimentaciones
- NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado
- NEC-SE-AC: Estructuras de Acero
- NEC-SE-MP: Estructuras de Mampostería Estructural
- NEC-SE-MD: Estructuras de Madera
- NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m

1.5.2 Definición de los materiales de las alternativas

1.5.2.1 Hormigón Armado

Para definir el hormigón armado, o también llamado concreto reforzado, es importante definir previamente al concreto en sí, el concreto es una mezcla cuidadosamente dosificada de agregado grueso (piedra), agregado fino (arena), cemento, agua y aditivo, con el fin de crear una aleación que con el tiempo se solidifica, capaz de soportar grandes cargas a compresión.

El inconveniente con el concreto para la construcción en estructuras es que, así como se mencionó que es altamente fuerte a compresión, es considerablemente débil a tensión, por lo que el concreto armado es la combinación del hormigón con varillas de acero que le aportan resistencia al mismo, y así, vendría a ser una solución óptima para este problema.

Es importante considerar que el hormigón armado no es una mezcla aleatoria de hormigón y acero, al contrario, es una combinación controlada y calculada, en donde las varillas de acero se ubican estratégicamente para cumplir con el cometido calculado según las necesidades dadas.

Resistencia a la compresión del concreto: $f'c = 210 \frac{kgf}{cm^2}$

Límite de fluencia del acero: $f_y = 2400 \frac{kgf}{cm^2}$

1.5.2.2 Acero estructural

De la combinación de hierro y de pequeñas cantidades de carbono, dependiendo el tipo de acero que se requiera, generalmente menores a 1%, se genera el acero. Uno de los materiales estructurales que más importancia tiene debido a sus propiedades de alta resistencia comparado a otros elementos usado en la construcción. (Navarrete, 2003)

La cantidad de estructuras presentes realizadas en acero estructural tales como edificios, puentes, torres y otras obras expuestas en gran medida a lo largo de países como Estados Unidos, reflejarían la idea de que el acero es un material estructural a usar siempre. Una cercanía a la perfección da la idea este material debido a su gran resistencia y versatilidad, poco peso, facilidad de fabricación y otras propiedades convenientes. (McCorman, 2012)

1.5.3 Tipos de sistemas estructurales

1.5.3.1 Pórticos No arriostrados

Los pórticos a momento o pórticos no arriostrados son aquellos que están constituidos por ensamblajes rectilíneos de vigas y columnas, juntados por conexiones rígidas y formando en conjunto una estructura resistente (Leet, Uang & Gilbert, 2011).

Son estructuras relativamente flexibles, pero que brindan una respuesta dúctil y estable, donde los elementos de estos pórticos a la ocurrencia de un sismo dan lugar a momentos flectores y esfuerzos de corte. Se caracterizan por una alta capacidad de disipación de energía cuando su diseño y construcción son realizados para la acción sísmica (Crisafulli, 2013)

1.5.3.2 Pórticos Arriostrados Concéntricos

Son aquellos pórticos de acero compuestos por columnas, vigas y diagonales estructurales que cortan en un punto formando un sistema de cercha concéntrica. Al presentar una alta rigidez y resistencia ante acciones sísmicas, son capaces de resistir fuerzas laterales y controlar desplazamientos. Su uso es común en zonas con un alto riesgo sísmico. (Sabelli, Roeder & Haijar, 2013).

1.5.3.3 Pórticos con muros de corte

Es un tipo de sistema estructural donde el muro no solo cumple una función arquitectónica, si no que pasa a ser parte importante del sistema antisísmico, siendo este constituido por paredes de hormigón armado que proporcionan en la dimensión más grande del muro una alta resistencia y rigidez ante cargas laterales, evitando así deformaciones excesivas y daños en la edificación.

Su aplicación se da generalmente en los muros de los ductos del ascensor en edificaciones de mediana altura, colocándose de tal manera que la distribución en planta de la rigidez sea simétrica y tenga una estabilidad torsional adecuada (Alcocer, 1995)

1.5.4 Ductilidad

Corresponde a la capacidad que tienen las estructuras, los componentes y materiales que estas conllevan para deformarse sobre su límite elástico sin perder resistencia y de acumular energía durante los ciclos de carga. Por otro lado, la pérdida súbita y total de la resistencia de una sección, elemento o estructura cuando sucede un incremento del desplazamiento se conoce como fragilidad. El propósito del criterio de ductilidad, que abarca evaluar la capacidad de rotación plástica en ciertas regiones de la estructura dependiendo de varios factores relacionados como: nivel de tensión, ductilidad de la armadura, número de barras transversales y resistencia del hormigón, es que la estructura se permita fallar de manera dúctil con el fin de liberar la energía sin llegar al colapso, solo a la deformación de la misma (Moreno, 2008).

1.5.5 Estudios geotécnicos necesarios en un proyecto

1.5.5.1 Granulometría

Ensayo basado en la norma ASTM D 422 para la determinación la granulometría por tamizado. Este ensayo se basa en a partir de una muestra representativa del suelo a estudiar, la cual deberá basarse en el tamaño máximo nominal de las partículas más grandes acorde a la norma. La información que nos provee este ensayo será de la distribución de peso por tamaño de partícula presente en la muestra, lo que se traduce en una curva granulométrica, la cual la norma ASTM en si misma propone, límites máximos y mínimos para los distintos usos del suelo, además de ser valores imprescindibles para determinar los coeficientes de uniformidad (C_u) y de curvatura (C_c), los cuales son usados para determinar la clasificación SUCS del suelo.

1.5.5.2 Límites de Atterberg

Ensayo basado en la norma ASTM D 4318, método estándar para la determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, ensayo mediante el cual se determinan los mencionados criterios que representan el rango de humedad mediante el cual el suelo se mantiene en estado plástico, ya que el límite líquido representa el estado de transición del estado plástico al líquido en el suelo, mientras que el límite plástico refiere al límite de transición de estado plástico a semisólido. Una vez realizado este ensayo se procede a definir la clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación del Suelo) del suelo.

1.5.5.3 Contenido de humedad

Ensayo basado en la norma ASTM D 2216, esta prueba se la realiza a la muestra de suelo representativa en condiciones normales, con la finalidad de determinar el contenido de humedad en porcentaje presente en el suelo, la realización de este ensayo es simple, ya que, radica en pesar la muestra representativa, secarla al horno por 24 horas y volver a pesar la muestra para realizar el análisis, debido a que pasado el tiempo establecido anteriormente en el horno, se secan las partículas de agua presentes.

1.5.5.4 Caracterización geotécnica

A diferencia del hormigón o el acero como materiales presentes en la construcción donde se conocen sus propiedades, un terreno natural se presenta como un medio discontinuo donde sus variaciones son complejas. Conocer la configuración real de un terreno es importante debido a que, para aplicar los principios de la Mecánica de suelos, primero se debe tener una noción clara de lo que se está estudiando y solo una vez determinado el tipo de rocas o suelos y su distribución espacial, se podrán conocer las propiedades geotécnicas de los materiales y por consecuentes el comportamiento del terreno frente a construcciones que se deseen realizar. (Lomoschitz, 1996)

1.5.5.5 Ensayo de penetración estándar (SPT)

El ensayo que es tal vez el más comúnmente usado en la exploración de suelos dado su sencillez de realizarlo y los sustentos bibliográficos que conlleva, viene siendo el ensayo de penetración estándar (SPT). Consiste en llevar el número de golpes necesarios para penetrar 15cm en el suelo un tomamuestras partido de 45cm de largo puesto al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de aproximadamente 63.5 kg que se deja caer desde una altura de 76cm. (González, 1999)

1.5.5.6 Capacidad portante admisible

Dentro del estudio de ingeniería geotécnica, la capacidad portante del terreno es la capacidad que este tiene para soportar cargas aplicadas sobre él, por lo que, al realizar un análisis de carga máxima a soportar del suelo, que garantice asentamientos dentro de la normativa como “tolerables”, estaríamos encontrando la capacidad portante admisible del suelo.

1.5.5.7 Asentamientos totales

Para definir la palabra asentamientos, tenemos que asentamiento es la distorsión que puede llegar a sufrir una edificación a causa de la deformación del suelo donde esta cimentada debido a la carga que recibe de la misma, también, según Mánica (2012) “Los asentamientos son producto del cambio en el estado de esfuerzos en el suelo, el cual

produce el rolado, deslizamiento, aplastamiento y distorsión elástica de sus partículas en una determinada zona de influencia” (p.1). Los asentamientos totales, corresponden a la sumatoria de los asentamientos elásticos o inmediatos, a los asentamientos por consolidación primaria y a los asentamientos por consolidación secundaria.

Los asentamientos inmediatos son aquellos que como su nombre mismo lo indica, ocurren en un periodo corto de tiempo, es decir, casi inmediatamente como reacción del suelo a la carga que deberá soportar, mientras que los asentamientos por consolidación primaria y secundaria se dan por la aplicación de dicha carga en suelos potencialmente saturados, lo cual causa una presión de poros que provoca un drenaje del agua, disminuya la relación de vacíos y se comprima el suelo.

1.5.5.8 Compresión simple

Ensayo basado en la norma ASTM D 2166, en búsqueda de obtener la resistencia no confinada del suelo, esto realizado en suelos que poseen la cohesión suficiente para permitir este tipo de ensayo.

Esta variación del ensayo triaxial no aplica presión de confinamiento para obtener las condiciones No Consolidado No drenado (UU) a partir del parámetro de compresión simple q_u , también es importante para estimar la resistencia al corte No drenado de un suelo S_u y así determinar la capacidad de carga admisible de un suelo.

1.5.6 Plataforma BIM

Las siglas BIM hacen referencia a la expresión Building Information Modeling, que traduciendo significa modelado de información para la construcción. Si bien es cierto, desde hace muchos años en la construcción de un proyecto urbano o arquitectónico la metodología que brinda los sistemas CAD (Computer Aid Design o diseño asistido por computador) han sido de gran ayuda en la elaboración de datos técnicos para la construcción, la idea de BIM trasciende llevando la gestión de proyectos a donde la tecnología informática cumple un rol predominante en la concepción, diseño, construcción y administración de los métodos constructivos (Hurtado, 2015).

1.5.6.1 Uso BIM en la etapa de diseño

- Diseño en fase Preliminar
- Chequeo de criterios mínimos en el diseño
- Modelado 3D del proyecto en Revit
- Propuesta de obra y revisión de las consideraciones del cliente
- Reducción en el tiempo de entrega de la obra.

1.5.6.2 Uso BIM en la etapa de construcción

- Obtención precisa de las cantidades de materiales a necesitar
- Presentación rápida de los planos finales para la construcción
- Facilidad de cambios en el diseño de la obra
- Control de inventarios
- Simulación del proceso constructivo con la herramienta BIM 4D

CAPITULO 2

2. DESARROLLO DEL PROYECTO

2.1 Metodología

El presente proyecto, empleará varios criterios de caracterización de viabilidad de proyectos, por lo que, aunque dentro de la selección de alternativas la metodología cuantitativa juegue un papel fundamental, se debe destacar la importancia de los estudios exploratorios, descriptivos y correlacionales que formarán parte previamente a la definición de alternativas.

El método inductivo es importante en la etapa de pre-factibilidad del proyecto, ya que, a manera de optimización de recursos, plantear alternativas viables deberán estar fundamentadas en casos particulares, siendo uno de los de mayor peso en este caso, un proyecto anterior similar afrontado por la misma constructora, además de varias investigaciones que particularmente poseen similitudes arquitectónicas y cuantitativas con el proyecto.

Para el diseño, los cálculos estructurales estarán basados en el código ACI 318-14, así como se respetarán los criterios establecidos en la norma ecuatoriana de la construcción (NEC).

2.2 Trabajo de campo y gabinete

El trabajo de campo, laboratorio y gabinete en la elaboración de cualquier tipo de proyecto estructural a realizarse es indispensable a considerar, debido a su importancia al momento de garantizar la apropiada recolección de datos respecto a la caracterización del suelo y subsuelo, topografía del sitio, datos hidrológicos y ambientales, que serán necesarios en la elección de un diseño óptimo que satisfaga las circunstancias presentadas en el lugar. El estudio geotécnico siendo uno de los principales parámetros necesarios para la construcción, determinará la capacidad portante del suelo que será destinado a la implantación de la subestructura, es decir, el diseño de la cimentación, de modo que la obra civil sea capaz de residir sobre este de manera segura, funcional y eficaz, este estudio comprende una investigación sobre el origen geológico, clasificación, caracterización y clasificación del suelo.

En el caso del presente proyecto, la constructora Condelpano fue la proveedora de los ensayos de campo relacionados a la zona de estudio, tales como: ensayo de

granulometría, ensayos de penetración estándar (SPT), ensayo para la determinación de límite plástico, límite líquido e índice de plasticidad, perfil estratigráfico del suelo, capacidad portante admisible y asentamientos totales.

2.3 Definición y análisis de alternativas

Los materiales más comunes, y presentes en el medio ecuatoriano son el hormigón armado y el acero estructural. En el proyecto se consideró estas dos alternativas como soluciones para el diseño estructural de la edificación de uso residencial. Tomando como Alternativa 1 a la construcción del proyecto en hormigón armado y como Alternativa 2, al proyecto realizado con acero estructural.

2.3.1 Alternativa 1

Diseño de la edificación planteada como conjunto residencial en el sistema constructivo tradicional, es decir, la estructura de la vivienda se realizará exclusivamente de hormigón armado, mientras que la mampostería se realizaría de bloques, enlucidos con mortero y empastados. Para este diseño en hormigón armado, la estructura estará compuesta por vigas, columnas, y losa, haciendo referencia a la losa se trataría de una losa nervada, la cual, como se acostumbra tradicionalmente se rellenaría de bloque en los espacios que no correspondan a nervios. Además, es importante considerar que, desde la cimentación, la estructura estará dispuesta de hormigón armado, ya que se plantea una losa de cimentación que aguante la estructura, esto debido a las posibles condiciones del suelo de la zona.

2.3.2 Alternativa 2

Esta alternativa propone una estructura metálica como sustento de la edificación, sin embargo, es importante considerar, aunque esta propuesta no es convencional, y reduce considerablemente el tiempo de construcción de la obra, el hormigón armado deberá estar presente en la cimentación que sostendrá la estructura al igual que en la propuesta anterior.

En esta propuesta, una vez terminada la construcción de la estructura de acero correspondida por perfiles de columnas, vigas y losa en acero estructural, todos estos elementos requieren de un recubrimiento estético para obtener un resultado similar a lo que se esperaría de una vivienda, mientras que la mampostería se realizaría de bloques, enlucidos con mortero y empastados, al igual que su contraparte de hormigón armado.

2.3.3 Aspectos técnicos y financieros de las alternativas

A continuación, se detalla una comparativa de aspectos técnicos y financieros entre estos.

Tabla 3: Comparación aspectos técnicos y financieros entre el Hormigón Armado y el Acero Estructural (Rojas López & Arenas Giraldo, 2008).

HORMIGÓN ARMADO	ACERO ESTRUCTURAL
Su fabricación es en obra	Sus perfiles son normalizados
El control de calidad es en obra y se necesitan ensayos para certificar la calidad	El control que se da en taller satisface los requerimientos que se necesiten
La disminución de capacidad por esbeltez es moderada	Es apreciable la reducción de capacidad por esbeltez
La resistencia va desde los 15 a los 50 MPa	Su resistencia oscila entre los 200 y 600 MPa
La mano de obra puede ser no calificada	La especialización de la mano de obra es fundamental, debe ser equipo formado técnicamente
El impacto del medio ambiente sobre el hormigón es perjudicial solo en algunos medios ácidos, fuera de estos ambientes, es casi invulnerable.	El material usado es susceptible al efecto del ambiente.
Su disponibilidad, no es limitante del uso	La disponibilidad restringe la posibilidad de su uso
El transporte y su costo son de libre oferta	El carácter técnico que requiere la transportación del material debe ser especializado

Las relaciones altas entre la longitud de las piezas y su sección transversal son impuestas por la calidad del material	Una mejor calidad, brinda una disminución entre la relación longitud y la sección.
En el diseño es muy común el ahorro de costos.	El diseño no da apertura para ahorros de costos.

2.3.4 Costo de las alternativas

2.3.4.1 Costo de la alternativa 1 (Hormigón armado)

El costo de una obra por lo general es el principal factor que determina la realización de la misma, una alternativa con un costo accesible es llamativa para la persona dispuesta a costear el proyecto, y de igual manera, para el usuario final que ocupará la residencia.

La empresa Condelpano ha realizado un conjunto residencial similar al de este proyecto, llamado "Las Orquídeas I", el cual servirá como guía presupuestaría para tener un aproximado del costo de un conjunto residencial en la ciudad del Tena, provincia de Napo en hormigón armado. Mencionado conjunto abarcaba dos bloques residenciales de 4 casas cada uno, siendo estos los bloques A y B, por lo que el presupuesto relacionado a dicho proyecto deberá ser dividido en dos para que resulte una comparativa adecuada al de este proyecto. A continuación, un cuadro resumen con el presupuesto del antes mencionado proyecto y el cronograma completo valorado de trabajos de "La Orquídea I" en la sección anexos.

Tabla 4. Presupuesto conjunto Las Orquídeas I. (Condelpano, 2021)

Proyecto	Presupuesto
La Orquídea I (Bloques A y B)	\$ 367 101.88

Es decir, que un presupuesto estimado para la realización de este proyecto construido en hormigón armado, incluido acabados (eléctricos, sanitarias, mampostería, etc), sería de \$183 550.94, ya que corresponde al presupuesto de solo un bloque de Las Orquídeas I. Y en términos de presupuesto por m², el precio sería de \$380

2.3.4.2 Costo de la alternativa 2 (Acero estructural)

Como punto de partida nos, una referencia fidedigna como la de la alternativa 1 en lo que respecta a presupuesto, nos da una guía importante.

Cuando se habla de acero estructural es común pensar en precios mayores a los que se presentan con estructuras de hormigón armado, y en efecto, esta creencia no esta errada, sin embargo, un análisis mayor es necesario, ya que, el sinnúmero de variables que se analizan en la pre-factibilidad de una obra no únicamente se remite al costo total de una obra a pesar de hablar de presupuesto.

La verdadera comparativa en lo que respecta a acero estructural se contrasta en la relación costo-tiempo que presentan ambos sistemas estructurales, es decir, si el tiempo que representa una estructura metálica es extremadamente menor al de la de hormigón armado, su alza en el precio se justificaría hasta cierto punto, esto para que el cliente se sienta cómodo con la alternativa.

Una vez realizado una comparativa de una construcción de similares características, la construcción de acero estructural es aproximadamente 3 veces mayor en costos que la de hormigón armado, una cifra bastante considerable que ciertos clientes no están de acuerdo en afrontar, en adición a que la base de la comparativa se dio con una obra realizada en la ciudad de Guayaquil, capital económica de la república del Ecuador y por ende, ciudad principal donde la mano de obra especializada requerida en estructuras de metálicas está presente, y, donde los materiales necesarios se encuentran en el mercado de la construcción, situación contraria a la que se vive en el cantón Tena, ya que para realizar este tipo de trabajos se requeriría una movilización no solo de mano de obra sino de materiales, lo que elevaría exponencialmente el costo de la obra.

Tabla 5. Costo comparativo de obra de estructura metálica (Barragàn & Intriago, 2015).

Proyecto	Presupuesto
Condominio residencial de 2 pisos de estructura metálica	\$ 516 847,72

Conociendo el costo del edificio de cinco pisos de estructura metálica, procedemos a realizar el cálculo del costo por metro cuadrado de la estructura para adecuarnos a nuestro diseño y que la comparativa sea relevante, considerando que el condominio posee 897 m² de construcción, el costo por metro cuadrado en dicha obra es de \$576,20 por lo que al considerar 480 metros cuadrados de construcción aproximadamente para asemejarnos al conjunto habitacional “La Orquídea II” obtenemos un costo referencial de la obra en estructura metálica de \$277 726,40.

2.3.5 Rapidez de construcción

La rapidez de construcción es una variable altamente contrastada al momento de decantarse por una solución viable óptima, ya que, muchas veces, el tiempo de demora en una obra considerada “barata” termina superando el presupuesto de su contraparte ágil en tiempo, porque, a mayor tiempo de construcción, mayor tiempo se requiere contratar mano de obra.

Sin embargo, la rapidez en construcción no solo va entrelazada con el costo del proyecto, sino, también al armado de los materiales y, por ende, de la mano de obra necesaria para el ensamblaje la estructura.

En el caso del hormigón armado gran cantidad del tiempo de construcción de la obra es debido al armado de encofrados de madera y colocación de cañas que sostengan los encofrados cuando sea necesario, además del armado de acero en vigas, columnas, losas, muros, etc. Al tratarse de actividades que requieren obligatoriamente de mano de obra, el tiempo se liga directamente a la cantidad de obreros presentes y a la eficiencia de los mismos, y, recordando lo mencionado antes con el costo, a mayor cantidad de obreros, mayor costo de la obra pero menor tiempo de construcción, a menor cantidad de obreros, menor costo en mano de obra pero mayor tiempo de construcción, esto es importante porque el tiempo que dure la obra es el tiempo en el que se deberá pagar la mano de obra, por lo que tiende a ser un arma de doble filo que requiere de un análisis exhaustivo previo a la toma de una decisión.

Contrastando lo anterior, en el caso de la estructuras metálicas, hablamos de perfiles prefabricados, los cuales requieren únicamente de transportación y ensamblaje para que la estructura quede montada, el inconveniente, es que dicho ensamblaje requiere de mano de obra especializada, pero, en términos generales de rapidez, siempre y cuando la localización lo permita, el transporte y ensamblaje de perfiles de acero superará ampliamente en rapidez de construcción a su contraparte de hormigón armado, el caso es que, en la ciudad de Tena, provincia del Napo, conseguir la mano de obra y los materiales para la realización de una estructura metálica se torna una tarea casi imposible, y de realizarse, la movilización de lo mencionado incrementaría el costo de la obra exponencialmente al mismo tiempo que por el tema del transporte, su eficiencia en rapidez de construcción no sería altamente considerable.

2.3.6 Ductilidad estructural

El hormigón posee un comportamiento relativamente frágil al ser expuesto a un estado uniaxial de tensiones, incluso a solicitaciones de compresión. El desarrollo de micro y macro fisuras afecta a la relación tensión-deformación en este material, llegadas a ser formadas incluso antes de la puesta en carga, debido a la segregación, retracción o tensiones provenientes de cambios en la temperatura. El comportamiento no lineal que conlleva estas fisuras hace que se pierda ductilidad, y frente a requerimientos de compresión, el grado de confinamiento que posea el hormigón mejorará la capacidad resistente y por ende una deformación dúctil (Vielma, Barbat & Martínez, 2008).

En las estructuras de acero, la ductilidad va relacionada directamente con la capacidad de este material en absorber energía hasta la rotura, siendo esta representada por el área debajo de la curva tensión-deformación. El uso de acero dúctil en zonas de alto peligro sísmico es muy beneficioso puesto que presenta unas ventajas evidentes en la capacidad de disipar energía, sin embargo, su aplicación en zonas de baja sismicidad no es tan provechoso (Moreno, 2008).

2.3.7 Impacto ambiental

Evaluar el impacto ambiental que provoca un tipo de construcción con respecto a otro, es un parámetro importante a considerar debido a este compromiso que ha surgido en los últimos años en conservar los ecosistemas y ser más conscientes en el impacto que tiene cada decisión y cada material sobre el planeta. En el *Capítulo 4*, se abarcará de manera detallada el impacto que conlleva cada alternativa para la obtención de la óptima, desde el punto de vista ambiental.

2.3.8 Social

La sociedad tiende a guiarse por costumbres y facilidades, es un hecho que, a lo largo de la historia, los asentamientos humanos se han realizado a las faldas de los cuerpos de agua por la facilidad para la vida que esta representa.

Siglos han pasado pero esta tendencia, aunque menos común aún se sigue evidenciando, como en el caso de la ciudad de Tena, cuyo centro de la ciudad es atravesado en su totalidad por dos ríos, sin embargo, los desastres naturales incentivaron a que los asentamientos se trasladen lejos de la zona céntrica debido a los constantes desbordamientos de dichos ríos, por lo que en la actualidad es bien visto que los domicilios se encuentren a las afueras de la ciudad.

2.3.9 Preferencia del cliente

La preferencia de la constructora dispuesta a realizar el proyecto es uno de los parámetros más determinantes en cuanto a la elección de la alternativa a ejecutar. La

gerente de la constructora “Condelpano”, Janeth Arguello, ha sabido manifestar su visión y lo que espera del presente proyecto en una reunión realizada con ella, donde se concluyó que su interés es construir la edificación en hormigón armado, debido al previo trabajo y experiencia que su compañía tiene con este material.

2.3.10 Comparativa de las alternativas

Una vez presentadas las características más significativas de las dos alternativas, se procede a la respectiva comparativa tomando como referencia la escala de Likert para la calificación de cada una.

Tabla 6. Leyenda de la escala de satisfacción según los distintos sistemas estructurales.

Descripción	No Satisfactorio	Poco satisfactorio	Neutral	Satisfacción alta	Satisfacción máxima
Simbología	①	②	③	④	⑤



Ilustración 7: Comparativa de las alternativas

2.4 Selección de alternativa viable

Después del análisis de los distintos criterios, siendo estos ambientales, estructurales, rapidez de construcción, sociales y preferencia del cliente, podemos afirmar que:

En el caso del sistema estructural, la ductilidad de ambas estructuras, acero u hormigón armado responderá efectivamente ante sismos y cargas, dado que nos encontramos en una zona de alto peligro sísmico, esto debido a que ambas alternativas corresponderán a un diseño exhaustivo que garantice un comportamiento similar y una serviciabilidad por arriba de lo esperado.

En lo que refiere al impacto ambiental, se discutió con el cliente que la alternativa que garantice una huella menor en el medio ambiente poseería un argumento de peso a la hora de la elección, y dentro de lo previamente mencionado, la producción de acero es más contaminante que la del hormigón armado.

La rapidez de construcción en el caso de la ciudad de Tena, está fuertemente ligada al tiempo de transporte de materiales, ya que, al encontrarse en Amazonía ecuatoriana, cualquier tipo de material que no sea común en las construcciones locales como los perfiles metálicos, deberá ser transportado desde la ciudad de Quito, capital del Ecuador, lo que se torna complicado, además, la movilización incrementaría el costo de la obra aún más de lo que sería una construcción de estructura metálica en sí misma, en adición, el transporte de perfiles en estas condiciones también significa que su eficiencia en rapidez de construcción no estaría tan distante a la de su contraparte de hormigón armado.

Acorde con los requerimientos del cliente, se seleccionó la Alternativa 1, correspondiente al diseño de la edificación en hormigón armado, ya que este espera que la edificación no represente un gasto elevado, la cuál era la principal desventaja del acero estructural, ya que la edificación sale aproximadamente cien mil dólares más costosa con la alternativa 2, y además que la edificación sea construida con mano de obra local, logrando así el no recurrir a mano de obra especializada proveniente de otra ciudad, estas dos razones representan fundamentos de peso para los requerimientos del cliente, por lo que se procedió con lo antes mencionado.

CAPITULO 3

3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

3.1 Diseños

3.1.1 Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico consiste en una edificación única que en su interior se divide en 4 casas para uso residencial, con acabados sencillos pero modernos que pretenden dar el mayor confort a sus usuarios. Posee 2 pisos, y cada casa alberga, sala, comedor, cocina, 3 dormitorios y 3 baños. Además de poseer un patio común en la parte trasera, que juntará a las familias en su espacio amplio, con un par de árboles que brindarán sombra a las personas que recorran su espacio. Se ha plasmado el diseño mencionado en el programa *Revit Arquitectura*, con el fin de mostrar en diferentes renders la edificación con un aspecto realista y en 3D. Además de un recorrido virtual que da la sensación al usuario de adentrarse en la vivienda. El uso de estos renders es de gran utilidad para apreciar el diseño al momento de la ejecución, y sirven como guía para las diferentes áreas ingenieriles (Estructura, Arquitectura e Instalaciones).



Ilustración 8: Vista frontal 3D del proyecto realizado en software BIM.



Ilustración 9: Vista trasera 3D del proyecto realizado en software BIM.



Ilustración 10: Área social en 3D del proyecto realizado en software BIM.



Ilustración 11: Vista del patio en 3D del proyecto realizado en software BIM.



Ilustración 12: Vista de la sala en 3D del proyecto realizado en software BIM.



Ilustración 13: Vista de una habitación en 3D del proyecto realizado en software BIM.

3.1.2 Diseño estructural de la edificación

3.1.2.1 Uso de la edificación

El Conjunto Habitacional, se ha analizado como estructura tridimensional, con columnas, vigas, losa aligerada en dos direcciones, plintos aislados de cimentación, y escaleras.

La configuración de la estructura consta de 2 niveles, con un sistema estructural de Pórticos de Concreto Armado Resistentes a Momento, conformado de columnas y vigas principales y secundarias de tipo rectangular.

La altura de los dos entresijos es de 2.88 m. La altura total de la estructura desde la base hasta la cubierta es de 5.76 m. la distribución en planta obedece a ejes continuos pero separados a distancias diferentes.

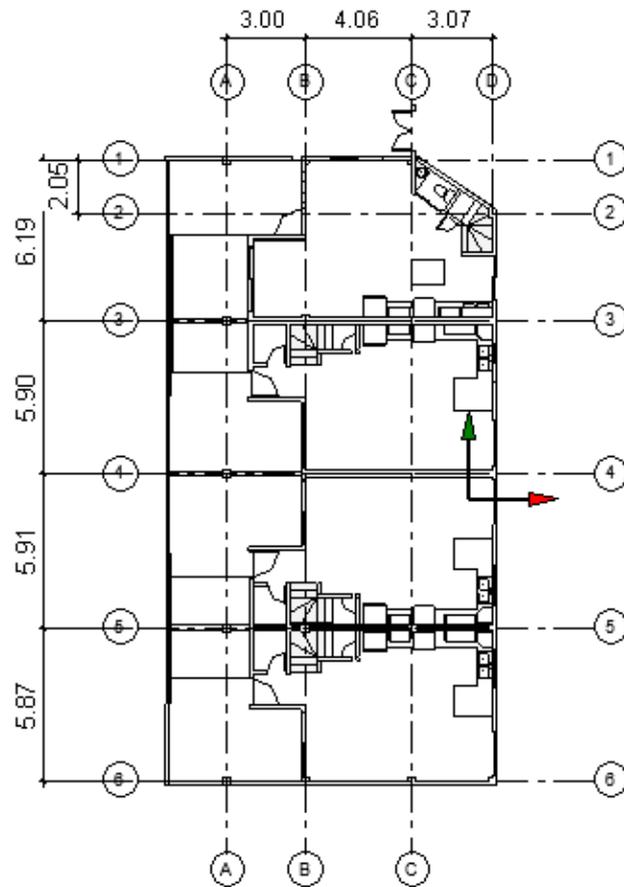


Ilustración 14: Vista en Planta del Conjunto La Orquídea II

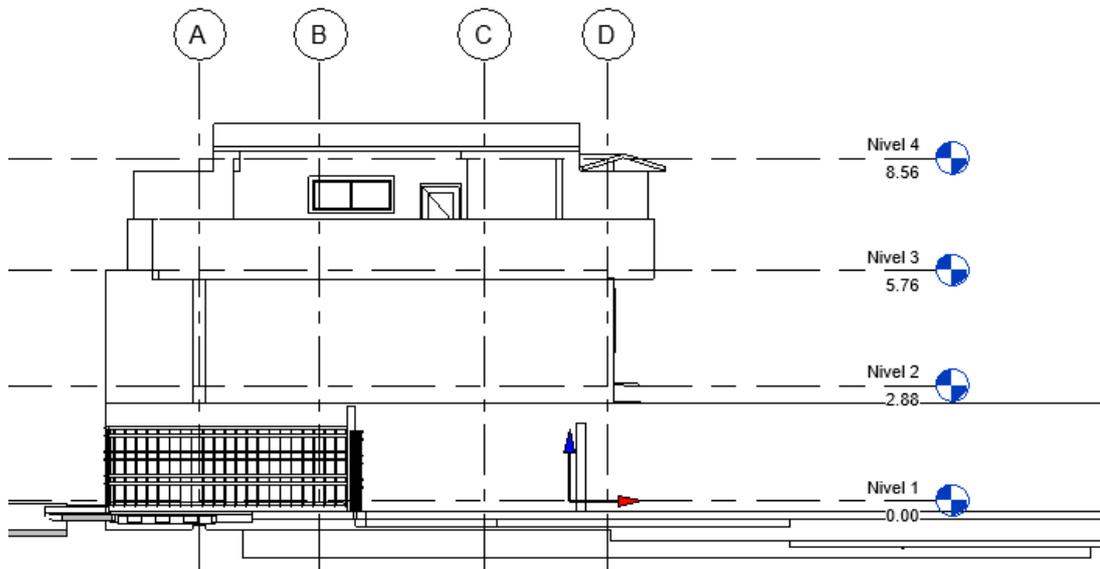


Ilustración 15: Alzado Sur del Conjunto La Orquídea II

3.1.2.2 Tipo, características y parámetros geotécnicos del suelo

Según la NEC_SE_DS vigente, el Ecuador se encuentra dividido en seis zonas donde, el Cantón Tena, Provincia de Napo, se encuentra ubicado en la zona IV, esto quiere decir que su Factor de Zona es de 0.35g como se observa en la Fig. del Mapa de Riesgo Sísmico del capítulo NEC_SE_DS y en la tabla de Población y Factor de Zona Z. El tipo de suelo seleccionado para el diseño es E.

3.1.2.3 Estimación de cargas

3.1.2.3.1 Carga muerta

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en el capítulo Cargas (No Sísmicas) con código NEC-SE-CG, indica valores referenciales de peso o densidad para elementos estructurales y no estructurales en la sección 4.1. En el análisis de la carga muerta se consideran todas las cargas gravitacionales permanentes actuantes en la estructura.

Para estimar el peso propio de la losa, se inicia el análisis con una losa aligerada en dos direcciones. con un espesor mínimo obtenido de la tabla 8.3.1.2 del ACI-316.

Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

α_{fm} ^[1]	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[2], [3]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2], [3]}
		90	(e)

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel y α_f se calcula de acuerdo con 8.10.2.7.

^[2] ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

^[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Ilustración 16: Espesor mínimo para losas en dos direcciones

El detalle del cálculo del peso y dimensiones de la losa nervada en dos direcciones se mostrará en la sección “Predimensionamiento de elementos”.

La losa nervada seleccionada para la estructura corresponde a una losa de 25 cm con nervios de 10x20 cm y loseta de 5 cm. La losa maciza equivalente (Inercias iguales)

tiene un espesor de 18 cm, considerando una densidad del hormigón de 2400 kg/m³, se tiene una carga por área de 386 kg/m².

A continuación, se detallan las cargas que se utilizan en este proyecto, diferenciando cada nivel de análisis.

Tabla 7: Cargas permanentes

Piso #	1	Piso #	2
Carga Permanente		Carga Permanente	
Descripción	[kg/m²]	Descripción	[kg/m²]
Losa	386	Losa	386
Sobrepiso	50	Sobrepiso	50
Instalaciones	50	Instalaciones	0
Paredes, mampostería	150	Paredes, mampostería	0
Total	636	Total	436

La carga debido al peso propio de vigas y columnas se calculará en la sección de predimensionamiento. Sin embargo, cuando se modela la estructura en ETABS, este valor lo calcula automáticamente el software. La carga muerta total a ingresar en el programa es 636 kg/m² para el primer piso, y 436 kg/m² para el segundo nivel. Es importante mencionar que el peso de la losa debe ser restado de cada total por piso, es decir, ingresar al programa, el peso muerto sin considerar el peso propio de la losa.

3.1.2.3.2 Carga viva

Al tratarse de un conjunto habitacional, la NEC indica en su sección 4.2 lo siguiente:

Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	4.80	
Salones de uso público y sus corredores		

Ilustración 17: Carga viva para residencias

El valor de 2 corresponde a kN/m² o 0.2 Ton/m². Con respecto a la cubierta menciona:

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	

Ilustración 18: Carga viva para cubiertas

Dando como resultados las siguientes cargas vivas para cada piso.

Tabla 8: Carga viva por piso

Piso #	1	Piso #	2
Carga viva		Carga viva	
Descripción	[kg/m ²]	Descripción	[kg/m ²]
Vivienda	200	Cubierta	75

3.1.2.3.3 Carga sísmica

La carga sísmica se la calcula a través de los parámetros sísmicos correspondientes. El resultado final es una distribución de fuerzas laterales obtenidas a partir del cortante de base.

3.1.2.1 Parámetros sísmicos

El Conjunto Habitacional, se ha analizado como estructura tridimensional, con columnas, vigas, losa aligerada en dos direcciones, plintos aislados de cimentación, y escaleras. Al tratarse de un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos de hormigón armado en ambas direcciones, el espectro de diseño obtenido servirá para ambas direcciones. El paso inicial de este procedimiento es determinar el factor de zona Z, en función de la zona de sismicidad correspondiente a la ubicación de la estructura. Usando la NEC-15 en su sección 3.1.1, se proporciona la siguiente tabla:

3.1.2.1.1 Definición del espectro de diseño elástico e inelástico según NEC-15

El Conjunto Habitacional, se ha analizado como estructura tridimensional, con columnas, vigas, losa aligerada en dos direcciones, plintos aislados de cimentación, y escaleras. Al tratarse de un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos de hormigón armado en ambas direcciones, el espectro de diseño obtenido servirá para ambas direcciones. El paso inicial de este procedimiento es determinar el factor de zona Z, en función de la zona de sismicidad correspondiente a la ubicación de la estructura. Usando la NEC-15 en su sección 3.1.1, se proporciona la siguiente tabla:

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Ilustración 19: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptadas

El Cantón Tena, Provincia de Napo, se encuentra ubicado en la zona IV, esto quiere decir que su Factor de Zona es de 0.35g como se observa en la Fig. del Mapa de Riesgo Sísmico del capítulo NEC_SE_DS y en la tabla de Población y Factor de Zona Z.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
SAN FRANCISCO DE BORJA	SAN FRANCISCO DE BORJA	QUIJOS	NAPO	0.40
EL CHACO	EL CHACO	EL CHACO	NAPO	0.40
BAEZA	BAEZA	QUIJOS	NAPO	0.40
PAPALLACTA	PAPALLACTA	QUIJOS	NAPO	0.40
ARCHIDONA	ARCHIDONA	ARCHIDONA	NAPO	0.35
COTUNDO	COTUNDO	ARCHIDONA	NAPO	0.35
TENA	TENA	TENA	NAPO	0.35

Ilustración 20: Valor del factor Z para el cantón Tena

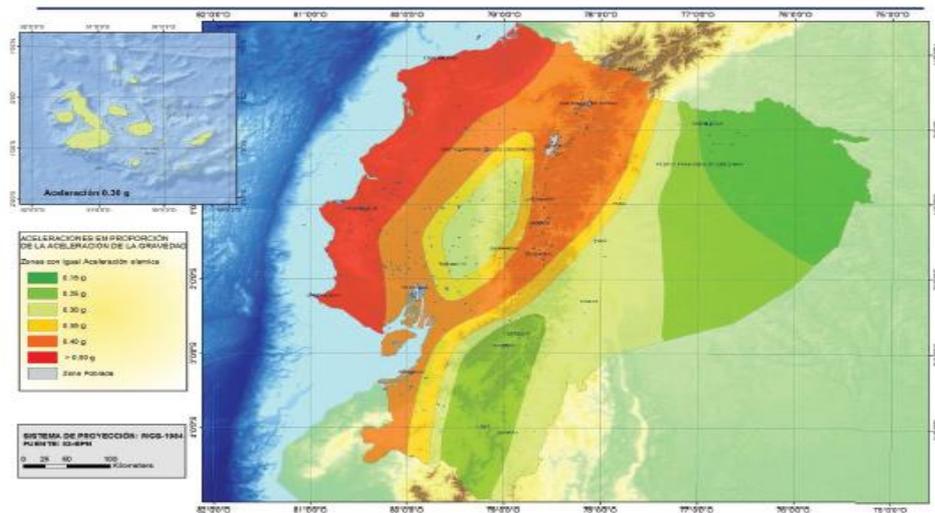


Ilustración 21: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z de zona

El tipo de suelo representativo en la zona de análisis corresponde a una categoría E según la NEC.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	

Ilustración 22: Clasificación de los perfiles de suelo

3.1.2.1.2 Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Definido el tipo de suelo se seleccionan los coeficientes Fa (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período de corto), Fd (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca) y Fs (comportamiento no lineal de los suelos).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Vease Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Ilustración 23: Tipo de suelo y factor de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Vease Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Ilustración 24: Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Vease Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Ilustración 25: Tipo de suelo y factores de sitio Fs

3.1.2.1.3 Categoría de Edificios y Factor de Importancia

El espectro inelástico necesita un factor I de importancia de acuerdo con el fin de la estructura, se obtiene de una tabla en la sección 3.3.1 de la normativa NEC-15. El conjunto habitacional clasifica en la categoría Otras estructuras, entonces su factor de importancia es igual a 1. 0.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Ilustración 26: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

3.1.2.1.4 Irregularidades y Coeficientes de configuración

estructural

La normativa en la sección 5.2.1 se establece que el espectro de respuesta incorpora dos factores que absorben las irregularidades en planta (φ_p) y elevación (φ_e) estos coeficientes “penalizan” al diseño con el fin de considerar dichas irregularidades responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo. Para el modelo estructural, se ha definido que la estructura es regular en planta y en elevación.

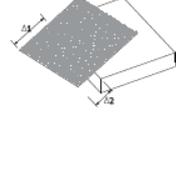
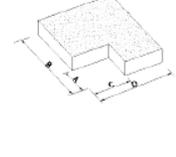
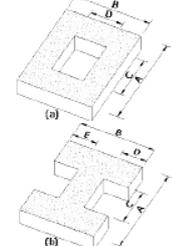
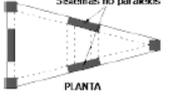
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{tr}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{tr}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{tr}=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{tr}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Ilustración 27: Coeficientes de irregularidad en planta

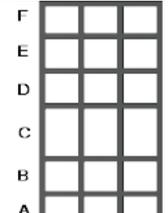
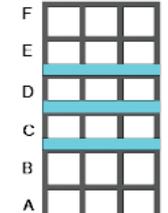
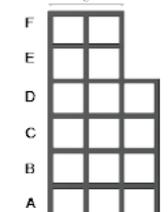
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{E}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o Rigidez $< 0.80 \frac{(K_o + K_B + K_C)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{E}=0.9$ $m_o > 1.50 m_E$ ó $m_o > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{E}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Ilustración 28: Coeficientes de irregularidad en elevación

3.1.2.1.5 Factor de Reducción de Resistencia

La tabla 15 de la NEC_SE_DS Pag.65 permite seleccionar el valor de R en base del análisis y configuración estructural, dependiendo de la ductilidad adoptada, como estructuras dúctiles o como estructuras de ductilidad limitada.

El caso que corresponde al sistema estructural del conjunto habitacional es el de Pórticos Resistentes a Momentos, de hormigón armado con vigas descolgadas, que sugiere un factor de reducción de 8. Sin embargo, una reducción de este valor puede catalogarse como excesiva, ya que en ocasiones esa ductilidad se ve reflejada en el detallamiento estructural pero no en el proceso constructivo. Por esta razón se decide seleccionar un valor de reducción igual a 5.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con lúos de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Tabla 16 : Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Ilustración 29: Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles y de ductilidad limitada

3.1.2.1.6 Espectro de Respuesta Elástico e Inelástico

A continuación, se presenta el grafico correspondiente al espectro de respuesta del conjunto habitacional. Como se mencionó en la sección “Definición del espectro”, el sistema estructural es igual para ambas direcciones horizontales del análisis, por ende, este espectro sirve para las dos direcciones ortogonales horizontales, lo mismo sucede

con el periodo calculado. En otras palabras, la magnitud del cortante basal es la misma en ambas direcciones.

Tabla 9: Parámetros del espectro de diseño

Zona Sísmica	IV
Factor Z	0.35
PELIGRO	alto
Tipo de suelo	E
Fa	1.10
Fd	1.65
Fs	1.80
Región	Oriente
n	1.80
r	1.50
To	0.27
Tc	1.51
Tipo de estructura	Otros
I	1.00
R	5
Coeficiente ϕ_p	1
Coeficiente ϕ_p	1

Los valores de T_o y T_c corresponden al periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño, o también conocidos como los valores límites de la meseta del espectro, como se muestra a continuación.

Donde:

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.80 * \frac{1.65}{1.10}$$

$$T_o = 0.27 \text{ s}$$

$$T_c = 0.56 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.56 * 1.80 * \frac{1.65}{1.10}$$

$$T_c = 1.49 \text{ s}$$

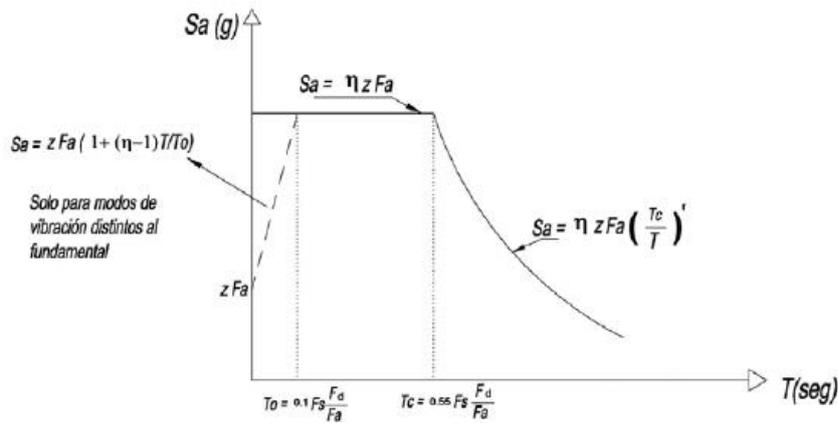


Ilustración 30: Espectro de diseño

El espectro inelástico de diseño se obtiene dividiendo cada valor en el eje de las ordenadas para el factor de Reducción de Resistencia R.

$$Sa_i(T) = \frac{Sa(T)}{R}$$

Los valores que sirven para graficar el espectro de diseño se muestran en la sección de Anexos.

A continuación, se muestra el espectro elástico e inelástico de diseño.

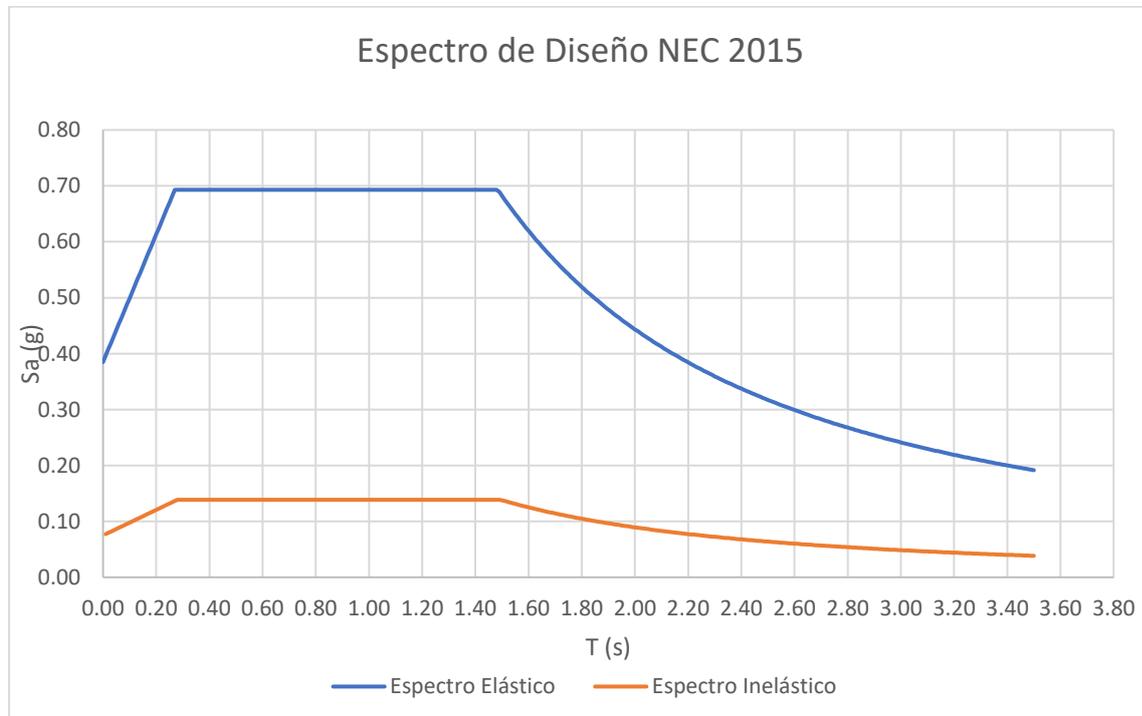


Ilustración 31: Espectro de diseño de la estructura

3.1.2.1.7 Estimación del periodo fundamental de la estructura

De acuerdo con la sección 6.3.3 de la NEC-15 se estima el periodo fundamental de la estructura por el método 1 a través de la siguiente expresión:

$$T = C_t h_n^{\alpha}$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Período de vibración

Para:

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostamientos	0.072	0.8
Con arriostamientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Ilustración 32: Estimación del periodo de vibración por medio del método 1 NEC-15

El periodo fundamental de la estructura es igual a 0.27 s, ubicándose justo en el inicio de la meseta del espectro, $T \geq T_o$ y $T_c \geq T$. Es importante mencionar que solo se están considerando los dos niveles del conjunto habitacional, $H_n=5.76m$.

Tabla 10: Parámetros del periodo fundamental

T (s)	0.27
C_t	0.055
H_n (m)	5.76
α	0.9

3.1.2.1.8 Estimación del peso sísmico “W” (Masa Reactiva)

Representa la carga reactiva por sismo, la NEC indica lo siguiente en la sección 6.1.7 del documento:

Caso general

$$W=D$$

Dónde

D Carga muerta total de la estructura

Casos especiales: bodegas y almacenaje

$$W=D+0.25L_1$$

Ilustración 33: Peso sísmico W según NEC 2015

El conjunto habitacional se ajusta al caso general, por lo tanto, el peso sísmico corresponde a la carga muerta total de la estructura.

La carga muerta se compone de:

- Peso propio de los elementos estructurales: losa, vigas y columnas

- Peso correspondiente a las cargas permanentes no estructurales

Tabla 11: Peso propio de elementos estructurales

	Descripción	Cantidad	Peso unit (Ton)	Peso total (Ton)
Nivel 2	Vigas eje X	15	0.61	9.14
	Vigas eje Y	16	0.88	14.03
Nivel 1	Vigas eje X	15	1.11	16.71
	Vigas eje Y	16	1.56	24.96
Todas	Columnas	40	1.05	42.16
			Total (Ton)	107.00

Tabla 12: Peso propio de losa y carga muerta no estructural

	Descripción	Carga (kg/m ²)	Area (m ²)	Total (kg)
Nivel 1-2	Peso propio de losa	386	241.8	186670
Nivel 1	Cargas no estructurales	250		60450
Nivel 2	Cargas no estructurales	50		12090
			Total (kg)	259209.60
			Total (Ton)	259.21

El área de la estructura en planta se la obtuvo del modelo arquitectónico en el software BIM Autodesk Revit. Dando como resultado un peso sísmico estimado de 366.21 Ton.

$$W = 107.00 + 259.21 = 366.21 \text{ Ton}$$

3.1.2.2 Cortante basal de diseño

El cortante basal se estimará mediante la expresión mostrada en la sección 6.3.2 de la NEC-15

$$V = \frac{IS_a(T)}{R\phi_p\phi_e} W$$

$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_e} W$	
Dónde	
$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
O_p y O_e	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_a	Período de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Ilustración 34: Cortante basal de diseño según NEC 2015

El cortante basal calculado se aplica en ambas direcciones de análisis, como se explicó en secciones anteriores. Los términos que acompañan a la carga sísmica reactiva W se conocen como coeficiente sísmico (C_s), que se expresa en términos de porcentaje e indica la reducción de la fuerza sísmica lateral aplicada a la estructura.

$$C_s = \frac{IS_a(T)}{R\phi_p\phi_e} (\%)$$

Se obtuvo un cortante basal igual a 53.29 Ton, con un coeficiente sísmico de 13.9%

$$V = \frac{1 * 0.693}{5 * 1 * 1} * 366.21$$

Tabla 13: Cortante basal de la estructura, en ambas direcciones

T (s)	0.27
Sa(t)	0.693
Cs (%)	13.9
W (Ton)	366.21
V (Ton)	50.76

3.1.2.3 Distribución vertical de Fuerzas sísmicas

La distribución del cortante se realiza como lo indica la NEC-15 en su sección 6.3.5 del documento.

$$F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} * V$$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Dónde:

V Cortante total en la base de la estructura (determinado en la sección 6.3.2)

V_x Cortante total en el piso x de la estructura

F_i Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n Número de pisos de la estructura

w_x Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

w_i Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

h_x Altura del piso x de la estructura

h_i Altura del piso i de la estructura

k Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T

Determinación de k :

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Ilustración 35: Distribución vertical de fuerzas sísmicas según NEC 2015

Dado que T es 0.27 s, entonces k es igual a 1. Se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 14: Distribución de fuerzas laterales

k	1	T (s)	0.27	V [ton]	50.76	
Nivel	W_i [Ton]	$W_i \cdot h_i$	h [m]	F (%)	F [Ton]	V [Ton]
1	216.54	1485.74304	2.88	0.42	21.30	21.30
2	149.67		5.76	0.58	29.45	50.76
					V [Ton]	50.76

Dos fuerzas laterales, una por cada nivel: 21.30 Ton para el primer piso y 29.45 Ton para el segundo.

3.1.2.4 Pre-dimensionamiento

3.1.2.4.1 Losa nervada en dos direcciones

El pre-dimensionamiento de la losa nervada en dos direcciones se basa en el método directo del ACI-318S según lo especificado en la sección 8.3, donde se determina el espesor mínimo de la losa de direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados.

Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

α_{fm} ^[1]	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[2], [3]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) ^{[2], [3]}
		90	(e)

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel y α_f se calcula de acuerdo con 8.10.2.7.

^[2] ℓ_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

^[3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Ilustración 36: Espesor mínimo de losas nervadas en dos direcciones ACI 318

Al iniciar el análisis se asume que $\alpha_{fm} > 2$ debido a que las vigas poseen mayor rigidez que la losa, por lo tanto, la relación que define α_{fm} se asume mucho mayor a 2. Recordando la sección Descripción general de la estructura, las longitudes del paño de la losa analizada son $l_n = 6.19 \text{ m}$ y $l_c = 4.06 \text{ m}$, longitud larga y corta respectivamente, y $f_y = 420 \text{ kg/cm}^2$. Por lo tanto

$$\beta = \frac{l_n}{l_c} = \frac{6.19}{4.06} = 1.52$$

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm}$$

$$h = \frac{(6.19) \left(0.8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9(1.52)} \geq 9 \text{ cm}$$

$$13.69 \text{ cm} \geq 9 \text{ cm}$$

El cálculo indica un espesor mínimo de 14 cm, sin embargo, el diseño arquitectónico del proyecto consta de vigas con luces de hasta 6.2 metros, por tal razón

es adecuado definir un espesor de losa de al menos 25 cm, que garantice evitar deformaciones a largo plazo.

El esquema de la losa se muestra a continuación, donde se reparte los 25 cm entre 5 cm de loseta y 20 cm de altura de nervio con una base de 10 cm.

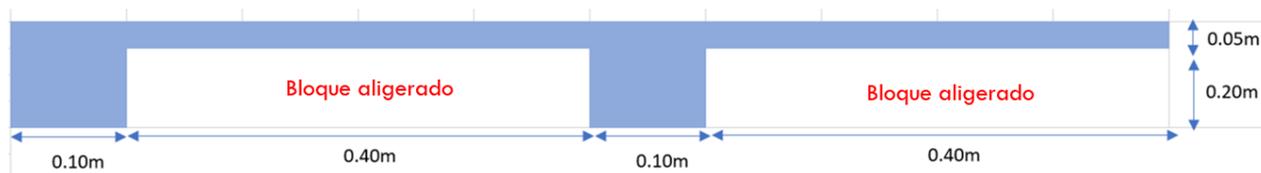


Ilustración 37: Esquema de la losa nervada en dos direcciones.

El análisis por medio de una losa maciza equivalente requiere el cálculo de la Inercia de la losa nervada en dos direcciones. El elemento 1 corresponde a la loseta de 5 cm de espesor y el elemento 2 a los nervios, se obtiene una losa maciza equivalente de 18 cm de espesor.

Tabla 15: Inercia y espesor equivalente de losa maciza

Elemento	A (cm ²)	y (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	h eq (cm)	Peso (kg)/m ²
1	500	22,5	16,94	49097,22	18	433,47
2	400	10				
Total	900					

Definido las dimensiones de la losa nervada se calcula el peso propio de esta.

$$ppl \text{ loseta} = \gamma_h(e)(1)(1) \text{ kg}$$

$$ppl \text{ loseta} = 2400(0.05)(1)(1) = 120 \text{ kg}$$

Como se analiza 1 metro cuadrado de losa, ese peso se divide para 1, obteniéndose 120 kg/m^2 .

$$ppl \text{ nervios} = \#nervios * \gamma_h * b * h * (1) \text{ kg}$$

$$ppl \text{ nervios} = 2 * 2400 * (0.1)(0.2)(1) = 96 \text{ kg}$$

Nuevamente, se analiza un metro cuadrado de losa, y además se suman los nervios en la dirección ortogonal dando como resultado un peso de 96 kg/m^2 .

El aligeramiento se calcula de igual manera, con un peso específico de bloque de 1062.5 kg/m^3 , este valor se obtiene dividiendo el peso de un bloque de $40 \times 20 \times 10 \text{ cm}$ para su volumen.

$$\rho_{\text{bloque}} = \frac{\text{Peso}_{\text{bloque}}}{\text{Volumen}} = \frac{8.5 \text{ kg}}{0.008 \text{ m}^3} = 1062.5 \text{ kg/m}^3$$

$$ppl \text{ espacio libre} = 2 * (0.4)(0.2)(1) * 1062.5 = 170 \text{ kg}$$

La losa nervada tendrá un peso total correspondiente:

$$ppl = 120 + 96 + 170 = 386 \text{ kg/m}^2$$

Se observa que este peso tiene 46 kilogramos por metro cuadrado de diferencia con la losa maciza equivalente de espesor 18 cm (433.77kg/m²).

3.1.2.4.2 Vigas

Las vigas deben ser capaces de soportar la carga muerta debido a los elementos no estructurales y el peso propio de la losa, lógicamente también deben ser capaces de soportar su propio peso. Se predimensionan dos tipos de vigas, debido a que hay longitudes de vano distintos en cada dirección. La dirección "X" corresponde a las vigas "horizontales" en el plano, la dirección "Y" a las vigas "verticales". Para la dirección X la longitud máxima es de 4.06 m; en la dirección Y, se tiene 6.19 m.

El ancho tributario para la viga X corresponde a un valor de 6.05 m, para la viga Y un valor de 3.53 m. Adicionalmente, para cada dirección se tendrán dos vigas, una para cada nivel de la estructura, debido a que la carga que soportan las vigas del segundo piso es menor a la carga que soportan en el primer piso.

Se realizan los cálculos de las dimensiones tanto para deflexión y para momento. En el apartado 9.3. del código ACI-318, la tabla 9.3.1.1 detalla que, la altura mínima de una viga con un extremo continuo no debe ser menor a $l/18.5$.

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h ⁽¹⁾
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

⁽¹⁾ Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

Ilustración 38: Altura mínima de vigas no prefirzadas ACI-318

Por lo tanto, la altura h de la viga en dirección "X" es:

$$h = \frac{l}{18.5} = \frac{4060}{18.5} \cong 219 \text{ [mm]} \rightarrow 250 \text{ [mm]}$$

La altura h de la viga en dirección "Y" es:

$$h = \frac{l}{18.5} = \frac{6190}{18.5} \cong 334.6 \text{ [mm]} \rightarrow 350 \text{ [mm]}$$

De la tabla 6.5.2 del ACI-318 se calculan los momentos requeridos usando el caso más desfavorable que es $wl^2/10$. Luego de la tabla 5.3.1 se calculan las dimensiones usando la combinación de carga que incluye la carga muerta D y la carga viva L.

El momento calculado con la ayuda de la tabla propuesta por el ACI-318 se multiplica por un factor de reducción que considera la resistencia que ofrece la losa, y por un factor F amplificador que introduce la carga sísmica, quedando la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{W_i * a_t * l^2}{10} * 0.65 * 0.85 * F_{(pp+sismo)}$$

$$W_i = 1.2Wd + 1.6Wl$$

Donde:

Wi = La carga factorizada en Ton/m²

at = ancho tributario de la viga analizada

l = longitud de la viga analizada

F = Factor amplificador de la carga sísmica

0.6*0.85 = factor de reducción que considera la resistencia que ofrece la losa

Tabla 6.5.2 — Momentos aproximados para vigas continuas no presforzadas y losas en una dirección

Momento	Localización	Condición	M _u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolitico con el apoyo	$w_u \ell_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negativo ⁽¹⁾	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monoliticamente con viga dintel de apoyo	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Miembros construidos monoliticamente con columna como apoyo	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 9$
		Más de dos vanos	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyos	Todas	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3 m (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo del vano	$w_u \ell_n^2 / 12$

⁽¹⁾ Para calcular los momentos negativos, ℓ_n debe ser el promedio de las luces de los vanos adyacentes.

Ilustración 39: Momentos aproximados para vigas no preforzadas ACI 318

Para obtener las dimensiones de la viga se utiliza la siguiente ecuación:

$$\phi M_u = \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción del momento = 0.9

M_u: momento ultimo debido a cargas gravitaciones

ρ : cuantía del 1%

f_y : 420 MPa

f'_c : 21 MPa

Tomando las consideraciones anteriores la expresión se reduce a:

$$M_u = 41.2 * b * d^2 [Ton * m]$$

Proponiendo un valor para la base de la viga se obtiene la longitud del peralte, que, sumándole 4 cm de recubrimiento mínimo, 1 cm de varilla de estribos y la mitad del diámetro de la varilla, se consigue la altura (h) de la viga analizada.

Tabla 16: Estimación del peso propio de las vigas en el eje x.

Sentido X			L	4.06	m				
Nivel	Wpp (ton/m ²)	WD (ton/m ²)	WL (ton/m ²)	Wi (ton/m ²)	at (m)	Mu (Ton*m)	b (cm)	d (cm)	h (cm)
2	0.00	0.44	0.075	0.64	6.05	4.25	25	20.33	27
1	0.00	0.64	0.2	1.08	6.05	7.16	30	24.08	30

Donde

Wpp: Carga correspondiente al peso propio de la viga

WD: Carga muerta (Véase sección Carga Muerta)

WL: Carga viva (Vease sección Carga Viva)

Wi: Carga mayorada

at: ancho tributario

Mu: Momento actuante o demanda

El análisis comienza suponiendo el peso propio de la viga igual a 0, luego de una primera iteración se añade el peso propio calculado según el número de vigas y las dimensiones de la primera iteración. Se comprueba si esas dimensiones son adecuadas o se debe incrementar.

Tabla 17: Peso propio total de las vigas en el eje x

Seleccionado				Área en planta [m ²]		241.8
Nivel	h [cm]	b [cm]	Área [m ²]	Peso [ton]	# vigas	Peso propio [ton/m ²]
2	25	25	0.075	0.61	15	0.04
1	30	30	0.090	0.88	15	0.05

La comprobación consiste en realizar una segunda iteración considerando el W_{pp} calculado en la primera, y verificar si las dimensiones son adecuadas o se debe incrementar la sección.

Tabla 18: Comprobación del peso propio de las vigas en el eje x

Comprobación									
Nivel	W_{pp} (ton/m ²)	WD (ton/m ²)	WL (ton/m ²)	Wi (ton/m ²)	at (m)	Mu (ton*m)	b (cm)	d (cm)	h (cm)
2	0.04	0.44	0.075	0.69	6.05	4.55	25	21.03	27
1	0.05	0.64	0.2	1.15	6.05	7.59	30	24.80	31

Se seleccionan vigas de las siguientes dimensiones para cada nivel en la dirección "X"

Tabla 19: Base y altura de vigas en dirección X

Nivel	h [cm]	b [cm]
2	30	25
1	35	30

De igual manera se procede en el sentido "Y"

Tabla 20: Estimación del peso propio de las vigas en el eje y

Sentido Y		L	6.19	m					
Nivel	W_{pp} (ton/m ²)	WD (ton/m ²)	WL (ton/m ²)	Wi (ton/m ²)	at (m)	Mu (Ton*m)	b (cm)	d (cm)	h (cm)
2	0.00	0.44	0.075	0.64	3.53	5.77	25	23.68	29
1	0.00	0.64	0.2	1.08	3.53	9.71	30	28.05	34

Tabla 21: Peso propio de las vigas en el sentido y

Seleccionado				Área en planta [m ²]		259
Nivel	h [cm]	b [cm]	Área [m ²]	Peso [ton]	# vigas	Peso propio [ton/m ²]
2	30	25	0.075	1.11	16	0.07
1	35	30	0.105	1.56	16	0.10

Tabla 22: Comprobación del peso propio de las vigas en el eje y

Comprobación									
Nivel	W_{pp} (ton/m ²)	WD (ton/m ²)	WL (ton/m ²)	Wi (ton/m ²)	at (m)	Mu (Ton*m)	b (cm)	d (cm)	h (cm)

2	0.07	0.44	0.075	0.73	3.53	6.56	30	23.05	29
1	0.10	0.64	0.2	1.21	3.53	10.82	30	29.61	35

Se seleccionan vigas de las siguientes dimensiones para cada nivel en la dirección “Y”

Tabla 23: Base y altura de las vigas en dirección y

Nivel	h [cm]	b [cm]
2	30	30
1	35	35

3.1.2.4.3 Columnas

Para el predimensionamiento de las columnas se considera que la columna analizada debe ser capaz de soportar su propio peso, además del peso propio de losa y de las vigas, la carga muerta de elementos no estructurales y la carga viva de vivienda.

La columna analizada corresponde a una columna central del primer piso B3 cuya área de influencia es de 21.36 metros cuadrados. También se analiza la columna del piso superior.

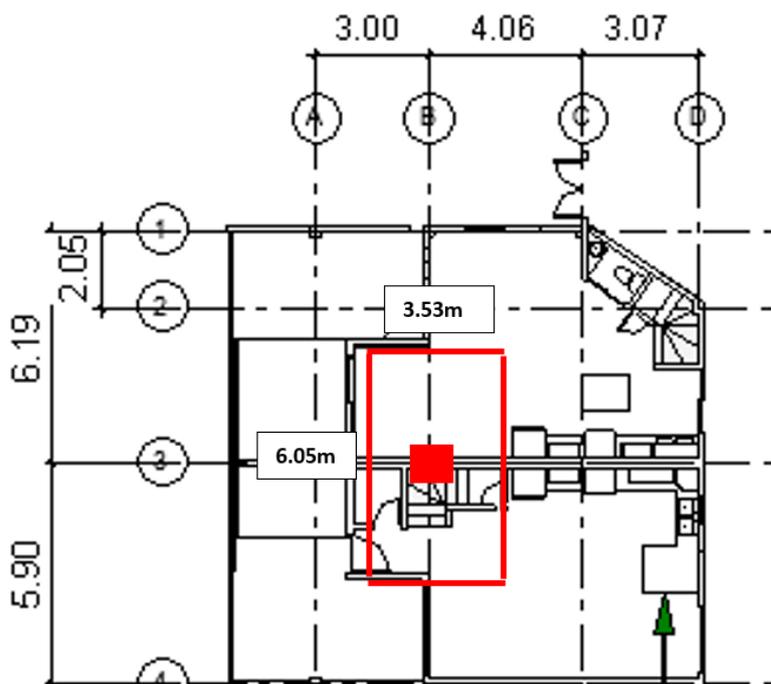


Ilustración 40: Área de influencia de columna B3

La expresión utilizada para el predimensionamiento de una columna es la siguiente:

$$Ag = \frac{Pu}{n * f'c}$$

Donde:

Ag: Área gruesa de la columna

Pu: Carga axial que soporta la columna (Se obtiene al multiplicar la carga de área por el área de influencia)

n: Factor de posición de la columna (n = 0.25 para columnas centrales)

Del área gruesa de la columna se obtienen sus dimensiones, en este caso se propone un valor para la base y se calcula la otra dimensión del elemento.

Es importante mencionar que Pu se acumula según el número de pisos, es decir, la columna de la planta baja debe soportar la carga de la planta baja y además la carga de los niveles superiores.

Tabla 24: Estimación del peso propio en la columna

Columnas										
Nivel	Wpp (ton/m ²)	WD (ton/m ²)	WL (ton/m ²)	Wi (ton/m ²)	Ai (m ²)	Wi*Ai	Pu (ton)	Ag (cm ²)	Ancho (cm)	Prof (cm)
2	0	0.55	0.075	0.78	21.35	16.59	16.59	316.08	20	16
1	0	0.79	0.2	1.27	21.35	27.17	43.77	833.66	30	28

Donde:

WD: Carga muerta (incluye el peso propio de las vigas calculado en la sección anterior)

WL: Carga viva (Véase sección Carga Viva)

Wi: Carga mayorada

$$W_i = 1.2WD + 1.6WL$$

$$WD = Ppvigas + Pplosa + Wd = 0.11 + 0.39 + 0.05 = 0.55 \text{ (Nivel 2)}$$

$$WD = Ppvigas + Pplosa + Wd = 0.16 + 0.39 + 0.25 = 0.79 \text{ (Nivel 1)}$$

Ai: Área de influencia

$$A_i: \text{Área de influencia} = 6.05m * 3.53m = 21.35 m^2$$

Ag: Área calculada de la columna

$$Ag = \frac{Pu}{n * f'c} = \frac{43.77 * 1000}{0.25 * 250} = 700.32 cm^2 \text{ (Nivel 1)}$$

El análisis comienza suponiendo el peso propio de la columna es igual a 0, luego de una primera iteración se añade el peso propio calculado según el número de columnas y las dimensiones de la primera iteración. Se comprueba si esas dimensiones son adecuadas o se debe incrementar

Tabla 25: Dimensiones provisionales para la columna

Seleccionado			Densidad	2,4	ton/m3				
Nivel	Ancho (cm)	Prof (cm)	Area (cm2)	Area (m2)	Longitud (m)	Peso (ton)	# columnas	Area de planta (m2)	P propio (ton/m2)
2	25	25	625	0.06	2,88	0,43	20	241.8	0.04
1	30	30	900	0.09	2,88	0.62	20	241.8	0.05

Tabla 26: Comprobación de las dimensiones establecidas para las columnas

Comprobación										
Nivel	Wpp (ton/m2)	WD (ton/m2)	WL (ton/m2)	Wi (ton/m2)	Ai (m2)	Wi*Ai	P (ton)	A columna (cm2)	Ancho (cm)	Prof (cm)
2	0,04	0.55	0,075	0.82	21,36	17.51	17.51	333.52	25	13
1	0.05	0.79	0,2	1.33	21,36	28.49	46.00	876.22	30	29

Se seleccionan las dimensiones para las columnas de cada nivel. Se debe mencionar que se opta por extender la dimensión de la columna del primer piso al piso superior debido a la facilidad de procesos constructivos, es decir, solo optar por un tipo de columna y que el armado sea diferente dependiendo de la demanda en cada nivel, y dejar la dimensión en primera instancia de 30x30 cm.

Sin embargo, debido a que el peralte de la viga en dirección Y y X es 35 cm, la columna no puede tener un h menor a ese valor. Por lo tanto, se seleccionan columnas de 35 cm de ancho por 35 cm de profundidad.

Tabla 27: Dimensiones finales de las columnas

Nivel	Ancho (cm)	Profundidad (cm)
2	35	35
1	35	35

3.1.2.5 Modelación 3D y análisis en ETABS

Luego de obtener las dimensiones de los elementos en el predimensionamiento, se obtiene el modelo en el software computacional ETABS. Se muestran imágenes del modelo.

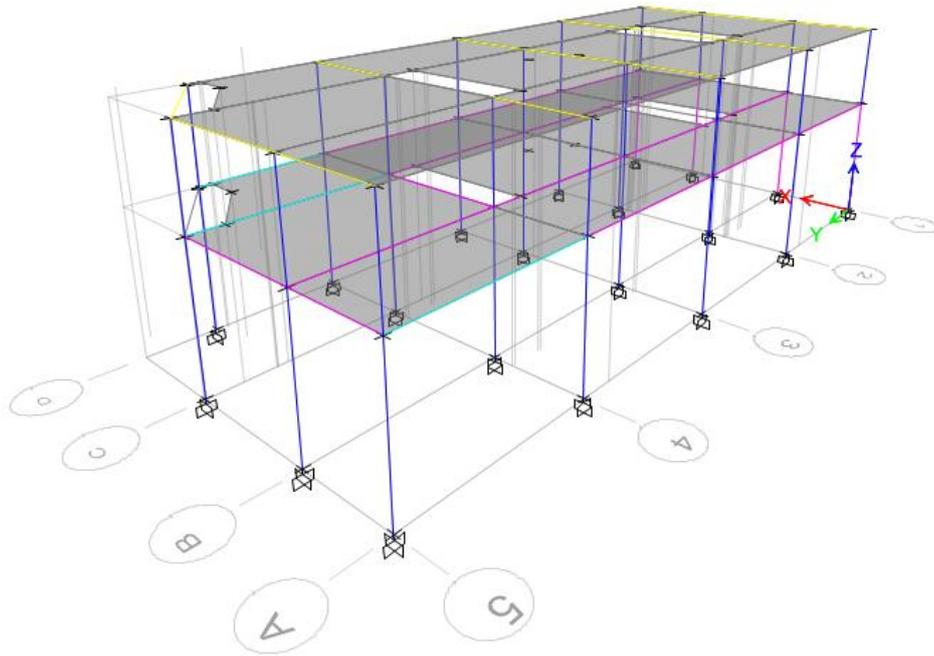


Ilustración 41: Modelado en ETABS, Vista 3D

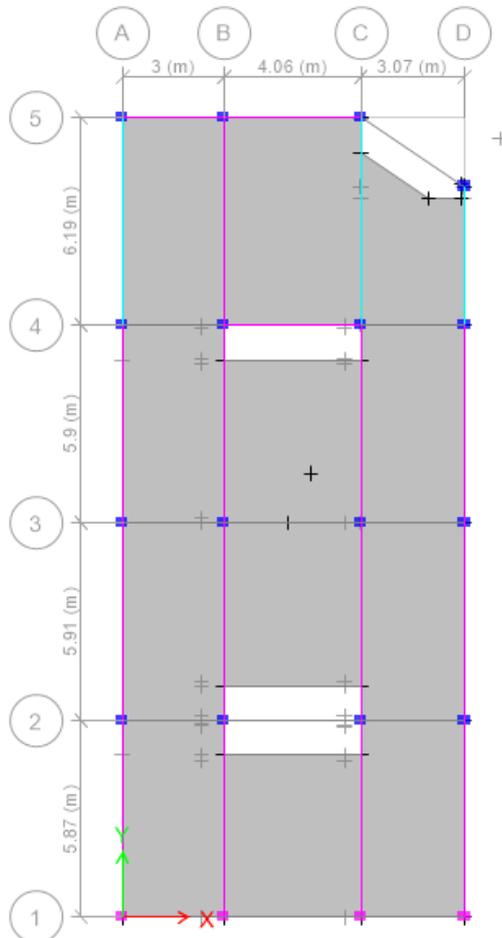


Ilustración 42: Vista en planta de la estructura

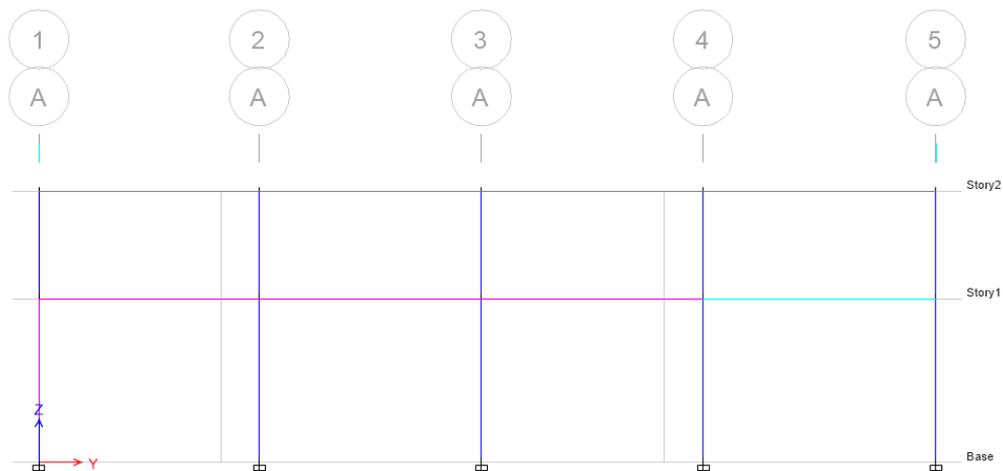


Ilustración 43: Vista en elevación, YZ

3.1.2.5.1 Modelación de elementos

Se muestran los frame sections creados para el modelo: los tres tipos de vigas y la columna usada para ambos niveles.

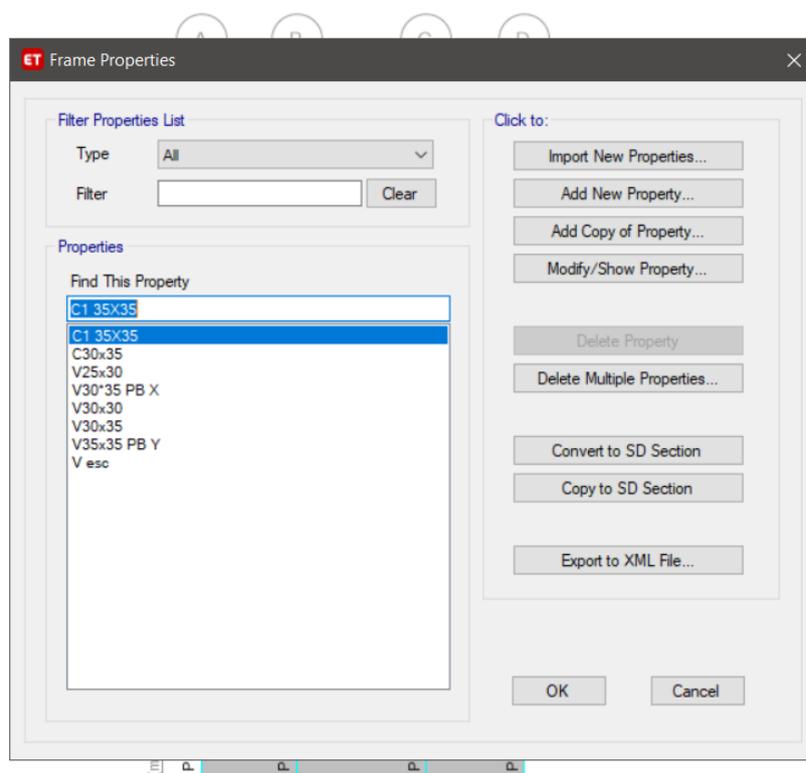


Ilustración 44: Secciones de los elementos tipo frame

Se muestra el detalle de la sección de la columna 35x35 cm.

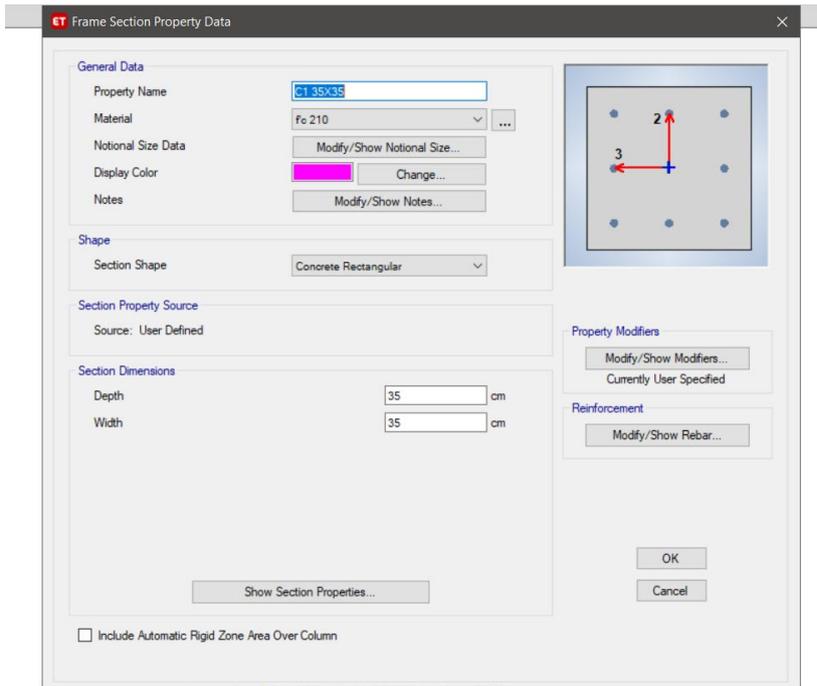


Ilustración 45: Sección de columna de 30x35 cm

También se muestra el detalle de la sección de la viga 30x35 cm.

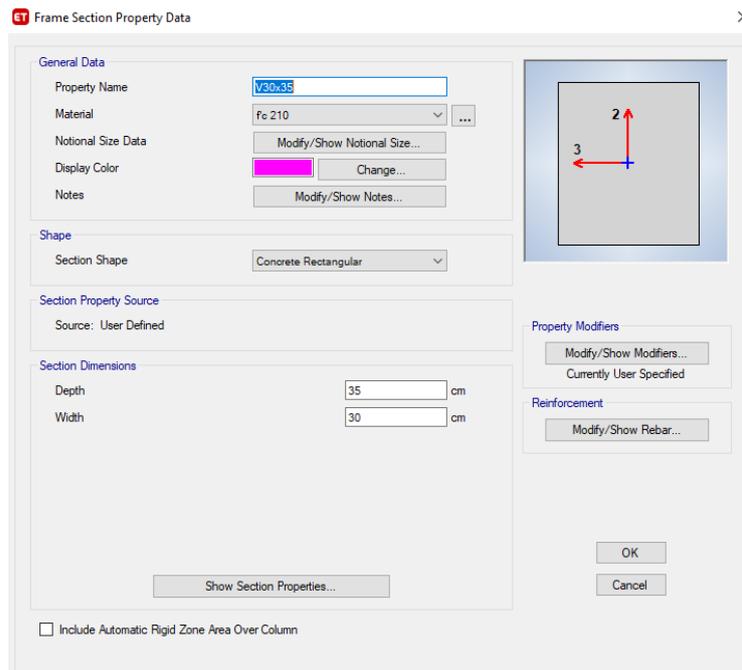


Ilustración 46: Sección de viga 30x35 cm

Se muestra la creación del material usado para el modelamiento de los elementos, en este proyecto hormigón de $f'c$ igual 210 kg/cm^2 .

Ilustración 47: Propiedades del hormigón f'c 210

La NEC Peligro sísmicos en su sección 6.1.6 Modelación estructural menciona la Inercia de secciones agrietadas, para lo cual indica que, para estructuras de hormigón armado, las inercias agrietadas de los elementos es la siguiente: $0.5I_g$ para vigas, $0.8I_g$ para columnas. Se muestra esta reducción de la inercia en el programa tanto con columnas como con vigas.

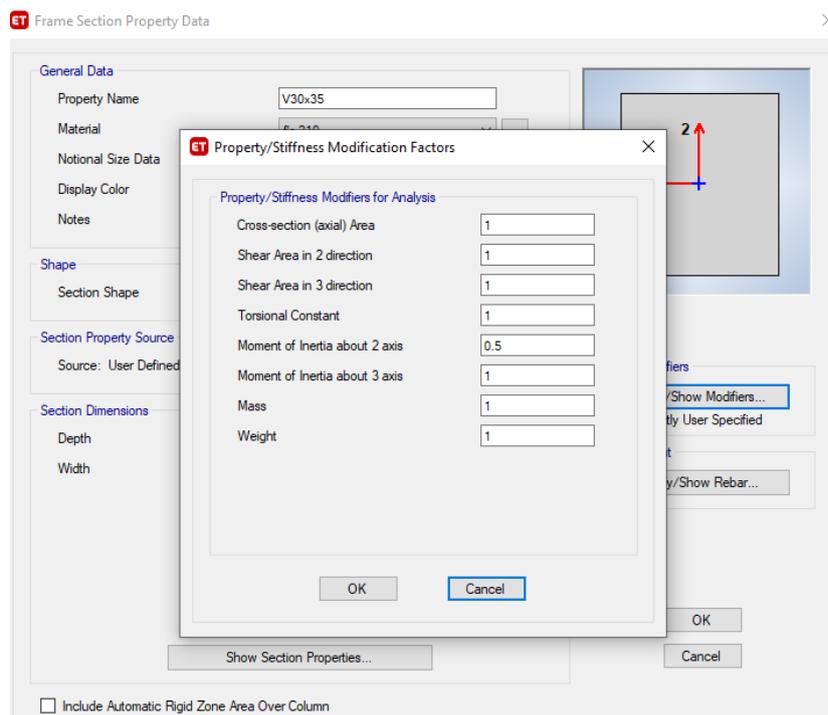
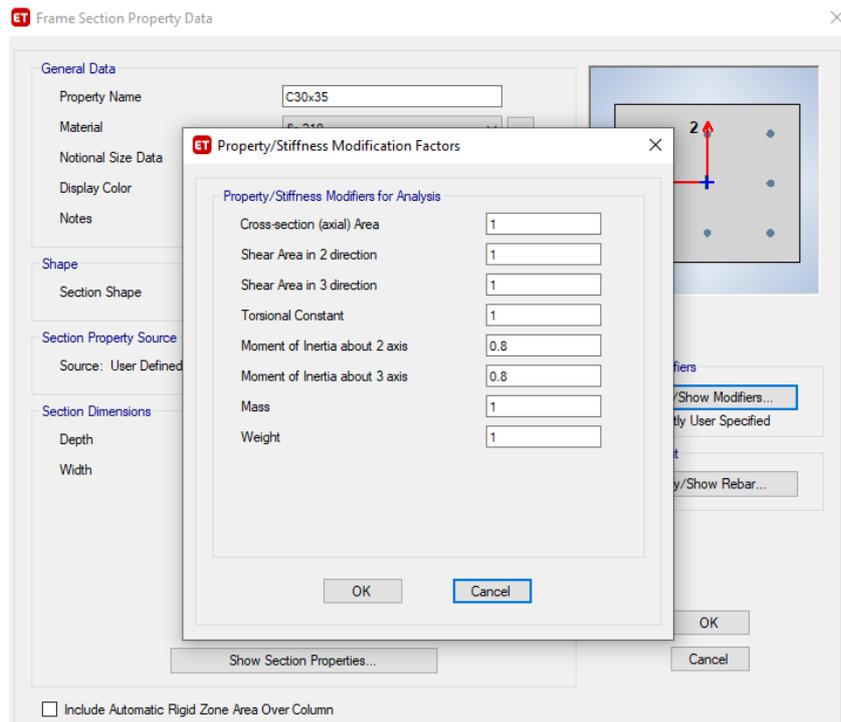


Ilustración 48: Inercia efectiva en las propiedades de las secciones modeladas

La modelación de la losa nervada en dos direcciones se la realizó con “Slab sections”, en la categoría “Shell-Thin” debido a que una losa no requiere armado transversal, solo longitudinal; además su espesor es pequeño en comparación con la longitud de sus paños. De esta forma se garantiza que la losa presente deformaciones horizontales resultantes de la acción sísmica.

En ETBAS, se modeló la losa maciza equivalente de 25 cm, ninguna de las opciones que presenta en programa (Type) se ajusta a una losa nervada en dos direcciones, es por ello que se requiere el uso de una losa con inercia equivalente calculada en la sección predimensionamiento de Losa.

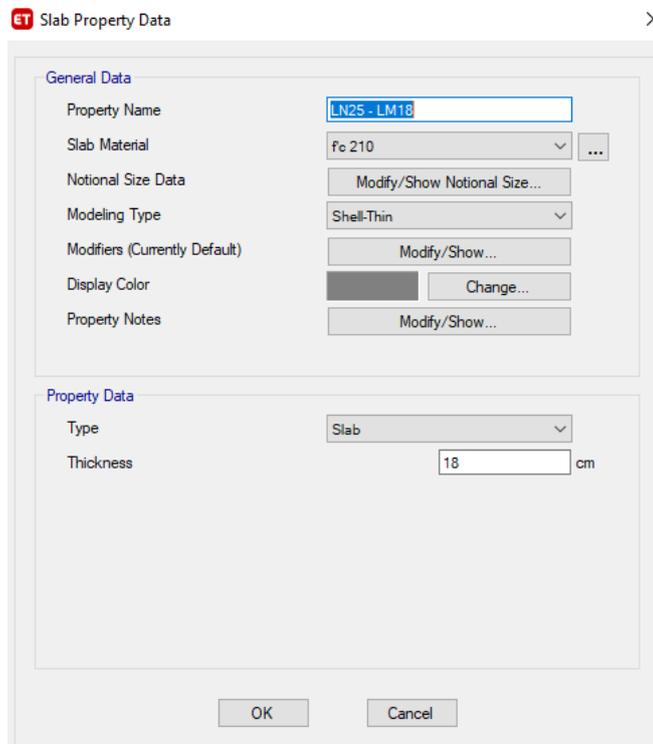


Ilustración 49: Definición de la losa nervada en el modelo

3.1.2.5.2 Análisis modal

3.1.2.5.2.1 Masa sísmica

La masa sísmica en el modelo en ETABS se asignó como se lo indicó en la sección “Peso sísmico”, considerando únicamente la carga permanente de la estructura.

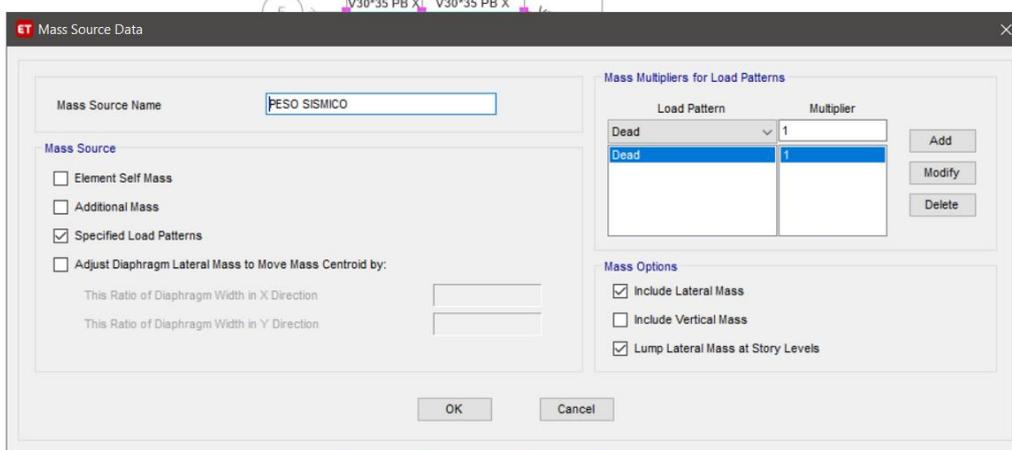


Ilustración 50: Peso sísmico de la estructura

3.1.2.5.2.2 Número de modos y participación de masa total en cada dirección

Una estimación simplificada para la asignación del número de modos al inicio de la modelación estructural se basa en asociar los grados de libertad del sistema con la cantidad de pisos o niveles que tiene la estructura.

$$\begin{aligned} \text{Modos} &= \#gdl * \#pisos \\ \# \text{ Modos} &= 3 * 2 = 6 \end{aligned}$$

Se asigna en el modelo los 6 modos correspondientes al inicio del análisis, luego, se aumentará si es necesario al número de modos que garanticen el 90% de participación de masa.

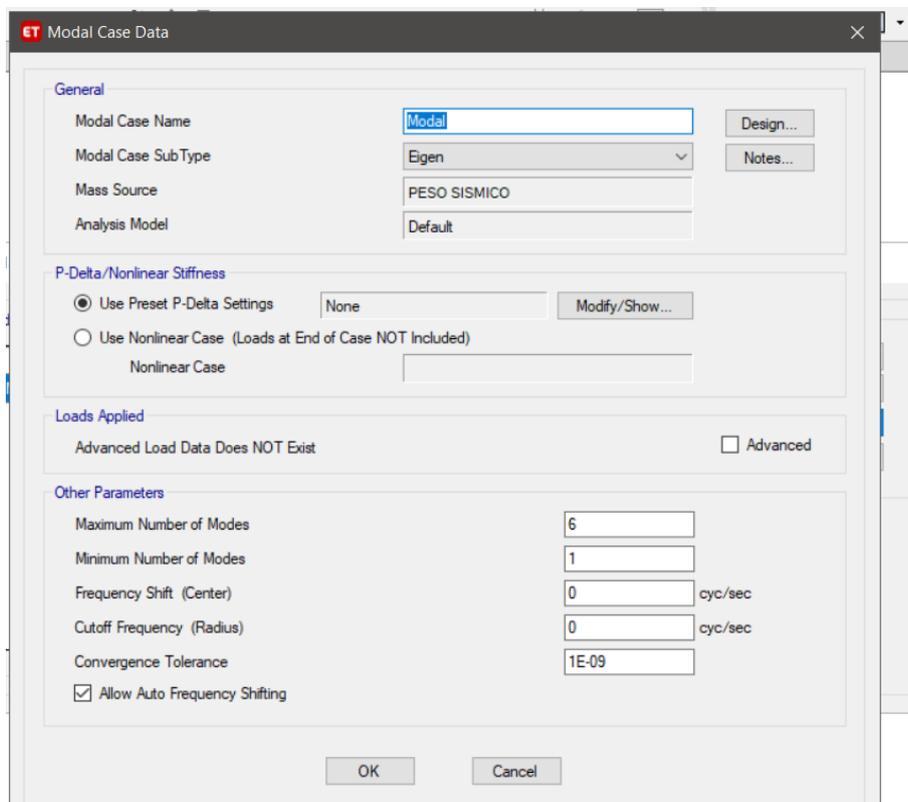


Ilustración 51: Número de modos de la estructura

Una vez ejecutado el programa se observa en la información modal que en el modo 2 se alcanza el 90% de participación de las masas en ambas direcciones, por lo que el número de modos seleccionados es adecuado.

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass F

Filter:

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
▶	Modal	1	0.655	0.0004	0.9856	0	0.0004	0.9856	0	0.0541	3.657E-05	0.0008
	Modal	2	0.57	0.9848	0.0005	0	0.9853	0.986	0	1.221E-05	0.0565	0.0003
	Modal	3	0.494	0.0004	0.0008	0	0.9856	0.9869	0	6.895E-06	0.0001	0.9839
	Modal	4	0.171	2.764E-05	0.0131	0	0.9856	1	0	0.9434	0.0009	0.0001
	Modal	5	0.148	0.0143	6.648E-06	0	1	1	0	0.0011	0.94	2.928E-05
	Modal	6	0.13	4.262E-05	5.449E-06	0	1	1	0	0.0014	0.0025	0.0148

Ilustración 52: Porcentaje de participación de masas

Además, se observa, que los dos primeros modos son traslacionales ($U_y = 0.9856$ para el modo 1 y $U_x = 0.9848$ para el modo 2). Esto es lo que se busca en la modelación estructural computacional, a partir del tercer modo puede existir mayor participación de la masa en la dirección rotacional.

3.1.2.5.3 Cálculo del periodo de acuerdo con las características dinámicas de la estructura

De la tabla anterior se aprecia el periodo calculado por el software el cual tiene un valor de 0.655 en el primer modo, correspondiente al periodo fundamental de la estructura.

ET Modal Periods And Frequencies

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Periods And Frequencies

Filter:

	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
▶	Modal	1	0.655	1.528	9.598	92.122
	Modal	2	0.57	1.754	11.0238	121.5236
	Modal	3	0.494	2.026	12.7308	162.0731
	Modal	4	0.171	5.842	36.7047	1347.2379
	Modal	5	0.148	6.74	42.3487	1793.4153
	Modal	6	0.13	7.721	48.514	2353.6103

Ilustración 53: Periodo fundamental de la estructura

3.1.2.5.4 Comparación con el periodo estimado en cada dirección

El conjunto habitacional tiene el mismo sistema estructural en ambas direcciones, como ya se lo mencionó antes, por ello solo se compara un periodo, el fundamental.

Tabla 28: Comparación del periodo manual y Etabs.

Sistema Estructural	Periodo (s)		Diferencia (s)
	Manual	ETABS	
Pórtico Resistente a Momentos (X)	0.27	0.655	0.385

Se observa una diferencia considerable entre el periodo teórico (valor inicial) y el periodo calculado en el programa. Sin embargo, el periodo obtenido en ETABS es mayor al calculado manualmente, la Normativa indica que se debe modificar solo en caso de que el periodo obtenido por un software de diseño sea menor que el calculado por los métodos descritos en la NEC 15.

3.1.2.5.5 Asignación de Cargas de Servicio

Se crean los patrones de carga para cada nivel.

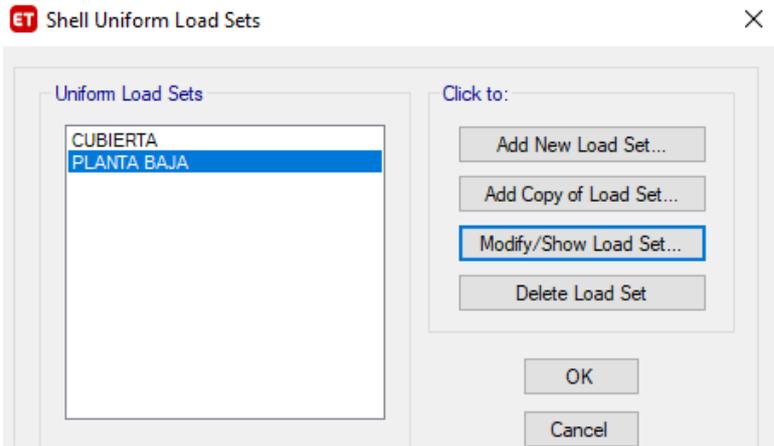


Ilustración 54: Creación de Shell Uniform Load Sets

Originalmente se tienen cargas de 636 y 436 kg/m², sin embargo, a estos valores se les debe restar el peso de la losa equivalente de espesor 18 cm (432 kg/m²). Dando como resultado una carga muerta de 204 kg/m² y 0.004 kg/m², para la Planta baja y la Cubierta, respectivamente.

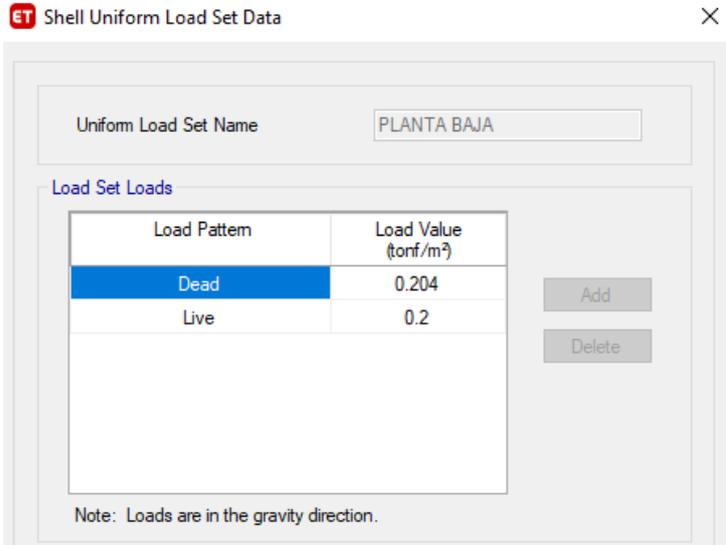


Ilustración 55: Creación de patrones de carga para el nivel de Planta Baja

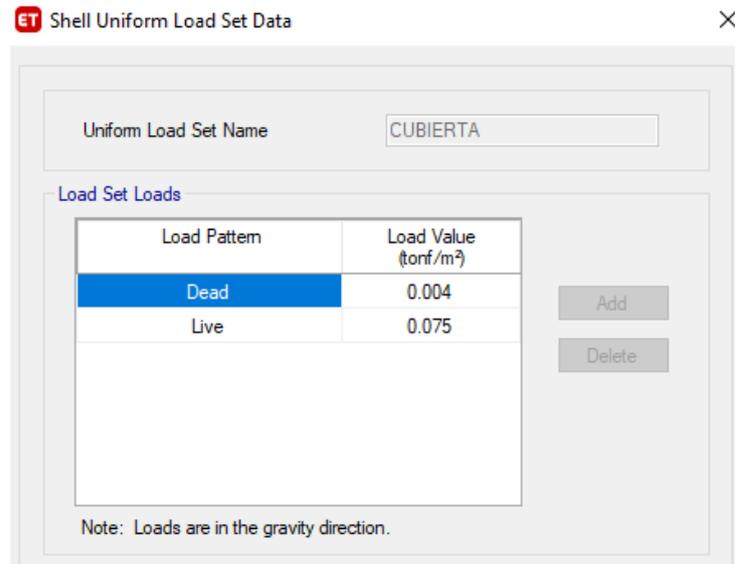


Ilustración 56: Creación de patrones de carga para el nivel de cubierta
Se asignan las cargas en las losas de cada piso.

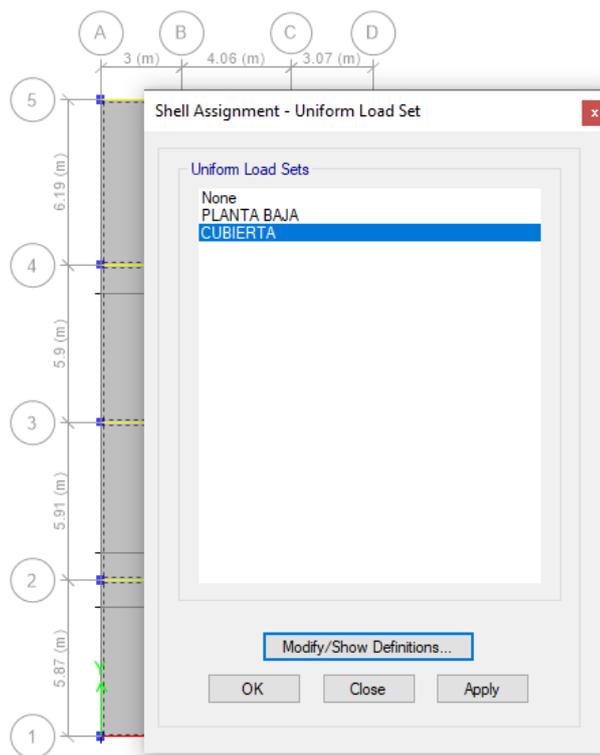


Ilustración 57: Asignación de cargas en la losa de cubierta

3.1.2.5.6 Definición y comparación de la carga sísmica por diferentes metodologías en ETABS.

Se realizará un análisis de la diferencia en el cortante basal aplicando diferentes metodologías para la definición de la carga sísmica. Recalcando que el mismo será solo con fines comparativos, y que, una vez culminado el análisis, estos métodos serán

suprimidos del programa y la carga sísmica será definida por el coeficiente sísmico calculado anteriormente.

3.1.2.5.6.1 Fuerzas laterales equivalentes

Por medio de este método, se asignan “manualmente” las fuerzas laterales correspondientes a la distribución del cortante basal en cada uno de los pisos, en cada dirección. Esta fuerza debe ser colocada en un nodo que represente el centro de rigidez de la estructura.

La NEC 2015 indica en su sección 6.3.6 que, la masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masa del piso, pero desplazada una distancia igual al 5% de la longitud máxima del edificio en ese piso perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales equivalentes, con el objetivo de considerar los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares e irregulares. ss

$$X = 10.13 * 0.05 = 0.51 \text{ m}$$

$$Y = 23.87 * 0.05 = 1.19 \text{ m}$$

Por lo tanto, del centro de masa, se desfasa 0.51 m en dirección X y 1.19 m en Y. Adicionalmente, todos los nodos de cada piso deben formar parte de un diafragma rígido, incluido el nodo que representa el centro de masa del piso analizado.

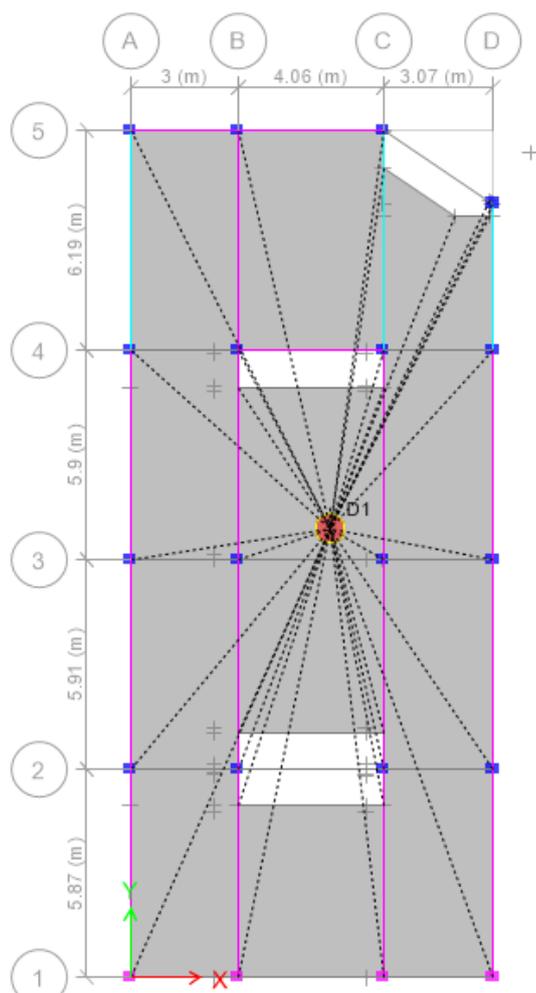


Ilustración 58: Asignación de diafragma rígido para el nivel 1, incluye el nodo que representa el centro de masa del piso

Las cargas asignadas en cada nivel, en ambas direcciones son las siguientes (Sistema estructural PCRM):

Tabla 29: Cargas asignadas para el método de fuerzas equivalentes

Nivel	F [Ton]	V [Ton]
1	21.30	21.30
2	29.45	50.76

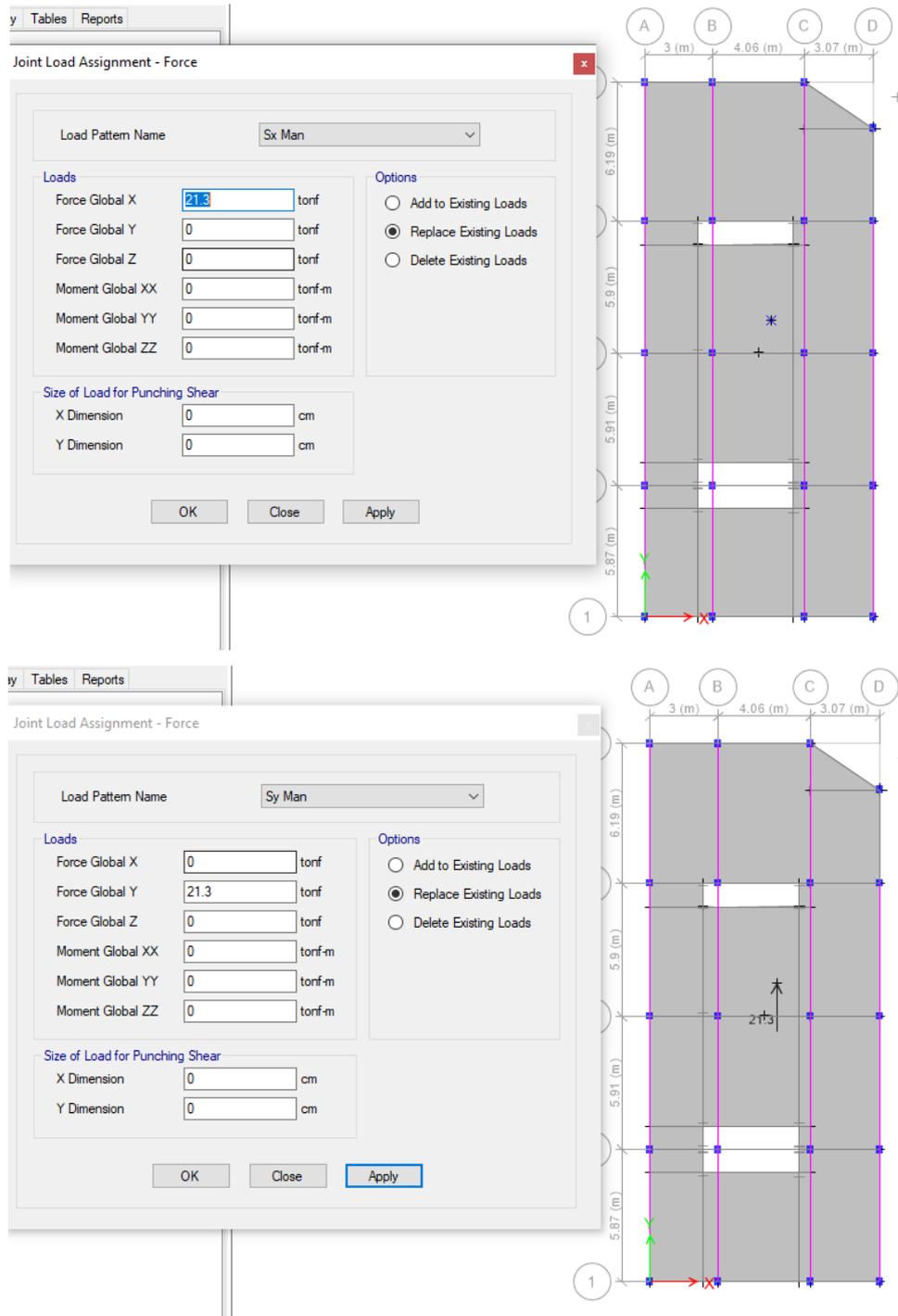


Ilustración 59: Asignación manual de las cargas laterales en el nodo que representa el centro de masa de la estructura desfasado 5% considerando la torsión accidental

3.1.2.5.6.2 Coeficiente sísmico

Esta metodología permite que el programa coloque automáticamente las fuerzas laterales equivalentes y las distribuya piso a piso, solo se tiene que ingresar dos factores: C, coeficiente del cortante basal; y K, exponente de la altura del edificio (relacionado con el periodo fundamental de la dirección de interés).

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Ilustración 60: Asignación de coeficientes sísmicos en ambas direcciones

3.1.2.5.6.3 Espectro de respuesta

Esta alternativa permite realizar un análisis pseudo-dinámico, con el ingreso de la función de espectro de respuesta. Todos los datos ingresados ya se calcularon en la sección “Definición del espectro de diseño elástico e inelástico”. Se muestra la función creada en el programa:

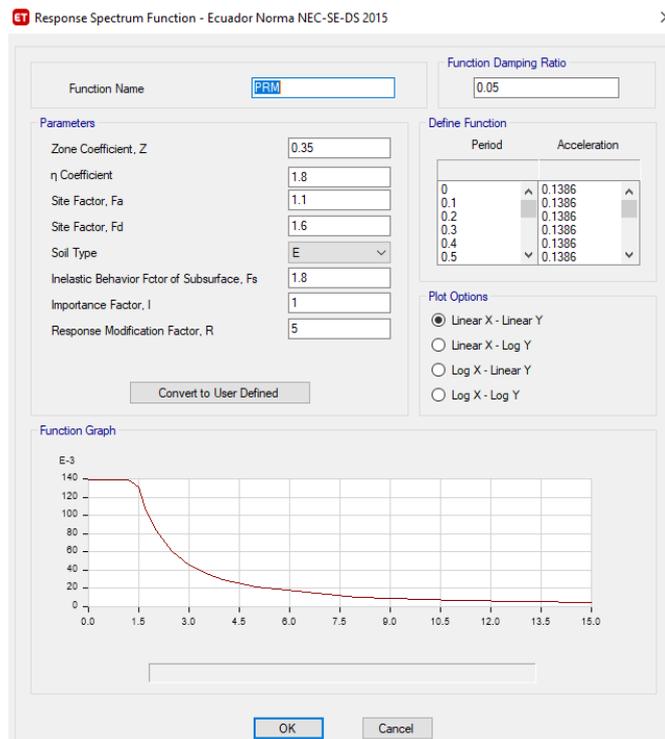


Ilustración 61: Creación de espectro de respuesta

Se deben crear el Load Case con el tipo Espectro de Respuesta, y asignar la dirección correspondiente.

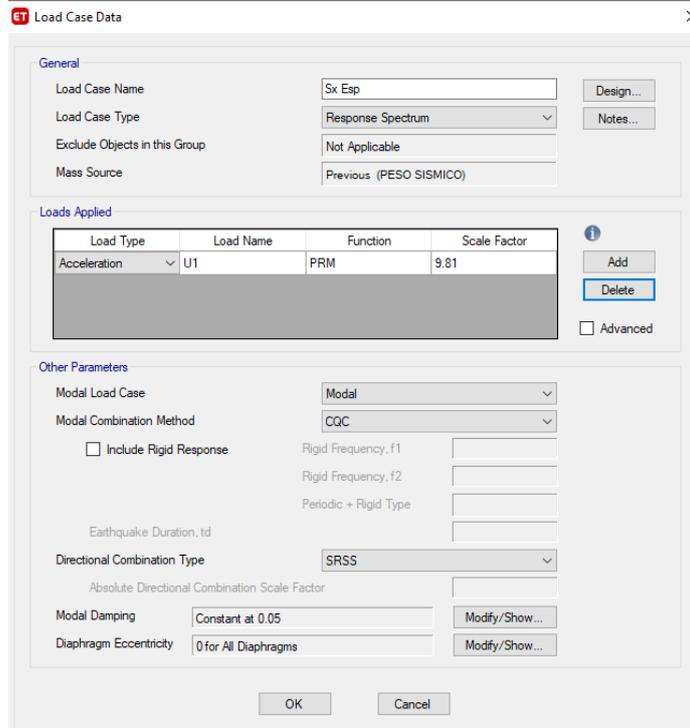


Ilustración 62: Asignación del espectro de respuesta para la dirección X

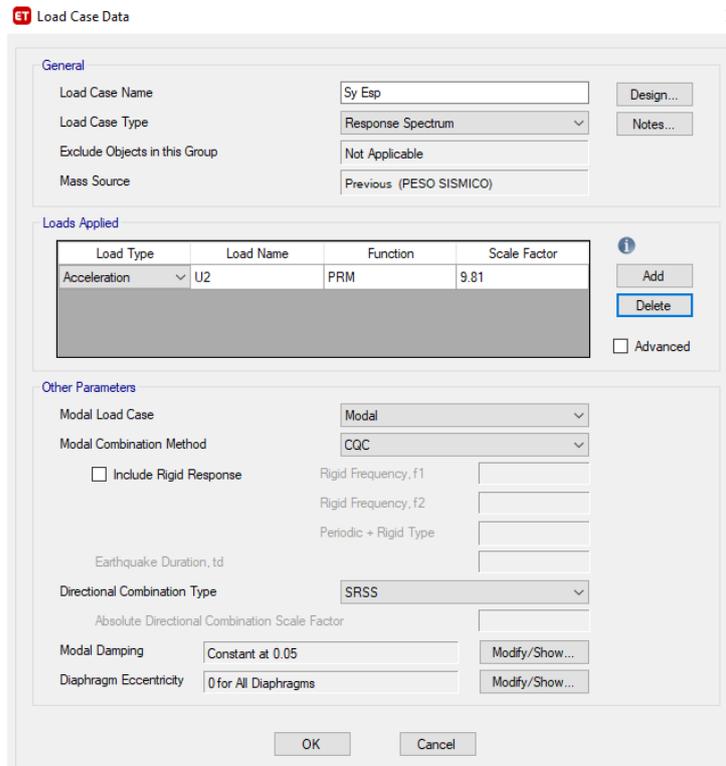


Ilustración 63: Asignación del espectro de respuesta para la dirección Y

3.1.2.5.6.4 Comparación de los cortantes de base obtenidos en cada método con el de diseño

Al comparar los cortantes de base obtenidos en el análisis estructural, se obtuvieron los siguientes resultados:

	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
▶	Sx	LinStatic		-45.5341	0	0	0	-269.2328	551.0502
	Sy	LinStatic		0	-45.5341	0	269.2328	0	-233.0504
	Sx Man	LinStatic		-50.75	0	0	0	-307.101	672.4375
	Sy Man	LinStatic		0	-50.75	0	307.101	0	-283.185
	Sx Esp	LinRespSpec	Max	44.6922	1.2382	0	7.0119	255.7488	538.8323
	Sy Esp	LinRespSpec	Max	1.2382	44.7658	0	255.81	7.125	206.568

Ilustración 64: Cortantes de bases obtenidos

Tabla 30: Comparación entre cortantes de base

Método	Cortante de Base (Ton)	
	Dirección X	Dirección Y
Fuerzas laterales equivalentes	50.75	50.75
Coefficientes sísmicos	45.53	45.53
Espectro de respuesta	44.69	44.77

Se aprecia que no hay una gran diferencia entre los cortantes obtenidos en el análisis. El método de Fuerzas equivalentes es un método manual, donde se calcula el peso sísmico sin recurrir al programa. Por ello, es importante mencionar la adecuada estimación del peso muerto de la estructura, ya que de ese valor el cortante basal depende. Se puede evidenciar que ambos valores de cortantes (FLE y CS) alcanzan en cada dirección el 80% del cortante dinámico obtenido por el método del espectro de respuesta, como lo indica la NEC en su sección 6.2.2. A continuación, se muestra el diagrama del cortante basal en la estructura por cada dirección de análisis.

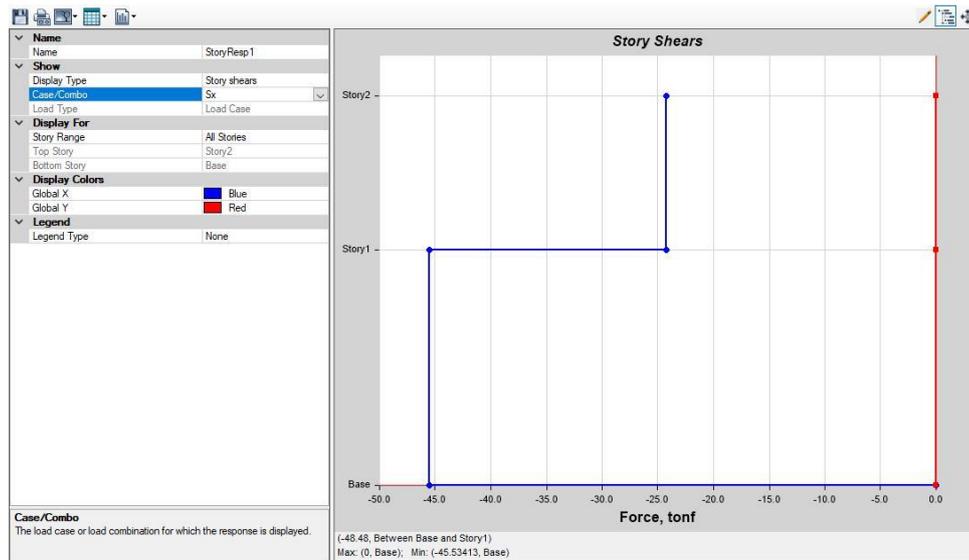


Ilustración 65: Cortante basal por piso, dirección X

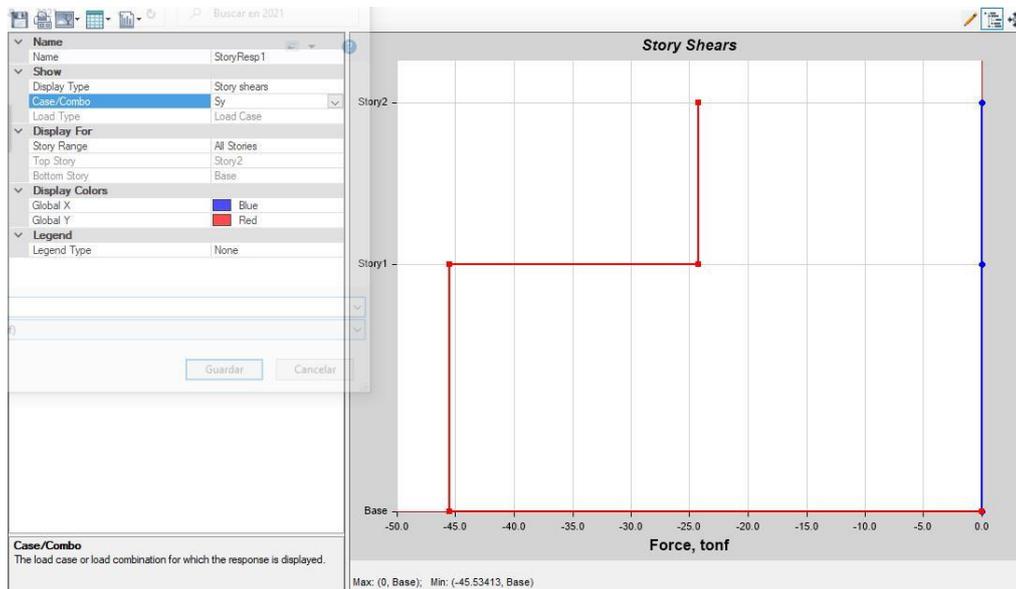


Ilustración 66: Cortante basal por piso, dirección Y

3.1.2.5.7 Combinaciones de cargas

La NEC Cargas (No Sísmicas) especifica en su sección 3.4.3 Combinaciones para el diseño por última resistencia las siguientes cargas.

- 1.4D
- 1.2D+1.6L+0.5max [Lr; S; R]
- 1.2D+1.6max [Lr; S; R]+max[L;0.5W]
- 1.2D+1.0W+L+0.5max [Lr; S; R]
- 1.2D+1.0E+L+0.2S
- 0.9D+1.0W
- 0.9D+1.0E

Sin embargo, para el modelamiento se considerarán las cargas D, L, y E correspondientes a Muerta, Viva y Sismo; debido a que el diseño no considera cargas de viento (W), lluvia (R), ni nieve (S).

Las combinaciones ingresadas en el programa son las siguientes:

- 1.4D
- 1.2D+1.6L
- 1.2D+1.0E+L (+)
- 1.2D-1.0E+L (-)
- 0.9D+1.0E (+)
- 0.9D-1.0E (-)

3.1.2.5.8 Análisis de derivas

La NEC 15 en su sección 4.2.2 indica que la deriva máxima permisible inelástica tiene un valor de 0.02 en estructuras de hormigón armado.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Ilustración 67: Valores de derivas máximos, en función de la altura de piso (NEC 2015)

La deriva máxima inelástica Δ_M debe calcularse como indica la normativa.

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$	
Dónde:	
Δ_M	Deriva máxima inelástica
Δ_E	Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas
R	Factor de reducción de resistencia (véase la sección 6.3.4)

Ilustración 68: Deriva máxima inelástica. (NEC, 2015)

La deriva máxima en la dirección X se muestra a continuación considerando la Carga horizontal sísmica correspondiente a "User Coefficient" (Coeficientes sísmicos).

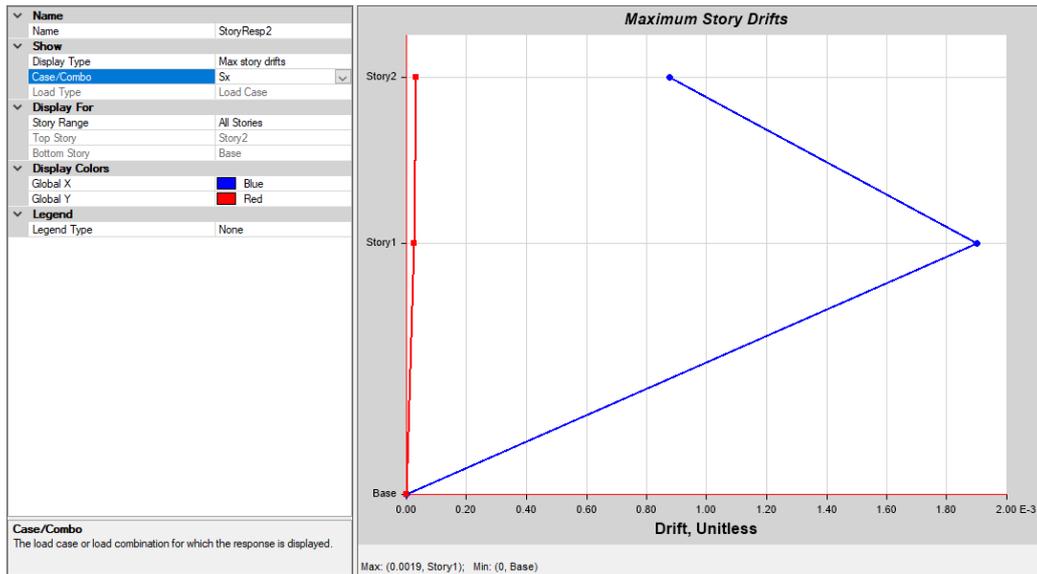


Ilustración 69: Deriva máxima en dirección X

Se aprecia el valor $\Delta_E=0.0019$ como máxima deriva de entrepiso.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 5 * 0.0019 = 0.0071$$

Se comprueba que $0.0071 \leq 0.02$, cumpliendo derivas en la dirección X.

Se procede de igual forma en la dirección Y.

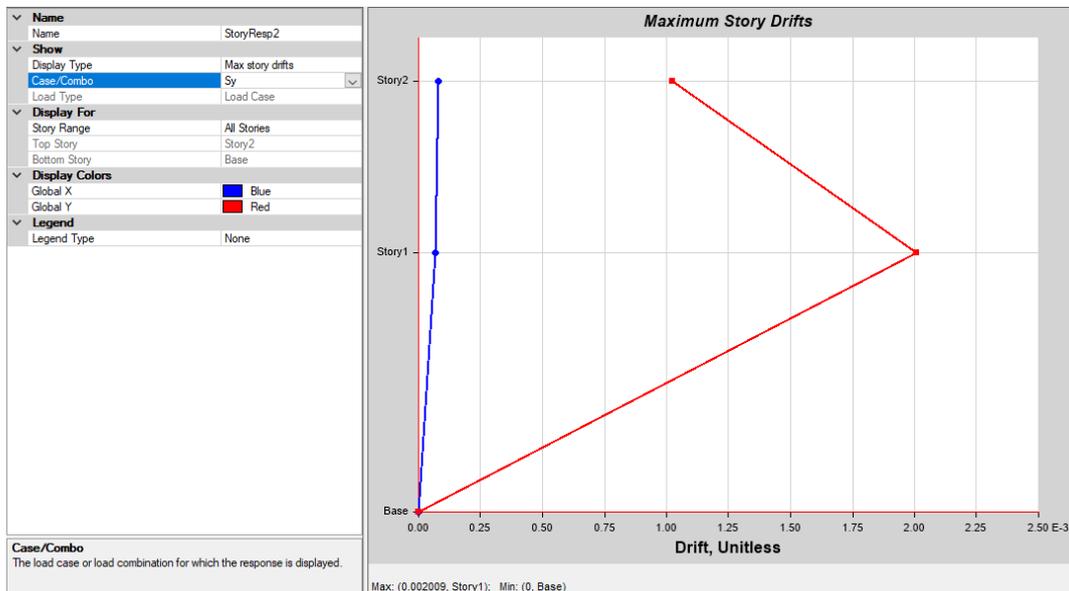


Ilustración 70: Deriva máxima en dirección Y

Se aprecia el valor $\Delta_E=0.0020$ como máxima deriva de entrepiso.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.75 * 5 * 0.0020 = 0.0075$$

Se comprueba que $0.0075 \leq 0.02$, cumpliendo derivas en la dirección Y.

3.1.2.5.9 Comprobación de la irregularidad torsional en cada entrespiso.

La NEC 15, menciona en su sección 5.2.3 la irregularidad torsional; e indica que cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor a 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.

Esto indica que se debe comprobar que el promedio de las derivas obtenida en dos ejes extremos en el plano de la estructura no debe ser mayor a 1.2 veces la deriva máxima de uno de esos dos ejes. Se muestra la siguiente tabla de resultados.

Para la dirección X.

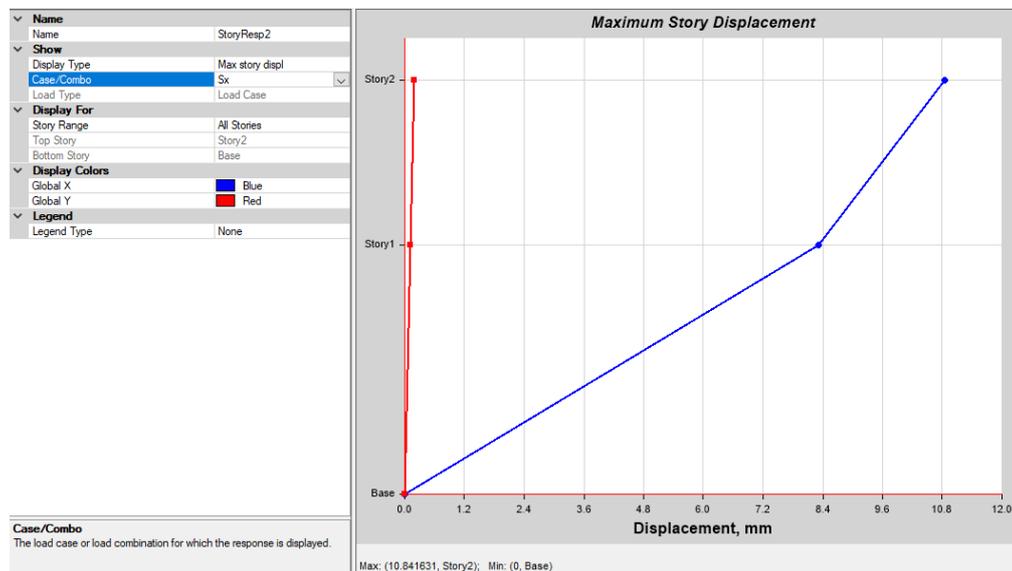


Ilustración 71: Desplazamiento máximo (Eje A de la estructura)

Tabla 31: Comprobación de derivas por nivel en el eje x

Nivel	Eje A	Eje D	Deriva eje A (cm)	Deriva eje D (cm)	Promedio (cm)	Deriva Max (cm)	Comp (Prom/Max)	Comp.
	Desp. (cm)	Desp. (cm)						
2	1.08	1.16	0.25	0.27	0.26	0.27	1.04	Cumple
1	0.83	0.89	0.83	0.89	0.86	0.89	1.03	Cumple

La deriva del eje A es la resta entre los niveles 2 y 1, se dice que cumple cuando el valor de la columna (Prom/Max) es menor a 1.2.

Para la dirección Y



Ilustración 72: Desplazamiento máximo (Eje 1 de la estructura)

Tabla 32: Comprobación de derivas por nivel en el eje y

Nivel	Eje 1	Eje 5	Deriva eje 1 (cm)	Deriva eje 5 (cm)	Promedio (cm)	Deriva Max (cm)	Comp (Prom/Max)	Comp.
	Desp. (cm)	Desp. (cm)						
2	1.170	1.61	0.29	0.35	0.32	0.35	1.09	Cumple
1	0.880	1.26	0.88	1.26	1.07	1.26	1.18	Cumple

3.1.2.5.10 Comprobación del factor de amplificación accidental.

En caso de que exista irregularidad torsional en alguno de los pisos analizados en cualquiera de las direcciones, se calcula el factor de amplificación A_x mediante la ecuación, como lo indica la Normativa en su sección 6.3.7

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right]^2$$

Donde:

A_x : Factor de amplificación torsional

δ_{prom} : Promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x

δ_{max} : Valor del desplazamiento máximo en el nivel x

Debido a que la estructura no sufre los efectos de irregularidad por torsión, entonces no se calcula este factor, ya que todas las derivas máximas de piso son menores a 1.2 * la deriva promedio de piso.

3.1.2.5.11 Verificar el índice de estabilidad en cada entrepiso

El índice de estabilidad indica si en la estructura deben considerarse efectos adicionales ($P\Delta$), que pueden producir un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura. Se calcula de la siguiente manera.

El índice de estabilidad Q_i , para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Dónde:

Q_i Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i Cortante sísmico del piso i

h_i Altura del piso i considerado

Se debe cumplir $Q_i \leq 0.30$.

Ilustración 73: Índice de estabilidad de acuerdo con la NEC

El valor de P se obtiene de la combinación de carga de servicio ($D+L$), revisando la columna más cargada axialmente de toda la planta. Se muestran los resultados para cada dirección.



Ilustración 74: Carga axial máxima de servicio ($D+L$)

Dirección X

Tabla 33: Comprobación de la carga axial en las columnas para la dirección x

Nivel	P [Ton]	P Acum (Ton)	Deriva Δ (m)	V (Ton)	Altura h (m)	$P_i \cdot \Delta_i$	$V_i \cdot h_i$	Q_i	Comp
2	14.27	14.27	0.0025	24.20	2.88	0.0357	69.70	0.0005	Cumple
1	37.06	51.33	0.0083	45.53	4.38	0.4260	199.42	0.0021	Cumple

Dirección Y

Tabla 34: Comprobación de la carga axial en las columnas para la dirección x

Nivel	P [Ton]	P Acum (Ton)	Deriva Δ (m)	V (Ton)	Altura h (m)	$P_i \cdot \Delta_i$	$V_i \cdot h_i$	Q_i	Comp
2	14.27	14.27	0.0029	24.20	2.88	0.041	69.696	0.001	Cumple
1	37.06	51.33	0.0088	45.53	4.38	0.452	199.421	0.002	Cumple

Se observa que en ambos niveles y en ambas direcciones cumple el índice de estabilidad ($Q_i \leq 0.3$), no es necesario considerar efectos de segundo orden en el modelo.

3.1.2.6 Memoria de Cálculo del Diseño

3.1.2.6.1 Losa

Para el diseño estructural de la losa, como se estableció anteriormente, corresponde a una losa nervada en dos direcciones. Este tipo de estructura no se encuentra establecida en los principales manuales de diseño, sin embargo, el procedimiento de diseño de la misma está dado por el mismo procedimiento requerido por una losa maciza en dos direcciones con la condición de utilizar una losa maciza equivalente.

En capítulos anteriores, para el predimensionamiento de la losa nervada en dos direcciones se estableció una losa maciza equivalente (similar inercia) de 18 centímetros de espesor, para posteriormente establecer el armado de una losa nervada en dos direcciones de 25 cm de altura en nervios de los cuales el espesor de la loseta correspondería a 5 cm.

La separación y características del armado ya estaría determinada por los nervios, es decir, irían separadas cada 50cm .

Para lo que corresponde al diseño, se utilizó el método directo establecido en el código ACI 318-14, el cual consiste en determinar los momentos existentes en la franja central y franja columna de la losa, así como también que porcentaje de este le corresponde soportar a la viga.

Partimos de la consideración de una losa maciza en dos direcciones de 18 cm de espesor, la cual en conjunción con las vigas forma los siguientes sistemas estructurales para las vigas de borde y vigas centrales, por lo que se procede a calcular la inercia de estas secciones.

VIGA DE BORDE	VIGA CENTRAL	LOSA
$I_{xx} = 0,000681 \text{ M}^3$	$I_{xx} = 0,000778 \text{ M}^3$	$I_{xx} = \frac{L_2 * 0,18^3}{12}$

Ilustración 75. Secciones de unión viga - losa

Para las consideraciones del método es importante determinar los factores Alpha, los cuales dependen de la inercia calculada anteriormente y por lo tanto de la forma del elemento, para esto el código ACI nos define las siguientes fórmulas, donde l hace referencia a las luces de los vanos, l_n a las luces libres de los vanos, E al módulo de elasticidad del elemento e I a la inercia de los mismos.

8.10.2.7 Para un panel con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la ecuación (8.10.2.7a) para las dos direcciones perpendiculares.

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} \ell_2^2}{\alpha_{f2} \ell_1^2} \leq 5.0 \quad (8.10.2.7a)$$

donde α_{f1} y α_{f2} se calculan de acuerdo con

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (8.10.2.7b)$$

Ilustración 76. Criterios para el cálculo de alpha, ACI 318

El momento generado en cada vano debe ser distribuido en momento positivo y momento negativo, el momento positivo sera asignado a la franja central, mientras que el momento negativo deberá ser factorado de acuerdo a condiciones exteriores e interiores. Para el calculo del momento a distribuir el ACI propone:

8.10.3.2 La suma absoluta del momento positivo y el promedio de los momentos negativos, en cada dirección, no debe ser menor que:

$$M_o = \frac{q_u \ell_2 \ell_n^2}{8} \quad (8.10.3.2)$$

Ilustración 77. Cálculo del momento absoluto, ACI 318.

Una vez determinado el momento en cada vano se procede a multiplicar por los coeficientes de distribución de momentos, para vanos exteriores tomaremos los factores de losa con vigas entre todos sus apoyos según la siguiente tabla.

Tabla 8.10.4.2 — Coeficientes de distribución en un vano final

	Borde exterior no restringido	Losas con vigas entre todos los apoyos	Losas sin vigas entre apoyos interiores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Momento negativo interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
Momento positivo	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Momento negativo exterior	0	0.16	0.26	0.30	0.65

Ilustración 78. Coeficientes de distribución de vanos exteriores, ACI 318.

Para vanos interiores, el momento negativo corresponderá al 65% de M_o , mientras que el momento positivo será el 35% restante.

8.10.4 Distribución del momento estático total mayorado

8.10.4.1 En un vano interior, M_o debe distribuirse como se indica a continuación: $0.65M_o$ para momento negativo y $0.35M_o$ para momento positivo.

Ilustración 79. Factores de distribución de momento estático total, ACI 318.

Establecidos los momentos positivos y negativos por vano, se procede a la distribución de momentos para la franja central, franja columna y vigas.

Para el momento negativo interior en franja columna tenemos la siguiente tabla que requerirá de interpolación:

Tabla 8.10.5.1— Fracción del momento negativo interior M_u en una franja de columna

$\left(\frac{\alpha_f l_2}{l_1}\right)$	l_2/l_1		
	0.5	1.0	2.0
0	0.75	0.75	0.75
≥ 1.0	0.90	0.75	0.45

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

Ilustración 80. Distribución de momento negativo interior en franja columna, ACI 318.

Para el momento negativo exterior en franja columna tenemos la siguiente tabla que requerirá de interpolación:

Tabla 8.10.5.2 — Fracción del momento negativo exterior M_u en una franja de columna

$\left(\frac{\alpha_f l_2}{l_1}\right)$	β_t	l_2/l_1		
		0.5	1.0	2.0
0	0	1.0	1.0	1.0
	≥ 2.5	0.75	0.75	0.75
≥ 1.0	0	1.0	1.0	1.0
	≥ 2.5	0.90	0.75	0.45

Nota: Deben hacerse interpolaciones lineales entre los valores dados, donde β_t se calcula usando la ecuación (8.10.5.2a) y C se calcula usando la ecuación (8.10.5.2b).

Ilustración 81. Distribución de momento negativo exterior en franja columna, ACI 318.

La unión viga columna en vanos exteriores posee momento negativo, y a su vez forma una sección en L, por lo que se requiere establecer los siguientes factores que, los cuales dependen netamente de la forma de la unión viga-losa.

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad (8.10.5.2a)$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \quad (8.10.5.2b)$$

Ilustración 82. Ecuaciones de cálculo de C y beta, ACI 318.

Para el cálculo de la distribución de momentos positivos se deberá interpolar según la siguiente tabla:

Tabla 8.10.5.5 — Fracción del momento positivo M_u en una franja de columna

$\left(\frac{\alpha_f \ell_2}{\ell_1}\right)$	ℓ_2/ℓ_1		
	0.5	1.0	2.0
0	0.60	0.60	0.60
≥ 1.0	0.90	0.75	0.45

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

Ilustración 83. Distribución de momento positivo en franja columna, ACI 318.

Finalmente, el porcentaje de aportación de la viga para el soporte de las cargas en losa será según la interpolación establecida en:

Tabla 8.10.5.7.1 — Fracción de M_u de una franja de columna asignable a las vigas

$\left(\frac{\alpha_f \ell_2}{\ell_1}\right)$	Coefficiente de distribución
0	0
≥ 1.0	0.85

Nota: Debe interpolarse linealmente entre los valores dados.

Ilustración 84. Factores de distribución asignable en franja columna para vigas.

Una vez realizado el procedimiento mencionado anteriormente para delimitar los momentos existentes en los vanos de losa, se presenta el siguiente resumen de momentos para el lado largo y lado corto:

**DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES
METODO DE DISEÑO DIRECTO (lado largo)**

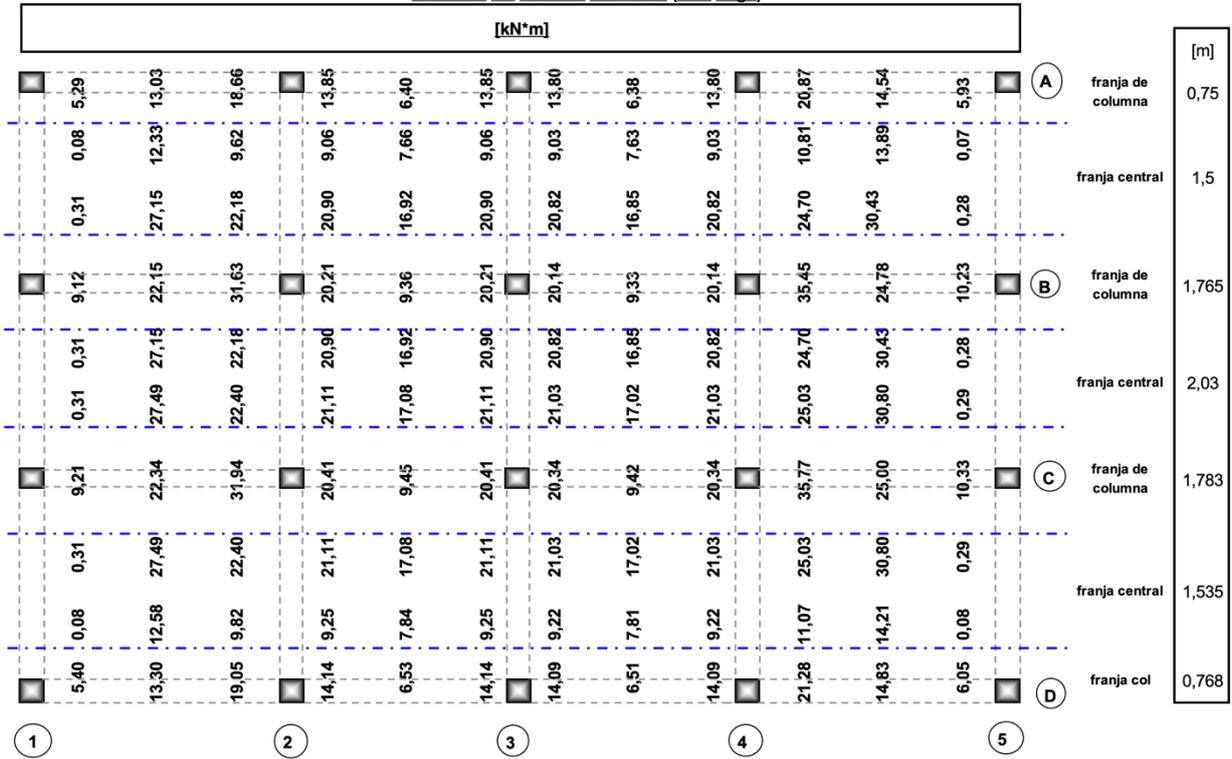


Ilustración 85. Momentos mayorados por vano según las franjas centrales y de columna en el lado largo.

**DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES
METODO DE DISEÑO DIRECTO (lado corto)**

	franja de columna	franja central		franja de columna	franja central		franja de columna	franja central		franja de columna	franja central		franja de columna	
[m]	1,4675	2,935		2,945	2,955		2,9525	2,95		3,0225	3,095		1,5475	
[Kn*m]	2,77	0,12	0,25	4,79	0,25	0,25	4,80	0,25	0,27	4,91	0,27	0,13	2,91	
	6,73	5,65	15,10	9,24	15,10	15,19	9,24	15,19	15,81	9,31	15,81	6,06	7,00	
	9,25	5,29	15,78	12,87	15,78	15,89	12,87	15,89	16,58	13,00	16,58	5,72	9,64	
	20,49	8,51	21,59	33,26	21,59	21,65	33,35	21,65	22,50	33,91	22,50	9,11	21,43	
	9,64	6,56	15,14	15,56	15,14	15,18	15,60	15,18	15,72	15,85	15,72	6,99	10,08	
	20,49	8,51	21,59	33,26	21,59	21,65	33,35	21,65	22,50	33,91	22,50	9,11	21,43	
	9,94	5,48	16,25	13,98	16,25	16,29	14,01	16,29	17,01	14,15	17,01	5,95	10,34	
	7,22	5,90	15,66	10,03	15,66	15,70	10,06	15,70	16,34	10,14	16,34	6,36	7,50	
	2,66	0,62	0,26	5,12	0,26	0,26	5,14	0,26	0,27	5,25	0,27	0,14	3,11	
		1			2			3			4			5

Ilustración 86. Momentos mayorados por vano según las franjas centrales y de columna en el lado corto.

Según la ecuación mostrada a continuación, se procedió a calcular el acero requerido a flexión tomando los momentos más críticos positivo y negativo, del diseño a lado corto y lado largo.

$$M_u = \phi b d^2 f'c w (1 - 0.59w)$$

$$-0.59w^2 + w - \frac{M_u}{\phi f'c b d^2} = 0$$

$$w = \rho \frac{f_y}{f'c}$$

Tabla 35. Cálculo del número de varillas por metro de losa.

		M [KN.m]	d. varilla [m]	b [m]	d [m]	Factor c	w1	w2	Cuantía	As [cm2]	Av [cm2]	# varillas	#
Diseño lado corto	Mmax -	14,96	0,012	1	0,154	-0,034	0,035	1,660	0,001738	2,676	1,131	2,37	3
	Mmax +	10,86	0,012	1	0,154	-0,025	0,025	1,670	0,0012537	1,931	1,131	1,71	2
Diseño lado largo	Mmax -	24,34	0,012	1	0,154	-0,055	0,057	1,638	0,0028655	4,413	1,131	3,90	4
	Mmax +	20,08	0,012	1	0,154	-0,046	0,047	1,648	0,0023492	3,618	1,131	3,20	4

Tabla 36. Diseño del armado de la Losa Inferior.

Losa inferior					
Diseño lado corto X por 1 metro de losa					
	d varilla	# varillas	recubrimiento	d [cm]	s
As +	12mm	4	2cm	22,4	-
As -	12mm	2	2cm	22,4	-
Diseño lado largo Y por 1 metro de losa					
	d varilla	# varillas	recubrimiento	d [cm]	s
As +	12mm	4	2cm	22,4	-
As -	12mm	4	2cm	22,4	-
Acero de retracción malla electrosoldada					
	d varilla	# varillas	recubrimiento	d [cm]	s
A retracción	6mm	-	2cm	-	150mm

Tabla 37. Diseño del armado de la Losa Superior.

Losa superior					
Diseño lado corto X por 1 metro de losa					
	d varilla	# varillas	recubrimiento	d [cm]	s
As +	12mm	2	2cm	22,4	-
As -	12mm	2	2cm	22,4	-
Diseño lado largo Y por 1 metro de losa					
	d varilla	# varillas	recubrimiento	d [cm]	s
As +	12mm	4	2cm	22,4	-
As -	12mm	4	2cm	22,4	-
Acero de retracción malla electrosoldada					
	d varilla	# varillas	recubrimiento	d [cm]	s
A retracción	6mm	-	2cm	-	150mm

3.1.2.6.2 Vigas

Se diseñó el pórtico correspondiente al eje C paralelo a la dirección “Y” tanto planta baja como cubierta, que consta de cuatro vanos de 5.87m, 5.91 m, 5.90 m y 6.19m, siendo el último el vano que gobierna el diseño. Referente a la dirección X, se diseñó el pórtico 4, de tres vanos: 3.00 m, 4.06m, y 3.07m (planta baja y cubierta). Se seleccionaron estos pórticos porque fueron los que presentaron mayor demanda de acero en la modelación en ETBAS.



Ilustración 87: Pórticos seleccionados en planta baja para el ejemplo del diseño de vigas a flexión. En azul pórtico 4 en dirección X; en rojo pórtico C, dirección Y.

3.1.2.6.2.1 Diseño a flexión

El diseño a flexión requiere los momentos positivos y negativos en todas las vigas del pórtico analizado, estos valores se obtienen del modelo estructural en ETABS, para la combinación de cargas más desfavorables y que presente la mayor demanda, incluyendo los efectos sísmicos. Se muestra a continuación un esquema del pórtico 4 dirección "X" con los valores de momentos obtenidos en Ton*m.

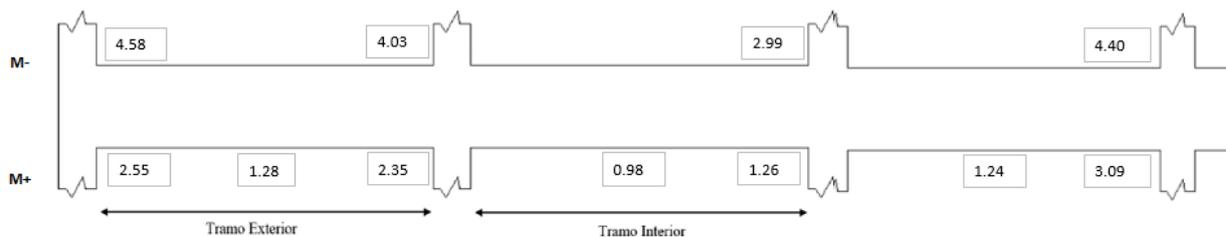


Ilustración 88: Esquema de ubicación de momentos vigas del pórtico 4, dirección X
Las propiedades de la sección para este marco son las siguientes

Tabla 38: Propiedades generales de las vigas en dirección x

Propiedades		
h	35	cm
b	30	cm
d	29.2	cm
r	4	cm
db trans	1	cm
f'c	210	Kg/cm2
fy	4200	Kg/cm2
∅	0.9	

El acero mínimo de refuerzo se calcula como indica la NEC Estructuras de Hormigón Armado, sección 4.2.5.

$$A_s \geq \max \left[\frac{1.4}{f_y} b_w d ; A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \right]$$

Dónde:

$A_{s,min}$ Área mínima de refuerzo de flexión (mm²)

b_w Ancho del alma o diámetro de la sección circular (mm)

d Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm)

f_y Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (MPa)

f'_c Resistencia especificada a la compresión del Hormigón (MPa)

Ilustración 89: Acero mínimo de refuerzo de acuerdo con la NEC

$$Ec.1 A_s = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} bd$$

$$Ec.2 A_s = \frac{1.4}{f_y} b * d$$

Obteniéndose los siguientes valores.

Tabla 39: Acero mínimo de acuerdo con la normativa

Acero mínimo			
Ast	2.39	cm2	Ec. 1
Ast	2.92	cm2	Ec. 2

Se aprecia que controla la segunda ecuación.

Antes de empezar el diseño, se revisan dimensiones de la sección.

- $\frac{l_n}{d} > 4 \rightarrow \frac{4.06-0.3}{0.242} = 15.5 > 4$ OK
- $b_w = ancho = menor = \left\{ \begin{array}{l} 300 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} > 0.3h = 0.3 * 300 = 90 \text{ mm} \end{array} \right\}$ OK

- $b_w < c_2 + \text{menor: } \begin{bmatrix} a) 2c_2 \\ b) 1.5c_1 \end{bmatrix}$

Donde c_1 y c_2 don las dimensiones de la columna

$$b_w < \text{menor} \begin{bmatrix} 3c_2 = 3 * 35 = 105 \text{ cm} \\ c_2 + 1.5c_1 = 35 + 1.5 * 35 = 87.5 \text{ cm} \end{bmatrix}$$

$$30 < 87.5 \rightarrow OK$$

Una vez se cumplieron las condiciones geométricas, se procede a el diseño de las varillas longitudinales

Viga 4 (Interior), Dirección X, Primer Nivel.

Tabla 40: Momentos de demanda, acero requerido, refuerzo y acero disponible, viga Pórtico 4, dirección X, Planta Baja

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Tramo	Localización	Mu (ton*m)	As, dem (cm ²)	As, req (cm ²)	Refuerzo	As, disp (cm ²)
Exterior	Apoyo exterior negativo	4.58	4.61	4.61	3φ14	4.62
	Apoyo exterior positivo	2.63	2.65	2.92	2φ14	3.08
	Positivo	1.28	1.29	2.92	2φ14	3.08
	Apoyo interior negativo	4.03	4.06	4.06	3φ14	4.62
	Apoyo interior positivo	2.35	2.37	2.92	2φ14	3.08
Interior	Positivo	0.98	0.99	2.92	2φ14	3.08
	Apoyo interior negativo	2.99	3.01	3.01	2φ14	3.08
	Apoyo interior positivo	1.26	1.27	2.92	2φ14	3.08
Exterior	Positivo	1.24	1.25	2.92	2φ14	3.08
	Apoyo exterior negativo	4.4	4.43	4.43	3φ14	4.62
	Apoyo exterior positivo	3.09	3.11	3.11	3φ14	4.62

Además

Columna (5)

$$A_{sreq} = \frac{M_u}{\phi j d f_y} = \frac{M_u [\text{Ton} * m]}{0.9 * 0.9 d * (4.2 \left[\frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \right])} = \frac{M_u}{0.9 * 0.9 * 0.24 * 4.2} = \frac{M_u}{1.84}$$

Columna (6) Despreciando el refuerzo de losa

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

Columna (5)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{A_s * 4200 [\text{kg}/\text{cm}^2]}{0.85 * 2100 [\text{kg}/\text{cm}^2] * 30 \text{ cm}} = 2.35 A_s [\text{cm}]$$

Donde

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ Ok}$$

Tabla 41: Comprobación de cumplimiento de diseño a flexión de vigas pórtico 4, dirección X Planta Baja

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Tramo	Localización	Mu (ton*m)	Refuerzo	a (cm)	ϕM_n (Ton*m)	Comprobación
Exterior	Apoyo exterior negativo	4.58	3 ϕ 14	3.62	4.78	CUMPLE
	Apoyo exterior positivo	2.63	2 ϕ 14	2.41	3.26	CUMPLE
	Positivo	1.28	2 ϕ 14	2.41	3.26	CUMPLE
	Apoyo interior negativo	4.03	3 ϕ 14	3.62	4.78	CUMPLE
	Apoyo interior positivo	2.35	2 ϕ 14	2.41	3.26	CUMPLE
Interior	Positivo	0.98	2 ϕ 14	2.41	3.26	CUMPLE
	Apoyo interior negativo	2.99	2 ϕ 14	2.41	3.26	CUMPLE
	Apoyo interior positivo	1.26	2 ϕ 14	2.41	3.26	CUMPLE
Exterior	Positivo	1.24	2 ϕ 14	2.41	3.26	CUMPLE
	Apoyo exterior negativo	4.4	3 ϕ 14	3.62	4.78	CUMPLE
	Apoyo exterior positivo	3.09	3 ϕ 14	3.62	4.78	CUMPLE

Se cumple el criterio de capacidad de momento, sección 4.2.6 de la normativa. La capacidad del momento positivo M_+ , en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo M_- en ese extremo:

$$M_n^+ \text{ en la cara del nudo} \geq \frac{M_n^-}{2}$$

$$3.26 \geq \frac{4.78}{2}$$

$$3.26 \geq 2.39 \text{ Ok}$$

Además, se cumple que las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no deben ser inferiores a un 25% de la mayor capacidad de momento del elemento en la cara de cualquiera de los dos nudos.

$$M_n^+ \text{ en cualquier sección} \geq \frac{M_n^-}{4}$$

$$3.26 \geq \frac{4.78}{4}$$

$$3.26 \geq 1.20 \text{ Ok}$$

Por lo tanto, todas las secciones cumplen

Tabla 42: Comprobación de las secciones

Mu (ton*m)	As, dem (cm2)	As, req (cm2)	φ Varilla	Area (cm2)	# varillas	Refuerzo	As, disp (cm2)	a (cm)	φMn (Ton*m)	Comprobación
4.58	4.61	4.61	14	1.539	3	3φ14	4.62	3.62	4.78	CUMPLE
2.63	2.65	2.92	14	1.539	2	2φ14	3.08	2.41	3.26	CUMPLE
1.28	1.29	2.92	14	1.539	2	2φ14	3.08	2.41	3.26	CUMPLE
4.03	4.06	4.06	14	1.539	3	3φ14	4.62	3.62	4.78	CUMPLE
2.35	2.37	2.92	14	1.539	2	2φ14	3.08	2.41	3.26	CUMPLE
0.98	0.99	2.92	14	1.539	2	2φ14	3.08	2.41	3.26	CUMPLE
2.99	3.01	3.01	14	1.539	2	2φ14	3.08	2.41	3.26	CUMPLE
1.26	1.27	2.92	14	1.539	2	2φ14	3.08	2.41	3.26	CUMPLE
1.24	1.25	2.92	14	1.539	2	2φ14	3.08	2.41	3.26	CUMPLE
4.4	4.43	4.43	14	1.539	3	3φ14	4.62	3.62	4.78	CUMPLE
3.09	3.11	3.11	14	1.539	3	3φ14	4.62	3.62	4.78	CUMPLE

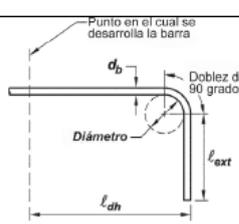
Posteriormente, se calcula el refuerzo longitudinal de anclaje de la sección con φ14.

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}} \geq 8d_b \text{ ó } 15 \text{ cm}$$

$$l_{dh} \left\{ \begin{array}{l} \frac{4200 * 1.4}{17.2 \sqrt{210}} = 23.59 \text{ cm} \rightarrow \text{controla} \\ \text{-----} \\ 8 * 1.4 = 11.2 \text{ cm} \\ \text{-----} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Los ganchos se calculan como indica el ACI en el capítulo 25.3.1

Tabla 25.3.1 — Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ^[1] ℓ _{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	6d _b	12d _b	
	No. 29 a No. 36	8d _b		
	No. 43 y No. 57	10d _b		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 25	6d _b	Mayor de 4d _b y 65 mm	
	No. 29 a No. 36	8d _b		
	No. 43 y No. 57	10d _b		

^[1] El gancho estándar para las barras corrugadas en tracción incluye el diámetro interior específico del doblado y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

Ilustración 90: Geometría de ganchos estándar, ACI-318

Se usan ganchos sísmicos de 180 grados con un diámetro interior mínimo de doblado de 6 veces el diámetro de la varilla longitudinal. Se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 43: Detalles de los ganchos

db (mm)	14
Gancho (mm)	84.0
Gancho (cm)	9

La longitud de desarrollo se calcula conforme al ACI 3-16, en la sección 25.4.2. Esta longitud sirve para determinar la longitud del traslape, escogiendo la siguiente ecuación.

$$l_d = \frac{f_y * \psi_t \psi_e}{2.1 \sqrt{f'_c}} d_b$$

Tabla 25.4.2.2 — Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 19 ó menores y alambres corrugados	Barras No. 22 y mayores
<p>Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están desarrollando o empalmado por traslape no menor que d_b, recubrimiento libre al menos d_b, y no menos estribos a lo largo de ℓ_d que el mínimo del Reglamento</p> <p>o</p> <p>espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados por traslape no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b</p>	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Otros casos	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Ilustración 91: Longitud de desarrollo en barras, ACI-316

Utilizando la ecuación anterior se obtienen los resultados para las varillas de 14 mm

Tabla 44: Resultados de la longitud de desarrollo para las varillas

f_y (Mpa)	420
ψ_t	1
ψ_e	1

λ	1
f'c (Mpa)	21
db (mm)	14
Ld (mm)	611.0
Ld (cm)	61

Calculada la longitud de desarrollo se utiliza la tabla 25.5.2.1 para determinar la longitud de empalme por traslapo.

Tabla 25.5.2.1— Longitud de empalme por traslapo de barras y alambres corrugados a tracción

$A_s, \text{colocado} / A_s, \text{requerido}$ en la longitud del empalme ⁽¹⁾	Porcentaje máximo de A_s empalmado dentro de la longitud de traslapo requerida	Tipo de empalme	l_{st}	
≥ 2.0	50	Clase A	Mayor de:	$1.0l_d$ y 300 mm
	100	Clase B		
< 2.0	Todos los casos	Clase B	Mayor de:	$1.3l_d$ y 300 mm

⁽¹⁾Relación entre el área de refuerzo colocado y el área de refuerzo requerida por análisis en la ubicación de empalme.

Ilustración 92: Longitud de empalme de traslapo, ACI 316

Usando la expresión siguiente.

$$l_{st} = 1.3l_d \geq 300 \text{ mm}$$

Tabla 45: Longitud de empalme

Clase B	
db (cm)	1.4
Ld (cm)	61.10
Lst (cm)	80.00

3.1.2.6.2.2 Diseño a corte

Se utiliza la teoría de los momentos máximos probables (M_p). Para calcular el M_p se considera la carga gravitacional y el sismo (en las dos direcciones, se debe seleccionar la más crítica) sobre el primer vano del pórtico (más crítico), en este caso el pórtico 4 en dirección X. la longitud del primer vano es 3.00 m.

$$M_p = \alpha * A_s * f_y * \left(d - \frac{\alpha * A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

Los valores A_s dentro de la ecuación M_p corresponden a los calculados en el diseño a flexión. Recordando que se debe calcular para un extremo izquierdo y derecho, por eso se expresa M_{pi} , y M_{pd} . Por lo tanto, ese acero es el correspondiente al negativo de los extremos de la viga, α corresponde a 1.25.

Tabla 46: Datos para el diseño a corte

Datos		
f_y	4200	kg/cm ²
h	35	cm
d	29.2	cm
f'_c	210	kg/cm ²
b	30	cm
ϕ	0.75	-

Se obtienen los siguientes resultados para la combinación del sismo izquierda a derecha.

DMF combinado; sismo de izquierda a derecha:

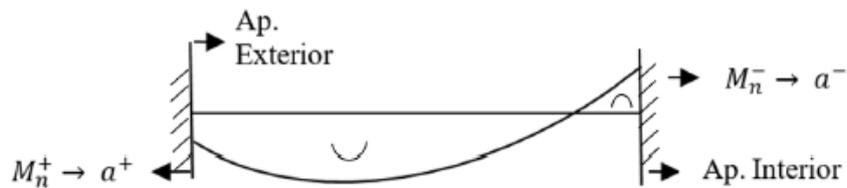


Ilustración 93: Esquema de combinación sismo de izquierda a derecha para momentos probables

α	1.25
A_{s+} (cm ²)	3.08
A_{s-} (cm ²)	4.62
M_{p+} (Ton*m)	4.48
M_{p-} (Ton*m)	6.53

Se obtienen los siguientes resultados para la combinación del sismo derecha a izquierda.

DMF combinado; sismo de derecha a izquierda:

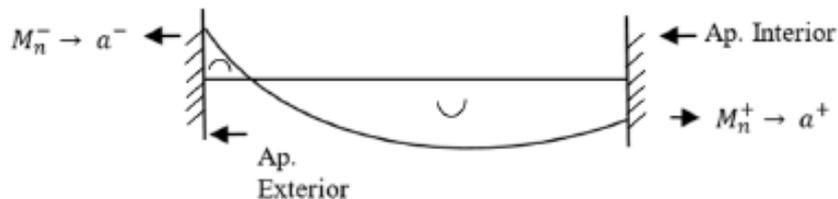


Ilustración 94: Esquema de combinación sismo de derecha a izquierda para Momentos probables

Tabla 47: Área de acero y momentos probables para el sismo.

α	1.25
As+ (cm2)	3.08
As- (cm2)	4.62
Mp+ (Ton*m)	4.48
Mp- (Ton*m)	6.53

Una vez analizada la carga sísmica, ahora se calcula la carga gravitacional mediante la siguiente ecuación:

$$W_u = (1.2D + 1.0L) * a_t$$

$$W_u = (1.2(0.64) + 1.0(0.2)) * 6.05$$

$$W_u = 5.9 \text{ Ton}/m^2$$

Tabla 48: Resultados para el cortante probable en la carga gravitacional (1.2D+0.5L)

Carga gravitacional (1.2D+0.5L)	
Wu (Ton/m)	5.9
L (m)	3
Vg (Ton)	8.78
Vp (Ton)	4.08
Ve (Ton)	12.86

Vg, y Vp se estimaron con la siguiente ecuación:

$$V_e = \frac{M_{pi} + M_{pd}}{Ln} \pm \frac{W_u * Ln}{2}$$

Donde la parte izquierda corresponde a Vp y la parte derecha a Vg. La suma de estas dos es lo que conocemos como el Cortante Probable.

Se comprueba si se requiere la participación de Vc usando la siguiente ecuación (participación del concreto a la resistencia del corte).

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} * d * b$$

$$V_c = 0.17(1)\sqrt{21} * (29.2 * 30) * 100 = 68243.72 \text{ N}$$

$$V_c = 6.82 \text{ Ton}$$

Tabla 49: Participación del concreto a la resistencia del corte

Comprobación de Vc	
Vc (N)	68243.72
Vc (ton)	6.82

Si $V_p \geq 0.5V_e$, se desprecia Vc.

$$V_p \geq 0.5V_e$$

$$4.08 \geq 0.5(12.86)$$

$$4.08 \geq 6.43$$

No se desprecia V_c .

Se calcula V_s y se comprueba $\phi V_n \geq V_e$. Además, de que V_s no sobrepase su valor máximo

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

$$V_s = \frac{12.86}{0.75} - 6.82 = 10.32 \text{ Ton}$$

$$V_s \leq 2.2 \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_s \leq 2.2 \sqrt{210} * \frac{30 * 29.2}{1000} = 27.93 \text{ Ton}$$

Tabla 50: Cumplimiento de la relación $V_s < V_{smax}$

V_s (Ton)	10.32
$V_{s, \text{max}}$ (Ton)	27.93
$V_s \leq V_{smax}$	OK

Finalmente se determina la separación de estribos que cumpla $\phi V_n \geq V_e$. Se propone un acero para estribos de 10 mm. Adicionalmente se debe cumplir con lo que establece la NEC 2015 en el detalle de refuerzo transversal para confinamiento.

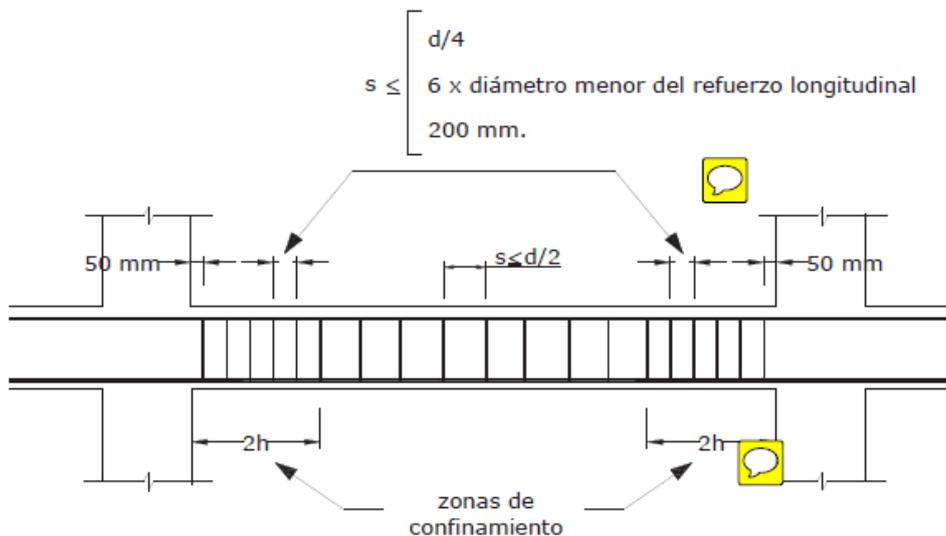


Ilustración 95: Separación de estribos en vigas, NEC 2015

Y refuerzo en zona de traslape

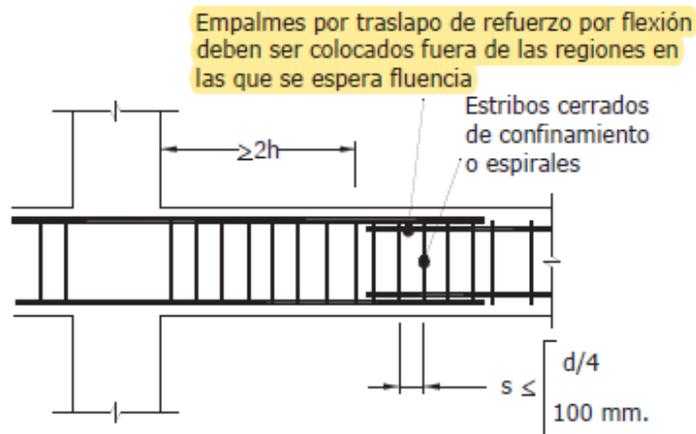


Ilustración 96: Confinamiento en traslape de varillas en refuerzo longitudinal en vigas, NEC 2015

Se obtuvieron los siguientes resultados correspondientes al espaciamiento de estribos.

Zona de confinamiento

$$s_{max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} = \frac{29.2}{4} = 7.3 \text{ cm} \rightarrow \text{controla} \\ \text{-----} \\ 6d_b = 6 * 1.4 = 8.4 \text{ cm} \\ \text{-----} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Se seleccionan un espaciamiento de 7 cm.

Asumiendo un estribo de diámetro 10 mm con 2 ramales, se calcula el V_s con la separación de 7 cm

$$V_s = \frac{\#ram * A_v * f_y * d}{s}$$

$$V_s = \frac{2 * 1.57 * 4200 * 29.2}{7 * (1000)} = 27.52 \text{ Ton}$$

Finalmente se calcula ϕV_n y se compara con V_e .

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

$$\phi V_n = 0.75 (6.82 + 27.52)$$

$$\phi V_n = 25.8 \text{ Ton}$$

Se comprueba

$$\phi V_n \geq V_e$$

$$25.8 \geq 12.86 \text{ Ok}$$

A continuación, se muestran los resultados para la viga en dirección Y.

Tabla 51: Resultados para la viga en dirección Y

Zona de confinamiento										
ϕ (mm)	A ϕ (cm ²)	# ramales	Av (cm ²)	s (cm)	S,max (cm)	S, fin (cm)	Vs (Ton)	ϕ Vn (Ton)	Ve (Ton)	ϕ Vn \geq Ve
10	0.7854	2	1.57	18.7	7.3	7.0	27.52	25.8	12.86	Cumple

Zona de no confinamiento										
ϕ (mm)	A ϕ (cm ²)	# ramales	Av (cm ²)	s (cm)	S,max (cm)	S, fin (cm)	Vs (Ton)	ϕ Vn (Ton)	Ve (Ton)	ϕ Vn \geq Ve
10	0.7854	2	1.57	18.7	14.6	14.0	13.76	15.4	12.86	Cumple

3.1.2.6.2.3 Resumen diseño de vigas

Se muestra un resumen con los diseños obtenidos en las vigas de planta baja y cubierta, en ambas direcciones:

Dimensiones dirección X

Tabla 52: Dimensiones de las vigas en el eje x

Vigas	base (cm)	altura (cm)
PB	30	35
Cubierta	25	30

Flexión

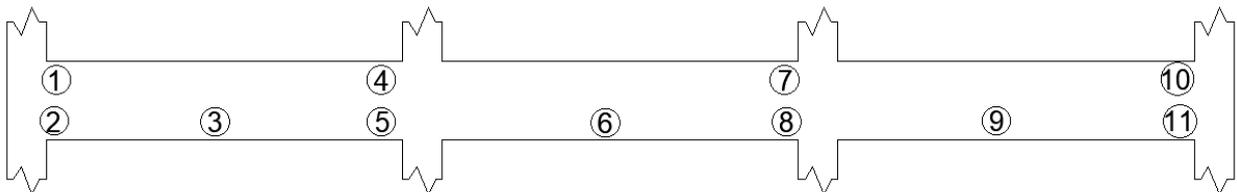


Ilustración 97: Esquema de ubicación de momentos en las vigas de dirección x

Tabla 53: Refuerzo longitudinal en las vigas de la dirección x de la planta baja

Planta baja						
Nº	Tramo	Localización	Mu (ton*m)	Refuerzo	As, disp (cm ²)	ϕ Mn (Ton*m)
1	Exterior	Apoyo exterior negativo	4.58	3 ϕ 14	3 ϕ 14	4.78
2		Apoyo exterior positivo	2.63	2 ϕ 14	2 ϕ 14	3.26
3		Positivo	1.28	2 ϕ 14	2 ϕ 14	3.26
4		Apoyo interior negativo	4.03	3 ϕ 14	3 ϕ 14	4.78
5		Apoyo interior positivo	2.35	2 ϕ 14	2 ϕ 14	3.26
6	Interior	Positivo	0.98	2 ϕ 14	2 ϕ 14	3.26
7		Apoyo interior negativo	2.99	2 ϕ 14	2 ϕ 14	3.26

8		Apoyo interior positivo	1.26	2 ϕ 14	2 ϕ 14	3.26
9	Exterior	Positivo	1.24	2 ϕ 14	2 ϕ 14	3.26
10		Apoyo exterior negativo	4.4	3 ϕ 14	3 ϕ 14	4.78
11		Apoyo exterior positivo	3.09	3 ϕ 14	3 ϕ 14	4.78

Refuerzo longitudinal	
Positivo (abajo)	2 ϕ 14
Negativo (arriba)	3 ϕ 14

Tabla 54: Refuerzo longitudinal en las vigas de la dirección x de la planta cubierta

Cubierta						
Nº	Tramo	Localización	Mu (ton*m)	Refuerzo	As, disp (cm ²)	ϕ Mn (Ton*m)
1	Exterior	Apoyo exterior negativo	1.69	2 ϕ 12	2.26	1.98
2		Apoyo exterior positivo	0.31	2 ϕ 12	2.26	1.98
3		Positivo	0.51	2 ϕ 12	2.26	1.98
4		Apoyo interior negativo	1.34	2 ϕ 12	2.26	1.98
5		Apoyo interior positivo	0.58	2 ϕ 12	2.26	1.98
6	Interior	Positivo	0.47	2 ϕ 12	2.26	1.98
7		Apoyo interior negativo	1.19	2 ϕ 12	2.26	1.98
8		Apoyo interior positivo	0.28	2 ϕ 12	2.26	1.98
9	Exterior	Positivo	0.54	2 ϕ 12	2.26	1.98
10		Apoyo exterior negativo	1.57	2 ϕ 12	2.26	1.98
11		Apoyo exterior positivo	0.62	2 ϕ 12	2.26	1.98

Refuerzo longitudinal	
Positivo (abajo)	2 ϕ 14
Negativo (arriba)	2 ϕ 14

Corte

Tabla 55: Detallamiento por análisis a corte para las vigas en la dirección x para la planta baja y cubierta

Planta Baja			
Zona de confinamiento			
Lo (cm)	ϕ (mm)	# ramales	S, fin (cm)
70	10	2	7.0

Zona de no confinamiento		
ϕ (mm)	# ramales	S, fin (cm)
10	2	14.0

Planta Cubierta

Zona de confinamiento			
Lo (cm)	ϕ (mm)	# ramales	S, fin (cm)
60	10	2	6.0

Zona de no confinamiento		
ϕ (mm)	# ramales	S, fin (cm)
10	2	12.0

Dimensiones dirección Y

Tabla 56: Dimensiones de las vigas en el eje Y

Vigas	base (cm)	altura (cm)
PB	35	35
Cubierta	30	30

Flexión

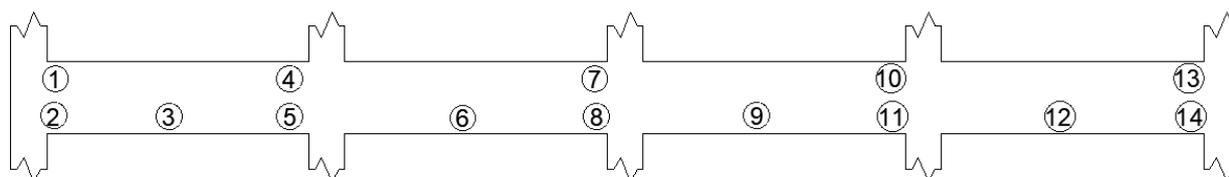


Ilustración 98: Esquema de ubicación de momentos en las vigas de dirección Y

Tabla 57: Refuerzo longitudinal en las vigas de la dirección Y de la planta baja

Planta baja						
Nº	Tramo	Localización	Mu (ton*m)	Refuerzo	As, disp (cm2)	ϕ Mn (Ton*m)
1	Exterior	Apoyo exterior negativo	5.86	3 ϕ 16	6.03	6.20
2		Apoyo exterior positivo	0	2 ϕ 16	4.02	4.23
3		Positivo	3.30	2 ϕ 16	4.02	4.23
4		Apoyo interior negativo	7.38	4 ϕ 16	8.04	8.06
5		Apoyo interior positivo	0	2 ϕ 16	4.02	4.23
6	Interior	Positivo	2.73	2 ϕ 16	4.02	4.23
7		Apoyo interior negativo	5.47	3 ϕ 16	6.03	6.20
8		Apoyo interior positivo	0	2 ϕ 16	4.02	4.23
9	Exterior	Positivo	2.54	2 ϕ 16	4.02	4.23
10		Apoyo exterior negativo	6.9	4 ϕ 16	8.04	8.06
11		Apoyo exterior positivo	0	2 ϕ 16	4.02	4.23
12	Exterior	Positivo	3.19	2 ϕ 16	4.02	4.23
13		Apoyo interior negativo	4.7	3 ϕ 16	6.03	6.20
14		Apoyo interior positivo	0.63	2 ϕ 16	4.02	4.23

Refuerzo longitudinal

Positivo (abajo)	2 ϕ 16
Negativo (arriba)	3 ϕ 16 - 4 ϕ 16

Tabla 58: Tabla 54: Refuerzo longitudinal en las vigas de la dirección Y de la planta cubierta

Cubierta						
Nº	Tramo	Localización	Mu (ton*m)	Refuerzo	As, disp (cm ²)	ϕ Mn (Ton*m)
1	Exterior	Apoyo exterior negativo	2.47	3 ϕ 14	4.62	3.91
2		Apoyo exterior positivo	0	2 ϕ 14	3.08	2.68
3		Positivo	1.36	2 ϕ 14	3.08	2.68
4		Apoyo interior negativo	3.62	3 ϕ 14	4.62	3.91
5		Apoyo interior positivo	0	2 ϕ 14	3.08	2.68
6		Interior	Positivo	1.15	2 ϕ 14	3.08
7	Apoyo interior negativo		2.58	3 ϕ 14	4.62	3.91
8	Apoyo interior positivo		0	2 ϕ 14	3.08	2.68
9	Exterior	Positivo	1.07	2 ϕ 14	3.08	2.68
10		Apoyo exterior negativo	3.31	3 ϕ 14	4.62	3.91
11		Apoyo exterior positivo	0	2 ϕ 14	3.08	2.68
12		Positivo	1.26	2 ϕ 14	3.08	2.68
13	Exterior	Apoyo interior negativo	2.67	3 ϕ 14	4.62	3.91
14		Apoyo interior positivo	0.00	2 ϕ 14	3.08	2.68

Refuerzo longitudinal	
Positivo (abajo)	2 ϕ 14
Negativo (arriba)	3 ϕ 14

Tabla 59: Detallamientos de los ganchos, longitud de anclaje y longitud de empalme para las diferentes varillas

Detallamientos de varillas	ϕ 16	ϕ 14	ϕ 12
Ganchos (cm)	10	9	8
Longitud de anclaje (cm)	30	25	20
Longitud de empalme (cm)	91	80	69

Corte

Tabla 60: Detallamiento por análisis a corte para las vigas en la dirección Y para la planta baja y cubierta

Planta Baja			
Zona de confinamiento			
Lo (cm)	ϕ (mm)	# ramales	S, fin (cm)
70	10	2	7.0

Zona de no confinamiento		
ϕ (mm)	# ramales	S, fin (cm)
10	2	14.0

Cubierta			
Zona de confinamiento			
Lo (cm)	ϕ (mm)	# ramales	S, fin (cm)
60	10	2	6.0

Zona de no confinamiento		
ϕ (mm)	# ramales	S, fin (cm)
10	2	12.0

3.1.2.6.3 Columnas

El diseño empieza revisando condiciones geométricas de la columna a diseñar. Recordando que se diseña la columna interior B4. La columna tiene una sección de 35x35 cm.

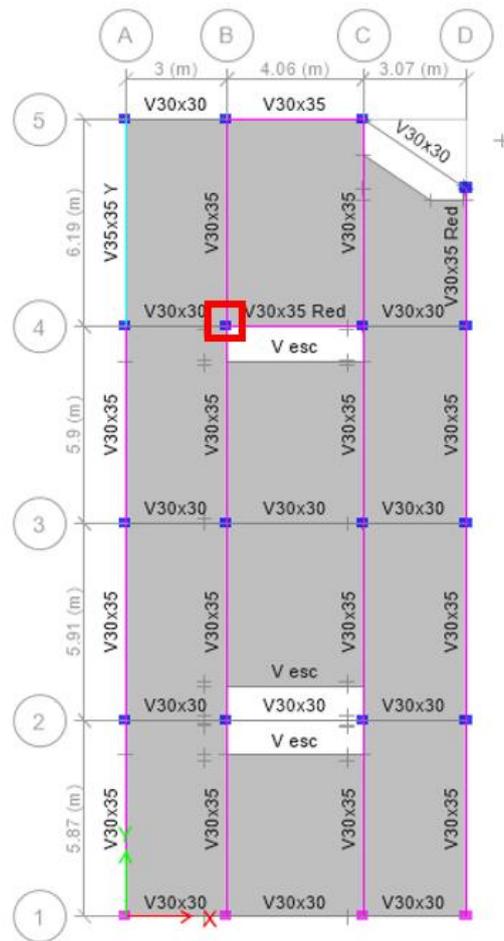


Ilustración 99: Ubicación de la columna diseñada B4 Planta Baja

Se debe comprobar que la carga máxima axial P_u sea mayor o igual a la décima parte del área gruesa de concreto por la resistencia a la compresión del mismo:

$$P_{u,max} \geq \frac{A_g f'_c}{10}$$

Se conoce que la demanda máxima P_u es de 43.93 Ton.

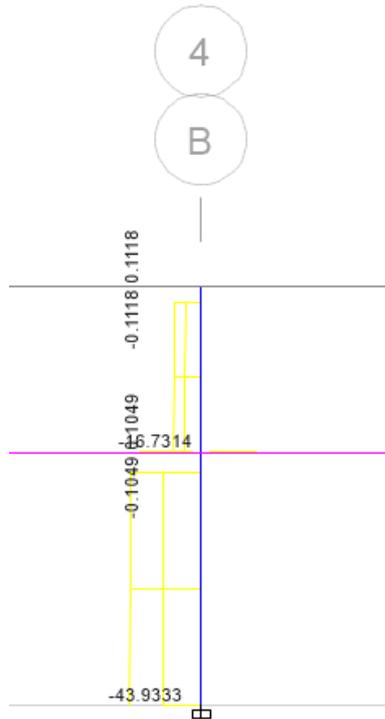


Ilustración 100: Carga máxima axial Pu de la columna B4 Planta Baja

Entonces:

$$43.93 \text{ Ton} \geq \frac{(35 \times 30) * \frac{210}{1000}}{10} \text{ Ton}$$

$$43.93 \text{ Ton} \geq 22.05 \text{ Ton}$$

3.1.2.6.3.1 Diseño a flexo-compresión

El siguiente paso consiste en calcular el refuerzo longitudinal de la columna. Se tienen los siguientes datos de entrada.

Tabla 61: Datos generales de la columna

Datos		
fy	420	Mpa
f'c	21	Mpa
ancho	350	mm
profundidad	350	mm
d	292	mm

Se calcula el acero mínimo y máximo para la sección en base a la cuantía mínima de 0.01 y la cuantía máxima de 0.03 (NEC 2015). Luego, se propone una distribución de armado longitudinal que se encuentre en el rango de acero mínimo y máximo.

Tabla 62: Propuesta de detallamiento para las columnas

Proponer		
φ varilla	16	mm
A varilla	201.06	mm ²
# varillas	8	-
As	1608.5	mm ²

El acero obtenido con esta propuesta cumple los límites de cuantía:

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$0.01 \leq 0.0117 \leq 0.03$$

Tabla 63: Comprobación de los límites de la cuantía

As	1608.5	mm ²
As,min	1225	mm ²
As,max	3675	mm ²
As, def	1608.5	mm ²
ρ	1.31%	

Para determinar si esta distribución de acero longitudinal cumple la demanda de carga axial y flexión en ambas direcciones, se revisa en el programa ETABS.

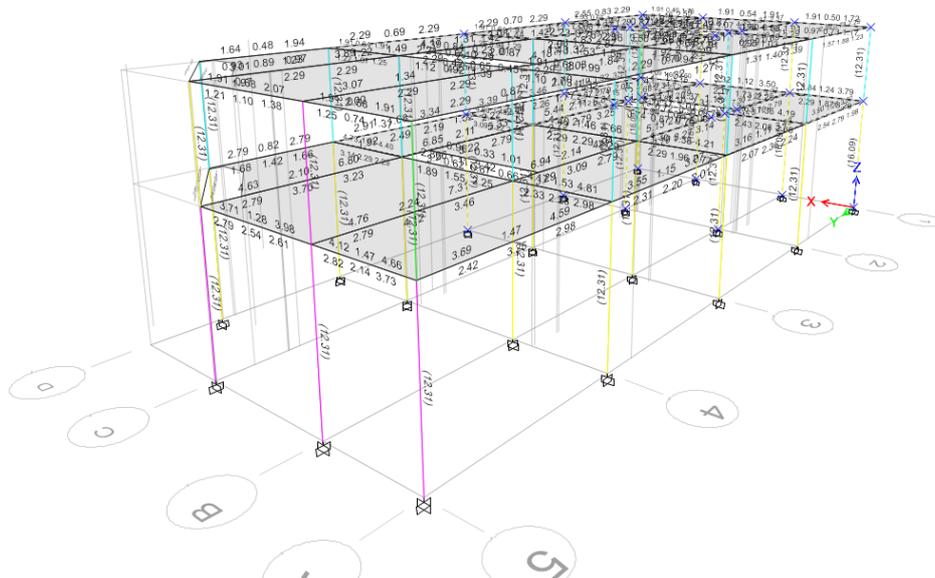


Ilustración 101: Refuerzo requerido para todas las columnas en el análisis estructural en ETBAS

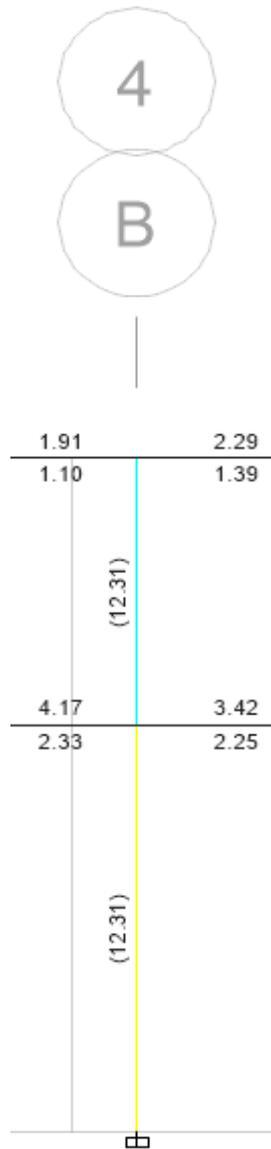


Ilustración 102: Área de refuerzo longitudinal en la columna B4 Planta Baja y Cubierta, ETBAS

Además, se muestra el diagrama de interacción de la sección de la columna.

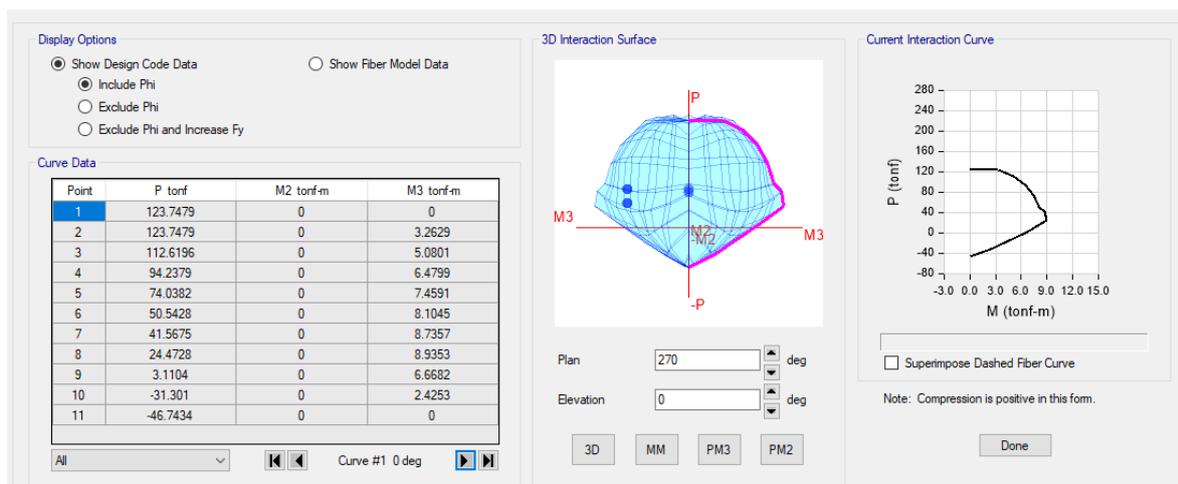


Ilustración 103: Diagrama de interacción de la columna B4

Se comprueba que la demanda máxima de fuerza axial (43.93 Ton) y momento (5.66 Ton*m) quedan dentro del diagrama.

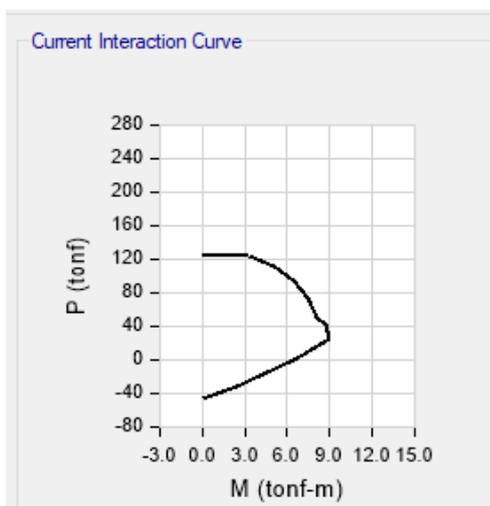


Ilustración 104: Diagrama de interacción P-M33 columna B4

3.1.2.6.3.2 Diseño a corte

Se debe calcular el refuerzo en la zona de confinamiento, para ello se debe calcular L_o (longitud en zona de confinamiento), y la separación máxima (s) en esta zona. Cumpliendo las siguientes condiciones:

$$L_o = \begin{cases} h_c \\ Ln/6 \\ 450 \text{ mm} \end{cases} \quad s_{max} \begin{cases} b_{min}/4 \\ 6d_{b_long} \\ S_o \end{cases}$$

Los siguientes datos fueron necesarios para realizar estos cálculos

Tabla 64: Datos para el diseño a corte

Datos		
f_y	420	Mpa
f'_c	21	Mpa

ancho	350	mm
profundidad	350	mm
d	292	mm
ϕ long	14	mm
Longitud	288	cm
h, viga	35	cm
Ln	253	cm
Ag	1225	cm ²
Ach	729	cm ²
bch	27	cm
hch	27	cm
rec	4	cm

Tabla 65: Refuerzo de confinamiento y separación máxima

Refuerzo de confinamiento		
Lo (cm)	35	45.00
	42.17	
	45	
s, max (cm)	8.75	8
	8.4	
	15.0	

Se debe calcular el refuerzo transversal para confinamiento para secciones cuadradas:

$$A_{sh} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.3(s)(h_c) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \\ 0.09(s)(h_c) \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \end{array} \right\}$$

Donde

h_c = Dimensión del núcleo de la columna, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal

$$h_c = 35 - 2 * 4 = 27 \text{ cm}$$

A_{ch} = Área de la sección transversal, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal

$$A_{ch} = h_c * (35 - 2 * 4)$$

$$A_{ch} = 729 \text{ cm}^2$$

Considerando el espaciamiento $s = 8$ cm, el área requerida de la sección transversal es:

$$A_{sh} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.3(8)(27) \left(\frac{1050}{729} - 1 \right) \left(\frac{210}{4200} \right) = 2.86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Controla} \\ 0.09(8)(27) \left(\frac{210}{4200} \right) = 1.26 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

Se comprueba cuanta área proporcionas estribos $\phi 12$ mm, considerando 3 ramales:

$$A_{sh} = 3 \left(\pi \frac{1.2^2}{4} \right) = 3.39 \text{ cm}^2 > 2.86 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

son satisfactorios. Por lo tanto, en la una longitud de 1.0 m se tendrá estribos $\phi 12$ cada 8 cm.

Se muestra una tabla resumen con los diseños obtenidos:

Tabla 66: Detallamiento del diseño de las columnas

Planta Baja - Cubierta	
Ancho (cm)	35
Profundidad (cm)	35
Refuerzo longitudinal	
Recubrimiento (cm)	4
Lo (cm)	45
Varilla	8 ϕ 16
Ganchos (cm)	10
Longitud de anclaje (cm)	30
Longitud de empalme (cm)	91
Refuerzo transversal	
Varilla	$\phi 12$
# Ramales	3
Zona de confinamiento, s (cm)	7
Zona de no confinamiento, s (cm)	8

3.1.3 Diseño estructural de la cimentación

3.1.3.1 Análisis de cimentación

Las cimentaciones deben ser diseñadas considerando que deben soportar las cargas impartidas desde la estructura de manera satisfactoria. Asegurando que los esfuerzos que sean aplicados no sobrepasen los esfuerzos admisibles del subsuelo durante la aplicación de cargas. Se determina que esta condición se cumpla mediante los estados límites de resistencia (Capacidad de carga) y de servicio (Asentamientos). Se realizará conforme a los requerimientos de las secciones 6 y 7 del capítulo de Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-CM) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015).

3.1.3.2 Estudio Geotécnico del Sitio

Se realizó un estudio geotécnico por parte de la constructora Condelpano en el terreno donde se llevó a cabo la construcción del conjunto La Orquídea I, localizado junto al terreno donde se pretende realizar este proyecto. Por lo que este estudio servirá como guía para el cálculo de la cimentación, no obstante, se recalca que será un cálculo aproximado de lo que se espera sea determinado con un estudio de suelo en el propio terreno donde se pretende la construcción de la Orquídea II. En la sección Anexos se podrá observar el estudio geotécnico completo.

La ubicación de los ensayos SPT, de acuerdo con las coordenadas del estudio, se lo representará en Google Earth, con el fin de tener una idea más acertada de la distribución de estos en el espacio.

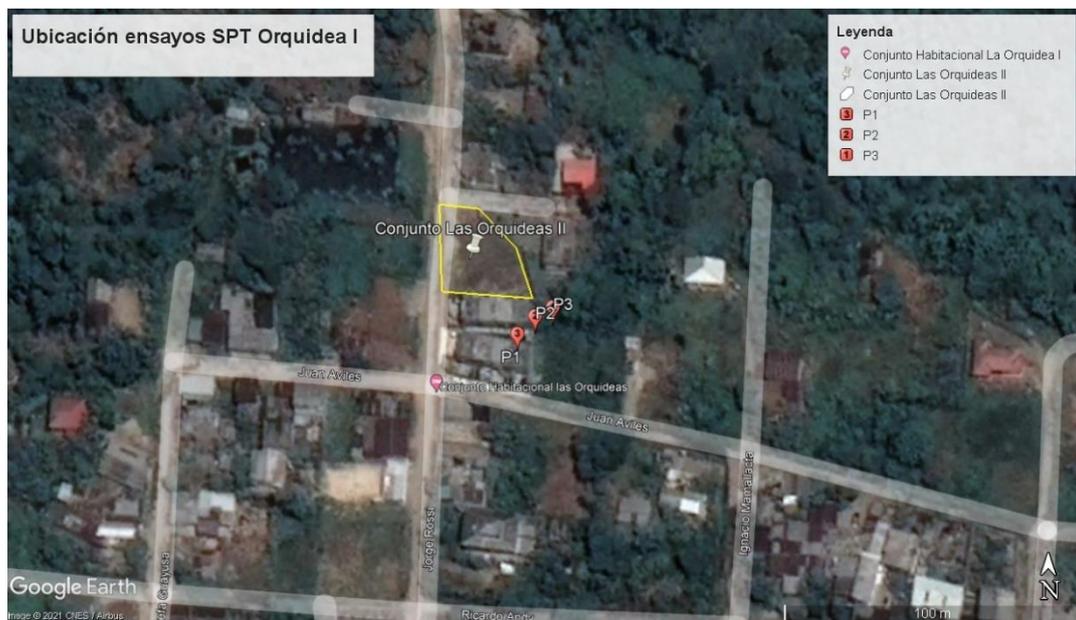


Ilustración 105: Ubicación de los ensayos SPT del estudio geotécnico de la Orquídea I.
(Google Earth, 2021)

3.1.3.1 Condiciones topográficas

Durante una exploración visual al terreno destinado al proyecto, se pudo observar que este no presenta variaciones significativas las de nivel. Y además se encontraba al nivel de la calle frontal a este.



Ilustración 106: Terreno destinado al proyecto.

3.1.3.2 Nivel freático

El nivel freático se evidencio en las tres perforaciones, lo cual representa generalmente un problema en la construcción de la edificación. El nivel promedio del agua está a -0.50 m desde el nivel de la acera.

3.1.3.3 Secuencia estratigráfica

Con los resultados obtenidos en campo y laboratorio de la campaña de exploración geotécnica, se elaboraron perfiles de suelos estratificados, donde se encuentra en su mayoría un tipo de suelo predominante. Recalcando que el perfil presentado corresponde al proyecto La Orquídea I, situado junto al terreno destinado a este proyecto. El suelo con más presencia corresponde al "GC", nombre proveniente al sistema de clasificación SUCS, que significa Grava Arcillosa muy blanda. El suelo CH (Arcilla de alta plasticidad) se registró en la zona media del perfil estratigráfico. Así mismo, se representó la variación del N60 en función de la profundidad junto con el CF (contenido de finos) en porcentaje. El ensayo que refleja el perfil con más cercaría al terreno donde se acentará la estructura, es el S1. Por lo que los paramatros de este perfil serán los utilizzados para el calculo de capacidad de carga y asentamientos.

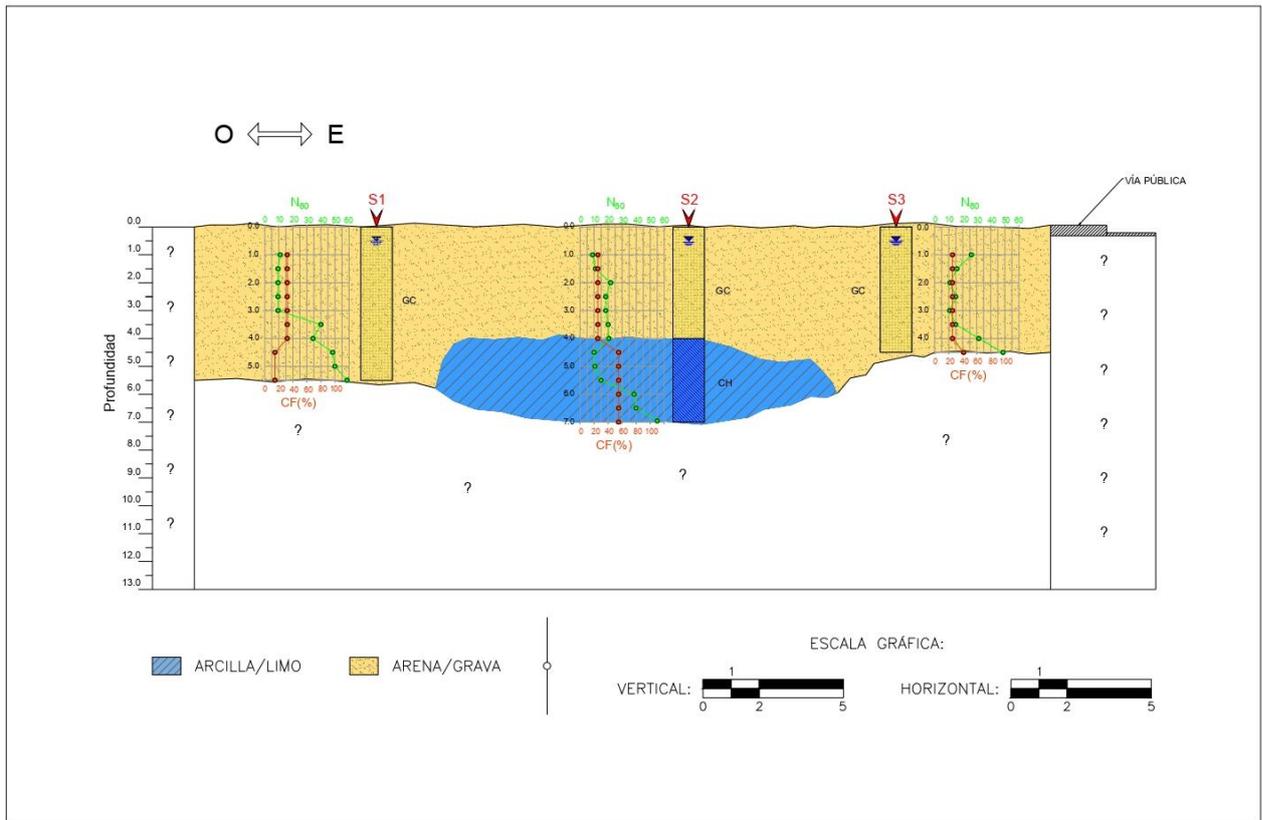


Ilustración 107: Perfil estratigráfico de la Orquídea I. (Gordillo & Proaño, 2021)

3.1.3.4 Resistencia al esfuerzo cortante

Para determinar la resistencia al esfuerzo cortante, como el ángulo de fricción interna (ϕ), en suelos granulares se han establecido correlaciones a partir del número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT), por ejemplo, el método propuesto por Peck (1974), utilizando la ecuación:

$$\phi = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054(N_{60})^2$$

Tabla 67: Número de golpes y estandarización al N60 a diferentes profundidades, junto con el ángulo de fricción estimado por Peck (1974)

Profundidad (m)	SPT		ϕ
	N	N ₆₀	
0.5 - 1	4	10	-
1 - 1.5	2	9	-
1.5 - 2	2	9	29.76
2 - 2.5	2	9	29.76
2.5 - 3	3	9	29.76
3 - 3.5	64	40	38.24

3.5 – 4	53	34	36.68
4 – 4.5	80	48	40.26
4.5 – 5	85	50	40.75
5 – 5.5	100	58	42.68

3.1.3.5 Análisis de capacidad de carga

La capacidad de carga es uno de los criterios de diseño geotécnico de la cimentación dónde permite analizar si el suelo subyacente tiene la resistencia suficiente para soportar la carga transmitida por la cimentación. Se puede definir como capacidad de carga a la carga por unidad de área que se genera en la parte baja de la fundación dónde el cual se produce la falla por corte.

La metodología usada para esta sección será la correspondiente al libro de Braja M. Das. (2011) Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición, usando la ecuación de (Meyerhof, 1974; Meyerhof y Hanna, 1978).

$$q_u = q_u + (q_b - q_t) \left(\frac{H}{D} \right)^2 \geq q_t$$

Donde:

D = Profundidad de la superficie de falla debajo de la cimentación en el lecho grueso del estrato superior del suelo más débil.

qt = Capacidad de carga última en el lecho grueso del estrato de suelo superior

qb = capacidad de carga última en un lecho grueso del estrato de suelo inferior.

$$q_t = C_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

$$q_b = C_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_2 D_f N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)}$$

$N_{c(1)}, N_{q(1)}, N_{\gamma(1)}$: Factores de capacidad de carga correspondientes al ángulo de fricción del suelo

$F_{cs(1)}, F_{qs(1)}, F_{\gamma s(1)}$: Factores de forma correspondiente al ángulo de fricción del suelo

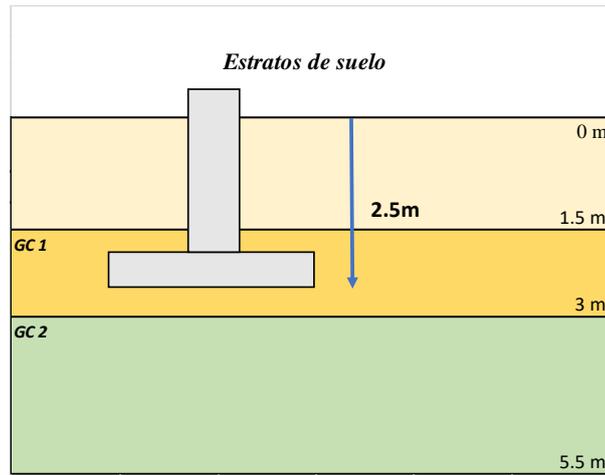


Ilustración 108: Esquema del cálculo de la capacidad de carga de la cimentación. Suelo débil sobre suelo fuerte.

Muestra		Clasificación SUCS		SPT		Esfuerzo ef a la mitad del estrato			B	L	Df	H	D	Factores de capacidad de carga de Meyerhof			Factores de forma			Factores de profundidad			Factores de inclinación			qt	qb	Capacidad última	Factor de seguridad	Capacidad admisible									
#	Profundidad (m)	Código	Descripción	N	N60	cu	σ' (T/m2)	ϕ (N60 Perk)	ϕ Ponderado	m	m	m	m	m	Nc	Nq	Ny	Fcs	Fqs	Fys	Fcd	Fqd	Fyd	Fci	Fqi	Fyi	Ton/m2	Ton/m2	Ton/m2			Ton/m2							
1	0.5 1	GC	Grava arcillosa muy blanda color café claro	4	10	0	0.80	-	-	1.5	1.5	2.5	0.5	1.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-						
2	1 1.5	GC	Grava arcillosa muy blanda color café claro	2	9	0		-	-						-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
3	1.5 2	GC	Grava arcillosa muy blanda color café claro	2	9	0	1.50	29.76	29.76						-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
4	2 2.5	GC	Grava arcillosa muy blanda color café claro	2	9	0		29.76							29.76	29.562	17.900	21.610	1.61	1.57	0.60	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	56.17	-	-	-	-	-	-	
5	2.5 3	GC	Grava arcillosa muy blanda color café claro	3	9	0		29.76							29.76	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	3 3.5	GC	Grava arcillosa muy blanda color café claro	64	40	0	2.30	38.24	39.72						-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
7	3.5 4	GC	Grava arcillosa muy blanda color café claro	53	34	0		36.68							36.68	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	4 4.5	GC	Grava arcillosa muy blanda color café claro	80	48	0		40.26							40.26	73.127	61.755	104.275	1.84	1.83	0.60	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	327.37	-	-	-	-	-	
9	4.5 5	GC	Grava arcillosa muy blanda color café claro	85	50	0		40.75							40.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	5 5.5	GC	Grava arcillosa muy blanda color café claro	100	58	0		42.68							42.68	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
																											86.30	3.00	28.77										

Ilustración 109: Metodología del cálculo de la capacidad última y la capacidad admisible del suelo.

3.1.3.5.1 Resultados de la capacidad de carga

Los resultados del análisis de la capacidad de carga se presentarán a continuación

Tabla 68: Resultados del análisis por capacidad de carga

Parametro	Resultado	Unidad
B	1.5	m
L	1.5	m
Df	2.5	m
H	0.5	m
D	1.5	m
qt	56.17	Ton/m ²
qb	327.37	Ton/m ²
qu	86.30	Ton/m ²
FS	3	-
qadm	28.77	Ton/m ²

3.1.3.6 Esfuerzo de contacto

Corresponde a la fuerza de contacto por unidad de área (esfuerzo) transmitida desde el fondo de la cimentación al suelo. El cual se representa por la ecuación:

$$q = \frac{P + W_f}{A} - u_D$$

Donde

q = Esfuerzo de contacto

P = Fuerza o carga aplicada

W_f = Peso propio de la cimentación

A = Área de la cimentación

u_D = Presión de poros en la base de la cimentación

Se denotará la presión de poros con un valor de cero, para fines de una estimación más conservadora en el diseño.

Tabla 69: Esfuerzo de contacto bajo la cimentación.

Esfuerzo de contacto

P	W_f	u_d	q
Ton	Ton	Ton/m ²	Ton/m ²
30.84	6.89	0.00	25.15

La capacidad admisible del suelo fue de 28.77 Ton/m², mientras que el esfuerzo de contacto igual a 25.15 Ton/m², por lo tanto, la zapata es apta por el criterio de estos parámetros.

3.1.3.7 Diseño estructural zapatas aisladas

El diseño de la zapata aislada se lo realizará mediante el diseño a flexión, ya que la zapata no requiere estribos, si no que su propia estructura de hormigón es capaz de resistir al corte. Recalcando que igual se comprobará que la estructura sea apta para soportar el cortante unidireccional y bidireccional.

Las combinaciones de carga a utilizar para el predimensionamiento de acuerdo con los parámetros del suelo serán las de servicio: carga muerta más carga viva (D+L) y carga muerta, viva y sismo (D+L+S). Obtenidas previamente del análisis en el software estructural.

Se realizará el diseño de tres tipos de plintos: un esquinero, uno de borde y uno para el centro. Con la combinación de cargas más críticas para cada caso. Se evidenciará el cálculo para un plinto central, debido a que es el que requiere mayor peralte, y los cálculos de los demás se encontrará en la sección *Anexos*.

El plinto central a analizar será el que corresponde al nombre único "53" proporcionado por el software. Localizado en la grilla en la intersección C3.

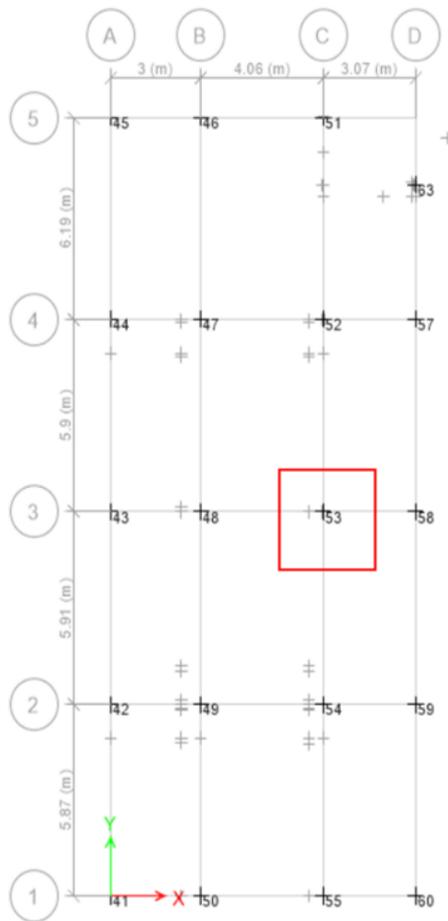


Ilustración 110: Vista de los puntos de la cimentación con los nombres únicos proporcionados por Etabs y la selección del plinto a analizar.

Se extraerá las reacciones en la base mediante la opción de tabla de resultados que proporciona Etabs, y se lo exportará en una tabla de Excel para un mejor manejo de los datos. Se observa las cargas del plinto central donde las subrayadas, corresponderán a la carga que genera mayor demanda en el plinto.

Tabla 70: Resultados de la carga axial, momentos en X y Y del software ETABS en el plinto analizado

Unique Name	Output Case	FZ	MX	MY
53	Dead	<u>30.8414</u>	<u>0.0301</u>	<u>-0.0972</u>
53	Live	<u>6.2141</u>	<u>0.0097</u>	<u>-0.0261</u>
53	Sx Sy (Envolvente geotecnia)	-0.0449	5.5667	-0.0402
53	Sx Sy (Envolvente geotecnia)	<u>-2.1807</u>	<u>0.0234</u>	<u>-5.5539</u>

Realizando las combinaciones de carga, se obtiene la siguiente tabla para el diseño.

Tabla 71: Combinaciones de carga para el diseño

Elaborado por: DEVB			Envoltente Sx,Sy	Servicio		Diseño	
Cargas de diseño	Carga muerta	Carga viva	Carga sísmica	D+L	D+L+S	1,2D+1,6L	1,2D+1L+1S
P (t)	30.84	6.21	2.18	37.06	39.24	46.95	45.40
Mx (t.m)	0.03	0.01	0.02	0.04	0.06	0.05	0.07
My (t.m)	0.10	0.03	5.55	0.12	5.68	0.16	5.70

3.1.3.7.1 Parámetros de diseño y predimensionamiento

El recubrimiento de acuerdo con la NEC es de 3 in = 7.5cm, lo cual se adoptará en el diseño. Además de los siguientes parámetros para el predimensionamiento.

Tabla 72: Parametros de diseño

Parámetros de diseño		
Esfuerzo admisible	28	t/m ²
f'c	21	Mpa
e (Columna)	0.35	m
f (Columna)	0.35	m
d	0.270	m
Recubrimiento	0.075	m
Posición columna	interior	

Tabla 73: Predimensionamiento y comprobación del área necesaria con la colocada

Predimensionamiento		
Área Nece	1.89	m ²
B=L Nece	1.38	m ²
B	1.50	m
L	1.50	m
Área Colo (m ²)	2.25	Ok predimensionamiento

3.1.3.7.2 Comprobación de esfuerzos

Se comprobará que los esfuerzos bajo el plinto no sobrepasen al esfuerzo admisible del suelo.

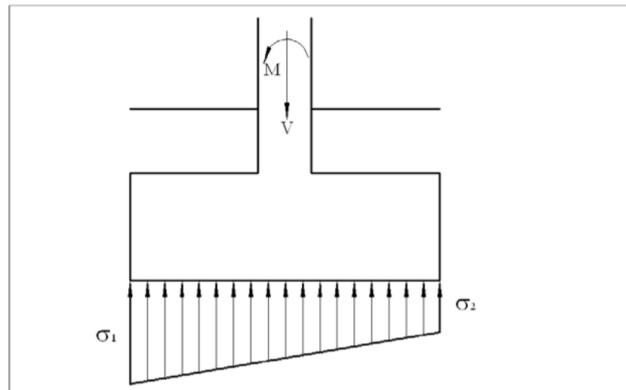


Ilustración 111: Esquema de esfuerzos bajo una zapata.

$$\sigma_L = \frac{P}{(B)(L)} \pm \frac{6(Mx)}{(B)(L^2)} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_B = \frac{P}{(B)(L)} \pm \frac{6(My)}{(L)(B^2)} \leq \sigma_{adm}$$

P: Carga axial

σ_L o σ_B : Esfuerzo en el lado L o B de la cimentación

σ_{adm} : Esfuerzo admisible del suelo

B: Ancho de la cimentación

L: Longitud de la cimentación

Mx o My: Momentos en x y y

Tabla 74: Comprobación de los esfuerzos en el suelo para las diferentes combinaciones

Comprobación de esfuerzos del suelo				
Esfuerzos	D+L		D+L+S	
	Esf B1	16.97	Ok Esfuerzo	8.07
Esf B2	17.41	Ok Esfuerzo	28.26	Ok Esfuerzo
Esf L1	17.12	Ok Esfuerzo	18.05	Ok Esfuerzo
Esf L2	17.26	Ok Esfuerzo	18.28	Ok Esfuerzo

3.1.3.7.3 Corte Unidireccional

Se comprobará el corte unidireccional con las combinaciones de diseño. El peralte “d” debe ser el suficiente para soportar el corte. Y se debe cumplir que:

$$v_{cu} \geq v_{uu}$$

1.10.1 Corte unidireccional

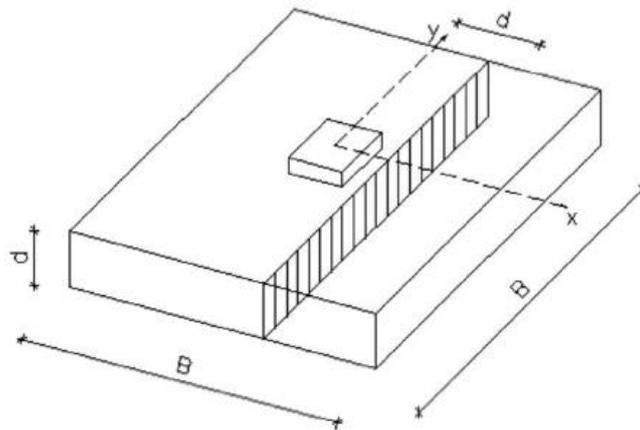


Ilustración 112: Sección crítica para corte unidireccional, NEC 2015

$$v_{cu} = 0.17\sqrt{f'c}$$

$$v_{uu} = \frac{V_{uu}}{\phi A_u}$$

v_{cu} = Esfuerzo unidireccional que resiste el hormigón

v_{uu} = Esfuerzo unidireccional último

V_{uu} = Fuerza resultante de los esfuerzos en la zona exterior a la sección crítica

A_u = Area crítica para el corte unidireccional

Tabla 75: Resultados del corte unidireccional en el plinto

Corte unidireccional		
Calculos	1,2D+1,6L	1,2D+1L+1S
Esf B1	21.31	10.78
Esf B2	21.87	31.03
Esf L1	21.50	20.78
Esf L2	21.68	21.03
y B	21.76	26.91
Vu B (t)	9.98	13.25
Vc B (t)	23.66	23.66
Cumple corte B ?	Cumple	Cumple
y L	21.65	20.98
Vu L (t)	9.91	9.61
Vc L (t)	23.66	23.66
Cumple corte L ?	Cumple	Cumple

3.1.3.7.4 Corte Bidireccional

Se refiere al corte por punzonamiento de la columna sobre el plinto. En la siguiente imagen, se puede evidenciar la zona crítica de este efecto.

1.10.2 Corte bidireccional

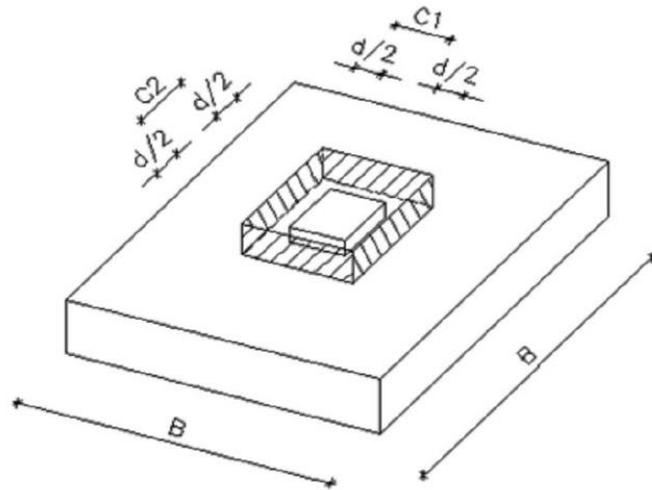


Ilustración 113: Sección crítica para el corte bidireccional. (NEC, 2015)

El esfuerzo bidireccional crítico v_{cb} cumplirá con la siguiente desigualdad y será el menor valor de las tres ecuaciones mostradas a continuación de acuerdo con la NEC.

$$v_{cb} \geq v_{ub}$$

- 1 $0.33\lambda\sqrt{f'c}$
- 2 $0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'c}$

$$\beta = \frac{\text{lado largo de la columna}}{\text{lado corto de la columna}}$$

- 3 $0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'c}$

b_o = Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas

Columna interior $\alpha_s = 0.40$

Columna de borde $\alpha_s = 0.30$

Columna de esquina $\alpha_s = 0.20$

λ = Valor de 1 para hormigón normal

Ilustración 114: Expresiones para el corte bidireccional crítico. (NEC, 2015)

Corte bidireccional		
Calculos	1,2D+1,6L	1,2D+1L+1S
Esf prom B	21.59	20.90
Esf prom L	21.59	20.90
Vu B (t)	38.65	37.37
Vu L (t)	38.65	37.37
Vc (t)	39.03	

¿Cumple corte?	Cumple	Cumple
----------------	--------	--------

3.1.3.7.5 Aplastamiento

La resistencia de aplastamiento sobre la columna es $0.85 f'c \phi \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ donde:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \text{ (Se asume valor máximo de 2)}$$

A_1 = Area cargada (Area de la columna)

A_2 = Area de soporte (Area de la zapata)

$\phi = 0.65$ para columnas estribadas

$\phi = 0.70$ para columnas zunchadas

Se debe cumplir que la resistencia del plinto sea mayor a la de la columna.

Tabla 76: Revisión del parámetro aplastamiento

Revisión de aplastamiento	
Coficiente	2
Resistencia de plinto	23.21
Resistencia de columna	11.60
¿Cumple aplastamiento?	Cumple aplastamiento

3.1.3.7.6 Diseño de flexión

Se estimará el peralte efectivo a partir del momento que recibe la cimentación. Tanto en el lado B como en el lado L de la misma. Mediante la ecuación del ACI.

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{0.145 f'c L}}$$

Así mismo, el área de acero requerido.

$$As = \frac{30Mu}{d}$$

La longitud de desarrollo

$$l_d = \left(\frac{fy \Psi_t \Psi_e \lambda}{1.4 \sqrt{f'c}} \right) d_b$$

Tabla 77: Diseño a flexión del plinto

Diseño de flexión	
1,2D+1,6L	1,2D+1L+1S

y B	21.66	Y L	21.61	y B	23.27	Y L	20.93
Mu B (t.m)	5.41	Mu L (t.m)	5.37	Mu B (t.m)	7.05	Mu L (t.m)	5.21
d Nece (cm)	10.99	d Nece (cm)	10.95	d Nece (cm)	12.55	d Nece (cm)	10.78
¿Cumple d?	Ok peralte						
At B (cm2)	6.01	At L (cm2)	5.97	At B (cm2)	7.84	At L (cm2)	5.78
Diámetro de varilla (mm)	12						
Cantidad de varillas	5	Cantidad de varillas	5	Cantidad de varillas	7	Cantidad de varillas	5
Separación de varillas (cm)	31	Separación de varillas (cm)	32	Separación de varillas (cm)	23	Separación de varillas (cm)	33
	Requier e patas		Requier e patas		Requier e patas		Requier e patas

Tabla 78: Detallamiento del diseño a flexión

Resumen del Detalle del Diseño de plintos	
B (m)	1,50
L (m)	1,50
H (m)	0,345
Varillas Eje X	
Diámetro de varilla (mm)	12
Cantidad de varillas	7
Separación de varillas (cm)	23
Varillas Eje Y	
Diámetro de varilla (mm)	12
Cantidad de varillas	5
Separación de varillas (cm)	33

3.1.3.8 Análisis de la cimentación en SAFE

3.1.3.8.1 Definición de materiales

Se realizará la especificación de los materiales a utilizar en el programa. Estos serán el hormigón de resistencia 210 Kg/cm² y el acero de 4200 kg/cm².

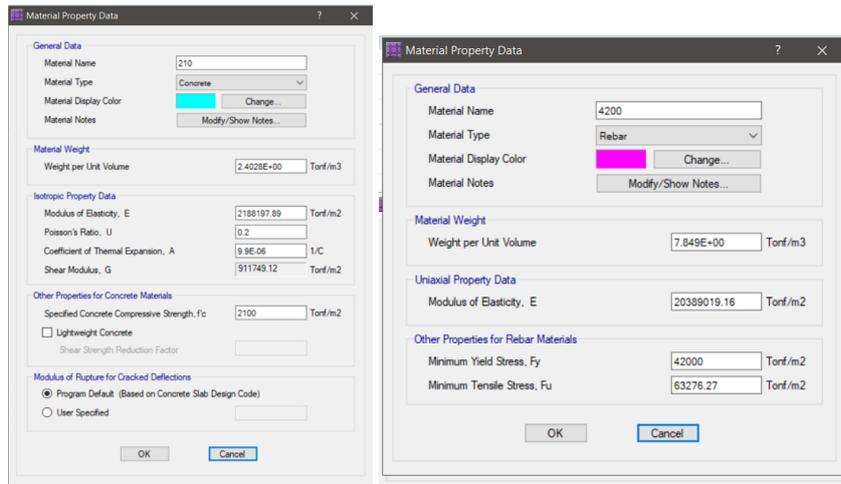


Ilustración 115: Definición de los materiales en SAFE.

3.1.3.8.2 Recubrimiento

De igual manera, el ingreso del recubrimiento del plinto de acuerdo con la normativa ecuatoriana que será de 7.5cm

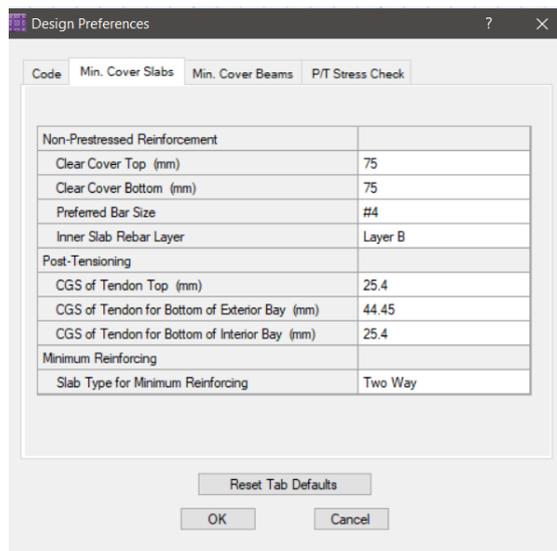


Ilustración 116: Recubrimiento superior e inferior de la zapata en SAFE

3.1.3.8.3 Espesor del plinto y dibujo en planta

Luego del diseño estructural, todos los plintos serán de espesor 35cm. Esto debido a que a que la diferencia entre el espesor del modelo central con el esquinero y borde, no denotaran una diferencia significativa como para que constructivamente se deban realizar diferentes encofrados para cada plinto. Por lo que en el programa se ingresará un Plinto modelo del espesor mencionado.

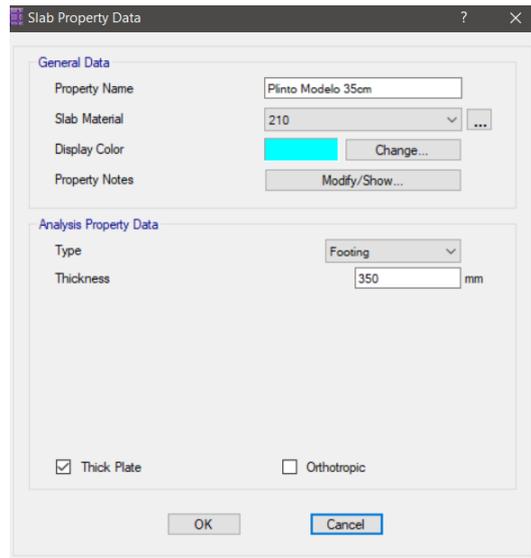


Ilustración 117: Propiedades del plinto

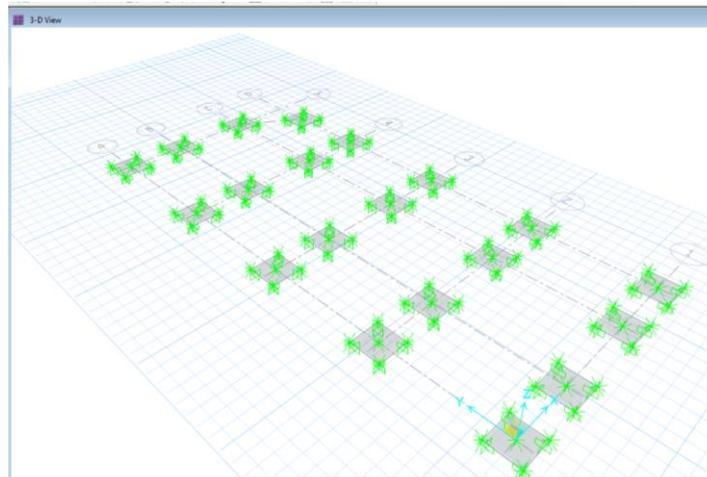


Ilustración 118: Vista de la configuración de los plintos en planta en SAFE

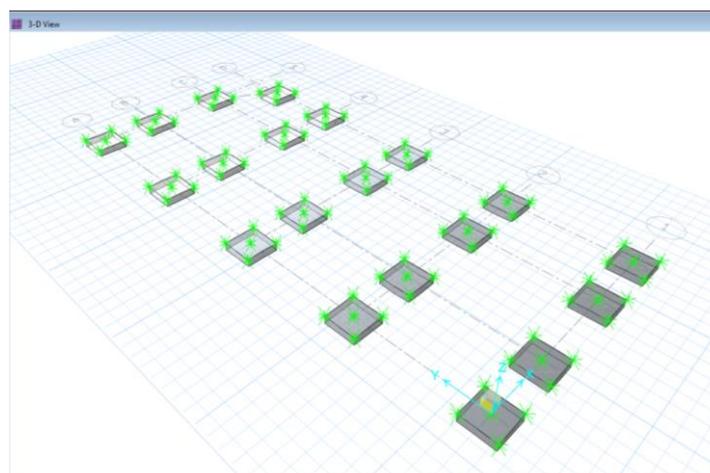


Ilustración 119: Vista extruida 3D de los plintos en SAFE

3.1.3.8.4 Definición del coeficiente de balasto e ingreso en SAFE

Se usará el coeficiente de balasto propuesto por Terzaghi (1955). Donde, para el suelo del proyecto que posee un q_{adm} de $28T/m^2$, el valor del coeficiente será de 3.2 Kg/cm^3 , que equivale a 3200 T/m^3 . Valor que será ingresado en el programa para el análisis correspondiente.

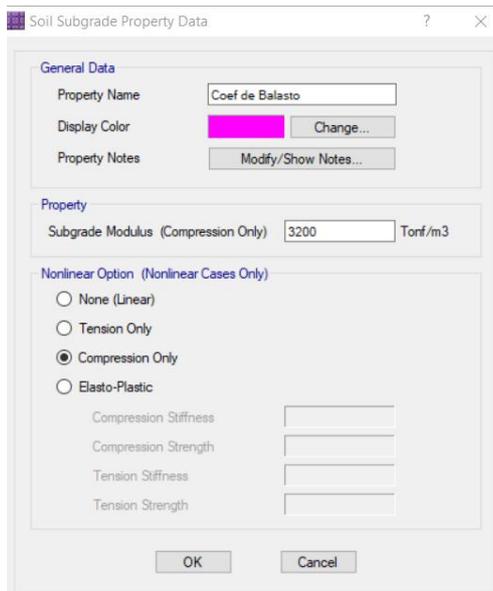


Ilustración 120: Definición del coeficiente de balasto.

3.1.3.8.5 Presiones en el suelo debido a las combinaciones de carga y análisis de resultados

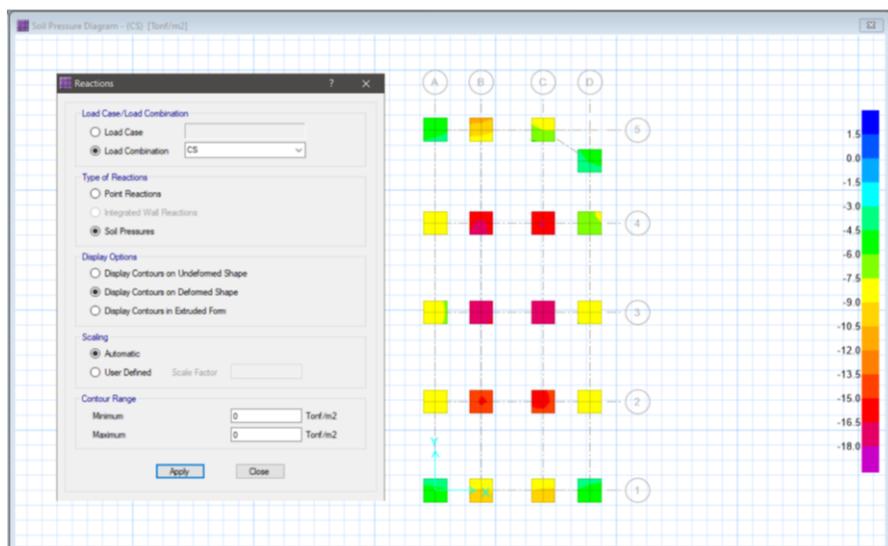


Ilustración 121: Presiones en el suelo debido a la carga de servicio (D+L)

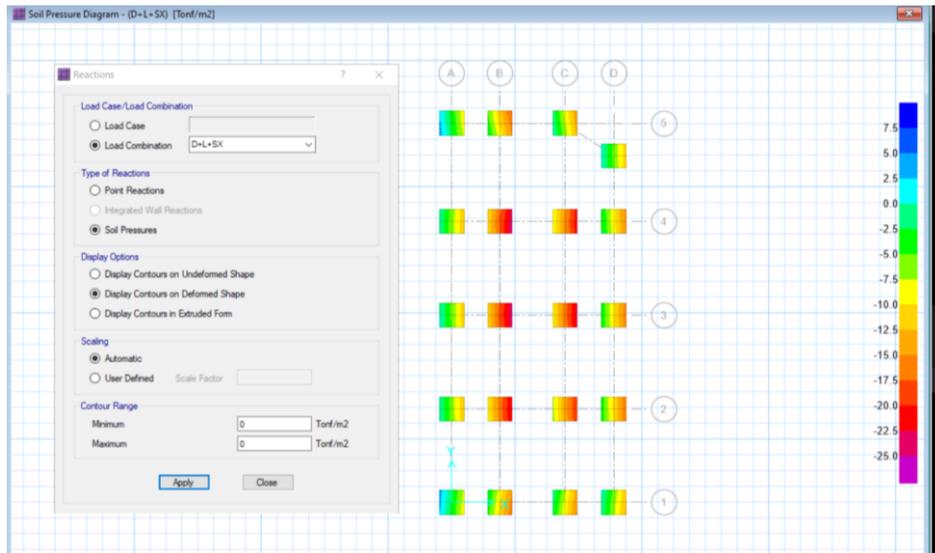


Ilustración 122: Presiones en el suelo debido a la combinación D+L+Sx

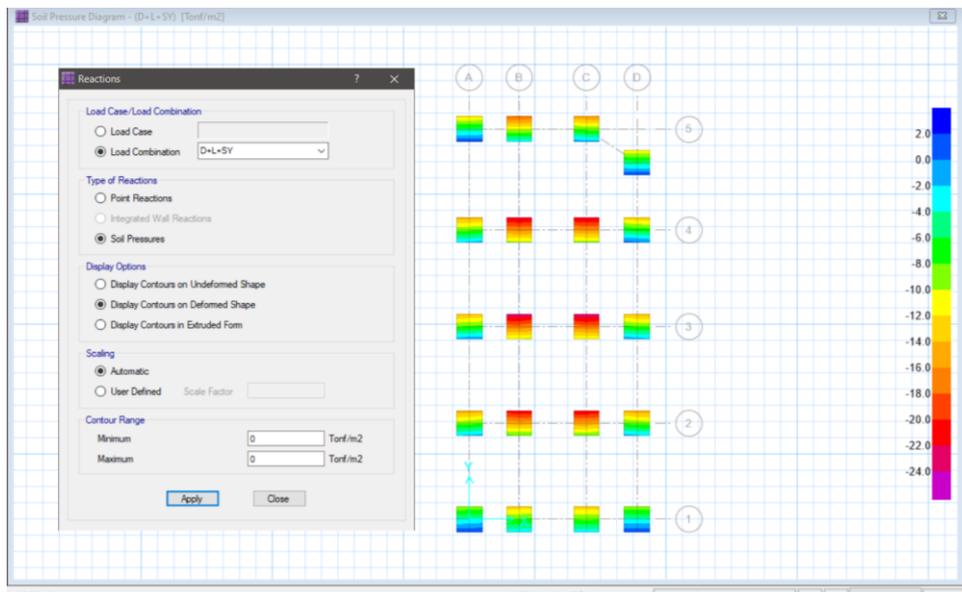


Ilustración 123: Presiones en el suelo debido a la combinación D+L+Sy

Se mostrará una tabla de resultados para los valores máximos de cada combinación.

Tabla 79: Resultados del valor máximo de presión en la cimentación debido a cada combinación de carga.

Combinación	Valor máximo (T/m2)
D+L	17.71
D+L+Sx	24.11

D+L+Sy	23.88
--------	-------

En las diferentes combinaciones de carga no se sobrepasó la capacidad admisible del suelo de 29 T/m². Esto quiere decir que por capacidad de carga todos los plintos cumplen de manera satisfactoria.

3.1.3.8.6 Asentamientos por carga de servicio

Se observará los asentamientos de los plintos en el programa en unidades de milímetros. De igual manera, para las diferentes combinaciones.

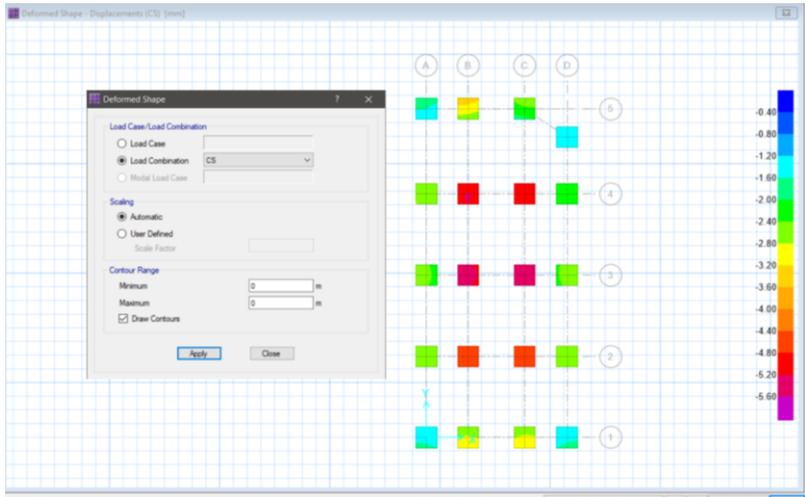


Ilustración 124: Asentamientos debido a la combinación D+L.

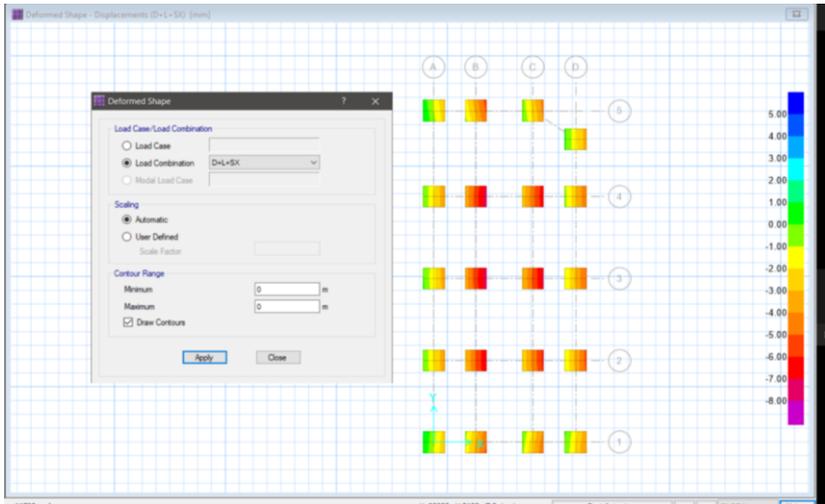


Ilustración 125: Asentamientos debido a la combinación D+L+Sx.

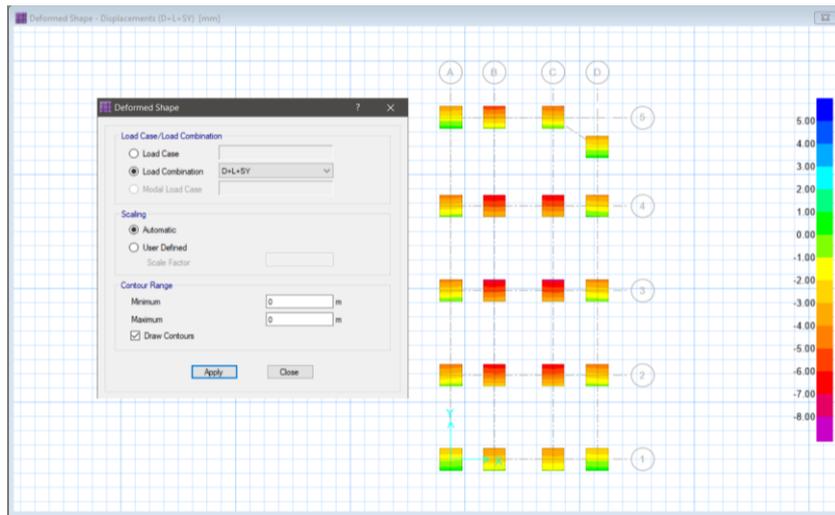


Ilustración 126: Asentamientos debido a la combinación D+L+Sy.

A continuación, se hará una comparativa de los resultados obtenidos.

Tabla 80: Resumen de los asentamientos para cada combinación de carga

Combinación	Valor máximo asentamiento (mm)
D+L	5.54
D+L+Sx	7.54
D+L+Sy	7.46

Se evidencia que para ninguna de las combinaciones de carga se obtuvo un valor superior a 1cm de asentamiento. Por lo que se concluye que la cimentación es apta por el criterio de asentamientos.

3.1.3.8.7 Comprobación del corte bidireccional o punzonamiento

Se realizará la comprobación del corte bidireccional o punzonamiento, en el software con las combinaciones de diseño, siendo éstas $1.2D+1.6L$, $1.2D+L+Sx$ y $1.2D+L+Sy$. Primero se definirá dichos combos en el programa.

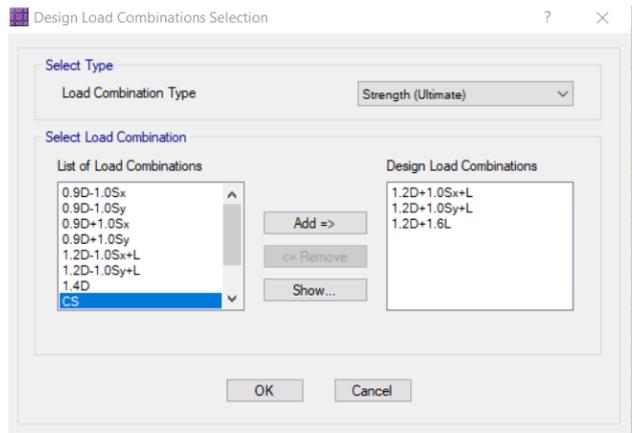


Ilustración 127: Definición de combos para la comprobación por punzonamiento.

Se observará la resistencia por punzonamiento. Como el valor corresponde a la relación Demanda/Resistencia, entonces todos los valores se esperan sean menores a 1.

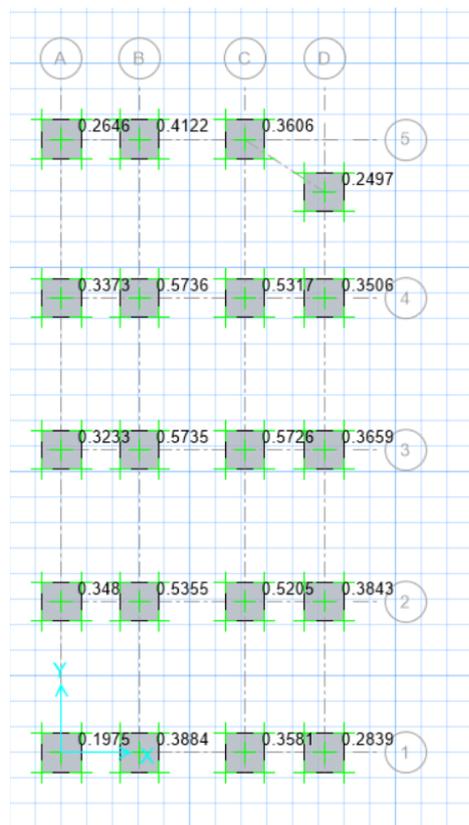


Ilustración 128: Resultados del análisis por punzonamiento en SAFE.

Todos los plintos poseen un valor menor a 1, por lo que cumplen la relación antes mencionada. Se concluye que los plintos son aptos para el criterio de punzonamiento.

3.2 Especificaciones técnicas

Se presentará el listado de las especificaciones técnicas para la construcción del proyecto y el detalle de los elementos estructurales. Los planos se localizarán en la sección Anexos.

- Se utilizará un hormigón de 210 kg/cm^3 en los elementos estructurales de la edificación
- El acero de refuerzo poseerá un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- El recubrimiento en vigas y columnas será de 4cm
- Para la losa y nervios el recubrimiento será de 2cm
- En los miembros de contacto directo con el suelo, el recubrimiento será de 7.5cm

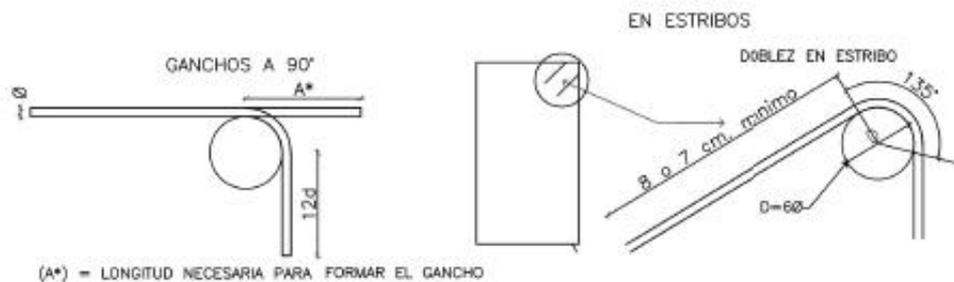


Ilustración 129: Doblado de ganchos

3.2.1 Detalles del Diseño

3.2.1.1 Cimentación

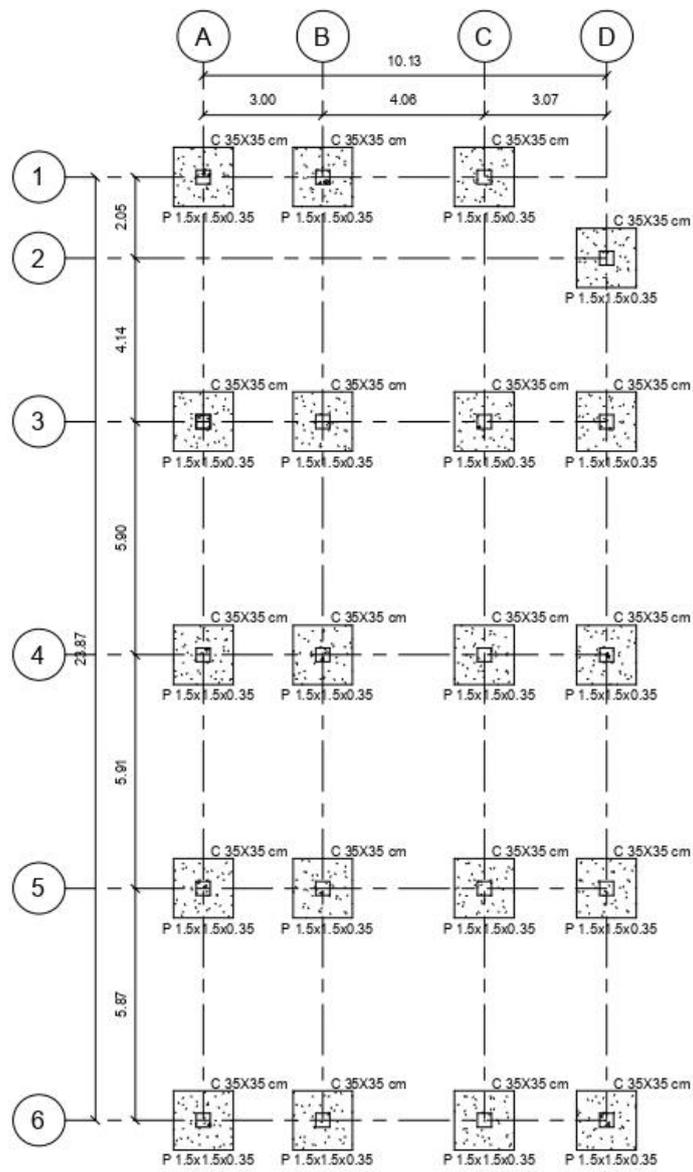


Ilustración 130: Implantación de la cimentación

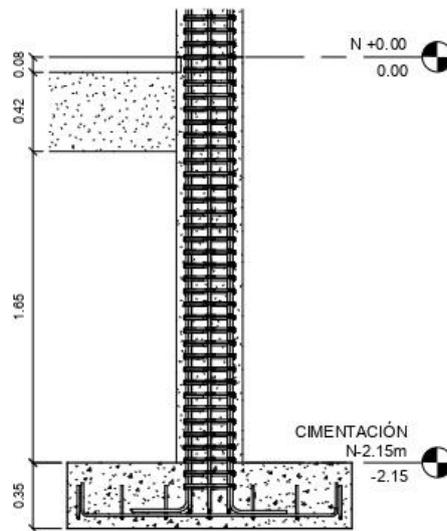


Ilustración 131: Detalle cimentación

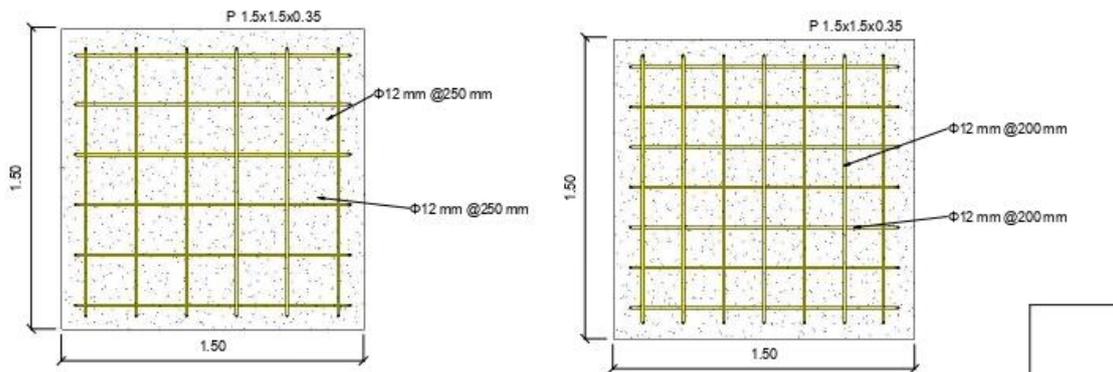


Ilustración 132: Detalle en planta de los pilotes de borde y de los pilotes centrales respectivamente

3.2.1.2 Riostras

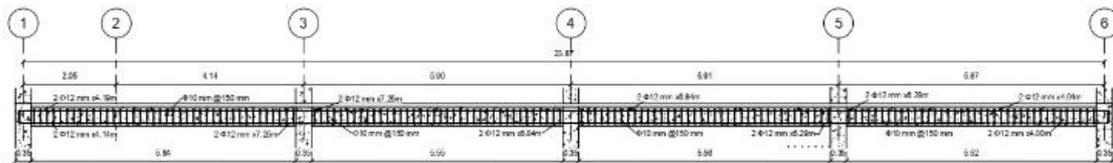


Ilustración 133: Riostras Ejes A, B y C

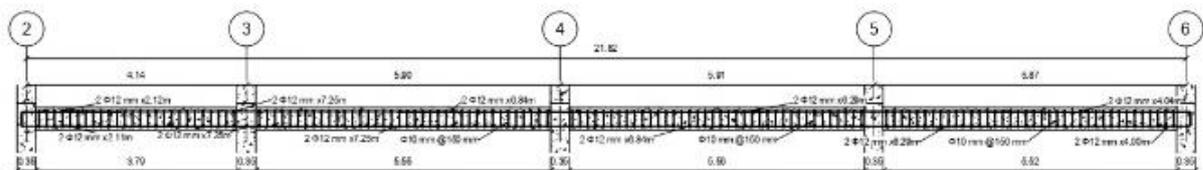


Ilustración 134: Riostras Eje D

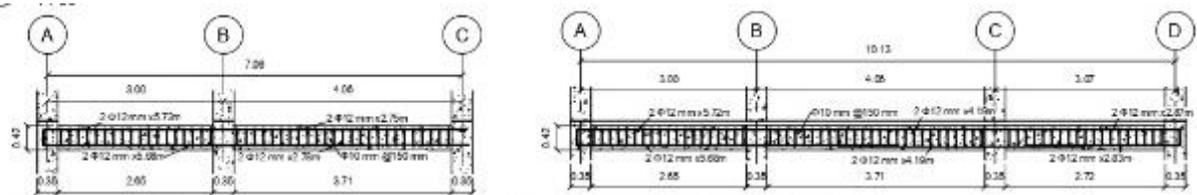


Ilustración 135: Riostras Eje 1 y Riostras Ejes 3,4,5 y 6 respectivamente

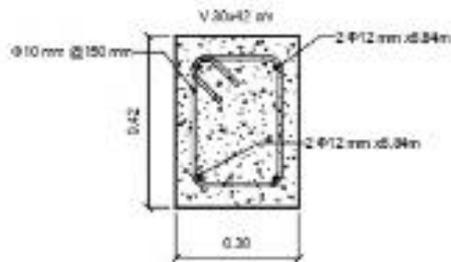


Ilustración 136: Riostra 30x42cm

3.2.1.3 Losa

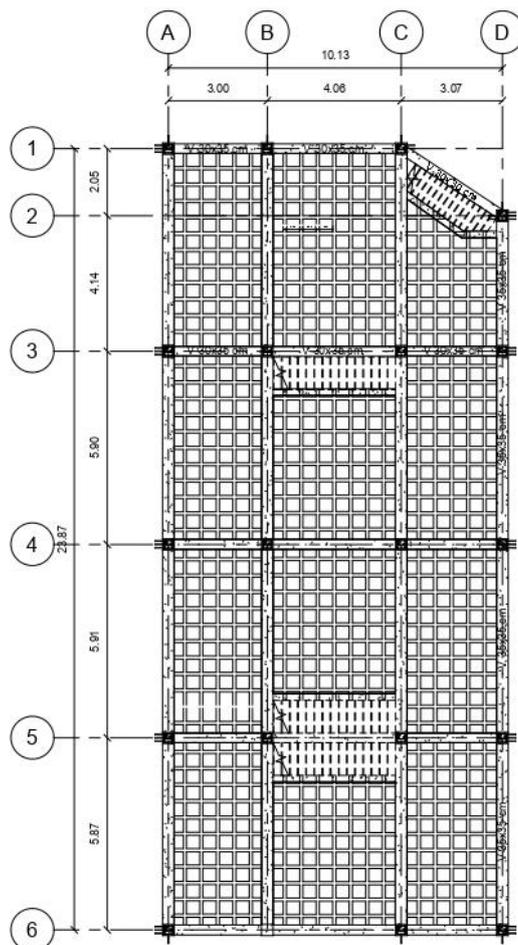


Ilustración 137: Vista de la Losa N. +2.88

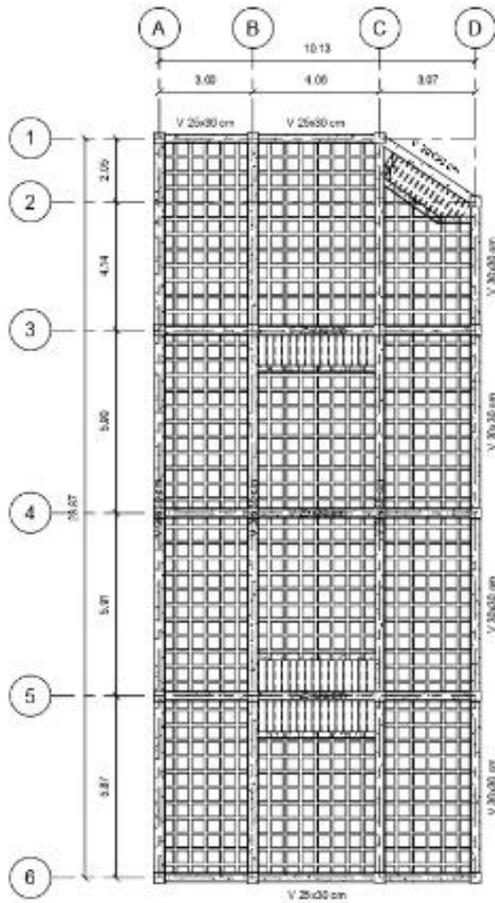


Ilustración 138: Vista de la Losa N. +5.76

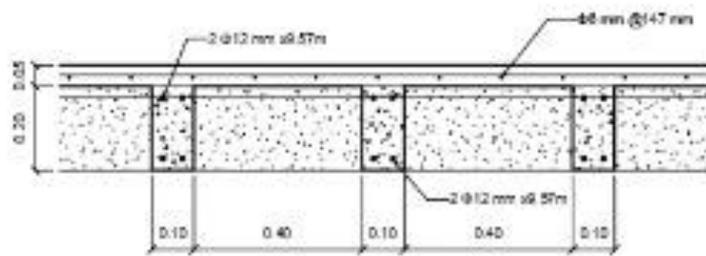


Ilustración 139: Corte Losa Nv. +2.88

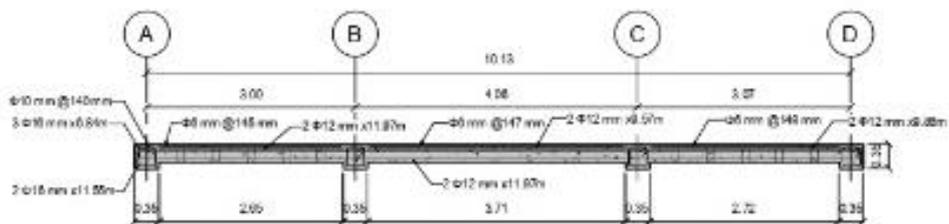


Ilustración 140: Nervios - Dirección X

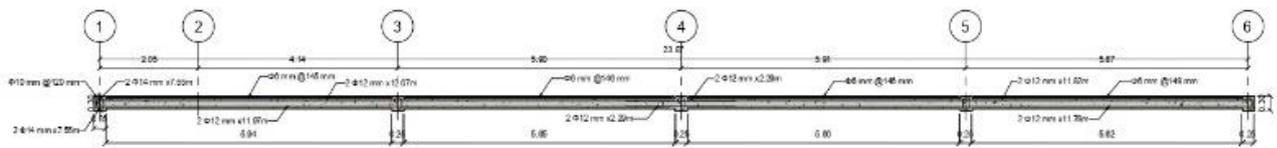


Ilustración 141: Nervios Dirección Y

3.2.1.4 Vigas

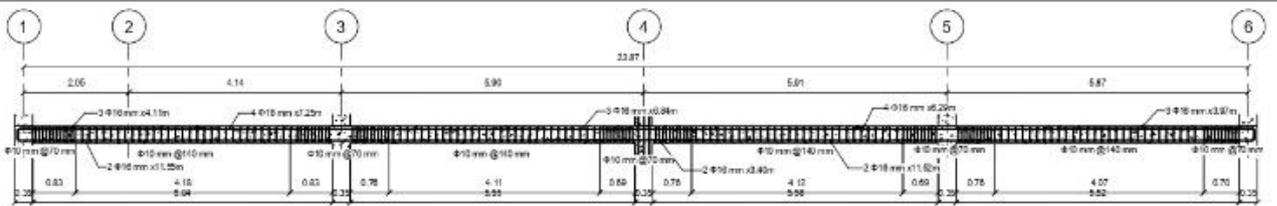


Ilustración 142: Vigas nivel 2 - Ejes A,B y C

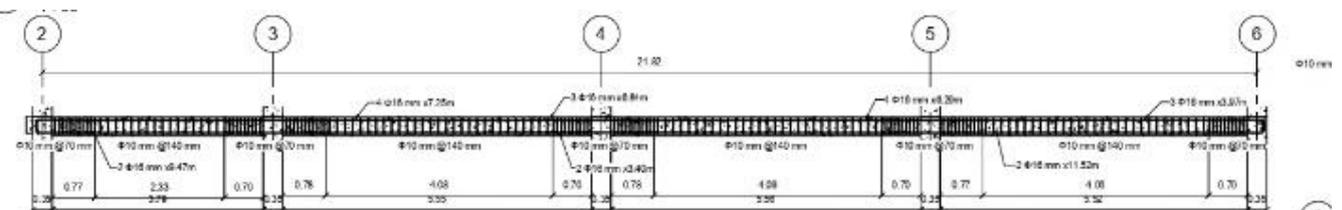


Ilustración 143: Vigas nivel 2 - Eje D

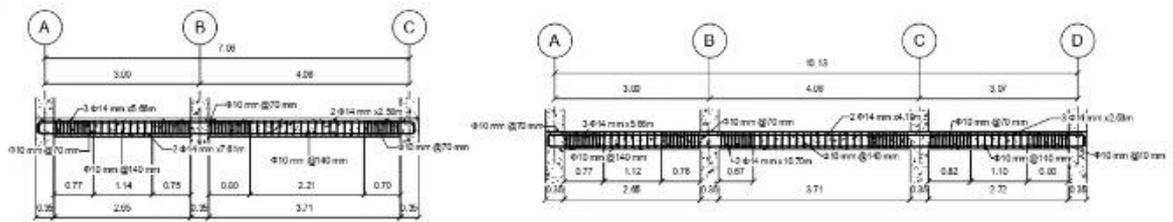
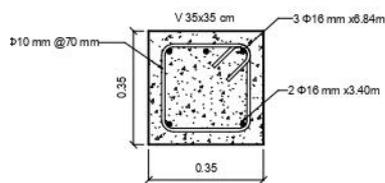
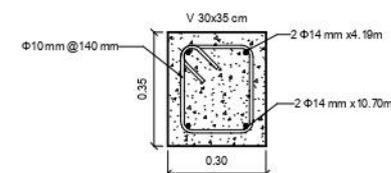


Ilustración 144: Vigas Nv 2 - Eje 1 y Vigas Nv 2 - Ejes 3,4,5 y 6 respectivamente



6 **Viga 35x35 - Dirección Y**
1 : 10



7 **Viga 30x35 - Dirección X**
1 : 10

Ilustración 145: Detalles de vigas

3.2.1.5

Columna

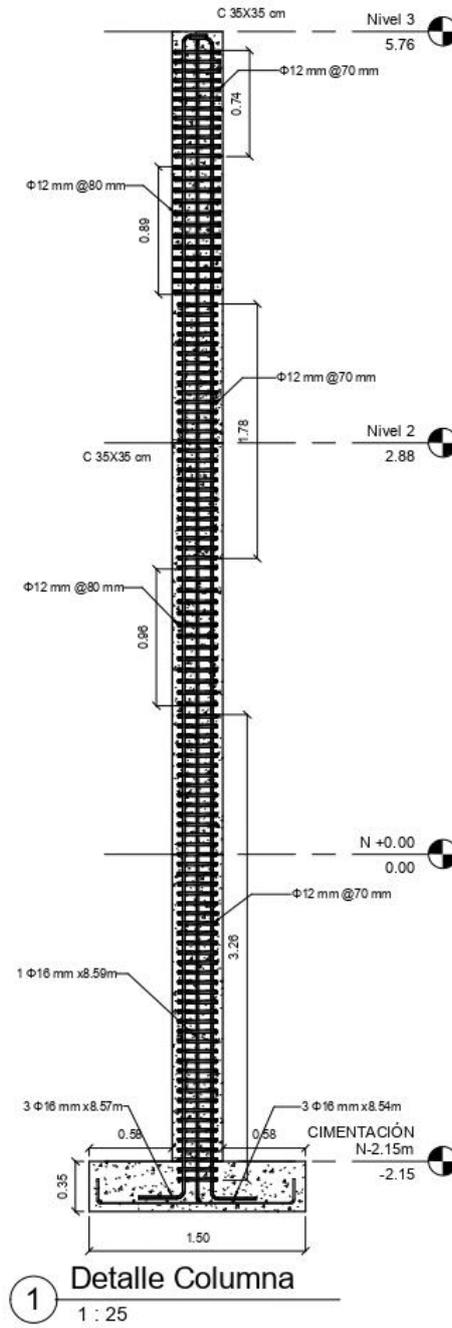
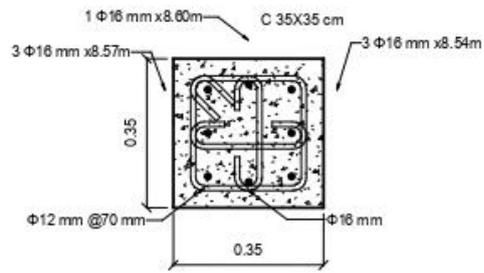


Ilustración 146: Detalle Columna



2 Columna 35x35 cm
1 : 10

Ilustración 147: Detalle sección transversal columna 35x35cm

CAPITULO 4

4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

4.1 Objetivos

4.1.1 Objetivo General

Realizar un análisis de ciclo de vida simplificado de los sistemas constructivos analizados anteriormente mediante un análisis cualitativo para identificar la alternativa ambientalmente preferible.

4.1.2 Objetivos Específicos

- Describir los sistemas constructivos desde un punto de vista ambiental en sus distintas fases del ciclo de vida.
- Identificar los impactos ambientales de las alternativas a lo largo de su ciclo de vida.
- Realizar una valoración de los impactos ambientales que generan las alternativas
- Proponer medidas de mitigación para los impactos ambientales de estos sistemas constructivos.

4.2 Descripción de los sistemas constructivos en el ámbito ambiental

Es importante definir la generación de impactos ambientales que genera la industria de la construcción, tanto en obtención de la materia prima, la manufactura, transporte, uso y disposición final, debido a que la industria de la construcción es una contribuidora masiva al consumo de recursos naturales, así como energía y emisiones contaminantes que terminan en el suelo, agua o atmósfera. (Sanguinetti, 2014)

4.2.1 Extracción de materias primas y fabricación

Hormigón

En la etapa temprana del ciclo del hormigón, los aspectos ambientales que este conlleva es una elevada demanda de materias primas naturales (agregados pétreos y agua), de igual manera materias primas procesadas (cemento y aditivos), además de un consumo energético significadamente alto debido a la producción y extracción de los materiales mencionados. Adicionalmente, la elaboración de éstos genera emisiones diversas como material particulado, CO₂, ruido, residuos sólidos inertes, aguas

residuales de los procesos, y daño a la infraestructura vial por traslado de las materias primas. (Sanguinetti, 2014)

La industria del hormigón emplea cada año 1.6 billones de toneladas de cemento, 10 billones de toneladas de roca y arena, y un billón de toneladas de agua; destacando que cada tonelada de cemento requiere 1.5 toneladas de roca caliza, y un elevado consumo de combustibles fósiles. Siendo el hormigón, tras el agua, el material de construcción más usado en el mundo. (Doménech, 2007)

Acero

En términos generales, el acero se compone por óxidos de hierro (Fe_3O_4 ; Fe_2O_3 y $Fe_2O_3 \cdot H_2O$) mezclados con otros compuestos como magnesio, azufre, aluminio, silicio y calcio. A lo mencionado se le añaden dos componentes más, pero en menor cantidad, los cuales son el carbono y la chatarra. El carbono principalmente juega un papel muy importante en la fabricación del acero, ya que, la resistencia a la tracción del acero está directamente relacionada a la cantidad de carbono en la aleación. A mayor cantidad de carbono aumenta la resistencia a la tracción del perfil de acero, pero, a su vez disminuye la tenacidad y aumenta la fragilidad. En consecuencia, la ductilidad se ve disminuida, propiedad que es de suma importancia en conjunto con la resistencia a la tracción en lo que respecta al correcto desempeño de estructuras de acero frente a sismos. (Bellart & Mesa, 2009)

La obtención de la materia prima necesaria para los procesos anteriores en el verdadero problema en la fabricación de acero. La minería es la respuesta, pero también el problema, la explotación minera para la obtención del hierro se estima en 3320 millones de toneladas métricas a nivel mundial. Esto significa que el impacto ambiental es de amplio espectro. La minería acaba con los ecosistemas, flora y fauna es destruida para cumplir el cometido minero, al mismo tiempo que erosionan el suelo dejando una huella irreversible, sin contar con la emisión de partículas minerales y gases tóxicos debido a la maquinaria que son constantemente emitidos a la atmósfera.

4.2.2 Aplicación y uso

Hormigón

El uso del hormigón en la etapa constructiva tiene múltiples usos, es decir, se usa en casi todos los elementos estructurales, requiere poco mantenimiento, es muy durable, reduce el riesgo de incendios y además impide la entrada del calor solar a la edificación.

Al ser un material que se obtiene de manera local y que se puede elaborar mezclando sus componentes a mano, requeriría de poca energía y no produciría emisiones de CO₂.

Las acciones de las maquinarias involucradas en el manejo del hormigón en estado fresco tales como: volquetas que llevan el material pétreo, mezcladoras de hormigón, bombas para hormigón, vibradores de hormigón fresco, y generadores de energía, generan ruido y vibraciones durante la construcción de edificios que pueden alcanzar niveles muy altos afectando de manera inmediata a los operadores que no usen protección para sus oídos y perturbando el ámbito local en las proximidades al sitio de construcción.

El uso de la madera para encofrados va ligado a las cantidades de hormigón que se requerirán para la obra. El desperdicio de esta depende del número de aplicaciones que se le brinde, donde la mayor parte, no sobrepasará de una sola reutilización, y finalizado el proyecto, toda la madera será desechada y no podrá ser usada en una posterior construcción.

En la elaboración de alrededor de 160 m³ de hormigón, se requiere un uso aproximado de 40 m³ de agua potable. Donde en el proceso, 5 m³ de agua son desperdiciados, equivaliendo así un 12,5% del total del recurso hídrico en el hormigón. (Galarza & Torres, 2013)

El polvo generado por el manejo de los materiales pétreos en el sitio de la construcción conlleva a dificultades respiratorias e ingreso de partículas a los ojos de las personas cercanas, considerando que el impacto es variable dependiendo además de la presencia de vientos y sequedad en el sector. (Daza, 2010)

Acero

En la actualidad, el uso de estructuras de acero se ha ido consolidando en el medio cuando se trata de construcciones de grandes edificios, centros comerciales, diseños arquitectónicos complejos de edificaciones a gran escala, y quizá también un poco en viviendas, tanto así que se hace difícil recordar una gran estructura que haya sido construida en la actualidad solo con hormigón armado.

La facilidad que nos provee el acero estructural al momento de construir estructuras sismo resistentes es considerablemente superior a su contraparte de hormigón armado cuando el tiempo es la variable más importante de la ecuación. La versatilidad del uso de elementos prefabricados que requieren únicamente de un ensamblaje con pernos o soldadura es algo con lo que el hormigón armado no puede

competir, y esto es un factor clave a la hora de que las grandes empresas a cargo de mega construcciones se decanten por esta opción.

Por otra parte, no todo son características positivas con respecto al acero estructural, ya que, sin contar el alto costo que representa este tipo de estructuras comparadas con su contraparte, el acero estructural de la misma manera requiere de maquinaria pesada para ubicar correctamente los perfiles, requiere realizar cortes a los perfiles lo cual genera cantidad considerable de ruido ambiental y principalmente también requiere de soldadura, estas últimas acciones nos proveen de un problema ambiental derivado que genera la emisión de contaminantes a la atmósfera, en su mayoría humos metálicos liberados de zinc, plomo, cadmio, cobre, etc.

4.2.3 Disposición final

Hormigón

Los residuos provenientes del manejo del hormigón casi nunca son reciclados debido a que en el mercado son más económicos los agregados naturales, sino que deben ser dispuestos en escombreras autorizadas. Sin embargo, muchas veces son desalojados en depósitos clandestinos donde se mezclan con residuos domésticos. Además, cuando se derrocan estructuras de hormigón armado, es necesario triturar los elementos estructurales para separar el hormigón del acero de refuerzo, lo cual requiere de un uso intensivo de maquinaria pesada. Es por lo que el hormigón es un material que luego de su uso, no posee la característica de poder ser reutilizado ni reciclado con mucha facilidad. El aumento de la actividad de la industria de la construcción y la mencionada casi nula reutilización, genera el aumento en estos depósitos que repercute en una elevada contaminación al suelo debido al sedimentos que percola en estos sitios, proveniente del hormigón y residuos del acero corroído. (Daza, 2010)

Acero

El acero, si bien es un material que puede ser reutilizado y reciclado, ya que, por sus propiedades mismas, este puede ser fundido para producir un sinnúmero de objetos e inclusive volver a tener un nuevo periodo de vida útil en la construcción. Sin embargo, a diferencia del hormigón, la reutilización del acero depende de las condiciones en las que se encuentre, por lo que de no estar en situaciones favorables requerirá un tratamiento para reutilizarse, pero en efecto, es posible. Lamentablemente, esto no suele darse demasiado en el sector de la construcción y mucho menos en el Ecuador, lo cual

es desfavorable debido a que muchas veces en demoliciones se encuentran perfiles de acero casi intactos debido a que fueron recubiertos con hormigón, yeso u otro material, lo cual lo ayuda a alejarse de las condiciones ambientales adversas.

En resumen, las actividades susceptibles a generar impactos ambientales durante el ciclo de vida del hormigón y el acero son los siguientes.

Tabla 81: Actividades involucradas en el ciclo de vida de las alternativas.

Fases	Actividades	
	Hormigón	Acero
Extracción	Extracción de agregados pétreos	Minería para obtener minerales del acero
	Minería para elaborar los compuestos del cemento y aditivos	-
Aplicación y uso	Elaboración del hormigón	Fabricación de los perfiles de acero
	Uso de madera para encofrados	Ensamblaje de perfiles
	-	Soldadura de Perfiles
Disposición final	Desalojo en depósitos comunes	Reciclaje de acero
	-	Reutilización de acero
	-	Eliminación de desechos de acero

4.3 Identificación de impactos ambientales a lo largo del ciclo de vida

Los impactos ambientales a considerar en los diferentes medios, como el natural o el humano, serán únicamente los que generen un efecto negativo. Los que por otro lado repercuten en un impacto positivo, no serán tomados en cuenta en este capítulo, debido a que se asumirá que son los mismos para cada alternativa. Por ejemplo, el medio socio cultural, específicamente en la generación de empleo, se asume que ambas alternativas brindarán un similar número de plazas de trabajo y además que este será un impacto beneficioso, por lo que los análisis de este tipo no serán abarcados en este proyecto.

Tabla 82: Identificación de impactos ambientales en el Hormigón

Etapa	Actividades	Entorno	Factor ambiental	Identificación impacto ambiental
Extracción	Extracción de agregados pétreos	Natural	Agua	Contaminación debido al uso de maquinaria pesada en los ríos de donde generalmente se extrae este material.
			Atmósfera	Gases contaminantes de la maquinaria usada
	Minería para elaborar los compuestos del cemento y aditivos	Natural	Agua	Uso exhaustivo del recurso para la extracción y elaboración de los compuestos.
			Suelo	Contaminación del suelo debido a los residuos de los compuestos
			Atmósfera	Los gases que emiten las compañías que elaboran este producto van directo a la atmósfera. Polvo y gases de efecto invernadero
	Humano	Salud	Los efectos nocivos en la salud de los trabajadores y personas afeñadas a las fuentes de polvo	
Aplicación y uso	Elaboración del hormigón	Natural	Agua	El consumo del agua potable se lo registra en la elaboración como tal del hormigón, en el curado de las estructuras y en el lavado de maquinaria usada en el proceso constructivo.
			Suelo	Recursos pétreos sobrantes, así como residuos líquidos que quedan en la elaboración del hormigón que se filtran en el terreno.
			Atmósfera	Polvo que se produce en la construcción proveniente de la concretera, del movimiento de los materiales y gases emitentes de las máquinas.
		Humano	Salud	Ruido generado a los moradores cercanos por las maquinarias usadas.
	Uso de madera para encofrados	Natural	Suelo	La masiva tala de árboles solo para el uso de encofrados genera erosión del suelo.
			Biota	Destrucción de hábitats naturales por la tala de los árboles.
	Disposición final	Desalojo en depósitos comunes	Natural	Suelo

		Humano	Salud	Las escombreras clandestinas suelen convertirse en lugares de desechos comunes donde pueden proliferar vectores de enfermedades.
--	--	--------	-------	--

Tabla 83: Identificación de impactos ambientales en el Acero

Etapa	Actividades	Entorno	Factor ambiental	Identificación impacto ambiental
Extracción	Minería de Hierro	Natural	Agua	Uso exhaustivo del recurso para la extracción y elaboración de los compuestos.
			Suelo	Cambios geomorfológicos y contaminación del suelo debido a los residuos de los compuestos. Minería explota el suelo.
			Atmósfera	Gases contaminantes de la maquinaria usada y generación de polvo.
		Humano	Salud	Los efectos nocivos en la salud de los trabajadores y población aledaña a las canteras
Aplicación y uso	Elaboración de perfiles de acero	Natural	Agua	En la fabricación del acero se necesitan 95.000 litros de agua por tonelada de producto.
			Atmósfera	Emanaciones gaseosas de SO ₂ y CO a la atmósfera, provenientes de la producción de coque y quema de los combustibles.
		Humano	Salud	Ruido generado por las maquinarias usadas. Riesgo de contraer tétanos en el manejo de acero corroído.
	Maquinaria de ensamblaje	Natural	Suelo	Alteración en la disposición del suelo debido al anclaje de maquinaria pesada para evitar volcamiento.
			Atmósfera	Emisión de gases tóxicos y ruido de la maquinaria.
		Humano	Salud	Ruido generado por las maquinarias usadas, riesgo de accidentes en el proceso de ensamblaje.
	Soldadura	Natural	Suelo	Contaminación del suelo debido a los residuos emitidos por el proceso de soldadura.
			Atmósfera	Emisión de gases tóxicos y ruido a la atmósfera
		Humano	Salud	La radiación en el proceso puede causar serias lesiones en ojos y piel. Además, las partículas del proceso y los gases emitidos son tóxicos para el operador.

Disposición final	Reutilización, reciclaje o eliminación	Natural	Agua	Así como en la fabricación, el reciclaje tiene un elevado consumo de agua para el proceso.
			Suelo	Los residuos generados por la demolición o propios del proceso constructivo con acero contaminan los suelos principalmente por la corrosión del material en condiciones ambientales.
			Atmósfera	El proceso de reciclaje necesita de maquinaria a altas temperaturas que emanan gases tóxicos al ambiente.

4.4 Valoración de impactos ambientales

La valoración del impacto ambiental pertinente a las alternativas del proyecto será de manera cualitativa. La metodología a usarse será la que implantó Tito (2020) para la realización de una matriz de Leopold modificada en impacto ambiental. Consiste en un sistema donde las columnas representarán las actividades involucradas, y en las filas los factores ambientales considerados. Esta matriz evalúa tres criterios los cuales son:

- Extensión: El impacto que genera en una determinada área
- Duración: Tiempo en el que la afectación repercute en el medio debido a la actividad.
- Reversibilidad: Se evalúa la posibilidad de recuperar el estado inicial del medio

La fórmula de valoración cualitativa del índice de importancia según Tito (2020):

$$Imp = (We)(E) + (Wd)(D) + (Wr)(R)$$

$$IA = \pm \sqrt{Imp \times |Mag|}$$

Donde:

Imp = Valor de importancia del impacto ambiental

E = Valor de extensión

We = Peso de extensión

D = Valor de duración

Wd = Peso de duración

R = Valor de reversibilidad

Wr = Peso de reversibilidad

IA = Valor de impacto ambiental

Mag = Valor de Magnitud; (+) si es beneficioso y (-) si es perjudicial.

Cada criterio obtendrá un peso en la ponderación final, que será posible de modificar de acuerdo con el criterio de que realice la evaluación ambiental. Para este proyecto, el peso de duración será de 0.4, el de extensión de 0.35 y de reversibilidad de 0.25.

$$Se\ debe\ cumplir\ que: We + Wd + Wr = 1$$

Se realizará una tabla donde se evidencie la magnitud y el impacto de cada actividad de acuerdo con la siguiente nomenclatura.

Tabla 84: Nomenclatura de los valores en las tablas de valoración de las alternativas

Nomenglatura	
magnitud	Impacto

Tabla 85: Valoración de magnitud e impacto ambiental de las actividades del Hormigón

Hormigón						
Entorno	Elemento Ambiental	Actividades				
		Extracción		Uso		Disposición final
		Agregados	Cemento y aditivos	Elaboración Hormigón	Encofrados	Desalojo en depositos comunes
Natural	Agua	1.00 / 2.50	2.50 / 5.00	2.50 / 1.98	-	-
	Suelo	-	5.00 / 5.00	2.50 / 1.38	2.50 / 4.38	5.00 / 5.00
	Atmosfera	3.00 / 1.00	2.50 / 7.50	1.00 / 1.38	-	-
Humano	Salud	-	1.00 / 5.00	1.00 / 1.38	-	-

Tabla 86: Valoración de magnitud e impacto ambiental de las actividades del Acero

Acero Estructural								
Entorno	Elemento Ambiental	Actividades						
		Extracción	Uso			Disposición final		
		Minería para obtener minerales del acero	Fabricación de los perfiles de acero	Ensamblaje de perfiles	Soldadura de Perfiles	Reciclaje de acero	Reutilización de acero	Eliminación de desechos de acero
Natural	Agua	5 / 6.5	7.5 / 1.9	-	-	5 / 3.275	-	2.5 / 4.875
	Suelo	7.5 / 6.125	2.5 / 4.875	2.5 / 1.525	5 / 4	-	-	7.5 / 1.9
	Atmosfera	5 / 3.775	5 / 4.875	-	7.5 / 5.625	5 / 2.4	-	7.5 / 1
Humano	Salud	7.5	2.5	-	7.5	7.5	-	5

		/	1	/	2		/	2	/	2		/	2
--	--	---	---	---	---	--	---	---	---	---	--	---	---

Y un mapa de calor para cada alternativa correspondiente al valor del impacto ambiental según Tito (2020).

Tabla 87: Valor del impacto ambiental en el Hormigón

Hormigón							
Entorno	Elemento Ambiental	Actividades					TOTAL (IA)
		Extracción		Uso		Disposición final	
		Agregados	Cemento	Elaboración	Encofrados	Desalojo en depositos comunes	
Natural	Agua	-1.58	-3.54	-2.22	0.00	0.00	-7.34
	Suelo	0.00	-5.00	-1.85	-3.31	-5.00	-15.16
	Atmosfera	-1.73	-4.33	-1.17	0.00	0.00	-7.23
Humano	Salud	0.00	-2.24	-1.17	0.00	0.00	-3.41
TOTAL (IA)		-3.31	-15.10	-6.42	-3.31	-5.00	

Tabla 88: Valor del impacto ambiental en el Acero

Acero Estructural									
Entorno	Elemento Ambiental	Actividades							TOTAL (IA)
		Extracción	Uso			Disposición final			
		Minería	Fabricación de los perfiles de acero	Ensamblaje de perfiles	Soldadura de Perfiles	Reciclaje de acero	Reutilización de acero	Eliminación de desechos de acero	
Natural	Agua	-5.70	-3.77	0.00	0.00	-4.05	0.00	-3.49	-14.01
	Suelo	-6.78	-3.49	-1.95	-4.47	0.00	0.00	-3.77	-18.47
	Atmosfera	-4.34	-4.94	0.00	-6.50	-3.46	0.00	-2.74	-19.98
Humano	Salud	-2.74	-2.24	0.00	-3.87	-3.87	0.00	-3.16	-13.88
TOTAL (IA)		-19.56	-14.44	-1.95	-14.84	-11.38	0.00	-13.17	

Se puede evidenciar de acuerdo con el mapa de calor, realizado en base a los valores provenientes del valor de impacto ambiental, que el hormigón presenta menos

impactos negativos en las diferentes actividades de su ciclo de vida. El acero por otro lado denota más actividades perjudiciales, por lo que, aunque posea más celdas en color verde que el hormigón, reflejando así un uso menos nocivo, su implementación es un poco más contaminante si se compara con el total de rojos que posee.

Para una comparativa más visual de la suma de las columnas y filas para cada tabla, los valores se representarán en unas gráficas de barras. Evidenciando con esto de mejor manera que propuesta es más perjudicial. A continuación se muestran los resultados.

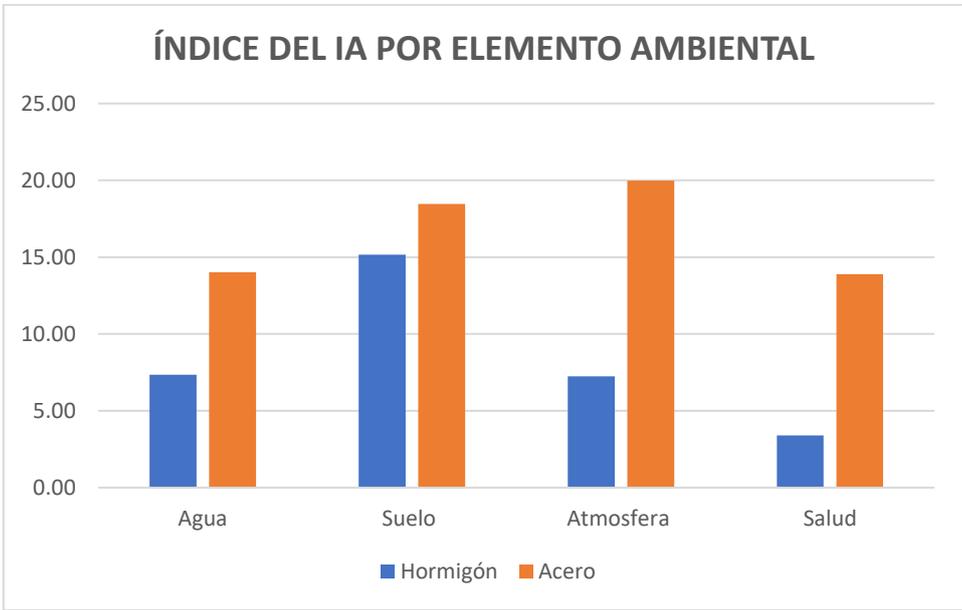


Ilustración 148: Gráfico de barras correspondiente al total del índice del IA por elemento ambiental del hormigón y el acero.

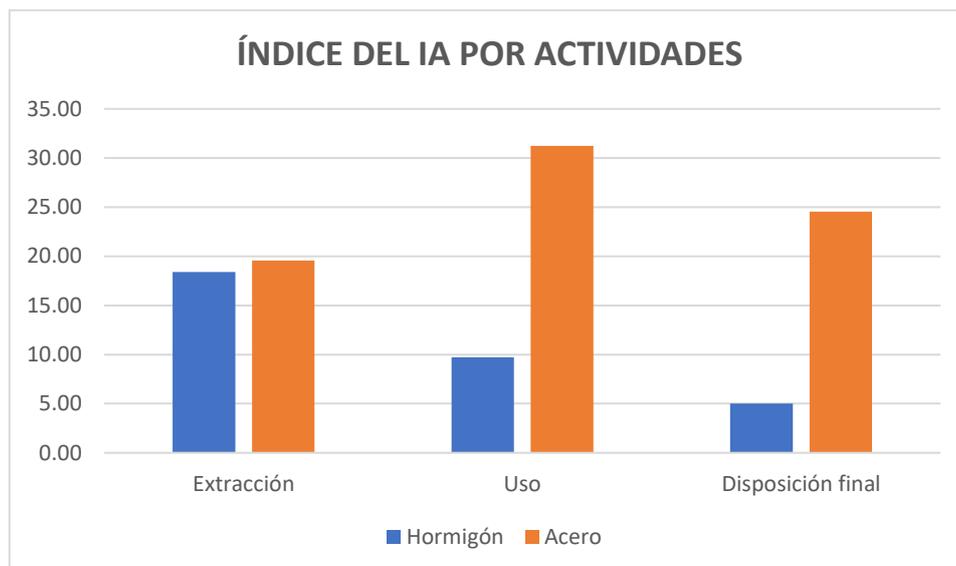


Ilustración 149: Grafico de barras correspondiente al total del índice del IA por actividades a lo largo del ciclo de vida del hormigón y el acero.

Para una mejor apreciación del impacto generado por cada una de las variables, se realizó una cuantificación basada en la clasificación de elementos ambientales, mientras también se cuantificaron las mismas variables en función de los tipos de actividades a realizar.

Ambas perspectivas para evaluar el índice de impacto ambiental presentaron un patrón claro, y es que el impacto negativo generado por el acero siempre fue superior.

Las variables que más evidenciaron esto fueron, en el caso de las actividades, el uso del material y la disposición final. Mientras, los valores de mayor diferencia en impacto para la clasificación por elemento ambiental fueron la atmosfera y la salud. Lo mencionado guarda gran concordancia, ya que justamente ciertas actividades como el uso, están ligadas directamente a la salud. Por otra parte, otra concordancia se presenta en la escasa diferencia que existe en el impacto generado al suelo, ya que ambos materiales al provenir de la minería, poseen similar impacto en su extracción.

4.5 Medidas de prevención/mitigación

Hormigón

En la fase de extracción generalmente es donde más se evidencia una contaminación elevada en el ciclo de vida de los materiales. La cual, podría dejar de ser tan importante si se establece medidas ambientales entre empresas extractoras y el gobierno, el cual brinde alternativas de energías renovables, aumentar lugares para el

reciclaje de las materias primas, que se regularicen las emisiones al aire, agua y suelos, etc, medidas que son conocidas y se pueden implementar para mejorar el ecosistema.

Por otro lado, muchas empresas productoras exponen una política medioambiental interna, y al momento de publicar no cuantifican las emisiones y/o residuos, solo lo hacen en porcentaje de reducción de emisiones que aseguran lograr. Este tipo de acciones tienen un trasfondo comercial y se utilizan para disuadir la problemática real. (Bellart & Mesa, 2009).

Para la fase de fabricación del hormigón, se debe priorizar hormigoneras que requieran menor agua, especialmente agua para su lavado posterior a la mezcla, ya que es donde más desperdicio de agua potable se presenta. Y de ser accesible, agua que haya sido reciclada y tratada cumpliendo los parámetros de la INEN.

Para el uso de encofrados que sean maderas de empresas que posean un plan de manejo forestal sostenible, ya que el desperdicio de madera que se da en cada obra si no se reforesta, impacta significativamente a la flora y fauna de las zonas de donde se extraen. O también se puede utilizar encofrados metálicos de empresas que brinden este servicio para que se garantice el uso lo más posible de estos encofrados en varias obras.

Y por último para la disposición final, lo más recomendable es que los residuos provenientes del hormigón sean dispuestos en sitios autorizados para el correcto manejo de este material, ya que como se expuso anteriormente, el desalojo en depósitos comunes conlleva a altos niveles de contaminación principalmente en el suelo por la corrosión.

Acero

A diferencia de su contraparte de hormigón, el acero no presenta su mayor impacto en la fase de extracción, ya que si bien es cierto, la explotación minera es un problema significativo e irreparable, la salud de las personas tiende a ser algo prioritario no solo por sentido común sino por lo que compete a lo legal según el buen vivir establecido en la constitución, en donde se ampara tanto a la naturaleza como al ser humano. Es por esto que en el caso del acero, su fabricación, uso y ensamblaje puede generar un impacto mayúsculo de no tomarse las correctas medidas de prevención, y aun así, esta variable está a la par de la explotación minera por el alto consumo de agua en la fabricación del acero y por la gran cantidad de gases tóxicos emanados al ambiente en lo que respecta a la soldadura, el ensamblaje y la fabricación misma.

La explotación minera dada en el acero es similar a la explotación generada en la extracción de agregados tema tratado anteriormente, sin embargo una de las soluciones principales para evitar la sobreexplotación es el reciclaje del acero. El acero, debido a sus características puede ser reciclado obteniendo resultados de alto rendimiento, literalmente el acero reciclado se puede convertir en la principal materia prima de las fábricas de perfiles de acero, obteniendo resultados similares a las de una nueva aleación.

En adición a lo mencionado, en caso del acero todas las empresas que desperdician agua dentro de sus procesos de producción, deben implementar un equipo de filtración de agua, ya que, de esta manera ayudan al medio ambiente, cuidando así nuestro planeta.

En el caso de las emisiones, el reciclaje del acero las reduciría en cierta medida, pero no en su totalidad ni en su mayoría, por lo que una opción viable, pero no muy acogida en Latinoamérica, es decantarse por ensamblaje de estructuras de acero por pernos. Este tipo de estructuras requieren de un diseño especializado, de personal calificado y de maquinaria necesaria que garantice el correcto acomodo de las partes, pero resolvería en su totalidad las emisiones provenientes de la soldadura.

4.6 Conclusiones

Una vez realizado un análisis cualitativo del impacto ambiental generado por cada una de las alternativas a tratar se puede concluir que:

- El análisis de ciclo de vida de los materiales demuestra que el hormigón es una alternativa más amigable con el medio ambiente en comparación con el acero, a pesar de que claramente no cumple con satisfacción ciertos criterios necesarios para ser una opción eco-amigable.
- El impacto ambiental generado por el acero fue ampliamente superior en varias fases y en la mayoría de las clasificaciones.
- Las medidas de mitigación del acero pueden generar un impacto positivo a mayor nivel que las que podrían darse con el hormigón, ya que las propuestas por el acero son más viables.
- El uso de hormigón es la alternativa para llevarse a cabo el proyecto, ya que, basándonos en la actualidad y en la capacidad de los proyectistas para con los fabricantes de material, es la opción más amigable con el medio ambiente.

CAPITULO 5

5. PRESUPUESTO

5.1 Estructura de desgloce del trabajo

La estructura de desgloce del trabajo o EDT, proviene de las siglas en inglés WBS que significan Work Breakdown Structure. Corresponde a una organización en árbol en la cual se detalla los elementos que abarca un proyecto.

A continuación se presentará la EDT correspondiente al proyecto La Orquidea II.

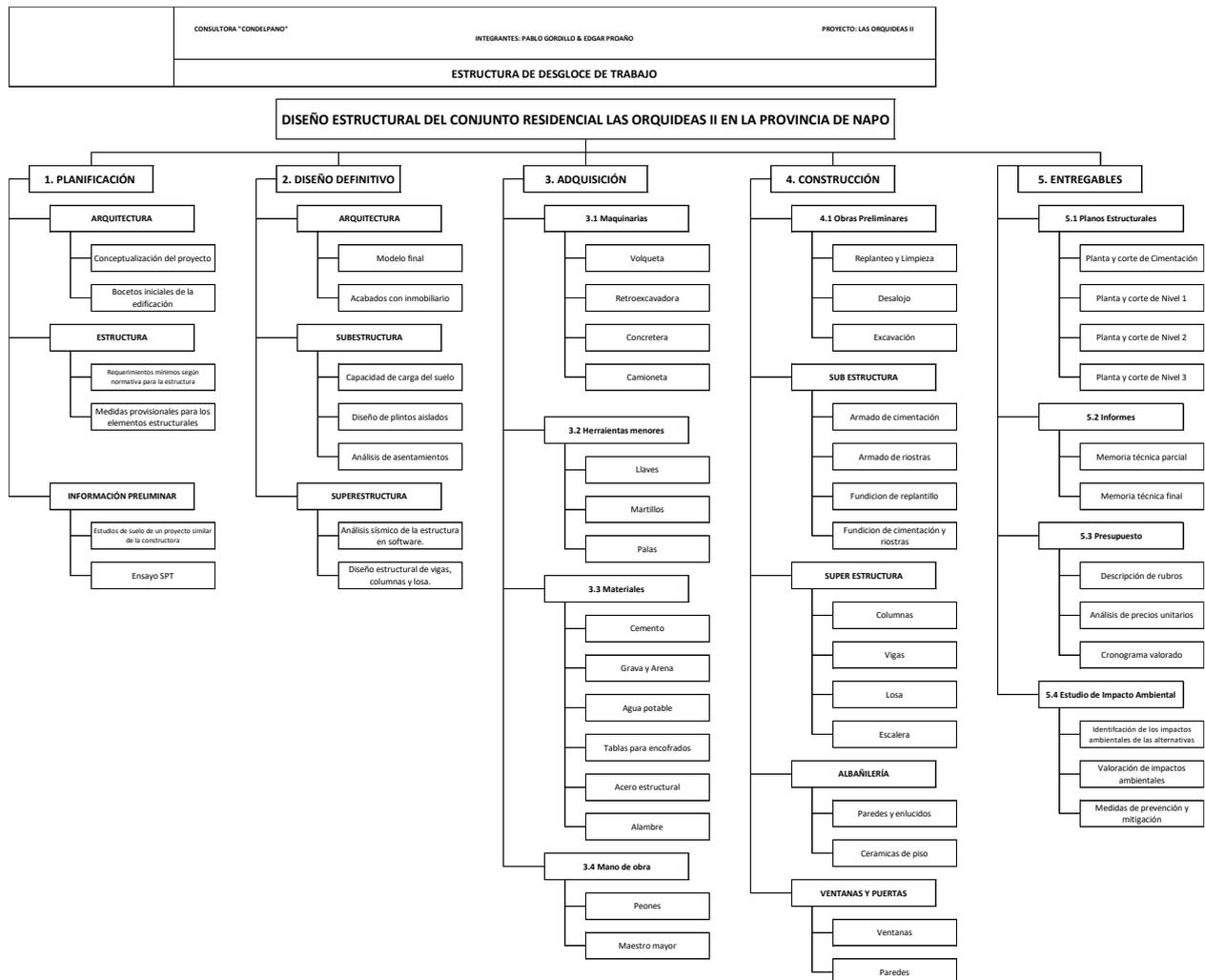


Ilustración 150: EDT del proyecto

5.2 Descripción de rubros

Se enlistarán los rubros considerados para el proyecto correspondiente

5.2.1 Rubros Preliminares

5.2.1.1 Replanteo y limpieza

Descripción: Limpieza a lo largo de la superficie del terreno. Delimitación de las áreas donde se procederá con la obra.

Procedimiento: Se procede a la remoción de la capa vegetal del área con ayuda del personal y la señalética de las limitaciones del terreno

Unidad: m²

Materiales mínimos: Estacas, cal, pintura.

Equipo mínimo: Herramienta manual, equipo topográfico

Mano de obra mínima: Maestro mayor, Peón, maquinista, topografo.

Medición y forma de pago: De acuerdo con las medidas del terreno se realizará el pago en unidad de superficie de metro cuadrado.

5.2.1.2 Excavación de estructuras menores

Descripción: La estabilización del terreno requerirá el uso de una retroexcavadora, donde el contratista dispondrá de las medidas de seguridad.

Unidad: m³

Equipo mínimo: Herramienta menor, retroexcavadora

Mano de obra mínima calificada: Estructura ocupacional C2, estructura ocupacional E2, Estructura ocupacional D2.

Medición y forma de pago: Se realizará por volumen excavado en m³

5.2.1.3 Desalojo

Descripción: El material sobrante natural se lo movilizará a una escombrera cerca del sitio.

Unidad: m³

Equipo mínimo: herramienta menor, volqueta

Mano de obra mínima: Operador de volqueta, operador de retroexcavadora, maestro mayor, peon.

Medición y forma de pago: A partir del volumen de terreno dealojado y material defectuoso se realizará el pago por metro cúbico.

5.2.1.4 Cerramiento

Descripción: Colocación de hitos a lo largo del terreno donde se realizará la obra

Procedimiento: Se colocará hitos en todas las secciones necesarias, y se los mantendrá hasta la finalización de la misma.

Unidad: m

Materiales mínimos: Clavos, pingos.

Equipo mínimo: Herramienta manual

Mano de obra mínima: Albañil, peón

Medición y forma de pago: El área total se calculará mediante las medidas del terreno y se realizará el pago por metro.

5.2.1.5 Servicios provisionales

Descripción: Se entiende como las obras provisionales requeridas para el inicio de la obra, campamento e instalaciones.

Unidad: Hora

Materiales mínimos: cables, breaker, alambres, manguera

Equipo mínimo: Herramienta manual

Mano de obra mínima: Albañil, peon, electricista, plomero.

Medición y forma de pago: Correspondiente a los materiales usados y la mano de obra requerida, se realizará el pago por hora laborada.

5.2.1.6 Guardinería

Descripción: Guardinería correspondiente para el cuidado de los materiales y equipos que se dejan en obra al finalizar el día.

Unidad: hora

Materiales mínimos: Ninguno

Equipo mínimo: Ninguno

Mano de obra mínima: Guardián

Medición y forma de pago: Se lo realizará mediante las horas transcurridas y se efectuará el pago por unidad de tiempo.

5.2.2 Rubros Sub-Estructura

5.2.2.1 Excavación para la cimentación prof = 2.55m

Descripción: Excavación a 2.55 metros de profundidad donde se realizarán los plintos aislados.

Procedimiento: Excavación usando una retroexcavadora.

Unidad: m³

Materiales mínimos: Herramienta manual

Equipo mínimo: Retroexcavadora

Mano de obra mínima: Operador de retroexcavadora

Medición y forma de pago: El pago se realizarpa por m³ exvado

5.2.2.2 Encofrado y desencofrado de cimentación

Descripción: Encofrado perteneciente a la estructuras de los plintos aislados.

Unidad: m²

Materiales mínimos: Herramienta menor, clavos, tablas de encofrado, alambre

Equipo mínimo: Herramienta menor

Mano de obra mínima: Maestro mayor, peón, carpintero

Medición y forma de pago: El pago se realizará por m²

5.2.2.3 Hormigón para replantillo E = 0.05m f'c = 140 Kg/cm²

Descripción: Hormigón de limpieza donde se ubicará los plintos aislados.

Procedimiento: Colocación de hormigón sobre la superficie del terreno

Unidad: m³

Materiales mínimos: Arena, grava, cemento, agua

Equipo mínimo: Herramienta menor, seguridad industrial, concretera

Mano de obra mínima: Peón, albañil, operador de equipo liviano.

Medición y forma de pago: Pago por m³ de hormigón colocado

5.2.2.4 Hormigón en plintos E = 0.35m f'c = 210 Kg/cm²

Unidad: m³

Materiales mínimos: Arena, grava, cemento, agua

Equipo mínimo: Herramienta menor, seguridad industrial, concretera, vibrador

Mano de obra mínima: Peón, albañil, operador de equipo liviano

Medición y forma de pago: Pago por m³

5.2.3 Rubros Súper-Estructura

5.2.3.1 Encofrado y desencofrado para columnas, vigas y losa aligerada.

Descripción: Encofrado de madera de las estructuras

Unidad: m²

Materiales mínimos: Herramienta menor, clavos, tablas de encofrado, alambre

Equipo mínimo: Herramienta menor

Mano de obra mínima: Maestro mayor, peón, carpintero

Medición y forma de pago: Pago por m²

5.2.3.2 Hormigón en columnas f'c = 210 Kg/cm²

Procedimiento: Colocación del hormigón en la estructura

Unidad: m³

Materiales mínimos: Arena, grava, cemento, agua

Equipo mínimo: Herramienta menor, seguridad industrial, concretera, vibrador

Mano de obra mínima: Peón, albañil, operador de equipo liviano

Medición y forma de pago: Pago por m³

5.2.3.3 Hormigón en vigas f'c = 210 Kg/cm²

Procedimiento: Colocación del hormigón en la estructura

Unidad: m³

Materiales mínimos: Arena, grava, cemento, agua

Equipo mínimo: Herramienta menor, seguridad industrial, concretera, vibrador

Mano de obra mínima: Peón, albañil, operador de equipo liviano

Medición y forma de pago: Pago por m³

5.2.3.4 Hormigón en losa aligerada E = 25cm f'c = 210 Kg/cm²

Procedimiento: Colocación del hormigón en la estructura

Unidad: m³

Materiales mínimos: Arena, grava, cemento, agua

Equipo mínimo: Herramienta menor, seguridad industrial, concretera, vibrador

Mano de obra mínima: Peón, albañil, operador de equipo liviano

Medición y forma de pago: Pago por m³

5.2.3.5 Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm²

Procedimiento: Colocación del acero de refuerzo en la parte estructural.

Unidad: Kg

Materiales mínimos: Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm², Alambre galvanizado

Equipo mínimo: Herramienta menor, seguridad industrial, Cizalla.

Mano de obra mínima: Peón, herrero.

Medición y forma de pago: Pago por Kg de acero estructural.

5.3 Análisis de costos unitarios

Al ser el proyecto realizado en el territorio ecuatoriano, el análisis de costos unitarios será contemplado con valores referenciales a los indicativos en la revista DOMUS, y del sitio Insucons, los cuales poseen una base de datos del valor monetario de los insumos a nivel nacional.

Para el parametro de rendimiento, los valores serán estimados por trabajos similares al proyecto o en sitios de la contratación pública.

5.4 Descripción de cantidades de obra

El software Autodesk Revit posee la facilidad de estimar los valores de las cantidades a requerir por elemento, lo cual, será la base para el cálculo de los precios unitarios de cada rubro que usualmente se maneja en la construcción de una vivienda. Destacando que, los valores serán solo de la obra gris.

Sin embargo, los valores estimados según el software mencionado no contemplan el desperdicio generado a lo largo de un proyecto constructivo, por lo que a continuación se expone la siguiente tabla con los porcentajes de incremento mínimo requerido.

Tabla 89: Material con su porcentaje de desperdicio promedio

Material	% de desperdicio promedio
Mezcla para concreto	5
Mortero	10
Ladrillo para muros	5
Clavos	15
Madera	10
Acero de refuerzo	
φ 3/8"	3
φ 1/2"	5
φ 3/4"	8
φ 1"	10

A continuación se detallan la cantidades de acero estimadas para la obra gris.

Tabla 90: Volumen y peso total del acero de refuerzo en el proyecto.

Longitud total de barra [m]	Material	Diámetro de barra [mm]	Volumen de refuerzo [cm ³]	Volumen de refuerzo [m ³]	Peso [Ton]
300.01	ASTM A615M - Grado 420 - Φ6	6	8482.60	0.0085	0.0666
247.48	ASTM A615M - Grado 420 - Φ10	10	19437.01	0.0194	0.1526
2704.69	ASTM A615M - Grado 420 - Φ12	12	305893.48	0.3059	2.4013
1235.85	ASTM A615M - Grado 420 - Φ14	14	190244.42	0.1902	1.4934
1100.02	ASTM A615M - Grado 420 - Φ16	16	221172.30	0.2212	1.7362
			Total	0.7452	5.8501

Una vez definido las cantidades anteriores, se procee al recálculo de cantidades de acero, lo cual procede de la siguiente manera:

Tabla 91. Reajuste de cantidades de Acero.

Acero de refuerzo	Cantidades estimadas [Ton]	Porcentaje de desperdicio.	Cantidades totales [Ton]
ASTM A615M - Grado 420 - Φ6	0.0666	3%	0.686
ASTM A615M - Grado 420 - Φ10	0.1526	5%	0.160
ASTM A615M - Grado 420 - Φ12	2.4013	8%	2.593
ASTM A615M - Grado 420 - Φ14	1.4934	10%	1.643
ASTM A615M - Grado 420 - Φ16	1.7362	10%	1.909

Tabla 92: Volumen de hormigón en la estructura.

Material: Peso unitario	Material: Área	Material: Volumen	Familia y tipo
23.6 kN/m ³	15 m ²	1.07 m ³	Escalera moldeada in situ: Escalera monolítica
23.6 kN/m ³	247 m ²	20.29 m ³	M_Hormigón-Rectangular-Pilar: 350X350mm
23.6 kN/m ³	42 m ²	2.72 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: 30X25 cm
23.6 kN/m ³	108 m ²	7.90 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: 30X30 cm

23.6 kN/m ³	37 m ²	2.86 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: 35X30
23.6 kN/m ³	97 m ²	8.26 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: 35x35 cm
23.6 kN/m ³	7 m ²	0.48 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: 250x300mm
23.6 kN/m ³	9 m ²	0.60 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: 300x300mm
23.6 kN/m ³	21 m ²	1.62 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: 300x350mm
23.6 kN/m ³	30 m ²	2.50 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: 350x350 mm
23.6 kN/m ³	201 m ²	16.86 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: Riostra 30x42 cm
23.6 kN/m ³	24 m ²	1.15 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: V_esc
23.6 kN/m ³	855 m ²	26.09 m ³	M_Hormigón-Viga rectangular: Vigueta
23.6 kN/m ³	132 m ²	15.75 m ³	M_Zapata-Rectangular: 1.5x1.5x0.35 m
23.6 kN/m ³	3 m ²	0.20 m ³	M_Zapata-Rectangular: BASE
23.6 kN/m ³	3 m ²	0.22 m ³	M_Zapata-Rectangular: PE 0.70x1.00x0.40
23.6 kN/m ³	229 m ²	18.31 m ³	Suelo: Contrapiso - Planta Baja 8 cm
23.6 kN/m ³	373 m ²	18.65 m ³	Suelo: Loseta
23.6 kN/m ³	15 m ²	1.07 m ³	Tramo monolítico: Mamperlán 25 mm
Total general	2446 m²	146.60 m³	

Tabla 93. Reajuste de cantidades de Hormigón

Cantidad estimada [m ³]	Porcentaje de desperdicio	Cantidad total [m ³]
146.60 m ³	5%	153.93 m ³

5.5 Valoración integral del costo del proyecto incluyendo las medidas de prevención y mitigación del impacto ambiental

El costo total del proyecto se basa en el detalle presentado a continuación, en el cual se hace referencia importante a que el costo de los materiales no incluye el impuesto al valor agregado (IVA). En contraste a esto, si incluye la mano de obra requerida para

el correcto uso de los mismos. En adición, estos rubros también incluyen un porcentaje de costos indirectos, los cuales hacen referencia a distintos tipos de gastos requeridos durante la obra que no fueron contemplados antes de la misma, en otras palabras gastos emergentes.

ACTIVIDADES			CANTIDAD	DESPERDICIOS	CANTIDAD FINAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
N°	PRELIMINAR	UNIDAD					
1	Limpieza y desbroce manual	m2	241.80	5%	253.89	\$ 1.45	\$ 367.03
2	Replanteo y nivelación	m2	241.80	5%	253.89	\$ 1.66	\$ 421.51
3	Instalaciones provisionales y bodega	u	1.00	5%	1.05	\$ 460.20	\$ 483.21
4	Guardinería	Mes	6.00	0%	6.00	\$ 410.40	\$ 2,462.40
SUB-ESTRUCTURA							
5	Excavación manual en cimientos y plintos	m3	112.50	5%	118.13	\$ 12.68	\$ 1,497.63
6	Desalajo de material en volqueta con retroexcavadora	m3	112.50	10%	123.75	\$ 5.81	\$ 719.57
7	Hormigón Replanto 180 kg/cm2 e=0.05m	m3	2.25	5%	2.36	\$ 114.81	\$ 271.24
8	Acero en plintos	kg	415.10	5%	435.86	\$ 1.95	\$ 851.36
9	Hormigón 210 kg/cm2 en plintos incluye encofrado	m3	15.75	5%	16.54	\$ 168.20	\$ 2,781.68
10	Material de relleno debidamente compactado	m3	135	10%	148.50	\$ 16.97	\$ 2,519.65
SUPER-ESTRUCTURA							
IMPLANTACIÓN NIVEL 0							
11	Acero en riostras	kg	1382.37	5%	1451.49	\$ 1.95	\$ 2,835.20
12	Hormigón 210 kg/cm2 en riostras incluye encofrado	m3	16.65	5%	17.48	\$ 185.97	\$ 3,251.24
13	Malla electrosoldada en la losa de piso e=0.08	kg	541.2	5%	568.26	\$ 1.95	\$ 1,109.98
14	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de piso e=0.08 incluye encofrado	m3	19.34	5%	20.31	\$ 185.97	\$ 3,776.51
15	Acero en columnas	kg	1376.86	5%	1445.70	\$ 1.95	\$ 2,823.90
16	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	m3	13.22	5%	13.88	\$ 185.97	\$ 2,580.49
PLANTA ALTA							
17	Acero en vigas	kg	1226.13	5%	1287.44	\$ 1.95	\$ 2,514.75
18	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	m3	14.70	5%	15.44	\$ 185.97	\$ 2,870.46
19	Acero en losa de entrepiso	kg	2775.54	5%	2914.32	\$ 1.95	\$ 5,692.54
20	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de entrepiso incluye encofrado	m3	21.76	5%	22.85	\$ 185.97	\$ 4,249.07
21	Acero en escaleras para subir a la planta alta	kg	400.00	5%	420.00	\$ 1.95	\$ 820.39
22	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado	m3	8.56	5%	8.99	\$ 185.97	\$ 1,671.51
23	Acero en columnas	kg	1376.86	5%	1445.70	\$ 1.95	\$ 2,823.90
24	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	m3	13.22	5%	13.88	\$ 185.97	\$ 2,580.49
CUBIERTA							
25	Acero en vigas	kg	1226.13	5%	1287.44	\$ 1.95	\$ 2,514.75
26	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	m3	14.70	5%	15.44	\$ 185.97	\$ 2,870.46
27	Acero en losa de cubierta	kg	2775.54	5%	2914.32	\$ 1.95	\$ 5,692.54
28	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de cubierta incluye encofrado	m3	21.76	5%	22.85	\$ 185.97	\$ 4,249.07
29	Acero en escaleras para ascender a la cubierta	kg	400	5%	420.00	\$ 1.95	\$ 820.39
30	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado	m3	8.56	5%	8.99	\$ 185.97	\$ 1,671.51
ALBAÑILERÍA							
31	Paredes de bloques 15x20x40 cm y mampostería	m2	154	10%	169.40	\$ 21.26	\$ 3,601.25
Total:							\$ 73,395.66

Ilustración 151: Listado de rubros con sus cantidades, costos unitarios y costo total del proyecto

5.6 Cronograma valorado

El siguiente cronograma de planificación hace referencia a la ruta crítica del proyecto en función de su duración, en el cual se detalla el costo mensual por actividad a realizarse en los próximos 6 meses, tiempo estimado de la obra.

ACTIVIDADES			CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	1 Mes	2 Mes	3 Mes	4 Mes	5 Mes	6 Mes
N°	PRELIMINAR	UNIDAD									
1	Limpieza y desbroce manual	m2	253.89	\$ 1.45	\$ 367.03	\$ 367.03					
2	Replanteo y nivelación	m2	253.89	\$ 1.66	\$ 421.51	\$ 421.51					
3	Instalaciones provisionales y bodega	u	1.05	\$ 460.20	\$ 483.21	\$ 483.21					
4	Guardinería	Mes	6.00	\$ 410.40	\$ 2,462.40	\$ 410.40	\$ 410.40	\$ 410.40	\$ 410.40	\$ 410.40	\$ 410.40
SUB-ESTRUCTURA											
5	Excavación manual en cimientos y plintos	m3	118.13	\$ 12.68	\$ 1,497.63	\$ 1,497.63					
6	Desalojo de material en volqueta con retroexcavadora	m3	123.75	\$ 5.81	\$ 719.57	\$ 719.57					
7	Hormigón Resplando 180 kg/cm2 e=0.05m	m3	2.36	\$ 114.81	\$ 271.24	\$ 271.24					
8	Acero en plintos	kg	435.86	\$ 1.95	\$ 851.36	\$ 851.36					
9	Hormigón 210 kg/cm2 en plintos incluye encofrado	m3	16.54	\$ 168.20	\$ 2,781.68	\$ 2,781.68					
10	Material de relleno debidamente compactado	m3	148.50	\$ 16.97	\$ 2,519.65	\$ 2,519.65					
SUPER-ESTRUCTURA											
IMPLANTACION NIVEL 0											
11	Acero en riostras	kg	1451.49	\$ 1.95	\$ 2,835.20	\$ 2,835.20					
12	Hormigón 210 kg/cm2 en riostras incluye encofrado	m3	17.48	\$ 185.97	\$ 3,251.24	\$ 3,251.24					
13	Malla electrosoldada en la losa de piso e=0.08	kg	568.26	\$ 1.95	\$ 1,109.98	\$ 1,109.98					
14	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de piso e=0.08 incluye encofrado	m3	20.31	\$ 185.97	\$ 3,776.51	\$ 3,776.51					
15	Acero en columnas	kg	1445.70	\$ 1.95	\$ 2,823.90	\$ 2,823.90					
16	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	m3	13.88	\$ 185.97	\$ 2,580.49	\$ 2,580.49					
PLANTA ALTA											
17	Acero en vigas	kg	1287.44	\$ 1.95	\$ 2,514.75	\$ 2,514.75					
18	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	m3	15.44	\$ 185.97	\$ 2,870.46	\$ 2,870.46					
19	Acero en losa de entepiso	kg	2914.32	\$ 1.95	\$ 5,692.54	\$ 5,692.54					
20	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de entepiso incluye encofrado	m3	22.85	\$ 185.97	\$ 4,249.07	\$ 4,249.07					
21	Acero en escaleras para subir a la planta alta	kg	420.00	\$ 1.95	\$ 820.39	\$ 820.39					
22	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado	m3	8.99	\$ 185.97	\$ 1,671.51	\$ 1,671.51					
23	Acero en columnas	kg	1445.70	\$ 1.95	\$ 2,823.90	\$ 2,823.90					
24	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	m3	13.88	\$ 185.97	\$ 2,580.49	\$ 2,580.49					
CUBIERTA											
25	Acero en vigas	kg	1287.44	\$ 1.95	\$ 2,514.75	\$ 2,514.75					
26	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	m3	15.44	\$ 185.97	\$ 2,870.46	\$ 2,870.46					
27	Acero en losa de cubierta	kg	2914.32	\$ 1.95	\$ 5,692.54	\$ 5,692.54					
28	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de cubierta incluye encofrado	m3	22.85	\$ 185.97	\$ 4,249.07	\$ 4,249.07					
29	Acero en escaleras para ascender a la cubierta	kg	420.00	\$ 1.95	\$ 820.39	\$ 820.39					
30	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado	m3	8.99	\$ 185.97	\$ 1,671.51	\$ 1,671.51					
ALBANILERIA											
31	Paredes de bloques 15x20x40 cm y mampostería	m2	169.40	\$ 21.26	\$ 3,601.25	\$ 3,601.25					
Total:					\$ 69,794.41	\$ 7,803.62	\$ 9,016.49	\$ 21,779.04	\$ 12,555.74	\$ 11,488.16	\$ 7,151.36

Ilustración 152: Cronograma valorado del proyecto

CAPITULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Después del análisis de alternativas, cálculos y diseño del proyecto planteado, se puede concluir que:

- El sistema estructural basado en hormigón armado satisface las necesidades económicas y ambientales, así como también la preferencia del cliente.
- La cimentación de la estructura satisface ampliamente la demanda de las cargas a pesar de que las condiciones del estudio de suelo del terreno no son favorables.
- Todos los cálculos y en consecuencia los diseños propuestos satisfacen lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Los criterios de diseño para elementos estructurales en hormigón armado se realizaron bajo el código ACI 318-14
- El sistema estructural contempla vigas vistas, a diferencia de lo que comunmente se realiza en las construcciones de domicilios en Ecuador, lo que le aporta resistencia y garantiza su ductilidad.
- El presupuesto otorgado al cliente se encuentra dentro del rango tolerable, ya que, se encuentra por debajo de la media de costos a nivel nacional, considerando también que únicamente corresponde a la obra gris.

Recomendaciones

Una vez realizado el proyecto se recomienda que:

- La información usada para los cálculos geotécnicos correspondan a un estudio de suelo realizado en el terreno donde se va a realizar la obra, ya que en el presente proyecto se usó la información del estudio de suelo del terreno adyacente.
- El calculo de la capacidad de carga del suelo, así como asentamientos, se recomienda estimar de todos los puntos de donde se obtenga los ensayos geotecnicos, esto con el fin de considerar la condición más crítica.

- Se comparen criterios de diseño sismorresistente entre la NEC y la ASCE, ya que para propósitos del proyecto se consideró únicamente la NEC, pero en ocasiones esta tiende a ser muy conservadora.
- Para la construcción de la obra se consideren todas las características estructurales detalladas en los planos, así como también que la resistencia a la compresión simple del hormigón está establecida en 210 kg/cm².
- Se realice la estructura con encofrados reutilizables, para de esta manera evitar el gasto y consumo de madera, principalmente para la conservación del medio ambiente.
- El hormigón sea comprado y contratado como un servicio a una concretera local, para que de esta manera certifique que el mismo cumple con las especificaciones técnicas necesarias.
- Se realice un correcto manejo de desechos, escombros y reutilización de materiales en la medida de lo posible.

BIBLIOGRAFÍA

- Alcocer, S. (1995). Comportamiento y Diseño de estructuras de concreto reforzado: Muros Estructurales. México.
- American Concrete Institute, A. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).
- Aulestia, V. (2014). NEC-SE-CG. Dirección de Comunicación Social, Miduvi.
- Bellart Crevillen, M., & Mesa Marcos, S. (2009). *Impacto ambiental y ciclo de vida de los materiales de construcción*.
- Das, B. M. (2011). Principles of geotechnical engineering/Braja M. Das, Cengage Learning, Stamford, CT.
- Crisafulli, F. (2013). *Diseño Sismo Resistente de Construcciones de Acero*. Santiago de Chile.
- Cruz Cueva, G. E. (2016). Elaboración de un plan de contingencia por inundación del río Tena en los barrios: Bellavista, Las Hierbitas, El Tereré y barrio central de la ciudad de Tena (Bachelor's thesis, PUCE).
- Cruz Roja Ecuatoriana. (2010, abril). *Ecuador inundaciones 6 de abril del 2010*. https://reliefweb.int/sites/reliefweb.int/files/resources/4AD5502545FDAAF8852577070073A0A7-Informe_Completo.pdf
- Consultores, V. (2016). ViajandoX. Obtenido de Parque Amazónico La Isla: <https://www.ec.viajandox.com/tena/parque-amazonico-laisla-A198>

Daza Donoso, P. J. (2010). Construcción sostenible de edificios: una alternativa responsable para el desarrollo urbano de Quito (Bachelor's thesis, QUITO/PUCE/2010).

DOMÉNECH, José Luis. Huella Ecológica y desarrollo sostenible. AENOR. Asociación española de normalización y certificación, 2007.

ElComercio. (13 de Marzo de 2016). [elcomercio.com](https://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador/creciente-tres-rios-tena-ocasiono.html). Obtenido de El Comercio: <https://www.elcomercio.com/actualidad/ecuador/creciente-tres-rios-tena-ocasiono.html>

Espinosa, E. P., & Vargas, C. A. P. (2018). Determinación de la carga permanente correspondiente a distintos tipos de mamposterías en edificaciones de vivienda. *revistapuice*.

GADTENA. (2016). Tena. Obtenido de Tena Web site: <https://www.tena.gob.ec/index.php/tena/canton-tena>

Galarza Arévalo, D. A., & Valenzuela Torres, J. C. (2013). Diseño y construcción de un sistema de reutilización del agua en la mezcla del hormigón.

González, A. J. (1999). Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. X Jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana.

Hurtado, J. G. O. (2015). La gerencia BIM como sistema de gestión para proyectos de construcción. *Gerencia tecnológica informática*, 14(38), 2.

Leet, K., Uang, C., & Gilbert, A. (2011). *Fundamentals of Structural Analysis*. New York.

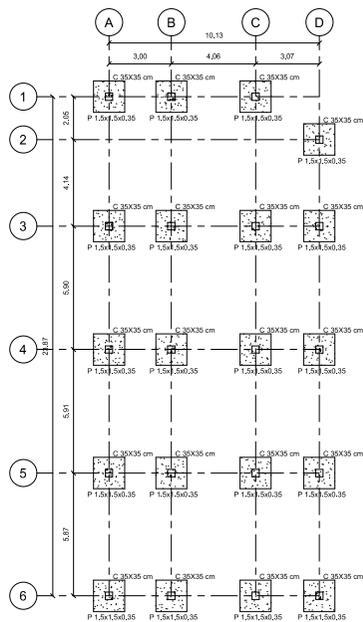
López, M. D. R., & Giraldo, J. J. A. (2008). Comparación técnico-financiera del acero estructural y el hormigón armado. *Dyna*, 75(155), 47-56.

Lomoschitz, A. (1996). Caracterización geotécnica del terreno, con ejemplos de Gran Canaria y Tenerife.

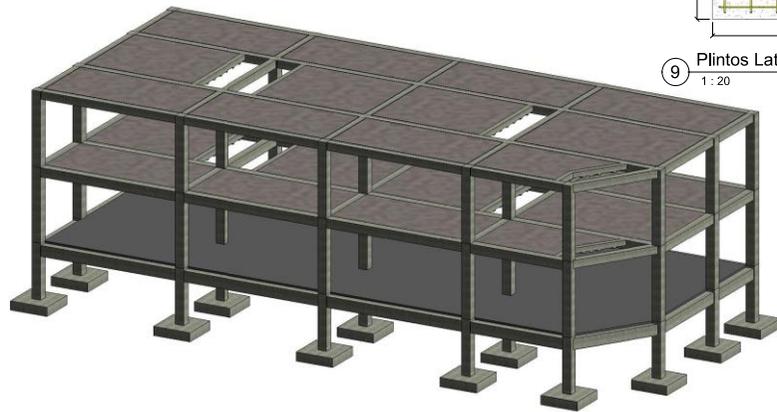
- Mánica, M. (2012). Distribución de asentamientos elásticos producidos por una configuración de carga superficial compleja. Cancún México.
- Meyerhof, G. G., & Hanna, A. M. (1978). Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4), 565-572.
- McCORMAC, J. (2012). Diseño de estructuras de acero. Alfaomega Grupo Editor.
- Moreno Fernández, E. (2008). Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón: Estudio experimental de la variación de la ductilidad en armaduras corroídas aplicando el criterio de acero equivalente.
- Navarrete, J. (2003). Secciones Compuestas de Acero Concreto Método LRFD.
- Sabelli, R., Roeder, C., & Hajjar, J. (2013). Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems. NEHRP Seismic Design Technical Brief N°8.
- Sanguinetti, C. M., & Ortiz, F. Q. (2014). Análisis de Ciclo de Vida en la determinación de la energía contenida y la huella de carbono en el proceso de fabricación del hormigón premezclado. Caso estudio planta productora Región del Bío Bío, Chile. *Hábitat Sustentable*, 16-25.
- Terzaghi, K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*, 5(4), 297-326.
- Vielma, J. C., Barbat Barbat, H. A., & Oller Martínez, S. H. (2008). Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado. *Zuncho*, 15, 22-29.

PLANOS Y ANEXOS

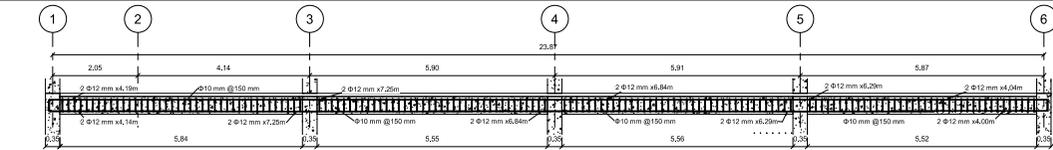
Apéndice A – Planos



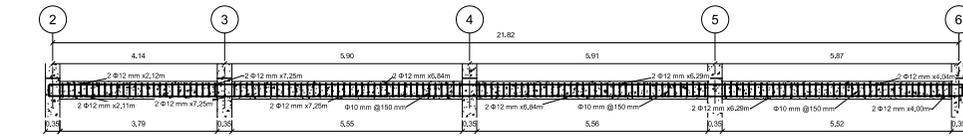
1 Implantación Cimentación
1 : 100



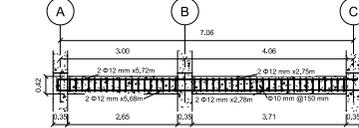
7 VISTA 3D



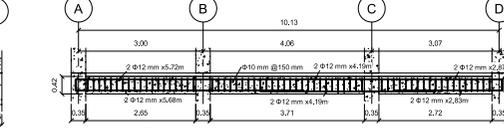
2 Riostras - Ejes A, B y C
1 : 50



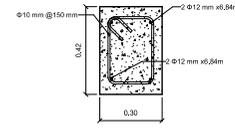
3 Riostras - Eje D
1 : 50



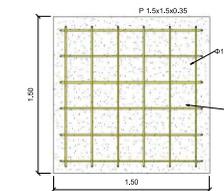
4 Riostras - Eje 1
1 : 50



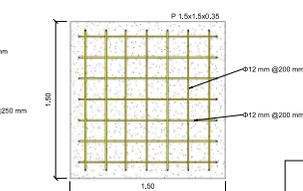
5 Riostras - Ejes 3, 4, 5 y 6
1 : 50



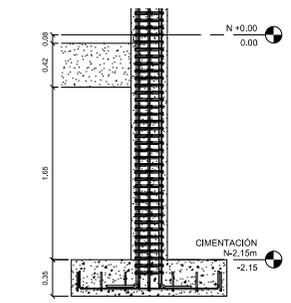
6 Riostra 30x42
1 : 10



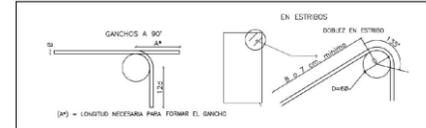
9 Plintos Laterales - Planta
1 : 20



10 Plintos Centrales - Planta
1 : 20



8 Detalle Cimentación
1 : 20



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

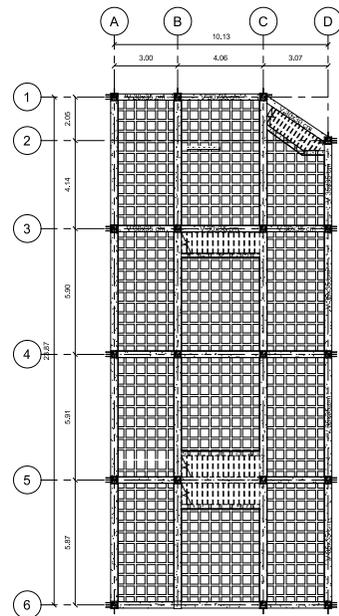
- Se utilizará un hormigón de 210 kg/cm³ en la construcción de la vivienda
- Se usará un acero de refuerzo de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- La longitud de empalme para el acero de refuerzo en columnas es de 90 cm.
- La longitud de empalme para el acero de refuerzo en vigas es de 70 cm.
- Se utilizará varillas de acero de diámetros 12, 14 y 16 mm para el refuerzo longitudinal.
- Se utilizará varillas de acero con diámetros de 10 y 12 mm para el refuerzo a corte.
- El recubrimiento en vigas y columnas será de 4cm; para losa y nervios de 2cm; para cimentaciones y miembros en contacto con el suelo será de 7.5cm.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD EN CIENCIAS DE LA TIERRA

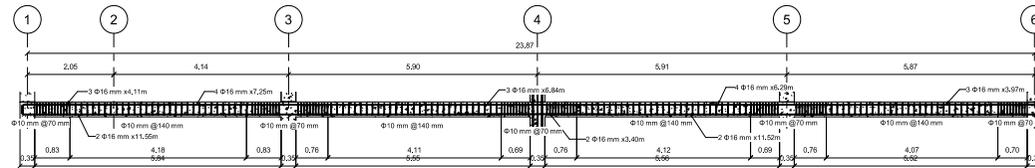
PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO RESIDENCIAL LA ORQUÍDEA II EN LA PROVINCIA DE NAPO

CONTENIDO:
IMPLANTACIÓN Y DETALLE DE ARMADO DE CIMENTACIÓN Y RIOSTRAS

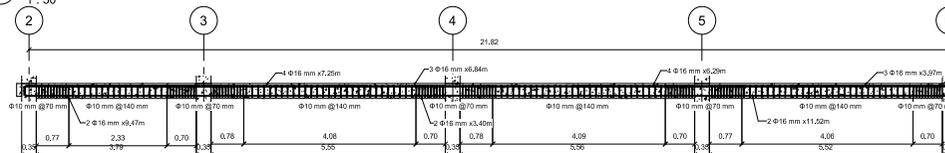
Coordinador de materia Ingeniería	Docente de Conocimiento Especifico	Docentes	Fecha de emisión
-PhD. Miguel Chavez	-MSc. Samantha Hidalgo	- Edgar Proaño P.	17/08/2021
Tutor de Área de Conocimiento	-MSc. Johnny Encalada	-MSc. Pablo Guzmán S.	Edición
-MSc. David Valverde	-Dis. Ing. Carola Zavala	- Pablo Guzmán S.	Estado
			E1 INICIADA



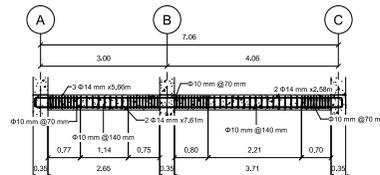
1 Nivel 2 N+2.88
1: 100



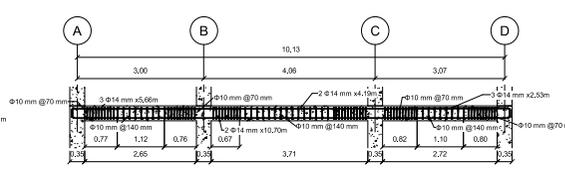
2 Vigas Nivel 2 - Ejes A, B y C
1: 50



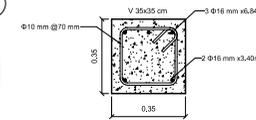
3 Vigas Nivel 2 - Eje D
1: 50



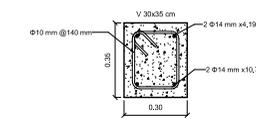
4 Vigas - Nv.2 - Eje 1
1: 50



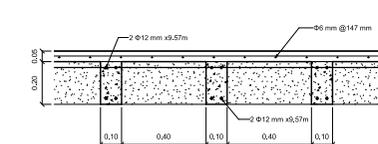
5 Vigas - Nv.2 - Ejes 3,4,5 y 6
1: 50



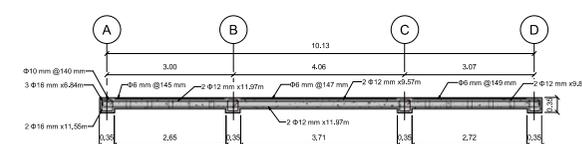
6 Viga 35x35 - Dirección Y
1: 10



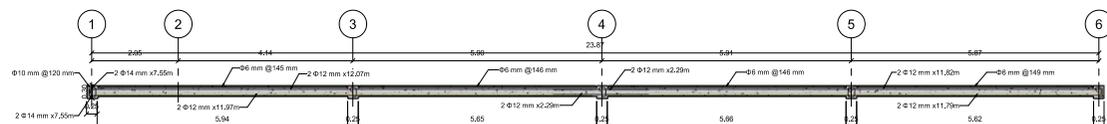
7 Viga 30x35 - Dirección X
1: 10



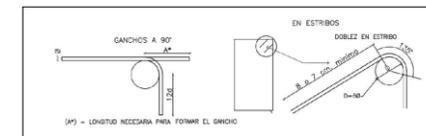
9 Corte Losa Nv. +2.88
1: 10



10 Nervios - Dirección X
1: 50



11 Nervios - Dirección Y
1: 50



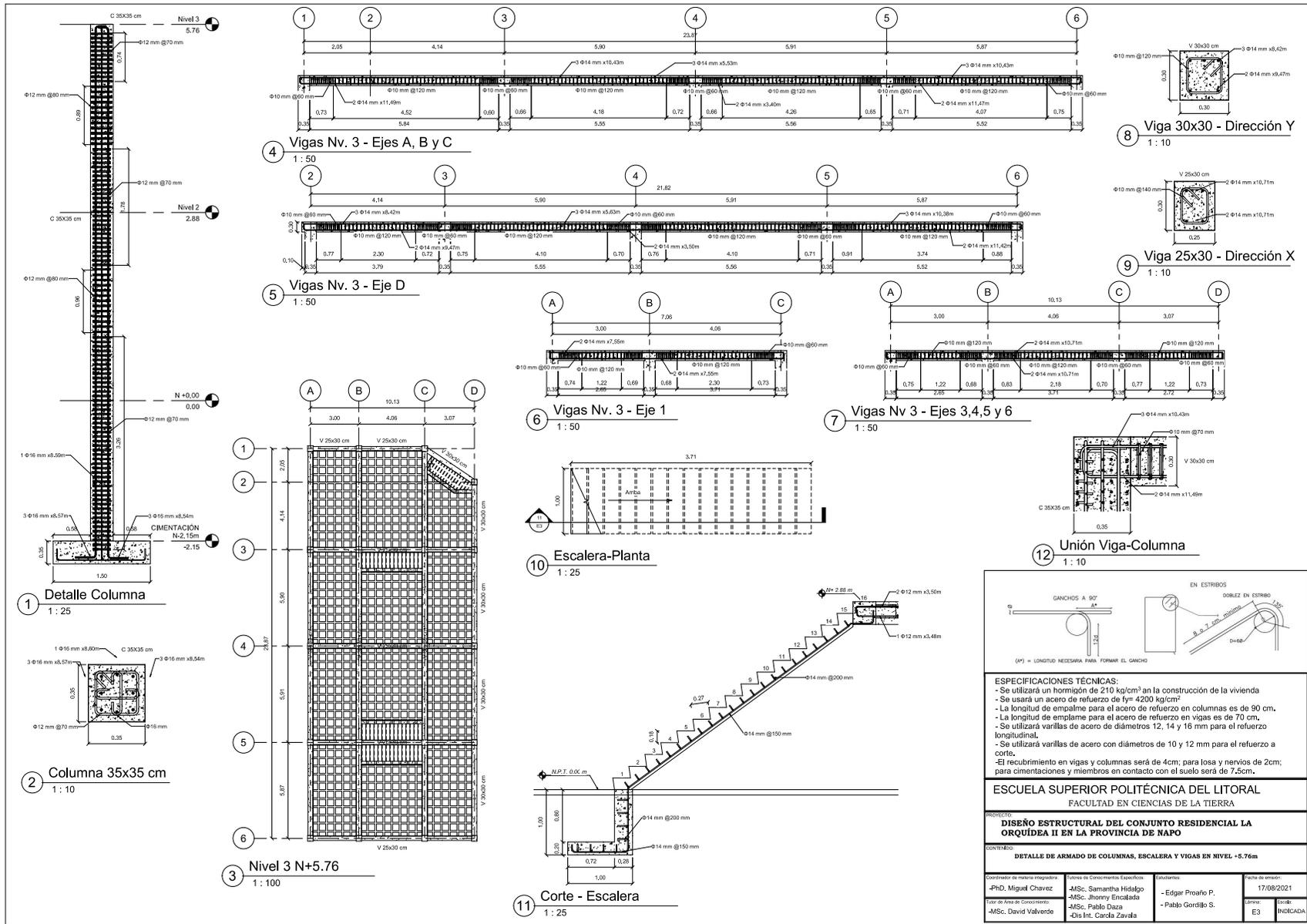
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:
 - Se utilizará un hormigón de 210 kg/cm³ en la construcción de la vivienda
 - Se usará un acero de refuerzo de f_y = 4200 kg/cm²
 - La longitud de empuje para el acero de refuerzo en columnas es de 90 cm.
 - La longitud de empuje para el acero de refuerzo en vigas es de 70 cm.
 - Se utilizará varillas de acero de diámetros 12, 14 y 16 mm para el refuerzo longitudinal.
 - Se utilizará varillas de acero con diámetros de 10 y 12 mm para el refuerzo a corte.
 - El recubrimiento en vigas y columnas será de 4cm; para losa y nervios de 2cm; para cimentaciones y miembros en contacto con el suelo será de 7.5cm.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
 FACULTAD EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO RESIDENCIAL LA ORQUÍDEA II EN LA PROVINCIA DE NAPO

CONTENIDO
DETALLE DE ARMADO DE LOSA, VIGAS EN NIVEL +2.88m

Coordinador de materia Integración	Área de Conocimiento Específico	Evaluador	Fecha de emisión
-PhD. Miguel Chavez	-MSc. Samantha Hidalgo	- Edgar Piroaño P.	17/08/2021
Tutor de Área de Conocimiento:	-MSc. Johnny Encalada	- Pablo Gordillo S.	Área: E2
-MSc. David Valverde	-MSc. Pablo Daza	-Dra. Inf. Carola Zavala	Estado: INICIADA



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

- Se utilizará un hormigón de 210 kg/cm³ en la construcción de la vivienda
- Se usará un acero de refuerzo de fy = 4200 kg/cm²
- La longitud de empuñe para el acero de refuerzo en columnas es de 90 cm.
- La longitud de empuñe para el acero de refuerzo en vigas es de 70 cm.
- Se utilizará varillas de acero de diámetros 12, 14 y 16 mm para el refuerzo longitudinal.
- Se utilizará varillas de acero con diámetros de 10 y 12 mm para el refuerzo a corte.
- El recubrimiento en vigas y columnas será de 4cm; para losa y nervios de 2cm; para cimentaciones y miembros en contacto con el suelo será de 7.5cm.

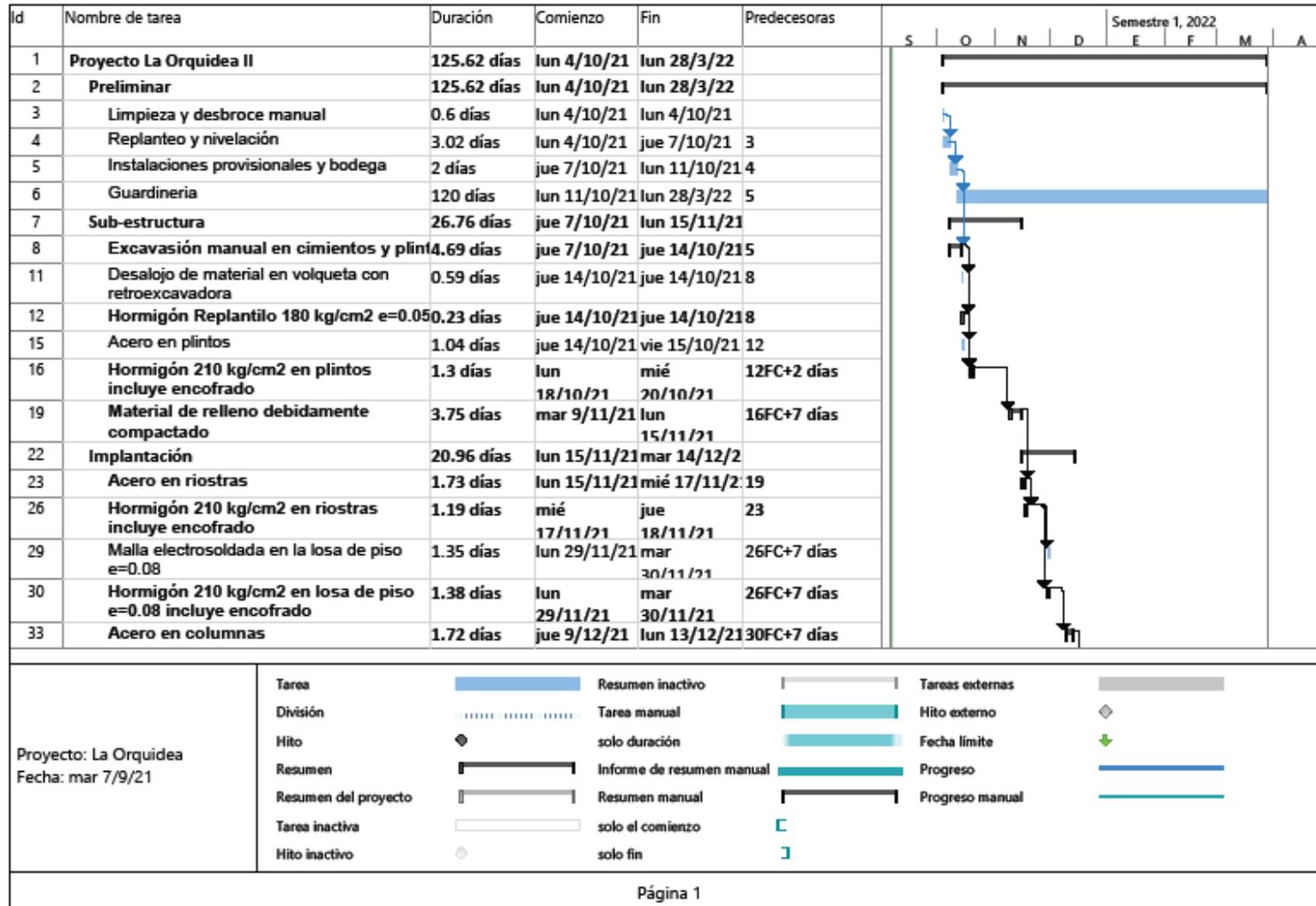
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO RESIDENCIAL LA ORQUÍDEA II EN LA PROVINCIA DE NAPO

CONTENIDO
DETALLE DE ARMADO DE COLUMNAS, ESCALERA Y VIGAS EN NIVEL +5.76m

Coordinador de trabajo integradora	Docentes de Conocimientos Específicos	Alumnos	Fecha de emisión:
-PhD. Miguel Chavez	-MSc. Samantha Hidalgo	- Edgar Proaño P.	17/08/2021
Tutor de Área de Conocimiento:	-MSc. Johnny Encalada	- Pablo Gorraljo S.	Forma: [] E3
-MSc. David Valverde	-MSc. Pablo Guiza	-Dis. Inr. Carola Zavala	INDICADA

Apéndice B – Diagrama de Gantt



Id	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin	Predecesoras	Semestre 1, 2022															
						S	O	N	D	E	F	M	A								
36	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	0.94 días	lun 13/12/21	mar 14/12/21	33																
39	Planta Alta	25.34 días	jue 23/12/21	jue 27/1/22																	
40	Acero en vigas	1.5 días	jue 23/12/21	vie 24/12/21	36FC+7 días																
43	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	1.05 días	vie 24/12/21	lun 27/12/21	40																
46	Acero en losa de entrepiso	3.47 días	mié 5/1/22	mar 11/1/22	43FC+7 días																
49	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de entrepiso incluye encofrado	1.55 días	mar 11/1/22	mié 12/1/22	46																
52	Acero en escaleras para subir a la planta alta	0.5 días	vie 21/1/22	lun 24/1/22	49FC+7 días																
55	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado	0.61 días	lun 24/1/22	mar 25/1/22	52																
58	Acero en columnas	1.72 días	mar 25/1/22	mié 26/1/22	55																
61	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	0.94 días	mié 26/1/22	jue 27/1/22	58																
64	Cubierta	22.71 días	lun 7/2/22	jue 10/3/22																	
65	Acero en vigas	1.53 días	lun 7/2/22	mié 9/2/22	61FC+7 días																
68	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	1.05 días	mié 9/2/22	jue 10/2/22	65																
71	Acero en losa de cubierta	3.47 días	lun 21/2/22	jue 24/2/22	68FC+7 días																
74	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de cubierta incluye encofrado	1.55 días	jue 24/2/22	lun 28/2/22	71																
77	Acero en escaleras para ascender a la cubierta	0.5 días	mié 9/3/22	mié 9/3/22	74FC+7 días																
80	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado	0.61 días	mié 9/3/22	jue 10/3/22	77																

Proyecto: La Orquidea Fecha: mar 7/9/21	Tarea		Resumen inactivo		Tareas externas	
	División		Tarea manual		Hito externo	
	Hito		solo duración		Fecha límite	
	Resumen		Informe de resumen manual		Progreso	
	Resumen del proyecto		Resumen manual		Progreso manual	
	Tarea inactiva		solo el comienzo			
	Hito inactivo		solo fin			

Página 2

Apéndice C – Parámetros estructurales

Valores del espectro de diseño

Los valores que sirven para graficar el espectro de diseño se muestran a continuación:

Región 1: $T \leq T_0$ (Periodos menores a 0.27 s)

T	Sa	Sa i
0.00	0.39	0.08
0.01	0.40	0.08
0.02	0.41	0.08
0.03	0.42	0.08
0.04	0.43	0.09
0.05	0.44	0.09
0.06	0.45	0.09
0.07	0.46	0.09
0.08	0.48	0.10
0.09	0.49	0.10
0.10	0.50	0.10
0.11	0.51	0.10
0.12	0.52	0.10
0.13	0.53	0.11
0.14	0.54	0.11
0.15	0.56	0.11
0.16	0.57	0.11
0.17	0.58	0.12
0.18	0.59	0.12
0.19	0.60	0.12
0.20	0.61	0.12
0.21	0.62	0.12
0.22	0.64	0.13
0.23	0.65	0.13
0.24	0.66	0.13
0.25	0.67	0.13
0.26	0.68	0.14
0.27	0.69	0.14

Región 2: $T_0 \leq T \leq T_c$ (Periodos ubicados en la meseta del espectro, entre 0.27 y 1.49)

T	Sa	Sa i
0.28	0.69	0.14
0.29	0.69	0.14
0.30	0.69	0.14
0.31	0.69	0.14

0.32	0.69	0.14
0.33	0.69	0.14
0.34	0.69	0.14
0.35	0.69	0.14
0.36	0.69	0.14
0.37	0.69	0.14

0.38	0.69	0.14
0.39	0.69	0.14
0.40	0.69	0.14
0.41	0.69	0.14
0.42	0.69	0.14
0.43	0.69	0.14
0.44	0.69	0.14
0.45	0.69	0.14
0.47	0.69	0.14
0.48	0.69	0.14
0.49	0.69	0.14
0.50	0.69	0.14
0.51	0.69	0.14
0.52	0.69	0.14
0.53	0.69	0.14
0.54	0.69	0.14
0.55	0.69	0.14
0.56	0.69	0.14
0.57	0.69	0.14
0.58	0.69	0.14
0.59	0.69	0.14
0.60	0.69	0.14
0.61	0.69	0.14
0.62	0.69	0.14
0.63	0.69	0.14
0.64	0.69	0.14
0.65	0.69	0.14
0.66	0.69	0.14
0.67	0.69	0.14
0.68	0.69	0.14
0.70	0.69	0.14
0.71	0.69	0.14
0.72	0.69	0.14
0.73	0.69	0.14
0.74	0.69	0.14
0.75	0.69	0.14
0.76	0.69	0.14
0.77	0.69	0.14
0.78	0.69	0.14
0.79	0.69	0.14
0.80	0.69	0.14
0.81	0.69	0.14
0.82	0.69	0.14
0.83	0.69	0.14

0.85	0.69	0.14
0.86	0.69	0.14
0.87	0.69	0.14
0.88	0.69	0.14
0.89	0.69	0.14
0.90	0.69	0.14
0.91	0.69	0.14
0.92	0.69	0.14
0.93	0.69	0.14
0.95	0.69	0.14
0.96	0.69	0.14
0.97	0.69	0.14
0.98	0.69	0.14
0.99	0.69	0.14
1.00	0.69	0.14
1.01	0.69	0.14
1.02	0.69	0.14
1.03	0.69	0.14
1.05	0.69	0.14
1.06	0.69	0.14
1.07	0.69	0.14
1.08	0.69	0.14
1.09	0.69	0.14
1.10	0.69	0.14
1.11	0.69	0.14
1.12	0.69	0.14
1.13	0.69	0.14
1.14	0.69	0.14
1.15	0.69	0.14
1.16	0.69	0.14
1.17	0.69	0.14
1.18	0.69	0.14
1.19	0.69	0.14
1.20	0.69	0.14
1.21	0.69	0.14
1.22	0.69	0.14
1.23	0.69	0.14
1.25	0.69	0.14
1.26	0.69	0.14
1.27	0.69	0.14
1.28	0.69	0.14
1.29	0.69	0.14
1.30	0.69	0.14
1.31	0.69	0.14

1.32	0.69	0.14
1.33	0.69	0.14
1.34	0.69	0.14
1.35	0.69	0.14
1.36	0.69	0.14
1.37	0.69	0.14
1.38	0.69	0.14
1.39	0.69	0.14
1.41	0.69	0.14

1.42	0.69	0.14
1.43	0.69	0.14
1.44	0.69	0.14
1.45	0.69	0.14
1.46	0.69	0.14
1.47	0.69	0.14
1.48	0.69	0.14
1.49	0.69	0.14

Región 3: $T \geq T_c$ (Periodos mayores a 1.49 s)

T	Sa	Sa i
1.50	0.68	0.14
1.51	0.68	0.14
1.52	0.67	0.13
1.53	0.66	0.13
1.54	0.66	0.13
1.55	0.65	0.13
1.56	0.64	0.13
1.57	0.64	0.13
1.58	0.63	0.13
1.59	0.63	0.13
1.60	0.62	0.12
1.61	0.61	0.12
1.62	0.61	0.12
1.63	0.60	0.12
1.64	0.60	0.12
1.65	0.59	0.12
1.66	0.59	0.12
1.67	0.58	0.12
1.68	0.58	0.12
1.69	0.57	0.11
1.71	0.56	0.11
1.72	0.56	0.11
1.73	0.55	0.11
1.74	0.55	0.11
1.75	0.54	0.11
1.76	0.54	0.11
1.77	0.53	0.11
1.78	0.53	0.11
1.79	0.52	0.10
1.80	0.52	0.10
1.81	0.51	0.10
1.82	0.51	0.10
1.83	0.51	0.10

1.84	0.50	0.10
1.85	0.50	0.10
1.86	0.49	0.10
1.87	0.49	0.10
1.88	0.49	0.10
1.89	0.48	0.10
1.90	0.48	0.10
1.91	0.48	0.10
1.92	0.47	0.09
1.93	0.47	0.09
1.94	0.46	0.09
1.95	0.46	0.09
1.96	0.46	0.09
1.97	0.45	0.09
1.99	0.45	0.09
2.00	0.44	0.09
2.01	0.44	0.09
2.02	0.44	0.09
2.03	0.43	0.09
2.04	0.43	0.09
2.05	0.43	0.09
2.06	0.42	0.08
2.07	0.42	0.08
2.08	0.42	0.08
2.09	0.42	0.08
2.11	0.41	0.08
2.12	0.41	0.08
2.13	0.40	0.08
2.14	0.40	0.08
2.15	0.40	0.08
2.16	0.40	0.08
2.17	0.39	0.08
2.18	0.39	0.08
2.19	0.39	0.08

2.20	0.38	0.08
2.21	0.38	0.08
2.22	0.38	0.08
2.23	0.38	0.08
2.24	0.37	0.07
2.25	0.37	0.07
2.26	0.37	0.07
2.27	0.37	0.07
2.28	0.36	0.07
2.29	0.36	0.07
2.30	0.36	0.07
2.31	0.36	0.07
2.32	0.35	0.07
2.33	0.35	0.07
2.34	0.35	0.07
2.35	0.35	0.07
2.36	0.35	0.07
2.37	0.34	0.07
2.39	0.34	0.07
2.40	0.34	0.07
2.41	0.34	0.07
2.42	0.33	0.07
2.43	0.33	0.07
2.44	0.33	0.07
2.45	0.33	0.07
2.46	0.33	0.07
2.47	0.32	0.06
2.48	0.32	0.06
2.49	0.32	0.06
2.50	0.32	0.06

Apéndice D – Cálculos adicionales de la subestructura

RESUMEN CALCULO DE LOS 4 PLINTOS ESQUINEROS

Diseño de flexion PLINTOS ESQUINEROS							
1,2D+1,6L				1,2D+1L+1S			
y B	6.03	Y L	6.25	y B	9.67	Y L	7.76
Mu B (t.m)	1.56	Mu L (t.m)	1.73	Mu B (t.m)	3.60	Mu L (t.m)	2.09
d Nece (cm)	5.90	d Nece (cm)	6.21	d Nece (cm)	8.97	d Nece (cm)	6.83
Cumple d ?	Ok peralte	Cumple d ?	Ok peralte	Cumple d ?	Ok peralte	Cumple d ?	Ok peralte
At B (cm2)	1.73	At L (cm2)	1.92	At B (cm2)	4.00	At L (cm2)	2.32
Diámetro de varilla (mm)	12	Diámetro de varilla (mm)	12	Diámetro de varilla (mm)	12	Diámetro de varilla (mm)	12
Cantidad de varillas	2	Cantidad de varillas	2	Cantidad de varillas	4	Cantidad de varillas	2
Separación de varillas (cm)	254	Separación de varillas (cm)	193	Separación de varillas (cm)	53	Separación de varillas (cm)	128
	Requier e patas		Requier e patas		Requier e patas		Requier e patas

RESUMEN DETALLE DE LOS 4 PLINTOS ESQUINEROS

Resumen	
B (m)	1.50
L (m)	1.50
H (m)	0.345
Varillas Eje X	
Diámetro de varilla (mm)	12
Cantidad de varillas	4
Separación de varillas (cm)	53
Varillas Eje Y	
Diámetro de varilla (mm)	12
Cantidad de varillas	2
Separación de varillas (cm)	128

RESUMEN CALCULO DE LOS PLINTOS DE BORDE

Diseño de flexion PLINTOS DE BORDE							
1,2D+1,6L				1,2D+1L+1S			
y B	10.56	Y L	10.44	y B	14.16	Y L	11.91
Mu B (t.m)	2.72	Mu L (t.m)	2.63	Mu B (t.m)	4.78	Mu L (t.m)	3.00
d Nece (cm)	7.80	d Nece (cm)	7.67	d Nece (cm)	10.33	d Nece (cm)	8.19

Cumple d ?	Ok peralte						
At B (cm2)	3.03	At L (cm2)	2.92	At B (cm2)	5.31	At L (cm2)	3.34
Diámetro de varilla (mm)	12						
Cantidad de varillas	3	Cantidad de varillas	3	Cantidad de varillas	5	Cantidad de varillas	3
Separación de varillas (cm)	81	Separación de varillas (cm)	85	Separación de varillas (cm)	37	Separación de varillas (cm)	69
	Requiere patas		Requiere patas		Requiere patas		Requiere patas

RESUMEN DETALLE DE LOS PLINTOS DE BORDE

Resumen PLINTOS DE BORDE	
B (m)	1.50
L (m)	1.50
H (m)	0.345
Varillas Eje X	
Diámetro de varilla (mm)	12
Cantidad de varillas	5
Separación de varillas (cm)	37
Varillas Eje Y	
Diámetro de varilla (mm)	12
Cantidad de varillas	3
Separación de varillas (cm)	69

Apéndice E – APUs

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	1				
Rubro:	Limpieza y desbroce manual				
Unidad:	m2				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03
SUBTOTAL EQUIPOS					0.06
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Maestro Mayor	0.10	4.04	0.40	0.02	0.01
Albañil	2.00	3.65	7.30	0.02	0.15
Peon	6.00	3.60	21.60	0.02	0.43
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.59
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Piolas, clavos, estacas	UNIDAD	1.00	0.56	0.56	
SUBTOTAL DE MATERIALES					0.56
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.20
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.24
	PRECIO UNITARIO				1.45
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.45

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	2				
Rubro:	Replanteo y nivelación				
Unidad:	m2				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0463
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0463
SUBTOTAL EQUIPOS					0.09
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Maestro Mayor	0.50	4.04	2.02	0.10	0.20
Peon	2.00	3.60	7.20	0.10	0.72
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.92
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Cuarton 4*4*300cm	u	0.16	1.25	0.20	
Tira 7cm*2.8m	u	0.10	1.00	0.10	
Clavos 2 1/2''	kg	0.01	2.10	0.02	
Piola (1000m)	rollo	0.01	5.00	0.05	
SUBTOTAL DE MATERIALES					0.37
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.384
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.28
	PRECIO UNITARIO				1.66
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.66

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	3				
Rubro:	Instalaciones provisionales y bodega				
Unidad:	u				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	10.13
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	10.13
SUBTOTAL EQUIPOS					20.27
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Maestro de obra	1.00	4.04	4.04	7.00	28.28
Peon	1.00	3.60	3.60	16.00	57.60
Electricista	1.00	3.65	3.65	16.00	58.40
Plomero	1.00	3.65	3.65	16.00	58.40
SUBTOTAL MANO DE OBRA					202.68
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Cable #6	m	4.00	1.89	7.56	
Cable #4	m	8.00	1.18	9.44	
Breaker General 70A 3P	U	1.00	23.00	23.00	
Caja Breaker 48	U	1.00	24.21	24.21	
Breaker 20A 1P	U	1.00	4.60	4.60	
Breaker 40A 2P	U	1.00	10.88	10.88	
Alambre CU TWG N°12	m	10.00	0.41	4.10	
Puntos de iluminación 120W	U	1.00	12.66	12.66	
Puntos de Tomacorriente 120W	U	1.00	13.75	13.75	
Foco	U	1.00	2.80	2.80	
Llave de manguera. Manija "T". 1/2"	U	1.00	9.55	9.55	
Manguera flex PE 1/2" Plastidor	m	20.00	0.40	8.00	
Montura & Accesorios para acometida de	U	1.00	30.00	30.00	
SUBTOTAL DE MATERIALES					160.55
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				383.50
	COSTO INDIRECTO 20.00%				76.70
	PRECIO UNITARIO				460.20
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				460.20

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	4				
Rubro:	Guardineria				
Unidad:	Mes				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
SUBTOTAL EQUIPOS					0.00
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Guardián	1.00	-	-	-	410.40
SUBTOTAL MANO DE OBRA					410.40
Materiales					
P: MATERIALES		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B
SUBTOTAL DE MATERIALES					0.00
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				410.40
	COSTO INDIRECTO				0.00
	PRECIO UNITARIO				410.40
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				410.40

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	5				
Rubro:	Excavación manual en cimientos y plintos				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.48
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.48
SUBTOTAL EQUIPOS					0.96
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.60	14.40	0.67	9.60
					0.00
					0.00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					9.60
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
SUBTOTAL DE MATERIALES					0.00
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				10.57
	COSTO INDIRECTO 20.00%				2.11
	PRECIO UNITARIO				12.68
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				12.68

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	6				
Rubro:	Desalojo de material en volqueta con retroexcavadora				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04
Volqueta de 8 m3	2.00	25.00	50.00	0.042	2.11
Retroexcavadora	1.00	45.00	45.00	0.042	1.90
SUBTOTAL EQUIPOS					4.08
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Chofer: Volqueta	2.00	5.29	10.58	0.042	0.45
Op. De retroexcavadora	1.00	4.04	4.04	0.042	0.17
Peon	1.00	3.60	3.60	0.042	0.15
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.77
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
JBTOTAL DE MATERIALES					0.00
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
BTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				4.85
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.97
	PRECIO UNITARIO				5.81
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				5.81

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	7				
Rubro:	Hormigón Replanto 180 kg/cm ² e=0.05m				
Unidad:	m ³				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.16
Concreteira 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.60	6.40
SUBTOTAL EQUIPOS					8.72
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.60	5.86
Albañil	1.00	3.65	3.65	1.60	5.84
Peon	2.00	3.60	7.20	1.60	11.52
SUBTOTAL MANO DE OBRA					23.22
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m ³	0.60	13.00	7.80	
Grava	m ³	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	6.40	6.88	44.03	
Agua	m ³	0.24	0.86	0.21	
SUBTOTAL DE MATERIALES					63.74
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				95.68
	COSTO INDIRECTO 20.00%				19.14
	PRECIO UNITARIO				114.81
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				114.81

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	8				
Rubro:	Acero en plintos				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	9				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en plintos incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.97
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.97
Concreteira 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.33	5.32
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.33	4.00
SUBTOTAL EQUIPOS					13.25
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.33	19.30
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.33	4.88
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.33	4.88
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.33	4.883
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.33	5.40
SUBTOTAL MANO DE OBRA					39.35
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	2.29	2.00	4.58	
Tabla encofrado 20*3.00	u	4.58	2.80	12.82	
Clavos 2 1/2''	kg	0.44	2.10	0.92	
SUBTOTAL DE MATERIALES					87.57
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				140.17
	COSTO INDIRECTO 20.00%				28.03
	PRECIO UNITARIO				168.20
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				168.20

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	10				
Rubro:	Material de relleno debidamente compactado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.24
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.24
Compactador mecánico	1.00	6.25	6.25	0.44	2.78
SUBTOTAL EQUIPOS					3.26
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.44	3.22
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	0.44	1.63
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4.84
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Agua	m3	0.04	0.86	0.03	
Material de mejoramiento (incluye transporte)	m3	1.20	5.00	6.00	
SUBTOTAL DE MATERIALES					6.03
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				14.14
	COSTO INDIRECTO 20.00%				2.83
	PRECIO UNITARIO				16.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				16.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	11				
Rubro:	Acero en riostras				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	12				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en riostras incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Concretera 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.14	4.57
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.14	3.43
SUBTOTAL EQUIPOS					11.37
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.14	16.54
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.14	4.19
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.14	4.64
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.74
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	5.24	2.00	10.48	
Tabla encofrado 20*3.00	u	9.82	2.80	27.50	
Clavos 2 1/2''	kg	1.26	2.10	2.65	
SUBTOTAL DE MATERIALES					109.86
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				154.98
	COSTO INDIRECTO 20.00%				31.00
	PRECIO UNITARIO				185.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				185.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	13				
Rubro:	Malla electrosoldada en la losa de piso e=0.08				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	14				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de piso e=0.08 incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Concretera 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.14	4.57
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.14	3.43
SUBTOTAL EQUIPOS					11.37
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.14	16.54
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.14	4.19
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.14	4.64
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.74
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	5.24	2.00	10.48	
Tabla encofrado 20*3.00	u	9.82	2.80	27.50	
Clavos 2 1/2''	kg	1.26	2.10	2.65	
SUBTOTAL DE MATERIALES					109.86
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				154.98
	COSTO INDIRECTO 20.00%				31.00
	PRECIO UNITARIO				185.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				185.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	15				
Rubro:	Acero en columnas				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	16				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Concreteira 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.14	4.57
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.14	3.43
SUBTOTAL EQUIPOS					11.37
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.14	16.54
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.14	4.19
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.14	4.64
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.74
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	5.24	2.00	10.48	
Tabla encofrado 20*3.00	u	9.82	2.80	27.50	
Clavos 2 1/2''	kg	1.26	2.10	2.65	
SUBTOTAL DE MATERIALES					109.86
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				154.98
	COSTO INDIRECTO 20.00%				31.00
	PRECIO UNITARIO				185.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				185.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	17				
Rubro:	Acero en vigas				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	18				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Concretera 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.14	4.57
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.14	3.43
SUBTOTAL EQUIPOS					11.37
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.14	16.54
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.14	4.19
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.14	4.64
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.74
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	5.24	2.00	10.48	
Tabla encofrado 20*3.00	u	9.82	2.80	27.50	
Clavos 2 1/2''	kg	1.26	2.10	2.65	
SUBTOTAL DE MATERIALES					109.86
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				154.98
	COSTO INDIRECTO 20.00%				31.00
	PRECIO UNITARIO				185.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				185.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	19				
Rubro:	Acero en losa de entrepiso				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	20				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de entrepiso incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Concretera 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.14	4.57
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.14	3.43
SUBTOTAL EQUIPOS					11.37
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.14	16.54
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.14	4.19
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.14	4.64
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.74
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	5.24	2.00	10.48	
Tabla encofrado 20*3.00	u	9.82	2.80	27.50	
Clavos 2 1/2''	kg	1.26	2.10	2.65	
SUBTOTAL DE MATERIALES					109.86
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				154.98
	COSTO INDIRECTO 20.00%				31.00
	PRECIO UNITARIO				185.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				185.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	21				
Rubro:	Acero en escaleras				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	22				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Concretera 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.14	4.57
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.14	3.43
SUBTOTAL EQUIPOS					11.37
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.14	16.54
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.14	4.19
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.14	4.64
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.74
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	5.24	2.00	10.48	
Tabla encofrado 20*3.00	u	9.82	2.80	27.50	
Clavos 2 1/2''	kg	1.26	2.10	2.65	
SUBTOTAL DE MATERIALES					109.86
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				154.98
	COSTO INDIRECTO 20.00%				31.00
	PRECIO UNITARIO				185.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				185.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	23				
Rubro:	Acero en columnas				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	24				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Concreteira 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.14	4.57
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.14	3.43
SUBTOTAL EQUIPOS					11.37
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.14	16.54
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.14	4.19
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.14	4.64
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.74
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	5.24	2.00	10.48	
Tabla encofrado 20*3.00	u	9.82	2.80	27.50	
Clavos 2 1/2''	kg	1.26	2.10	2.65	
SUBTOTAL DE MATERIALES					109.86
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				154.98
	COSTO INDIRECTO 20.00%				31.00
	PRECIO UNITARIO				185.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				185.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	25				
Rubro:	Acero en vigas				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	26				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Concreteira 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.14	4.57
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.14	3.43
SUBTOTAL EQUIPOS					11.37
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.14	16.54
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.14	4.19
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.14	4.64
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.74
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	5.24	2.00	10.48	
Tabla encofrado 20*3.00	u	9.82	2.80	27.50	
Clavos 2 1/2''	kg	1.26	2.10	2.65	
SUBTOTAL DE MATERIALES					109.86
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				154.98
	COSTO INDIRECTO 20.00%				31.00
	PRECIO UNITARIO				185.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				185.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	27				
Rubro:	Acero en losa de cubierta				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	28				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de cubierta incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Concreteira 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.14	4.57
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.14	3.43
SUBTOTAL EQUIPOS					11.37
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.14	16.54
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.14	4.19
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.14	4.64
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.74
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	5.24	2.00	10.48	
Tabla encofrado 20*3.00	u	9.82	2.80	27.50	
Clavos 2 1/2''	kg	1.26	2.10	2.65	
SUBTOTAL DE MATERIALES					109.86
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				154.98
	COSTO INDIRECTO 20.00%				31.00
	PRECIO UNITARIO				185.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				185.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	29				
Rubro:	Acero en escaleras				
Unidad:	kg				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02
Cizalla	1.00	0.75	0.75	0.02	0.02
SUBTOTAL EQUIPOS					0.05
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Ferrero	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0.36
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.05	1.10	1.16	
Alambre galvanizado N. 18	kg	0.03	1.90	0.06	
SUBTOTAL DE MATERIALES					1.21
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				1.63
	COSTO INDIRECTO 20.00%				0.33
	PRECIO UNITARIO				1.95
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				1.95

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	30				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado				
Unidad:	m3				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
Concreteira 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.14	4.57
Vibrador 5hp	1.00	3.00	3.00	1.14	3.43
SUBTOTAL EQUIPOS					11.37
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	4.00	3.62	14.47	1.14	16.54
Albañil	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Operador de equipo liviano	1.00	3.66	3.66	1.14	4.19
Carpintero	1.00	3.66	3.662	1.14	4.19
Maestro mayor	1.00	4.06	4.060	1.14	4.64
SUBTOTAL MANO DE OBRA					33.74
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Arena gruesa	m3	0.60	13.00	7.80	
Grava	m3	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	7.20	6.88	49.54	
Agua	m3	0.24	0.86	0.21	
Cuarton 6*6*300	u	5.24	2.00	10.48	
Tabla encofrado 20*3.00	u	9.82	2.80	27.50	
Clavos 2 1/2''	kg	1.26	2.10	2.65	
SUBTOTAL DE MATERIALES					109.86
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				154.98
	COSTO INDIRECTO 20.00%				31.00
	PRECIO UNITARIO				185.97
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				185.97

Nombre del oferente:	Pablo Gordillo & Edgar Proaño				
No:	31				
Rubro:	Paredes de bloques 15x20x40 cm y mampostería				
Unidad:	m2				
M: EQUIPOS	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Herramienta menor (5% M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.22
Seguridad industrial (5%M.O)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.22
Andamio metálico	1.00	2.00	2.00	1.14	2.29
SUBTOTAL EQUIPOS					2.72
N: MANO DE OBRA	CANTIDAD A	JORNAL/H B	COSTO HOR C = A*B	Rendimiento	COSTO D = C*K
Peón	2.00	3.62	7.24	0.20	1.45
Mampostero	4.00	3.66	14.65	0.20	2.93
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4.38
Materiales					
P: MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A*B	
Bloque de 15x20x40cm	u	22.00	0.45	9.90	
Arena fina	m3	0.013	13.00	0.17	
Cemento	saco	0.079	6.88	0.54	
Agua	m3	0.003	0.86	0.00	
SUBTOTAL DE MATERIALES					10.62
Q: TRANSPORTE	UNIDAD	DISTANCIA A	COSTO/KM B	CANTIDAD C	COSTO D=A*B*C
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					0.000
ELABORADO:	COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q				17.72
	COSTO INDIRECTO 20.00%				3.54
	PRECIO UNITARIO				21.26
	PRECIO UNITARIO REFERENCIAL				21.26

