

**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA IGLESIA UBICADA EN LA  
GARZOTA, GUAYAQUIL”**

**PROYECTO INTEGRADOR**

Previo la obtención del Título de:

**Ingeniera Civil**

Presentado por:

ACOSTA CALDERON SAMANTHA MARIA

DIAZ AYALA JOSIE JONYUI

**GUAYAQUIL - ECUADOR**

**Año: 2021**

## DEDICATORIA

Este logro se lo dedico a Dios, a mis padres, mis abuelos y mis hermanos, que de manera directa o indirecta fueron de gran apoyo para mí durante esta travesía que me llevó a cumplir una de mis metas y es el inicio de muchas más. Gracias por estar siempre para mí.

Acosta Calderón Samantha María

## DEDICATORIA

A Dios por ser quien me acompaña en toda esta trayectoria dándome fuerzas y perseverancia para obtener este logro, pues sin Él como base de mi vida no hubiese llegado a este punto.

A mis padres que han sabido formarme con buenos principios y valores que serán la base para mi vida profesional. Por apoyarme en seguir mis sueños, por sus consejos y enseñanzas. Es para mí una gran satisfacción poder dedicarles a ellos este gran logro.

Diaz Ayala Josie Jonyui

## **AGRADECIMIENTOS**

Desde el fondo de mi corazón, mi más sincero agradecimiento a todos aquellos quienes forjaron mi camino a lo largo de mi carrera universitaria, en especial a mis maestros, que han sabido moldearnos no solo a nivel profesional sino ético y moral. Agradezco a la Escuela Superior Politécnica del Litoral por todas las oportunidades brindadas, a mis amigos y a mis tutores que han sabido guiar de la mejor manera este proyecto.

Acosta Calderón Samantha María

## **AGRADECIMIENTOS**

Le dio gracias a Dios por haberme permitido cumplir una de mis más grandes metas. Agradezco a mi familia, amigos y Pastores que de una u otra forma han contribuido en la realización de este proyecto. Gracias a mis profesores y tutores por la dedicación y paciencia que tuvieron al orientarnos durante todo este proceso.

Gracias a la ESPOL por educarme a ser una profesional íntegra y competente. Por abrirme las puertas y dejarme ser parte de la comunidad politécnica.

Diaz Ayala Josie Jonyui

## DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Samantha María Acosta Calderón y Josie Jonyui Diaz Ayala 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”



Samantha María Acosta  
Calderón



Josie Jonyui Diaz Ayala

## **EVALUADORES**

---

**Ing. Luis Dávila, Msc**

PROFESOR DE LA MATERIA

---

**Ing. Luis Sánchez, PhD**

PROFESOR TUTOR

## RESUMEN

La iglesia “Corona del Rey” es una congregación evangélica parte del Ministerio Asambleas de Dios, la cual es dirigida por los Pastores Felipe Freire y Martha de Freire. La trayectoria de la iglesia inicia en el año 2005 en un espacio alquilado en donde podían realizar sus actividades religiosas. Sin embargo, a lo largo de los años y por problemas externos, han perdido la mitad del espacio alquilado inicialmente y debido a esto, los pastores se han visto en la necesidad de adquirir un lugar propio para realizar de mejor manera sus actividades religiosas.

Los pastores y la comunidad han solicitado el diseño de una iglesia para la congregación “Corona del Rey” que se construiría en la ciudad de Guayaquil, en el sector de “La Garzota”. La propuesta para este proyecto serían dos estructuras, una como nave industrial de acero estructural donde funcionaría como templo/zona de adoración y la otra estructura sería un edificio de tres plantas de hormigón armado donde funcionarían las oficinas, guardería, cuarto de sonido y de más.

El diseño estructural se realiza con ayuda de los programas SAP 2000 y Etabs para la nave industrial y el edificio respectivamente para corroborar que las estructuras sean sísmicamente resistentes. Finalmente se presentan unos diseños finales que cumplen con las expectativas y necesidades del cliente; tanto funcional como económicamente. Además, se ha asegurado que se cumplan las normativas municipales acorde al uso y ubicación del predio donde se construirá la iglesia.

Adicionalmente el diseño de la estructura cumple también con los requerimientos y recomendaciones de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción, el código americano ACI y el AISC.

**Palabras clave:** Construcción, Diseño estructural, Hormigón armado, Acero estructural, iglesia evangélica.

## ***ABSTRACT***

The church "Corona del Rey" is an evangelical congregation part of the Assemblies of God Ministry, which is directed by Pastors Felipe Freire and Martha de Freire. The history of the church began in 2005 in a rented space where they could carry out their religious activities. However, over the years and due to external problems, they have lost half of the initially rented space and because of this, the pastors have found it necessary to acquire their own place to better carry out their religious activities.

The pastors and the community have requested the design of a church for the "Corona del Rey" congregation that would be built in the city of Guayaquil, in the "La Garzota" sector. The proposal for this project would be two structures, one as a structural steel industrial warehouse where it would function as a temple/worship area and the other structure would be a three-story reinforced concrete building where the offices, nursery, sound room and more would function. .

The structural design is carried out with the help of the SAP 2000 and Etabs programs for the industrial warehouse and the building, respectively, to confirm that the structures are seismically resistant. Finally, some final designs are presented that meet the expectations and needs of the client; both functionally and economically. In addition, it has been ensured that municipal regulations are complied with according to the use and location of the property where the church will be built.

Additionally, the design of the structure also complies with the requirements and recommendations of the Ecuadorian Construction Regulations, the American ACI code and the AISC.

**Keywords:** Construction, Structural design, Reinforced concrete, Structural steel, evangelic church.

# ÍNDICE GENERAL

RESUMEN .....	I
<i>ABSTRACT</i> .....	II
ÍNDICE GENERAL .....	III
ABREVIATURAS.....	VII
SIMBOLOGÍA.....	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	X
ÍNDICE DE TABLAS .....	XV
ÍNDICE DE PLANOS.....	XVIII
CAPÍTULO 1 .....	19
1.    Introducción .....	19
1.1    Antecedentes .....	19
1.2    Localización .....	21
1.2.1    Ubicación del terreno.....	22
1.3    Información básica .....	23
1.4    Objetivos .....	24
1.4.1    Objetivo General.....	24
1.4.2    Objetivos Específicos .....	24
1.5    Justificación .....	24
1.6    Marco teórico .....	25
1.6.1    Consideraciones legales.....	25
1.6.2    Materiales .....	26
1.6.3    Diseño sismo - resistente .....	27
1.6.4    Cargas de diseño .....	28

1.6.5	Estudios geotécnicos.....	29
1.6.6	Plataforma BIM.....	29
CAPÍTULO 2	.....	30
2.	METODOLOGÍA.....	30
2.1	Trabajo de campo y gabinete.....	30
2.2	Revisión del diseño arquitectónico.....	31
2.3	Alternativas de diseño.....	32
2.3.1	Alternativa 1: Galpón de Hormigón armado y Edificio administrativo de Hormigón armado.....	33
2.3.2	Alternativa 2: Galpón de Acero estructural y Edificio administrativo de Acero estructural .....	33
2.3.3	Alternativa 3: Galpón de Acero estructural y Edificio administrativo de Hormigón Armado .....	33
2.4	Criterios para la selección de las alternativas .....	34
2.4.1	Costo .....	34
2.4.2	Rapidez de construcción .....	35
2.4.3	Mano de obra .....	36
2.4.4	Ductilidad estructural.....	36
2.4.5	Durabilidad .....	37
2.4.6	Preferencia del cliente .....	38
2.5	Comparativa de las alternativas.....	38
2.6	Selección de la alternativa a ejecutar .....	40
CAPÍTULO 3	.....	40
3.	DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES .....	40
3.1	Diseño arquitectónico .....	40
3.2	Diseño estructural de la edificación .....	47

3.2.1	Uso de la edificación .....	47
3.2.2	Estimación de cargas .....	49
3.2.3	Prediseño .....	58
3.2.4	Modelación 3D y análisis en ETABS para estructura de hormigón armado .....	70
3.2.5	Modelación 3D y análisis en SAP para estructura de acero .....	82
3.2.6	Diseño de estructura de hormigón armado.....	89
CAPÍTULO 4 .....		124
4.	ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL .....	124
4.1	Introducción .....	124
4.2	Antecedentes .....	125
4.3	Certificado ambiental .....	125
4.4	Objetivos .....	127
4.4.1	Objetivo general .....	127
4.4.2	Objetivo específico .....	127
4.5	Descripción de los sistemas constructivos en el ámbito ambiental... ..	127
4.5.1	Extracción de materias primas y fabricación .....	127
4.5.2	Aplicación y uso.....	129
4.5.3	Disposición final.....	130
4.6	Identificación de impactos ambientales a lo largo del ciclo de vida ..	132
4.6.1	Hormigón.....	132
4.7	Valoración de impactos ambientales .....	135
4.8	Medidas de prevención/mitigación .....	139
4.8.1	Hormigón.....	139
4.8.2	Acero .....	140
4.9	Conclusiones .....	141

CAPÍTULO 5 .....	142
5.    PRESUPUESTO.....	142
5.1    Estructura de desglose del trabajo.....	142
5.2    Descripción de rubros .....	143
5.2.1    Rubros preliminares .....	143
5.2.2    Rubros sub – estructura .....	144
5.2.3    Rubros super – estructura – Galpón.....	145
5.2.4    Rubros super – estructura – Edificio.....	145
5.3    Análisis de costos unitarios.....	146
5.4    Descripción de cantidades de obra.....	146
5.5    Galpón .....	147
5.6    Edificio .....	148
5.7    Valoración integral del costo del proyecto incluyendo las medidas de prevención y mitigación del impacto ambiental.....	148
5.8    Cronograma valorado .....	149
CAPÍTULO 6 .....	153
6.    Conclusiones Y Recomendaciones .....	153
6.1    Conclusiones .....	153
6.2    Recomendaciones .....	153
BIBLIOGRAFÍA .....	154
PLANOS Y ANEXOS .....	159

## **ABREVIATURAS**

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
BIM	Building Information Modelling
ACI	American Concrete Institute
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
AISC	American Institute of Steel Construction
INEC	Instituto Nacional de Estadística y Censos
EIA	Estudio de Impacto Ambiental
ACV	Análisis de Ciclo de Vida
EDT	Estructura de Desglose de Trabajo

## SIMBOLOGÍA

m	Metro
cm	Centímetro
mm	Milímetro
Kg	Kilogramo
Mpa	Megapascales
f'c	Resistencia a la compresión del concreto
fy	Fluencia del acero
I	Factor de importancia
Sa	Espectro elástico de diseño
R	Factor de reducción de respuesta estructural
Z	Zona sísmica
Fa	Coefficiente de amplificación del suelo
Fd	Coefficiente amplificador de ordenadas de espectro elástico
Fs	Factor de respuesta no lineal del suelo en sismo
T	Periodo fundamental de la estructura
To	Periodo de vibración de control
Tc	Periodo de vibración de control
$\eta$	Relación de amplificación espectral
r	Coefficiente dependiente de la región
Ct	Coefficiente para el periodo fundamental
$\alpha$	Coefficiente para el periodo fundamental
k	Factor relacionado al periodo fundamental
A	Área
Ag	Área gruesa
Vc	Resistencia al cortante del concreto
Vs	Resistencia al cortante del acero
Vn	Resistencia al cortante mayorada
Vu	Resistencia al cortante nominal
Ve	Resistencia al cortante probable a suceder
$\emptyset$	Factor de mayoración

In	Luz libre
h	Altura
b	Base
d	Profundida efectiva
Pu	Carga axial
$\Delta_M$	Deriva inelástica
Mu	Momento a flexión
S	Separación
rec	Recubrimiento
db	Diámetro de varilla
Qi	Índice de estabilidad de piso
Pi	Suma de la carga vertical total sin mayorar
$\Delta_i$	Deriva de piso
Vi	Cortante sísmico de piso
hi	Altura de piso
FS	Factor de seguridad
n	Cohesión del suelo
Vuu	Resistencia al cortante unidireccional
Vcb	Resistencia al cortante bidireccional
Ta	Tensión permisible
Tb	Tensión aplicada
Va	Cortante permisible
Vb	Cortante aplicada
V	Cortante
M	Momento

## ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1.1. a) Espacio original de la iglesia, b) espacio reducido de la iglesia.....	20
Ilustración 1.2 Mapa de ubicación geográfica de Guayaquil .....	21
Ilustración 1.3 Ubicación de la ciudadela Garzota dentro de la ciudad de Guayaquil, (Google Earth, 2021) .....	22
Ilustración 1.4 Ubicación del terreno en el sector de la Garzota, (Google Earth, 2021).....	22
Ilustración 1.5 Vista frontal del terreno, (Google Earth, 2021).....	23
Ilustración 2.1 Diseño arquitectónico, Planta baja.....	31
Ilustración 2.2 Diseño arquitectónico, planta alta .....	32
Ilustración 2.3 Diseño arquitectónico, terraza.....	32
Ilustración 3.1 Render Entrada Principal .....	41
Ilustración 3.2 Render Auditorio: Altar y Nave.....	41
Ilustración 3.3 Render Oficina Pastoral .....	42
Ilustración 3.4 Render Oficina Secretaría.....	42
Ilustración 3.5 Render Baños .....	43
Ilustración 3.6 Render Patio Posterior – Retiro posterior.....	43
Ilustración 3.7 Render Escalera .....	44
Ilustración 3.8 Render Cuarto Sonido y Multimedia .....	44
Ilustración 3.9 Render Pasillo planta alta .....	45
Ilustración 3.10 Render de guardería .....	45
Ilustración 3.11 Render de extensión de nave .....	46
Ilustración 3.12 Render baños planta alta y bodega .....	46
Ilustración 3.13 Render terraza .....	47
Ilustración 3.14 Plano arquitectónico planta baja .....	48
Ilustración 3.15 Plano arquitectónico planta alta .....	48
Ilustración 3.16 Plano arquitectónico terraza.....	49
Ilustración 3.17 Cargas vivas, (NEC, 2015).....	51
Ilustración 3.18 Mapa para diseño sísmico, (NEC, 2015) .....	52

Ilustración 3.19 Poblaciones ecuatorianas y factor de zona sísmico, (NEC, 2015).....	52
Ilustración 3.20 Tipos de suelos, (NEC, 2015) .....	53
Ilustración 3.21 Coeficiente de amplificación Fa, (NEC, 2015).....	54
Ilustración 3.22 Coeficiente de amplificación Fd, (NEC,2015).....	54
Ilustración 3.23 Coeficiente de amplificación Fs, (NEC, 2015).....	54
Ilustración 3.24 Factor de importancia, (NEC, 2015).....	55
Ilustración 3.25 Gráfica espectro de respuesta elástico (NEC,2015) .....	56
Ilustración 3.26 Espectro de respuesta elástico e inelástico para estructura HA .....	57
Ilustración 3.27 Espectro de respuesta elástico e inelástico para estructura AE .....	58
Ilustración 3.28 Coeficientes para el periodo fundamental, (NEC, 2015) .....	58
Ilustración 3.29 Altura mínima para losa nervada, (ACI, 2019) .....	59
Ilustración 3.30 Vista frontal de la losa nervada .....	59
Ilustración 3.31 Columna crítica .....	61
Ilustración 3.32 Dimensiones del galpón .....	63
Ilustración 3.33 Estructura modelada en SAAP 2000.....	64
Ilustración 3.34 Catálogo de perfiles U, (DIPAC) .....	65
Ilustración 3.35 Momentos críticos del galpón.....	65
Ilustración 3.36 Distancia entre cordones en el punto C .....	66
Ilustración 3.37 Modelamiento del galpón en AutoCAD .....	66
Ilustración 3.38 Diagrama cortante del galpón .....	67
Ilustración 3.39 Catálogo de ángulos L, (DIPAC) .....	67
Ilustración 3.41 Modelado en ETABS, vista 3D.....	70
Ilustración 3.42 Vista en planta de la estructura.....	70
Ilustración 3.43 Definición del hormigón 210.....	71
Ilustración 3.44 Definición del acero de refuerzo.....	71
Ilustración 3.45 Definición de la sección de la columna .....	72
Ilustración 3.46 Modificación de inercia en la columna .....	73
Ilustración 3.47 Definición de la viga en la dirección X.....	73
Ilustración 3.48 Definición de la viga en la dirección Y.....	73

Ilustración 3.49 Modificación de inercia en las vigas .....	74
Ilustración 3.50 Definición de la viga nervada .....	74
Ilustración 3.51 Peso sísmico de la estructura .....	75
Ilustración 3.52 Cargas en planta 1 .....	75
Ilustración 3.53 Cargas en planta 2 .....	76
Ilustración 3.54 Asignación de cargas en cada nivel .....	76
Ilustración 3.55 Combinaciones de cargas .....	77
Ilustración 3.56 Factor K, (NEC, 2015) .....	77
Ilustración 3.57 Coeficiente sísmico en X .....	78
Ilustración 3.58 Coeficiente sísmico en Y .....	78
Ilustración 3.59 Definición del número de nodos .....	79
Ilustración 3.60 Máxima deriva permisible inelástica, (NEC, 2015) .....	80
Ilustración 3.61 Deriva máxima en la dirección X .....	81
Ilustración 3.62 Deriva máxima en la dirección Y .....	81
Ilustración 3.63 Galpón modelado en SAAP 2000 .....	82
Ilustración 3.64 Definición del material .....	82
Ilustración 3.65 Definición de tensores y hormigón .....	83
Ilustración 3.66 Definición cordón superior e inferior U125x50x3 .....	83
Ilustración 3.67 Definición diagonales 2L25x25x3 .....	84
Ilustración 3.68 Definición de ángulos principales 2U125x50x3 .....	84
Ilustración 3.69 Definición de correas G100x50x15x3 .....	84
Ilustración 3.70 Definición de tensores varillas diámetro 20mm .....	85
Ilustración 3.71 Definición de pilaretes vigas y columnas de 15x20cm .....	85
Ilustración 3.72 Definición del peso sísmico .....	86
Ilustración 3.73 Definición de cargas .....	86
Ilustración 3.74 Aplicación de cargas .....	86
Ilustración 3.75 Definición de combinaciones de cargas .....	87
Ilustración 3.76 Definición del coeficiente sísmico en X .....	88
Ilustración 3.77 Definición del coeficiente sísmico en Y .....	88
Ilustración 3.78 3.2.5.3.5 Número de nodos y participación de masa total .....	88
Ilustración 3.79 Análisis de derivas .....	89
Ilustración 3.80 Vista de losa nervada .....	89

Ilustración 3.81 Vista en planta de la estructura en ETABS .....	91
Ilustración 3.82 Coeficientes, (ACI, 2019) .....	93
Ilustración 3.83 Ganchos.....	94
Ilustración 3.84 Tabla referente a longitud de desarrollo, (ACI, 2019) .....	94
Ilustración 3.85 Longitud de traslape a tracción, (ACI, 2019) .....	95
Ilustración 3.86 Columna B3 .....	102
Ilustración 3.87 Momentos generados en la columna B3 .....	103
Ilustración 3.88 Carga axial sobre la columna B3 .....	104
Ilustración 3.89 Diagrama de interacción en eje X .....	105
Ilustración 3.90 Diagrama de interacción en eje Y .....	105
Ilustración 3.91 Columna más cargada .....	109
Ilustración 3.92 Definición de la combinación de cargas .....	109
Ilustración 3.93 Distribución de esfuerzos trapezoidal .....	112
Ilustración 3.94 Corte unidireccional .....	112
Ilustración 3.95 Corte bidireccional .....	114
Ilustración 3.96: Definición del material hormigón de 210 .....	116
Ilustración 3.97: Definición del material acero de refuerzo .....	116
Ilustración 3.98: Definición recubrimiento 75 milímetros .....	117
Ilustración 3.99: Definición del espesor de plinto interno .....	117
Ilustración 3.100: Vista en planta de las cimentaciones .....	118
Ilustración 3.101: Definición del coeficiente de Balasto.....	118
Ilustración 3.102: Presiones en el suelo debido a D+L.....	119
Ilustración 3.103: Presiones en el suelo debido a D+L+Sx .....	119
Ilustración 3.104: Presiones en el suelo debido a D+L+Sy .....	120
Ilustración 3.105: Asentamientos en suelo debido a D+L.....	120
Ilustración 3.106: Asentamientos en suelo debido a D+L+Sx .....	121
Ilustración 3.107: Asentamientos en suelo debido a D+L+Sy .....	121
Ilustración 3.108: Resultados de corte bidireccional .....	122
Ilustración 4.1 Diagrama del ciclo de vida en una obra civil, (Briard, 2016) ..	125
Ilustración 4.2 Certificado ambiental .....	126
Ilustración 4.3 Impacto ambiental del hormigón en la fase de extracción ....	132

Ilustración 4.4 Impacto ambiental en el hormigón en la fase de aplicación y uso .....	133
Ilustración 4.5 Impacto ambiental del hormigón en la fase de disposición final .....	133
Ilustración 4.6 Impacto ambiental del acero en la fase de extracción .....	134
Ilustración 4.7 Impacto ambiental del acero en la fase de aplicación y uso ..	135
Ilustración 4.8 Impacto ambiental del acero en la fase de disposición final ..	135
Ilustración 4.9 Impacto ambiental por elemento ambiental.....	139
Ilustración 4.10 Impacto ambiental por etapa del ciclo de vida .....	139
Ilustración 5.1 Estructura de desglose de trabajo.....	142
Ilustración 5.2 Diagrama de Gantt parte 1 .....	151
Ilustración 5.3 Diagrama de Gantt parte 2.....	151
Ilustración 5.4 Diagrama de Gantt parte 3.....	152

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Costo estimado para cada alternativa .....	35
Tabla 2.2 Numerología de escala de satisfacción .....	38
Tabla 2.3 Ponderación para cada criterio.....	38
Tabla 2.4 Asignación de valores de escala de Likert .....	39
Tabla 2.5 Valores ponderados .....	39
Tabla 3.1 Detallamiento de cargas muertas en edificio.....	49
Tabla 3.2 Detallamiento de cargas muertas en galpón .....	50
Tabla 3.3 Detallamiento de cargas vivas.....	51
Tabla 3.4 Cargas vivas en galpón .....	51
Tabla 3.5 Parámetros relacionados al espectro de respuesta.....	56
Tabla 3.6 Periodo de las estructuras de HA y AE .....	58
Tabla 3.7 Peso propio de vigas A-B y B-C .....	60
Tabla 3.8 Peso propio de vigas 1-2 y 2-3.....	61
Tabla 3.9 Periodo fundamental de la estructura .....	80
Tabla 3.10 Cálculo del coeficiente sísmico.....	87
Tabla 3.11 Carga última sobre la losa nervada .....	89
Tabla 3.12 Área requerida de acero.....	90
Tabla 3.13 Propiedades de la viga a diseñar .....	92
Tabla 3.14 Acero requerido en vigas.....	92
Tabla 3.15 Acero colocado en vigas .....	92
Tabla 3.16 Datos iniciales de la viga .....	96
Tabla 3.17 Momentos máximos probables.....	96
Tabla 3.18 Resultados de cortantes.....	97
Tabla 3.19 Refuerzo longitudinal en vigas en X .....	99
Tabla 3.20 Refuerzo transversal en zona de confinamiento.....	99
Tabla 3.21 Refuerzo transversal en zona de no confinamiento.....	99
Tabla 3.22 Refuerzo longitudinal en vigas en Y .....	99
Tabla 3.23 Refuerzo transversal en zona de confinamiento.....	99
Tabla 3.24 Refuerzo transversal en zona de no confinamiento.....	100
Tabla 3.25 Refuerzo longitudinal en vigas en X .....	100

Tabla 3.26 Refuerzo transversal en zona de confinamiento.....	100
Tabla 3.27 Refuerzo transversal en zona de no confinamiento.....	100
Tabla 3.28 Refuerzo longitudinal en vigas en Y .....	100
Tabla 3.29 Refuerzo transversal en zona de confinamiento.....	101
Tabla 3.30 Refuerzo transversal en zona de no confinamiento.....	101
Tabla 3.31 Detallamiento de varillas .....	101
Tabla 3.32 Determinación del índice de estabilidad .....	102
Tabla 3.33 Acero longitudinal.....	104
Tabla 3.34 Dimensiones de columnas en planta baja .....	107
Tabla 3.35 Refuerzo longitudinal.....	107
Tabla 3.36 Refuerzo transversal .....	107
Tabla 3.37 Dimensiones de columnas en planta alta .....	107
Tabla 3.38 Refuerzo longitudinal.....	108
Tabla 3.39 Refuerzo transversal .....	108
Tabla 3.40 Reacciones obtenidas de ETABS.....	110
Tabla 3.41 Cálculo del esfuerzo de contacto.....	111
Tabla 3.42 Revisión de esfuerzos .....	112
Tabla 3.43 Corte unidireccional: 12D+1.6L .....	113
Tabla 3.44 Corte unidireccional: 12D+L+S.....	113
Tabla 3.45 Corte bidireccional.....	114
Tabla 3.46 Revisión por aplastamiento .....	115
Tabla 3.47 Predimensionamiento final .....	115
Tabla 3.48: Resumen de presiones en el suelo .....	120
Tabla 3.49: Resumen de asentamientos.....	122
Tabla 3.50 Diseño a flexión: 1.2D+1.6L .....	123
Tabla 3.51 Diseño a flexión: 1.2D+L+S.....	123
Tabla 3.52 Resumen del diseño a flexión .....	123
Tabla 4.1 Fases del ciclo de vida de los materiales .....	131
Tabla 4.2 Escala de valor cualitativa, (2020, Tito).....	136
Tabla 4.3 Ponderación de criterios ambientales.....	136
Tabla 4.4 Nomenclatura de tablas de valoración de impacto ambiental .....	136
Tabla 4.5 Análisis de magnitud e impacto del hormigón .....	137

Tabla 4.6 Análisis de magnitud e impacto del acero .....	137
Tabla 4.7 Resultados de impacto ambiental del hormigón .....	137
Tabla 4.8 Resultados de impacto ambiental del acero .....	137
Tabla 5.1 Cantidad total de acero estructural en galpón .....	147
Tabla 5.2 Cantidad total de hormigón en galpón .....	147
Tabla 5.3 Cantidad total de acero de refuerzo en galpón .....	147
Tabla 5.4 Área total de mampostería en galpón .....	147
Tabla 5.5 Cantidad total de hormigón en edificio .....	148
Tabla 5.6 Cantidad total de acero de refuerzo en edificio .....	148
Tabla 5.7 Área total de mampostería en edificio .....	148
Tabla 5.8 Presupuesto final .....	149
Tabla 5.9 Cronograma valorado .....	150

## ÍNDICE DE PLANOS

Pano ES 1/5 Galpón: Planta de Cimentación – Elevación en Sentido X – Tensores – Zapata – Columna – Riostra .....	167
Plano ES 2/5 Galpón: Elevación en Sentido Y – Cubierta – Zapata – Isométrico.....	168
Plano ES 3/5 Planta de Cimentación – Zapatas en Elevación Sentido “X” “Y” – Riostra de Cimentación.....	169
Plano ES 4/5 Primera Planta – Planta Alta – Detalle Columnas y Vigas Elevación en Sentido X.....	170
Plano ES 5/5 Detalle Columnas Y Vigas Elevación en Sentido Y – Detalle Escalera – Losa Nervada.....	171

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN

La iglesia “Yoido Full Gospel Church” ubicada en Seoul – Corea, reconocida mundialmente por las prédicas transmitidas en línea por el Pastor fundador David Yonggi Cho, es una de las iglesias evangélicas más grandes del mundo llegando a tener más de 800,000 miembros (Gutiérrez, 2021). En Ecuador existen alrededor de 843 organizaciones consideradas como iglesias, congregaciones e instituciones similares. Para el 2015 El Comercio presentó al ministerio de las Asambleas de Dios como uno de los más grandes dentro del Ecuador. Esta consta con más de 150 iglesias hijas, una radio, un canal de TV y una página web. Su iglesia principal con 200,000 miembros se encuentra en Luque y Rumichaca, ciudad Guayaquil.

Las iglesias evangélicas no se caracterizan por lucir una línea arquitectónica fija, más bien depende mucho de la denominación y las necesidades de los Pastores para sus miembros. Son edificaciones multidisciplinarias que no solo buscan exponer un sermón, sino crear una relación interpersonal con los creyentes desde enseñanzas, actividades recreativas, hasta escuelas para niños y capacitaciones para los más adultos. Ya que este tipo de estructuras son diversas y en algunos casos masivas, son mucho más numerosas las iglesias parroquiales que se asientan en campos o ciudades pequeñas en busca de establecer iglesias pequeñas para llevar el mensaje de Dios. Y aunque en la época antigua las iglesias eran hechas de barro, caña u otros materiales de la propia localización, el siglo XX trajo consigo el acero y el hormigón con metodologías constructivas como el hormigón in situ, la prefabricación, estructuras de acero y estructuras mixtas.

### 1.1 Antecedentes

Las iglesias cristianas al ser consideradas una organización religiosa sin fines de lucro no siempre poseen los recursos suficientes para adquirir un propio establecimiento. Incluso establecerse en diferentes sectores puede llegar a ser difícil ya que influyen factores como el sector y normativa municipal para ser considerada iglesia o la acogida/aceptación por parte de los moradores.

Los Pastores Felipe y Martha de Freire alquilaron un establecimiento de 28.30m x 25.00 m en la avenida principal Guillermo Pareja Rolando en la ciudad de

Guayaquil, Ecuador. Inaugurando el 28 de febrero del 2005 la primera iglesia hija de Asambleas de Dios en el sector de la Garzota, La Iglesia evangélica “Corona del Rey”.

A mediados del 2018 la iglesia con 13 años de actividad adquiere un terreno en el mismo sector a unos cuantos kilómetros. Para finales del siguiente año deciden realizar un plan de proyecto para la construcción del nuevo templo quedando en pausa debido a la pandemia COVID-19 que impactó en el mundo. Esto perjudicó los ingresos para el Ecuador por 6,421 millones según la evaluación de los efectos e impactos de la emergencia sanitaria del país. Provocando que muchas empresas, escuelas, industrias, restaurantes, tiendas cerraran definitivamente y otros se mudaran debido a la falta económica para cubrir el costo de alquiler.

Por temas económicos la iglesia Corona del Rey no podía cubrir el costo del alquiler en su totalidad y debido a esto, el dueño del establecimiento decide reducir el espacio de alquiler de la iglesia a la mitad (reducción del espacio para el templo a 28.30m x 14.50m), de tal manera que la mitad restante se la alquila a la Corporación El Rosado para establecer un Mini comisariato.



a)



b)

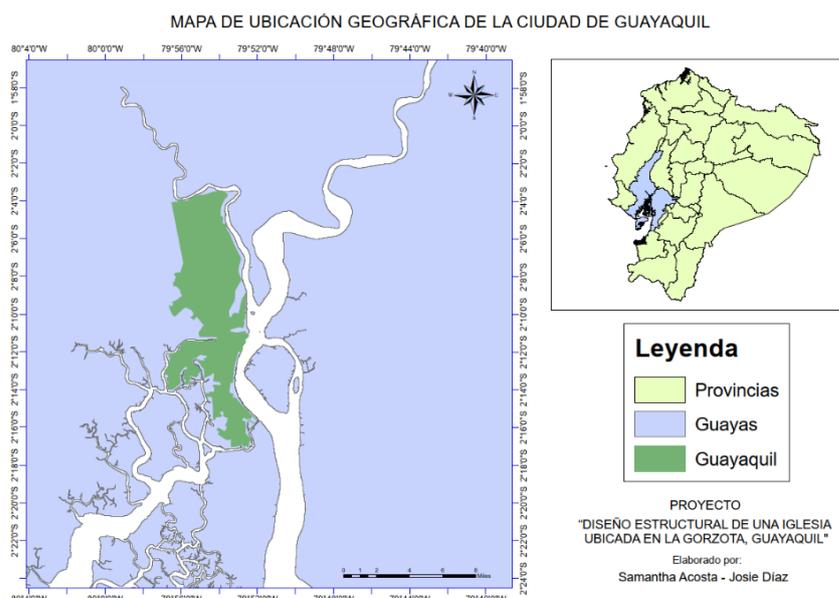
**Ilustración 1.1. a) Espacio original de la iglesia, b) espacio reducido de la iglesia**

Tras la realidad a la que se va ajustando el mundo, la Iglesia ha retomado el proyecto de construcción de su nuevo templo y pretenden establecerse en su terreno propio adquirido en el 2018 en la Garzota. Para ello se debe tener en cuenta ciertos factores al momento del diseño estructural del templo, por ejemplo, el uso del suelo considerado por el municipio de Guayaquil como residencial ya que

el terreno se encuentra vacío. Y esto estará resuelto al momento en el que se presenten todos los planos del proyecto. Otro aspecto son los varios reglamentos que la estructura debe cumplir, por ejemplo, altura máxima de la edificación, metros cuadrados de construcción para ser considerada iglesia y no capilla, no debe presentar contaminación de ruido, entre otras. Al tener en consideración los lineamientos mencionados, este proyecto pretende realizar el diseño estructural una iglesia en la Garzota – Guayaquil, con el fin de presentar una opción de alternativa que sea económica y rápida de construir, de tal manera que cumpla con los requerimientos del cliente y las normativas correspondientes.

## 1.2 Localización

La ciudad de Guayaquil, oficialmente llamada Santiago de Guayaquil y conocida como la perla del pacifico es una de las ciudades más grandes de Ecuador, cuenta con alrededor de 2.7 millones de habitantes, acorde a las cifras presentadas por la INEC en el año 2018. Se encuentra ubicada a 6 metros por arriba del nivel del mar, con una latitud de -2.21 y una longitud de -79.91, adicionalmente se encuentra entre el rio Guayas y el estero del Salado, lo que quiere decir que se encuentra situado en el centro de la región litoral ecuatoriana o mejor conocida como la Costa.



**Ilustración 1.2 Mapa de ubicación geográfica de Guayaquil**

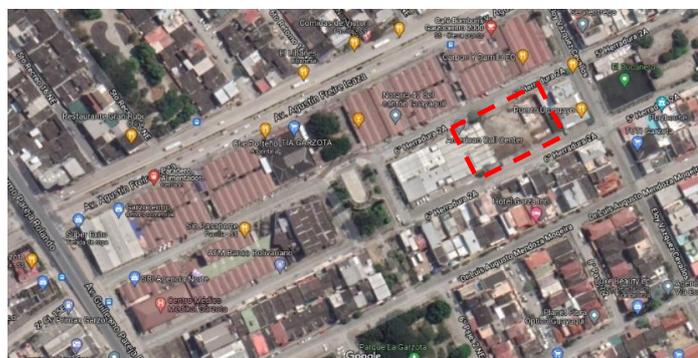
### 1.2.1 Ubicación del terreno

La zona en donde se plantea realizar el proyecto es en la ciudadela “La Garzota”, ubicada en el norte de la ciudad de Guayaquil. El sector es de carácter comercial y residencial, con un área de aproximadamente 1’420.691 metros cuadrados.

El terreno donde se construirá la iglesia se encuentra ubicado en la avenida Guillermo Pareja Ronaldo y la 6° Herradura 2A, cercano al centro comercial Garzocentro2000 y cuenta con un área de aproximadamente 480 metros cuadrados, de los cuales se encuentran divididos en tres solares consecutivos de dimensiones de ocho metros de ancho y veinte de largo cada uno.



**Ilustración 1.3 Ubicación de la ciudadela Garzota dentro de la ciudad de Guayaquil, (Google Earth, 2021)**



**Ilustración 1.4 Ubicación del terreno en el sector de la Garzota, (Google Earth, 2021)**



**Ilustración 1.5 Vista frontal del terreno, (Google Earth, 2021)**

### **1.3 Información básica**

En la ciudad de Guayaquil, Capital de la Provincia del Guayas, República del Ecuador, el 21 de septiembre del 2018 la Iglesia Corona del Rey adquiere los solares con número 22, 23, 24 en la Garzota manzana 37. Los mismos vendidos por la Honorable Junta de Beneficencia de Guayaquil, representada por el abogado German Francisco Lince Manrique. Quienes son propietarios del predio denominado “Atarazana” el cual contiene el cuerpo de terreno denominado “La Garzota”. El dominio se encuentra comprendido dentro de los siguientes linderos y dimensiones:

- Solar 22: Área 160m<sup>2</sup>
  - Por el Norte: Solar 15 con 8 metros.
  - Por el Sur: Calle sexta herradura 2A NE con 8 metros.
  - Por el Este: Solar 21 con 20 metros.
  - Por el Oeste: Solar 23 con 20 metros.
- Solar 23: Área 160m<sup>2</sup>
  - Por el Norte: Solar 14 con 8 metros.
  - Por el Sur: Calle sexta herradura 2A NE con 8 metros.
  - Por el Este: Solar 22 con 20 metros.
  - Por el Oeste: Solar 24 con 20 metros.
- Solar 24: Área 160m<sup>2</sup>
  - Por el Norte: Solar 15 con 8 metros.
  - Por el Sur: Calle sexta herradura 2A NE con 8 metros.
  - Por el Este: Solar 23 con 20 metros.
  - Por el Oeste: Solar 25 con 20 metros.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General**

Realizar el análisis y el diseño estructural de una edificación de uso religioso en la ciudad de Guayaquil, que cumpla con los requerimientos del cliente y las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la construcción y ordenanzas municipales.

### **1.4.2 Objetivos Específicos**

1. Diseñar elementos estructurales según especificaciones NEC 2015 y ACI-318 para elementos de hormigón armado y AISC para elementos de acero estructural.
2. Realizar un análisis sismo resistente de la edificación utilizando un software de cálculo estructural.
3. Estimar un presupuesto final que esté basado en las cantidades de los materiales diseñados.
4. Realizar un modelado arquitectónico y estructural con la metodología BIM.

## **1.5 Justificación**

Acorde al Instituto Nacional de Estadísticas y Censos, el 11% de la población ecuatoriana forma parte del evangelismo, convirtiéndose así, la segunda religión con más miembros en el país. Como ya antes mencionado actualmente en la ciudad de Guayaquil existen 150 iglesias evangélicas bajo la cobertura del Ministerio Asambleas de Dios, de las cuales La Iglesia Corona del Rey está ubicada en el sector de la Garzota. El proyecto a realizar es de suma importancia, debido a la necesidad de la congregación quienes buscan tener un lugar físico para reducir costos, ya que actualmente alquilan una propiedad que genera gastos. El pastor tenía planeado construir la iglesia en el terreno adquirido en 2018 para ocuparlo en el año 2021, sin embargo, esto no se pudo llevar a cabo debido a la pandemia en el 2020 y debido a esto el proyecto quedó suspendido temporalmente hasta la actualidad, que se decidió retomarlo para la presente investigación.

Además, al alquilar una propiedad siempre existirá una incertidumbre acerca de la permanencia, ya que el inquilino depende directamente del dueño. Como lo que

ocurrió en este caso el cual se mencionó en los antecedentes en el que debido al abundante contagio de la enfermedad del COVID-19 las empresas se obligaron a reducir su personal, otras a cerrar permanentemente y otras a buscar la forma de avanzar a pesar de las deudas generadas. Por esta razón el dueño procedió a dividir el establecimiento y alquilarle la otra mitad a una empresa de alimentos. Reduciendo las dimensiones de la iglesia, limitando la cantidad de oyentes y obligando a incrementar la cantidad de servicios dominicales a 2 los días domingo y 1 el sábado.

Dado esto se ha propuesto realizar el análisis y diseño estructural de una iglesia en un terreno de 20m x 24m para proporcionar la opción más viable en términos de tiempo, costo, preferencias del cliente, mano de obra, entre otras, de tal manera que cumpla con la normativa ecuatoriana de la construcción, las ordenanzas municipales de Guayaquil y que cubra las necesidades de la congregación.

## **1.6 Marco teórico**

### **1.6.1 Consideraciones legales**

#### **1.6.1.1 *American Concrete Institute, ACI-318-19***

El código ACI 318, denominado así por sus siglas en inglés que hacen referencia a “American Concrete Institute”, proporciona una guía de alto rendimiento para el correcto cálculo, desempeño y ejecución de estructuras de concreto armado y preforzado. Dentro de los temas más relevantes a tratar en el ACI se encuentran: el diseño y construcción para resistencia, combinaciones y factores de carga, metodología de análisis estructural, inspecciones en campo, información del documento de construcción, entre otros temas.

La última actualización del código fue realizada en el año 2019, en donde se presentan mejoras que toman como referencia innovaciones que han tenido lugar en la industria. Dentro del ACI-318-19 se presentan nuevos métodos de construcción los cuales han sido adaptados a las condiciones constructivas que se presentan en la actualidad.

### **1.6.1.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC**

La norma ecuatoriana de la construcción especifica los parámetros, objetivos y procedimientos que deben ser realizados en todo el territorio ecuatoriano en lo que respecta a la construcción de una edificación. Este documento es el más completo a nivel nacional, debido a que abarca diversos aspectos dentro de la construcción y no solo se limita al diseño estructural.

### **1.6.1.3 American Institute of Steel Construction, AISC 360**

Los códigos de diseño se caracterizan por validar métodos y procesos de diseño, dentro de estos, el AISC 360, se caracteriza en proporcionar fundamentos teóricos y prácticos para el diseño estructural sismorresistente de edificaciones de acero estructural, en concordancia con la normativa internacional vigente.

## **1.6.2 Materiales**

### **1.6.2.1 Hormigón armado**

El hormigón armado o también llamado concreto reforzado se lo define en dos etapas, en la del concreto y el refuerzo. El concreto es una mezcla homogénea que está conformada por medio de agregado grueso, agregado fino, cemento, agua potable y aditivos. La dosificación del concreto se la realiza mediante el método propuesto por el ACI-318. Es importante destacar que para llegar a una dosificación idónea se debe realizar previamente una caracterización a los agregados, de tal manera que se pueda obtener la consistencia deseada con la relación agua/cemento propuesto. La segunda etapa es el acero de refuerzo, en donde se utilizan varillas de acero con un diámetro y posición indicada según el diseñador.

El concreto es característico por su resistencia a la compresión, sin embargo, su resistencia a la tensión es considerablemente débil y a causa de esto es que se necesita el acero de refuerzo.

El hormigón armado es un material muy versátil, ya que puede adoptar cualquier forma arquitectónica, comúnmente es utilizado en estructuras como edificios, pavimentos, puentes, muros de contención, instalaciones de drenaje e irrigación, tanque, etc.

### **1.6.2.2 Acero estructural**

El acero estructural es un término general que se utiliza para hacer referencia a una combinación de diferentes tipos de acero con diferentes porcentajes de estos, que son utilizados en el ámbito constructivo (Bowless, 1997). Este material se encuentra constituido casi el 98% por el hierro y el 2% restante se encuentra conformado por el carbono, manganeso, azufre, silicio, fósforo y otros elementos (McCorman, 2012). Es importante destacar, que a pesar de que el carbón se encuentra en un pequeño porcentaje, este elemento es el que define la dureza y la resistencia del acero estructural. Si se incrementa el porcentaje del carbono, la resistencia del acero aumenta, pero consecuentemente la ductilidad de este se ve afectada.

## **1.6.3 Diseño sismo - resistente**

### **1.6.3.1 Sismo de diseño**

Hace referencia a un movimiento fuerte e intenso de la tierra que es muy poco probable que llegue a suceder durante la vida útil de la estructura. Según (NEC, 2015) la probabilidad de que un sismo supere la magnitud del sismo de diseño es del 10% en 50 años, lo que quiere decir que el periodo es de 475 años. Para que una estructura sea sísmicamente resistente, se debe modelar el espectro de respuesta para corroborar que resista los efectos dinámicos del sismo.

### **1.6.3.2 Cortante basal**

El cortante basal es aquella carga total que se aplica en los cimientos de la estructura producto del sismo de diseño.

### **1.6.3.3 Periodo de vibración**

Se define como el periodo de tiempo en el que tarda una estructura en moverse un ciclo completo durante un sismo de diseño.

### **1.6.3.4 Factor de reducción de resistencia sísmica**

Como su nombre lo indica, es un factor de reducción (R), el cual reduce las fuerzas sísmicas de diseño. Es importante destacar que este factor se lo puede utilizar únicamente si la estructura y sus respectivas conexiones han sido diseñadas con una ductilidad adecuada y mecanismos de falla previsible.

Adicionalmente este factor depende directamente de variables como lo son el tipo de suelo, el tipo de la estructura, el periodo de vibración y las condiciones límites de la estructura (resistencia, ductilidad, amortiguamiento y redundancia).

#### **1.6.4 Cargas de diseño**

Las cargas estructurales o también conocidas como patrones de cargas son el punto inicial para un análisis y un diseño estructural. Es importante que el ingeniero estructurista tenga el conocimiento de las rutas de las cargas actuando en una edificación, ya que estas pueden ser puntuales o distribuidas y consiguiente a lo mencionado, determinar el impacto que estas puedan generar.

Dentro de las cargas estructurales se encuentran las cargas gravitacionales, las ambientales, las que son debidas a presiones del suelo y/o de fluidos entre otras. Como existen un sin número de escenarios en los que se puedan presentar los tipos de cargas mencionadas, el ingeniero estructurista diseña la edificación para que sea capaz de resistir diferentes combinaciones de cargas, impuestas por la NEC 2015.

##### **1.6.4.1 Gravitacionales**

###### **1.6.4.1.1 Muertas**

Las cargas muertas la conforman todos los elementos que se encuentran permanentemente en la estructura, es decir, ejercen una carga durante toda la vida útil de la misma. Dentro de esta clasificación se ven involucrados los pesos tanto de elementos estructurales como de los arquitectónicos, como son las vigas, columnas, muros, losas, paredes, ventanas, materiales de acabados, entre otros.

###### **1.6.4.1.2 Vivas**

Son todas aquellas cargas que no se encuentran sobreimpuestas en la estructura, es decir que estas varían de magnitud y de posición. Dentro de esta categoría se encuentran las cargas ejercidas por el peso de las personas, los mobiliarios, vehículos (para puentes o estacionamientos), entre otros.

##### **1.6.4.2 Ambientales**

Las cargas ambientales son todas las cargas que son producto de la naturaleza y que el hombre no tiene control alguno sobre estas. Algunos autores consideran este tipo de cargas como vivas, ya que varían en magnitud y posición, sin embargo, las cargas vivas si pueden ser manipuladas por el hombre. Dentro de esta categoría se

encuentran las cargas sísmicas, las de inundación, de lluvia, de nieve, de viento y las cargas producidas debido a los cambios de temperaturas (asentamientos diferenciales y flujo plástico del hormigón).

#### **1.6.4.3 Debidas a presiones del suelo y de fluidos**

Las cargas debido a las presiones del suelo es el empuje ocasionado por la presión del agua, subterránea, tierras laterales o presión de materiales de granel. Similarmente ocurre con los fluidos, ya que estos de igual manera ejercen una presión.

#### **1.6.4.4 Combinaciones de cargas**

De acuerdo con la NEC 2015 las combinaciones de cargas vigentes se muestran a continuación:

- 1.4D
- $1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $1.2D + 1.6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.5W)$
- $1.2D + 1.0W + L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- $0.9D + 1.0W$
- $0.9D + 1.0E$

#### **1.6.5 Estudios geotécnicos**

En términos generales, cualquier tipo de obra civil se encuentra soportada por el terreno natural, debido a esto es primordial hacer un estudio geotécnico para determinar las características del suelo o roca en donde el proyecto se construirá. Los estudios geotécnicos sirven como herramienta para el ingeniero estructurista para analizar las relaciones esfuerzo - deformación, es decir cuanto el suelo es capaz de resistir y cuanto se asentará en base a las cargas ocasionadas por la estructura (Polo, 1999).

#### **1.6.6 Plataforma BIM**

Las sigas BIM hacen referencia a “Building Information Modelling” (Gámez, Severino, Márquez, 2014) y como su nombre mismo lo indica, esta plataforma combina el modelamiento de una estructura junto con la información de esta. BIM va más allá del modelado en tercera dimensión, ya que es un método multidimensional, el cual abarca todas las fases del ciclo de vida de una infraestructura. El objetivo de esta

plataforma es concentrar toda la información necesaria en un único modelo, es decir, que dentro de un modelo se puede visualizar la estructura en 3D y adicionalmente se puede verificar información de esta, como cantidades de materiales y demás. El futuro de la construcción se concentra en la plataforma BIM, cada vez son más los países que la utilizan para los procesos constructivos, ya que brinda ahorro de tiempo, optimización de procesos, mayor calidad y rentabilidad.

#### **1.6.6.1 Revit**

Autodesk Revit es un software en el que además de dibujar, se construye virtualmente, básicamente al dibujar en planta simultáneamente se modela en 3D la estructura. Para los arquitectos es un software bastante completo, ya se trabaja con objetos inteligentes, lo que quiere decir que se utilizan familias paramétricas y además cuenta con renderizados bastantes realistas. Por otro lado, los ingenieros lo utilizan para modelar los elementos estructurales de una edificación con sus respectivos detalles, en donde el software mismo tiene la base de datos de las cantidades de materiales.

#### **1.6.6.2 Tekla**

Tekla structures es un software focalizado para los estructuristas, en donde se puede realizar el modelamiento con sus respectivas cargas, posteriormente un análisis y finalmente el diseño de la edificación.

## **CAPÍTULO 2**

### **2. METODOLOGÍA**

#### **2.1 Trabajo de campo y gabinete**

Para la realización de un proyecto civil es indispensable el trabajo de campo y gabinete, puesto que de esta forma se recolecta información básica en lo que respecta a la topografía, caracterización del suelo, datos hidrológicos y ambientales, según sea necesario para el proyecto a realizar.

Para el proyecto presente, es esencial realizar un estudio de suelos, puesto que es importante obtener la caracterización de suelo en donde la estructura se ubicará. El estudio geotécnico fue proporcionado por el cliente, en donde se muestran los

resultados obtenidos de los ensayos de consolidación, granulometría y compresión encofinada.

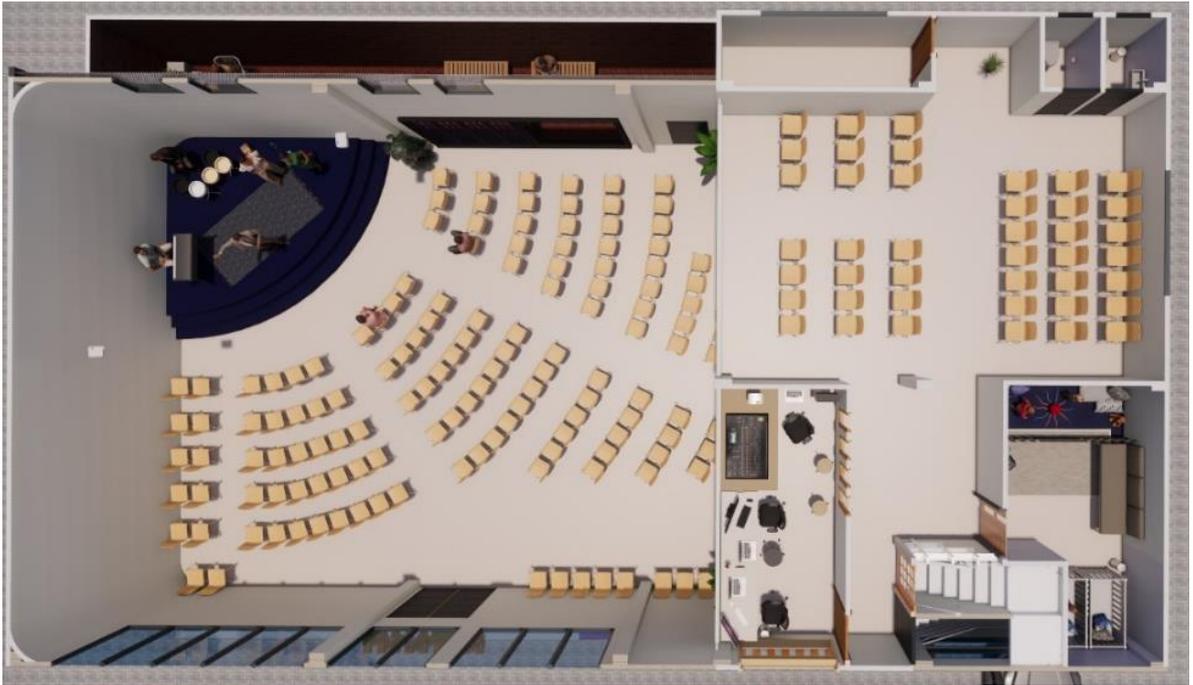
## 2.2 Revisión del diseño arquitectónico

El cliente proporcionó los planos arquitectónicos en los cuales se definen la distribución de los espacios, dimensiones, niveles y fachada de la estructura. A continuación, se puede observar la distribución de la planta baja de la iglesia, la cual se divide en dos secciones: la primera es un espacio dedicado a la parte administrativa, tipo edificio y la otra es en donde se lleva a cabo las misas denominado altar, el cual es tipo nave industrial.

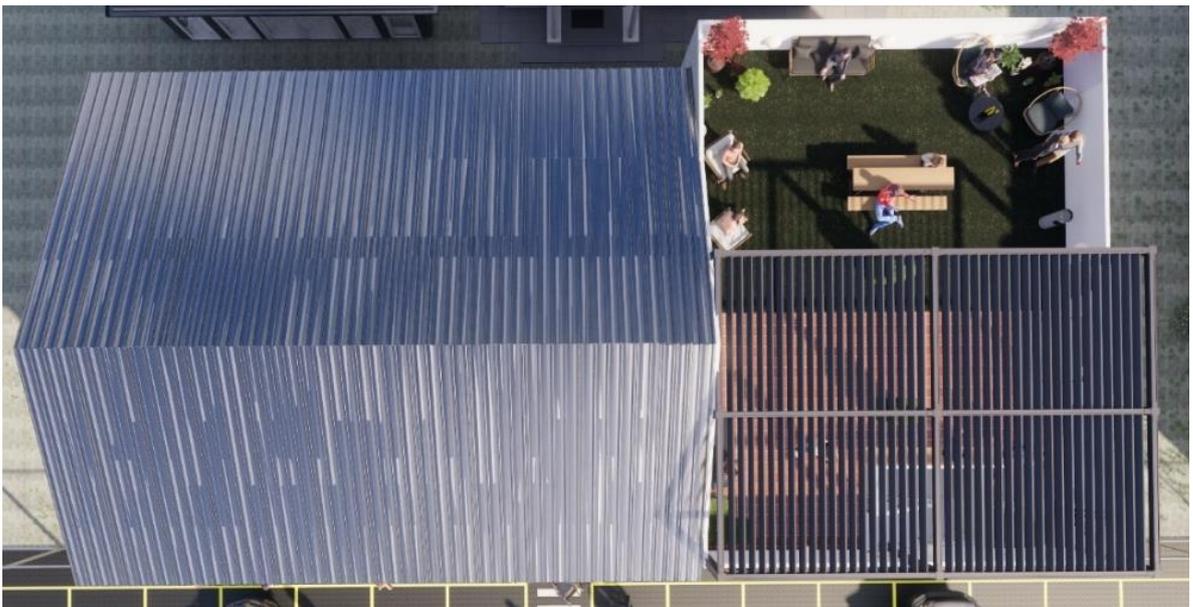


**Ilustración 2.1** Diseño arquitectónico, Planta baja

El área administrativa es la única sección que cuenta con planta alta, ya que el cliente propone que el altar sea doble altura.



**Ilustración 2.2 Diseño arquitectónico, planta alta**



**Ilustración 2.3 Diseño arquitectónico, terraza**

### **2.3 Alternativas de diseño**

Dentro de las alternativas del diseño se considera los materiales más comunes en el medio para la construcción de edificaciones, los cuales son el hormigón armado y el acero estructural.

### **2.3.1 Alternativa 1: Galpón de Hormigón armado y Edificio administrativo de Hormigón armado**

Esta alternativa se basa en el sistema de diseño convencional de hormigón armado, con el uso de la mampostería en el caso de necesitar enlucido para detalles finales de acabados. La sección que corresponde al área administrativa estaría compuesta estructuralmente por columnas, vigas, una losa nervada en una dirección y cimentaciones aisladas. Por otro lado, el altar estaría conformado por columnas de 8 metros, vigas y cimentaciones aisladas. Es importante considerar que para esta última sección de deberían tomar consideraciones adicionales debido a la altura de las columnas y el hecho de que es más propensa a fallar debido a la esbeltez que esta posee. Otro punto que considerar es que la luz entre vigas es considerablemente grande, lo que quiere decir que, al momento del diseño, se obtendrán secciones robustas.

### **2.3.2 Alternativa 2: Galpón de Acero estructural y Edificio administrativo de Acero estructural**

Esta alternativa propone todo el sistema estructural de acero estructural. En lo que respecta a el área administrativa, estaría compuesta por secciones cuadradas que representarían las columnas y las vigas, finalmente para la losa se utilizaría una losa de placa colaborante. Para la otra sección, se haría una nave industrial, conformada por secciones U, G, C, Ángulos dobles, tensores y adicionalmente se utilizaría mampostería en los extremos de la nave para realizar columnas y vigas. Es importante destacar que dentro de esta alternativa si existe la necesidad de utilizar el hormigón armado y sería para las cimentaciones para ambas secciones.

### **2.3.3 Alternativa 3: Galpón de Acero estructural y Edificio administrativo de Hormigón Armado**

Esta alternativa propone que las dos estructuras sean de materiales diferentes. Como ya se mencionó previamente, el proyecto se divide en dos secciones, para esta alternativa se considera que el edificio administrativo este diseñado con hormigón armado y la sección del altar sea de acero estructural. El diseño estructural para ambas secciones sería como se lo mencionó previamente en las alternativas 1 y 2 con el material correspondiente.

## **2.4 Criterios para la selección de las alternativas**

Para definir un diseño óptimo acorde a la estructura, se deben analizar ciertos criterios fundamentales a la hora de generar una comparativa entre los distintos tipos de sistemas estructurales a utilizarse, en afán de encontrar la solución crítica.

Existen un sin número de criterios que se pueden tomar en consideración a la hora de tomar una decisión en lo que respecta a las alternativas de diseño, sin embargo, los criterios que predominan dentro de un proyecto dependerán del diseñador y del cliente.

### **2.4.1 Costo**

Al hablar de costo, en realidad se hace referencia al presupuesto o estudio económico que representa el monto total monetario necesario para construir la edificación. Dentro del costo, no solo se ve involucrado el precio del material en sí, sino que también factores como el de la mano de obra, excavaciones, retiros, seguridad y de más.

El hormigón es considerado como un material accesible en medio de la construcción, puesto que los materiales que lo componen son sencillos de conseguir y a un precio asequible. Por otro lado, el refuerzo del hormigón si es un material con otro valor añadido, puesto este no se lo realiza en sitio, si no que se lo adquiere de una empresa externa. En contraste con el hormigón, el acero estructural no es un material accesible, puesto que no es un material que se pueda realizar en obra, si no que se lo obtiene de una empresa externa. El costo de construir con acero estructura es superior al costo de construir con hormigón armado.

Se realiza un análisis comparativo y cuantitativo de estructuras de acero estructural y hormigón armado, en donde se llega a un costo estimado por metro cuadrado de cada material.

La construcción de una estructura de hormigón armado en Ecuador tiene un costo aproximado de 260 por el metro cuadrado, (Vizueta Montalván & Pabón Revelo, 2019) mientras que el acero estructural tiene un costo de 180 por metro cuadrado (Pazmiño Lincango, 2015). Si bien es cierto, en los costos por metro cuadrado se ve reflejado que el hormigón armado es más costoso, sin embargo, dentro de ese costo estimado también se encuentran otros factores como el tiempo y mano de obra, por

consiguiente, aumenta el valor. Por otro lado, el acero estructural si bien es más costoso, no toma tanto tiempo, por lo que se no se gasta en mano de obra por un tiempo excesivo. De tal manera que se puede concluir que si se habla netamente del costo del material, el hormigón armado es mucho más económico que el acero estructural. A continuación, se muestran los costos estimados para cada alternativa:

**Tabla 2.1 Costo estimado para cada alternativa**

Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	
		HA	AE
118,423	81,940	54,137.2	26,460

#### **2.4.2 Rapidez de construcción**

La rapidez de construcción hace énfasis en el tiempo en el que toma llevar a cabo el proyecto en su totalidad. Se considera este criterio debido a que se encuentra ligado directamente a el costo de la mano de obra, ya que mientras más tiempo dure la construcción, se invierte en más días o meses de mano de obra.

Para el caso del hormigón armado, es subjetivo el tiempo de construcción de una edificación, debido a que todo está directamente relacionado a la mano de obra. Si bien es cierto, un proyecto puede tardar x cantidad de tiempo en llevarse a cabo, este tiempo se puede ver reducido a la mitad si se contrata al doble de mano de obra, sin embargo, de esta forma aumenta el costo global de la obra. También es importante considerar que el tiempo se va a ver afectado de acuerdo con la eficiencia del obrero y del grupo de trabajo en obra, sin embargo, esto es un factor que no se tiene control sobre ello. Para el hormigón armado en específico, lo que tarda dentro de la obra es la elaboración de los encofrados para los elementos estructurales (columnas, vigas, losas, cimentaciones), el ensamblaje del acero de refuerzo y, sobre todo, tarda el proceso de fundición del hormigón y posteriormente el proceso de hidratación de este.

Por otro lado, para el caso del acero estructural, se utilizan perfiles prefabricados, lo que quiere decir que el tiempo estimado en el que tarda una obra metálica es únicamente en el transporte de estos perfiles, el del ensamblaje y montaje de estos. Si bien es cierto, a primera instancia se puede inferir que una estructura

metálica no toma mucho tiempo en llevarse a cabo, sin embargo, un factor a considerar es que el contratista depende directamente de un subcontratista, que es la empresa que fabrica los perfiles de acero, es decir que depende del subcontratista el tiempo en el cual se demore en la fabricación del acero estructural y el tiempo de transporte de este.

### **2.4.3 Mano de obra**

Se entiende por mano de obra al personal que lleva a cabo la construcción de la estructura y que tan capacitados deben estar para realizar un trabajo de alta calidad. Este criterio se encuentra directamente relacionado con el costo de la obra, ya que, al necesitar una mano de obra capacitada, aumenta el valor a pagar a los mismos.

La mano de obra que se necesita en estructuras de hormigón armado es: maestro de obra, segundero, albañil, carpintero, fierro y oficial. Si bien es cierto, para este tipo de obras se necesitan varias personas trabajando, es importante destacar que estas no necesariamente deben ser capacitadas.

Contrastando con lo anterior, para una estructura metálica se necesita alto nivel de capacitación en el personal. Como ya se mencionó anteriormente, una estructura metálica no se fabrica en obra, si no que ya es prefabricada, por consiguiente, esta debe ser únicamente montada en obra. Dentro del montaje se necesita a un montador, un ayudante de montador y finalmente un soldador.

### **2.4.4 Ductilidad estructural**

La ductilidad estructural se define como la capacidad del material, elementos o estructura en conjunto de soportar grandes magnitudes de cargas mientras este se deforma de manera inelástica, de tal manera que no se vea afectada la resistencia y la rigidez, es decir que el material se puede deformar considerablemente previo a la ruptura. La manera más idónea de interpretar la ductilidad de un material es a través de un diagrama esfuerzo – deformación, puesto que se puede observar cómo se comporta el material en diversos esfuerzos. Este criterio es indispensable de considerar, más aún cuando se trata de un país con un nivel de actividad sísmica considerable como lo es Ecuador.

El acero estructural es considerado como uno de los materiales estructurales de mayor resistencia en el medio. Si bien es cierto, la resistencia depende del porcentaje

de carbono, la mayor parte de los aceros estructurales conformados en caliente tienen una resistencia a la compresión y tracción de 340 MPa, mientras que en casos especiales pueden llegar incluso a una resistencia de 480 MPa. Una vez que el esfuerzo llega al límite elástico, el elemento comienza a deformarse alrededor de 0.10 a 0.36 pulgadas antes de que este falle, como se puede observar en la ilustración 2.1.

Por otro lado, el hormigón es considerado como un material frágil, por lo cual al añadir el acero de refuerzo obtiene ductilidad. A diferencia del acero estructural, el hormigón armado no posee la misma resistencia a compresión que a tracción, para la compresión el valor de la resistencia oscila entre los 21 y 34 MPa, para hormigones especiales puede llegar hasta los 105 MPa, mientras que la resistencia a la tracción es aproximadamente el 10% del de compresión, es decir entre los 3 y 4 MPa. En lo que respecta a la deformación de los elementos, como se puede observar en la ilustración 2.2, el hormigón se deforma entre 0.001 y 0.004 pulgadas dependiendo de la resistencia inicial del hormigón.

#### **2.4.5 Durabilidad**

Por durabilidad se entiende al tiempo de vida útil en el que el material cumple su función dentro de la estructura. Generalmente este criterio se ve afectado por factores externos tales como altos cambios de temperaturas, exposición a cuerpos de agua, entre otros. En el caso de este proyecto, la edificación no estaría expuesta a ambientes agresivos, ya que sería en la ciudad de Guayaquil, es decir que las tres alternativas no se ven afectadas agresivamente.

En lo que respecta al hormigón armado, es característico por poseer un alto grado de durabilidad y no es necesario ningún tipo de mantenimiento durante su vida útil.

A diferencia del hormigón armado, el acero estructural necesita un mantenimiento preventivo a lo largo de su vida útil, ya que este es propenso a corroerse. Es importante considerar dentro del presupuesto global un presupuesto preventivo para tener un adecuado tratamiento por medio de pinturas anticorrosivas paulatinamente.

#### 2.4.6 Preferencia del cliente

La preferencia del cliente es uno de los criterios más relevantes en lo que respecta a la selección de la alternativa que se vaya a ejecutar, debido a que el objetivo del diseñador es satisfacer las necesidades del cliente. Al tener una reunión con el cliente, el Pastor Felipe Freire, indica que su deseo es que sea una estructura mixta, ya que se le explicó los diversos problemas constructivos que se pueden llegar a generar si se trabaja solo con hormigón armado, por otro lado, también se le informó que no existe ningún problema en realizar todo de acero estructural, sin embargo, no le agradó la idea el hecho de que la mano de obra es más costosa en este caso, ya que el ya cuenta con mano de obra por parte de personas de la iglesia, los cuales realizarían el trabajo de manera voluntaria. Finalmente, el concluye que su preferencia es la alternativa 3.

#### 2.5 Comparativa de las alternativas

La metodología para la selección de la alternativa más óptima es por medio de la escala de Likert, la cual es utilizada para cuestionar el nivel de aceptación hacia las alternativas. La escala consiste en cinco niveles, de los cuales dos corresponden a niveles positivos, dos a niveles negativos y uno a un nivel neutro de aceptación. Adicionalmente cada criterio previamente detallado posee una ponderación de importancia, finalmente la alternativa que obtenga el número más alto en la sumatoria de los resultados será la alternativa óptima para el proyecto.

**Tabla 2.2 Numerología de escala de satisfacción**

Descripción	Satisfacción mínima	Satisfacción baja	Neutral	Satisfacción alta	Satisfacción máxima
Numerología	1	2	3	4	5

**Tabla 2.3 Ponderación para cada criterio**

Criterio	Costo	Rapidez de construcción	Mano de obra	Ductilidad estructural	Durabilidad	Preferencia del cliente
Ponderación	30%	15%	10%	5%	10%	20%

**Tabla 2.4 Asignación de valores de escala de Likert**

Criterio	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Costo	2	3	3
Rapidez de construcción	2	4	3
Mano de obra	4	2	3
Ductilidad estructural	3	5	4
Durabilidad	5	3	4
Preferencia del cliente	2	3	5

En base a la tabla 2.4 se realiza la respectiva ponderación de los valores asignados para cada criterio, de tal manera que se hace una sumatoria para finalmente elegir la alternativa óptima.

**Tabla 2.5 Valores ponderados**

Criterio	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Costo	0.6	0.9	0.9
Rapidez de construcción	0.3	0.6	0.45
Mano de obra	0.4	0.2	0.3
Ductilidad estructural	0.15	0.25	0.2

Durabilidad	0.5	0.3	0.4
Preferencia del cliente	0.4	0.6	1
Total	2.35	2.85	3.25

## 2.6 Selección de la alternativa a ejecutar

De la tabla 2.5 se obtiene un valor máximo igual a 3.25 correspondiente a la alternativa 3, por consiguiente, es la que se llevará a cabo.

# CAPÍTULO 3

## 3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

### 3.1 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico de la iglesia propuesto busca integrar dos estructuras, con materiales diferentes como una sola edificación que logren adaptarse al entorno residencial del sector de la Garzota. Generando un espacio libre para que cualquier persona ya sea miembro de la congregación o alguna persona externa pueda rendir adoración a Dios.

La entrada a la iglesia se muestra en la Ilustración 3.1, la cual funciona como una especie de cámara o pasillo, esta tiene 2.10 metros de profundidad y 3.00 metros de ancho, tiene como función dirigir a las personas hacia el ingreso del auditorio o directo a las escaleras para la planta alta.



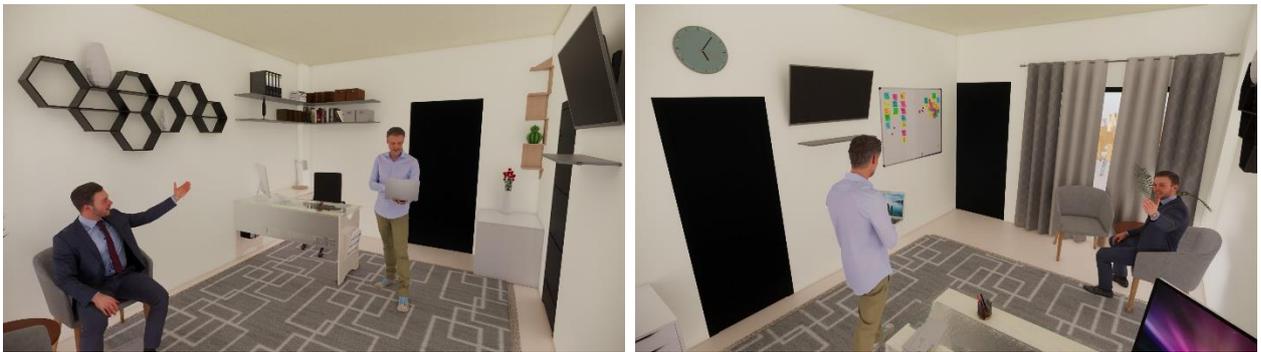
**Ilustración 3.1 Render Entrada Principal**

El auditorio, mostrado en la Ilustración 3.2 cuenta con una nave, 10.75 metros de profundidad por 12.00 metros de ancho, la cual funciona como un área para la audiencia. Dentro de la nave se tiene un altar cónico con radio de 5 metros que servirá como plataforma para el grupo de alabanza y la persona encargada de dar el mensaje, charla o enseñanza acerca de la palabra de Dios, este tiene una elevación de 70 centímetros, de tal manera que se logra una mejor visualización para el público y cuenta con dos peldaños que bordean la forma cónica del altar, la cual facilita el acceso a este en cualquier dirección.



**Ilustración 3.2 Render Auditorio: Altar y Nave**

Así mismo la planta baja cuenta con una oficina pastoral, 3.00 metros de profundidad por 4.80 metros de ancho, en la que será de uso exclusivo para el trabajo que cumplen los Pastores dentro de la iglesia, este cuenta con baño completo con dimensiones de 1.89 metros de profundidad y 2.00 metros de ancho. Cuenta con una puerta de emergencia hacia el exterior del lado derecho donde se tiene un retiro de 1 metro de ancho.



**Ilustración 3.3 Render Oficina Pastoral**

La oficina de secretaría que se muestra en la Ilustración 3.4 cuenta con 3.00 metros de profundidad y 4.80 metros de ancho. Este espacio permite que se lleve a cabo la parte administrativa de la iglesia, en la que se almacenan y digitan datos ya sean de donaciones, gestión del personal voluntario, etc. Así mismo cuenta con una puerta de emergencia hacia el exterior del lado derecho donde se tiene un retiro de 1 metro de ancho.

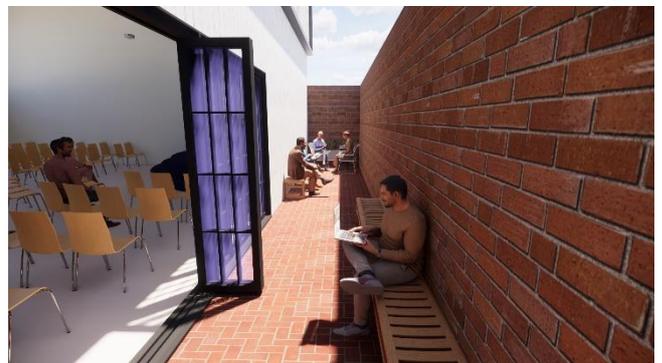


**Ilustración 3.4 Render Oficina Secretaría**

Como se puede observar en la ilustración 3.5, la iglesia cuenta con baños para hombres, mujeres y discapacitados, se tiene acceso a los mismos por la puerta posterior de la nave, la cual conduce al patio. El patio mostrado en la ilustración 3.6 tiene aproximadamente 2.00 metros de profundidad y 24.00 metros de ancho, además de ser vía transitoria para los baños, sirve para relacionarse personalmente entre los miembros de la congregación, para salir a tomar un café durante los recesos de los servicios o para brindar consejería u oración en el caso de que alguna persona lo necesite.



**Ilustración 3.5 Render Baños**



**Ilustración 3.6 Render Patio Posterior – Retiro posterior**

Las escaleras para subir a la planta alta cuentan con dimensiones iguales a 2.00 metros de profundidad y 3.00 metros de ancho, es decir tiene doble tramo y un descanso de 2.00 metros de profundidad y 1.00 metro de ancho. Al llegar al segundo piso se tiene de frente el cuarto de sonido y multimedia, mostrada en la ilustración 3.8, que cuenta con medidas de 4.80 metros de profundidad y 3.00 metros de ancho. En esta habitación se controla y regula todo el sistema acústico de la iglesia y la emisión de los versículos bíblicos, videos, letras de canciones y publicidades en las pantallas sobre el altar, además de las transmisiones en vivo a través de sus plataformas.



**Ilustración 3.7 Render Escalera**



**Ilustración 3.8 Render Cuarto Sonido y Multimedia**

De lado derecho se observa un pequeño pasillo que dirige hacia la segunda nave o la guardería.



**Ilustración 3.9 Render Pasillo planta alta**



**Ilustración 3.10 Render de guardería**



**Ilustración 3.11 Render de extensión de nave**



**Ilustración 3.12 Render baños planta alta y bodega**



**Ilustración 3.13 Render terraza**

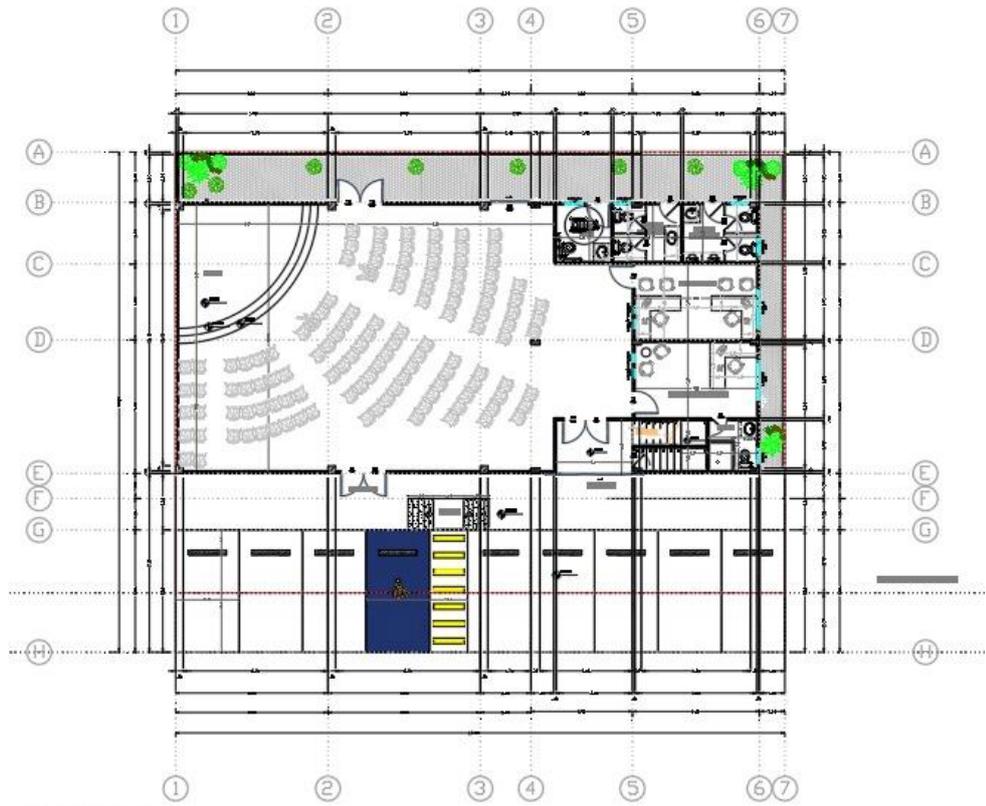
## **3.2 Diseño estructural de la edificación**

### **3.2.1 Uso de la edificación**

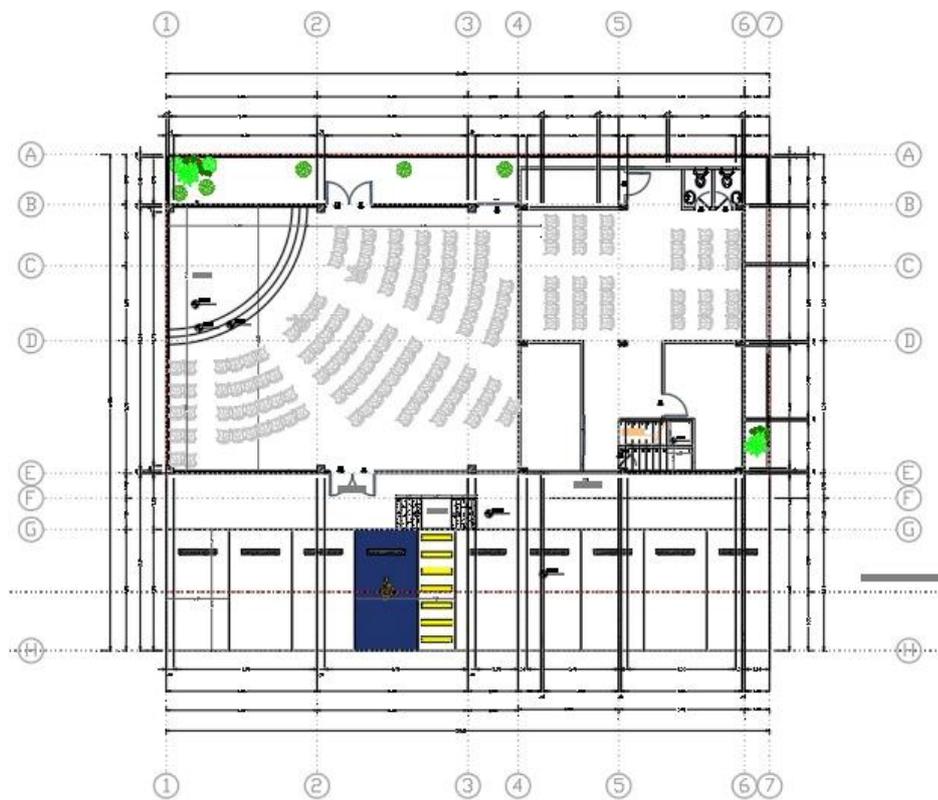
La edificación se la ha analizado como dos estructuras por separado, una de hormigón armado y la otra de acero estructural, las cuales estarán juntas por medio de mampostería.

La configuración para la estructura de hormigón armado está conformada por un sistema de pórticos de concreto armado resistentes a momento, el cual se encuentra establecido por elementos estructurales como columnas, vigas primarias y secundarias. La estructura cuenta con 3 niveles, los cuales tienen una altura de entrepiso de 3 metros.

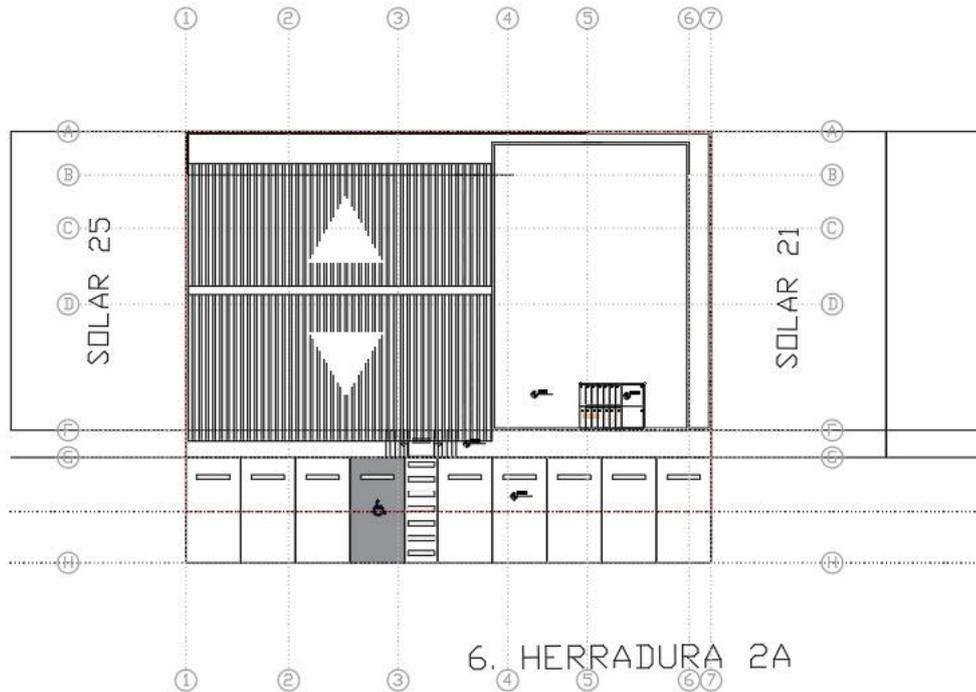
En lo que respecta a la estructura de acero estructural, se encuentra conformada por armaduras, es decir, secciones que se encuentran ligeramente inclinadas y son conectadas a través de nodos. Consta con columnas de 6 metros de altura y hay alrededor 3 cerchas (armaduras) con una separación de 6 metros entre cada una. Las cerchas se encuentran conectadas por correas en la parte superior y por mampostería de vigas y columnas en las secciones laterales.



**Ilustración 3.14 Plano arquitectónico planta baja**



**Ilustración 3.15 Plano arquitectónico planta alta**



**Ilustración 3.16 Plano arquitectónico terraza**

### 3.2.2 Estimación de cargas

#### 3.2.2.1 Carga muerta

##### 3.2.2.1.1 Estructura de hormigón armado

Dentro del análisis de la carga muerta, se consideran todas las cargas gravitacionales permanentes en la estructura, así como los elementos estructurales, instalaciones y mampostería. Dentro de la NEC-SE-CG (cargas no sísmicas) en la sección 4.1 se encuentran valores estimados de cargas que se utilizan como referencia para el prediseño. En la siguiente tabla se muestra el Detallamiento de las cargas en cada nivel de la estructura.

**Tabla 3.1 Detallamiento de cargas muertas en edificio**

Descripción	Nivel 1 [kg/m <sup>2</sup> ]	Nivel 2 [kg/m <sup>2</sup> ]
Sobrepiso	50	50
Instalaciones	30	30
Mampostería	150	75
Total	230	155

### 3.2.2.1.2 Estructura de acero

Como se ha explicado anteriormente el proyecto consiste en dos estructuras analizadas por separadas. En esta sección se analiza la estructura de acero, la cual es un galpón de acero en la ciudad de Guayaquil, Ecuador. Por esta razón para la carga muerta solo se analiza la cubierta, instalaciones eléctricas y mecánicas.

**Tabla 3.2 Detallamiento de cargas muertas en galpón**

Descripción	Cargas Muertas [kg/m <sup>2</sup> ]
Cubierta	7.5
Eléctrico	12
Mecánico	18
Total	38

### 3.2.2.2 Carga viva

#### 3.2.2.2.1 Estructura de hormigón armado

La NEC-SE-CG, dentro de la sección 4.2 muestra una tabla con respecto a las cargas vivas de acuerdo con el uso de la estructura. Como se mencionó anteriormente, esta sección de la iglesia será destinada para uso administrativo, por lo cual se opta por elegir “oficinas” dentro de la tabla mostrada. En el área de la cubierta al ser un espacio social, se elige la misma carga que en el nivel anterior.

<b>Edificios de oficinas</b>		
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00

<b>Cubiertas</b>		
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	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		

### Ilustración 3.17 Cargas vivas, (NEC, 2015)

Finalmente las cargas las cargas vivas en cada nivel son las siguientes:

**Tabla 3.3 Detallamiento de cargas vivas**

Descripción	Nivel 1 [kgf/m <sup>2</sup> ]	Nivel 2 [kgf/m <sup>2</sup> ]
Viva	244	480

#### 3.2.2.2.2 Estructura de acero

Para la estructura de acero no se considera cargas climáticas, debido a que por la zona en la que se encuentra la estructura, no tendrá granizo o ceniza y en el caso de la carga de lluvia, de la desprecia debido a que la cubierta es a dos aguas, por lo que el agua se escurre para el suelo.

La única carga para considerar en este caso es la del mantenimiento, se considera como carga crítica dos personas que se suban a la cubierta para realizar cualquier tipo de mantenimiento. El valor de la carga es igual a 70 kgf por metro cuadrado.

**Tabla 3.4 Cargas vivas en galpón**

Descripción	Cargas Vivas[kg/m <sup>2</sup> ]
Mantenimiento	70
Total	70

### 3.2.2.3 Carga sísmica

#### 3.2.2.3.1 Factor de zona

El paso inicial es determinar el factor de zona Z de la estructura, el cual depende directamente de la ubicación en el que se realiza el proyecto, como se puede observar en la ilustración 3.19, perteneciente a la NEC-SE-DS, el territorio ecuatoriano se encuentra dividido en seis zonas sísmicas, en donde la provincia del Guayas se encuentra entre las zonas IV y V, sin embargo, la ciudad de Guayaquil se ubica específicamente en la zona V, de tal forma que se le otorga un factor de zona equivalente a 0.40g, como se puede observar en la ilustración 3.20.

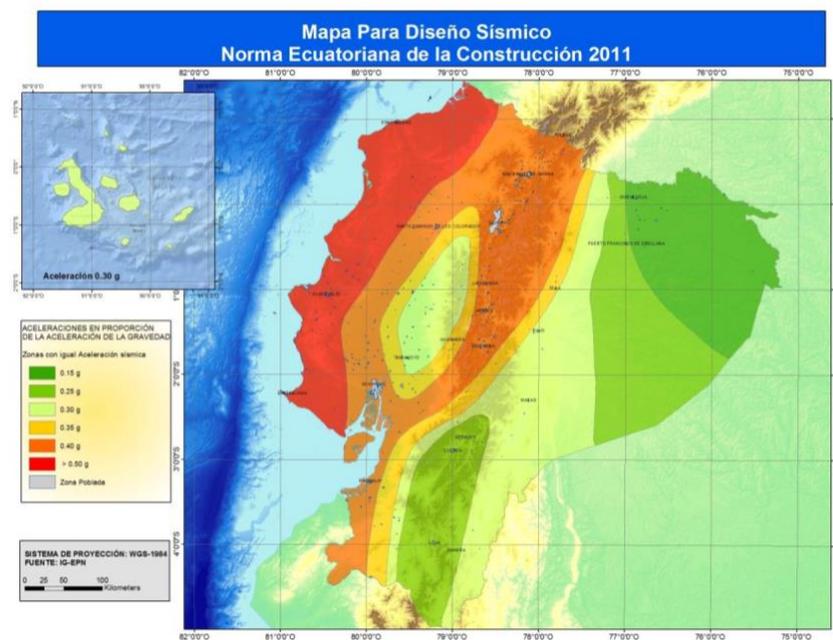


Ilustración 3.18 Mapa para diseño sísmico, (NEC, 2015)

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
ELOY ALFARO	ELOY ALFARO (DURAN)	DURAN	GUAYAS	0.40
GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.40

Ilustración 3.19 Poblaciones ecuatorianas y factor de zona sísmico, (NEC, 2015)

El tipo de suelo del terreno se lo determina a partir del estudio de suelos, que fue realizado previamente por el cliente. Dentro de los factores que se necesitan para clasificar los suelos se encuentra el número de golpes (ensayo de penetración),

resistencia al corte no drenado y la velocidad de onda cortante del suelo. La sección 3.2 “Geología local” de la NEC define los seis tipos de suelos que existen, identificados con letras de la A a la F. A continuación, se muestra la tabla de los tipos de suelos con sus respectivas descripciones y los requerimientos. En base a los resultados obtenidos del estudio de suelos, el suelo de diseño con el que se trabajará es Tipo E

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa

**Ilustración 3.20 Tipos de suelos, (NEC, 2015)**

En base al tipo de suelo y la zona sísmica, la NEC propone coeficientes, necesarios para un análisis sísmico idóneo.

- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo de corto ( $F_a$ )

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.6.4</a>					

**Ilustración 3.21 Coeficiente de amplificación Fa, (NEC, 2015)**

- Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca (Fd)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

**Ilustración 3.22 Coeficiente de amplificación Fd, (NEC,2015)**

- Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (Fs)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	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	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

**Ilustración 3.23 Coeficiente de amplificación Fs, (NEC, 2015)**

### 3.2.2.3.2 Categoría y factor de importancia

El factor de importancia es un valor que está directamente ligado al uso de la estructura, el cual es necesario determinar para poder posteriormente determinar el espectro inelástico. La estructura a diseñar entra en la categoría “estructura de ocupación especial” con un coeficiente igual a 1.3.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	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
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	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
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

**Ilustración 3.24 Factor de importancia, (NEC, 2015)**

### 3.2.2.3.3 Factor de reducción de resistencia

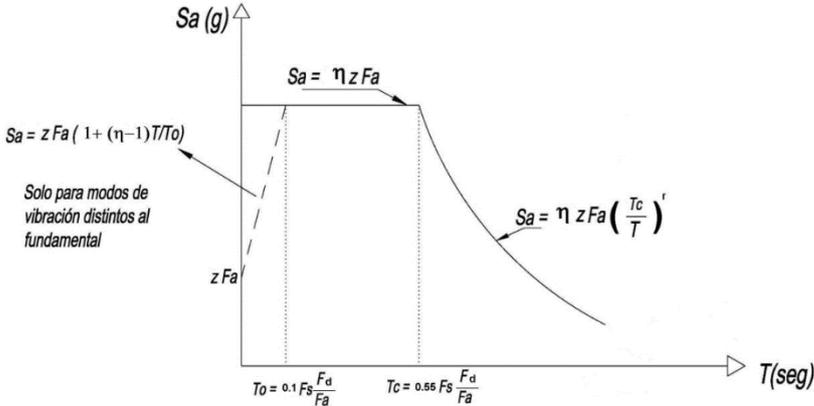
El factor de reducción de resistencia (R) se lo determina en base al sistema estructural empleado y la ductilidad adoptada. Dentro de la NEC\_SE\_DS en la sección 6.3.3 se proporciona una tabla con los sistemas estructurales con el respectivo factor de resistencia.

Para el caso de la estructura de hormigón armado, se debería utilizar un factor de reducción. Por otro lado, la estructura de acero adopta un factor de reducción igual a 3, debido a que se trata de una estructura de acero conformado en frío limitados dos pisos.

### 3.2.2.3.4 Espectro de respuesta elástico e inelástico

El espectro se encuentra dividido en tres secciones, la primera es cuando inicia al sismo, es decir las aceleraciones del suelo empiezan y se encuentran en incremento, luego está la zona dos, en donde se cuenta la máxima aceleración en un periodo de

tiempo y finalmente la tercera zona es cuando la aceleración máxima comienza a descender. Para graficar el espectro, se utilizan todos los factores que se determinaron en las secciones pasadas. En la sección 3.3 de la NEC\_SE\_DS se establecen las fórmulas para cada sección de la gráfica, como se puede observar en la ilustración x. Estas fórmulas están en función del tiempo, sin embargo, previamente se tienen que determinar los puntos límites del tiempo para identificar las zonas de la gráfica.



**Ilustración 3.25 Gráfica espectro de respuesta elástico (NEC,2015)**

Los puntos limites son el tiempo en el que inicial la maxima aceleracion y cuando acaba la maxima aceleracion,  $T_0$  y  $T_c$  respectivamente y se los calcula de la siguiente manera:

$$T_0 = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

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

Otro parametro que se necesita es el de  $n$ , el cual esta relacionado a la zona del pais, ya sea costa, sierra y oriente. En este caso, como el proyecto esta ubicado en la costa, el valor de  $n$  es igual a 1.8. Por otro lado, el parametro  $r$ , esta relacionado a la ubicacion geografica del proyecto, es decir, el tipo de suelo, por lo cual para este caso  $r$  es igual a 1.5.

**Tabla 3.5 Parámetros relacionados al espectro de respuesta**

Z	Fa	Fd	Fs	n	r	To	Tc	I	R (HA)	R (AE)
0.4	1	1.6	1.9	1.8	1.5	0.304	1.672	1.3	8	3

En lo que respecta al espectro inelástico, este se lo determina mediante la división del espectro elástico con el factor de reducción. A continuación, se muestra la graficas de los espectros elástico e inelástico, los datos utilizados para realizar el grafico se encuentran en la sección de anexos.

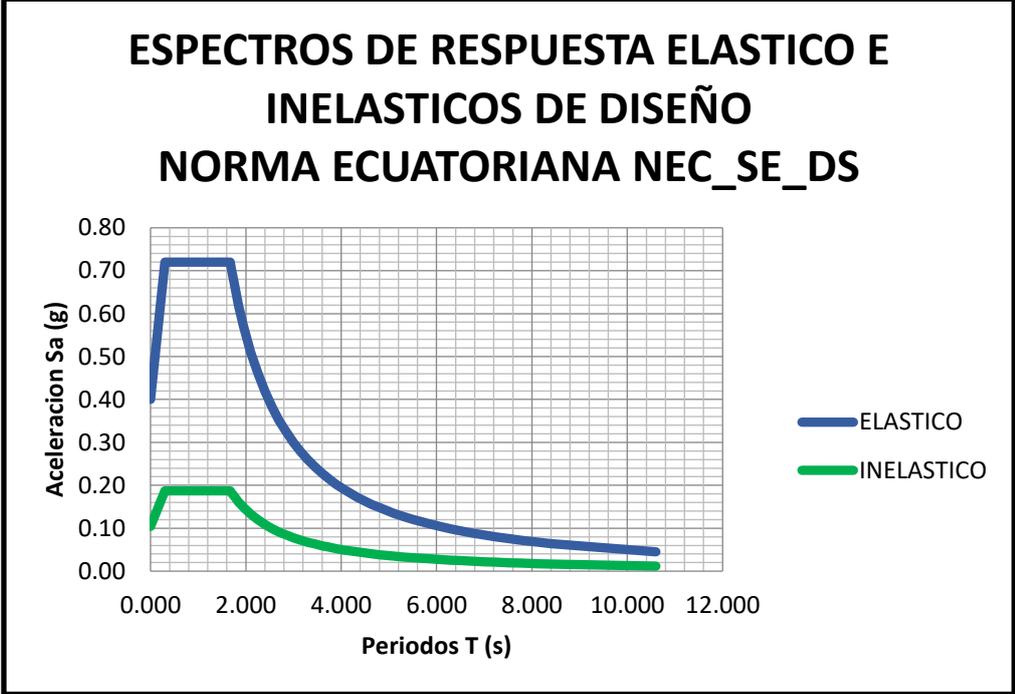
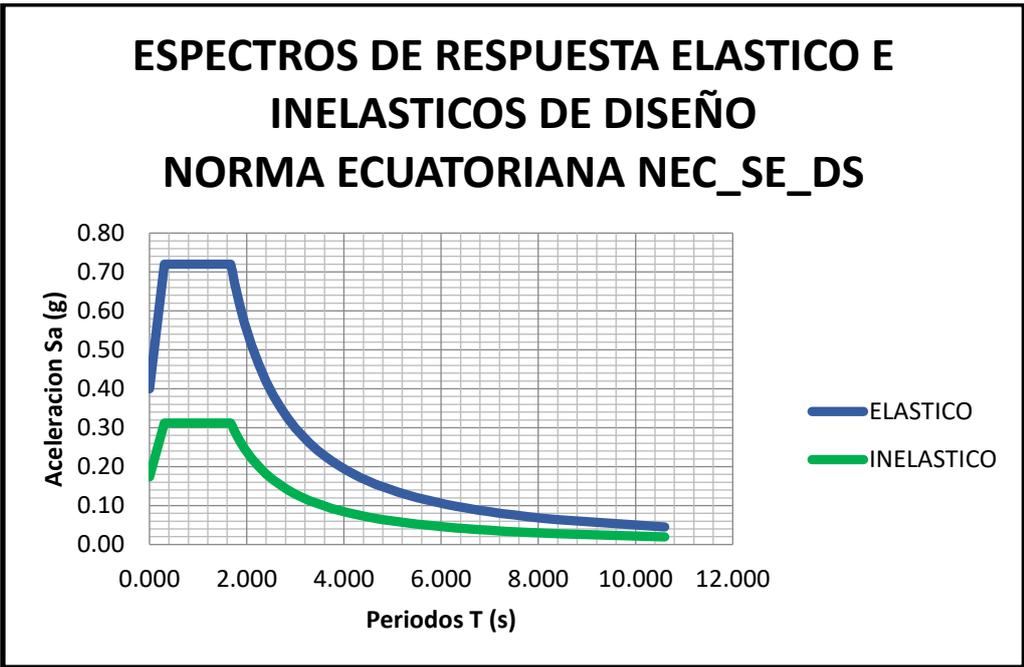


Ilustración 3.26 Espectro de respuesta elástico e inelástico para estructura HA



### Ilustración 3.27 Espectro de respuesta elástico e inelástico para estructura AE

#### 3.2.2.3.5 Periodo fundamental de la estructura

El periodo fundamental de la estructura se lo puede determinar de dos maneras, sin embargo, se empleará el método propuesto por la NEC\_SE\_DS específicamente en la sección 6.3.3. Norma propone la fórmula que se muestra a continuación:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

En donde corresponde a la altura máxima de la edificación y las otras variables hacen referencia a los siguientes parámetros propuestos por la NEC:

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

### Ilustración 3.28 Coeficientes para el periodo fundamental, (NEC, 2015)

En la ilustración 3.28, el cuadro rojo son los parámetros de la estructura de hormigón armado y el celeste es para la estructura de acero.

Finalmente realizando los respectivos cálculos, el periodo fundamental es igual:

**Tabla 3.6 Periodo de las estructuras de HA y AE**

Estructura	Periodo fundamental (seg)
Hormigón armado	0.276
Acero estructural	0.282

## 3.2.3 Prediseño

### 3.2.3.1 Estructura de hormigón armado

#### 3.2.3.1.1 Losa

El pre-dimensionamiento de la losa nervada se lo realiza por medio del código ACI 318, dentro del capítulo 9 explica el método directo que se debe seguir. Lo primero a determinar es la altura total de la losa, mediante la tabla 9.3.1.1, la cual se muestra

en la ilustración x a continuación, la condición de apoyo en este caso es con un extremo continuo y en base a eso de determina la altura.

Condición de apoyo	Altura mínima, $h$ [1]
Simply supported	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

### Ilustración 3.29 Altura mínima para losa nervada, (ACI, 2019)

Como la luz libre entre cada paño es diferente, se toma como referencia el valor mayor de 4.64 metros para realizar los cálculos respectivos, ya que es el caso más crítico.

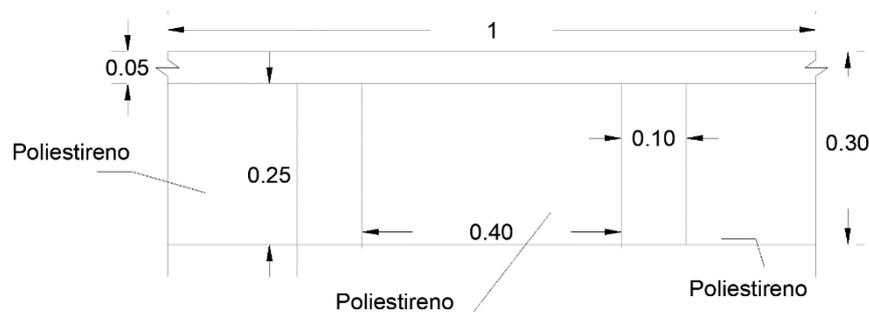
$$h = \frac{L}{18.5} = \frac{464.5}{18.5} = 25.1 \text{ cm}$$

Se adopta una altura total de 30 cm

Luego se determina el espesor de la loseta, para los espacios entre los nervios, se implementará un relleno de poliestireno expandido, por consiguiente, el ACI estipula la siguiente manera de determinarlo:

$$e_{losa} = \max \left[ 50 \text{ mm}, \frac{l_n}{12} \right] = \max \left[ 5 \text{ cm}, \frac{40 \text{ cm}}{12} \right] = 5 \text{ cm}$$

El pre-dimensionamiento de la losa nervada en una dirección se muestra a continuación:



### Ilustración 3.30 Vista frontal de la losa nervada

A continuación se procede de determinar la carga última total de diseño:

$$W_{losa} = e_{losa} * \gamma_h * 1 \text{ m} * 1 \text{ m}$$

$$W_{losa} = 0.05 * 2.40 * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0.12 \text{ Ton}$$

Como se está analizando para un metro cuadrado de losa, el valor obtenido se lo divide para un metro cuadrado, obteniendo un resultado igual a:

$$W_{losa} = 0.12 \text{ Ton/m}^2$$

Para los nervios se realiza el mismo procedimiento

$$W_{nervios} = \#nervios * \gamma_h * b * h * 1m$$

$$W_{nervios} = 2 * 2.4 * 0.1 * 0.25 * 1m = 0.12 \text{ Ton}$$

$$W_{nervios} = 0.12 \text{ Ton/m}^2$$

### 3.2.3.1.2 Vigas

- Vigas A-B y B-C
  - Altura

$$h = \frac{L}{18.5} = \frac{464.5}{18.5} = 25.1 \text{ cm}$$

- Base

$$b = \frac{h}{2} = \frac{25.1}{2} = 12.55 \text{ cm}$$

Finalmente se adopta una viga de 20x30 cm

Posteriormente se determina el valor del peso propio de las vigas por metro cuadrado, para hacerlo, se utiliza la viga con mayor longitud que es 4.64 metros y el área de la planta que es igual a 104.112 metros cuadrados.

**Tabla 3.7 Peso propio de vigas A-B y B-C**

h [cm]	b [cm]	Área [m <sup>2</sup> ]	Peso [Ton]	# Vigas	Peso propio [Ton/m <sup>2</sup> ]
20	30	0.1	1.11	6	0.064

- Vigas 1-2 y 2-3

Para las vigas en la dirección Y, se toma el valor de 5.45 metros para realizar los respectivos cálculos debido a que es el tramo más crítico.

- Altura

$$h = \frac{L}{10} = \frac{545}{18.5} = 29.46 \text{ cm}$$

- Base

$$b = \frac{h}{2} = \frac{29.46}{2} = 14.72 \text{ cm}$$

Finalmente se adopta una viga de 35x40 cm

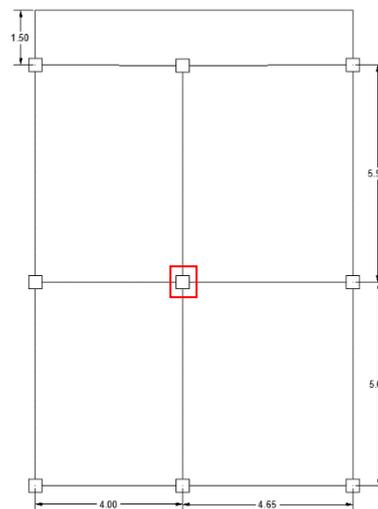
Nuevamente se determina el valor del peso propio de las vigas por metro cuadrado, para hacerlo, se utiliza la viga con mayor longitud que es 5.45 metros y el área de la planta que es igual a 104.112 metros cuadrados.

**Tabla 3.8 Peso propio de vigas 1-2 y 2-3**

h [cm]	b [cm]	Área [m <sup>2</sup> ]	Peso [Ton]	# Vigas	Peso propio [Ton/m <sup>2</sup> ]
40	25	0.1	1.31	6	0.075

### 3.2.3.1.3 Columnas

Las columnas deben ser capaces de soportar las cargas muertas, vivas y de los elementos estructurales mismos (vigas y losas). La columna que se analiza a continuación es la más crítica, puesto que esta es central y tiene un área tributaria superior a la de las columnas de borde y esquineras, igual a 104.112 metros cuadrados



**Ilustración 3.31 Columna crítica**

Se utiliza la siguiente expresión para determinar el área gruesa que necesita la columna.

$$A_g = \frac{P_u}{n * f'_c}$$

En donde  $A_g$  es el área gruesa de la columna,  $P_u$  es la carga axial que la columna soporta y  $n$  es un factor de ubicación de la columna, en este caso por ser central, este factor es igual a 0.45.

La columna que se analiza en la de la planta baja, por consiguiente, la carga que esta aguantará son las cargas acumuladas del primer y segundo nivel de la estructura.

La carga muerta total es igual a:

$$WD: w_{losa} + w_{nervios} + w_{vigas} + w_D$$

$$WD = (0.609)(22.788) + (0.534)(22.788)$$

$$WL = (0.24)(22.788) + (0.49)(22.788)$$

$$W_i = 1.2WD + 1.6WL = 57.86 \text{ Ton}$$

Finalmente se obtiene el área gruesa de la columna:

$$A_g = \frac{P_u}{n * f'_c} = \frac{57.86 * 1000}{0.45 * 210} = 932.35 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{A_g} = 24.74 \text{ cm}$$

Por cuestiones arquitectónicas, se elige una columna de 20x35

### 3.2.3.2 Estructura de acero PREDISEÑO

Para lograr el prediseño del galpón estructural primero se debe definir el diseño geométrico. Para ello se tiene una luz de 10.75m con tres pórticos a distanciados de 6 metros, esto por conveniencia debido a que los perfiles vienen en longitudes de 6 metros. La altura del galpón así mismo para las columnas es de 6 metros por preferencia debido a la longitud comercial en que vienen los perfiles, esta altura más la altura de la cubierta la cual se la obtiene a continuación:

Tomando en cuenta la normativa, la inclinación de la cubierta debe entrar en el rango de 15% a 25% dependiendo el tipo de teja a utilizar.

Ángulo de inclinación: 15%

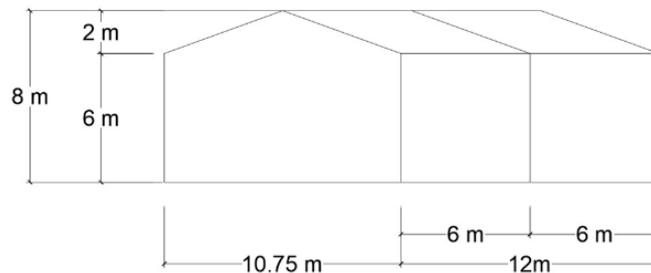
Luz: 10.75m

$$\text{altura cubierta} = \text{ángulo de inclinación} * \frac{\text{luz}}{2}$$

$$\text{altura cubierta} = 15\% * \frac{10.75}{2} = 0.806 \text{ m} \approx 1.00 \text{ m}$$

Resumen:

- Luz:  $L_{gal} = 10.75m$
- Pendiente de cubierta:  $p_{cub} = 15\%$
- Altura de la columna (sin cubierta):  $h1 = 6 m$
- Altura de la cubierta:  $h2 = 1 m$
- Altura total:  $H = h1 + h2 = 7m$
- Distancia entre pórticos:  $d_{gal} = 6 m$
- # pórticos:  $\#porticos = 3$
- Ancho total:  $dT_{gal} = 12 m$



**Ilustración 3.32 Dimensiones del galpón**

Luego de definir el diseño geométrico, se lleva la estructura en 2D para analizarla en SAP2000 y obtener los momentos que se generan debido a la carga distribuida.

Como se menciona en secciones anteriores, resumen de las cargas:

### **Carga Viva**

Carga de mantenimiento

$$cm = 70 \frac{kgf}{m^2}$$

### **Carga Muerta**

Cubierta

$$cub = 7.5 \frac{kgf}{m^2}$$

Eléctrico

$$el = 12 \frac{kgf}{m^2}$$

Mecánico

$$me = 18 \frac{kgf}{m^2}$$

Carga Fija

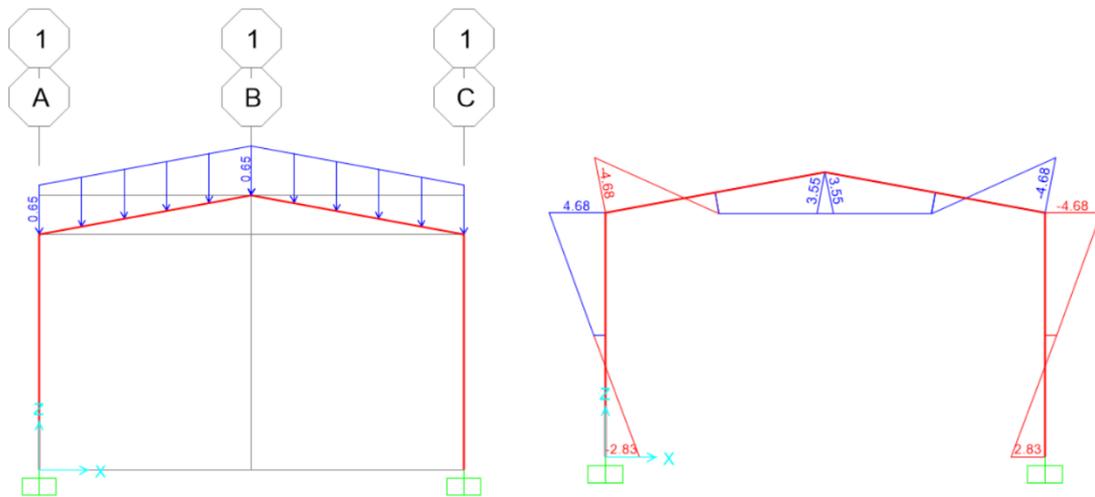
$$C_{fija} = cub + el + me = 38 \frac{kgf}{m^2}$$

Carga sobrepuesta

Carga distribuida

$$cs = C_{fija} + cm = 108 \frac{kgf}{m^2}$$

$$w = cs * d_{gal} = 645 \frac{kgf}{m}$$



**Ilustración 3.33 Estructura modelada en SAAP 2000**

Para el diseño geométrico completo del galpón en AutoCAD, primero necesitamos definir el ancho entre los cordones superiores e inferiores. Se hace uso de los momentos obtenidos y se determinan las diagonales, las verticales e inclinaciones necesarias.

Asumimos acero ASTM A-36 con un  $f_y$  de 2531 kg/cm<sup>2</sup>.

Tensión:

$$T = 0.6 * f_y = 1519 \frac{kgf}{cm^2}$$

Compresión:

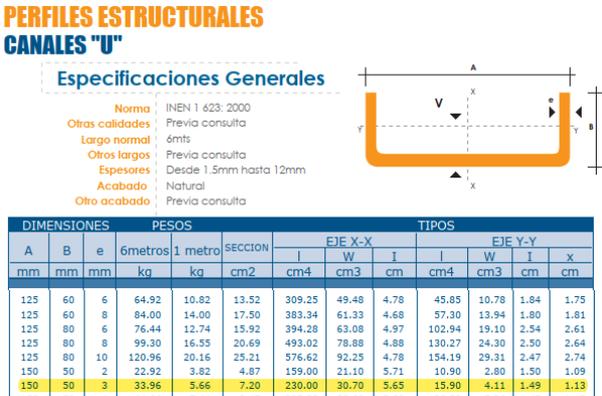
$$T = 0.4 * f_y = 1012 \frac{kgf}{cm^2}$$

Los valores de tensión y compresión nos permiten determinar los perfiles para los cordones superiores e inferiores. Ya que el esfuerzo admisible es igual a la fuerza que se ejerce en dicha área.

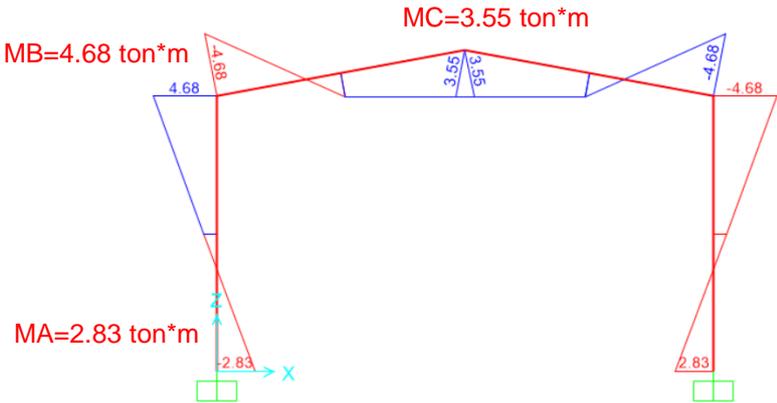
$$F = \frac{4.68 \text{ Ton} * m}{0.60 \text{ m}} = 7.8 \text{ Ton}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{F}{A} \rightarrow A_U = \frac{F}{\sigma} = \frac{7.8 \text{ Ton}}{1.5 \frac{\text{Ton}}{cm^2}} = 5.136 \text{ cm}^2$$

Con un área de  $5.136 \text{ cm}^2$  buscamos en el catálogo de DIPAC un perfil U que sea mayor al área obtenida, pero a su vez no debe ser un valor exagerado ya que buscamos que la estructura sea lo más viable económicamente. Escogemos dos perfiles para determinar el más viable, perfil U100x50x3 con un área de  $5.70 \text{ cm}^2$  y el perfil U125x50x3 con un área de  $6.45 \text{ cm}^2$ , aunque es mayor al obtenido no se escoge un perfil con mayor espesor ya que aumentaría considerablemente el peso de la estructura, y el galpón no tendrá cargas considerables para hacer uso de perfiles robustos.



**Ilustración 3.34 Catálogo de perfiles U, (DIPAC)**



**Ilustración 3.35 Momentos críticos del galpón**

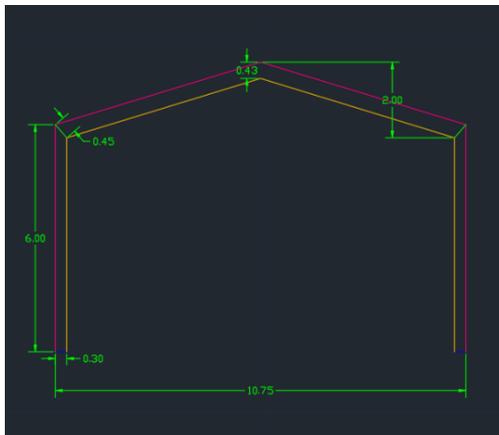
El momento más grande se da en el punto B, en donde asumimos una distancia de  $d_B = 60 \text{ cm}$  definido por la columna de  $30 \times 30 \text{ cm}$  en los planos arquitectónicos.

Distancia entre cordones en el punto A

$$d_A = \frac{MA * d_B}{MB} = \frac{3.18 * 0.45}{4.59} = 0.363 \text{ m} \approx 0.30 \text{ m}$$

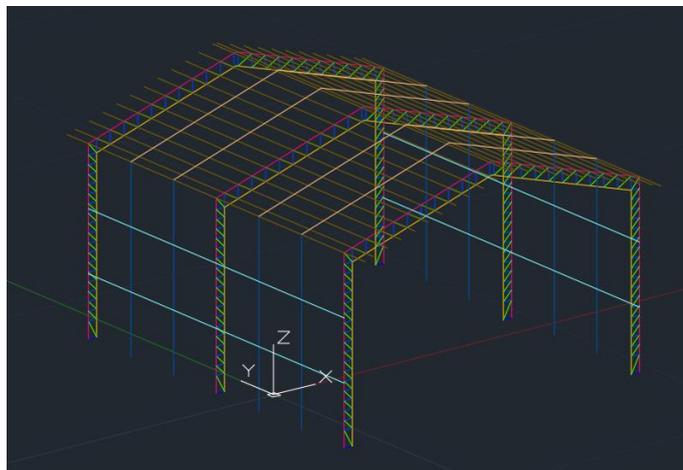
Distancia entre cordones en el punto C la cual se redondea a 0.50 m debido a que la diagonal es de 0.60 m. Además, el valor de 45 cm para el ancho en dicho punto es mejor redondearlo para lograr mayor facilidad a los soldadores.

$$d_C = \frac{MC * d_B}{MB} = \frac{3.55 * 0.60}{4.68} = 0.455 \text{ m} \approx 0.5 \text{ m}$$



**Ilustración 3.36 Distancia entre cordones en el punto C**

Una vez que tenemos claro el diseño del galpón, se lo dibuja en AutoCAD en modelado 3D con sus respectivas ángulos, correas, tensores, viguetas y columnas para ser exportado a SAP2000 y modelado con sus respectivos perfiles.



**Ilustración 3.37 Modelamiento del galpón en AutoCAD**

Para el pre-dimensionamiento de los ángulos se asume 45°, esto se debe a que la estructura trabaja mejor al formar cuadrados en sus columnas. Del análisis de SAP se obtienen los valores de cortante. Para calcular la fuerza que soporta el elemento a dicha inclinación. Como la sección trabaja a tensión se utiliza el valor de T.

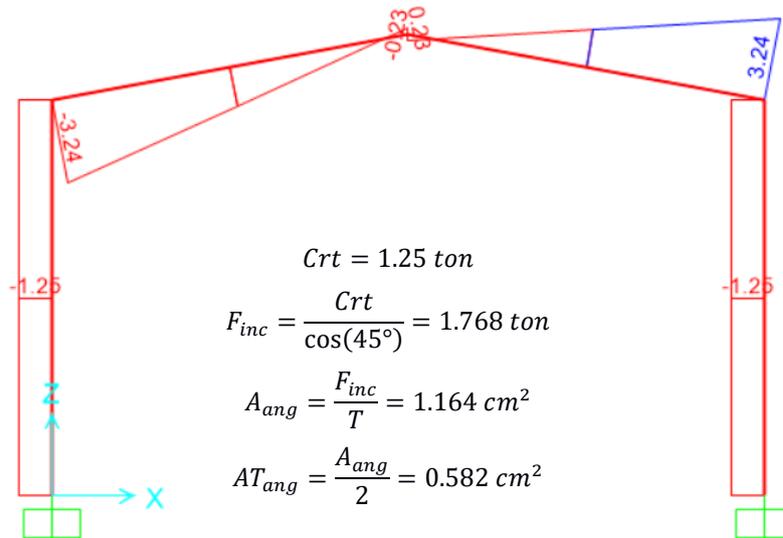


Ilustración 3.38 Diagrama cortante del galpón

Este valor de  $A_{ang} = 1.211 \text{ cm}^2$  es el área de los dos ángulos que se pondrán, por este motivo se lo divide para dos para poder buscarlo dentro del catálogo. Y se opta por ángulos de 2L25x25x3 ó 2L30x30x3.

**PERFILES ESTRUCTURALES**  
**ANGULOS "L" DOBLADO**  
**Especificaciones Generales**

- Norma:** INEN 1 623: 2000
- Otras calidades:** Previa consulta
- Largo normal:** 6.00 m
- Otros largos:** Previa consulta
- Espesores:** Desde 1.5 hasta 12 mm
- Acabado:** Natural
- Otro acabado:** Previa consulta

DIMENSIONES			PESOS		SECCION	EJE X-X		EJE Y-Y		EJE U-U		EJE V-V	
A	B	e	6 metros	1 metro		I	W	i	X=Y	i	i	i	i
mm	mm	mm	Kg	Kg	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm	cm	cm	cm
25	25	2	4.38	0.73	0.93	0.57	0.32	0.78	0.72	0.99	0.47		
25	25	3	6.36	1.06	1.35	0.79	0.44	0.76	0.77	0.98	0.44		
30	30	2	5.34	0.89	1.13	1.00	0.46	0.94	0.84	1.20	0.58		
30	30	3	7.80	1.30	1.65	1.41	0.67	0.92	0.89	1.18	0.55		

Ilustración 3.39 Catálogo de ángulos L, (DIPAC)

Se observan las reacciones y se calcula la reacción en la diagonal principal.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{1}{5.375}\right)$$

$$\alpha = 18.4^\circ$$

$$R_x = 4.68 \cos(18.4) = 4.21 \text{ Ton}$$

$$R_y = 4.68 \sin(18.4) = 2.03 \text{ Ton}$$

$$R = \sqrt{(4.68 - 2.03)^2 + (4.21)^2} = 4.97 \text{ Ton}$$

Verificación Área de las diagonales

$$A_{diag} = \frac{R}{T} = \frac{4.97}{1.519} = 3.27 \text{ cm}^2$$

$$2A_{diag} = 2 * A_U = 2 * 5.136 = 10.272 \text{ cm}^2$$

$$A_{diag} < 2A_{diag} \quad \therefore \text{CUMPLE}$$

Para las diagonales principales que se encuentran en las esquinas se utiliza el mismo perfil que el de los cordones en este caso sería 2U150x50x3.

Las correas se asumen tipo

G80x40x15x3

$$P_{G80} = 3.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Techado

$$P_{tec} = 7.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{techo} = P_{tec} * 2 \text{ m} = 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Luminarias

$$P_{lum} = 8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

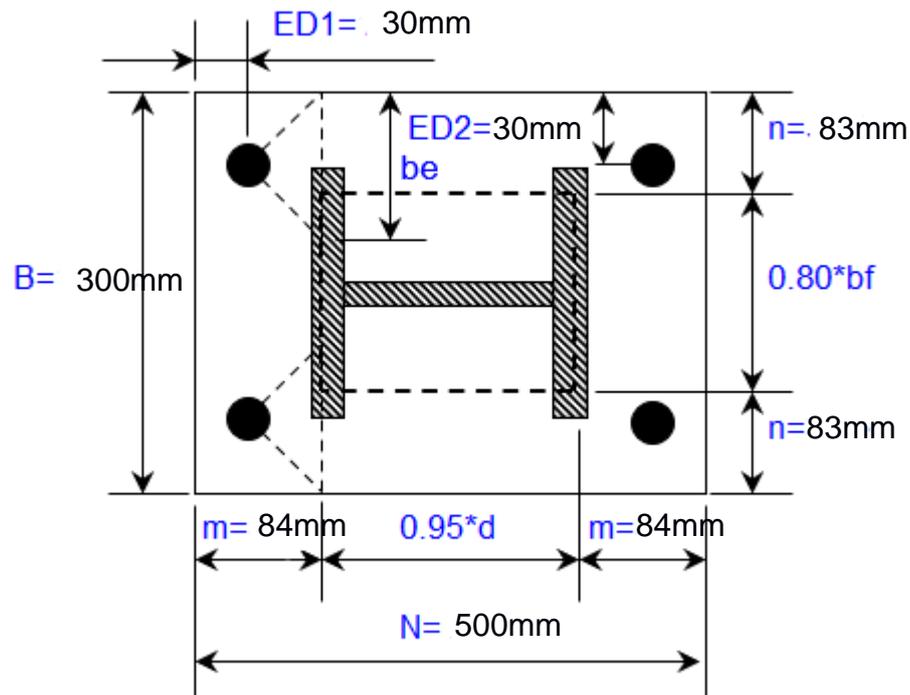
Carga Total

$$C_t = P_{g80} + P_{techo} \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Para el diseño de la placa base se pre-dimensiona de forma rectangular 50x30cm. Y se asume una columna W14x30 debido a las propiedades similares de la columna diseñada 30x15cm. Las cargas ejercidas por la columna son de 9.5 Ton de axial, 1 Ton por cortante y 1.3 Ton por momento. Ya que la placa se encuentra embebida en

concreto, el coeficiente de fricción es de 0.9 y cortante 1.1. Además, la paca se asume con  $F_y$  de 36 ksi.

Se utiliza una configuración de 4 pernos con diámetro de 20mm, distribuidos de la siguiente manera:



**Ilustración 40. Configuración de placa base**

Para determinar si el prediseño cumple, se verifica lo siguiente:

Presión de Rodamiento

$$F_p = 0.35 * f'_c = 2.22$$

$$f_p = \frac{P_u}{N * B} = 0.00063$$

$$F_p \geq f_p(max), O.K$$

Por Tensión y Cortante en pernos

Al ser de diámetro 20mm la tensión permisible ( $T_a$ ) es de 37KN. Y la tensión ejercida junto con el momento es de 27KN. Y el cortante permisible es de 19.43KN y la aplicada es de 10.23KN.

$$T_a \geq T_b, O.K$$

$$V_a \geq V_b, O.K$$

### 3.2.4 Modelación 3D y análisis en ETABS para estructura de hormigón armado

Una vez predimensionados los elementos, se introduce la estructura al software ETABS, con la finalidad de realizar un análisis posteriormente.

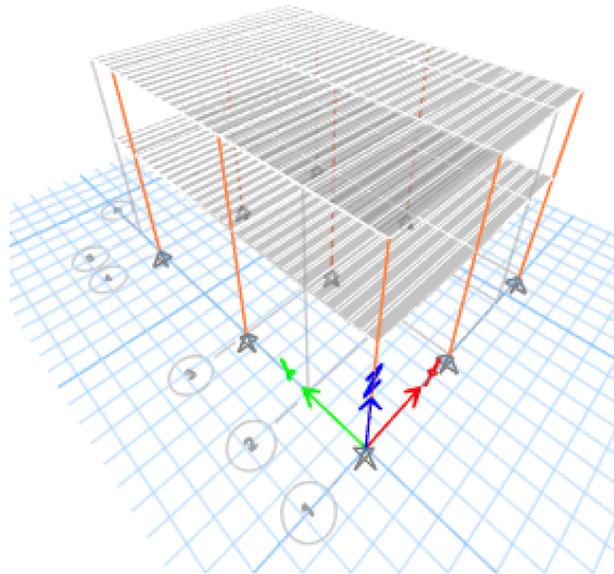


Ilustración 3.40 Modelado en ETABS, vista 3D

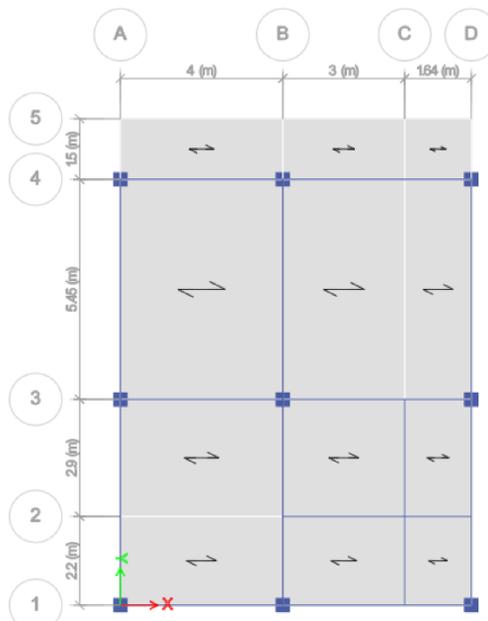


Ilustración 3.41 Vista en planta de la estructura

### 3.2.4.1 Modelación de elementos

Primero se definen los materiales con los que trabaja la estructura, en este caso el hormigón con resistencia de 210 y el acero de refuerzo.

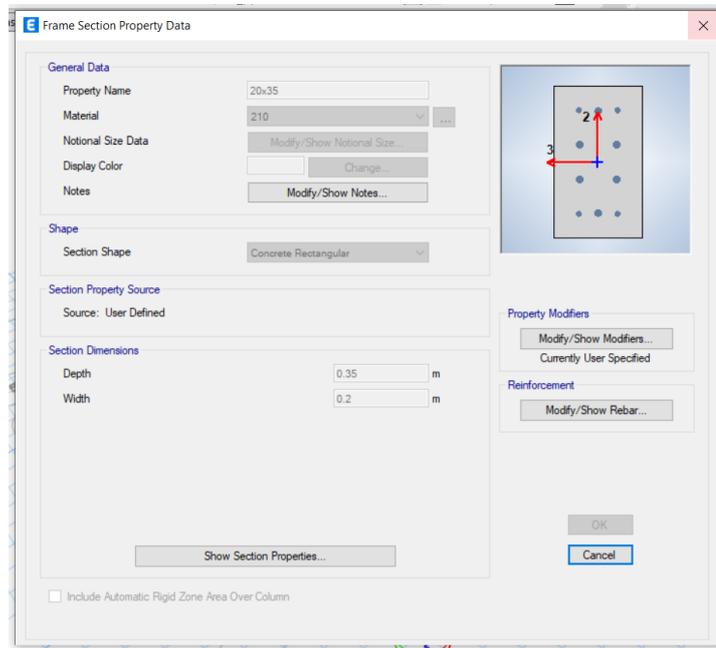
The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for concrete. The 'Material Name' is '210', 'Material Type' is 'Concrete', and 'Directional Symmetry Type' is 'Isotropic'. Under 'Material Weight and Mass', 'Specify Weight Density' is selected with values of 2.4028 tonf/m<sup>3</sup> and 0.245014 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>. Under 'Mechanical Property Data', 'Modulus of Elasticity, E' is 2188197.89 tonf/m<sup>2</sup>, 'Poisson's Ratio, U' is 0.2, 'Coefficient of Thermal Expansion, A' is 0.0000099 1/C, and 'Shear Modulus, G' is 911749.12 tonf/m<sup>2</sup>. The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. The 'Modulus of Rupture for Cracked Deflections' section has 'Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)' selected.

Ilustración 3.42 Definición del hormigón 210

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for rebar. The 'Material Name' is '4200', 'Material Type' is 'Rebar', and 'Directional Symmetry Type' is 'Uniaxial'. Under 'Material Weight and Mass', 'Specify Weight Density' is selected with values of 7.849 tonf/m<sup>3</sup> and 0.80038 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>. Under 'Mechanical Property Data', 'Modulus of Elasticity, E' is 20389019.16 tonf/m<sup>2</sup> and 'Coefficient of Thermal Expansion, A' is 0.0000117 1/C. The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. The dialog includes 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

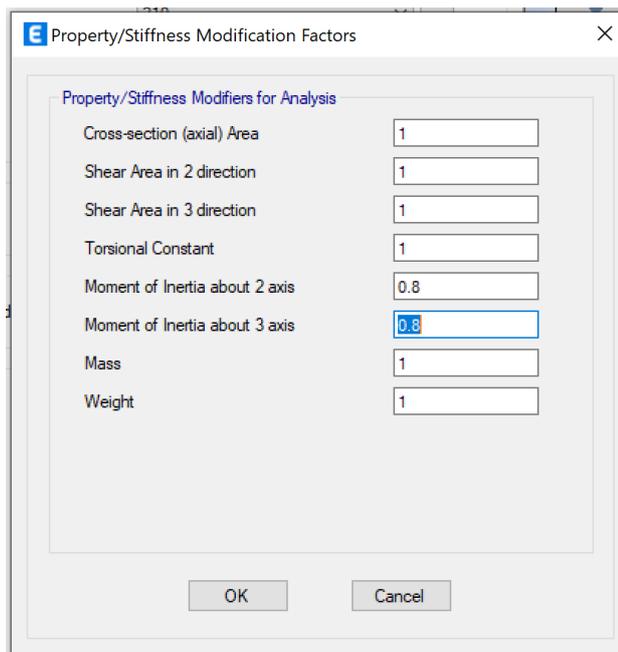
Ilustración 3.43 Definición del acero de refuerzo

Luego se define las secciones de la columna, viga y losa.

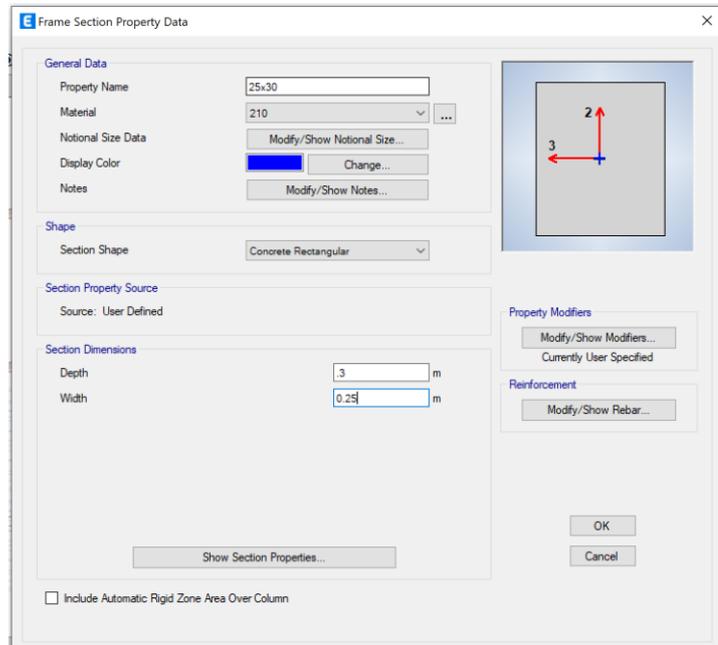


### Ilustración 3.44 Definición de la sección de la columna

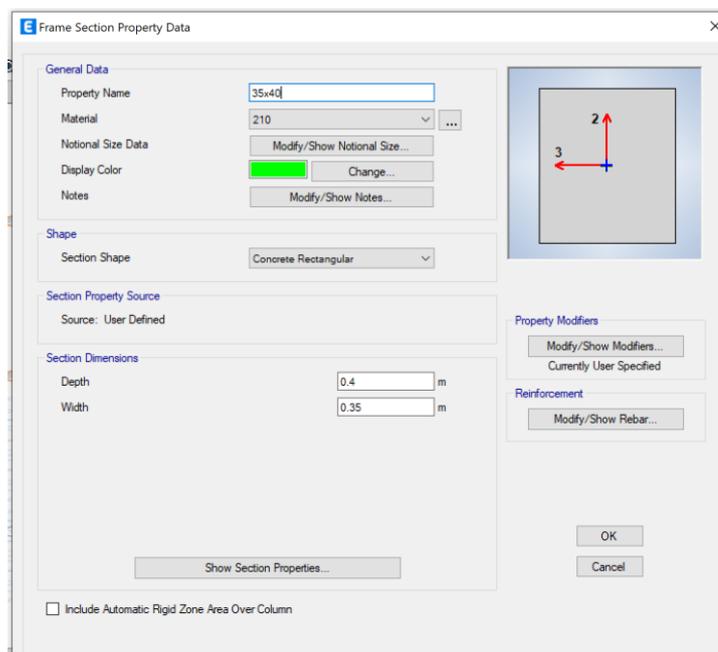
Se modifican las propiedades de la sección, debido a que la NEC se debe modificar la inercia de la columna a un valor de 0.8, correspondiente en ambos ejes de la sección



**Ilustración 3.45 Modificación de inercia en la columna**

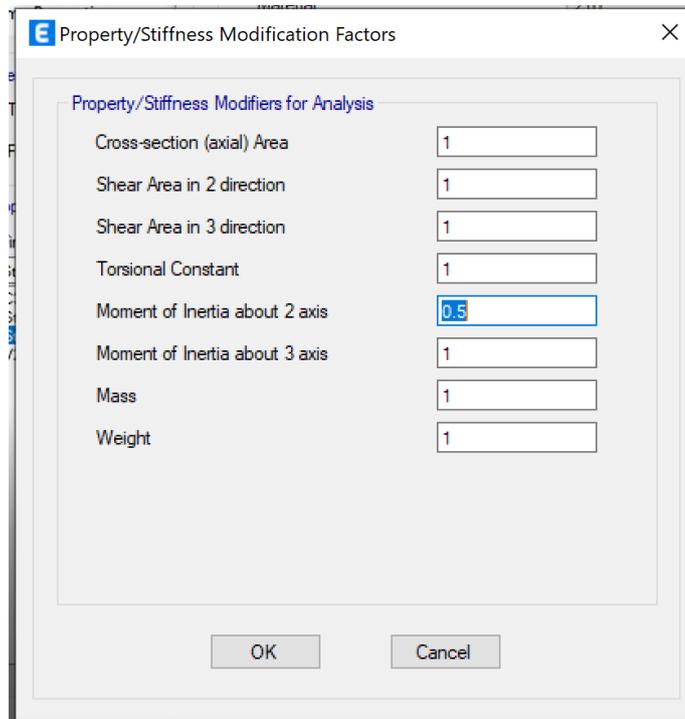


**Ilustración 3.46 Definición de la viga en la dirección X**

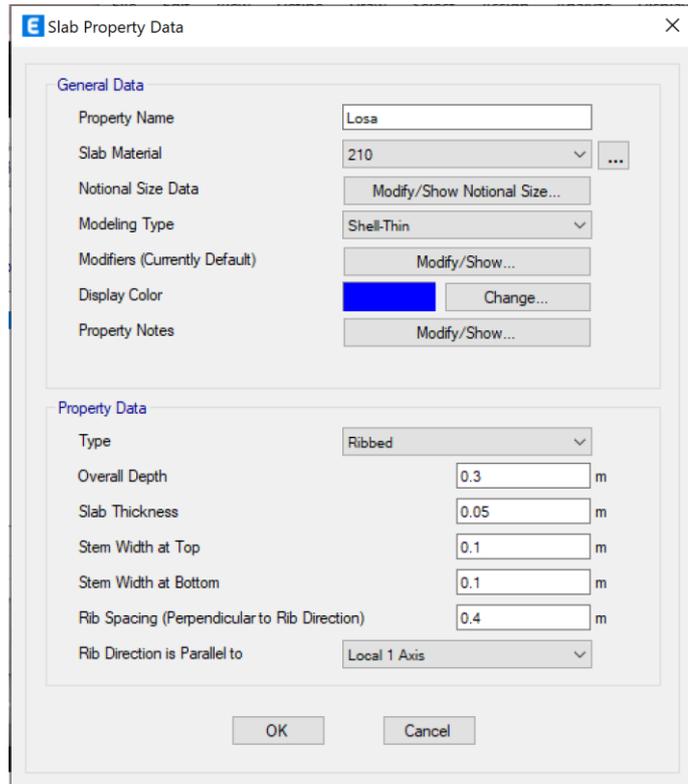


**Ilustración 3.47 Definición de la viga en la dirección Y**

Se modifican las propiedades de la sección, debido a que la NEC se debe modificar la inercia de la columna a un valor de 0.5.



**Ilustración 3.48** Modificación de inercia en las vigas

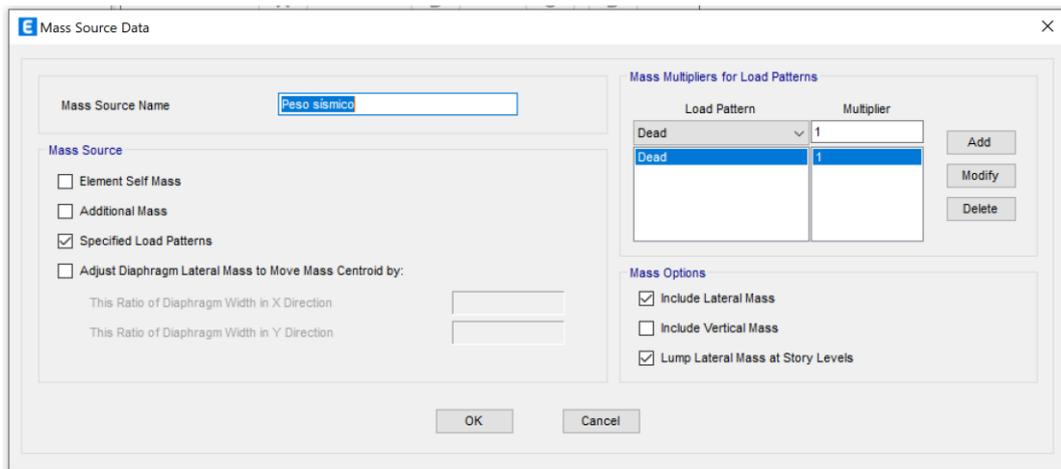


**Ilustración 3.49** Definición de la viga nervada

### 3.2.4.2 Análisis modal

#### 3.2.4.2.1 Masa sísmica

Para la masa sísmica se considera únicamente el peso muerto de la estructura, por consiguiente, se toma con un factor igual a uno la carga de los elementos estructurales

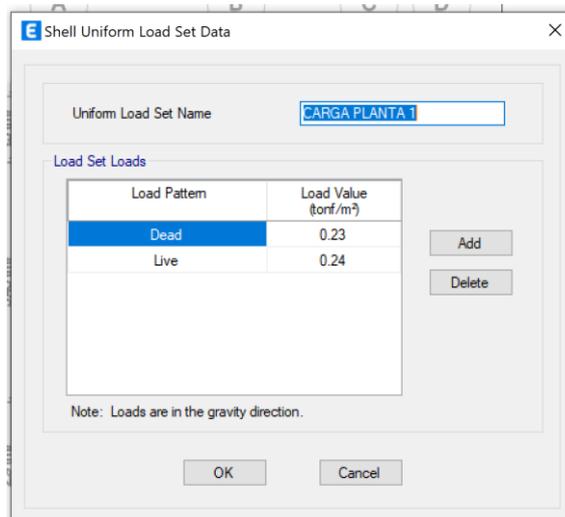


**Ilustración 3.50** Peso sísmico de la estructura

#### 3.2.4.2.2 Asignación de cargas de servicio

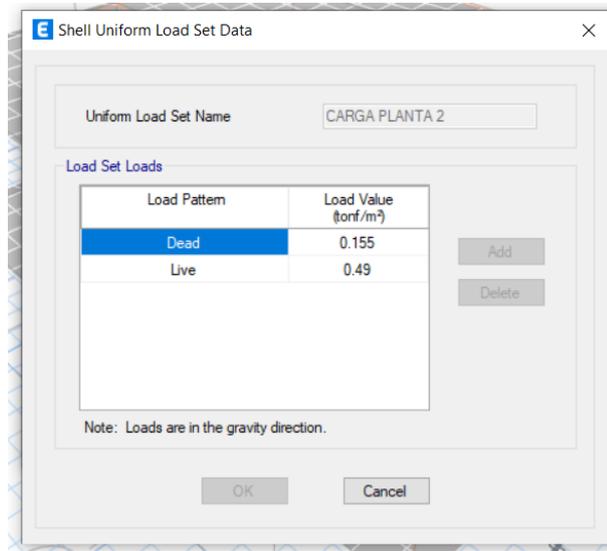
Se crean dos patrones de carga correspondientes a cada nivel de la estructura.

Para el primer nivel se tiene una carga muerta igual a 0.23 toneladas por metro cuadrado y una carga viva igual a 0.244 toneladas por metro cuadrado.

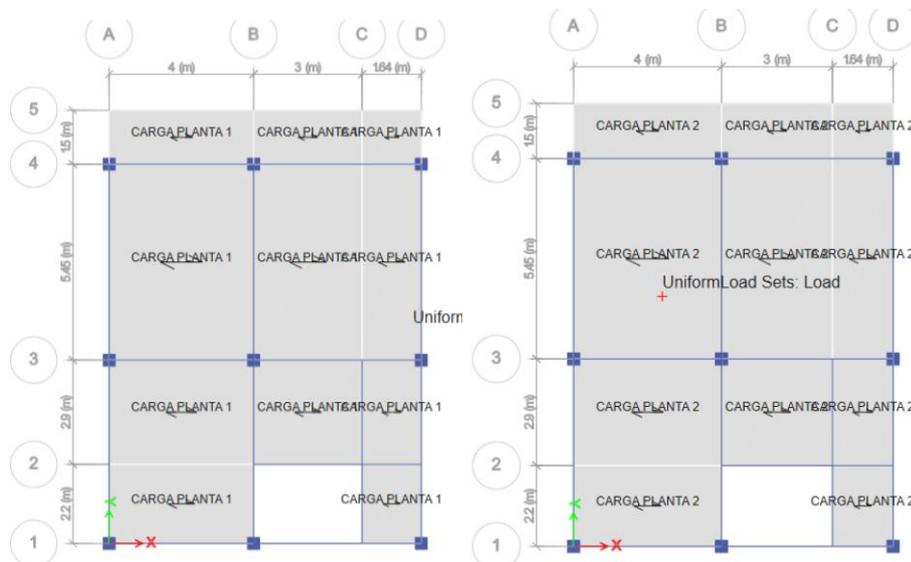


**Ilustración 3.51** Cargas en planta 1

Para el nivel dos, se tienen cargas similares, ya que esta no es una cubierta, sin embargo, dentro de la carga muerta se agrega la carga de una cubierta metálica que el cliente considera colocar a futuro.



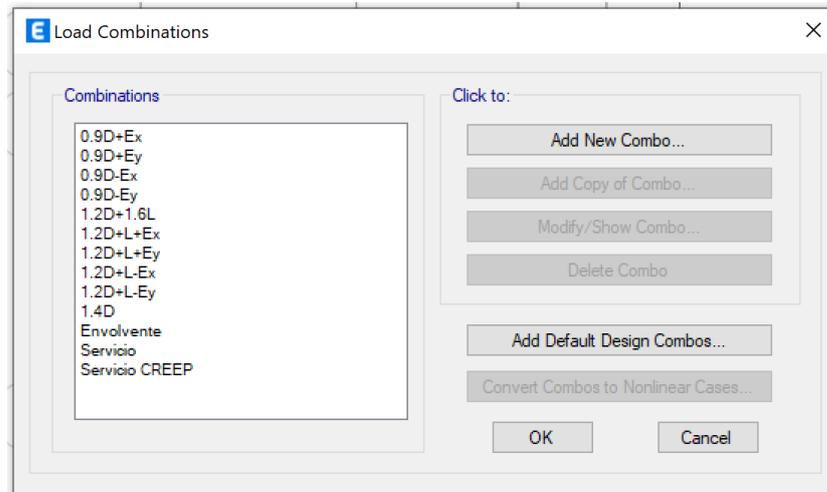
**Ilustración 3.52 Cargas en planta 2**



**Ilustración 3.53 Asignación de cargas en cada nivel**

### 3.2.4.2.3 Combinaciones de carga

Para el modelamiento se consideran únicamente las cargas D, L y E, correspondiente a carga muerta, viva y de sismo (en ambas direcciones), por consiguiente, solo se utilizan las combinaciones de cargas de se muestran a continuación impuestas por la NEC.



**Ilustración 3.54 Combinaciones de cargas**

Es importante destacar que la envolvente involucra todas las combinaciones de carga de la NEC. Por otro lado, la carga de servicio es netamente la carga muerta más carga viva. Finalmente, la combinación de carga “servicio CREEP” hace referencia a la deformación del hormigón a partir del tiempo, siendo este igual a 2.78 veces la carga muerta.

#### 3.2.4.2.4 Coeficiente sísmico

Se procede a definir los “Load Patterns” correspondientes al sismo en la dirección X y al sismo en la dirección Y. Para ambas direcciones se considera una excentricidad del 5% en la dirección correspondiente. Los factores por colocar son el factor de coeficiente sísmico y el factor K.

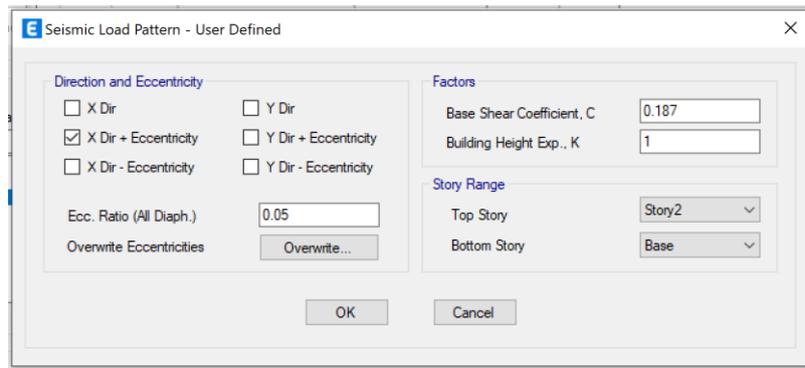
El factor del coeficiente sísmico se lo determina mediante la siguiente fórmula propuesta por la NEC.

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \varphi_p * \varphi_E}$$

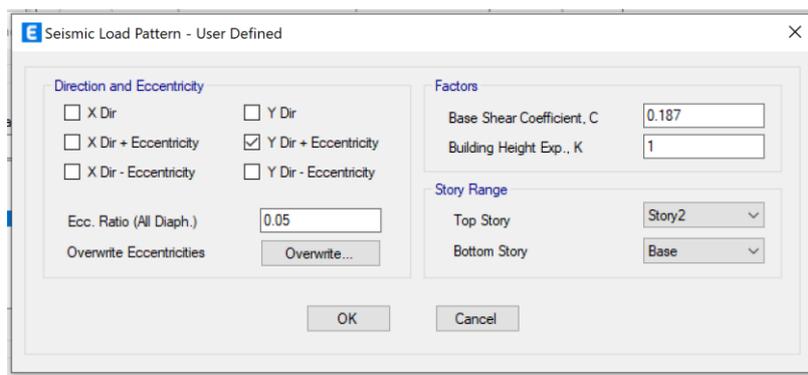
El factor K se encuentra relacionado directamente al periodo fundamental calculado previamente.

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

**Ilustración 3.55 Factor K, (NEC, 2015)**



**Ilustración 3.56 Coeficiente sísmico en X**



**Ilustración 3.57 Coeficiente sísmico en Y**

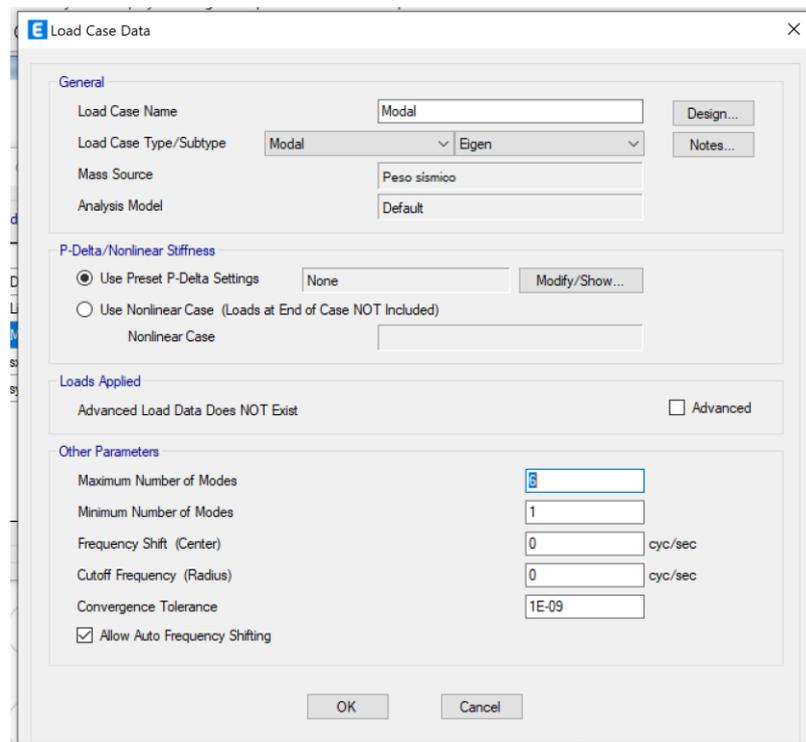
#### 3.2.4.2.5 Número de nodos y participación de masa total

Para realizar la asignación del número de nodos correspondiente, se hace una estimación simplificada, la cual hace referencia a los grados de libertad del sistema estructural, que en este caso es pórticos resistentes a momentos y a los niveles de la estructura.

$$\text{Modos} = \# \text{grados} * \# \text{niveles}$$

$$\text{Modos} = 3 * 2$$

Posteriormente se establecen los 6 modos correspondientes al cálculo previo, es importante destacar que se debe obtener un 90% de participación de la masa, de lo contrario se aumentará el número de modos.



**Ilustración 3.58 Definición del número de nodos**

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.651	0	0.9579	0	0	0.9579	0	0.1328
Modal	2	0.571	0.9011	7.217E-06	0	0.9011	0.9579	0	2.931E-06
Modal	3	0.458	0.0755	0.0001	0	0.9765	0.9579	0	1.937E-05
Modal	4	0.16	0	0.042	0	0.9765	1	0	0.867
Modal	5	0.145	0.0212	5.734E-06	0	0.9977	1	0	0.0001
Modal	6	0.118	0.0023	1.513E-05	0	1	1	0	0.0002

Una vez que se realiza el análisis en el programa, se obtiene la tabla de resultados con la participación de la masa, en donde se puede observar que para el modal número 2 tiene un porcentaje de participación de masa igual a 90%, lo que quiere decir que el número de modos seleccionado previamente fue el correcto.

### 3.2.4.2.6 Cálculo del periodo

De acuerdo con las características de la estructura, el programa calcula automáticamente el periodo fundamental de la estructura. Como se puede observar en

la ilustración X, en el modo 1 el periodo es igual a 0.651 segundos, lo que corresponde al periodo fundamental.

**Tabla 3.9 Periodo fundamental de la estructura**

Sistema estructural	Periodo		Diferencia
	Manual	ETABS	
Pórticos resistentes a momentos	0.276	0.651	0.375

Al sistema estructural ser el mismo en ambas direcciones de la estructura, es suficiente evaluar el periodo fundamental correspondiente al primer modo. Como se puede observar en la tabla X, existe una diferencia igual a 0.375 segundos entre el periodo calculado manualmente y el calculado automáticamente por el programa. Según la NEC el periodo obtenido en el programa no se modifica si este es superior al calculado inicialmente.

#### 3.2.4.2.7 Análisis de derivas

A continuación, se presenta la máxima deriva permisible inelástica para una estructura de hormigón armado, correspondiente a la NEC.

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

#### **Ilustración 3.59 Máxima deriva permisible inelástica, (NEC, 2015)**

Acorde a la normativa, la deriva inelástica se la calcula de la siguiente manera:

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

A continuación, se muestra la deriva máxima en la dirección X obtenida



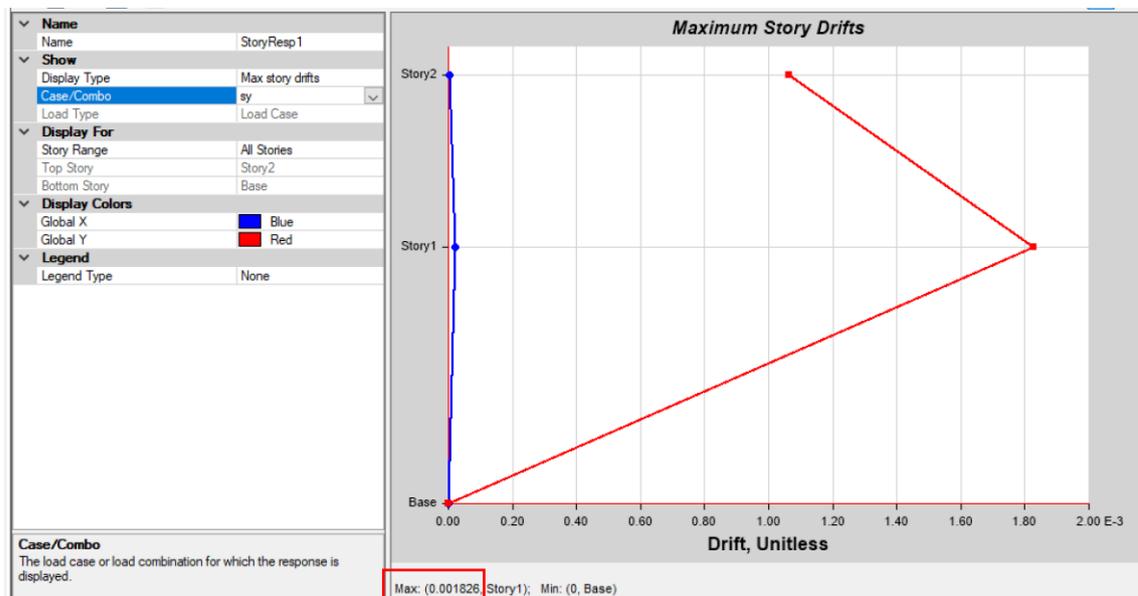
**Ilustración 3.60 Deriva máxima en la dirección X**

En el recuadro rojo se observa que el valor máximo de deriva de entropiso es igual a 0.001774.

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.001774 = 0.01064$$

$$0.01064 \leq 0.02 \therefore \text{Cumple}$$

Se realiza el mismo procedimiento para la dirección Y



**Ilustración 3.61 Deriva máxima en la dirección Y**

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.001826 = 0.01095$$

$$0.01095 \leq 0.02 \therefore \text{Cumple}$$

### 3.2.5 Modelación 3D y análisis en SAP para estructura de acero

Una vez definidos los perfiles a utilizar en la estructura de acero, se procede al análisis bajo el software SAP2000. Por ello importamos el alzado en 3D realizado en AutoCAD.

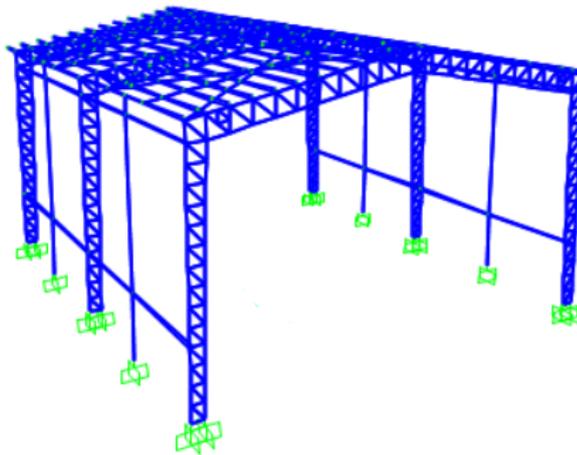


Ilustración 3.62 Galpón modelado en SAAP 2000

#### 3.2.5.1 Definición de materiales

Los materiales para los perfiles serán definidos a continuación:

Para los cordones superiores e inferiores, los cuales son perfil U125x50x3 y para las diagonales, de perfil 2L30x30x3, se utiliza acero de grado 36. Y para las correas de perfil G100x50x15x3 se hace uso de acero de grado 36 pero conformado en frío.

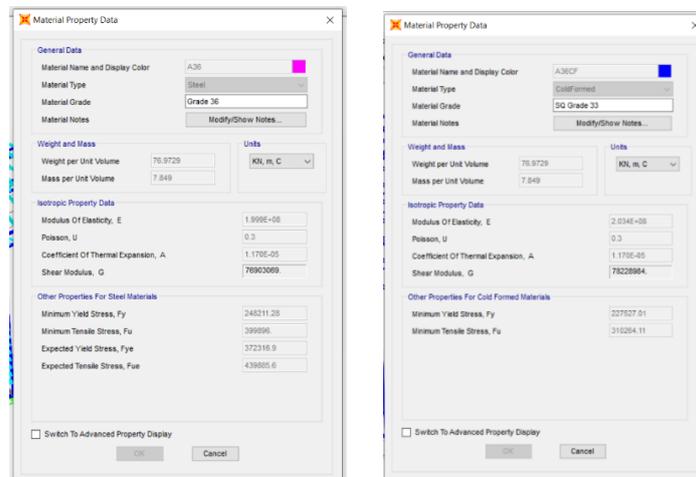
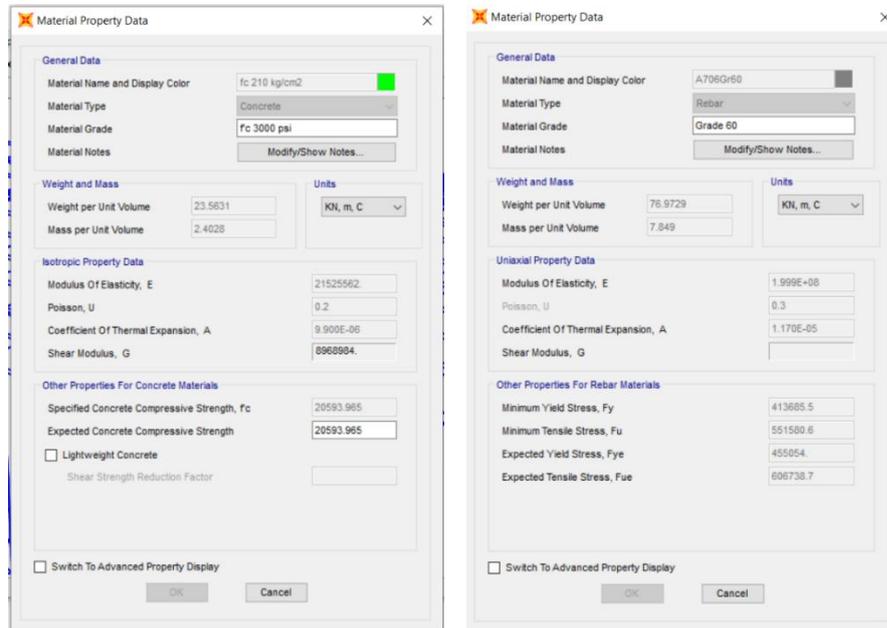


Ilustración 3.63 Definición del material

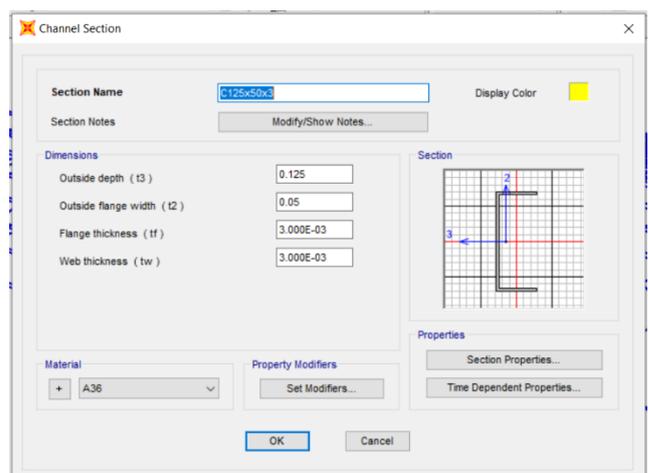
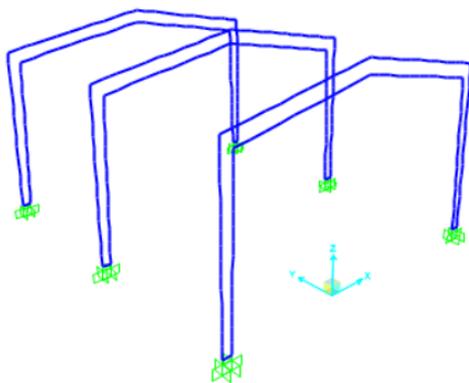
Los pilaretes son de hormigón 210 kg/cm<sup>2</sup>. Y los tensores serán de tipo rebar de ASTM A706 de grado 60.



**Ilustración 3.64 Definición de tensores y hormigón**

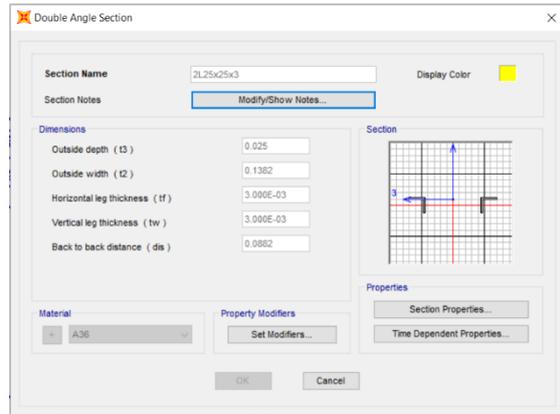
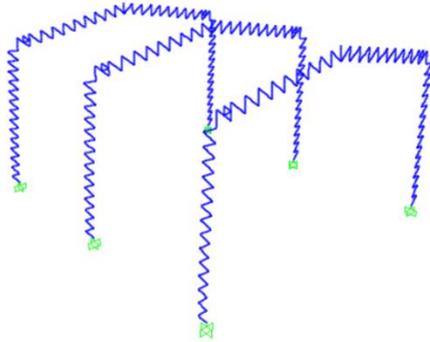
### 3.2.5.2 Definición de secciones

Cordón superior e inferior U125x50x3



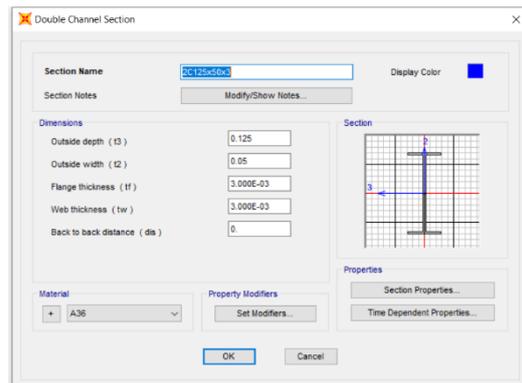
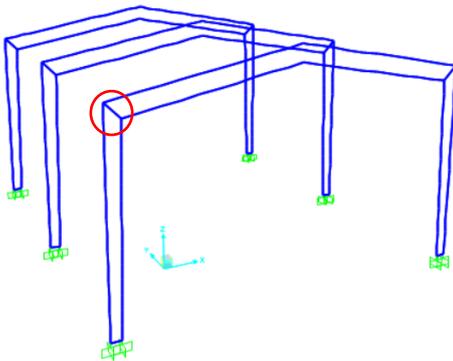
**Ilustración 3.65 Definición cordón superior e inferior U125x50x3**

### Diagonales 2L25x25x3



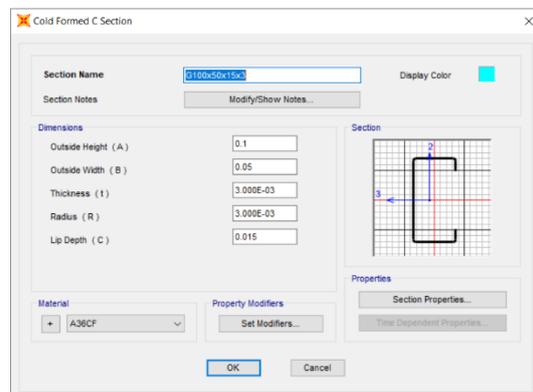
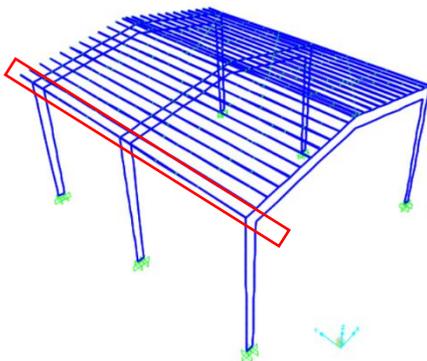
**Ilustración 3.66 Definición diagonales 2L25x25x3**

### Ángulos principales 2U125x50x3



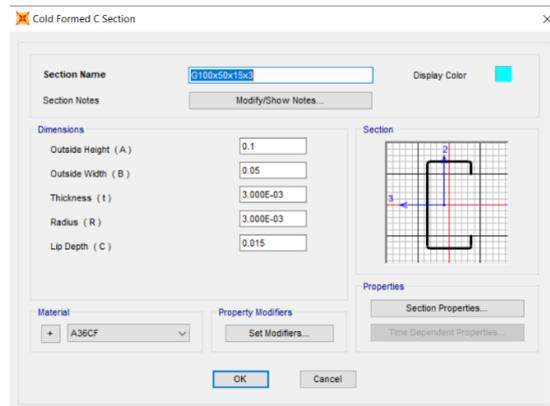
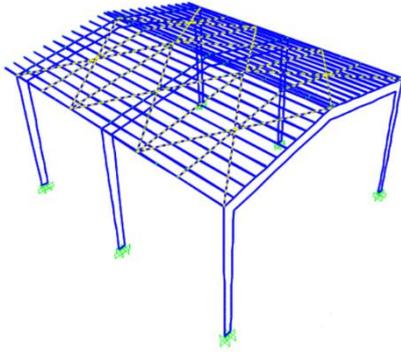
**Ilustración 3.67 Definición de ángulos principales 2U125x50x3**

### Correas G100x50x15x3



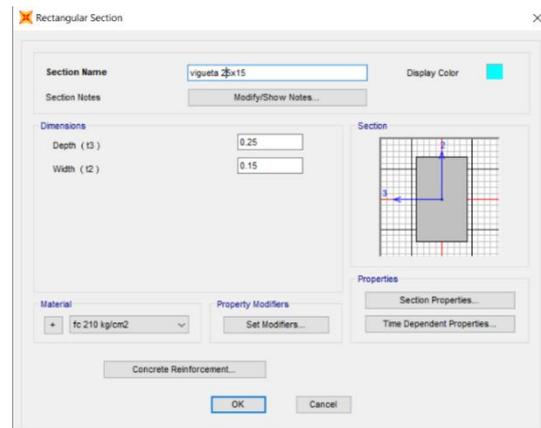
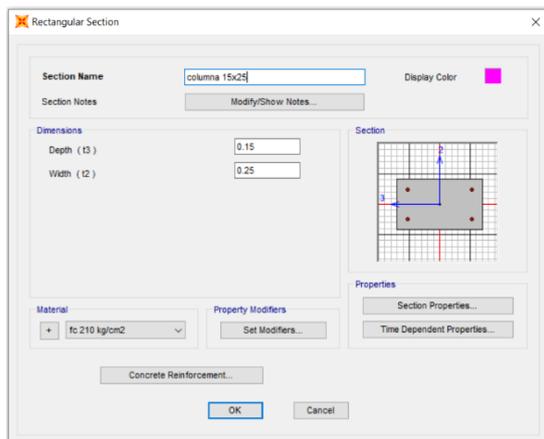
**Ilustración 3.68 Definición de correas G100x50x15x3**

## Tensores varillas diámetro 20mm



**Ilustración 3.69 Definición de tensores varillas diámetro 20mm**

## Pilaretes vigas y columnas de 15x20cm

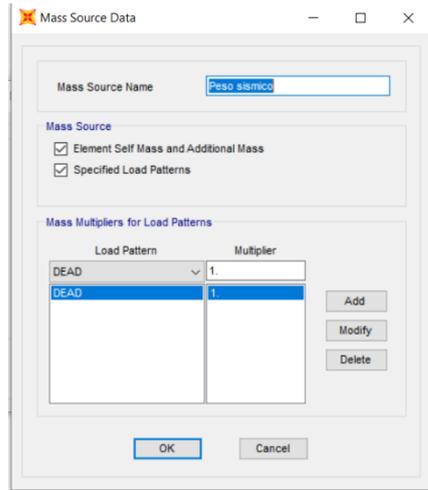


**Ilustración 3.70 Definición de pilaretes vigas y columnas de 15x20cm**

### 3.2.5.3 Análisis modal

#### 3.2.5.3.1 Masa sísmica

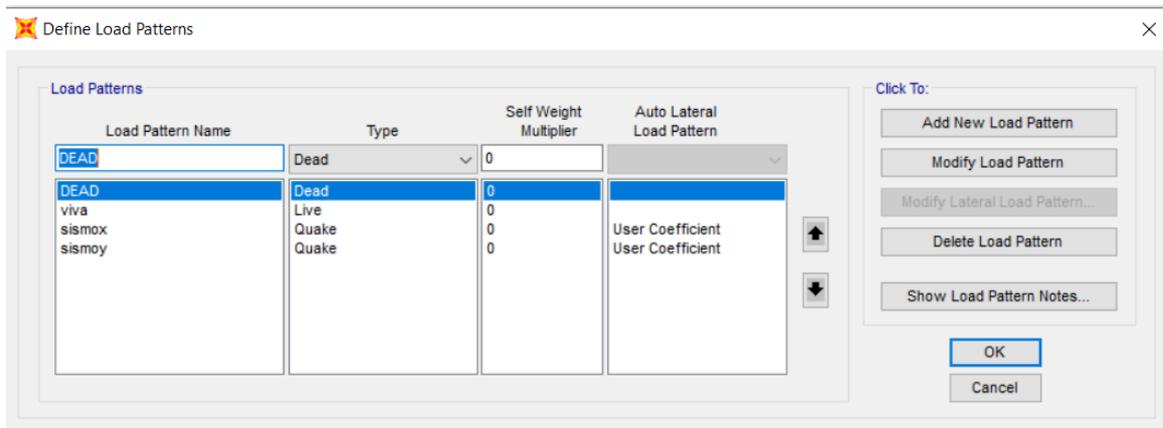
Así mismo como en el edificio la masa sísmica se considera únicamente el peso muerto de la estructura, es decir que se toma con un factor igual a uno la carga de los elementos estructurales.



**Ilustración 3.71 Definición del peso sísmico**

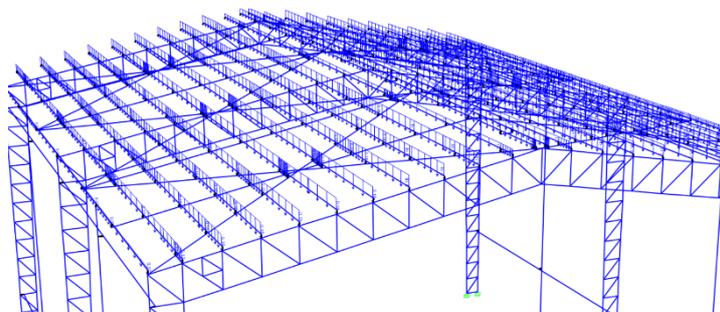
### 3.2.5.3.2 Asignación de cargas de servicio

Procedemos a ingresar los patrones de carga, el cual sería en este caso la carga viva, la carga muerta y el sismo en ambas direcciones x y.



**Ilustración 3.72 Definición de cargas**

Las cargas muertas y vivas serán aplicadas como distribuidas sobre las correas.

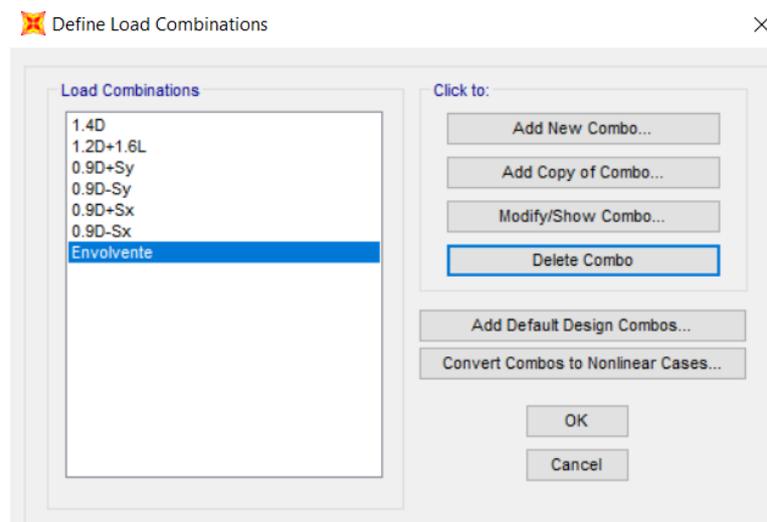


**Ilustración 3.73 Aplicación de cargas**

La carga distribuida va a depender del área tributaria, por esta razón varía en distintas secciones. Las correas centrales tienen asignada una carga de 18.75 kgf/m, puesto que tienen una distancia de 0.5 cm entre correas, teniendo en cuenta que la carga lineal es de 38 kgf/m<sup>2</sup>. Mientras que las correas laterales tienen asignada una carga de 7 kgf/m. Para la carga viva se tiene en correas centrales una asignación de 34 kgf/m y en los laterales aproximadamente 14 kgf/m.

### 3.2.5.3.3 Combinaciones de carga

Para el modelamiento se consideran únicamente las cargas D, L y la envolvente, correspondiente a carga muerta, viva y de sismo (en ambas direcciones), por consiguiente, solo se utilizan las combinaciones de cargas de se muestran a continuación impuestas por la NEC.



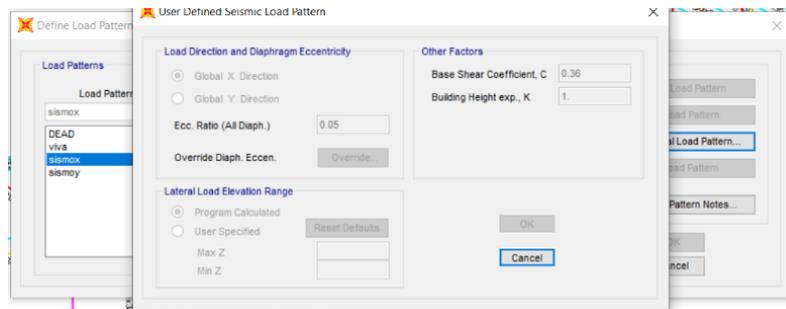
**Ilustración 3.74 Definición de combinaciones de cargas**

### 3.2.5.3.4 Coeficiente sísmico

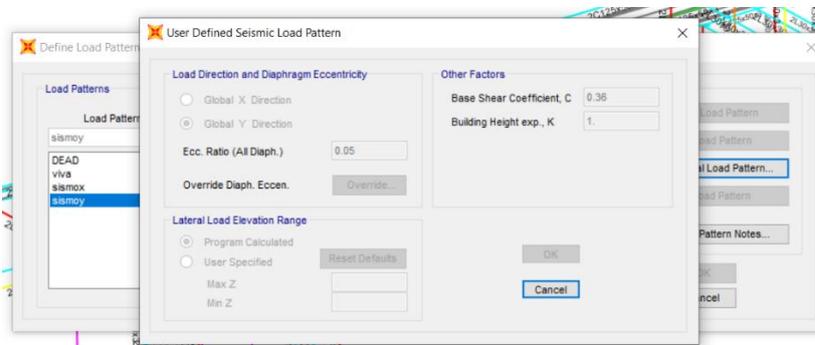
Para el cortante basal el procedimiento que seguimos es:

**Tabla 3.10 Cálculo del coeficiente sísmico**

I	R	$\phi_P$	$\phi_E$	Ct
1	3	1	1	0.049
hn	a	Ta	Sa(g)	Coef. Sísmico
7	0.9	0.28	0.82	0.27



**Ilustración 3.75 Definición del coeficiente sísmico en X**



**Ilustración 3.76 Definición del coeficiente sísmico en Y**

### 3.2.5.3.5 Número de nodos y participación de masa total

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	0.529674	5.896E-14	0.851974	1.421E-16	5.896E-14	0.851974	1.421E-16	0.050653	7.782E-15	1.079E-13	0.050653	7.782E-15	1.079E-13
MODAL	Mode	2	0.508324	0.858445	3.277E-14	4.854E-14	0.858445	0.851974	4.868E-14	1.523E-13	0.026702	1.577E-12	0.050653	0.026702	1.685E-12
MODAL	Mode	3	0.390308	5.105E-12	7.809E-12	3.378E-14	0.858445	0.851974	8.244E-14	2.635E-12	8.111E-13	0.814109	0.050653	0.026702	0.814109
MODAL	Mode	4	0.246809	2.268E-12	0.006628	3.253E-11	0.858445	0.852602	3.281E-11	0.194707	6.34E-13	3.444E-12	0.24536	0.026702	0.814109
MODAL	Mode	5	0.242833	3.185E-12	1.435E-14	0.398299	0.858445	0.852602	0.398299	1.007E-11	2.201E-12	4.439E-12	0.24536	0.026702	0.814109
MODAL	Mode	6	0.228899	3.553E-13	1.147E-13	3.003E-15	0.858445	0.852602	0.398299	7.991E-18	3.512E-14	0.004879	0.24536	0.026702	0.818987
MODAL	Mode	7	0.183901	3.151E-12	0.000542	2.012E-14	0.858445	0.853144	0.398299	0.037111	3.131E-12	7.369E-12	0.282471	0.026702	0.818987
MODAL	Mode	8	0.175904	0.005622	1.049E-14	2.723E-14	0.864067	0.853144	0.398299	2.71E-16	0.065651	5.817E-13	0.282471	0.092352	0.818987
MODAL	Mode	9	0.173311	6.492E-14	7.692E-16	1.564E-14	0.864067	0.853144	0.398299	3.057E-13	5.254E-13	1.801E-07	0.282471	0.092352	0.818988
MODAL	Mode	10	0.158831	1.109E-11	0.000707	2.162E-13	0.864067	0.853851	0.398299	0.157427	4.288E-12	1.768E-11	0.439898	0.092352	0.818988
MODAL	Mode	11	0.154026	1.451E-12	3.487E-15	0.00536	0.864067	0.853851	0.403659	2.718E-13	2.297E-12	1.058E-12	0.439898	0.092352	0.818988
MODAL	Mode	12	0.141941	1.3E-05	1.362E-14	1.932E-15	0.864067	0.853851	0.403659	2.095E-13	0.016911	9.449E-13	0.439898	0.109294	0.818988

**Ilustración 3.77 3.2.5.3.5 Número de nodos y participación de masa total**

### 3.2.5.3.6 Análisis de derivas

he	desp. Ela	desp. Inela	delta	delta/he	<0,02
m	m	m	m	-	NEC
8.00	0.005	0.01125	0.01125	0.00141	aprueba

Ilustración 3.78 Análisis de derivas

## 3.2.6 Diseño de estructura de hormigón armado

### 3.2.6.1 Losa

Como ya se mencionó anteriormente el diseño estructural de la losa corresponde a una losa aligerada (nervada), en donde del predimensionamiento se obtienen las siguientes dimensiones mostradas:

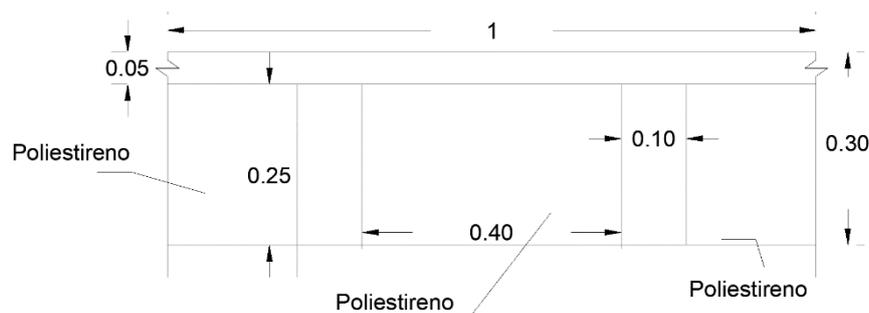


Ilustración 3.79 Vista de losa nervada

Partimos determinando el peso propio de los elementos por metro cuadrado, para posteriormente obtener la carga de servicio.

Tabla 3.11 Carga última sobre la losa nervada

Elemento	Loseta [Ton/m]	Nervios [Ton/m]
Carga última	0.804	0.474

#### 3.2.6.1.1 Loseta

Primero se realiza el respectivo calculo para determinar los momentos y cortantes.

$$M_{u-max}^+ = \frac{q_u * l^2}{14} = 0.014 [Ton * m]$$

$$M_{u-max}^- = \frac{q_u * l^2}{10} = 0.022 [Ton * m]$$

Debido a que los momentos obtenidos son bajos, el acero requerido es inferior al acero de retracción, por lo tanto, se coloca el mismo en ambas direcciones.

$$A_{s-ret} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 5 * 100 = 0.90 \frac{cm^2}{m}$$

Se asume una malla electrosoldada, la cual está compuesta de varillas de 6 mm, por lo cual se obtiene la siguiente separación

$$s = \frac{A_b}{A_s} = 311 \text{ mm} \rightarrow s = 150 \text{ mm}$$

### 3.2.6.1.2 Nervios

$$M_{u-max}^+ = \frac{q_u * l^2}{14} = 0.729 \text{ [Ton * m]}$$

$$M_{u-max}^- = \frac{q_u * l^2}{9} = 1.134 \text{ [Ton * m]}$$

**Tabla 3.12 Área requerida de acero**

Momento [Ton*m]	Área requerida [cm2]
0.729	2.02
1.13	1.06

Como refuerzo superior, en el apoyo interior, se colocará una varilla de 12 mm de diámetro junto con dos varillas de 8 mm de diámetro, en donde se tiene un área total de 2.13 cm. Mientras que como refuerzo inferior y superior en el resto de los apoyos se colocará una varilla de 12 mm con un área igual a 1.13 cm2.

### 3.2.6.2 Vigas

Una vez que se corre el programa, se reflejan los momentos máximos en cada planta de la estructura. al analizar los resultados, se llega a la conclusión que los momentos máximos obtenidos se encuentran en el eje 4 para la dirección X y B para la dirección Y, por consiguientes estos serán los pórticos que se utilizarán como referencia para el diseño de las vigas.



**Ilustración 3.80 Vista en planta de la estructura en ETABS**

Antes de realizar el diseño de la viga, se procede a revisar que las secciones tengan las correctas dimensiones. Esto se lo realiza mediante las fórmulas establecidas por la NEC en la sección 4.2.5.

- Vigas en la dirección X

$$\frac{l_n}{d} > 4 \rightarrow \frac{4.45 - 0.25}{0.244} = 17.21 > 4 \therefore \text{Cumple}$$

$$b < c_2 + z$$

En donde

$$z = \min \left\{ \begin{array}{l} 2C_2 \\ 1.5c_1 \end{array} \right\}$$

Donde  $C_1$  y  $C_2$  corresponden a las dimensiones de la columna predimensionada

$$b < \begin{cases} 3c_2 = 3 * 35 = 105 \text{ cm} \\ c_2 + 1.5c_1 = 35 + 1.5 * 20 = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo tanto, se cumple que

$$65 < 35 + 70 \therefore \text{Cumple}$$

Una vez revisada la geometría de la viga, se procede a calcular el área de acero mínimo mediante la siguiente fórmula propuesta por la NEC

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

Asumiendo que se utilizará varillas de 16 mm para el refuerzo longitudinal, se muestran las siguientes propiedades de la viga.

**Tabla 3.13 Propiedades de la viga a diseñar**

Propiedades							
H [cm]	b [cm]	d [cm]	rec [cm]	Estribos [cm]	f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]	Fy [kg/cm <sup>2</sup> ]	∅
30	20	24.4	4	1	210	4200	0.9

$$A_s \geq \max \begin{cases} \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} b * d = 0.74 \text{ cm}^2 \\ \frac{1.4}{fy} b * d = 0.29 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### 3.2.6.2.1 Diseño a flexión

El cálculo de ejemplo se lo realiza en base a el pórtico correspondiente al eje 4 en la dirección X.

**Tabla 3.14 Acero requerido en vigas**

Tramo	Momento	Mu [Ton*m]	As req [cm <sup>2</sup> ]	Refuerzo
A-B	Positivo	1.42	1.58	2 ∅ 12
	Negativo	2.34	2.67	3 ∅ 12
B-D	Positivo	1.88	2.12	2 ∅ 12
	Negativo	1.66	1.86	2 ∅ 12

**Tabla 3.15 Acero colocado en vigas**

Tramo	Momento	Mu [Ton*m]	Refuerzo	a [cm]	∅Mn [Ton*m]	Comprobación
A-B	Positivo	1.42	2 ∅ 12	2.128	2.19	Cumple
	Negativo	2.34	3 ∅ 12	3.193	3.19	Cumple
B-D	Positivo	1.88	2 ∅ 12	2.128	2.19	Cumple
	Negativo	1.66	2 ∅ 12	2.12	2.19	Cumple

Una vez obtenidas las cantidades de varillas a utilizar con los respectivos diámetros, el siguiente paso es calcular la longitud de anclaje de la sección, mediante la siguiente fórmula propuesta por el ACI.

$$l_{dh} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.075 * fy * \psi_e * \psi_c * \psi_r}{\lambda * \sqrt{f'c}} * d_b \\ 8 * d_b \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

En donde los coeficientes hacen referencia a factores de modificación para el desarrollo de barras corrugadas que propone el ACI, a continuación, se muestra la tabla para obtener los coeficientes dependiendo del caso a tratar.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano $\lambda$	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso liviano, donde $f_{ct}$ se especifica	De acuerdo con 19.2.4.3
	Concreto de peso normal	1.0
Epóxico <sup>[1]</sup> $\psi_e$	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Tamaño $\psi_s$	Para barras No. 22 y mayores	1.0
	Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados	0.8
Ubicación <sup>[1]</sup> $\psi_t$	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.3
	Otra	1.0

**Ilustración 3.81 Coeficientes, (ACI, 2019)**

$$l_{dh} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.075 * 4200 * 1 * 1 * 1}{1 * \sqrt{210}} * 1.2 = 26.08 \text{ cm} \rightarrow \text{controla} \\ 8 * 1.2 = 9.6 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

El cálculo del gancho se lo realiza mediante la siguiente tabla encontrada en el capítulo 25 del ACI

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta <sup>[1]</sup> $\ell_{ext}$ , 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	$10d_b$		

**Ilustración 3.82 Ganchos**

Para este diseño se establece que se utilizan ganchos sísmicos de 180 grados, el cual según la tabla mostrada corresponde a un diámetro interior mínimo igual a seis veces al diámetro del refuerzo longitudinal.

$$\text{Gancho} = 6 * 1.2 = 7.2 \text{ cm}$$

Del resultado anterior, se establece un diámetro interior igual a 8 cm. Luego se procede a al cálculo de la longitud de desarrollo, el cual, a su vez, permite calcular la longitud de traslape.

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 <math>d_b</math>, recubrimiento libre al menos <math>d_b</math>, y no menos estribos a lo largo de <math>\ell_d</math> 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 <math>2d_b</math> y recubrimiento libre no menor que <math>d_b</math></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 3.83 Tabla referente a longitud de desarrollo, (ACI, 2019)**

De la tabla mostrada, se obtiene un valor igual a  $l_d=52.37$  cm.

$A_s \text{ colocado} / A_s \text{ requerido}$ en la longitud del empalme <sup>(1)</sup>	Porcentaje máximo de $A_s$ empalmado dentro de la longitud de traslape requerida	Tipo de empalme	$l_{st}$	
$\geq 2.0$	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

### Ilustración 3.84 Longitud de traslape a tracción, (ACI, 2019)

De la tabla se procede a calcular la longitud de traslape a tracción

$$l_{st} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.3l_d = 680 \text{ mm} \rightarrow \text{Controla} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Se colocarán traslapes igual a 70 cm

Finalmente se calcula la longitud de traslape a compresión según la sección 25.25.5.5.1 del ACI.

$$\text{Si } f_y \leq 4200 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow l_{sc} = 0.0073 * f_y * d_b$$

$$l_{sc} = 0.0073 * 4200 * 1.20 = 36.79 \text{ cm}$$

Se colocarán traslapes igual a 40 cm

#### 3.2.6.2.2 Diseño a cortante

Para realizar el diseño del refuerzo transversal se utiliza la metodología de la teoría de los momentos máximos probables, en donde se toma en consideración las reacciones ocasionadas por las cargas gravitacionales y las sísmicas. Los siguientes cálculos serán realizados en base al segundo vano del pórtico correspondiente al eje 4, cuya longitud es igual a 4.45 metros. Los momentos máximos probables se los calcula mediante la siguiente ecuación mostrada.

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

La ecuación mostrada es aplicada para ambos extremos de la viga, es decir, se calcula un  $M_p$  para el lado derecho y otro para el lado izquierdo. La variable  $A_s$  mostrada en la ecuación hace referencia al área de acero colocada en el diseño a flexión, es por

esto por lo que se calculan momentos para el acero positivo y el negativo. El valor correspondiente a  $\alpha$  es igual a 1.25 acorde a la normativa.

**Tabla 3.16 Datos iniciales de la viga**

Datos Iniciales					
f'c [kg/cm <sup>2</sup> ]	fy [kg/cm <sup>2</sup> ]	h [cm]	d [cm]	b [cm]	$\phi$
210	4200	30	24.4	25	0.75

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de los momentos máximos probables. Como en este diseño, se tiene la misma cantidad de acero positivo y negativo en ambos extremos de la viga, los resultados son los mismos. Los resultados hacen referencia a tanto el lado derecho como el lado izquierdo.

**Tabla 3.17 Momentos máximos probables**

Positivo		Negativo	
As+ [cm <sup>2</sup> ]	Mp+ [Ton*m]	As- [cm <sup>2</sup> ]	Mp- [Ton*m]
2.262	2.74	3.393	3.99

Una vez analizada la carga sísmica, se analiza la carga gravitacional. Primero se establece la combinación de carga crítica y posteriormente se calculan las fuerzas cortantes ocasionadas por la carga analizada.

$$W_u = (1.2D + 1.6L) * a_{tributario}$$

$$W_u = (1.2 * 0.64 + 1.6 * 0.24) * 3.48$$

$$W_u = 4 \text{ Ton/m}$$

Posteriormente se calculan el cortante probable a suceder.

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

Es importante destacar que los momentos posibles dentro de la ecuación mostrada hacen referencia a cada lado de la viga (derecha e izquierda) y Ln es la longitud de la viga. El primer término del lado derecho de la ecuación es el cortante ocasionado por las cargas sísmicas (Vp), mientras que el último término es el cortante ocasionado por las cargas gravitacionales (Vg).

**Tabla 3.18 Resultados de cortantes**

Wu [Ton/m]	L [m]	Vg [Ton]	Vp [Ton]	Ve [Ton]
4	4.45	8.9	2.594	11.494

Una vez obtenido la fuerza cortante probable, se procede a calcular la resistencia al corte por parte del hormigón, mediante la siguiente ecuación.

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

$$V_c = 6.832 \text{ Ton}$$

Luego se verifica si se necesita refuerzo transversal si se cumple la siguiente condición.

$$\text{Si } V_p \geq 0.5V_e \rightarrow \text{No se necesita refuerzo}$$

$$2.594 < 0.5 * 11.494 \therefore \text{Se necesita refuerzo}$$

A continuación, se calcula la resistencia al cortante del acero y se verifica que este no exceda su valor máximo.

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

$$V_s = 8.494 \text{ Ton}$$

$$V_{smax} = 2.2\sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{smax} = 27.417 \text{ Ton}$$

$$V_s \leq V_{smax} \therefore \text{Cumple}$$

Para el refuerzo transversal se propone utilizar estribos con diámetro de 10 mm. Para la separación del refuerzo se debe cumplir que el cortante mayorado sea superior al cortante probable a suceder, sin embargo, también se deben seguir las especificaciones de la NEC en lo que respecta a las zonas de confinamiento y traslape.

La zona de confinamiento se encuentra en los extremos de la viga, esta zona tiene una longitud igual a dos veces la altura de la viga. Comúnmente estas zonas de la viga tienden a tener una separación de acero transversal menor a la de la zona de no confinamiento. La zona de no confinamiento la zona de la viga que se encuentra entre ambas zonas de confinamiento, usualmente con separación de estribos mayor.

Para el cálculo de la separación de estribos en la zona de confinamiento se elige el valor menor de los mostrados a continuación.

$$s \leq \begin{cases} d/4 \\ 6 * \text{diámetro menos del refuerzo longitudinal} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Reemplazando los valores

$$s \leq \begin{cases} 86 \text{ mm} \\ 72 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Se opta por una separación de estribos igual a 7 cm

Por otro lado, para la zona de no confinamiento, se debe considerar la zona de traslape de la viga, por consiguiente, se elige el valor mínimo entre las dos expresiones a continuación.

- Zona de no confinamiento

$$s \leq d/2$$

$$s = 172 \text{ mm}$$

- Zona de traslape

$$s \leq \begin{cases} d/4 \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s \leq \begin{cases} 86 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Luego se calcula la resistencia al cortante del acero con la separación calculada en el paso anterior.

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

$$V_s = 28.369 \text{ Ton}$$

Posteriormente se calcula la fuerza cortante mayorada de la sección.

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

$$\phi V_n = 26.4 \text{ Ton}$$

Finalmente se realiza la siguiente comprobación

$$\phi V_n \geq V_e$$

$$26.4 \text{ Ton} \geq 11.494 \text{ Ton} \therefore \text{Cumple}$$

### 3.2.6.2.3 Resumen de diseño de vigas

A continuación, se muestran las tablas resumen del diseño de las vigas a flexión y a cortante tanto para la planta baja y planta alta en ambas direcciones.

- Planta baja
  - Dirección X

**Tabla 3.19 Refuerzo longitudinal en vigas en X**

Tramo	Dimensión	Momento	Mu [Ton*m]	Refuerzo	Refuerzo mínimo	ØMn [Ton*m]
A-B	25x30	Positivo	1.42	2 ø 12	2 ø 12	2.21
		Negativo	2.34	3 ø 12	2 ø 12	3.25
B-D		Positivo	1.88	2 ø 12	2 ø 12	2.21
		Negativo	1.66	2 ø 12	2 ø 12	2.21

**Tabla 3.20 Refuerzo transversal en zona de confinamiento**

Ø[mm]	# Ramales	S [mm]	Smax [mm]	Vs [Ton]	ØVn [Ton]	Ve [Ton]	ØVn>Ve
10	2	60	61	11.05	23.75	11.92	Cumple

**Tabla 3.21 Refuerzo transversal en zona de no confinamiento**

Ø[mm]	# Ramales	S [mm]	Smax [mm]	Vs [Ton]	ØVn [Ton]	Ve [Ton]	ØVn>Ve
10	2	120	122	13.41	13.69	11.92	Cumple

- Dirección Y

**Tabla 3.22 Refuerzo longitudinal en vigas en Y**

Tramo	Dimensión	Momento	Mu [Ton*m]	Refuerzo	Refuerzo mínimo	ØMn [Ton*m]
1-3	35x40	Positivo	6.42	3 ø 16	2 ø 16	8.15
		Negativo	11.15	5 ø 16	2 ø 16	13.01
3-4		Positivo	5.36	3 ø 16	2 ø 16	8.15
		Negativo	10.42	5 ø 16	2 ø 16	13.01

**Tabla 3.23 Refuerzo transversal en zona de confinamiento**

Ø[mm]	# Ramales	S [mm]	Smax [mm]	Vs [Ton]	ØVn [Ton]	Ve [Ton]	ØVn>Ve
10	2	80	85.5	17.91	28.28	20.56	Cumple

**Tabla 3.24 Refuerzo transversal en zona de no confinamiento**

$\phi$ [mm]	# Ramales	S [mm]	Smax [mm]	Vs [Ton]	$\phi V_n$ [Ton]	Ve [Ton]	$\phi V_n > V_e$
10	2	120	171	13.27	17.09	14.97	Cumple

- Planta alta
  - Dirección X

**Tabla 3.25 Refuerzo longitudinal en vigas en X**

Tramo	Dimensión	Momento	Mu [Ton*m]	Refuerzo	Refuerzo mínimo	$\phi M_n$ [Ton*m]
A-B	25x30	Positivo	1.69	2 $\phi$ 12	2 $\phi$ 12	2.21
		Negativo	3.34	4 $\phi$ 12	2 $\phi$ 12	4.23
B-D		Positivo	2.86	3 $\phi$ 12	2 $\phi$ 12	3.19
		Negativo	3.66	4 $\phi$ 12	2 $\phi$ 12	4.23

**Tabla 3.26 Refuerzo transversal en zona de confinamiento**

$\phi$ [mm]	# Ramales	S [mm]	Smax [mm]	Vs [Ton]	$\phi V_n$ [Ton]	Ve [Ton]	$\phi V_n > V_e$
10	2	60	61	12.51	23.75	13.01	Cumple

**Tabla 3.27 Refuerzo transversal en zona de no confinamiento**

Refuerzo transversal: Zona de no confinamiento							
$\phi$ [mm]	# Ramales	S [mm]	Smax [mm]	Vs [Ton]	$\phi V_n$ [Ton]	Ve [Ton]	$\phi V_n > V_e$
10	2	120	122	12.51	13.70	13.01	Cumple

- Dirección Y

**Tabla 3.28 Refuerzo longitudinal en vigas en Y**

Tramo	Dimensión	Momento	Mu [Ton*m]	Refuerzo	Refuerzo mínimo	$\phi M_n$ [Ton*m]
1-3	35x40	Positivo	7.3	3 $\phi$ 16	2 $\phi$ 16	8.15

		Negativo	14.14	7 ø 16	2 ø 16	17.42
3-4		Positivo	8.84	4 ø16	2 ø 16	10.63
		Negativo	15.02	7 ø 16	2 ø 16	17.42

**Tabla 3.29 Refuerzo transversal en zona de confinamiento**

ø[mm]	# Ramales	S [mm]	Smax [mm]	Vs [Ton]	øVn [Ton]	Ve [Ton]	øVn>Ve
10	2	80	86	21.57	28.28	23.31	Cumple

**Tabla 3.30 Refuerzo transversal en zona de no confinamiento**

Refuerzo transversal: Zona de no confinamiento							
ø[mm]	# Ramales	S [mm]	Smax [mm]	Vs [Ton]	øVn [Ton]	Ve [Ton]	øVn>Ve
10	2	100	172	22.56	24.05	23.31	Cumple

**Tabla 3.31 Detallamiento de varillas**

Detallamiento de varillas	ø12	ø16
Ganchos [cm]	8	10
Longitud de anclaje [cm]	20	30
Traslape [cm]	70	91

### 3.2.6.3 Columnas

Antes de realizar el diseño de la columna, se debe verificar el tipo de columna, es decir, si esta se comporta como una columna corta o esbelta. Para esto, primero se determina el índice de estabilidad por piso en cada dirección, el cual es calculado por la siguiente ecuación propuesta por la NEC.

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

En donde

$P_i$  = Suma de la cara vertical tota sin mayorar

$\Delta_i$  = Deriva del piso

$V_i$  = Cortante sisimico del piso

$h_i$  = Altura del piso

**Tabla 3.32 Determinación del índice de estabilidad**

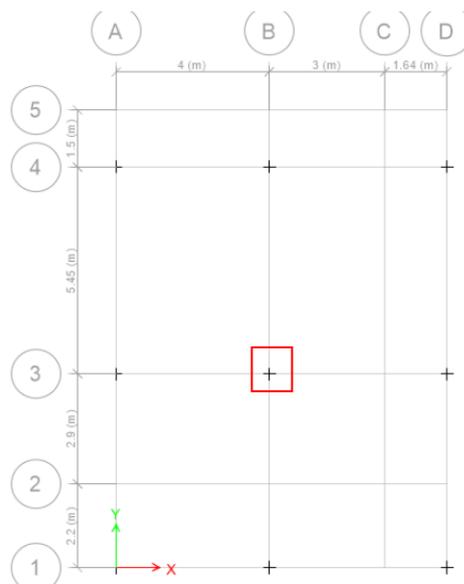
INDICE DE ESTABILIDAD X					
# pisos	P [Ton]	Desplazamiento [m]	V sismo [Ton]	hi [m]	Q
2	107.824	8.804E-04	8.681	3.00	0.004
1	203.144	4.485E-04	14.927	3.00	0.002
INDICE DE ESTABILIDAD Y					
# pisos	P [Ton]	Desplazamiento [m]	V sismo [Ton]	hi [m]	Q
2	107.825	0.014	37.354	3.00	0.014
1	203.144	4.00E-05	64.152	3.00	4.52E-05

El código ACI plantea que:

$$\text{Pórtico sin desplazamiento} \rightarrow Q \leq 0.05$$

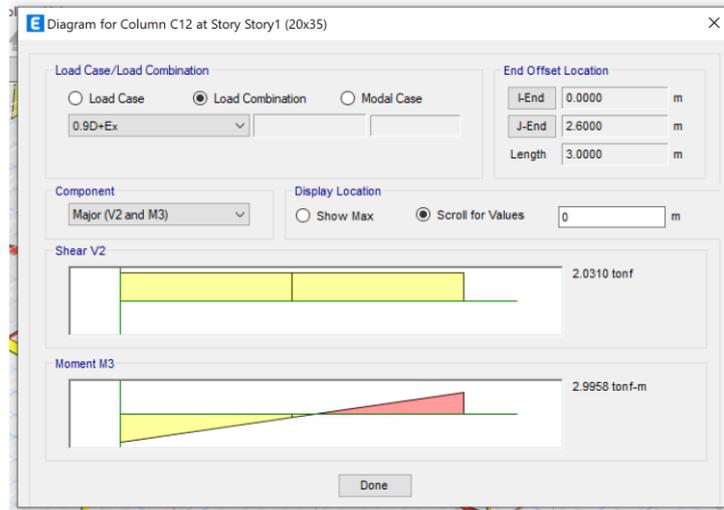
Por consiguiente, se puede concluir se trata de una estructura que no se desplaza.

Posteriormente se analiza la columna más crítica, en este caso se considera la que tiene mayor área de influencia, la cual es la columna central y en base a esta se realizarán los cálculos.



**Ilustración 3.85 Columna B3**

A continuación, se puede observar los momentos máximos que se generan en dicha columna.



**Ilustración 3.86 Momentos generados en la columna B3**

Luego se procede a calcular la relación de esbeltez

$$Esbeltez = 34 + 12 * \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 25.05$$

Finalmente se determina el tipo de columna por medio de las siguientes expresiones

$$\frac{k * l_u}{r} \leq Esbeltez$$

$$\frac{k * l_u}{r} \leq 40$$

En donde k es un factor de longitud efectiva, que en este caso es igual a 1 considerando que es una estructura sin desplazamiento, r es el radio de giro de la columna y lu es la altura entre piso.

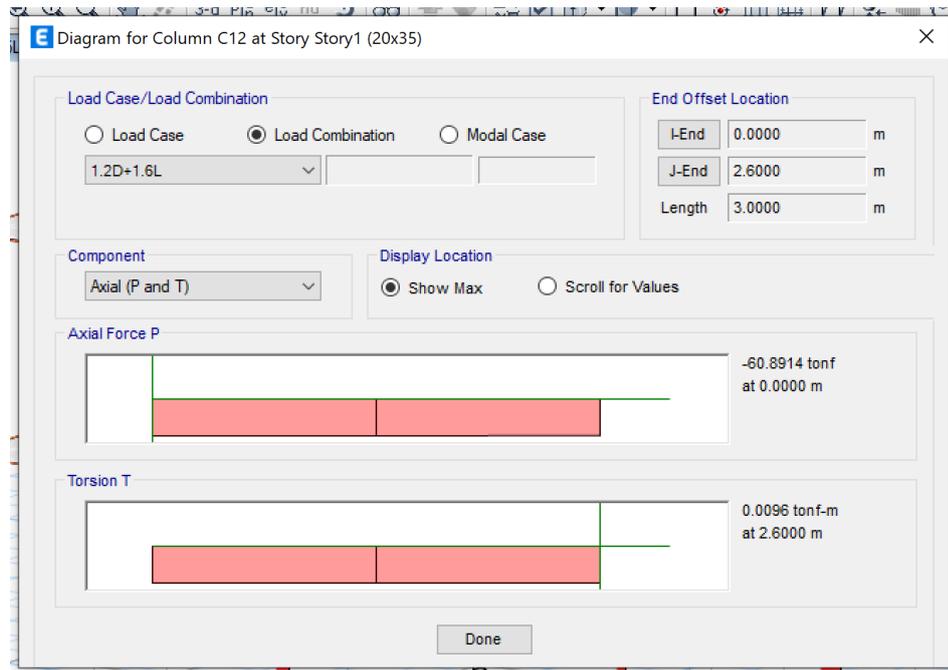
$$22.445 \leq 25.05 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$22.445 \leq 40 \rightarrow \text{Cumple}$$

Por la tanto no se consideran los efectos de esbeltez en la columna.

### 3.2.6.3.1 Diseño a flexo-compresión

Para el diseño a flexión de la columna, se debe determinar la carga axial que soporta la columna, esto se lo observa a continuación.



**Ilustración 3.87 Carga axial sobre la columna B3**

Posteriormente se determina el área de acero requerida mediante la siguiente expresión

$$A_s = \frac{1}{f_y - 0.85 * f'_c} * \left( \frac{P_u}{0.75 * 0.85} - 0.85 * f'_c * A_g \right) = -31.05 \text{ cm}^2$$

Del resultado obtenido se establece que no se requiere acero de refuerzo, sin embargo, se debe colocar el acero de refuerzo mínimo establecido por el ACI, la cual es una cuantía del 1%.

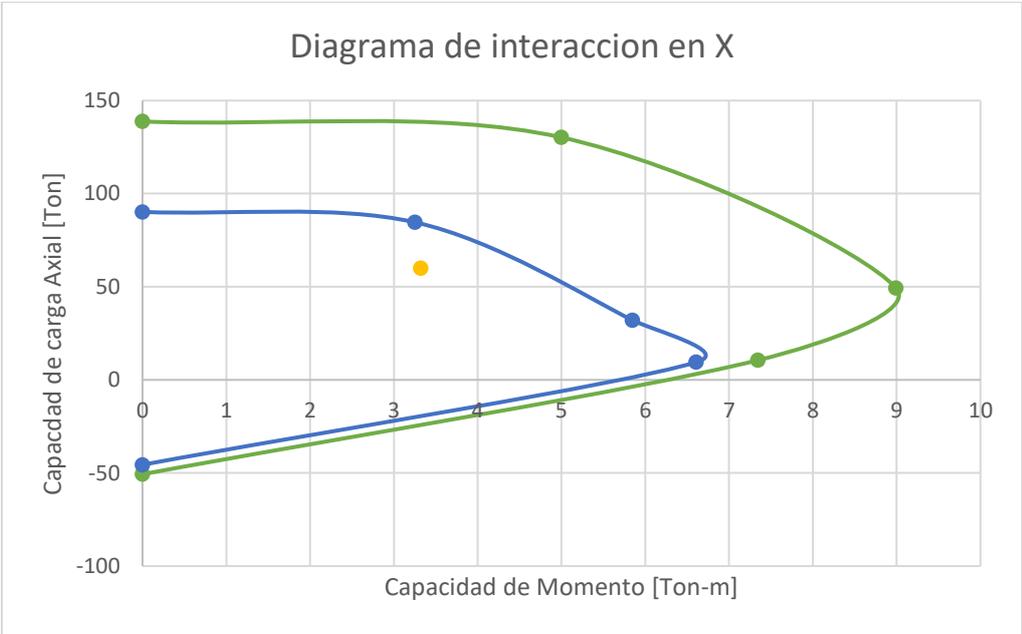
$$A_{smin} = 7 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima inicial fueron cuatro varillas de 16 mm de diámetro, sin embargo, al verificar por medio del diagrama de interacción si el diseño cumplía la demanda, este fallaba en el eje Y. El diseño a flexión final es el siguiente:

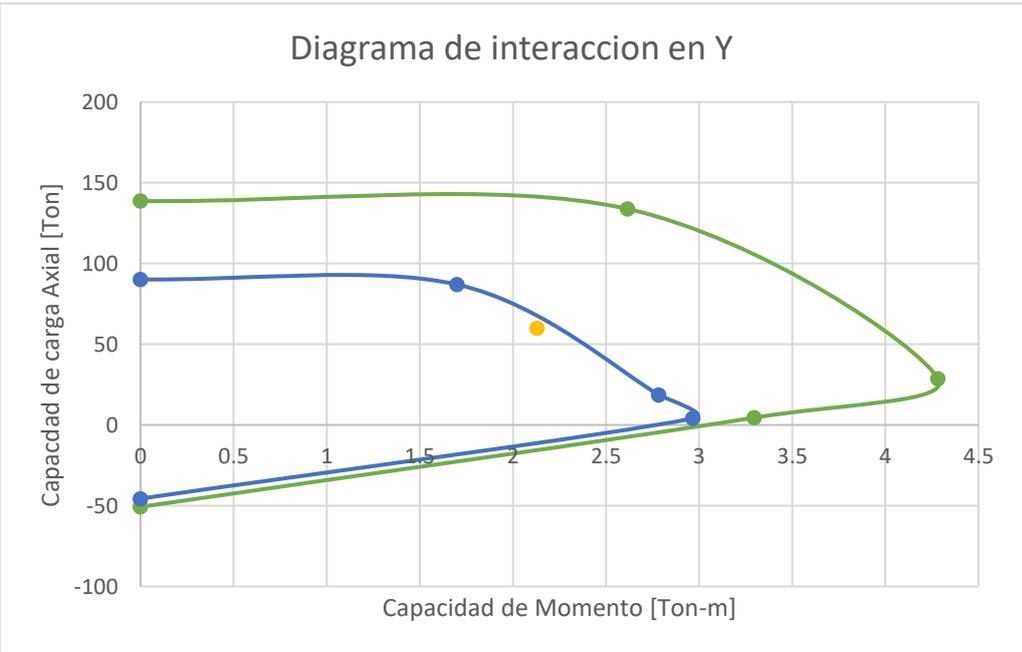
**Tabla 3.33 Acero longitudinal**

Varilla [mm]	Cantidad	Cuantía
16	6	1.72%

Una vez realizado el diseño a flexion, se comprueba que la demanda se encuentre dentro del diagrama de interacción. A continuacion se presentan los diagramas de interacción, en donde la curva verde representa la resistencia nominal, la curva azul es la resistencia de diseño y el punto amarillo representa la demanda.



**Ilustración 3.88 Diagrama de interacción en eje X**



**Ilustración 3.89 Diagrama de interacción en eje Y**

Como se puede observar en el diagrama de interacción, la demanda se encuentra dentro de este, lo que quiere decir que el diseño satisface la demanda en ambos ejes.

### 3.2.6.3.2 Diseño a cortante

Para el diseño a cortante, la columna se divide en tres zonas, de las cuales dos encuentran en los extremos, denominadas zonas de confinamiento y una en la parte central denominada zona de no confinamiento. Lo primero a realizar es determinar la longitud y separación de la zona de confinamiento mediante las condiciones mostradas.

$$L_o = \max \left( h, \frac{Ln}{6}, 450 \text{ mm} \right)$$

$$L_o = 50 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \min \left\{ \frac{b_{min}}{4}, 6d_b, long, 150 \text{ mm} \right\}$$

$$S_{max} = 5 \text{ cm}$$

Una vez calculada la longitud y separación del refuerzo, se procede a calcular el área de acero necesaria en esa zona.

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

La variable  $h_c$  hace referencia a la dimensión del núcleo de la columna, este se lo calcula mediante la resta de la altura de la columna y dos veces el recubrimiento, obteniendo como resultado 27 centímetros.

Por otro lado,  $A_{ch}$  es el área de la sección transversal, calculada de la siguiente forma.

$$A_{ch} = h_c * (h - 2 * rec)$$

$$A_{ch} = 27 * (35 - 2 * 4) = 729 \text{ cm}^2$$

Finalmente, el área requerida para la zona de confinamiento es la siguiente:

$$A_{ch} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 * 5 * 27 * \left( \frac{1225}{729} - 1 \right) * \frac{210}{4200} = 1.37 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Controla} \\ 0.09 * 5 * 27 * \frac{210}{4200} = 0.61 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Se propone un refuerzo transversal de estribos de 10 mm de diámetro, considerando 2 ramales.

$$A_{sh} = 2 * \left( \frac{\pi * (10)^2}{4} \right) = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} > A_{ch} \therefore \text{Cumple}$$

Luego se procede a calcular la separación de estribos en la zona de no confinamiento.

$$S_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 6 * db \text{ long} = 96 \text{ mm} \rightarrow \text{Controla} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

### 3.2.6.3.3 Resumen de diseño de columnas

Finalmente se muestra una tabla resumen del diseño a cortante de las columnas en ambas plantas.

**Tabla 3.34 Dimensiones de columnas en planta baja**

Planta baja	
Ancho [cm]	20
Profundidad [cm]	35

**Tabla 3.35 Refuerzo longitudinal**

Refuerzo Longitudinal						
Rec [cm]	Lo [cm]	Varilla [mm]	Cantidad	Gancho [cm]	Anclaje [cm]	Traslape [cm]
4	50	16	6	30	30	91

**Tabla 3.36 Refuerzo transversal**

Refuerzo Transversal			
Varilla [mm]	Ramales	S (Confinamiento) [mm]	S (No confinamiento) [mm]
12	2	50	90

**Tabla 3.37 Dimensiones de columnas en planta alta**

Planta alta	
Ancho [cm]	20
Profundidad [cm]	35

**Tabla 3.38 Refuerzo longitudinal**

Refuerzo Longitudinal						
Rec [cm]	Lo [cm]	Varilla [mm]	Cantidad	Gancho [cm]	Anclaje [cm]	Traslape [cm]
4	50	16	4	10	35	91

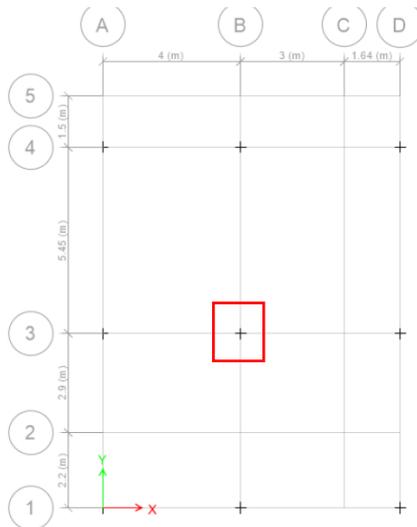
**Tabla 3.39 Refuerzo transversal**

Refuerzo Transversal			
Varilla [mm]	Ramales	S (Confinamiento) [mm]	S (No confinamiento) [mm]
12	2	50	90

**3.2.6.4 Cimentaciones**

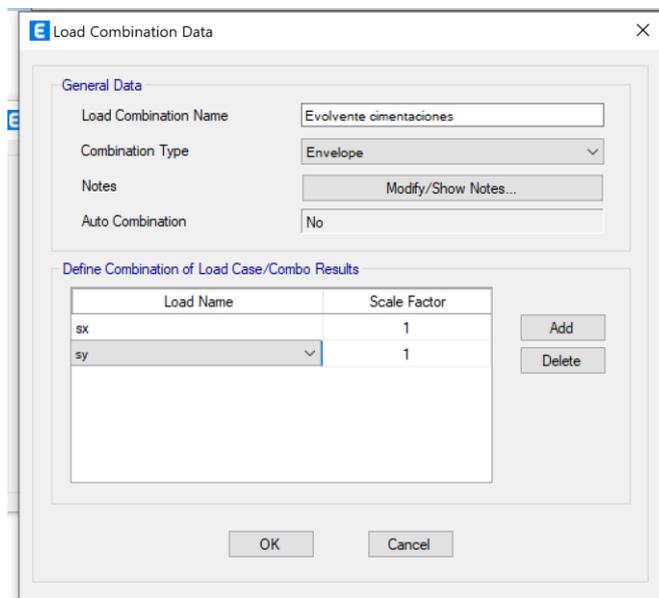
El tipo de cimentación que se utilizará dentro de este proyecto es una zapata aislada, tanto para el galpón como para el edificio, ya que esta fue la disposición del cliente.

El primer paso para el diseño de las cimentaciones es el predimensionamiento, el cual no fue parte de la sección 3.2.3 de este documento debido a que para ello se necesitan los momentos en las direcciones x y proporcionados por el programa ETABS para llevarlo a cabo. Es importante destacar que para este primer paso se utilizan únicamente las combinaciones de carga de servicio, siendo estas la suma entre la carga muerta más carga viva (D+L) y la suma entre carga muerta, viva y de sismo (D+L+S). Los cálculos a continuación son en base al plinto central, debido a que este es el que cuenta con una mayor área tributaria, sin embargo, al final de la sección se adjunta una tabla resumen de los plintos interiores y de borde.



**Ilustración 3.90 Columna más cargada**

El primer paso por realizar es crear la combinación de carga “Envolvente cimentaciones” como se puede observar a continuación. Esta combinación de carga involucra únicamente las cargas sísmicas en tipo “envolvente”.



**Ilustración 3.91 Definición de la combinación de cargas**

Posteriormente se corre el programa y se extraen los valores de las reacciones proporcionas para luego ser exportadas a Excel para una mejor tabulación de datos. A continuación, se observan las reacciones para la carga muerta, viva y envolvente de sismo. Es importante destacar que en la tabla se encuentran dos filas correspondientes

a reacciones por sismo, esto es debido a que una es el máximo y otra el mínimo, sin embargo, se analizan que ambos casos cumplan el diseño.

**Tabla 3.40 Reacciones obtenidas de ETABS**

Output Case	FZ [Ton]	MX [Ton*m]	MY [Ton*m]
Dead	31.4948	0.0016	0.1321
Live	14.436	-0.0114	0.0506
Sx Sy (envolvente)	0.3694	2.1303	-0.001
Sx Sy (envolvente)	-0.2999	0.0122	-3.1147

#### 3.2.6.4.1 Predimensionamiento

Los datos a utilizar para el predimensionamiento son únicamente la cohesión del suelo, la cual fue obtenida mediante el estudio de suelo y el factor de capacidad de carga de la teoría de Myerhof (Das & León, 2012)

El primer caso es estimar una capacidad de carga del suelo y al final se calcula la capacidad de carga real del suelo con las dimensiones de la cimentación.

$$q_u = n * N_c$$

$$q_u = 26.73 \text{ Ton/m}^2$$

Posteriormente se determina la capacidad de carga admisible, tomando un factor de seguridad igual a 3 para ser conservativos.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_{adm} = 8.91 \text{ Ton/m}^2$$

Finalmente, la capacidad admisible es igual a la capacidad de contacto, la cual es igual a la fuerza axial sobre el área de la cimentación, de esta ecuación descrita se despeja la base de la cimentación y se obtienen las dimensiones (considerando una cimentación cuadrada).

$$B^2 = \sqrt{\frac{P}{q_{adm}}}$$

$$B = \sqrt{\frac{33.51}{8.91}}$$

$$B = 1.94 \text{ m}$$

Finalmente se considera una cimentación cuadrada de 2 metros.

### 3.2.6.4.2 Análisis de capacidad de carga

Una vez realizado el predimensionamiento, se debe realizar el análisis de capacidad de carga ya que es un criterio clave en el diseño geotécnico de la cimentación.

$$q_{ult} = n * N_c * d_c * i_c + \sigma'_{zD} * N_q * S_q * d_q * i_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$$

En donde N, S, d, i son factores de capacidad de carga, de forma, de profundidad y de inclinación de carga respectivamente.

$$q_{ult} = 5.2 * 5.14 * 1.11 * 1 + 2.05 * 1 * 1 * 1 * 1 + 0.5 * 1.37 * 2 * 0 * 1 * 1 * 1$$

$$q_{ult} = 47.21 \text{ Ton/m}^2$$

Aplicando el factor de seguridad igual a 3, se obtiene:

$$q_{ult} = 15.74 \text{ Ton/m}^2$$

### 3.2.6.4.3 Esfuerzo de contacto

El esfuerzo de contacto es denominado el esfuerzo que la cara inferior de la cimentación transmite hacia el suelo. En la ecuación para el cálculo del esfuerzo de contacto, interviene la carga aplicada (obtenida del ETABS), el peso propio de la cimentación, el área de esta y la presión de poros en la cara inferior de la cimentación.

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

**Tabla 3.41 Cálculo del esfuerzo de contacto**

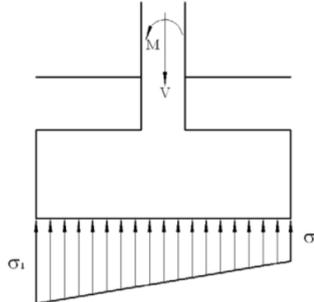
P [Ton]	$W_f$	$u_D$	A	q
45.92	14.4	0	4	15.08

$$q_{adm} \geq q \rightarrow \text{Cumple}$$

### 3.2.6.4.4 Diseño estructural

Una vez obtenidas las dimensiones del plinto, se procede a verificar si los esfuerzos producidos por el mismo son inferiores al esfuerzo admisible del suelo. Al ser

una cimentación aislada, se considera una distribución de esfuerzos trapezoidal, como se muestra a continuación:



**Ilustración 3.92 Distribución de esfuerzos trapezoidal**

Los esfuerzos en ambas direcciones se los calcula de la siguiente manera:

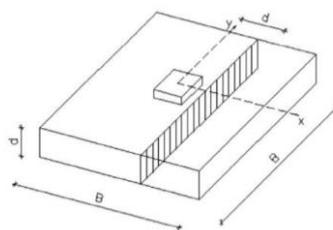
$$\sigma_L = \frac{P}{B * L} \pm \frac{6 * M_x}{B * L^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_B = \frac{P}{B * L} \pm \frac{6 * M_y}{L * B^2} \leq \sigma_{adm}$$

**Tabla 3.42 Revisión de esfuerzos**

Revisión de los esfuerzos				
Esfuerzos	D+L		D+L+S	
$\sigma_B(-)$	12.28	Cumple	12.37	Cumple
$\sigma_B(+)$	12.55	Cumple	12.65	Cumple
$\sigma_L(-)$	12.41	Cumple	10.90	Cumple
$\sigma_L(+)$	12.43	Cumple	14.12	Cumple

Luego se debe comprobar que el peralte elegido sea el adecuado para la resistencia al corte. En la ilustración 3.93 se muestra la sección crítica para el corte unidireccional y en donde se realizan los respectivos cálculos.



**Ilustración 3.93 Corte unidireccional**

Se debe cumplir que el esfuerzo unidireccional que resiste el hormigón debe ser superior o igual al esfuerzo unidireccional ultimo.

$$V_{cu} \geq V_{uu}$$

En donde el esfuerzo unidireccional soportado por el hormigón es calculado de la siguiente manera:

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

Esfuerzo unidireccional ultimo:

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

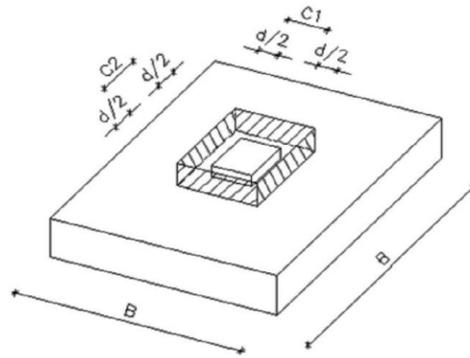
**Tabla 3.43 Corte unidireccional: 12D+1.6L**

Corte unidireccional: 1.2D+1.6L					
B					
$\sigma(-)$	$\sigma(+)$	y	Vu	Vc	Revisión
15.98	16.34	16.24	17.27	43.24	Cumple
L					
$\sigma(-)$	$\sigma(+)$	y	Vu	Vc	Revisión
16.14	16.17	16.17	14.71	43.24	Cumple

**Tabla 3.44 Corte unidireccional: 12D+L+S**

Corte unidireccional: 1.2D+L+S					
B					
$\sigma(-)$	$\sigma(+)$	y	Vu	Vc	Revisión
13.93	14.24	14.16	15.05	43.24	Cumple
L					
$\sigma(-)$	$\sigma(+)$	y	Vu	Vc	Revisión
12.48	15.69	14.96	13.95	43.24	Cumple

De igual manera se debe realizar un análisis para el corte bidireccional, en donde se analiza la reacción ocasionada por la columna que se encuentra en el plinto.



**Ilustración 3.94 Corte bidireccional**

Se debe cumplir que el esfuerzo bidireccional crítico sea mayor o igual al esfuerzo bidireccional último.

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

El esfuerzo bidireccional crítico se lo calcula de la siguiente manera:

$$v_{cb} = \min \begin{cases} 0.33 * \lambda * \sqrt{f'c} \\ 0.17 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} \\ 0.083 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} \end{cases}$$

En donde

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

$$\alpha_s = \begin{cases} \text{Columna interior} \rightarrow 0.40 \\ \text{Columna de borde} \rightarrow 0.30 \\ \text{Columna de esquina} \rightarrow 0.20 \end{cases}$$

$$\lambda = \text{Hormigon normal} \rightarrow 1$$

**Tabla 3.45 Corte bidireccional**

Corte bidireccional					
	$\sigma_B$	$\sigma_L$	$Vu_B$	$Vu_L$	$V_c$
1.2D+1.6L	16.16	16.16	54.26	54.26	56.02
1.2D+L+S	14.08	14.08	46.82	46.82	

Finalmente se realiza la revisión por aplastamiento, en donde la cimentación debe ser capaz de soportar la resistencia de la columna.

La resistencia por aplastamiento de la cimentación es igual a:

$$0.85 * f'c * \phi * \sqrt{\frac{A_{cimentacion}}{A_{columna}}}$$

En donde

$$\sqrt{\frac{A_{cimentacion}}{A_{columna}}} \leq 2$$

**Tabla 3.46 Revisión por aplastamiento**

Revisión por aplastamiento			
Coeficiente	Resistencia plinto	Resistencia col	Verificación
2	23.21	11.60	Cumple

#### 3.2.6.4.5 Predimensionamiento final

**Tabla 3.47 Predimensionamiento final**

Ubicación	Dimensiones [mxm]
Interna	2x2
Borde	2x2
Esquinera	1.5x1.5

### 3.2.6.4.6 Análisis de la cimentación en SAFE

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material named '210'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name: 210; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: Cyan; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:** Specify Mass Density (selected); Weight per Unit Volume: 2.4028 tonf/m<sup>3</sup>; Mass per Unit Volume: 0.245014 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2188197.8886746 tonf/m<sup>2</sup>; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C; Shear Modulus, G: 911749.12 tonf/m<sup>2</sup>.
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Time Dependent Properties...
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:** Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) (selected); User Specified.

**Ilustración 3.95: Definición del material hormigón de 210**

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a rebar material named '42000'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name: 42000; Material Type: Rebar; Directional Symmetry Type: Uniaxial; Material Display Color: Yellow; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:** Specify Mass Density (selected); Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m<sup>3</sup>; Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 20394323.84 tonf/m<sup>2</sup>; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C.
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Time Dependent Properties...
- Buttons:** OK, Cancel.

**Ilustración 3.96: Definición del material acero de refuerzo**

A continuación, se establece el recubrimiento propuesto por la NEC, el cual es igual a tres pulgadas, es decir 75 milímetros.

Item	Value
<b>Non-Prestressed Reinforcement</b>	
Clear Cover Top, m	0.075
Clear Cover Bottom, m	0.075
Preferred Bar Size	18
Inner Slab Rebar Layer	Layer B
<b>Post Tensioning</b>	
CGS of Tendon Top, m	0.025
CGS of Tendon for Bottom of Exterior Bay, m	0.04
CGS of Tendon for Bottom of Interior Bay, m	0.025
<b>Minimum Reinforcement</b>	
Slab Type for Minimum Reinforcing	Two Way

**Ilustración 3.97: Definición recubrimiento 75 milímetros**

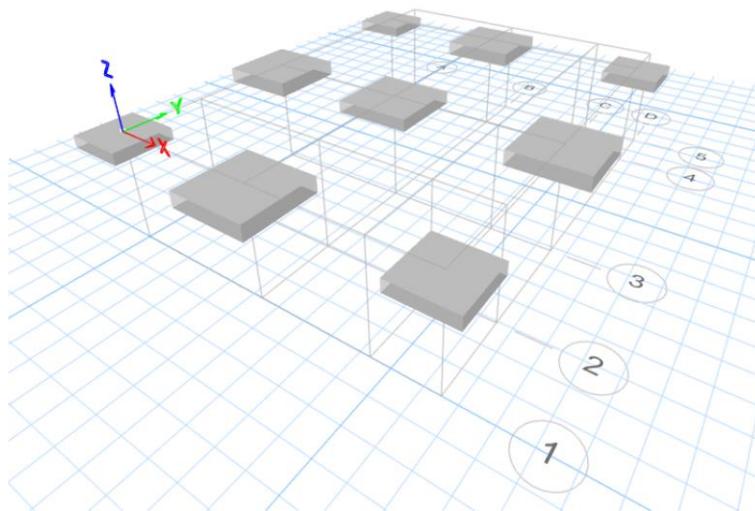
Luego se procede a definir el espesor de los plintos, en este caso solo se muestra la definición del espesor del plinto interno, sin embargo, este procedimiento se lo realiza en base a un análisis previo a la posición de cada plinto

The image shows a software dialog box titled "Slab Property Data". It is divided into two main sections: "General Data" and "Property Data".

- General Data:**
  - Property Name: Plinto interno
  - Slab Material: 210
  - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
  - Modeling Type: Shell-Thin
  - Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
  - Display Color: [Blue swatch] Change...
  - Property Notes: Modify/Show...
- Property Data:**
  - Type: Footing
  - Thickness: 0.35 m

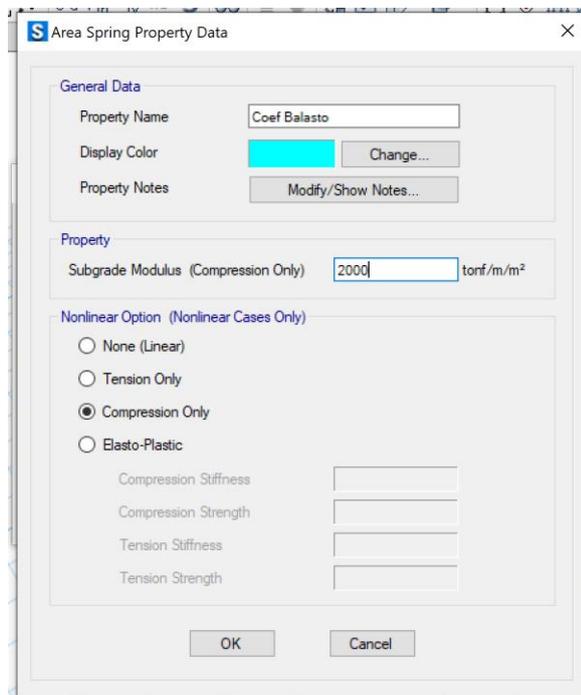
At the bottom of the dialog, there are "OK" and "Cancel" buttons. There is also an unchecked checkbox labeled "Orthotropic".

**Ilustración 3.98: Definición del espesor de plinto interno**



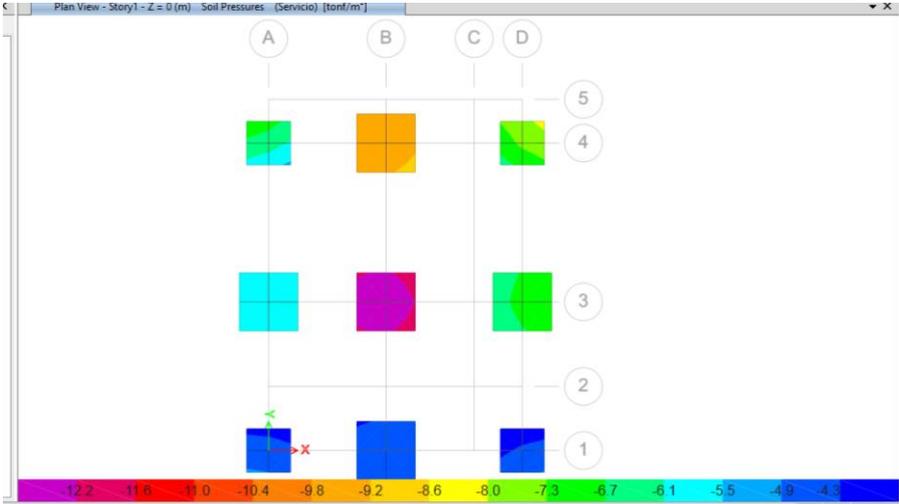
**Ilustración 3.99: Vista en planta de las cimentaciones**

Posteriormente se define el coeficiente de balasto dentro del programa, este coeficiente es clave fundamental para el análisis de la interacción entre la cimentación y el suelo. En este caso, el coeficiente se lo determinó por medio de la teoría de Terzagui, en donde el propone un rango de valores de coeficiente de balasto según la capacidad admisible del suelo.

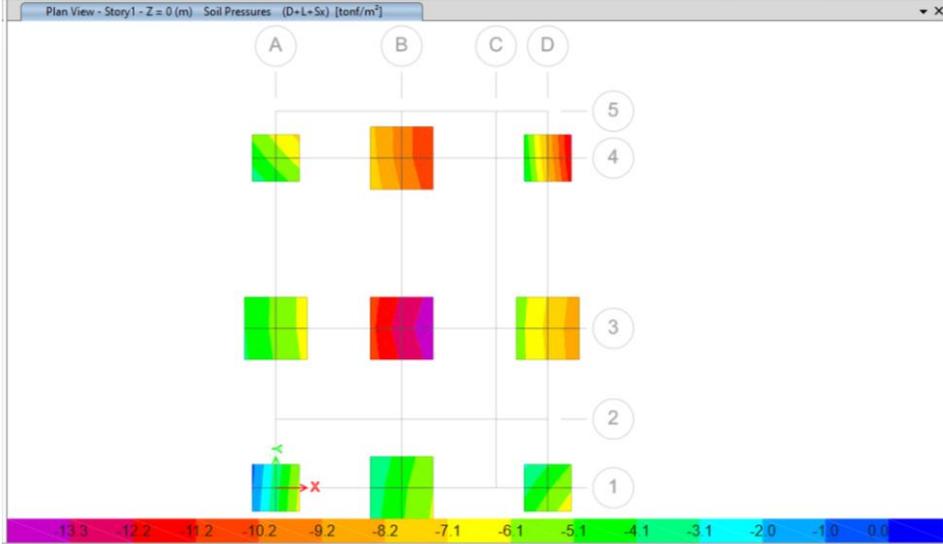


**Ilustración 3.100: Definición del coeficiente de Balasto**

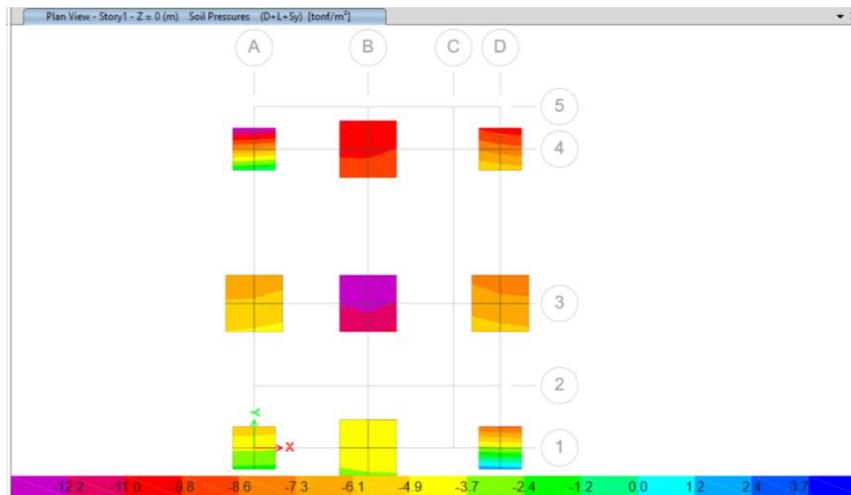
Una vez definidos todos los parámetros previos, se procede a correr el programa. Primero se verifica las presiones en el suelo debido a las combinaciones de carga de servicio.



**Ilustración 3.101: Presiones en el suelo debido a D+L**



**Ilustración 3.102: Presiones en el suelo debido a D+L+Sx**



**Ilustración 3.103: Presiones en el suelo debido a D+L+Sy**

A continuación, se muestra la tabla de resumen con el máximo valor de presión en cada combinación. Como se puede observar los resultados obtenidos por el programa se encuentran por debajo de la capacidad admisible del suelo.

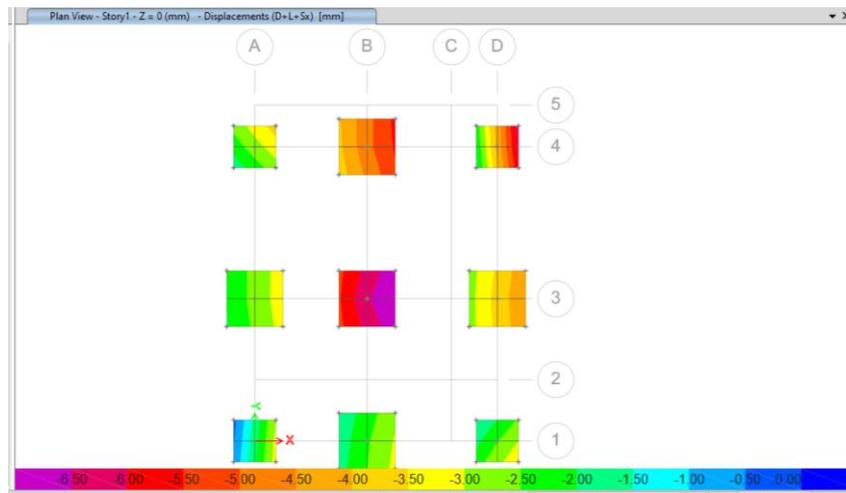
**Tabla 3.48: Resumen de presiones en el suelo**

Combinación de Carga	Presión en el Suelo [Ton/m <sup>2</sup> ]
D+L	12.77
D+L+Sx	13.88
D+L+Sy	13.40

Posteriormente se analiza los asentamientos, de igual manera para las combinaciones de carga de servicio.



**Ilustración 3.104: Asentamientos en suelo debido a D+L**



**Ilustración 3.105: Asentamientos en suelo debido a D+L+Sx**



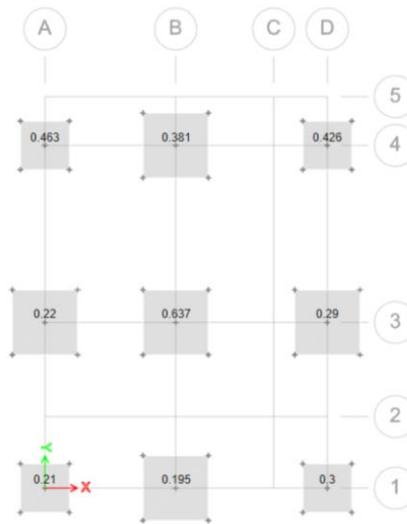
**Ilustración 3.106: Asentamientos en suelo debido a D+L+Sy**

A continuación, se muestra la tabla de resumen con los valores máximos de asentamientos en cada combinación de servicio. En lo que respecta a los resultados obtenidos, no se presentan asentamientos de una diferencia considerable entre cada plinto.

**Tabla 3.49: Resumen de asentamientos**

Combinación de Carga	Asentamiento [mm]
D+L	6.39
D+L+Sx	6.94
D+L+Sy	6.70

Finalmente se realiza la revisión del corte bidireccional



**Ilustración 3.107: Resultados de corte bidireccional**

Como se puede observar todos los resultados obtenidos son inferiores a uno, lo que quiere decir que la cimentación tiene las dimensiones adecuadas.

#### 3.2.6.4.7 Diseño a flexión

Los cálculos mostrados a continuación se hacen para los lados B y L, correspondientes a sus respectivos momentos. El primero paso es estimar el peralte efectivo del plinto por medio de la ecuación del ACI previamente despejada:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.145 * f'c * B}}$$

Una vez obtenido el valor del peralte efectivo, se procede a calcular el área de acero requerida.

$$A_s = \frac{30 * M_u}{d}$$

Finalmente se calcula la longitud de desarrollo mediante la siguiente formula

$$l_d = \left( \frac{f_y * \Psi_t * \Psi_e * \lambda}{1.4 * \sqrt{f'_c}} \right) * d_b$$

Se realiza el diseño para ambas combinaciones de cargas y posteriormente se opta por el diseño más crítico.

**Tabla 3.50 Diseño a flexión: 1.2D+1.6L**

Diseño a flexión: 1.2D+1.6L							
B							
y B	$M_{uB}$ [Ton*m]	d [cm]	Revisión	At B [cm2]	db [mm]	# Varilla	S [cm]
16.18	13.19	14.87	Cumple	10.69	12	9	22
L							
y L	$M_{uL}$ [Ton*m]	d [cm]	Revisión	At L [cm2]	db [mm]	# Varilla	S [cm]
16.16	11.00	13.58	Cumple	8.92	12	8	27

**Tabla 3.51 Diseño a flexión: 1.2D+L+S**

Diseño a flexión: 1.2D+L+S							
B							
y B	$M_{uB}$ [Ton*m]	d [cm]	Revisión	At B [cm2]	db [mm]	# Varilla	S [cm]
14.10	11.50	13.88	Cumple	9.32	12	8	26
L							
y L	$M_{uL}$ [Ton*m]	d [cm]	Revisión	At L [cm2]	db [mm]	# Varilla	S [cm]
14.37	10.38	13.19	Cumple	8.42	12	7	29

### 3.2.6.4.8 Resumen del diseño a flexión

**Tabla 3.52 Resumen del diseño a flexión**

	Interna	Borde	Esquina
B [m]	2	2	1.5

L [m]	2	2	1.5
H [m]	0.445	0.495	0.395
Varillas en eje X			
Diámetro de varillas [mm]	12	12	10
Cantidad	8	6	4
Separación [cm]	26	38	51
Varillas en eje Y			
Diámetro de varillas [mm]	12	12	10
Cantidad	7	5	4
Separación [cm]	29	43	52

## **CAPÍTULO 4**

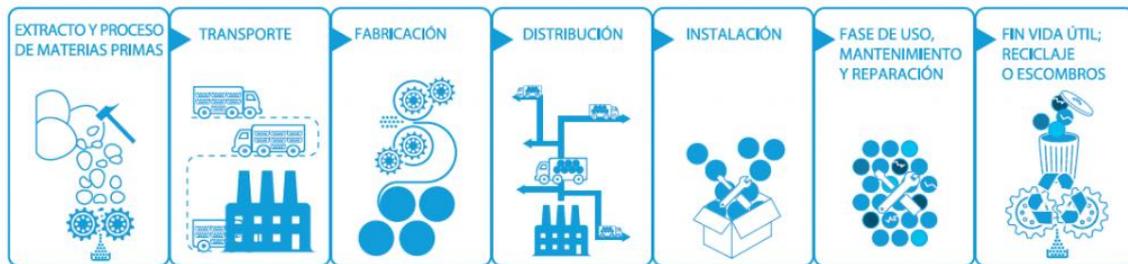
### **4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL**

#### **4.1 Introducción**

El estudio de impacto ambiental (EIA) puede ser descrito como la identificación de las consecuencias más propensas a suceder que puedan causar un impacto negativo sobre el medio ambiente y la salud de los seres vivos (Munn, 1979). Con el fin de proporcionar una evaluación más unificada, dentro del EIA también se incluyen efectos socioeconómicos (Davies & Muller, 1983). El estudio es realizado para transmitir la información en una etapa en donde aún se pueden efectuar cambios de decisiones y generar menor impacto negativo (Wathern, 1995).

Dentro de las etapas de construcción de una obra civil, es imprescindible generar un impacto ya sea positivo o negativo hacia el medio ambiente (Bellart & Mesa, 2009). En el proyecto a realizar, se evalúan los recursos y materia prima usados para la producción del material con el que se construye una edificación y los residuos que se generan en el proceso. Dado lo mencionado, este procedimiento se lo realiza mediante el análisis de ciclo de vida de una construcción, la cual es un proceso objetivo que es utilizado para evaluar cada etapa de la construcción y su respectivo impacto ambiental. El análisis de ciclo de vida es un proceso que involucra todas las etapas de una construcción, como se puede observar en la ilustración 4.1 existen siete etapas dentro

del ciclo de vida de una construcción; sin embargo, dentro de este proyecto se analizarán únicamente las etapas de “extracto y proceso de materia prima”, “transporte” y “fabricación”, debido a que las etapas restantes se encuentran fuera del alcance del presente proyecto.



**Ilustración 4.1 Diagrama del ciclo de vida en una obra civil, (Briard, 2016)**

El análisis de ciclo de vida (ACV) es una metodología utilizada dentro de un EIA para identificar cuantitativa y cualitativamente los potenciales impactos ambientales correspondientes a todas sus etapas (Rodríguez, 2003). Este proceso es llevado a cabo bajo el criterio de que los recursos con los que se realiza una actividad no son ilimitados. Dentro de una producción siempre existirá una mínima cantidad de residuo, sin embargo, el ACV plantea un enfoque sustentable de su manejo.

## **4.2 Antecedentes**

Guayaquil al estar ubicado en la región de la costa posee una temperatura cálida a lo largo de todo el año, en embargo a lo largo del año se marcan dos periodos climáticos muy diferentes. El primer periodo climático es conocido como “invierno”, en donde se presenta un clima lluvioso y con gran humedad, por lo general este ocurre en entre los meses de diciembre y abril. Por otro lado, el otro periodo climático es conocido como “verano”, en el cual se presenta un clima generalmente seco y un poco fresco, este clima está presente a lo largo de los meses entre mayo y diciembre.

Por otro lado, Guayaquil posee especies emblemáticas a lo largo de su territorio, en donde 14 son especies de plantas vasculares y por el lado de la fauna se tienen 13 especies de animales.

## **4.3 Certificado ambiental**

Un certificado ambiental es otorgado por la Certificación Ambiental Global, el cual es un comprobante a favor de los procesos sostenibles dentro de un proyecto y se

verifica que sean medio ambientalmente correctos. A continuación, se muestra el certificado ambiental para la construcción del presente proyecto.



MUY ILUSTRE  
MUNICIPALIDAD  
DE GUAYAQUIL

## CERTIFICADO AMBIENTAL

MUY ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE GUAYAQUIL

Dado en GUAYAS, el 14 de enero del 2020

CERTIFICADO AMBIENTAL No.4597-GADMG-Z5-G-2020-CA-SUIA

La / el MUY ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE GUAYAQUIL, en cumplimiento a las disposiciones contenidas en la Constitución de la República del Ecuador, la normativa ambiental aplicable y vigente; así como los requerimientos previstos para esta actividad:

### CONFIERE EL PRESENTE CERTIFICADO AMBIENTAL a favor de :

CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA CIVIL IGLESIA CORONA DEL REY Ubicado en :

Provincia	Cantón	Parroquia
GUAYAS	GUAYAQUIL	TARQUI

A nombre de FRANCO FLORES MARTHA NANCY, considerando que ha cumplido en forma adecuada con el proceso de registro de su proyecto, obra o actividad; debiendo su representada aplicar durante todas las fases de su actividad la Guía de Buenas Prácticas Ambientales emitida por la Autoridad Ambiental Nacional, la misma que debe ser descargada de la página web del SUIA de forma obligatoria.

### DETALLES DEL PROYECTO, OBRA O ACTIVIDAD:

#### Datos Técnicos

Actividad:

CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA CIVIL MENOR O IGUAL A 5000 M2

Ubicación Geográfica

Dirección:

Urbanización La Garzota, Mz 38, SL 22 - 24

Provincia	Cantón	Parroquia
GUAYAS	GUAYAQUIL	TARQUI

#### Datos Administrativos

Nombre del representante legal: FRANCO FLORES MARTHA NANCY

Email: titokarfamatias@hotmail.com

Teléfono: 042270184

Código de registro del proyecto: MAE-RA-2020-456958

Dirección: Urbanización La Garzota, Mz 38, SL 22 - 24

El presente Certificado Ambiental no es de carácter obligatorio, siendo importante la aplicación de las Buenas Prácticas Ambientales en el desarrollo de su actividad.

Atentamente,

COLOMA VALVERDE BOLIVAR JAVIER  
MUY ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE GUAYAQUIL

Yo, FRANCO FLORES MARTHA NANCY con Cédula/RUC N° 0904922341 declaro bajo juramento que la información que consta en el presente certificado es de mi absoluta responsabilidad. En caso de forzar, falsificar, modificar, alterar o introducir cualquier corrección al presente documento, asumo tácitamente las responsabilidades y sanciones determinadas por la ley.

Atentamente,

Sr/a.FRANCO FLORES MARTHA NANCY (Firma)

## Ilustración 4.2 Certificado ambiental

## **4.4 Objetivos**

### **4.4.1 Objetivo general**

Establecer los parámetros analíticos del ciclo de vida simplificado de los sistemas constructivos basados en acero estructural, hormigón armado y un conjunto de ambas, mediante un análisis cualitativo identificando la alternativa ambientalmente viable.

### **4.4.2 Objetivo específico**

- Describir los sistemas estructurales desde un punto de vista ambiental dentro de las etapas del ciclo de vida correspondiente.
- Identificar el impacto ambiental de cada una de las alternativas a lo largo de su ciclo de vida.
- Valorar el impacto ambiental que generan las diferentes alternativas.
- Plantear medidas de mitigación en afán de reducir el impacto ambiental de los sistemas estructurales propuestos.

## **4.5 Descripción de los sistemas constructivos en el ámbito ambiental**

A lo largo de los años, el sector de la construcción ha sido catalogado como el mayor consumidor de recursos naturales (Gordillo & Elizalde, 2018), tal es así, que por cada metro cuadrado que se construye, se utilizan al menos dos toneladas de materiales. Es importante destacar que dentro de la cifra mencionada previamente se involucra el material utilizado en las etapas de la construcción, es decir, en la extracción de la materia prima junto su respectiva fabricación, la manufactura, la movilización/transporte, el uso de la obra civil y la disposición final que se la da a esta. Adicionalmente la energía consumida y las emisiones contaminantes generadas por el sector de la construcción generan una gran huella de carbono (Sanguinetti & Ortiz, 2014).

### **4.5.1 Extracción de materias primas y fabricación**

Dentro de esta sección se hace énfasis en la explotación de los recursos renovables y no renovables para la fabricación tanto para el hormigón armado como para el acero estructura. Los recursos renovables son aquellos materiales que son capaces de regenerarse de forma natural a una velocidad mayor al de su uso, es decir

que la extracción de recursos renovables no afecta al medio ambiente (Alavedra, Domínguez, Gonzalo & Serra, 1997). Por otro lado, los recursos no renovables, al ser todo lo contrario a los renovables, son recursos que toman un largo tiempo en renovarse, y en ciertas ocasiones es escaso. (Contreras, 2010).

Dentro del sector de la construcción, la actividad de la extracción de la materia prima para la elaboración de los materiales genera un agotamiento de los recursos no renovables.

#### **4.5.1.1 Hormigón**

La materia prima que conforma el hormigón son arena, piedra, cemento, agua y aditivos (Simonnet, 2009). En lo que respecta a la extracción y fabricación de los agregados y el cemento, se genera un gran consumo de energía, debido al uso de maquinaria pesada y el proceso industrializado que se lleva a cabo para obtener el resultado deseado. El aire también se ve afectado, al ocasionar emisiones de polvo en el manejo del material y la manipulación de este. El factor auditivo de igual manera se ve involucrado, puesto que existe mucha contaminación auditiva a lo largo de todo el proceso de fabricación. Adicionalmente la infraestructura vial se ve perjudicada en el traslado del material (Navas de García, 2015).

Uno de los principales elementos dentro del cemento es el Clinker, sin embargo, este es altamente contaminante, ya que la producción de este genera alrededor del 50% de emisiones de CO<sub>2</sub>. En base a lo mencionado el cemento es el responsable del 8% de emisiones producidas a nivel mundial, siendo esta una cantidad de cemento igual a cuatro millones de toneladas anualmente (Ávila, 2009).

Por otro lado, industrialmente el consumo del agua para la fabricación del hormigón es el 9% en todo el mundo, eso quiere decir que se consume un billón de toneladas de agua anualmente.

#### **4.5.1.2 Acero**

El acero estructural está conformado por hierro puro, metaloides (carbono, azufre, fosforo y silicio) y metales variables (manganeso, cromo, níquel, entre otros). Para la obtención de la materia prima que es el hierro, se realiza una explotación minera, para posteriormente este material ser transportado a una fábrica en donde se realizan los procedimientos posteriores para la obtención del acero. La explotación minera a cielo abierto causa un significativo impacto ambiental, considerando que se

realizan daños directamente en la superficie de la tierra, en donde se altera completamente la morfología local (López, 1997) Al tratarse de una explosión minera a cielo abierto, los gases emanados de esta actividad contaminan el aire y de igual manera los residuos de la explosión generan polvos que son altamente tóxicos y estos pueden ser absorbidos tanto por animales como seres humanos (Salinas & Hernández, 2014). Adicionalmente, se deben tratar y almacenar los residuos químicos, de lo contrario, estos pueden llegar a filtrarse hasta cuerpos de agua superficial o subterráneos y contaminarlos (López, 2016). Finalmente, la flora y fauna se ven notoriamente afectados, puesto que existe una perturbación en su hábitat natural, ocasionando incluso la eliminación de la fauna (debido a la excavación) y el ahuyento de los animales (ruido y contaminación), (Pinzón, 2010).

Es importante destacar que dentro de la fabricación de este material se utilizan máquinas industrializadas y hornos que se calienta a altas temperaturas, generando un consumo de energía extremadamente alto.

#### **4.5.2 Aplicación y uso**

Dentro del trabajo en obra realizado, se pueden evidenciar diversos impactos que pueden ser perjudiciales para el medio ambiente, tanto para el hormigón como el acero. Una vez que la obra se encuentra terminada, es común pensar que la estructura no genera ningún tipo de contaminación o impacto al medio ambiente, sin embargo, si lo hace. El grado de contaminación de una estructura depende directamente de la utilidad de esta, sin embargo, consume energía y agua a lo largo de su vida útil para su funcionamiento (Gordillo & Elizalde, 2018).

##### **4.5.2.1 Hormigón**

El hormigón es un material muy accesible, el cual es trabajado en obra a mano, lo que quiere decir que no interviene máquina alguna para realizarlo, por consiguiente, no se genera ningún tipo de emisiones CO<sub>2</sub>. A pesar de que el hormigón se realice in situ, si se ven involucradas otros tipos de máquina para la correcta ejecución de la obra, como lo son las volquetas y retro excavadora ya que constantemente se ingresa y se saca material de la obra, especialmente en la ejecución del relleno y cimentaciones. Por otro lado, también se utilizan mezcladoras de hormigón, las cuales son utilizadas para fundir los elementos estructurales a un mayor volumen del que se lo hace a mano y a raíz de esta actividad también se utilizan bombas y vibradores de hormigón.

Finalmente, el uso de un generador de energía es indispensable dentro de la obra, ya que generalmente no existe una fuente de energía.

La madera es un material indispensable a para la elaboración de los encofrados, por lo cual una gran cantidad de este material es utilizado. Generalmente la madera solo tiene un uso, por lo cual, se genera mucho desperdicio de este, siendo este aproximadamente el 12% (Chávez, 2016).

El agua potable se la utiliza para múltiples funciones, como en la propia elaboración del hormigón, para el curado del mismo y para la limpieza en la obra. Para la elaboración de un volumen de hormigón de 100 metros cúbicos, se utiliza alrededor de 25 metros cúbicos de agua, de los cuales 12.5% del volumen es desperdiciado (Galarza & Valenzuela, 2013).

La contaminación del aire es debido a los polvos generados por los materiales pétreos que entran y salen de la construcción. Esta contaminación puede perjudicar las vías respiratorias o visibilidad a las personas que se encuentren cercanas, sin embargo, el nivel de contaminación depende directamente de las condiciones ambientales, es decir la sequedad del sector y de la presencia de fuertes vientos.

#### **4.5.2.2 Acero**

Las estructuras de acero estructura son comúnmente conocidas por su rápida instalación en la obra y esto es debido a que los elementos estructurales no se realizan en obra, si no que ya vienen listo desde fabrica. Los elementos estructurales son únicamente montados en obra, una actividad de toma relativamente poco tiempo en comparación con una estructura de hormigón armado. Si bien es cierto, se puede inferir que no se genera gran impacto en el montaje de la estructura, sin embargo, si lo hace. Se necesita de maquinaria pesada para la ubicación de los elementos, la cual realiza varios trayectos entre la obra y la fábrica, puesto que generalmente no se pueden transportar todos los elementos en un solo trayecto, provocando emisiones de gases en el aire. Dentro del montaje se realizan cortes, causando una contaminación auditiva para el sector. Adicionalmente el proceso de soldadura contamina la atmósfera al liberar humos metálicos.

#### **4.5.3 Disposición final**

Por disposición final se hace referencia a que la estructura ha cumplido su vida útil y está ya no es requerida, por consiguiente, es desmantelada.

#### **4.5.3.1 Hormigón**

Cuando una estructura de hormigón cumple con su vida útil, se realiza una demolición. La demolición genera un gran impacto ambiental, puesto que se genera una cantidad de escombros muy grande. Legalmente los escombros de la demolición deben ser transportados a escombreras autorizadas, sin embargo, en muchas ocasiones ese no es el caso y se los deja en lugares clandestinos. Los escombros al estar en un lugar no autorizado generan contaminación en cuerpos de agua, en el suelo y en el aire (De Santis, 2018). Generalmente el hormigón no es un material que comúnmente se recicla, estadísticamente es el responsable por la generación de aproximadamente una tonelada de escombros por habitante anualmente (Gordillo & Elizalde, 2018), sin embargo, se ha evidenciado en los últimos años su utilización para fines investigativos (Oikonomou, 2005).

#### **4.5.3.2 Acero**

Una estructura de acero puede ser fácilmente desmontada, y estos mismos elementos estructurales pueden ser reciclados, ya que estos pueden ser fundidos nuevamente para un nuevo uso (Toledo Sarmiento, 2020). Esta reutilización genera un impacto positivo al medio ambiente, ya que aproximadamente por cada tonelada de acero que es reciclado se ahorra 1.5 de toneladas de CO<sub>2</sub>, por consiguiente, también se ahorra 13 JG de energía y 1.4 de toneladas de hierro (Worldsteel Association, 2001). Sin embargo, en muchas ocasiones la reutilización del material depende del estado en el que este se encuentre, ya de estar en mal estado, se debe realizar un tratamiento previo para su reutilización, lastimosamente este tipo de tratamientos no suele darse en Ecuador.

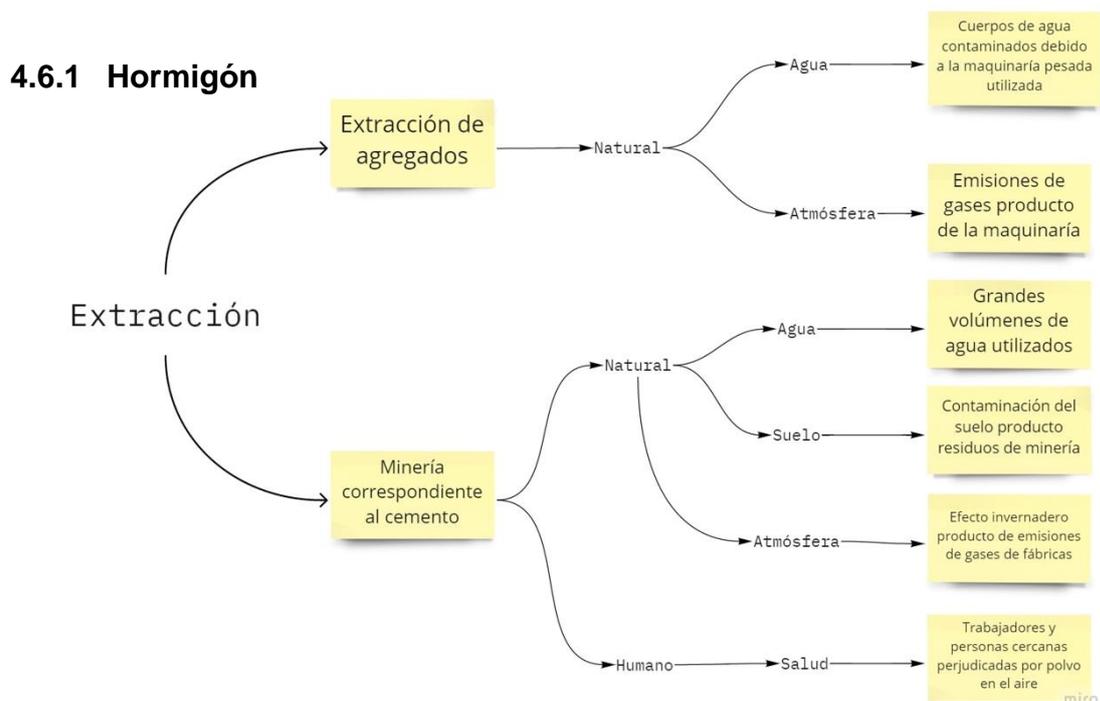
**Tabla 4.1 Fases del ciclo de vida de los materiales**

Material	Fases		
	Extracción y fabricación	Aplicación y uso	Disposición final
Hormigón	Extracción de agregados	Elaboración del hormigón	Demolición

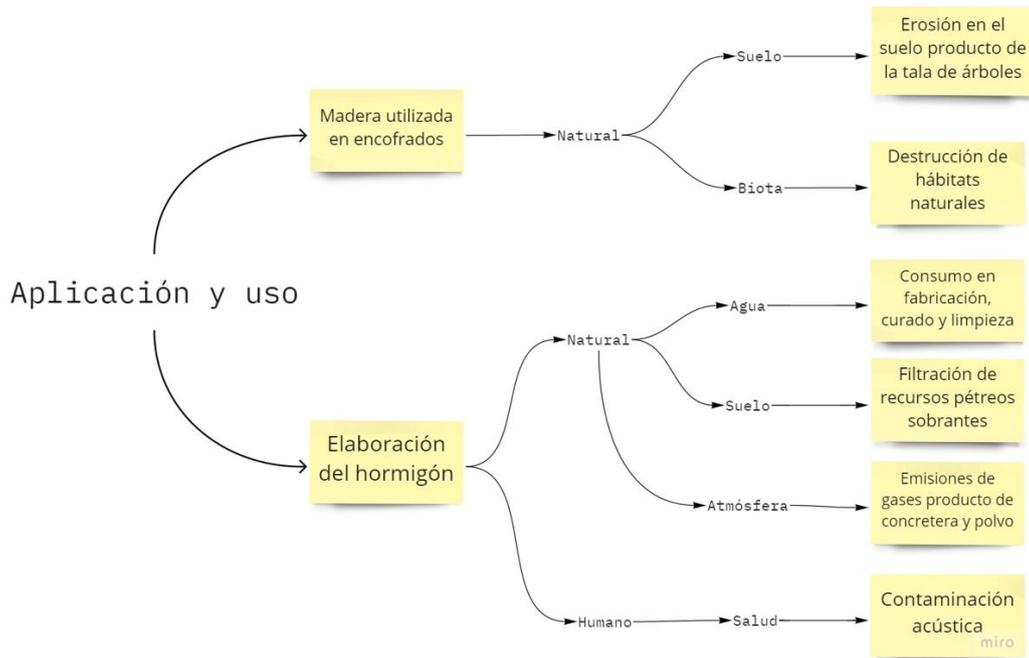
	Minería correspondiente al cemento	Madera utilizada en encofrados	Desalojo
Acero	Minería a cielo abierto para obtención de hierro	Consumo de energía en fabricación de perfiles	Fundición del material
	Altos consumos de energía en fabricación de acero	Maquinaria pesada para montaje de estructura	Nuevo uso

#### 4.6 Identificación de impactos ambientales a lo largo del ciclo de vida

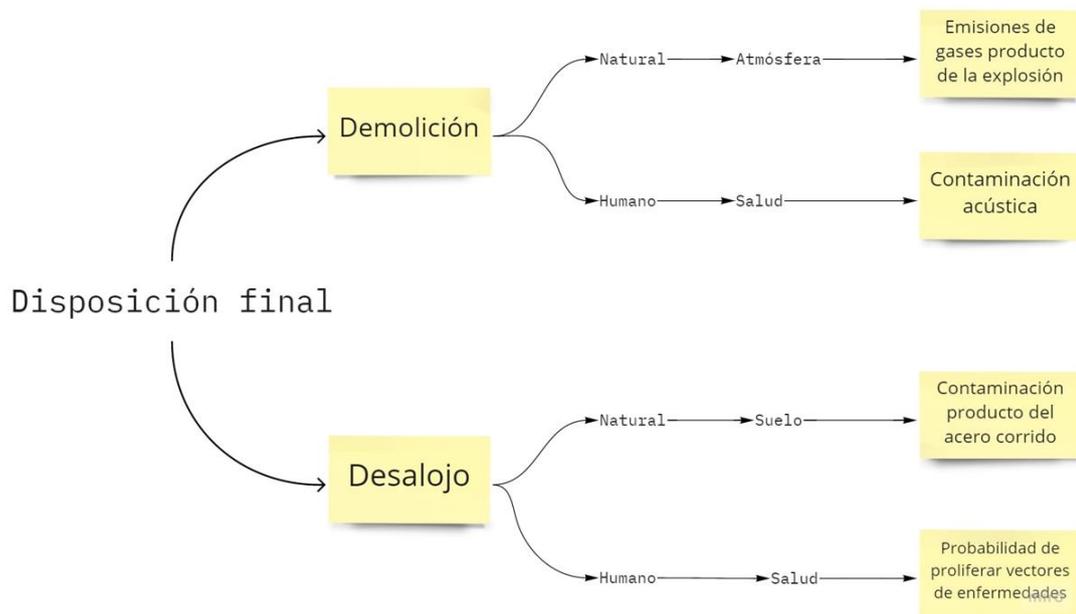
Dentro de esta sección se establecen los impactos generados directamente en el entorno, ya sea natural, el cual involucra factores ambientales tales como el suelo, agua, atmosfera y por otro lado el entorno humano que involucra directamente la salud del ser humano. Es importante destacar que se tomaran en consideración únicamente el impacto negativo para cada caso.



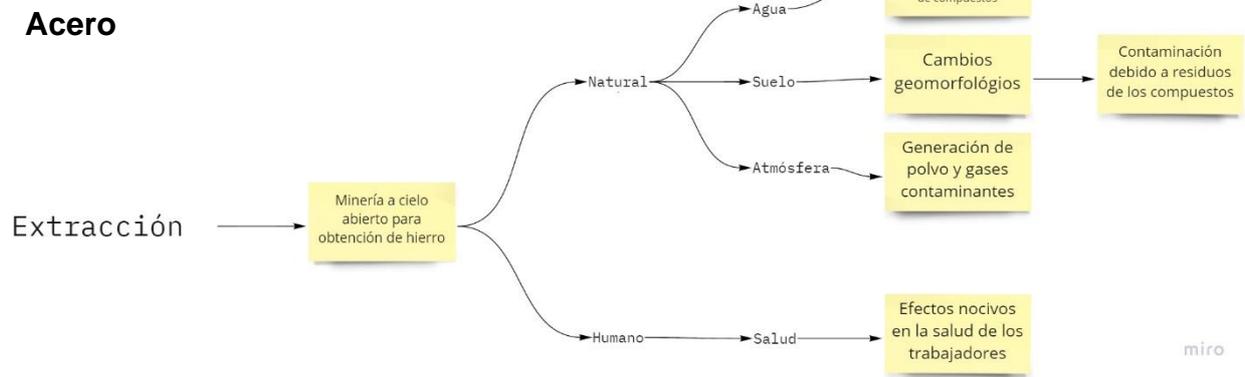
**Ilustración 4.3 Impacto ambiental del hormigón en la fase de extracción**



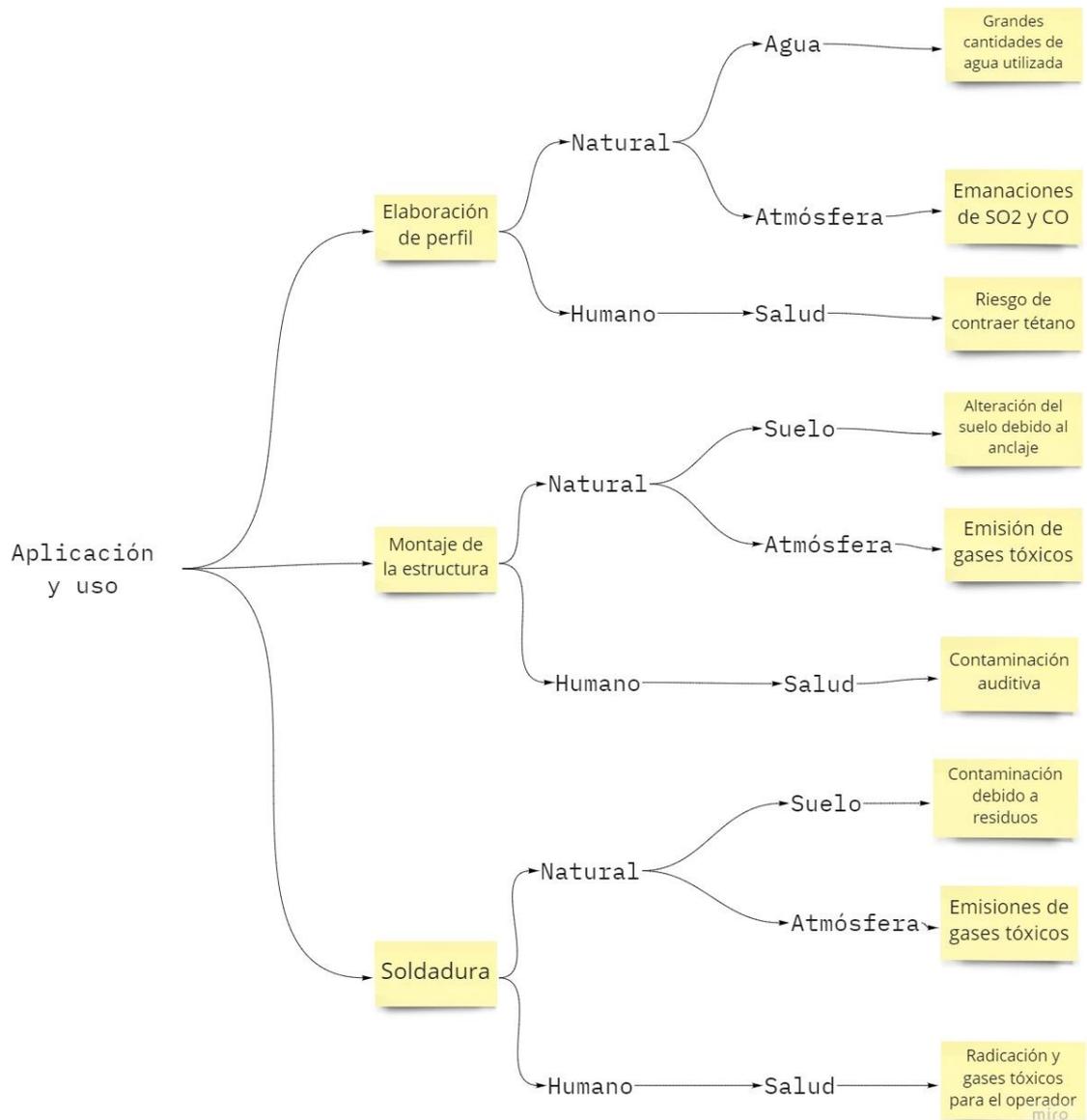
**Ilustración 4.4 Impacto ambiental en el hormigón en la fase de aplicación y uso**



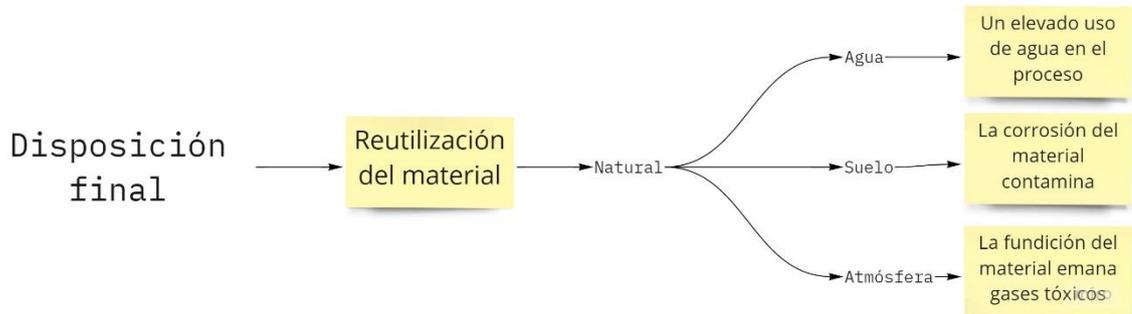
**Ilustración 4.5 Impacto ambiental del hormigón en la fase de disposición final**



**Ilustración 4.6 Impacto ambiental del acero en la fase de extracción**



**Ilustración 4.7 Impacto ambiental del acero en la fase de aplicación y uso**



**Ilustración 4.8 Impacto ambiental del acero en la fase de disposición final**

#### 4.7 Valoración de impactos ambientales

Dentro de esta sección se realiza una valoración de impacto ambiental de manera cualitativa con respecto a cada etapa del ciclo de vida de los materiales considerados en las alternativas. La metodología por implementar es por medio de una matriz de Leopold, con una modificación propuesta por Tito (2020), la cual tiene como enfoque el impacto ambiental. Es importante destacar que esta matriz evalúa la extensión que en la cual repercute el impacto, es decir, el área perjudicada, por otro lado también se evalúa la duración que tiene el impacto y finalmente si existe la posibilidad de que este impacto sea reversible.

La distribución de la matriz es la siguiente: las columnas hacen referencia a las actividades que se realizan dentro de cada etapa del ciclo de vida del material y por otro lado las filas hacen referencia a los componentes ambientales que se ven perjudicadas.

El índice de importancia se lo determina de la siguiente manera:

$$Imp = (w_e) * (E) + (w_d) * (D) + (w_r) * (R)$$

E, D y R son los valores de los tres criterios mencionados previamente, extensión, duración y reversibilidad respectivamente. Estos valores se los determina mediante la escala de valor cuantitativa que se muestra a continuación:

**Tabla 4.2 Escala de valor cualitativa, (2020, Tito)**

Criterio	Puntaje				
	1	2.5	5	7.5	10
Extensión	Puntual	Particular	Local	Generalizada	Regional
Duración	Esporádica	Temporal	Periódica	Recurrente	Permanente
Reversibilidad	Completamente reversible	Medianamente reversible	Parcialmente reversible	Medianamente irreversible	Completamente irreversible
Magnitud	Poca incidencia		Mediana incidencia	Alta incidencia	

Las constantes  $w_e$ ,  $w_d$  y  $w_r$  son las respectivas ponderaciones de los criterios mencionados, las cuales cambian dependiendo del criterio de cada autor, en este caso, se les otorga las siguientes ponderaciones.

**Tabla 4.3 Ponderación de criterios ambientales**

Criterio	Ponderación [%]
Duración	40
Extensión	35
Reversibilidad	25
Total	100

Finalmente, el valor de impacto ambiental se lo determina de la siguiente manera:

$$IA = \sqrt{Imp * |Mag|}$$

En donde

$Mag$  corresponde al valor de la magnitud con signo  $\pm$  acorde a si es beneficioso o perjudicial.

A continuación, se muestran las tablas correspondientes a la valoración de magnitud e impacto ambiental del hormigón armado y del acero estructural.

**Tabla 4.4 Nomenclatura de tablas de valoración de impacto ambiental**

Nomenclatura	
Magnitud	Impacto

**Tabla 4.5 Análisis de magnitud e impacto del hormigón**

Hormigón									
Entorno	Elemento Ambiental	Actividades							
		Extracción				Uso		Disposición final	
		Agregados		Cemento y aditivos		Elaboración Hormigón		Encofrados	
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
	Atmosfera	5.00	2.00	2.50	7.50	1.00	1.38	-	-
Humano	Salud	-	-	1.00	5.00	1.00	1.38	-	-

**Tabla 4.6 Análisis de magnitud e impacto del acero**

Acero Estructural									
Entorno	Elemento Ambiental	Actividades							
		Extracción		Uso				Disposición final	
		Minería para obtener hierro puro	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	7.5	-	-	5	2.4	2.5	4
	Suelo	7.5	6.125	2.5	2.5	2.125	-	7.5	1.9
	Atmosfera	5	5	-	7.5	5	-	7.5	1.375
Humano	Salud	7.5	3.775	1	5	5.625	2.775	5	2

**Tabla 4.7 Resultados de impacto ambiental del hormigón**

Hormigón							
Entorno	Elemento Ambiental	Actividades					TOTAL (IA)
		Extracción		Uso		Disposición final	
		Agregados	Cemento	Elaboración	Encofrados	depositos	
Natural	Agua	-1.58	-3.54	-2.22	0.00	0.00	-7.34
	Suelo	0.00	-5.00	-1.85	-3.31	-4.68	-14.84
	Atmosfera	-3.16	-4.33	-1.17	0.00	0.00	-8.67
Humano	Salud	0.00	-2.24	-1.17	0.00	0.00	-3.41
<b>TOTAL (IA)</b>		<b>-4.74</b>	<b>-15.10</b>	<b>-6.42</b>	<b>-3.31</b>	<b>-4.68</b>	

**Tabla 4.8 Resultados de impacto ambiental del acero**

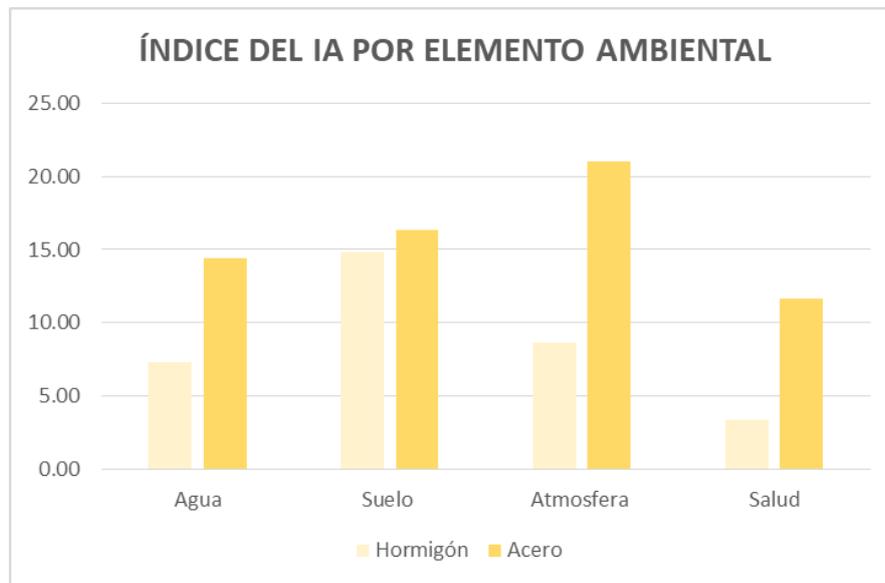
Acero Estructural									
Entorno	Elemento Ambiental	Actividades							TOTAL (IA)
		Extracción	Uso			Disposición final			
		Minería	Fabricación de los perfiles de acero	Ensamblaje de perfiles	Soldadura de Perfiles	Reciclaje de acero	Reutilización de acero	Eliminación de desechos de acero	
Natural	Agua	-5.70	-5.05	0.00	0.00	-3.46	0.00	-3.16	-14.38
	Suelo	-6.78	-3.49	-1.95	-2.30	0.00	0.00	-3.77	-16.30
	Atmosfera	-4.34	-5.24	0.00	-6.50	-3.72	0.00	-3.21	-21.02
Humano	Salud	-2.74	-1.41	0.00	-3.16	-3.16	0.00	-3.16	-11.64
<b>TOTAL (IA)</b>		<b>-19.56</b>	<b>-15.20</b>	<b>-1.95</b>	<b>-11.96</b>	<b>-10.35</b>	<b>0.00</b>	<b>-13.31</b>	

De acuerdo con lo establecido por los parámetros del valor de impacto ambiental, se puede evidenciar en el mapa de calor mostrado en la tabla 4.7 que el hormigón armado presenta una magnitud de impacto ambiental menor a lo largo de las actividades de su ciclo de vida. Lo que, por otro lado, contrasta con las actividades requeridas para el ciclo de vida del acero estructural, ya que, este último denota un crecimiento exponencial en lo que respecta a impacto negativo.

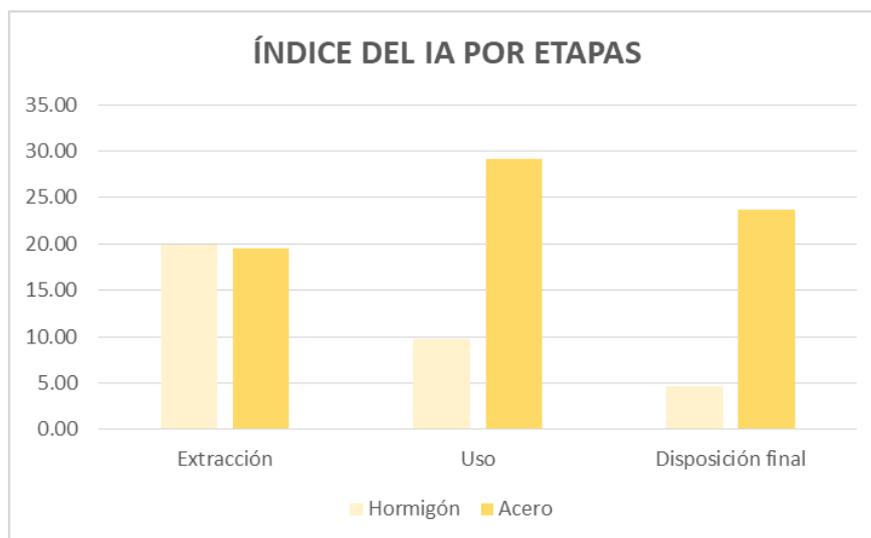
Dentro de los mapas de calor es importante distinguir el valor total por actividad de ciclo de vida, debido a que la incidencia negativa puede estar mayormente enfocada en un ámbito y no necesariamente está ser menor al verse representado en varios valores negativos según las actividades. A continuación, se presentan gráficos de barras para la síntesis y entendimiento de lo mencionado, donde se evidenciará de mejor manera la propuesta más perjudicial.

Para realizar un análisis más pertinente y poderlo visualizar de una mejor manera, se realiza dos diagramas de barra en donde en uno se muestra el impacto ambiental en cada elemento ambiental a lo largo del ciclo de vida y por otro lado, en el segundo se muestra el impacto ambiental causado en cada etapa del ciclo de vida de los materiales.

Al observar la ilustración 4.9 es evidente que el elemento ambiental más afectado es la atmosfera, por parte del acero, sin embargo, en general, se puede observar que el acero genera un mayor impacto ambiental en los cuatro elementos ambientales mostrados. Por otro lado, en la ilustración 4.10, se puede visualizar que, dentro de la etapa de la extracción de la materia prima, ambos materiales generan casi el mismo impacto ambiental, mientras que en la fase de aplicación y uso si se puede evidenciar una diferencia aproximada de 20 unidades de impacto, siendo el acero el que perjudica más y finalmente en la etapa de disposición final de igual manera se visualiza una diferencia entre el hormigón y el acero, siendo el acero el más perjudicial.



**Ilustración 4.9 Impacto ambiental por elemento ambiental**



**Ilustración 4.10 Impacto ambiental por etapa del ciclo de vida**

## 4.8 Medidas de prevención/mitigación

### 4.8.1 Hormigón

En vista de que la etapa de la extracción de la materia prima es la que genera un mayor impacto dentro del ciclo de vida del material, es en esta en donde se enfoca el verdadero cambio para la mitigación. Una manera de reducir esta contaminación es mediante la realización de medidas ambientales que sean propuestas por el gobierno, mismas que las empresas extractoras estarían obligadas a seguir, de lo contrario estas

serían sancionadas. Las medidas ambientales deberían hacer énfasis en la utilización de energías renovables, por otro lado, regulaciones de emisiones en el aire en conjuntos con las repercusiones en el agua y el suelo. En lo que respecta a los informes medio ambientales, se debe imponer un análisis cuantitativo de los residuos y/o emisiones que generan, mas no cualitativo, ya que de esta manera las empresas disuaden el verdadero impacto que generan.

En lo que respecta a la etapa de la construcción, de igual manera, se pueden establecer medidas ambientales para la empresa que provee madera para los encofrados. Con el fin de contrarrestar la explotación de recursos naturales, en este caso los árboles, se propone regenerar la materia prima, es decir la siembra de árboles, de tal manera que se produce materia prima al mismo ritmo en el que se la explota. Por otro lado, para disminuir la utilización de madera en obra, se propone utilizar encofrados metálicos, (cuyo material proviene de acero reciclado), los cuales pueden ser utilizados un sin número de veces a diferencia de la madera que en muchas ocasiones es de un solo uso.

Por otro lado, para la reducción del agua a utilizar en obra, se puede hacer uso de hormigoneras, puesto que la fundición es más eficiente y se generan menos residuos, dentro de estos una gran cantidad de agua. En muchas ocasiones en obra no se hace esto, puesto que una hormigonera ya genera un gasto extra y por economizar ese busca hacerlo en obra mismo.

Finalmente, para la última etapa del material, que es la disposición final, los más optimo que se puede hacer es disponer de uno o varios lugares autorizados en donde se pueda colocar el material y se realice el correcto manejo del mismo.

#### **4.8.2 Acero**

El acero al igual que el hormigón genera un gran impacto en la etapa de la extracción de la materia prima, sin embargo, la manera de reducir este impacto ya fue mencionado en la sección anterior.

En lo que respecta a la elaboración del material, se propone utilizar energía renovable, puesto que si se llegar a consumir una gran cantidad de energía en estos procesos industrializados, los cuales también están ligados al uso del agua potable. Una solución para los desperdicios de agua seria implementar un sistema de

tratamiento del agua, de tal manera que el agua utilizada es tratada, según la INEN, para posteriormente ser reutilizada.

Finalmente, en la etapa de la disposición final del material, este es reciclado, por lo cual se puede reducir a baja escala las emisiones en el aire.

#### **4.9 Conclusiones**

Después de realizado el análisis cualitativo del impacto ambiental dado por la viabilidad de las opciones de construcción planteadas se puede concluir que:

- Analizando el ciclo de vida de los materiales, es evidente que el hormigón en procesos constructivos no es amigable con el medio ambiente, sin embargo, en comparación con el acero, el hormigón es una alternativa altamente viable debido a que el impacto generado por el acero es muchísimo mayor.
- En el caso del acero, a pesar de no ser ambientalmente viable, sus medidas de mitigación pueden generar un impacto positivo considerable, lo que no se da en su contraparte de hormigón.
- La alternativa a llevarse a cabo en el proyecto no radica únicamente en hormigón armado o el acero estructural, ya que, según las necesidades presentadas arquitectónica y funcionalmente en el proyecto, la obra requeriría una construcción de acero, sin embargo, en afán de precautelar el cuidado del medio ambiente como una de las variables principales del proyecto, se consideró que la obra será llevada a cabo en dos secciones, una sección de hormigón armado y la otra de acero estructural.

# CAPÍTULO 5

## 5. PRESUPUESTO

### 5.1 Estructura de desglose del trabajo

La estructura de desglose de trabajo (EDT), originalmente conocida como WBS en inglés, refiriéndose a “Work Breakdown Structure”, es una agrupación de elementos de trabajo que tiene como objetivo organizar y definir el alcance del proyecto a realizar. A continuación, se muestra el EDT del proyecto, en donde se observa un cuadro multinivel.

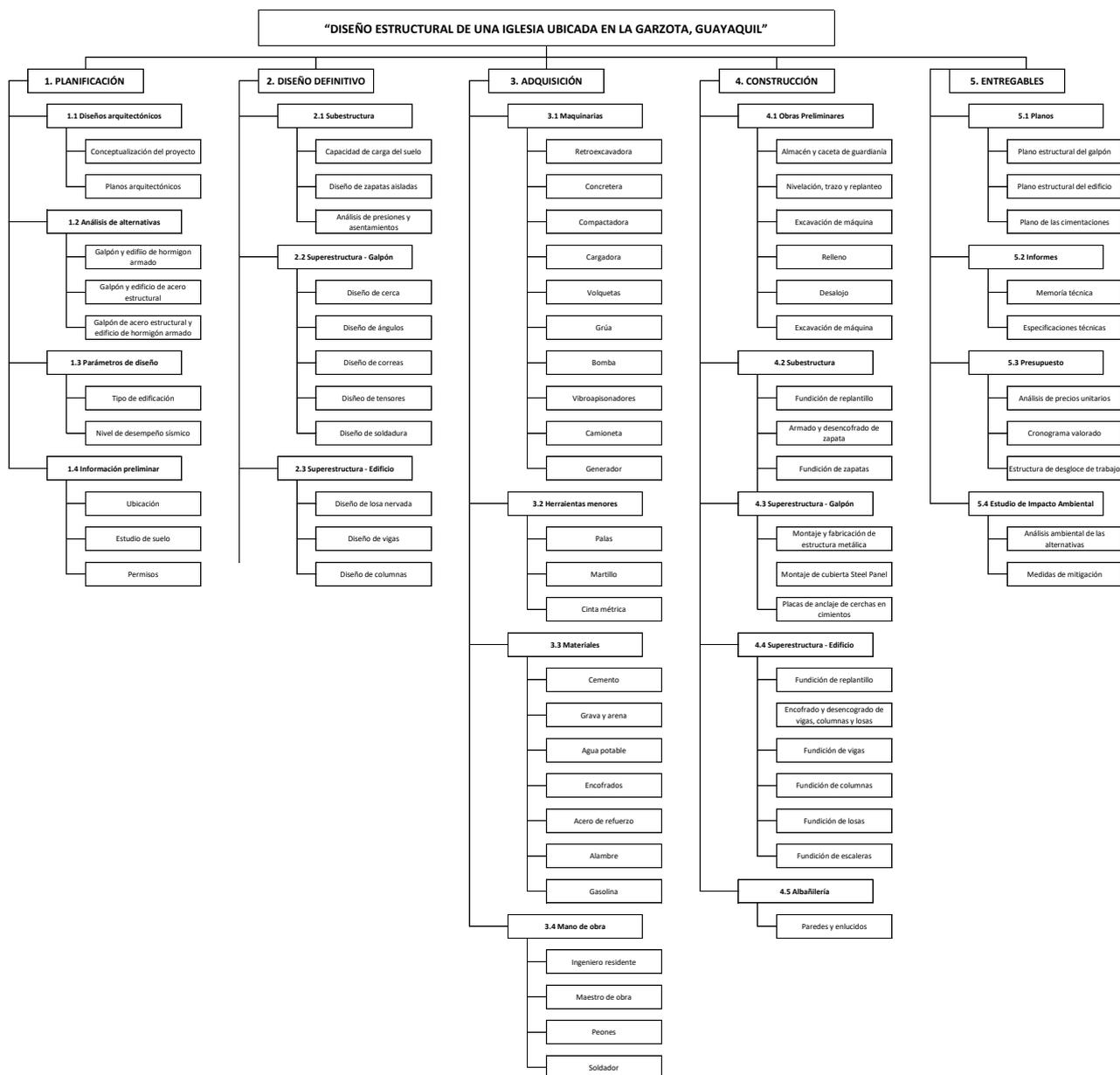


Ilustración 5.1 Estructura de desglose de trabajo

## **5.2 Descripción de rubros**

### **5.2.1 Rubros preliminares**

#### **5.2.1.1 Demolición de losa existente**

Extracción de la losa de hormigón armado que se encuentra en el terreno a construir y se incluye la limpieza y desalojo del material. El proceso se lo realiza mediante una retroexcavadora con martillo rompedor. La mano de obra necesaria es el maestro de obra, un peón y un operador. La forma de pago es de acuerdo a la cantidad de metros cuadrados.

#### **5.2.1.2 Replanteo y nivelación**

Limpieza general a lo largo de todo el terreno y delimitaciones de áreas y cotas que serán pertinentes en la obra. El proceso consiste en la remoción de capas vegetales (en el caso de existir), delimitar el área de trabajo colocando señaléticas y realizar un levantamiento topográfico del terreno. La mano de obra necesaria es un maestro de obra, un peón y un topógrafo. El equipo que se implementa es señaléticas, palas, estacas, cal y equipo topográfico. La forma de pago es de acuerdo a la cantidad de metros cuadrados en donde se realiza el trabajo.

#### **5.2.1.3 Bodega e instalaciones provisionales**

Por bodega se hace referencia al lugar en donde se guardarán los materiales y equipos con los que se trabaja en obra y en lo que respecta a las instalaciones provisionales se hace referencia a las instalaciones que se hacen provisionalmente para funcionar el campamento. La forma de pago de este rubro es por medio de los materiales implementados para las instalaciones y la mano de obra requerida que esta se paga por hora laborada.

#### **5.2.1.4 Guardianía**

Corresponde a una persona encargada de la seguridad de los materiales y los equipos que permanecen en la obra en horarios no laborables. La forma de pago es por unidad de tiempo.

## **5.2.2 Rubros sub – estructura**

### **5.2.2.1 Excavación para la cimentación**

Excavación mediante la retroexcavadora a una profundidad  $x$  en donde estarán ubicados las zapatas aisladas. La mano de obra necesaria es el maestro de obra y el operador de la máquina. Dentro de este rubro ya se encuentra incluido el desalojo del material y la forma de pago es por medio de cada metro cubico excavado del material.

### **5.2.2.2 Hormigón para el replantillo**

Hormigón de base en donde se colocan las cimentaciones. El replantillo cuenta con un espesor de 5 centímetros y una resistencia a la compresión igual a 140 kg/cm<sup>2</sup>. Los materiales a utilizar son los agregados grueso y fino, el cemento y agua potable. El procedimiento es realizado por peones, albañil y maestro de obra. La cuantificación de este rubro es por medio del volumen de hormigón colocado en metros cúbicos.

### **5.2.2.3 Hormigón en cimentaciones**

El hormigón que será parte de las cimentaciones, el cual tiene una resistencia a la compresión igual a 210 kg/cm<sup>2</sup>, el cual está conformado por agregados fino y grueso, cemento y agua potable. La mano de obra dentro de este rubro son el maestro de obra, peón, albañil y operador de equipo liviano. Cabe recalcar que dentro de este rubro ya se encuentra el valor de los encofrados a utilizar. La cuantificación de pago de este rubro es en base al volumen de hormigón fundido, medido en metros cúbicos.

### **5.2.2.4 Acero de refuerzo**

Este rubro indica la ubicación del acero de refuerzo en los elementos estructurales de la edificación, esto lo realiza un peón y un herrero. El acero tiene un límite de fluencia mínima igual a 4200 kg/cm<sup>2</sup>. La cuantificación de este es por el peso en kg.

### **5.2.2.5 Material de relleno**

Material de relleno se entiende por un material mejorado en donde se implantará la estructura. El equipo necesario es una volqueta, la cual transporta el material de un lado hacia otro y la mano de obra necesaria es un peón, maestro de obra y operador de la volqueta. La forma de pago de este rubro es en metros cúbicos del material.

### **5.2.3 Rubros super – estructura – Galpón**

#### **5.2.3.1 Acero estructural A36**

Este rubro comprende a todo el procedimiento que se realiza en el acero estructural. Los materiales que se incluyen dentro del rubro son el anticorrosivo, thinner comercial, disco de corte, acero en perfil y electrodo #7010 3/16. La mano de obra necesaria es un peón, un perfilero, el maestro de obra, operadores de equipo pesado y un engrasador o abastecedor responsable. La maquinaria a utilizar es una amoladora eléctrica, soldadora eléctrica, grúa móvil y equipo oxicorte. La cuantificación de este es por el peso del material en kilogramos.

#### **5.2.3.2 Placa anclaje**

Se entiende por la placa de anclaje al miembro de acero que conecta la estructura de acero junto con la cimentación de hormigón armado. Los materiales dentro de este rubro son la placa y los pernos, mientras que la mano de obra se necesita a una persona calificada para realizar la actividad.

#### **5.2.3.3 Hormigón en columnetas y viguetas**

El hormigón que será parte de las columnetas y viguetas, el cual tiene una resistencia a la compresión igual a 210 kg/cm<sup>2</sup>, el cual está conformado por agregados fino y grueso, cemento y agua potable. La mano de obra dentro de este rubro son el maestro de obra, peón, albañil y operador de equipo liviano. Cabe recalcar que dentro de este rubro ya se encuentra el valor de los encofrados a utilizar. La cuantificación de pago de este rubro es en base al volumen de hormigón fundido, medido en metros cúbicos.

#### **5.2.3.4 Acero de refuerzo**

Este rubro indica la ubicación del acero de refuerzo en los elementos estructurales de la edificación, esto lo realiza un peón y un herrero. El acero tiene un límite de fluencia mínima igual a 4200 kg/cm<sup>2</sup>. La cuantificación de este es por el peso en kg.

### **5.2.4 Rubros super – estructura – Edificio**

#### **5.2.4.1 Encofrado y desencofrado de vigas, columnas y losa nervada**

Encofrados de madera que se utilizan para las vigas, columnas y losas nervadas, los materiales pertinentes para la realización de estos son clavos, madera y

alambres. La mano de obra son un peón, carpintero y maestro de obra. La medición y forma de pago es por medio de la cantidad de metros cuadrados del encofrado.

#### **5.2.4.2 Hormigón en riostras, columnas, vigas y losa nervada**

El hormigón que será parte de los elementos estructurales, el cual tiene una resistencia a la compresión igual a 210 kg/cm<sup>2</sup>, el cual está conformado por agregados fino y grueso, cemento y agua potable. Dentro de este rubro se abarca cantidades considerables de hormigón, por lo cual, este procedimiento se lo realiza mediante una hormigonera. La mano de obra dentro de este rubro son el maestro de obra, peón, albañil y operador de hormigonera. La cuantificación de pago de este rubro es en base al volumen de hormigón fundido, medido en metros cúbicos.

#### **5.2.4.3 Acero de refuerzo**

Este rubro indica la ubicación del acero de refuerzo en los elementos estructurales de la edificación, esto lo realiza un peón y un fierro. El acero tiene un límite de fluencia mínima igual a 4200 kg/cm<sup>2</sup>. La cuantificación de este es por el peso en kg.

### **5.3 Análisis de costos unitarios**

Dado que el proyecto constructivo será realizado en el territorio ecuatoriano, se analizó el costo unitario de los materiales a utilizar según referencias presentes en el medio, como mayor exponente de lo mencionado, la revista DOMUS, en conjunto con INSUCONS, los cuales poseen el valor monetario de los datos a necesitarse dentro del país.

En lo que respecta al factor de rendimiento, los valores estimados serán similares a proyectos de la misma magnitud, incluidos los expuestos en los portales de contratación pública.

### **5.4 Descripción de cantidades de obra**

Con el fin de realizar el presupuesto, se deben de realizar los respectivos cálculos para determinar las cantidades de los materiales que se utilizarán. Es importante destacar que dentro de obra siempre existirá un porcentaje de desperdicio, por el cual este será cuantificado en las cantidades finales para determinar un presupuesto lo más cercano a la realidad.

## 5.5 Galpón

**Tabla 5.1 Cantidad total de acero estructural en galpón**

Acero estructural	Cantidad estimada [Ton]	% Desperdicio	Cantidad total [Ton]
A36	2.92	3	3.00

**Tabla 5.2 Cantidad total de hormigón en galpón**

Elemento	Volumen [m3]	% Desperdicio	Volumen total [m3]
Columnetas	1.35	5	1.42
Viguetas	1.35	5	1.42
Cimentaciones	4.73	5	4.96
Riostras	2.88	5	3.02

**Tabla 5.3 Cantidad total de acero de refuerzo en galpón**

Material	Diámetro de barra [mm]	Longitud total [m]	Peso [kg]	% Desperdicio	Peso total [Ton]
ASTM A615M - Grado 420 – $\Phi$ 8	8	129.6	51.192	3	52.73
ASTM A615M - Grado 420 - $\Phi$ 10	10	163.2	101.18	5	106.24
ASTM A615M - Grado 420 - $\Phi$ 12	12	192	170.50	8	184.14
ASTM A615M - Grado 420 - $\Phi$ 14	14	144	174.24	10	191.66

**Tabla 5.4 Área total de mampostería en galpón**

Elemento	Área [m2]	% Desperdicio	Área total [m2]
Mampostería	236.9	5	248.75

## 5.6 Edificio

**Tabla 5.5 Cantidad total de hormigón en edificio**

Elemento	Volumen [m3]	% Desperdicio	Volumen total [m3]
Vigas	11.98	5%	12.58
Columnas	3.78	5%	3.969
Losa nervada	9.24	5%	9.71
Escaleras	4.84	5%	5.08
Cimentaciones	13.4	5%	14.07
Riostras	4.6	5%	4.83

**Tabla 5.6 Cantidad total de acero de refuerzo en edificio**

Material	Diámetro de varilla [mm]	Longitud total [m]	Peso [kg/m]	Peso [kg]	% Desperdicio	Peso total [kg]
ASTM A615M - Grado 420 - Ø6	6	2722.72	0.22	604.44	3%	622.577
ASTM A615M - Grado 420 - Ø8	8	937.582	0.40	375.03	3%	386.284
ASTM A615M - Grado 420 - Ø10	10	1114.82	0.62	691.18	5%	725.748
ASTM A615M - Grado 420 - Ø12	12	361.76	0.89	321.96	8%	347.724
ASTM A615M - Grado 420 - Ø14	14	345.42	1.21	417.95	10%	459.754
ASTM A615M - Grado 420 - Ø16	16	684.9	1.58	1082.14	10%	1190.356

**Tabla 5.7 Área total de mampostería en edificio**

Elemento	Área [m2]	% Desperdicio	Área total [m2]
Mampostería	379.83	5	398.82

## 5.7 Valoración integral del costo del proyecto incluyendo las medidas de prevención y mitigación del impacto ambiental

A continuación, en la tabla 5.8 se presenta el presupuesto final, en donde ya se ha contemplado el porcentaje de desperdicio de cada rubro y su respectivo rendimiento. Es importante destacar que el costo unitario de los rubros no consta del

impuesto al valor agregado (IVA), sin embargo, cada rubro si incluye los materiales, la mano de obra necesaria y un porcentaje igual a 20 que representa los costos indirectos. Estos costos indirectos hacen referencia a cualquier tipo de gasto adicional que se pueda dar debido al un respectivo rubro, como lo son las medidas de prevención y mitigación del impacto ambiental.

**Tabla 5.8 Presupuesto final**

ACTIVIDADES		UNIDAD	CANTIDAD	DESPERDICIOS	CANTIDAD FINAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	Rendimiento (horas/unidad)	Rendimiento (días/unidad)	Duración (días)
N°	PRELIMINAR									
1	Demolición de losa existente	m3	91.15	5%	95.71	\$ 13.56	\$ 1,297.79	0.2	0.025	2.28
2	Desalojo de material en volqueta con retroexcavadora	m3	91.15	10%	100.27	\$ 5.81	\$ 582.54	0.04212	0.005265	0.48
3	Limpieza y desbroce manual	m2	330.00	5%	346.50	\$ 1.45	\$ 502.43	0.02	0.0025	0.83
4	Replanteo y nivelación	m2	330.00	5%	346.50	\$ 1.66	\$ 575.19	0.10	0.0125	4.13
5	Instalaciones provisionales y bodega	u	1.00	5%	1.05	\$ 460.00	\$ 483.00	16.00		2
6	Guardinería	Mes	5.00	0%	5.00	\$ 425.00	\$ 2,125.00	-	-	-
<b>SUB-ESTRUCTURA - EDIFICIO - GALPON</b>										
7	Excavación de cimientos	m3	43.50	5%	45.68	\$ 12.68	\$ 579.16	0.67	0.083375	3.63
8	Desalojo de material en volqueta con retroexcavadora	m3	43.50	10%	47.85	\$ 5.81	\$ 278.01	0.04212	0.005265	0.23
9	Hormigón Replanteo 180 kg/cm2 e=0.05m	m3	3.78	5%	3.97	\$ 114.81	\$ 455.68	1.60	0.2	0.76
10	Acero en plintos	kg	143.68	5%	150.86	\$ 1.95	\$ 294.18	0.02	0.0025	0.36
11	Hormigón 210 kg/cm2 en plintos incluye encofrado	m3	13.4	5%	14.07	\$ 168.20	\$ 2,366.57	1.33	0.16666667	2.23
12	Material de relleno debidamente compactado	m3	43.50	10%	47.85	\$ 16.97	\$ 812.01	0.44	0.05555	2.42
<b>SUPER-ESTRUCTURA - EDIFICIO</b>										
<b>IMPLANTACIÓN NIVEL 0</b>										
13	Acero en riostras	kg	787.185	5%	826.54	\$ 1.95	\$ 1,611.76	0.02	0.0025	1.97
14	Hormigón 210 kg/cm2 en riostras incluye encofrado	m3	12.288	5%	12.90	\$ 185.97	\$ 2,399.46	1.14	0.1428625	1.76
15	Malla electrosoldada en la losa de piso e=0.08	kg	267.76	5%	281.15	\$ 1.95	\$ 548.24	0.02	0.0025	0.67
16	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de piso e=0.08 incluye encofrado	m3	7.29	5%	7.65	\$ 185.97	\$ 1,423.51	1.14	0.1428625	1.04
17	Acero en columnas	kg	430.118	5%	451.62	\$ 1.95	\$ 880.67	0.02	0.0025	1.08
18	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	m3	1.89	5%	1.98	\$ 185.97	\$ 369.06	1.14	0.1428625	0.27
<b>PLANTA ALTA</b>										
19	Acero en vigas	kg	505.72	5%	531.01	\$ 1.95	\$ 1,035.47	0.02	0.0025	1.26
20	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	m3	6.00	5%	6.30	\$ 185.97	\$ 1,171.61	1.14	0.1428625	0.86
21	Acero en losa de entrepiso	kg	435.73	5%	457.51	\$ 1.95	\$ 892.15	0.02	0.0025	1.09
22	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de entrepiso incluye encofrado	m3	9.25	5%	9.71	\$ 185.97	\$ 1,805.65	1.14	0.1428625	1.32
23	Acero en escaleras para subir a la planta alta	kg	167.46	5%	175.83	\$ 1.95	\$ 342.87	0.02	0.0025	0.42
24	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado	m3	2.42	5%	2.54	\$ 185.97	\$ 472.55	1.14	0.1428625	0.35
25	Acero en columnas	kg	344.798	5%	362.04	\$ 1.95	\$ 705.97	0.02	0.0025	0.86
26	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	m3	1.89	5%	1.98	\$ 185.97	\$ 369.06	1.14	0.1428625	0.27
<b>CUBIERTA</b>										
27	Acero en vigas	kg	599.59	5%	629.57	\$ 1.95	\$ 1,227.66	0.02	0.0025	1.50
28	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	m3	6.00	5%	6.30	\$ 185.97	\$ 1,171.61	1.14	0.1428625	0.86
29	Acero en losa de cubierta	kg	435.73	5%	457.51	\$ 1.95	\$ 892.15	0.02	0.0025	1.09
30	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de cubierta incluye encofrado	m3	9.25	5%	9.71	\$ 185.97	\$ 1,806.23	1.14	0.1428625	1.32
31	Acero en escaleras para ascender a la cubierta	kg	167.46	5%	175.83	\$ 1.95	\$ 342.87	0.02	0.0025	0.42
32	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado	m3	2.42	5%	2.54	\$ 185.97	\$ 472.55	1.14	0.1428625	0.35
<b>ALBAÑILERÍA - EDIFICIO - GALPON</b>										
33	Paredes de bloques 10x20x40 cm y mampostería	m2	594.88	10%	654.37	\$ 9.84	\$ 6,438.98	0.57	0.07125	42.39
<b>SUPER-ESTRUCTURA - GALPÓN</b>										
34	Acero estructural A36	kg	2920.00	2%	2978.40	\$ 4.54	\$ 13,521.94	0.11	0.01375	40.15
35	Placa de anclaje	u	8.00	0%	8.00	\$ 33.82	\$ 270.56	0.30	0.0375	0.30
36	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	m3	0.90	5%	0.95	\$ 185.97	\$ 175.74	1.14	0.1425	0.13
37	Acero de columnas	kg	85.44	5%	89.71	\$ 1.95	\$ 174.94	0.02	0.0025	0.21
38	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	m3	0.90	5%	0.95	\$ 185.97	\$ 175.74	1.14	0.1428625	0.13
39	Acero en vigas	kg	85.44	5%	89.71	\$ 1.95	\$ 174.94	0.02	0.0025	0.21
<b>Total</b>							\$ 51,225.51			

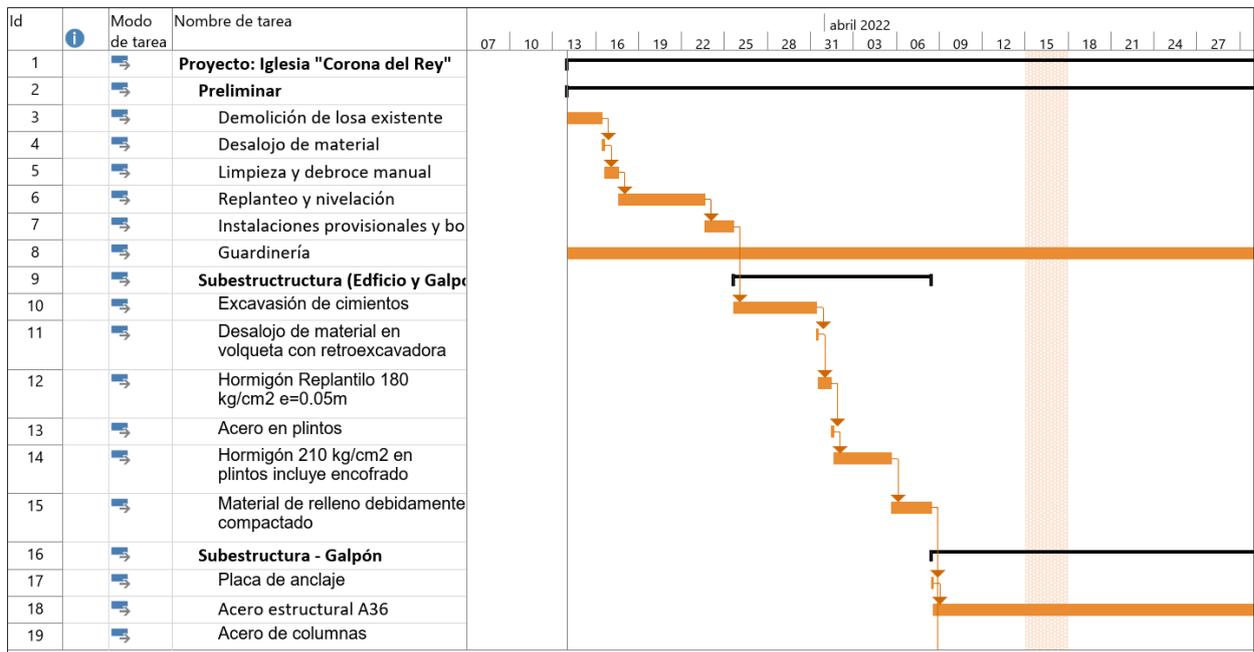
## 5.8 Cronograma valorado

A continuación, se presenta el cronograma valorado, en donde se puede observar el costo mensual con su respectivo rubro. Se tiene estimado un tiempo de obra gris para ambas estructuras de 5 meses, en donde el galpón y el edificio administrativo se realizarán simultáneamente.

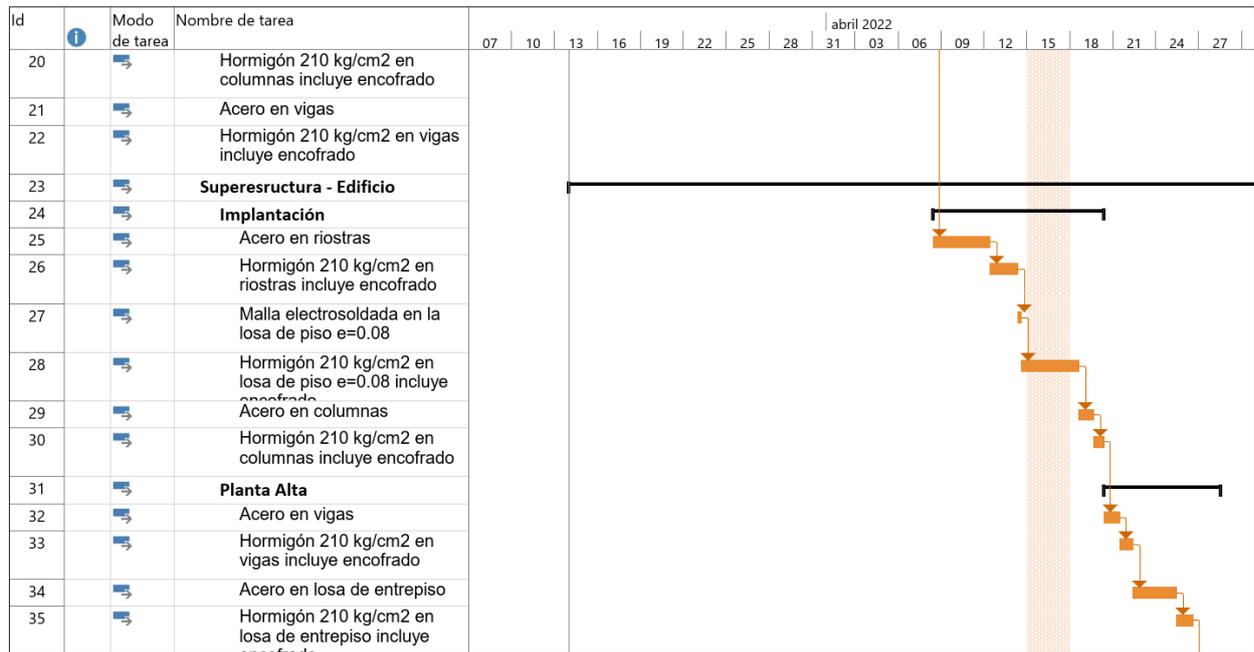
**Tabla 5.9 Cronograma valorado**

ACTIVIDADES		UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	COSTO TOTAL	1 Mes	2 Mes	3 Mes	4 Mes	5 Mes
Nº	PRELIMINAR									
1	Demolición de losa existente	m3	\$ 13.56	95.71	\$ 1,297.79	\$ 1,297.79				
2	Desalojo de material en volqueta con retroexcavadora	m3	\$ 5.81	100.27	\$ 582.54	\$ 582.54				
3	Limpieza y desbroce manual	m2	\$ 1.45	346.50	\$ 502.43	\$ 502.43				
4	Replanteo y nivelación	m2	\$ 1.66	346.50	\$ 575.19	\$ 575.19				
5	Instalaciones provisionales y bodega	u	\$ 460.00	1.05	\$ 483.00	\$ 483.00				
6	Guardinería	Mes	\$ 425.00	5.00	\$ 2,125.00	\$ 425.00	\$ 425.00	\$ 425.00	\$ 425.00	\$ 425.00
<b>SUB-ESTRUCTURA - EDIFICIO - GALPON</b>			\$ -		\$ -					
7	Excavación de cimientos	m3	\$ 12.68	45.68	\$ 579.16	\$ 579.16				
8	Desalojo de material en volqueta con retroexcavadora	m3	\$ 5.81	47.85	\$ 278.01	\$ 278.01				
9	Hormigón Replanteo 180 kg/cm2 e=0.05m	m3	\$ 114.81	3.97	\$ 455.68	\$ 455.68				
10	Acero en plintos	kg	\$ 1.95	150.86	\$ 294.18		\$ 294.18			
11	Hormigón 210 kg/cm2 en plintos incluye encofrado	m3	\$ 168.20	14.07	\$ 2,366.57		\$ 2,366.57			
12	Material de relleno debidamente compactado	m3	\$ 16.97	47.85	\$ 812.01		\$ 812.01			
<b>SUPER-ESTRUCTURA - EDIFICIO</b>										
<b>IMPLANTACIÓN NIVEL 0</b>										
13	Acero en riostras	kg	\$ 1.95	826.54	\$ 1,611.76		\$ 1,611.76			
14	Hormigón 210 kg/cm2 en riostras incluye encofrado	m3	\$ 185.97	12.90	\$ 2,399.46		\$ 2,399.46			
15	Malla electrosoldada en la losa de piso e=0.08	kg	\$ 1.95	281.15	\$ 548.24		\$ 548.24			
16	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de piso e=0.08 incluye encofrado	m3	\$ 185.97	7.65	\$ 1,423.51			\$ 1,423.51		
17	Acero en columnas	kg	\$ 1.95	451.62	\$ 880.67			\$ 880.67		
18	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	m3	\$ 185.97	1.98	\$ 369.06			\$ 369.06		
<b>PLANTA ALTA</b>										
19	Acero en vigas	kg	\$ 1.95	531.01	\$ 1,035.47			\$ 1,035.47		
20	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	m3	\$ 185.97	6.30	\$ 1,171.61			\$ 1,171.61		
21	Acero en losa de entrepiso	kg	\$ 1.95	457.51	\$ 892.15			\$ 892.15		
22	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de entrepiso incluye encofrado	m3	\$ 185.97	9.71	\$ 1,805.65				\$ 1,805.65	
23	Acero en escaleras para subir a la planta alta	kg	\$ 1.95	175.83	\$ 342.87				\$ 342.87	
24	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado	m3	\$ 185.97	2.54	\$ 472.55				\$ 472.55	
25	Acero en columnas	kg	\$ 1.95	362.04	\$ 705.97				\$ 705.97	
26	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	m3	\$ 185.97	1.98	\$ 369.06				\$ 369.06	
<b>CUBIERTA</b>										
27	Acero en vigas	kg	\$ 1.95	629.57	\$ 1,227.66				\$ 1,227.66	
28	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	m3	\$ 185.97	6.30	\$ 1,171.61				\$ 1,171.61	
29	Acero en losa de cubierta	kg	\$ 1.95	457.51	\$ 892.15				\$ 892.15	
30	Hormigón 210 kg/cm2 en losa de cubierta incluye encofrado	m3	\$ 185.97	9.71	\$ 1,806.23				\$ 1,806.23	
31	Acero en escaleras para ascender a la cubierta	kg	\$ 1.95	175.83	\$ 342.87				\$ 342.87	
32	Hormigón 210 kg/cm2 en escaleras incluye encofrado	m3	\$ 185.97	2.54	\$ 472.55				\$ 472.55	
<b>ALBAÑILERÍA - EDIFICIO - GALPON</b>										
33	Paredes de bloques 15x20x40 cm y mampostería	m2	\$ 9.84	654.37	\$ 6,438.98					\$ 6,438.98
<b>SUPER-ESTRUCTURA - GALPON</b>										
34	Acero estructural A36	kg	\$ 4.54	2978.40	\$ 13,521.94		\$ 13,521.94			
35	Placa de anclaje		\$ 33.82	8.00	\$ 270.56		\$ 270.56			
36	Hormigón 210 kg/cm2 en columnas incluye encofrado	m3	\$ 185.97	0.95	\$ 175.74		\$ 175.74			
37	Acero de columnas	kg	\$ 1.95	89.71	\$ 174.94		\$ 174.94			
38	Hormigón 210 kg/cm2 en vigas incluye encofrado	m3	\$ 185.97	0.95	\$ 175.74		\$ 175.74			
39	Acero en vigas	kg	\$ 1.95	89.71	\$ 174.94		\$ 174.94			
<b>Total</b>						\$ 5,178.80	\$ 22,951.09	\$ 6,197.46	\$ 5,348.77	\$ 11,549.40

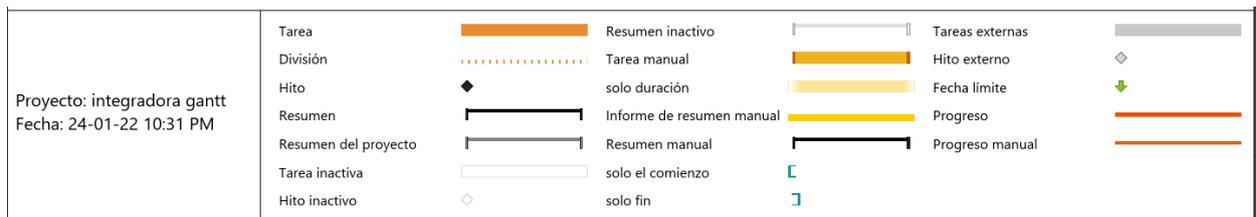
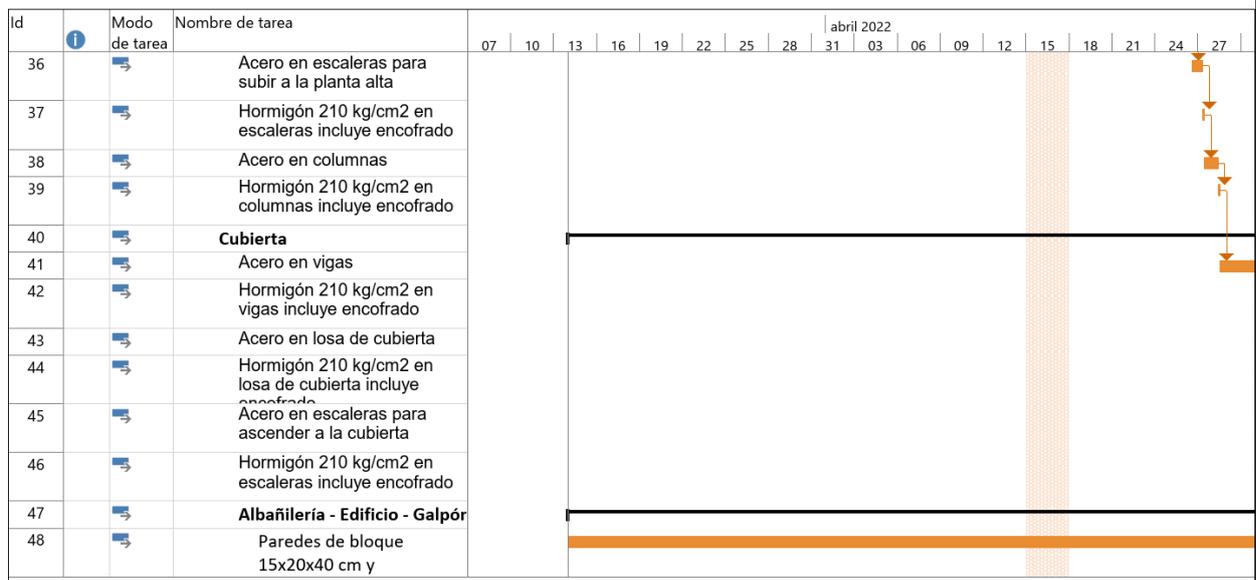
Posteriormente se realiza el diagrama de Gantt en el programa "Project", en donde se tabulan los rubros con su respectiva duración. La duración que se ha ingresado al programa es la misma que se observa en la tabla 5.8 específicamente en la última columna llamada "Duración (días)", en donde esta duración fue calculada en base al rendimiento de cada rubro con su respectiva cantidad. Es importante destacar que estos cálculos son estimaciones, puesto que la duración de la obra se encuentra directamente vinculada a la mano de obra y a factores externos como lo son los subcontratistas y demás. A continuación se presenta el diagrama de Gantt, en donde se puede observar la cronología de los rubros.



**Ilustración 5.2 Diagrama de Gantt parte 1**



**Ilustración 5.3 Diagrama de Gantt parte 2**



**Ilustración 5.4 Diagrama de Gantt parte 3**

# CAPÍTULO 6

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 Conclusiones

- Se ha realizado el análisis y diseño estructural de la edificación, la cual cumple con los requerimientos propuesto inicialmente por parte del cliente Felipe Freire.
- Los elementos de hormigón armado se han diseñado conforme a los requerimientos y recomendaciones de la normativa ecuatoriana de la construcción y el código americano ACI.
- Los elementos de acero estructural se han diseñado conforme la normativa americana AISC.
- Se ha verificado que ambas estructuras diseñadas son sísmicamente resistentes.
- Se ha determinado un presupuesto en obra gris igual a 51,000\$, el cual cumple con los estándares iniciales del cliente.
- Se ha elaborado un modelo arquitectónico en tres dimensiones del proyecto en el software Revit, de tal manera que el cliente pueda visualizar de mejor manera el proyecto a llevar a cabo.
- El modelado estructural se lo realiza en el software Tekla, para poder visualizar los elementos estructurales que han sido diseñados.

### 6.2 Recomendaciones

- Optar por la utilización de encofrados metálicos, para disminuir el porcentaje de desperdicios en obra.
- Desalojar los desechos y escombros de la obra a un lugar autorizado.
- Capacitar al personal en obra acerca de la seguridad industrial.

# BIBLIOGRAFÍA

López, M. D. R., & Giraldo, J. J. A. (2008). Comparacion tecnico-financiera del acero estructural y el hormigon armado. *Dyna*, 75(155), 47-56.

García María del Carmen, 2019. "La catedral gótica en su simbolismo", Sociedad Española de estudios del siglo XVIII, Madrid.

Tapia Hernández, E., & García Carrera, J. S. (2019). Comportamiento de estructuras de acero durante los sismos de septiembre de 2017. *Ingeniería sísmica*, (101), 36-52.

Villavicencio, M. (1858). *Geografía de la República del Ecuador*. R. Craighead.

McCORMAC, J. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega Grupo Editor.

Polo, J. G. (1999). Estudios geotécnicos Una necesidad en obras civiles. *Revista Científica Ingeniería y Desarrollo*, (6), 117-126.

Pazmiño Lincango, H. P. (2015). *Diseño comparativo para edificios en estructura de acero con diversos tipos de arriostramiento lateral: Caso Muros de Corte*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.

Gámez, F. C., Severino, M. J. S., & Márquez, R. J. G. (2014). Introducción a la metodología BIM. *Spanish Journal of Building Information Modelling*, 4-10.

Vizueta Montalván , A. D., & Pabón Revelo, C. S. (2019). Estudio comparativo técnico-económico entre dos modelos de edificios de diez pisos: sistema dual de estructura de hormigón armado con losa postensada sin adherencia y estructura de acero con losa compuesta tipo plataforma de acero. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.

Bowles, J. (1997). Diseño de acero estructural. Editorial Limusa.

Briard, V. (17 de Mayo de 2016). Aislamiento y sostenibilidad. Obtenido de El Análisis de Ciclo de Vida en la edificación sostenible (parte I): <https://aislamientoysostenibilidad.es/analisis-ciclo-de-vida-en-la-edificacion-sostenible/>

Wathern, P. (Ed.). (1995). Environmental impact assessment. Routledge.

Munn, E. (1979). Environmental impact assessment.

Rodríguez, B. R. (2003). El análisis del ciclo de vida y la gestión ambiental. Boletín IiE, 91-97.

Bellart Crevillen, M., & Mesa Marcos, S. (2009). Impacto ambiental y ciclo de vida de los materiales de construcción.

Das, B. M., & González, S. R. C. (2015). Fundamentos de ingeniería geotécnica. Cengage Learning.

Gordillo, J. D. B., & Elizalde, N. F. L. (2018). Impactos de la construcción sostenible y tradicional a nivel ambiental. Boletín Semillas Ambientales, 12(1), 16-25.

Enshassi, A., Kochendoerfer, B., & Rizq, E. (2014). Evaluación de los impactos medioambientales de los proyectos de construcción. Revista ingeniería de construcción, 29(3), 234-254.

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.

Alavedra, P., Domínguez, J., Gonzalo, E., & Serra, J. (1997). La construcción sostenible: el estado de la cuestión. Informes de la Construcción, 49(451), 41-47.

Miralles, J. M. (Ed.). (1991). La teledetección en el seguimiento de los fenómenos naturales. Recursos renovables: agricultura. Universitat de València.

Contreras, E. G. (2010). La economía de los recursos naturales (Vol. 1). Fondo Editorial, Universidad del Pacífico.

Ávila, J. (2009). Contaminación atmosférica en las empresas cementeras en el marco de la responsabilidad social ante las comunidades adyacentes. *CICAG*, 6(1), 48-69.

Simonnet, C. (2009). Hormigón: Historia de un material. Editorial Nerea.

Navas de García, A., Reyes Gil, R. E., & Galván Rico, L. E. (2015). Impactos ambientales asociados con el proceso de producción del concreto. *Enfoque UTE*, 6(4), 67-80.

Cordero, Á. F. N., Abrio, M. T. R., & Maqueda, M. J. R. (2012). El hormigón: Historia, antecedentes en obras y factores identificativos de su resistencia. *Tecnología y desarrollo*, 10, 13.

Salinas, E. S., & Hernández, L. O. (2014). Escenarios ambientales y sociales de la minería a cielo abierto. *Inventio, la génesis de la cultura universitaria en Morelos*, (20), 27-34.

LÓPEZ, F. (1997). Morfología derivada de la minería a cielo abierto en la Sierra de Cartagena.

López, F. G. (2016). Impactos ambientales causados por megaproyectos de minería a cielo abierto en el estado de Zacatecas, México. *Revista de geografía agrícola*, (57), 7-26.

Pinzon, M. S. (2010). Contaminación por metales pesados en el botadero de basuras de Moravia en Medellín: transferencia a flora y fauna y evaluación del potencial fitorremediador de especies nativas e introducidas. Bogotá, DC: Pontificia Universidad

Javeriana Facultad de Ciencias Programa de Posgrado Departamento de Química  
Gibuj.

Galarza Arévalo, D. A., & Valenzuela Torres, J. C. (2013). Diseño y construcción de un sistema de reutilización del agua en la mezcla del hormigón (Bachelor's thesis).

Chávez Cabrera, C. E. (2016). Evaluación del porcentaje de desperdicios de materiales de construcción civil, medición y método de control.

De Santis, A. J. (2018). Análisis de los residuos de construcción y demolición en Guayaquil: Propuesta para reducción, uso y mitigación de su impacto (Bachelor's thesis, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil).

Oikonomou, N. D. (2005). Recycled concrete aggregates. Cement and concrete composites, 27(2), 315-318.

Toledo Inga, E. G., & Sarmiento Bermeo, J. E. (2020). Guía de procedimientos para un plan de desmantelamiento y reutilización de estructuras de acero, paneles y materiales varios. Caso de estudio campamento sopladora (Bachelor's thesis, Universidad del Azuay).

*Worldsteel Association, 2001. Providing the basis for LCA studies. Presentation from Clare Broadbent, April 2011. Available at [https://www.worldsteel.org/dms/internetDocumentList/downloads/media-centre/LCA\\_6-April-2011/document/SBB\\_LCA\\_CEB\\_6%20April%202011](https://www.worldsteel.org/dms/internetDocumentList/downloads/media-centre/LCA_6-April-2011/document/SBB_LCA_CEB_6%20April%202011)*

Zega, C. J., & Di Maio, A. A. (2007). Efecto del agregado grueso reciclado sobre las propiedades del hormigón. Boletín Técnico, 45(2), 1-11.

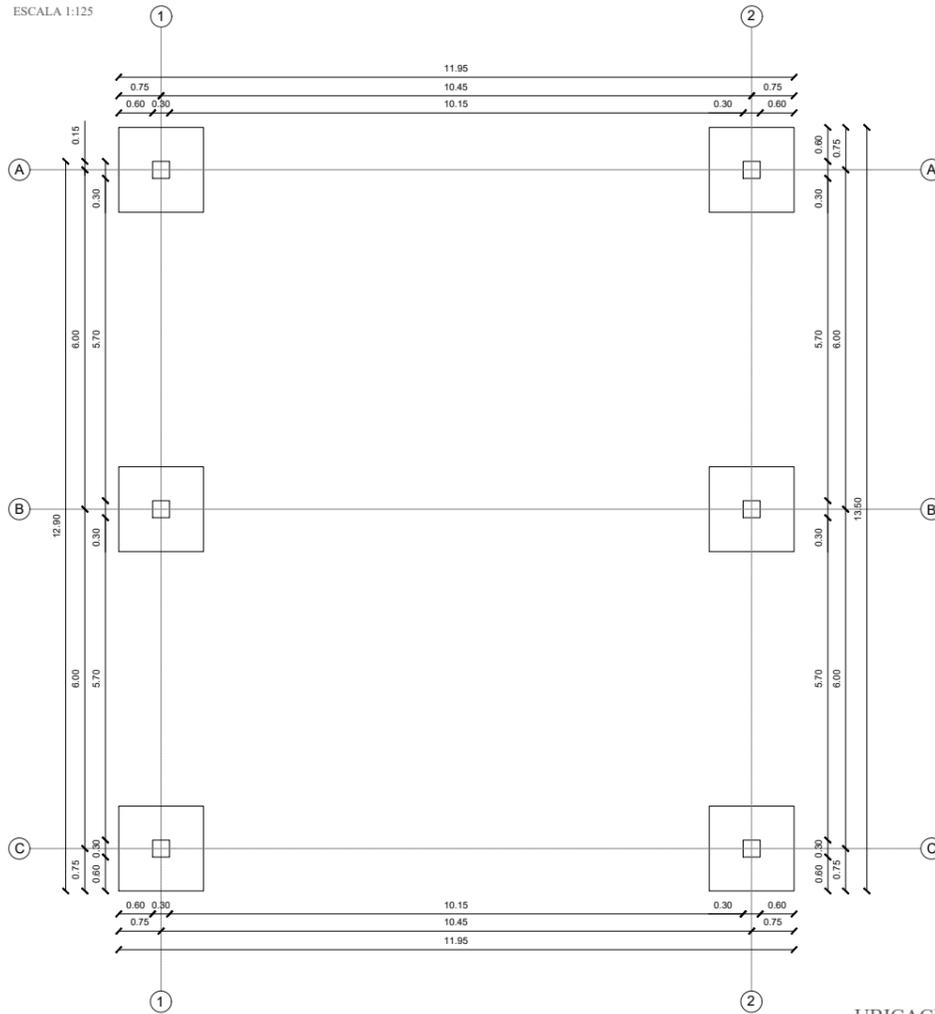
Das, B. M., & León, J. C. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. México^ eD. F DF: Cengage Learning.

Devi, T. R., & Reddy, V. S. (2012). Work breakdown structure of the project. *Int J Eng Res Appl*, 2(2), 683-686.

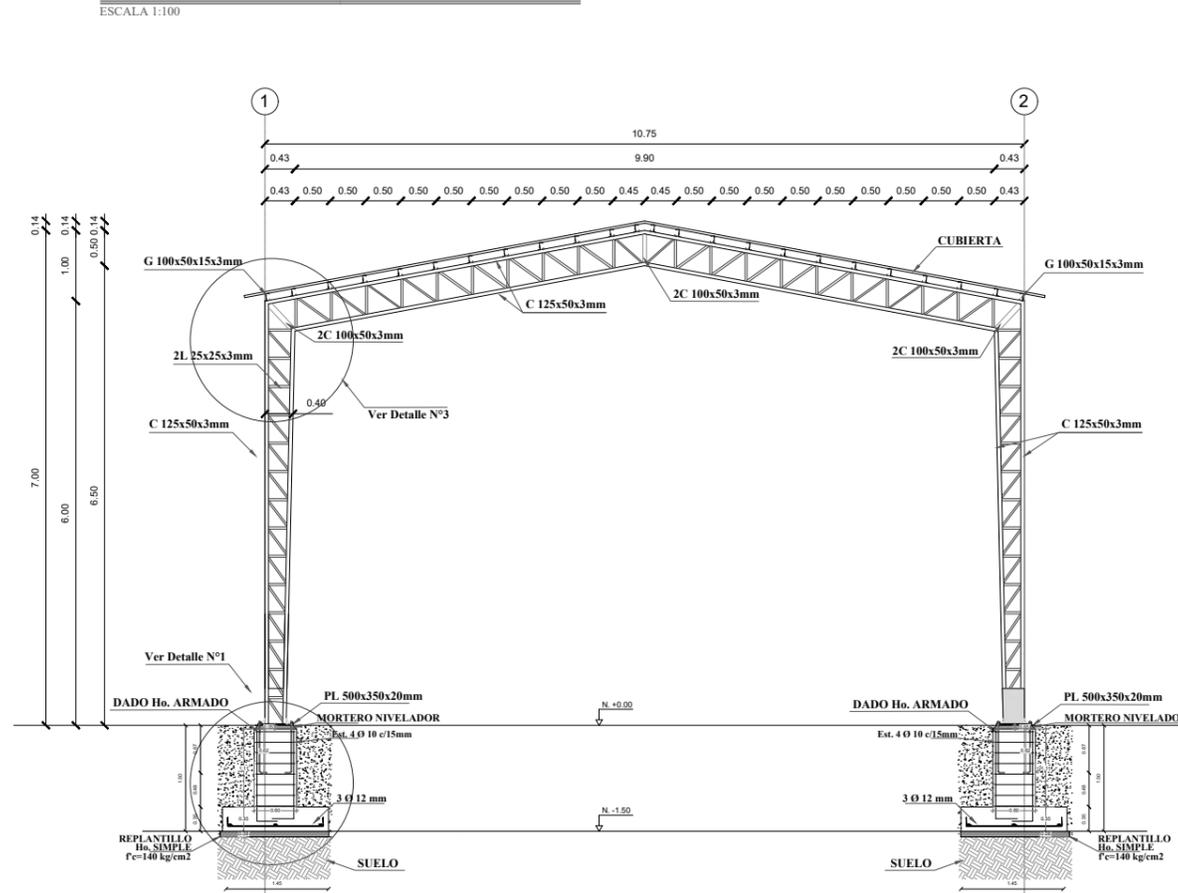
Fausto Daniel Bustamante Vergara, 2014, "La conversión religiosa del catolicismo al protestantismo como resultado del incremento de capital en los ecuatorianos.", Tesis de grado, Universidad San Francisco de Quito, Quito.

# PLANOS Y ANEXOS

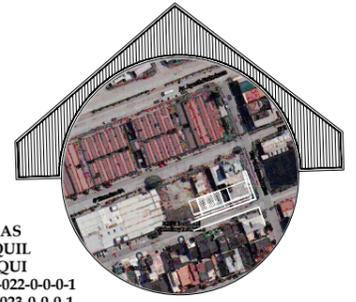
**PLANTA DE CIMENTACION**



**ARMADO DE CERCHA ELEVACION EN SENTIDO X**



**UBICACION DEL PROYECTO:**



PROVINCIA: GUAYAS  
 CANTON: GUAYAQUIL  
 PARROQUIA: TARQUI  
 COD. CAT. : 99-0038-022-0-0-0-1  
 COD. CAT. : 99-0038-023-0-0-0-1  
 COD. CAT. : 99-0038-024-0-0-0-1  
 DIRECCION: URBANIZACIÓN LA GARZOTA MZ 38, SL 22-24  
 CALLE : 6° HERRADURA 2A Y ELOY VAZQUEZ CEVALLOS  
 ÁREA DE TERRENO : 480 m²

**ESPECIFICACIONES PARA LA ESTRUCTURA METÁLICA:**

Acero Tipo A36  
 Electrodo para:  
 Soldadura en filetes E70 18 o equivalente

Todos los elementos metálicos se soldarán en forma continua pero será mayor o igual a los mínimos especificados en la AASHTO 1996, AISC y AWS.

Sólo se permitirán uniones de borde en las cuerdas superior e inferior de las vigas metálicas. Para asegurar una penetración completa de la soldadura uno de los bordes se deberá biselar a 45°.

Los cordones de soldadura deberán ser bien formados, libres de porosidades, escorias u otros defectos.

**PROTECCIÓN ANTICORROSIVA:**

- 1) La estructura metálica se la desengrasará y limpiará con cepillo de acero o con sandblast, hasta que adquiera brillo metálico.
- 2) Se le aplicará un tratamiento de decapado usando químicos desoxidantes de acuerdo a lo especificado por el fabricante.
- 3) Posteriormente se limpiará la estructura con abundante agua y cepillo para eliminar cualquier residuo del tratamiento anterior, cuando esté perfectamente seca se le aplicará dos manos de pintura epóxica. (Espesor mínimo total seco = 3.0 mils)

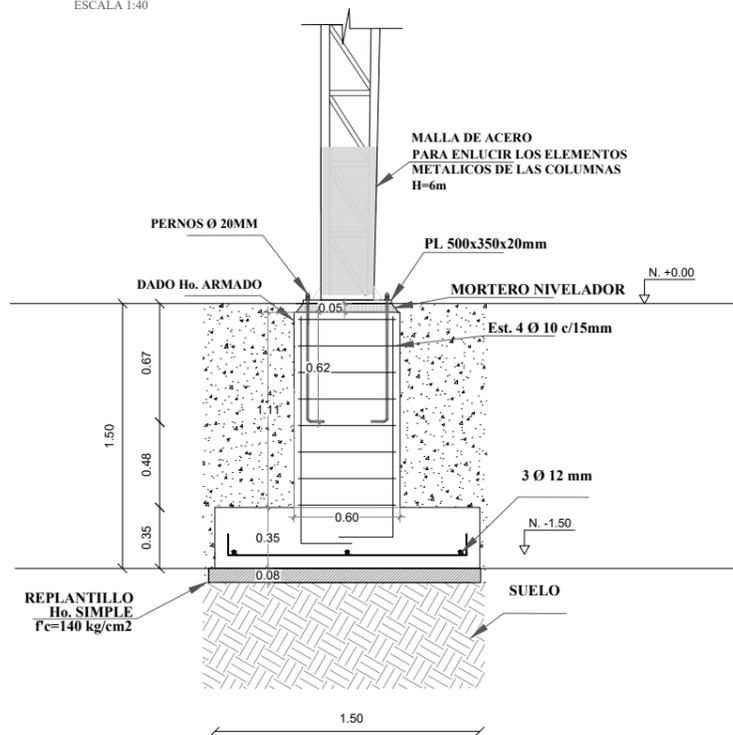
**NOTA:**

SE USARÁ:  
 Hormigón  $f_c=280\text{kg/cm}^2$   
 Hierro corrugado  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$   
 Los Ø están en milímetros, los demás en metros.

**CIMENTACIONES**  
 Recubrimiento 4cm

**DETALLE N°1**

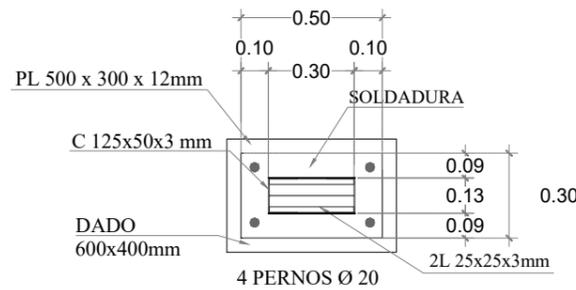
ESCALA 1:40



**UBICACION PERNOS DE ANCLAJE**

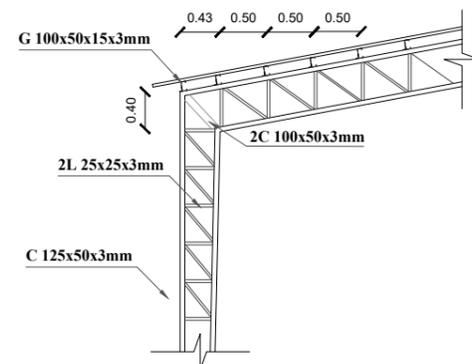
**PLACA BASE**

ESCALA 1:25



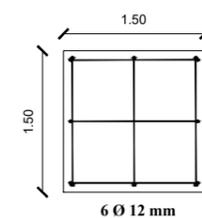
**DETALLE N°3**

ESCALA 1:40



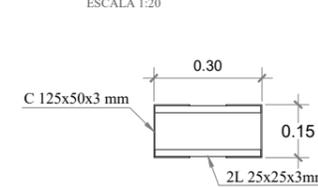
**ARMADO ZAPATA**

ESCALA 1:75



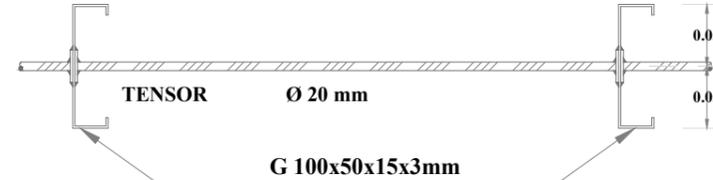
**ARMADO DE COLUMNA**

ESCALA 1:20



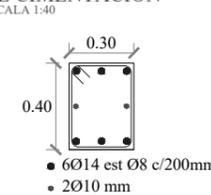
**DETALLE DE TENSORES PARA CORREAS**

ESCALA 1:10

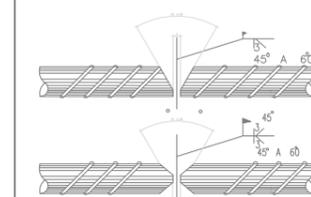


**DETALLE DE RIOSTRA DE CIMENTACION**

ESCALA 1:40



**DETALLE OPCIONAL DE SOLDADURA DE VARILLAS CON DIAMETROS IGUALES o MAYORES A 1"**



NOTA : EL PROCESO DE SOLDADURA EN DIAMETROS MAYORES QUE 1" ES UN PROCESO OPCIONAL, QUE SE REALIZA COMO UNA ALTERNATIVA AL TRASLAPPE Y QUE ES RECOMENDABLE PARA DISMINUIR LA CONGESTION DEL REFUERZO.

**DOBLADOS DE ESTRIBOS**

Ø (mm)	dh (mm)	ld (mm)
8	35	75
10	40	75

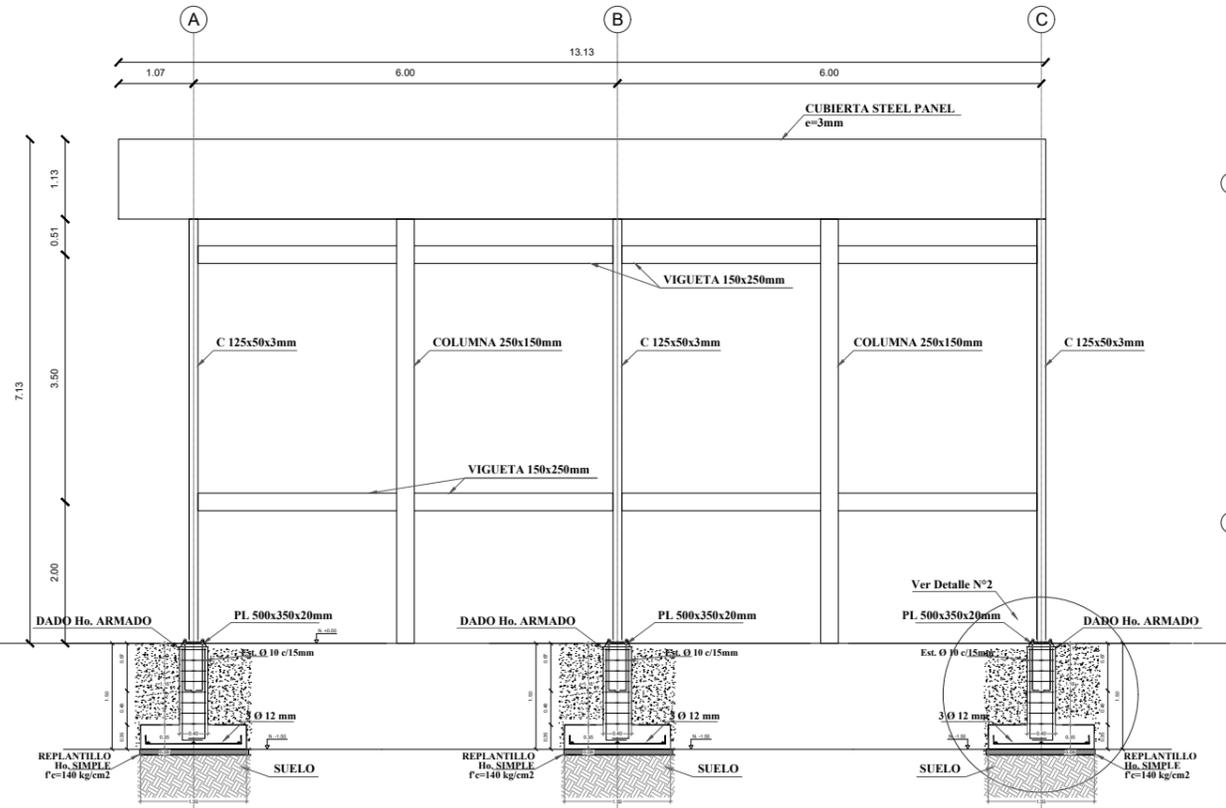
**DOBLADO A 90°**

Ø (mm)	dh (mm)	ld minima (mm)
8	50	100
10	60	120
12	75	150
14	85	170
16	100	200

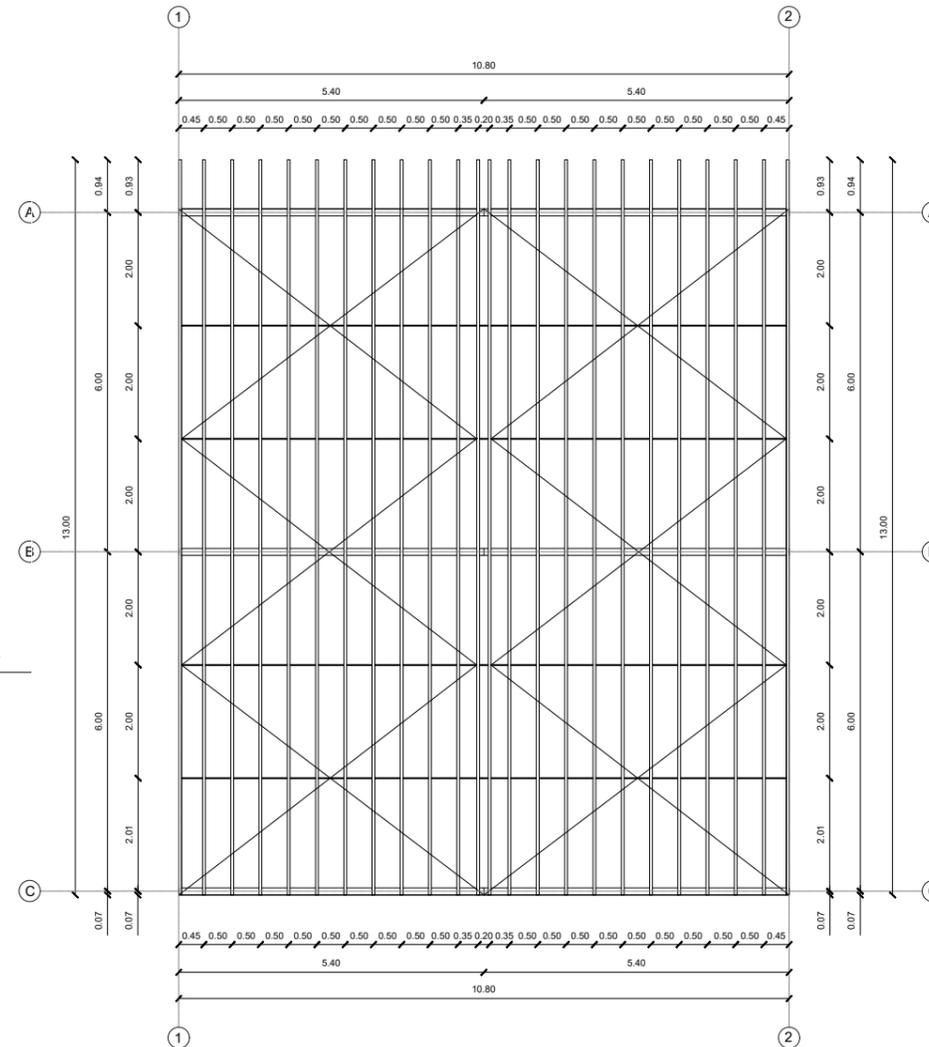
**ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL**  
 FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: <b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA IGLESIA EN LA GARZOTA - GUAYAQUIL</b>			
CONTENIDO: <b>GALPÓN: PLANTA DE CIMENTACION - ELEVACION EN SENTIDO X - TENSORES - ZAPATA - COLUMNA - RIOSTRA</b>			
Coordinador de Materia Integradora: PhD. Andrés Velastegui	Tutores de Conocimientos Específicos: - PhD. Natividad García - PhD. Luis Sánchez	Estudiantes: - Josie Diaz Ayala - Samantha Acosta	Fecha de Entrega: 11 de Enero, 2022
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Luis Sánchez	- Dis. Int. Carola Zavala	Lámina: ES 1/5	Escala: Indicada

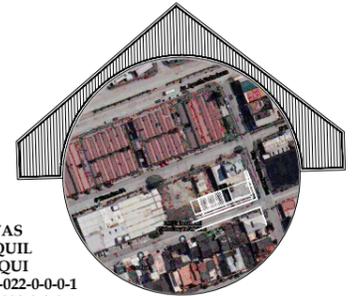
**ELEVACION EN SENTIDO Y**  
ESCALA 1:125



**DETALLE DE CUBIERTA**  
ESCALA 1:125



**UBICACION DEL PROYECTO:**



PROVINCIA: GUAYAS  
CANTON: GUAYAQUIL  
PARROQUIA: TARQUI  
COD. CAT. : 99-0038-022-0-0-0-1  
COD. CAT. : 99-0038-023-0-0-0-1  
COD. CAT. : 99-0038-024-0-0-0-1  
DIRECCION: URBANIZACION LA GARZOTA MZ 38, SL 22-24  
CALLE : 6° HERRADURA 2A Y ELOY VAZQUEZ CEVALLOS  
ÁREA DE TERRENO : 480 m<sup>2</sup>

**ESPECIFICACIONES PARA LA ESTRUCTURA METÁLICA:**

Acero Tipo A36  
Electrodos para:  
Soldadura en filetes E70 18 o equivalente

Todos los elementos metálicos se soldarán en forma continua pero será mayor o igual a los mínimos especificados en la AASHTO 1996, AISC y AWS.

Sólo se permitirán uniones de borde en las cuerdas superior e inferior de las vigas metálicas. Para asegurar una penetración completa de la soldadura uno de los bordes se deberá biselar a 45°.

Los cordones de soldadura deberán ser bien formados, libres de porosidades, escorias u otros defectos.

**PROTECCIÓN ANTICORROSIVA:**

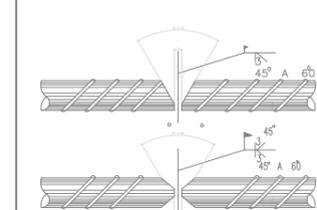
- 1) La estructura metálica se la desengrasará y limpiará con cepillo de acero o con sandblast, hasta que adquiera brillo metálico.
- 2) Se le aplicará un tratamiento de decapado usando químicos desoxidantes de acuerdo a lo especificado por el fabricante.
- 3) Posteriormente se limpiará la estructura con abundante agua y cepillo para eliminar cualquier residuo del tratamiento anterior, cuando esté perfectamente seca se le aplicará dos manos de pintura epóxica. (Espesor mínimo total seco = 3.0 mils)

**NOTA:**

SE USARÁ:  
Hormigón  $f_c=280\text{kg/cm}^2$   
Hierro corrugado  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$   
Los  $\emptyset$  están en milímetros, los demás en metros.

**CIMENTACIONES**  
Recubrimiento 4cm

**DETALLE OPCIONAL DE SOLDADURA DE VARILLAS: CON DIAMETROS IGUALES o' MAYORES A 1"**



**DOBLADOS DE ESTRIBOS**

$\emptyset$	dh (mm)	ld (mm)
8	35	75
10	40	75

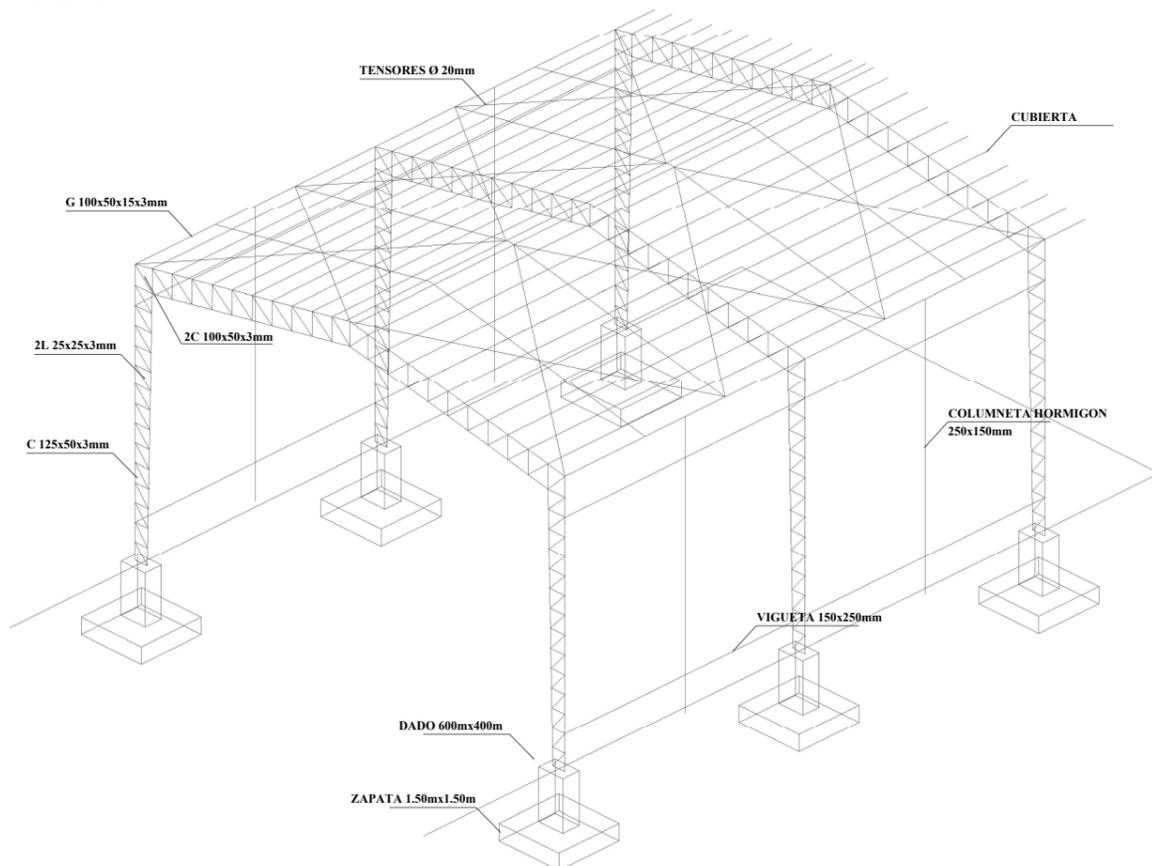
**DOBLADO A 90°**

$\emptyset$	dh (mm)	ld minima (mm)
8	50	100
10	60	120
12	75	150
14	85	170
16	100	200

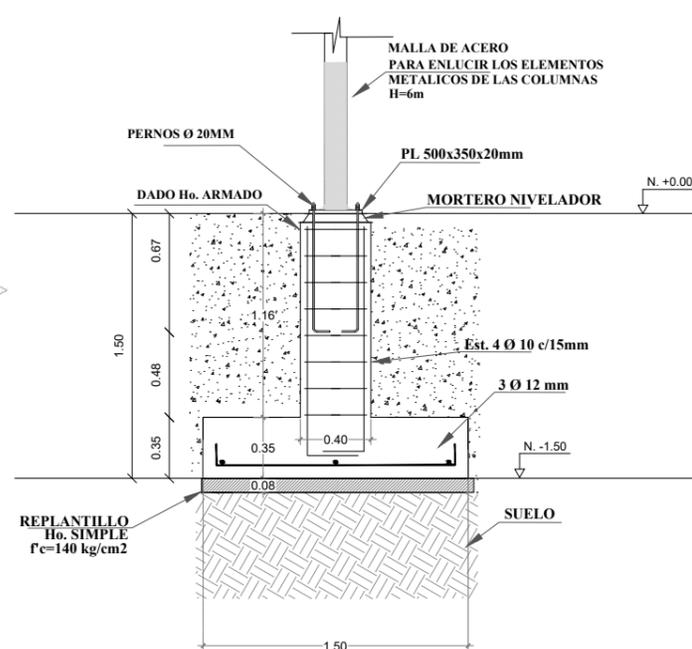
NOTA : EL PROCESO DE SOLDADURA EN DIAMETROS MAYORES QUE 1" ES UN PROCESO OPCIONAL, QUE SE REALIZA COMO UNA ALTERNATIVA AL TRASLAPE Y QUE ES RECOMENDABLE PARA DISMINUIR LA CONGESTION DEL REFUERZO.

**ISOMETRICO GALPON**

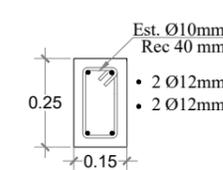
ESCALA 1:125



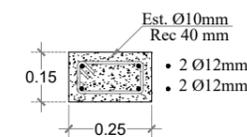
**DETALLE N°2**  
ESCALA 1:40



**DETALLE VIGUETA**  
ESCALA 1:20



**DETALLE COLUMNETA**  
ESCALA 1:20



**ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL**  
FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

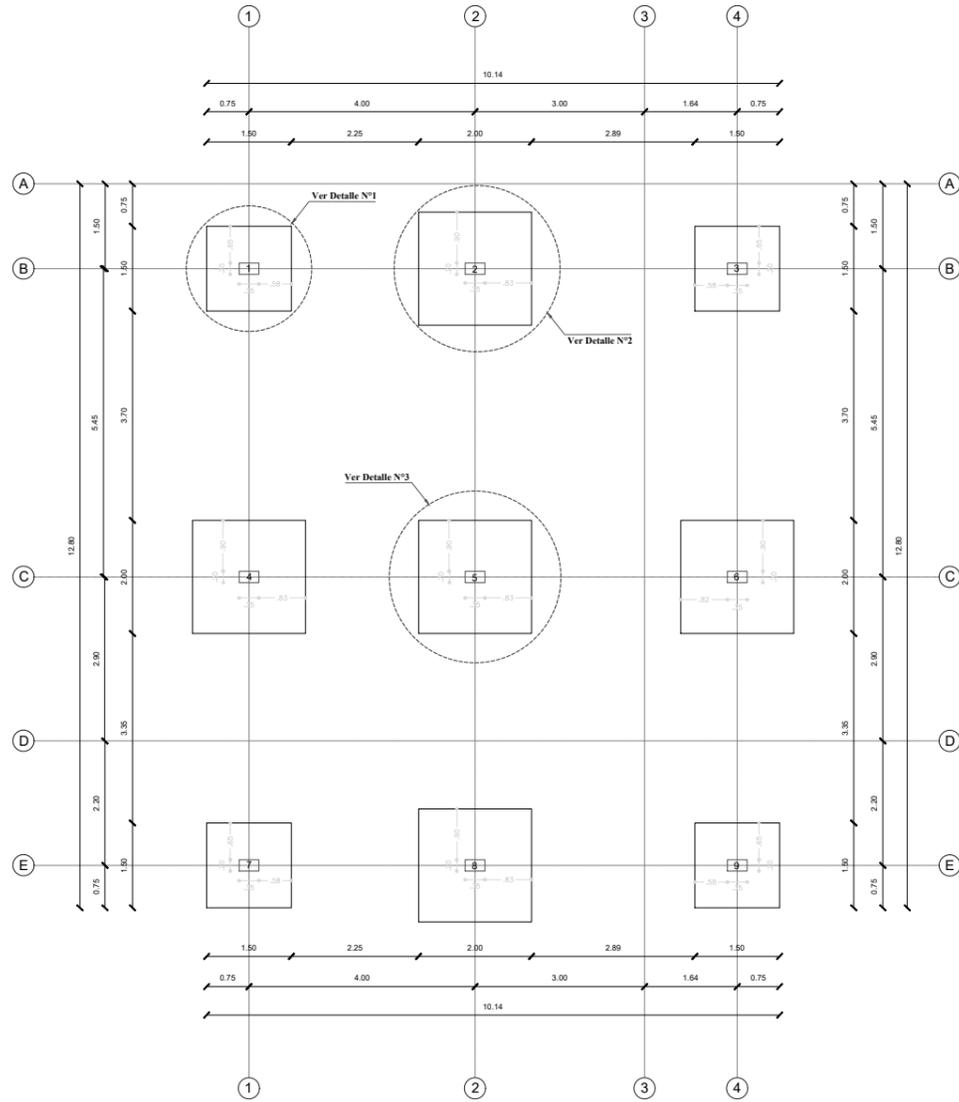
PROYECTO: **DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA IGLESIA EN LA GARZOTA - GUAYAQUIL**

CONTENIDO: **GALPÓN: ELEVACION EN SENTIDO Y - CUBIERTA - ZAPATA - ISOMETRICO**

Coordinador de Materia Integradora: PhD. Andrés Velastegui	Tutores de Conocimientos Específicos: - PhD. Natividad García - PhD. Luis Sánchez	Estudiantes: - Josie Diaz Ayala - Samantha Acosta	Fecha de Entrega: 11 de Enero, 2022
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Luis Sánchez	- Dis. Int. Carola Zavala	Lámina: ES 2/5	Escala: Indicada

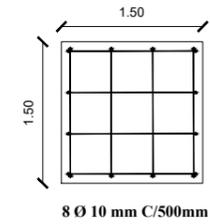
**PLANTA DE CIMENTACION**

ESCALA 1:125



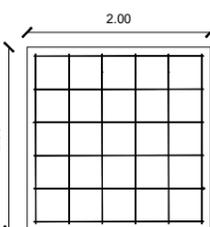
**DETALLE N°1**

ESCALA 1:75



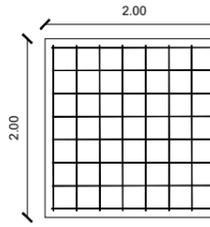
**DETALLE N°2**

ESCALA 1:75



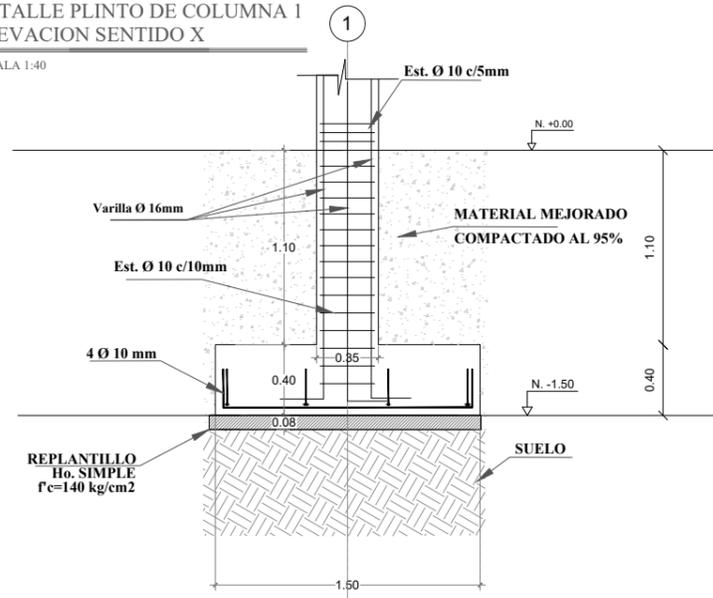
**DETALLE N°2**

ESCALA 1:75



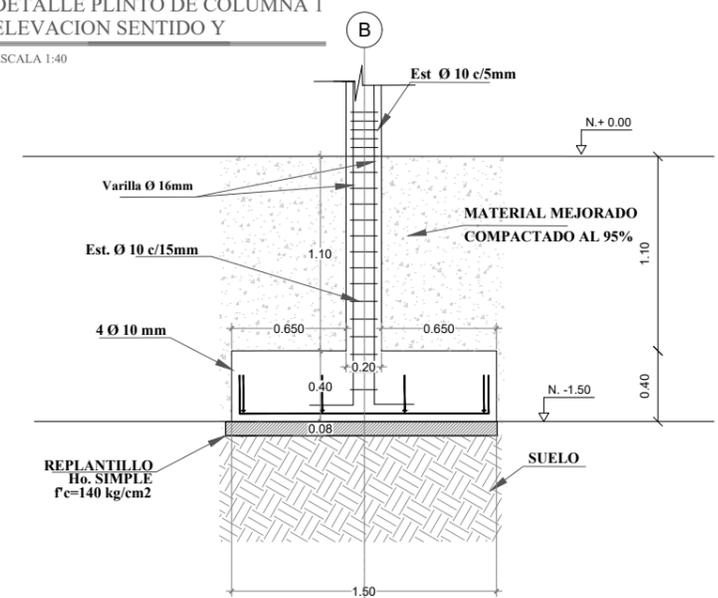
**DETALLE PLINTO DE COLUMNA 1 ELEVACION SENTIDO X**

ESCALA 1:40



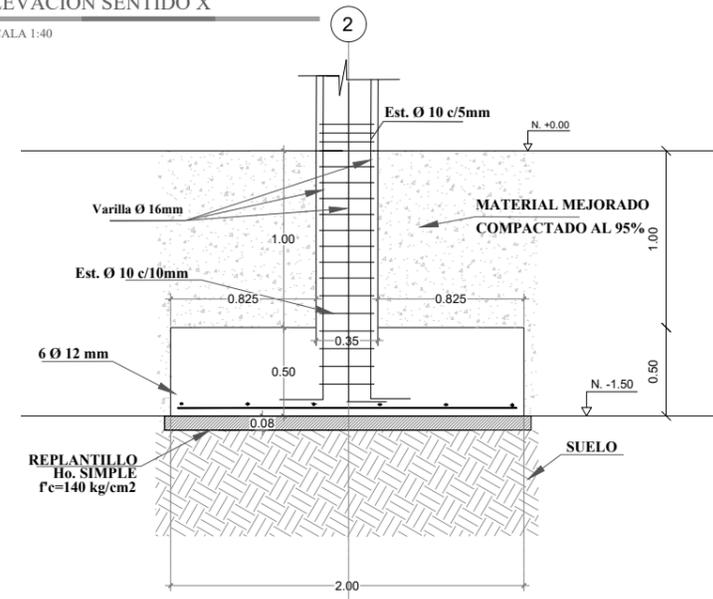
**DETALLE PLINTO DE COLUMNA 1 ELEVACION SENTIDO Y**

ESCALA 1:40



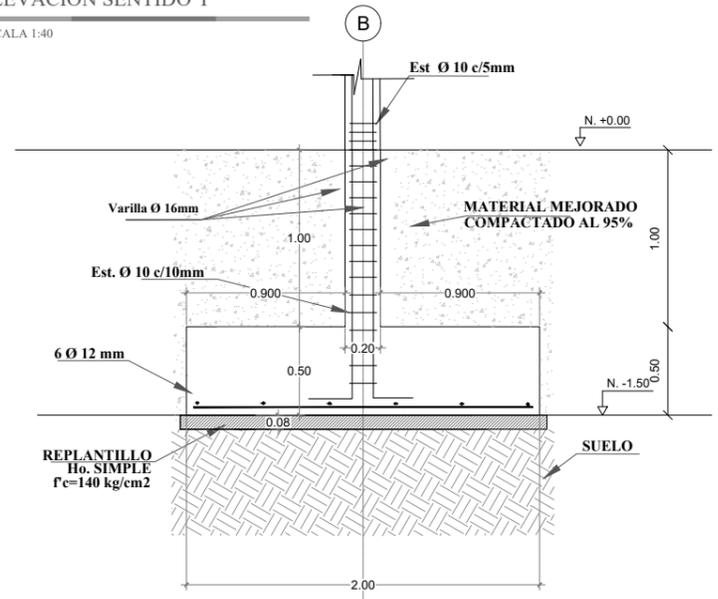
**DETALLE PLINTO DE COLUMNA 2 ELEVACION SENTIDO X**

ESCALA 1:40



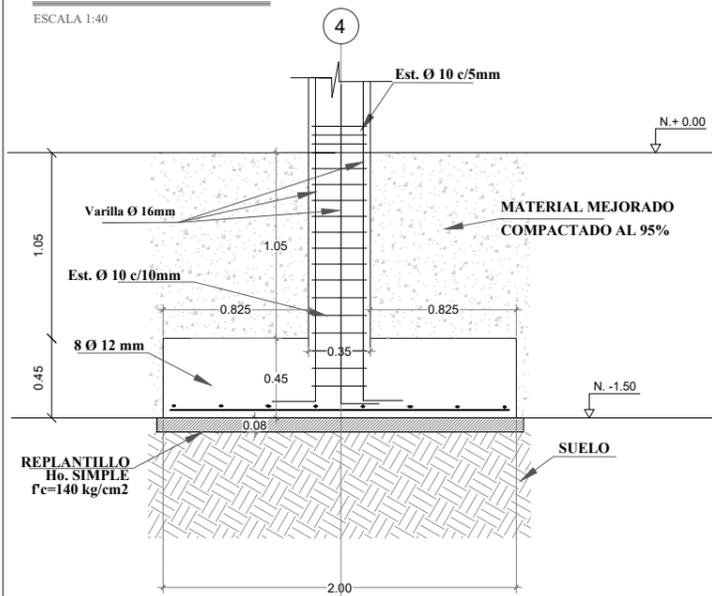
**DETALLE PLINTO DE COLUMNA 2 ELEVACION SENTIDO Y**

ESCALA 1:40



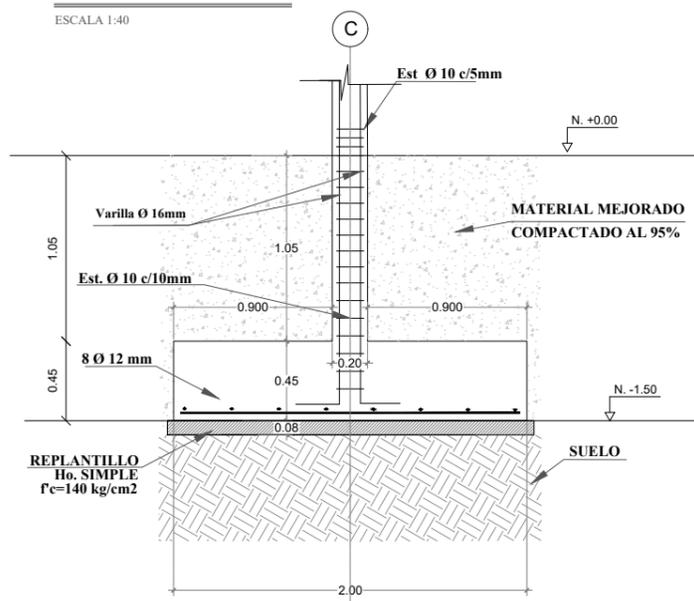
**DETALLE PLINTO DE COLUMNA 5 ELEVACION SENTIDO X**

ESCALA 1:40



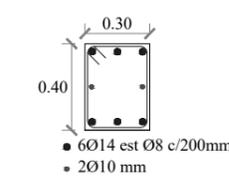
**DETALLE PLINTO DE COLUMNA 5 ELEVACION SENTIDO Y**

ESCALA 1:40



**DETALLE DE RIOSTRA DE CIMENTACION**

ESCALA 1:40



**DOBLADOS DE ESTRIBOS**

Ø (mm)	dh (mm)	ld (mm)
8	35	75
10	40	75

**DOBLADO A 90°**

Ø (mm)	dh (mm)	ld minima (mm)
8	50	100
10	60	120
12	75	150
14	85	170
16	100	200

**ESPECIFICACIONES PARA LAS CIMENTACIONES:**

Acero de refuerzo  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 Hormigón  $f'_c=240 \text{ Kg/cm}^2$   
 Recubrimiento 4cm  
 La malla de las zapatas en las esquinas requieren patas.

NOTA:  
 Todas las medidas están en milímetros (mm).  
 Las cotas en metros (m).

**ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL**  
 FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

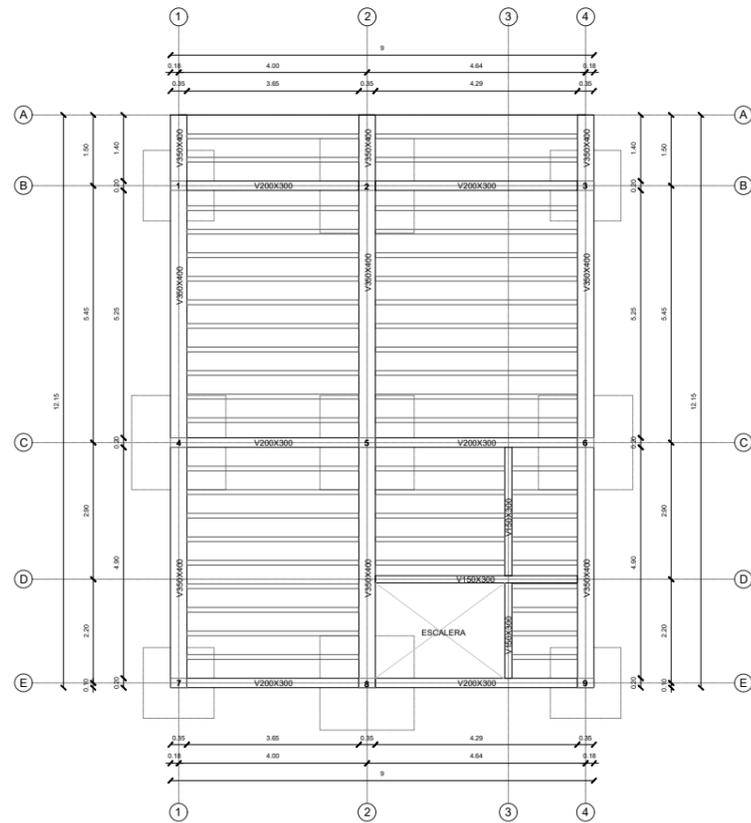
PROYECTO: **DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA IGLESIA EN LA GARZOTA - GUAYAQUIL**

CONTENIDO: **PLANTA DE CIMENTACION - ZAPATAS EN ELEVACION SENTIDO "X" "Y" - RIOSTRA DE CIMENTACION**

Coordinador de Materia Integradora: PhD. Andrés Velastegui	Tutores de Conocimientos Específicos: - PhD. Natividad García - PhD. Luis Sánchez	Estudiantes: - Josie Diaz Ayala - Samantha Acosta	Fecha de Entrega: 11 de Enero, 2022
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Luis Sánchez	- Dis. Int. Carola Zavala	Lámina: ES 3/5	Escala: Indicada

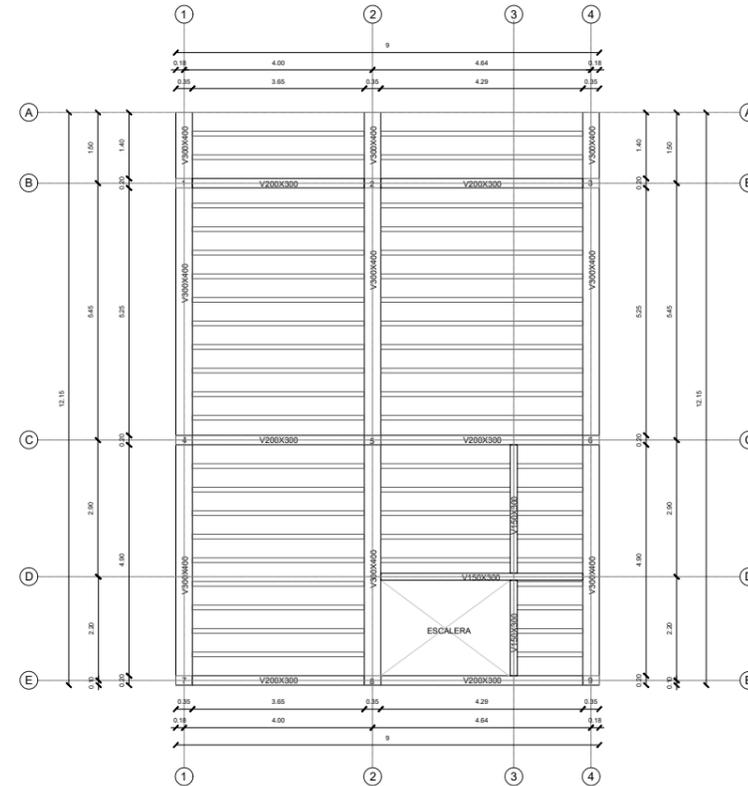
**DETALLE PRIMERA PLANTA**

ESCALA 1:125



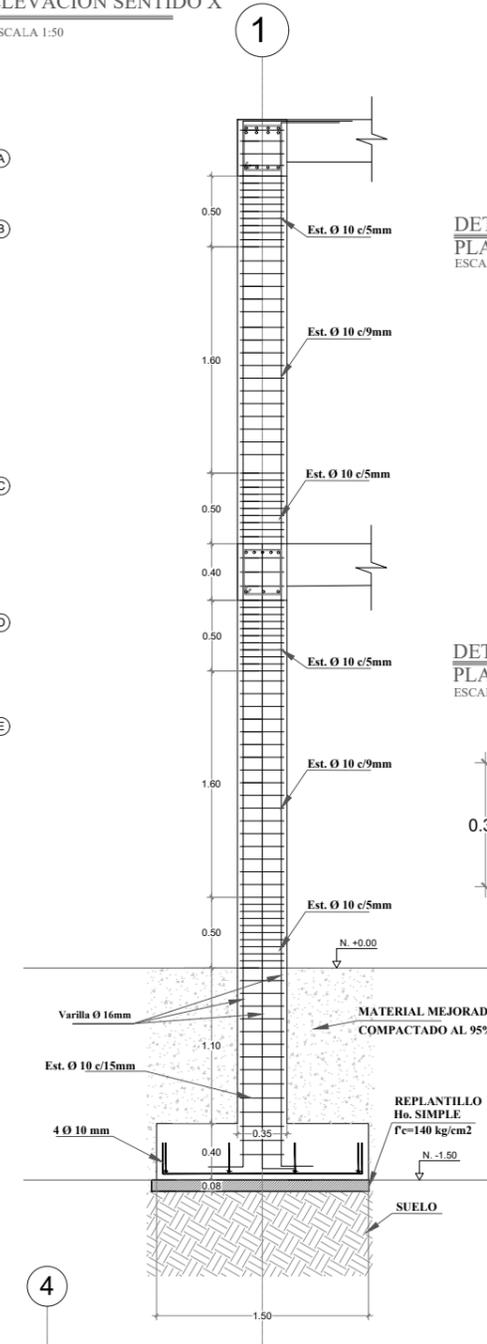
**DETALLE PLANTA ALTA**

ESCALA 1:125



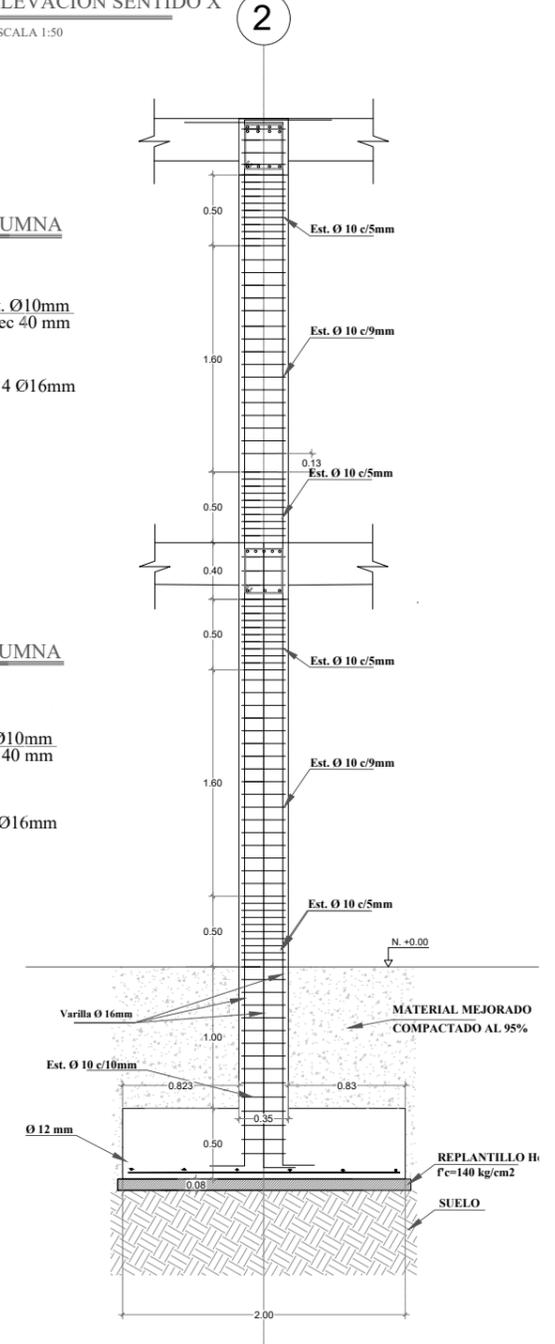
**DETALLE DE COLUMNA 1 ELEVACION SENTIDO X**

ESCALA 1:50



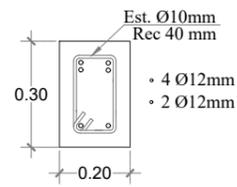
**DETALLE DE COLUMNA 8 ELEVACION SENTIDO X**

ESCALA 1:50



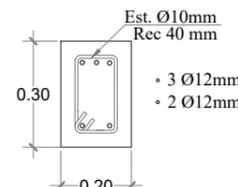
**DETALLE DE VIGA 1-2 PLANTA ALTA**

ESCALA 1:40



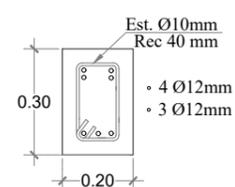
**DETALLE DE VIGA 1-2 PLANTA BAJA**

ESCALA 1:40



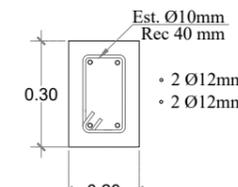
**DETALLE DE VIGA 2-4 PLANTA ALTA**

ESCALA 1:20



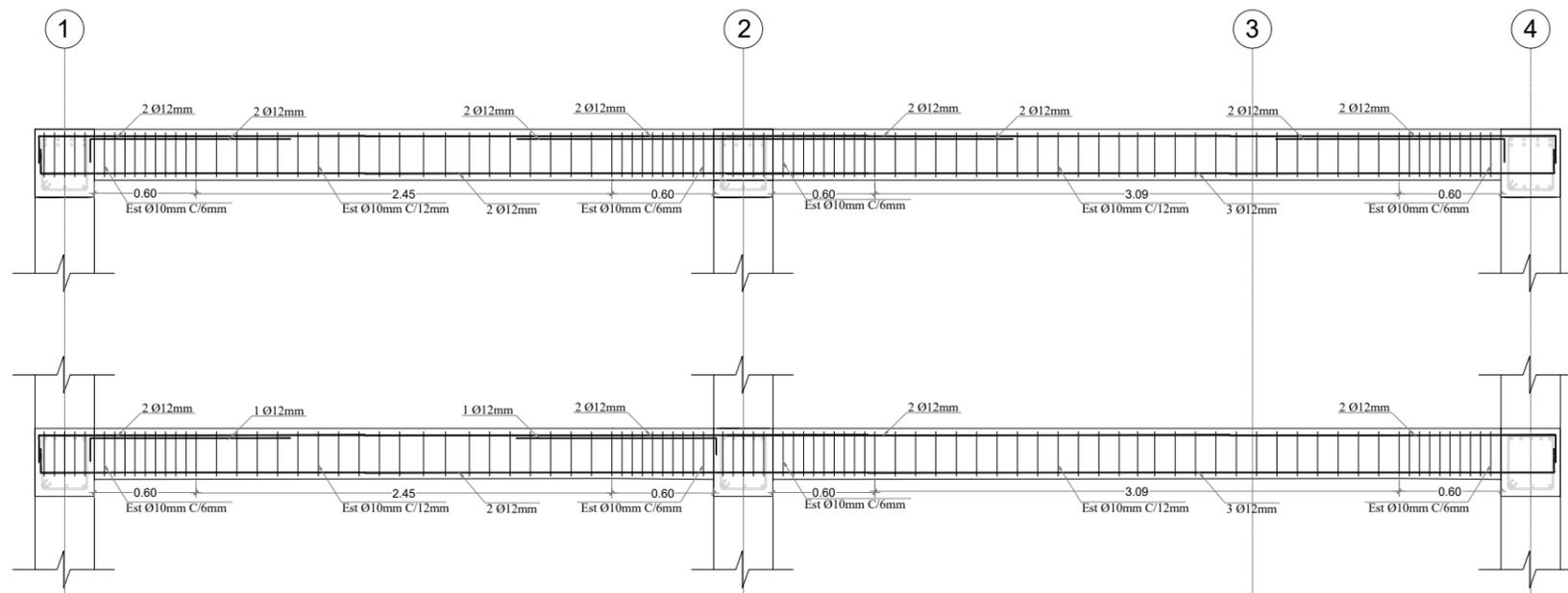
**DETALLE DE VIGA 2-4 PLANTA BAJA**

ESCALA 1:20



**ELEVACION VIGAS SENTIDO X**

ESCALA 1:40



**DOBLADOS DE ESTRIBOS**

Ø (mm)	dh (mm)	ld (mm)
8	35	75
10	40	75

**DOBLADO A 90°**

Ø (mm)	dh (mm)	ld minima (mm)
8	50	100
10	60	120
12	75	150
14	85	170
16	100	200

**ESPECIFICACIONES PARA LAS COLUMNAS Y VIGAS:**

Acero de refuerzo  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 Hormigón  $f'_c=240 \text{ Kg/cm}^2$   
 Recubrimiento 4cm

NOTA:  
 Todas las medidas están en milímetros (mm).  
 Las cotas en metros (m).

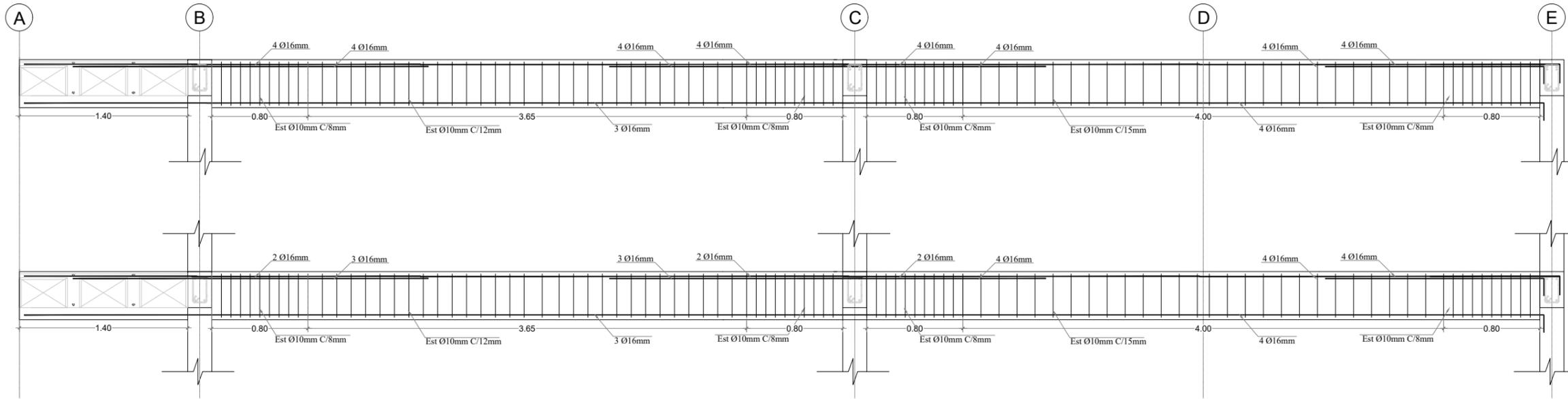
**ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL**  
 FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: **DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA IGLESIA EN LA GARZOTA - GUAYAQUIL**

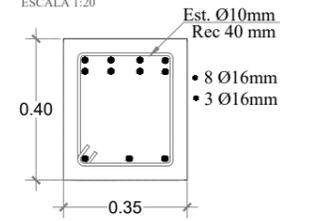
CONTENIDO: **PRIMERA PLANTA - PLANTA ALTA - DETALLE COLUMNAS Y VIGAS ELEVACION EN SENTIDO X**

Coordinador de Materia Integradora: PhD. Andrés Velastegui	Tutores de Conocimientos Específicos: - PhD. Natividad García - PhD. Luis Sánchez	Estudiantes: - Josie Diaz Ayala - Samantha Acosta	Fecha de Entrega: 11 de Enero, 2022
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Luis Sánchez	- Dis. Int. Carola Zavala	Lámina: ES 4/5	Escala: Indicada

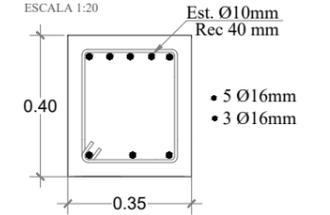
**ELEVACION VIGAS SENTIDO Y**  
ESCALA 1:40



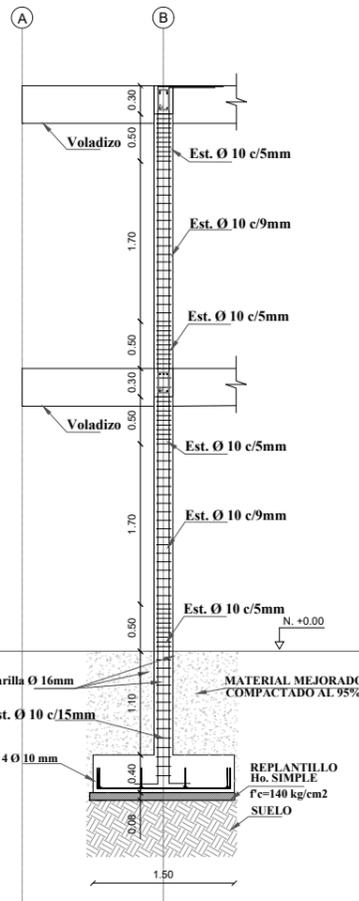
**DETALLE DE VIGA C-E**  
PLANTA ALTA  
ESCALA 1:20



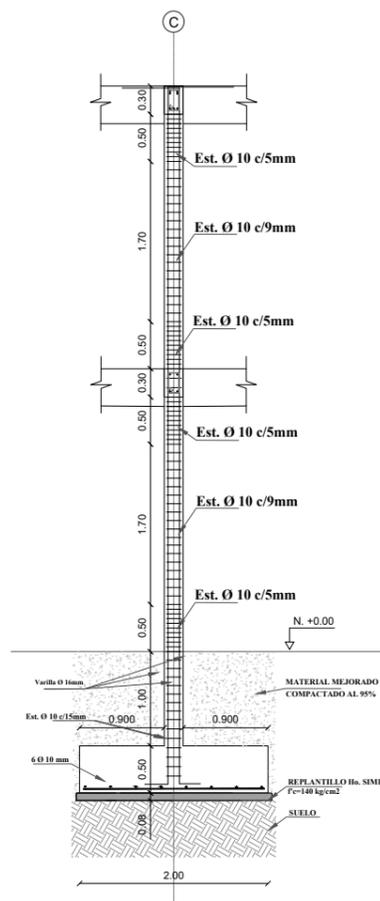
**DETALLE DE VIGA C-E**  
PLANTA BAJA  
ESCALA 1:20



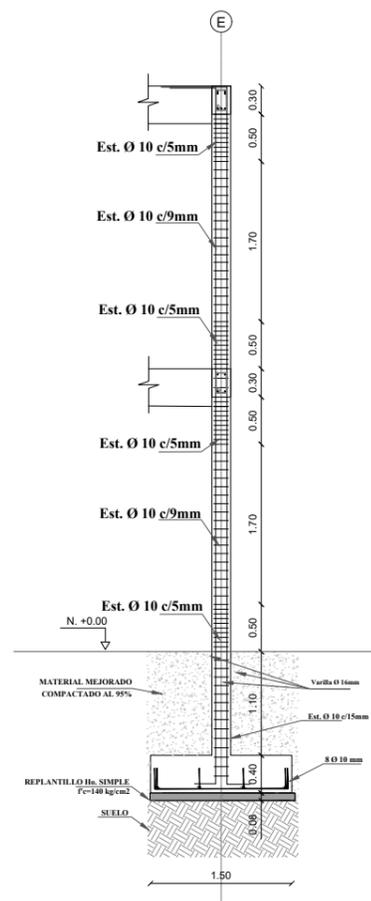
**DETALLE DE COLUMNA 1**  
ELEVACION SENTIDO Y  
ESCALA 1:75



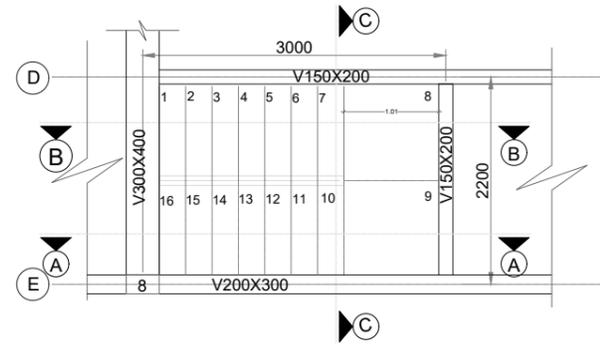
**DETALLE DE COLUMNA 5**  
ELEVACION SENTIDO Y  
ESCALA 1:75



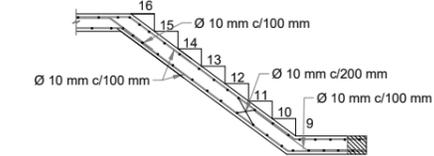
**DETALLE DE COLUMNA 8**  
ELEVACION SENTIDO Y  
ESCALA 1:75



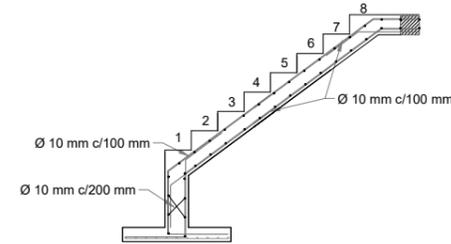
**VISTA EN PLANTA**  
ESCALERA  
ESCALA 1:50



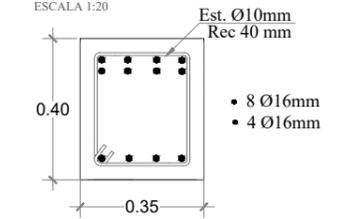
**ESCALERA CORTE A-A'**  
ESCALA 1:75



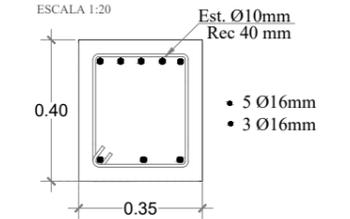
**ESCALERA CORTE B-B'**  
ESCALA 1:75



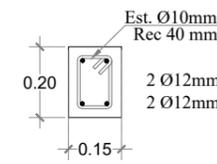
**DETALLE DE VIGA 2-4**  
PLANTA ALTA  
ESCALA 1:20



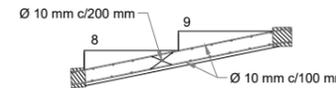
**DETALLE DE VIGA 2-4**  
PLANTA BAJA  
ESCALA 1:20



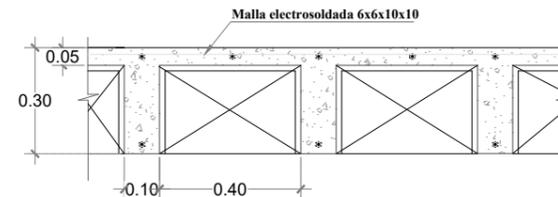
**DETALLE DE VIGA**  
PARA ESCALERA  
ESCALA 1:20



**ESCALERA CORTE C-C'**  
ESCALA 1:75



**DETALLE DE LOSA**  
NERVADA  
ESCALA 1:20



**ESPECIFICACIONES PARA LA ESCALERA:**  
Se utilizará la misma configuración para las escaleras del segundo piso.

**DOBLADOS DE ESTRIBOS**

Ø (mm)	dh (mm)	ld (mm)
8	35	75
10	40	75

**DOBLADO A 90°**

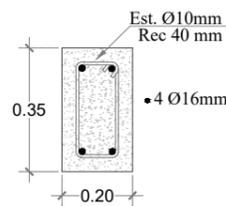
Ø (mm)	dh (mm)	ld mínima (mm)
8	50	100
10	60	120
12	75	150
14	85	170
16	100	200

**ESPECIFICACIONES PARA LAS COLUMNAS Y VIGAS:**

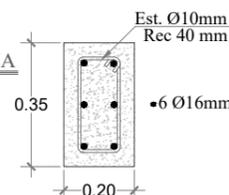
Acero de refuerzo  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$   
Hormigón  $f'_c=240 \text{ Kg/cm}^2$   
Recubrimiento 4cm

**NOTA:**  
Todas las medidas están en milímetros (mm).  
Las cotas en metros (m).

**DETALLE DE COLUMNA**  
PLANTA ALTA  
ESCALA 1:40



**DETALLE DE COLUMNA**  
PLANTA BAJA  
ESCALA 1:40



**ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL**  
FACULTAD DE INGENIERIA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: <b>DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA IGLESIA EN LA GARZOTA - GUAYAQUIL</b>			
CONTENIDO: <b>DETALLE COLUMNAS Y VIGAS ELEVACION EN SENTIDO Y - DETALLE ESCALERA - LOSA NERVADA</b>			
Coordinador de Materia Integradora: PhD. Andrés Velastegui	Tutores de Conocimientos Específicos: - PhD. Natividad García - PhD. Luis Sánchez	Estudiantes: - Josie Diaz Ayala - Samantha Acosta	Fecha de Entrega: 11 de Enero, 2022
Tutor de Área de Conocimiento: PhD. Luis Sánchez	- Dis. Int. Carola Zavala	Lámina: ES 5/5	Escala: Indicada

## Anexo A: APUs

A continuación, se presentan los rubros utilizados para el presupuesto, cabe destacar que se solo se adjuntan los rubros que aparecen al menos una vez, puesto que muchos rubros aparecen mas de una vez.

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	1				
Rubro:	Demolición de losa existente				
Unidad:	m3				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
Herramientas manuales (5% M.O)					0.54
SUBTOTAL EQUIPOS					<b>0.54</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
Peón	5.00	3.58	17.90	0.50	8.95
Albañil	1.00	3.62	3.62	0.50	1.81
SUBTOTAL MANO DE OBRA					<b>10.76</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</b>	
SUBTOTAL DE MATERIALES					<b>0.00</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>11.30</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				<b>2.26</b>
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>13.56</b>
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>13.56</b>

Nombre del oferente:		Samantha Acosta & Josie Diaz			
No:		2			
Rubro:		Desalojo de material en volqueta con retroexcavadora			
Unidad:		m3			
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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					<b>4.08</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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					<b>0.77</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</b>	
SUBTOTAL DE MATERIALES					<b>0.00</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>4.85</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				<b>0.97</b>
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>5.81</b>
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>5.81</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	3				
Rubro:	Limpieza y desbroce manual				
Unidad:	m2				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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					<b>0.06</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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					<b>0.59</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</b>	
Piolas, clavos, estacas	UNIDAD	1.00	0.56	0.56	
SUBTOTAL DE MATERIALES					<b>0.56</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>1.20</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				0.24
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				1.45
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>1.45</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	4				
Rubro:	Replanteo y nivelación				
Unidad:	m2				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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
<b>SUBTOTAL EQUIPOS</b>					<b>0.09</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
Maestro Mayor	0.50	4.04	2.02	0.10	0.20
Peon	2.00	3.60	7.20	0.10	0.72
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>0.92</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</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	
<b>SUBTOTAL DE MATERIALES</b>					<b>0.37</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
<b>SUBTOTAL DE TRANSPORTE</b>					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>1.384</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				<b>0.28</b>
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>1.66</b>
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>1.66</b>

Nombre del oferente:		Samantha Acosta & Josie Diaz			
No:	5				
Rubro:	Instalaciones provisionales y bodega				
Unidad:	u				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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
<b>SUBTOTAL EQUIPOS</b>					<b>20.27</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>202.68</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</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	
<b>SUBTOTAL DE MATERIALES</b>					<b>160.55</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
<b>SUBTOTAL DE TRANSPORTE</b>					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>383.50</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				76.70
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				460.20
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>460.20</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	6				
Rubro:	Guardineria				
Unidad:	Mes				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
<b>SUBTOTAL EQUIPOS</b>					<b>0.00</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
Guardián	1.00	-	-	-	425.00
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>425.00</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>		<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</b>
<b>SUBTOTAL DE MATERIALES</b>					<b>0.00</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
<b>SUBTOTAL DE TRANSPORTE</b>					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>425.00</b>
	<b>COSTO INDIRECTO</b>				<b>0.00</b>
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>425.00</b>
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>425.00</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	7				
Rubro:	Excavación de cimientos				
Unidad:	m3				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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					<b>0.96</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
Peón	4.00	3.60	14.40	0.67	9.60
					0.00
					0.00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					<b>9.60</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</b>	
SUBTOTAL DE MATERIALES					<b>0.00</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>10.57</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				2.11
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				12.68
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>12.68</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	9				
Rubro:	Hormigón Replanto 180 kg/cm2 e=0.05m				
Unidad:	m3				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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
Concretera 1 saco	1.00	4.00	4.00	1.60	6.40
<b>SUBTOTAL EQUIPOS</b>					<b>8.72</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>23.22</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</b>	
Arena gruesa	m <sup>3</sup>	0.60	13.00	7.80	
Grava	m <sup>3</sup>	0.90	13.00	11.70	
Cemento	saco	6.40	6.88	44.03	
Agua	m <sup>3</sup>	0.24	0.86	0.21	
<b>SUBTOTAL DE MATERIALES</b>					<b>63.74</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
<b>SUBTOTAL DE TRANSPORTE</b>					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>95.68</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				19.14
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				114.81
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>114.81</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	10				
Rubro:	Acero en plintos				
Unidad:	kg				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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
<b>SUBTOTAL EQUIPOS</b>					<b>0.05</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
Peón	2.00	3.62	7.24	0.02	0.14
Fierro	3.00	3.66	10.98	0.02	0.22
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>0.36</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</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	
<b>SUBTOTAL DE MATERIALES</b>					<b>1.21</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
<b>SUBTOTAL DE TRANSPORTE</b>					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>1.63</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				<b>0.33</b>
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>1.95</b>
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>1.95</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	11				
Rubro:	Hormigón 210 kg/cm2 en plintos incluye encofrado				
Unidad:	m3				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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					<b>13.25</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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					<b>39.35</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</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					<b>87.57</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>140.17</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				<b>28.03</b>
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>168.20</b>
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>168.20</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	12				
Rubro:	Material de relleno debidamente compactado				
Unidad:	m3				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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
<b>SUBTOTAL EQUIPOS</b>					<b>3.26</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>4.84</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</b>	
Agua	m3	0.04	0.86	0.03	
Material de mejoramiento (incluye transporte)	m3	1.20	5.00	6.00	
<b>SUBTOTAL DE MATERIALES</b>					<b>6.03</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
<b>SUBTOTAL DE TRANSPORTE</b>					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>14.14</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				<b>2.83</b>
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>16.97</b>
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>16.97</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	33				
Rubro:	Paredes de bloques 15x20x40 cm y mampostería				
Unidad:	m2				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
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
<b>SUBTOTAL EQUIPOS</b>					<b>2.72</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
Peón	2.00	3.62	7.24	0.20	1.45
Mampostero	4.00	3.66	14.65	0.20	2.93
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>4.38</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</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	
<b>SUBTOTAL DE MATERIALES</b>					<b>10.62</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
<b>SUBTOTAL DE TRANSPORTE</b>					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>17.72</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				<b>3.54</b>
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>21.26</b>
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>21.26</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	34				
Rubro:	Acero estructural A36				
Unidad:	kg				
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>Precio productivo</b>	<b>Costo total</b>	
Amoladora eléctrica	Hora	0.11	4.30	0.47	
Soldadora eléctrica 300 a	Hora	0.11	1.98	0.22	
Grúa móvil	Hora	0.01	35.00	0.35	
Equipo oxicorte	Hora	0.11	1.54	0.17	
Herramientas menores					
SUBTOTAL EQUIPOS					<b>1.30</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>Precio productivo</b>	<b>Costo total</b>	
Peón	Hora	0.11	3.62	0.40	
Perfilero	Hora	0.11	3.86	0.42	
Maestro de obra	Hora	0.01	4.06	0.04	
Operadores equipo pesado	Hora	0.11	4.06	0.45	
Engrasador	Hora	0.11	3.66	0.40	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					<b>1.71</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>Precio productivo</b>	<b>Costo total</b>	
Anticorrosivo Azarcón	4000cc	0.01	15.56	0.16	
Thinner comercial	4000cc	0.010	13.95	0.14	
Disco de corte	u	0.010	1.65	0.02	
Acero de perfil	kg	1.050	1.05	1.10	
Electrodo #7010 3/16	kg	0.05	2.34	0.12	
SUBTOTAL DE MATERIALES					<b>1.53</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>Precio productivo</b>	<b>Costo total</b>	
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>4.54</b>
	<b>COSTO INDIRECTO</b> 20.00%				0.91
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				5.45
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>5.45</b>

Nombre del oferente:	Samantha Acosta & Josie Diaz				
No:	35				
Rubro:	Placa de anclaje				
Unidad:					
<b>M: EQUIPOS</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>TARIFA B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
Heramientas manuales (5%M.O)					1.26
Soldadora		2.50		3.33	
SUBTOTAL EQUIPOS					<b>1.26</b>
<b>N: MANO DE OBRA</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>JORNAL/H B</b>	<b>COSTO HOR C = A*B</b>	<b>Rendimiento</b>	<b>COSTO D = C*K</b>
Peón	1.00	3.58	3.58	3.33	11.92
Mestro mayor	1.00	4.01	4.01	3.33	13.35
SUBTOTAL MANO DE OBRA					<b>25.27</b>
<b>Materiales</b>					
<b>P: MATERIALES</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD A</b>	<b>PRECIO UNITARIO B</b>	<b>COSTO C = A*B</b>	
SUBTOTAL DE MATERIALES					<b>0.00</b>
<b>Q: TRANSPORTE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>DISTANCIA A</b>	<b>COSTO/KM B</b>	<b>CANTIDAD C</b>	<b>COSTO D=A*B*C</b>
SUBTOTAL DE TRANSPORTE					<b>0.000</b>
<b>ELABORADO:</b>	<b>COSTO DIRECTO: M+N+O+P+Q</b>				<b>26.53</b>
	<b>COSTO INDIRECTO 20.00%</b>				<b>5.31</b>
	<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>31.84</b>
	<b>PRECIO UNITARIO REFERENCIAL</b>				<b>31.84</b>