

# **ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL**

## **Facultad de Ciencias de la Tierra**

Diseño sismo resistente, con instalaciones de servicios básicos, de una edificación de dos plantas en el Suburbio Oeste de Guayaquil

### **PROYECTO INTEGRADOR**

Previo la obtención del Título de:

**Ingeniero Civil**

Presentado por:

Cinthia Antonella Peñaherrera Cardoso

Kerly Tatiana Romero Vera

**GUAYAQUIL - ECUADOR**

Año: 2019

## **DEDICATORIA**

El presente proyecto lo dedico a mis Padres, Juan Peñaherrera, Fanny Cardoso y mis hermanos Juan y Leonardo, por ser ese apoyo incondicional en mi vida, mi amiga Bárbara Tamayo por ser ese pilar emocional en mi vida y a mi grupo de amigos Javier, Sarita, Gabriela, Cristhian y Peter por ser la familia politécnica que llevaré en el corazón.

**Cinthia Peñaherrera Cardoso**

## **DEDICATORIA**

El presente proyecto lo dedico a Dios por ser mi guía incondicional, a mis padres Ruth Vera y Rafael Romero, mi hermana Mishelle, mi enamorado, mis queridos amigos de años y mis compañeros de esta etapa universitaria por su presencia, apoyo y motivación constante frente a todo desafío durante mis estudios.

**Kerly Romero Vera**

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a mis tutores Ing. Carlos Quishpe, Ing. Arnaldo Bayona, Ing. Cristhian Salas y Diseñadora de interiores Carola Zavala, por ser guías para que este proyecto se concrete. Agradezco al amigo y Lcdo. Javier Benites, por su ayuda durante estos dos años de mi vida estudiantil, ya que sin él este proyecto no habría podido hacerse desde un principio. Y a los miembros de la Iglesia Evangélica ACyM Peniel por confiar en nosotras.

**Cinthia Peñaherrera Cardoso**

## **AGRADECIMIENTOS**

Mi más sincero agradecimiento a nuestros tutores: Ing. Carlos Quishpe, Ing. Arnaldo Bayona, Ing. Cristhian Salas y Diseñadora de interiores Carola Zavala, y a todo buen docente de la universidad que además de cumplir con su deber impartiendo conocimientos han sabido ser una influencia positiva en mi vida. También agradezco a todos los miembros de la Iglesia Evangélica ACyM Peniel que además de ser el cliente de este proyecto son parte de mi vida desde hace años.

**Kerly Romero Vera**

## DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; *Cinthia Antonella Peñaherrera Cardoso, Kerly Tatiana Romero Vera* y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

---

Cinthia Antonella  
Peñaherrera Cardoso

---

Kerly Tatiana  
Romero Vera

## **EVALUADORES**

.....  
**PhD. Miguel Ángel Chávez**

PROFESOR DE LA MATERIA

.....  
**Msc. Carlos Quishpe**

PROFESOR TUTOR

## RESUMEN

Para brindar un mejor servicio y suplir las necesidades crecientes de sus asistentes a través de los años, la Iglesia Evangélica ACyM Peniel, ubicados en el suroeste de la ciudad de Guayaquil, ha decidido ampliar sus instalaciones con la construcción de un edificio con todas las áreas en un solo lugar.

Para el diseño arquitectónico se usaron varios códigos de la Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN), el cuál fue definido por el cliente entre 3 alternativas propuestas; con éste se desarrolló el diseño estructural del edificio como pórticos de acero resistentes a momentos (PARM), basándose en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y ANSI-AISC, los perfiles de columnas armadas y vigas tipo I son de acero ASTM A-36; mientras que, para la cimentación se utilizó hormigón de  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup> y acero de refuerzo de  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>. Para el diseño de instalaciones hidrosanitarias se utilizó la Norma Hidrosanitaria (NEC-11).

La estructura del edificio cumple con un diseño sismo resistente, la evaluación de impacto ambiental y la elaboración del presupuesto referencial; así como, la subestructura transmite efectivamente las cargas hacia el suelo sin sobrepasar su capacidad portante, evitando grandes asentamientos, y las instalaciones hidrosanitarias satisfacen los requerimientos de la normativa para garantizar el flujo por los ductos sin riesgos.

Por todo lo anterior, se presenta el diseño sismo resistente de un edificio metálico de dos plantas, ubicado en el suburbio oeste de Guayaquil para uso de una iglesia que cumple con todas las solicitudes de las normativas y recomendaciones ambientales.

**Palabras claves:** Proyecto Integrador, estructura metálica, iglesia, PARM.

## ***ABSTRACT***

In order to provide a better service and meet the ever growing needs of its assistants over the years, the ACyM Peniel Evangelical Church, located in the southwest of the city of Guayaquil, has decided to expand its facilities with the construction of a building for all the departments within the church in one place.

For the architectural design several codes from the Ecuadorian Technical Standard (NTE INEN) were used, which was determined by the client among 3 proposed alternatives; with this the structural design for the building was developed as moments-resistant steel frames (PARM), based on the Ecuadorian Standard of Construction (NEC) and ANSI-AISC, for which the profiles type I for the reinforced columns and beams are made of ASTM A-36 steel; while,  $f'c = 210 \text{ kg / cm}^2$  concrete and  $f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$  reinforcement steel were used for the foundations. The design of the hydro-sanitary installations was done with the help of the Ecuadorian Hydro-sanitary Standard (NEC-11).

The structure of the building complies with a resistant earthquake design, the environmental impact assessment and the estimated budget; as well as, the substructure effectively transmits the loads to the ground without exceeding its bearing capacity, avoiding large settlements, and the hydro-sanitary facilities satisfy the requirements to the regulations guaranteeing the flow through the pipelines without risks.

For all the above, it is presented a resistant earthquake design of a two-story steel building, located in the western suburbs of Guayaquil for the use of a church, meeting all the requirements listed among the environmental regulations and recommendations.

**Keywords:** Integrating project, metal structure, church, PARM.

# ÍNDICE GENERAL

EVALUADORES.....	7
RESUMEN.....	I
<i>ABSTRACT</i> .....	II
ÍNDICE GENERAL .....	III
ABREVIATURAS.....	VII
SIMBOLOGÍA.....	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS .....	IX
ÍNDICE DE TABLAS.....	XII
ÍNDICE DE PLANOS.....	XIV
CAPÍTULO 1.....	15
1. INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 Antecedentes .....	15
1.2 Descripción del problema .....	16
1.3 Justificación del problema .....	18
1.4 Objetivos .....	19
1.4.1 Objetivo general.....	19
1.4.2 Objetivos específicos .....	19
1.5 Marco teórico.....	20
1.6 Plan de trabajo .....	22
1.7 Enunciado del Alcance .....	23
CAPÍTULO 2.....	25
2. METODOLOGÍA .....	25
2.1 Estudio Geotécnico .....	25
2.1.1 Número de muestras y profundidad.....	25
2.1.2 Identificación de nivel freático.....	26

2.1.3	Ensayos de laboratorio .....	26
2.1.4	Clasificación SUCS.....	30
2.1.5	Descripción estratigráfica.....	31
2.2	Alternativas arquitectónicas propuestas .....	32
2.2.1	Selección de alternativa arquitectónica.....	36
2.3	Diseño arquitectónico usando <i>Revit</i> .....	36
2.4	Alternativas estructurales consideradas .....	38
2.4.1	Estructura de hormigón armado.....	39
2.4.2	Estructura metálica .....	40
2.4.3	Selección de alternativa estructural .....	41
2.5	Pre dimensionamiento de elementos estructurales .....	42
2.5.1	Determinación de cargas .....	42
2.5.2	Espectro de respuesta elástico e inelástico .....	44
2.5.3	Distribución de Fuerzas Sísmicas.....	46
2.5.4	Vigas principales dirección X, Y y secundarias.....	52
2.5.5	Columnas.....	55
2.5.6	Resultados del pre diseño .....	57
2.6	Diseño de alternativa seleccionada: Pórtico de Acero Resistente a Momento (PARM).....	60
2.6.1	Justificación de diseño de vigas principales .....	63
2.6.2	Justificación de diseño de vigas secundarias .....	67
2.6.3	Justificación de diseño de columnas.....	68
2.7	Diseño de placa base .....	73
2.8	Diseño de conexiones .....	75
2.8.1	Tipo de conexiones en Pórticos Especiales a Momento (SMF) .....	75
2.8.2	Conexión viga-columna .....	76
2.8.3	Conexión rígida de vigas secundarias .....	79
2.8.4	Conexión columna-placa base.....	80
2.8.5	Conexión columna armada .....	80
2.8.6	Empalme de columnas .....	81
2.8.7	Empalme de vigas .....	82

2.9	Alternativas de cimentación propuestas .....	83
2.9.1	Zapatas aisladas o individuales .....	83
2.9.1	Zapatas corridas o continua.....	84
2.9.2	Selección de alternativa de cimentación .....	84
2.10	Diseño estructural de la sub-estructura.....	85
2.11	Diseño de instalaciones hidrosanitarias .....	88
2.11.1	Diseño de la red de agua potable (AA.PP.) .....	88
2.11.2	Diseño de la red de alcantarillado sanitario (AA.SS.) .....	92
CAPÍTULO 3.....		95
3.	RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	95
3.1	Estudio geotécnico .....	95
3.2	Diseño estructural.....	96
3.2.1	Vigas principales y secundarias.....	98
3.2.2	Columnas y placa base.....	99
3.2.3	Conexiones .....	100
3.3	Diseño de cimentación .....	102
3.4	Diseño de instalaciones hidrosanitarias .....	104
3.5	Presupuesto y Programa de Obra.....	105
3.5.1	Cronograma de actividades .....	109
3.6	Evaluación de impacto ambiental.....	110
3.6.1	Descripción del proyecto.....	110
3.6.2	Determinación del área de influencia.....	111
3.6.3	Clasificación ambiental del proyecto.....	111
CAPÍTULO 4.....		114
4.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	114
4.1	Conclusiones.....	114
4.2	Recomendaciones.....	116
BIBLIOGRAFÍA.....		118

5. Bibliografía.....	118
ANEXOS.....	121

## ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
FICT	Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NHE	Norma Hidrosanitaria
ASCE	American Society Civil Engineers
ACI	American Concrete Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
AWS	American Welding Society
ANSI	American National Standards Institute
FEMA	Federal Emergency Management Agency
ASME	American Society of Mechanical Engineers
PARM	Pórtico de Acero Resistente a Momento
HA	Hormigón Armado
INEC	Instituto Nacional de Estadísticas y Censos
MIDUVI	Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda
CAMICON	Cámara de la Industria de la Construcción
MIES	Ministerio de Inclusión Económica y Social
MAE	Ministerio del Ambiente
AAN	Autoridad Ambiental Nacional
EIA	Evaluación de Impacto Ambiental
SNAP	Sistema Nacional de Áreas Protegidas
SUIA	Sistema Único de Información Ambiental
ACyM	Alianza Cristiana y Misionera
IEE	Iglesia Evangélica Ecuatoriana
ASTM	American Society for Testing and Materials
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
APU	Análisis de Precios Unitarios

## SIMBOLOGÍA

Kg	Kilogramo
s	Segundo
m	Metro
cm	Centímetro
mm	Milímetro
Ton	Tonelada
N	Newton
kN	Kilo newton
kPa	Kilo pascal
TSF	Tonelada por pie cuadrado
Klb	Kilo libra fuerza
in	Pulgada
ft	Pie
ksi	Kilo libra de fuerza por pulgada cuadrada

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Sismicidad de la región de interés.....	15
Figura 1.2 Iglesia Evangélica Peniel ACyM, en sus inicios .....	17
Figura 1.3. Iglesia Evangélica Peniel ACyM, en 2016 .....	17
Figura 1.4 Ubicación de la Iglesia Evangélica ACyM Peniel .....	17
Figura 1.5 Terreno para futura construcción, visto desde calle Décima .....	18
Figura 1.6 Terreno para futura construcción, visto desde calle Letamendi .....	19
Figura 1.7 Diagrama de flujo del plan de trabajo .....	23
Figura 2.1 Extracción de tubo shelby .....	25
Figura 2.2 Extracción de muestra del tubo shelby .....	26
Figura 2.3 Ensayo de Contenido de Humedad.....	27
Figura 2.4 Ensayo Límite Plástico .....	28
Figura 2.5 Ensayo de Consolidación .....	29
Figura 2.6 Tallado de la muestra N°1 .....	29
Figura 2.7 Ensayo de Compresión Simple .....	30
Figura 2.8 Carta de Plasticidad de Casa Grande .....	30
Figura 2.9 Perfil estratigráfico.....	31
Figura 2.10 Planta baja, rampa nivel 1, opción arquitectónica 1 .....	33
Figura 2.11 Planta baja, opción arquitectónica 2.....	34
Figura 2.12 Planta alta, opción arquitectónica 2.....	34
Figura 2.13 Planta baja, opción arquitectónica 3.....	35
Figura 2.14 Planta alta, opción arquitectónica 3.....	35
Figura 2.15 Fachada de la Iglesia ACyM Peniel.....	36
Figura 2.16 Vista de sección de corte 1 .....	37
Figura 2.17 Vista de sección de corte 2 .....	38
Figura 2.18 Cantidad de construcciones por tipo de material de los años 2013-2017 según INEC .....	39
Figura 2.19 Espectro elástico e inelástico .....	45
Figura 2.20 Vista en planta del área de construcción.....	46
Figura 2.21 Factor de importancia.....	48
Figura 2.22 Coeficiente de reducción de resistencia.....	49

Figura 2.23 Factor de ubicación de elevación y configuración en planta .....	50
Figura 2.24 Ancho de influencia de vigas principales dirección X .....	53
Figura 2.25 Ancho de influencia de vigas principales dirección Y .....	53
Figura 2.26 Área de influencia de la columna más crítica .....	56
Figura 2.27 Tabla 4.22 del manual de estructuras metálicas .....	57
Figura 2.28 Relación demanda/capacidad de vigas nivel 1 .....	58
Figura 2.29 Relación demanda/capacidad de vigas nivel 2 .....	58
Figura 2.30 Relación demanda/capacidad de vigas secundarias nivel 1 .....	59
Figura 2.31 Relación demanda/capacidad de vigas secundarias nivel 2 .....	59
Figura 2.32 Demanda/capacidad de vigas definitivos nivel 1 .....	61
Figura 2.33 Demanda/capacidad de vigas definitivos nivel 2 .....	61
Figura 2.34 Demanda/capacidad de vigas secundarias definitivos nivel 1 .....	62
Figura 2.35 Demanda/capacidad de vigas secundarias definitivos nivel 2 .....	62
Figura 2.36 Relación demanda/capacidad de toda la estructura .....	63
Figura 2.37 Momento nominal vs Longitud sin soporte lateral del patín .....	66
Figura 2.38 Propiedades geométricas de la columna asignada .....	68
Figura 2.39 Perfiles asignados alrededor de la columna más crítica en planta nivel 1 ..	69
Figura 2.40 Perfiles asignados alrededor de la columna más crítica en planta nivel 2 ..	69
Figura 2.41 Perfiles asignados alrededor de la columna más crítica vista lateral dirección X .....	70
Figura 2.42 Perfiles asignados alrededor de la columna más crítica vista lateral dirección Y .....	70
Figura 2.43 Conexiones precalificadas .....	75
Figura 2.44 Número de conexiones nivel 1 .....	76
Figura 2.45 Número de conexiones nivel 2 .....	77
Figura 2.46 Zapata aislada o individual .....	84
Figura 2.47 Zapata corrida .....	84
Figura 2.48 Refuerzo de cimentación de sección en T invertida .....	85
Figura 2.49 Dimensiones y distribución del acero de refuerzo en zapata .....	86
Figura 2.50 Vista en planta de la distribución de zapatas .....	87
Figura 2.51 Tabla de Flamant para el diámetro de la acometida .....	90
Figura 2.52 Altura máxima de succión .....	92

Figura 2.53 Clasificación según el tipo de construcción .....	93
Figura 2.54 Diámetro mínimo de tubería según el tipo de clase.....	93
Figura 3.1 Desplazamiento de la estructura .....	97
Figura 3.2 Conexión columna - placa base .....	99
Figura 3.3 Vista lateral, columna - placa base.....	100
Figura 3.4 Placas de continuidad asignadas .....	100
Figura 3.5 Placas de corte asignadas .....	101
Figura 3.6 Alzado conexión viga – columna .....	101
Figura 3.7 Empalme de columna.....	102
Figura 3.8 Empalme de viga.....	102
Figura 3.9 Armado de cimentación propuesta .....	103
Figura 3.10 Vista de la cimentación del edificio.....	103
Figura 3.11 Cronograma de obra, parte 1 .....	109
Figura 3.12 Cronograma de obra, parte 2 .....	109
Figura 3.13 Cronograma de obra, parte 3 .....	110
Figura 3.14 Tipo de permiso ambiental .....	112
Figura 3.15 Portada de la Guía de buenas prácticas ambientales .....	112

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Profundidad y número de muestras.....	25
Tabla 2.2 Áreas requeridas .....	32
Tabla 2.3 Criterios considerados en alternativas estructurales propuestas.....	42
Tabla 2.4 Carga muerta considerada .....	43
Tabla 2.5 Carga viva considerada .....	43
Tabla 2.6 Resumen de cargas.....	44
Tabla 2.7 Parámetros de cálculo del espectro elástico .....	44
Tabla 2.8 Puntos del espectro elástico e inelástico .....	45
Tabla 2.9 Dimensiones del área de construcción .....	46
Tabla 2.10 Pesos sísmicos.....	47
Tabla 2.11 Parámetros de estructuras de acero.....	47
Tabla 2.12 Cálculo de Cs .....	50
Tabla 2.13 Cálculo del cortante sísmica basal .....	51
Tabla 2.14 Valor K relacionado con el periodo de vibración de la estructura T .....	51
Tabla 2.15 Distribución de fuerzas sísmicas .....	52
Tabla 2.16 de fuerzas sísmicas pórtico .....	52
Tabla 2.17 Rango de relación demanda/capacidad .....	60
Tabla 2.18 Perfiles asignados en vigas principales dirección X .....	64
Tabla 2.19 Momento último en vigas principales dirección X .....	64
Tabla 2.20 Cortante último en vigas principales dirección X .....	64
Tabla 2.21 Perfiles asignados en vigas principales dirección Y .....	64
Tabla 2.22 Momento último en vigas principales dirección Y .....	64
Tabla 2.23 Cortante último en vigas principales dirección Y .....	65
Tabla 2.24 Momento máximo en vigas secundarias.....	67
Tabla 2.25 Cortante máximo en vigas secundarias.....	67
Tabla 2.26 Cargas máximas de columnas más representativas .....	74
Tabla 2.27 Momento último de las columnas más críticas .....	80
Tabla 2.28 Cortante último de las columnas más críticas .....	81
Tabla 2.29 Consumo máximo diario .....	88
Tabla 2.30 Cálculo de gasto instalado.....	89
Tabla 2.31 Consumo máximo diario de reservorio .....	89

Tabla 2.32 Cálculo requerido para la acometida .....	90
Tabla 2.33 Cálculo de la altura de succión .....	91
Tabla 3.1 Resultados del estudio geotécnico .....	95
Tabla 3.2 Clasificación SUCS del terreno de estudio .....	96
Tabla 3.3 Resultados de periodo de vibración.....	96
Tabla 3.4 Peso de la estructura por m <sup>2</sup> .....	96
Tabla 3.5 Derivas de la estructura.....	97
Tabla 3.6 Comprobación de derivas máximas de la estructura.....	97
Tabla 3.7 Relación demanda/capacidad de vigas asignadas dirección X .....	98
Tabla 3.8 Relación demanda/capacidad de vigas asignadas dirección Y .....	98
Tabla 3.9 Relación demanda/capacidad de vigas secundarias asignadas.....	98
Tabla 3.11 Cantidades finales de piezas usadas para instalación sanitaria .....	104
Tabla 3.12 Presupuesto general de obra .....	106
Tabla 3.13 Guía de buenas prácticas ambientales.....	113

## ÍNDICE DE PLANOS

PLANOS A - numeración	Planos arquitectónicos
PLANOS E - numeración	Planos estructurales
PLANOS HS - numeración	Plano de instalaciones hidrosanitarias

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

Ecuador es un país con una peligrosidad sísmica considerable, coherente a la zona del cinturón de fuego del Pacífico Sur asociada a la convergencia entre las placas tectónicas Nazca y Sudamérica. Frente a esta premisa se puede establecer dos medidas de prevención y contingencia con el objetivo de minimizar las pérdidas materiales y de vidas humanas ante un movimiento telúrico extremo, el diseño sismo resistente de las edificaciones y elaborar planes de emergencia con base en estudios de riesgo sísmico. Un ejemplo de este último es el proyecto Radius de Guayaquil bajo la supervisión de GeoHazards International Institute, finalizado el 1999. El 80% de desastres relacionados con terremotos se relacionan con la calidad y tipo de estructuras, es decir que la vulnerabilidad de las edificaciones define el nivel de riesgo. (SGR, PNUD, ECHO, 2014)

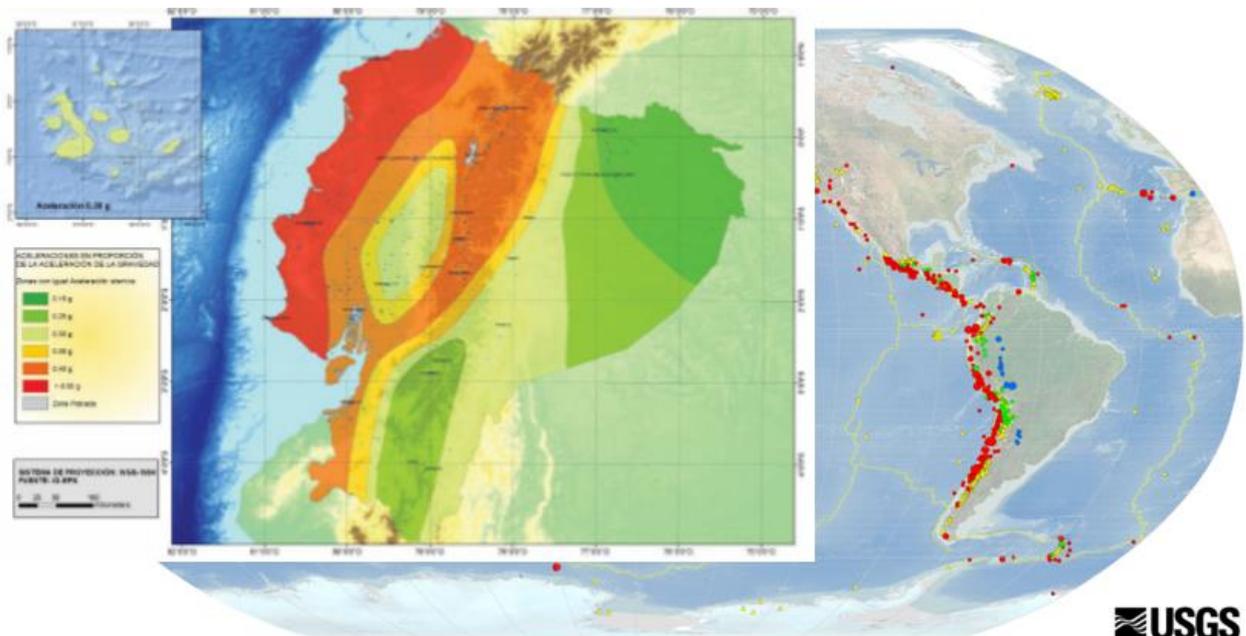


Figura 1.1 Sismicidad de la región de interés

Fuente: (NEC, 2015) (USGS)

Considerando el diseño sismo resistente, la identificación de los suelos en la zona de interés es de gran importancia. La zona metropolitana de Guayaquil se ubica entre el cauce de los ríos Guayas y el Daule, y el estero Salado en la zona perimetral de la urbe; debido a esto la mayor parte de la ciudad se asienta en depósitos erosionados de la Cuenca Hidrográfica del Guayas, una de las más grandes del país. La migración de poblaciones hacia la urbe conllevó el relleno de zonas hoy en día totalmente urbanizadas, teniendo estos, bajo sí bancos de poco espesor constituidos fundamentalmente por sedimentos finos y muy finos distribuidos complejamente según condiciones hidráulicas e hidrográficas de décadas atrás. Un ejemplo singular sucede en el estuario al sur y suroeste de la ciudad, son suelos muy blandos predominantes los manglares y salitrales, parte media y baja del Río Guayas, rellenos con material pétreo (cascajo) de canteras cercanas, potencialmente de la Formación Cayo. (Marín-Nieto, 2011)

## **1.2 Descripción del problema**

La Iglesia Evangélica Ecuatoriana “Alianza Cristiana y Misionera” Peniel está ubicada en el suburbio oeste de Guayaquil. Desde 1955 el número de asistentes ha aumentado un 40%, la cantidad de departamentos que la componen se ha cuadruplicado, más de 70 personas entre niños y adultos se reúnen semanalmente los domingos y en eventos especiales llegan a ser más de 110 personas, además eventualmente realizan eventos y capacitaciones al público en general dentro de sus instalaciones. (Rodríguez & Quiñonez, 2019)

Por consiguiente, surge la necesidad de construir, en un terreno de su pertenencia, un nuevo edificio con un mayor espacio de congregación al que actualmente posee y así atender la necesidad creciente de sus feligreses.



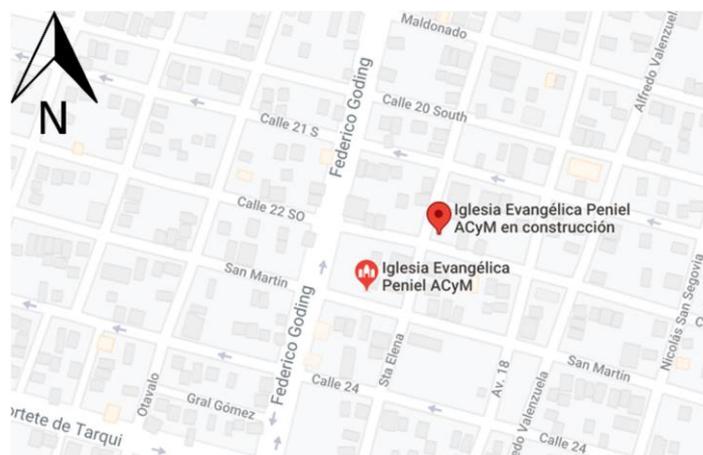
**Figura 1.2 Iglesia Evangélica Peniel ACyM, en sus inicios**

Fuente: (Rodríguez & Quiñonez, 2019)



**Figura 1.3. Iglesia Evangélica Peniel ACyM, en 2016**

Fuente: (Rodríguez & Quiñonez, 2019)



**Figura 1.4 Ubicación de la Iglesia Evangélica ACyM Peniel**

Fuente: (Google Maps, 2019)

### 1.3 Justificación del problema

La Iglesia Evangélica Alianza Peniel, actualmente desarrolla sus labores en un edificio donde el espacio es muy limitado y en eventos especiales no es cómodo para los asistentes. Hace 20 años la Institución adquirió un terreno de ubicado en Letamendi y calle Décima donde se construirá el nuevo edificio. La nueva iglesia será diseñada tomando en cuenta las normas sismo resistentes de la NEC 2015 para garantizar el continuo funcionamiento de la edificación frente a este tipo de desastres comunes en el Ecuador, ya que nuestro país está ubicado en una zona sísmica del continente conocida como el cinturón de fuego del Pacífico.



**Figura 1.5 Terreno para futura construcción, visto desde calle Décima**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 1.6 Terreno para futura construcción, visto desde calle Letamendi**

**Fuente:** Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

En la mayoría de los sectores de Guayaquil, los suelos son blandos con baja capacidad portante, por lo cual es necesario usar rellenos. En la zona de los suburbios de la ciudad, en condiciones críticas, el nivel freático se encuentra a menos de 1.5 metro de profundidad, con estas particularidades el impacto de un movimiento telúrico en las edificaciones de la región son mayores debido que las ondas se amplifican en suelos de estas características.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo general**

Diseñar una edificación sismo resistente de dos plantas ubicada en el suburbio oeste de Guayaquil para la Iglesia Evangélica ACyM Peniel, cumpliendo con las normativas y ordenanzas pertinentes.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

- Realizar una recopilación de información sobre la zona de interés, requerimientos y necesidades del Cliente.

- Obtener información geotécnica y estratigráfica del terreno para el pre diseño de la cimentación.
- Plantear alternativas arquitectónicas y estructurales en función del lugar del proyecto, reglamentos y ordenanzas, y las demandas del Cliente.
- Seleccionar alternativas con aspectos arquitectónicos, estructurales, sociales y económicos más apropiados.
- Desarrollar los pre-diseños y diseños arquitectónico y estructural sísmo resistente de la alternativa elegida, tomando en cuenta las demandas del Cliente y las condiciones del suelo.
- Elaborar los planos arquitectónicos y estructurales con la ayuda de programas computacionales.
- Diseñar las instalaciones hidrosanitarias de la edificación.
- Elaborar planos de instalación hidrosanitaria.
- Identificar el impacto de la construcción en el sector mediante la evaluación de impacto ambiental.
- Elaborar el presupuesto estimado con el análisis de precios unitarios de los rubros y la programación de la obra.

## **1.5 Marco teórico**

Las estructuras metálicas para el caso de edificios más usados son de tipo aporticados, que consiste en un conjunto de elementos estructurales a tensión y compresión, vigas y columnas respectivamente, conectados entre ellos para transmitir las cargas hacia el suelo manteniendo la estabilidad de la estructura. (Vélez T., 2004)

Libros de gran aporte y referenciales en la rama geotécnica como Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones de Das, Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones de Carmona, para el diseño arquitectónico fue el libro de “El Arte de diseñar” del arquitecto Neufert – 1991 y varias de las Normas Técnicas Ecuatorianas emitidas por el INEN.

En el Ecuador las disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural determinadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2015 (NEC-15), gobiernan el diseño, fabricación y montaje de los elementos y conexiones, empalmes y bases de columnas con elementos resistentes a cargas sísmicas (laterales) y gravitaciones (verticales). Estas cargas y sus combinaciones han de definirse en función del tipo de edificación y el uso según lo determina la NEC (MIDUVI & CAMICON, 2014), posteriormente se analiza estructuralmente mediante el uso de programas computacionales especializados como ETABS.

La determinación de las cargas, vivas y muertas, que soportará la estructura están regidas por la NEC según el uso de la edificación, de igual manera en la NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas en la sección 3.4.3 se especifican las combinaciones de carga que se asemejan a las establecidas por ASCE 7-16. La carga sísmica debe ser determinada de acuerdo al peligro sísmico y diseño sismo resistente según la sección NEC-SE-DS.

Todas las disposiciones técnicas consideradas en el diseño estructural de este proyecto están en los documentos de la ANSI/AISC 341-10 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings), ANSI/AISC 358-10 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications), ANSI/AISC 360-10 (Specification for Structural Steel Buildings), ASME Sección IX (Requerimientos Generales de Soldadura), FEMA 350 (Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings), AWS D1.1/D1.1M:2010 (Código de Soldadura Estructural - Acero), AWS D1.8/D1.8M:2009 (Structural Welding Code - Seismic Supplement), ACI 318-14, como referencias de los conocimientos más actualizados en desempeño sísmico de edificios en Estados Unidos, y la NEC 2015 con sus apartados como referencias de los requerimientos nacionales.

Otras fuentes de información consultadas en el ámbito de instalaciones de servicios básicos es la NEC-11 en su capítulo 16 Norma hidrosanitaria NHE Agua. Mientras que en la página del Ministerio del Ambiente se consultan los requisitos de permisos ambientales mediante la información pertinente al proyecto.

Inclusive se ha obtenido información de tesis y proyectos previos a la obtención de títulos de ingeniería de centros de estudios como ESPOL, EPN, UTPL.

## 1.6 Plan de trabajo

El procedimiento a seguir para cumplir con los objetivos establecidos en la sección anterior está representado en el diagrama de flujo de la figura 1.7.

- *Recopilación de información*  
Conocer los requerimientos y necesidades por medio de reuniones con el Cliente, posteriormente a través de visitas de campo reconocer la zona de estudio, dimensiones del terreno y área de trabajo.  
Paralelamente investigar sobre las normativas, códigos, reglamentos y ordenanzas municipales de cada una de las áreas que tendrá la edificación.
- *Estudio de suelos*  
Obtención de muestras de suelo a partir de excavación de calicatas para el correspondiente estudio de suelos. Redacción de la información geotécnica y representación gráfica de la estratigrafía del terreno. Esta información sirve para el pre diseño de la sub estructura.
- *Diseño Arquitectónico*  
Diseño de opciones de distribución de espacios con los espacios establecidos por el Cliente.  
Selección del Cliente de la alternativa de diseño arquitectónico.
- *Pre dimensionamiento de elementos estructurales*  
Identificado el tipo de suelo, definido el diseño arquitectónico se procede a analizar y seleccionar el tipo de estructura para realizar el pre dimensionamiento considerando lo establecido en las normativas correspondientes para el diseño sismo resistente de la alternativa seleccionada.
- *Diseño de la estructura*

Seleccionada la alternativa estructural, se prosigue a realizar el análisis definitivo de los elementos estructurales de la superestructura y la subestructura por medio de los *softwares* ETABS y SAFE.

- *Planos arquitectónicos y estructurales*

Establecidos los elementos estructurales preliminares se realiza los planos arquitectónicos estructurales mediante los *softwares* AutoCAD y Revit.

- *Diseño de Instalaciones de servicios básicos*

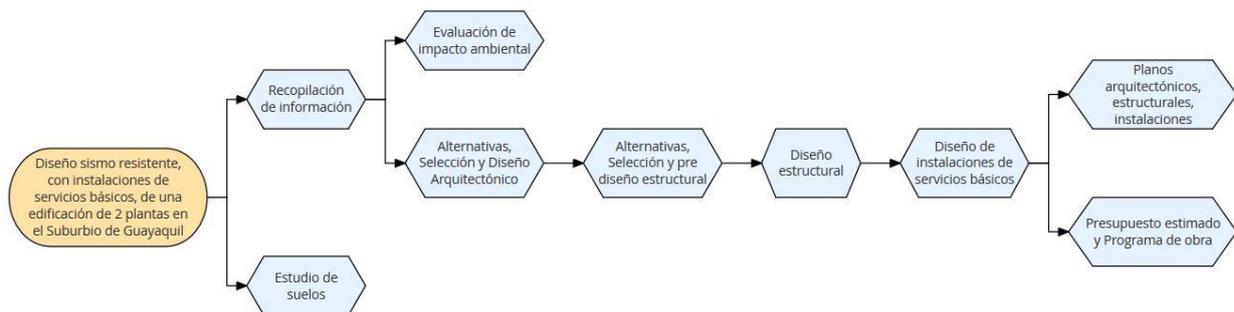
Diseño preliminar de red de agua potable, aguas servidas y aguas lluvias con hojas de cálculo que validan su diseño. Y un diseño conceptual de las instalaciones eléctricas

- *Evaluación de Impacto Ambiental*

De acuerdo al tipo de proyecto y a la legislación y normas técnicas ambientales reconocidas en el país por la Autoridad Ambiental Nacional (AAN), se determina el tipo de permiso ambiental obligatorio para la construcción del proyecto.

- *Análisis de Presupuesto y Programa de Obra*

Se determina el presupuesto tentativo del proyecto con su respectivo análisis de precio unitarios (APUs). Utilizando *Microsoft Project* se detalla el cronograma de obra.



**Figura 1.7 Diagrama de flujo del plan de trabajo**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

## 1.7 Enunciado del Alcance

El presente proyecto integrador podrá ser utilizado como una guía para el diseño definitivo para la futura construcción de la edificación de estudio. Los entregables comprende el análisis de estudio de suelo para su caracterización, el diseño detallado en la rama arquitectónica, estructural e instalaciones hidrosanitarias de un edificio solicitado por la Iglesia Evangélica ACyM Peniel en el suburbio oeste de la ciudad de Guayaquil, el estudio de impacto ambiental de la construcción de la obra civil, el presupuesto referencial con los libros de APU de los rubros considerados y el programa de obra con su respectivo cronograma de actividades.

Mediante la sociabilización con el Cliente se identificaron varios criterios de aceptación como: las áreas requeridas en el edificio, consideración de prever la posibilidad de que el edificio pueda expandirse hacia los lados. Por cuestión de tiempo para el desarrollo de este proyecto de determinaron exclusiones como: instalaciones eléctricas, climatización, ducto de ascensor y jardines, los mismos que no se diseñaron ni se consideraron en el presupuesto referencial.

# CAPÍTULO 2

## 2. METODOLOGÍA

### 2.1 Estudio Geotécnico

#### 2.1.1 Número de muestras y profundidad

Se realizaron dos perforaciones, cada una de 2 metros de profundidad. Se tomaron muestras en tubo shelby cada metro, tomando como cota de inicio 1 metro debajo del nivel del terreno natural y logrando obtener 2 muestras por sondeo.

**Tabla 2.1 Profundidad y número de muestras**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Perforación N° 1		Perforación N° 2	
N° Muestra	Profundidad (m)	N° Muestra	Profundidad
1	1.00 – 2.00	1	1.00 – 2.00
2	2.00 – 3.00	2	2.00 – 3.00



**Figura 2.1 Extracción de tubo shelby**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### **2.1.2 Identificación de nivel freático**

Se detectó el nivel freático a 2 metros de profundidad, medido desde el nivel del terreno.

### **2.1.3 Ensayos de laboratorio**

Los ensayos a continuación descritos se realizaron en las instalaciones del Laboratorio de suelos, materiales y rocas Ing. Maruri Díaz ubicado en la FICT, ESPOL.



**Figura 2.2 Extracción de muestra del tubo shelby**

**Fuente:** Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

#### **2.1.3.1 Granulometría**

Se toma una muestra representativa de aproximadamente 100 g. Se procede a colocarla en el horno durante 24 horas.

Por ser un suelo fino, se realizó la granulometría mediante lavado de finos usando el tamiz N° 200. Posteriormente se pesa el material retenido en el tamiz, para luego colocarlo en el horno durante 24 horas y finalmente pesarlo. Ver anexo A, ejemplo 1.

### **2.1.3.2 Contenido de humedad**

Se procede a colocar una muestra representativa en el horno y dejarla durante 24 horas. Se pesa la muestra seca y se calcula el porcentaje de humedad. Ver anexo A, ejemplo 2.



**Figura 2.3 Ensayo de Contenido de Humedad**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### **2.1.3.3 Límite Líquido (LL)**

Se coloca la muestra seca (pasante del tamiz N° 40) en una cápsula de porcelana, al cual se le añade poco a poco agua con el fin de obtener una pasta y colocarla en la cuchara Casa Grande. Se realiza una ranura con la paleta de medida estándar en la mitad de la cuchara. Se levanta la manivela y se deja caer a una altura de 10 mm. Se registró 3 datos en intervalos de 15 a 25, de 20 a 30 y de 25 a 35 golpes. Ver anexo A, ejemplo 3.

### **2.1.3.4 Límite Plástico (LP)**

Se usó la muestra restante de la cápsula de porcelana, la cual fue amasada en rollitos de aproximadamente 3.2 mm de diámetro. Ver anexo A, ejemplo 3.



**Figura 2.4 Ensayo Límite Plástico**

**Fuente:** Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

#### **2.1.3.5 Índice de Plasticidad (IP)**

Corresponde a la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. Indica el grado de plasticidad del suelo. Ver anexo A, ejemplo 3.

#### **2.1.3.6 Consolidación**

Se realizó el ensayo durante 8 días, el cual contempló 6 días de carga y 2 días de descarga. De este ensayo se obtuvo el esfuerzo de pre consolidación, el esfuerzo máximo al cual el suelo puede someterse y los coeficientes de compresión y de recompresión, los cuales son necesarios para cálculos de asentamientos de la estructura. Ver Anexo A, ejemplo 4.



**Figura 2.5 Ensayo de Consolidación**

**Fuente:** Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### ***2.1.3.7 Compresión simple***

Se procedió a analizar la muestra más profunda de cada perforación, tras el tallado adecuado de cada una de estas, el procedimiento y cálculos se encuentran en el anexo A, ejemplo 5.



**Figura 2.6 Tallado de la muestra N°1**

**Fuente:** Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

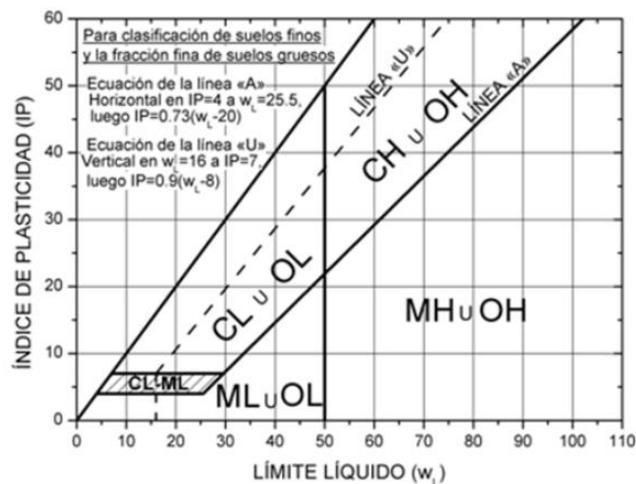


**Figura 2.7 Ensayo de Compresión Simple**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### 2.1.4 Clasificación SUCS

Se lo usa generalmente en suelos finos y fracción de suelo fino de suelos gruesos. Se usa la carta de plasticidad Casa Grande. Para realizar la clasificación se parte de los resultados del ensayo de granulometría, mencionado en la sección 2.1.3.1, límites de Atterberg mencionado en la sección 2.1.3.3 y 2.1.3.5 respectivamente, los cuales corresponden a los valores de límite líquido y plástico.



**Figura 2.8 Carta de Plasticidad de Casa Grande**

Fuente: ASTM D-2487, 1993

## 2.1.5 Descripción estratigráfica

Como resultado del estudio de suelo del terreno donde se pretende construir la edificación, se muestra a continuación el perfil estratigráfico representativo.

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO				PERFORACIÓN	
PROYECTO: DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE DOS PLANTAS UBICACIÓN: LETAMENDI #3528YLA DÉCIMA SECTOR: Suburbio Oeste de Guayaquil PROVINCIA: Guayas ELABORADO POR: PEÑAHERRERA CINTHIA ROMERO KERLY				<b>C - 02</b>	
TÉCNICA DE INVESTIGACIÓN:		Calicata	DIMENS. CALICATA:		Largo: 1.5 metros
COTAS:		REFERENCIA: Nivel del terreno	ANCHO:		1 metro
NIVEL:			PROFUNDIDAD FINAL:		3 metros
FECHA: 24/05/2019			NIVEL FREÁTICO:		2 metros
PROFUND. METROS	ESTRATO	SÍMBOLO GRÁFICO	CLASIFICACIÓN SUCS	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	MUESTREO Nº
0.10	1	↓ ↓		Capa vegetal	
0.20	2	// // // //		Relleno nuevo con humedad natural	
1.0	3			Relleno antiguo poco permeable, color café oscuro	
2.0	4		CH	Arcilla de alta plasticidad poco permeable, color gris oscuro	1
3.0	5		CH	Arcilla de alta plasticidad poco permeable, color verde oscuro	2

**Figura 2.9 Perfil estratigráfico**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

## 2.2 Alternativas arquitectónicas propuestas

De acuerdo a Ordenanza Sustitutiva de Edificaciones y Construcciones del Cantón Guayaquil, emitida por la M. I. Municipalidad de Guayaquil, se especifica el tipo de edificación permitida según la zona de la ciudad y la norma de plazas de aparcamiento de vehículos según la zona en los anexos #1 y #5 respectivamente. Lo que determina que para Organizaciones religiosas (Iglesias – Templos), código 93911, la zona de interés es una Zona Mixta Residencial de Compatibilidad “D” (ZMR-D) y que por obligatoriedad debe haber un estacionamiento por cada 35 m<sup>2</sup> de construcción, para que la Municipalidad conceda el permiso de construcción de la edificación por lo cual será considerado en el desarrollo de este proyecto.

Considerando los requerimientos del Cliente tras varias reuniones y los espacios obligatorios establecidos en las ordenanzas municipales de la ciudad de Guayaquil, en la tabla 2.2 se especifican las áreas que debería contener la edificación.

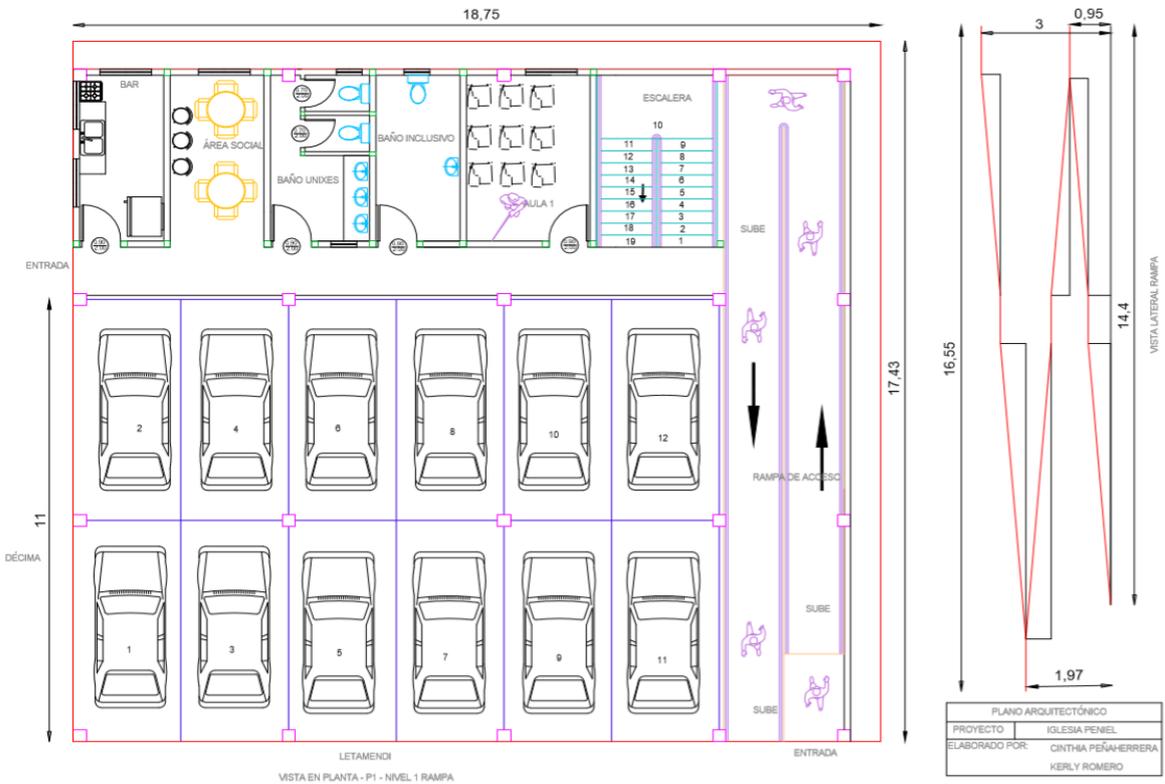
**Tabla 2.2 Áreas requeridas**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Área/Ambiente requerido	Importancia
12 parqueos de 2.50mx5.00m (mínimo)	Indispensable
Bar-Cocina	Indispensable
Baños: hombre, mujer, inclusivo.	Indispensable
Aulas	Indispensable
Área de congregación	Indispensable
Bautisterio	Indispensable
Cuarto de sonido	Indispensable
Cuarto de música	Indispensable
Oficina para Pastor	Indispensable
Vestidor con ducha	Indispensable
Cuarto de máquinas	Auxiliar
Bodega de almacenamiento	Auxiliar
Área social	Auxiliar

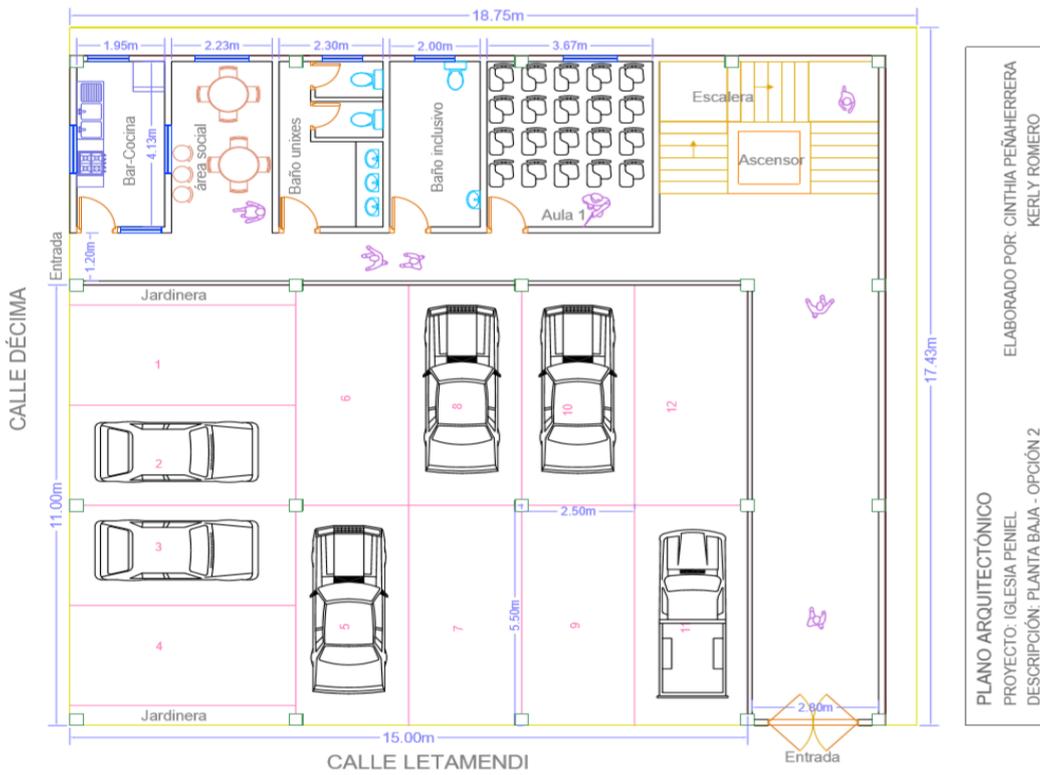
Las dimensiones de espacios como corredores, cuartos de baños, dimensiones de asiento en el área de congregación se definieron considerando las recomendaciones del libro Arte de proyectar en arquitectura, de Neufert (Neufert, 1991) y los requisitos definidos en el Acuerdo No. 01257 como Reglamento de prevención, mitigación y protección contra incendios del Ministerio de Inclusión Económica y Social (MIES, 2009).

Se realizaron 3 opciones de distribución de estos espacios, priorizando los indispensables, las mismas que se exponen a continuación.



**Figura 2.10 Planta baja, rampa nivel 1, opción arquitectónica 1**

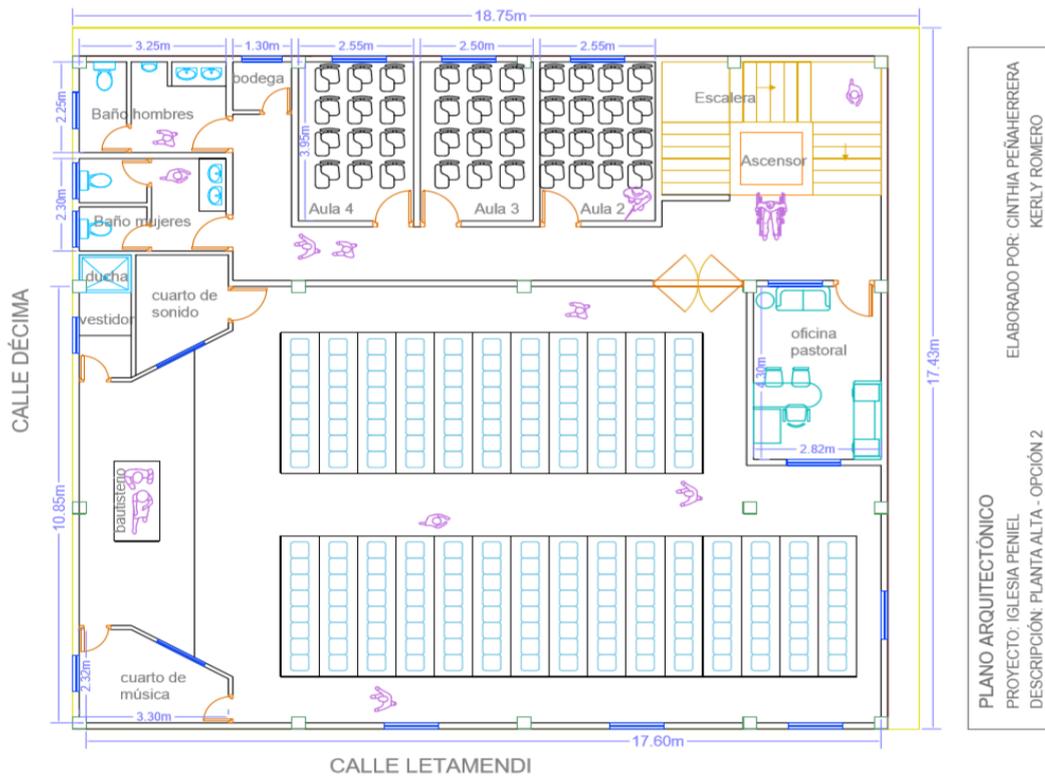
Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



PLANO ARQUITECTÓNICO  
 PROYECTO: IGLESIA PENIEL  
 DESCRIPCIÓN: PLANTA BAJA - OPCIÓN 2  
 ELABORADO POR: CINTHIA PEÑAHERRERA  
 KERLY ROMERO

**Figura 2.11 Planta baja, opción arquitectónica 2**

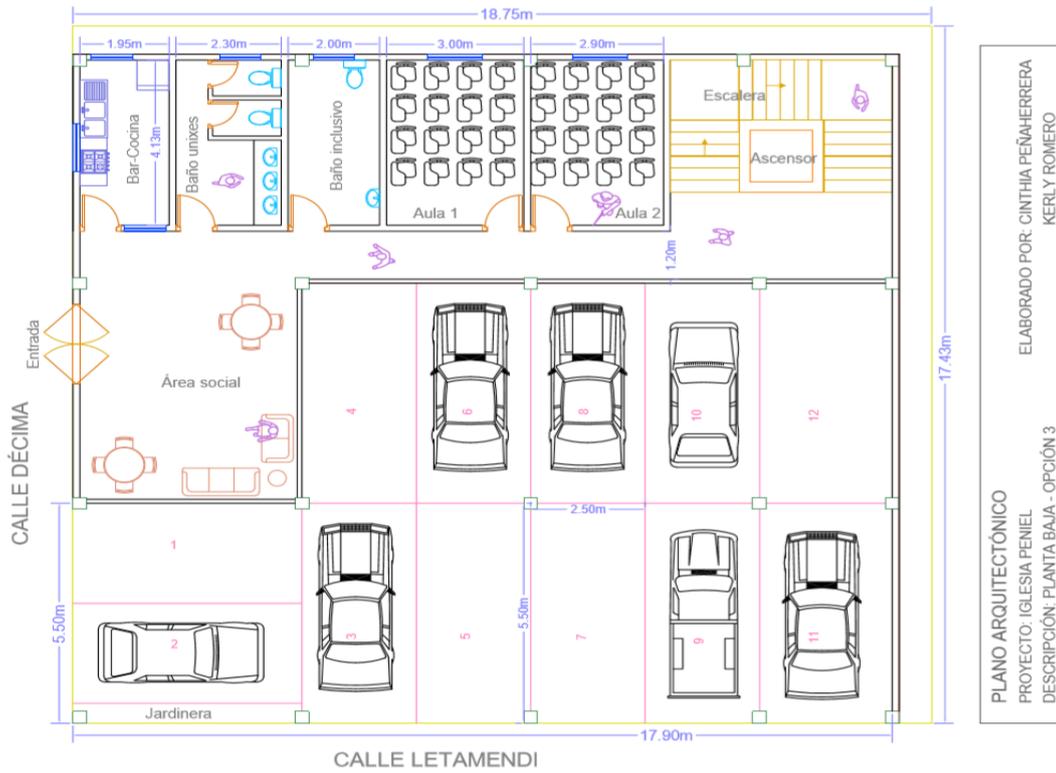
Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



PLANO ARQUITECTÓNICO  
 PROYECTO: IGLESIA PENIEL  
 DESCRIPCIÓN: PLANTA ALTA - OPCIÓN 2  
 ELABORADO POR: CINTHIA PEÑAHERRERA  
 KERLY ROMERO

**Figura 2.12 Planta alta, opción arquitectónica 2**

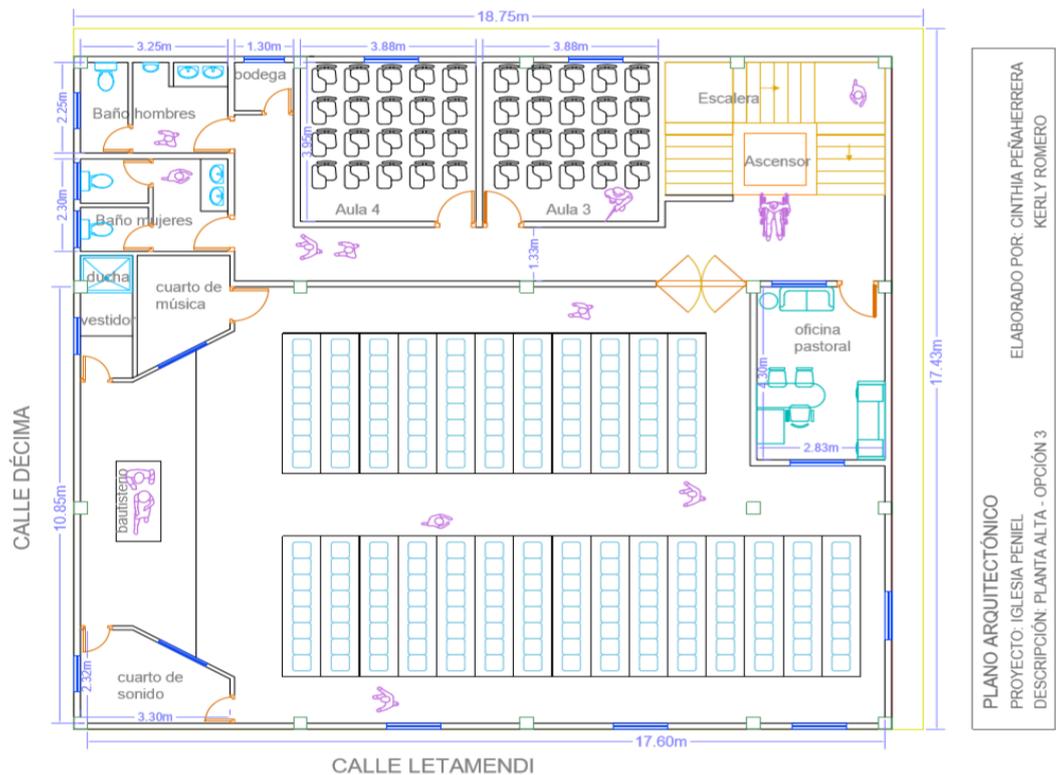
Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



PLANO ARQUITECTÓNICO  
 PROYECTO: IGLESIA PENIEL  
 DESCRIPCIÓN: PLANTA BAJA - OPCIÓN 3  
 ELABORADO POR: CINTHIA PEÑAHERRERA  
 KERLY ROMERO

**Figura 2.13 Planta baja, opción arquitectónica 3**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



PLANO ARQUITECTÓNICO  
 PROYECTO: IGLESIA PENIEL  
 DESCRIPCIÓN: PLANTA ALTA - OPCIÓN 3  
 ELABORADO POR: CINTHIA PEÑAHERRERA  
 KERLY ROMERO

**Figura 2.14 Planta alta, opción arquitectónica 3**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### 2.2.1 Selección de alternativa arquitectónica

El diseño arquitectónico elegido por el cliente, durante la presentación de las alternativas desarrolladas en una reunión, fue la opción 2.

### 2.3 Diseño arquitectónico usando *Revit*

Considerando la distribución de espacios elegido en el inicio de la sección, la fachada de la edificación quedaría como se muestra en la figura 2.15



**Figura 2.15 Fachada de la Iglesia ACyM Peniel**

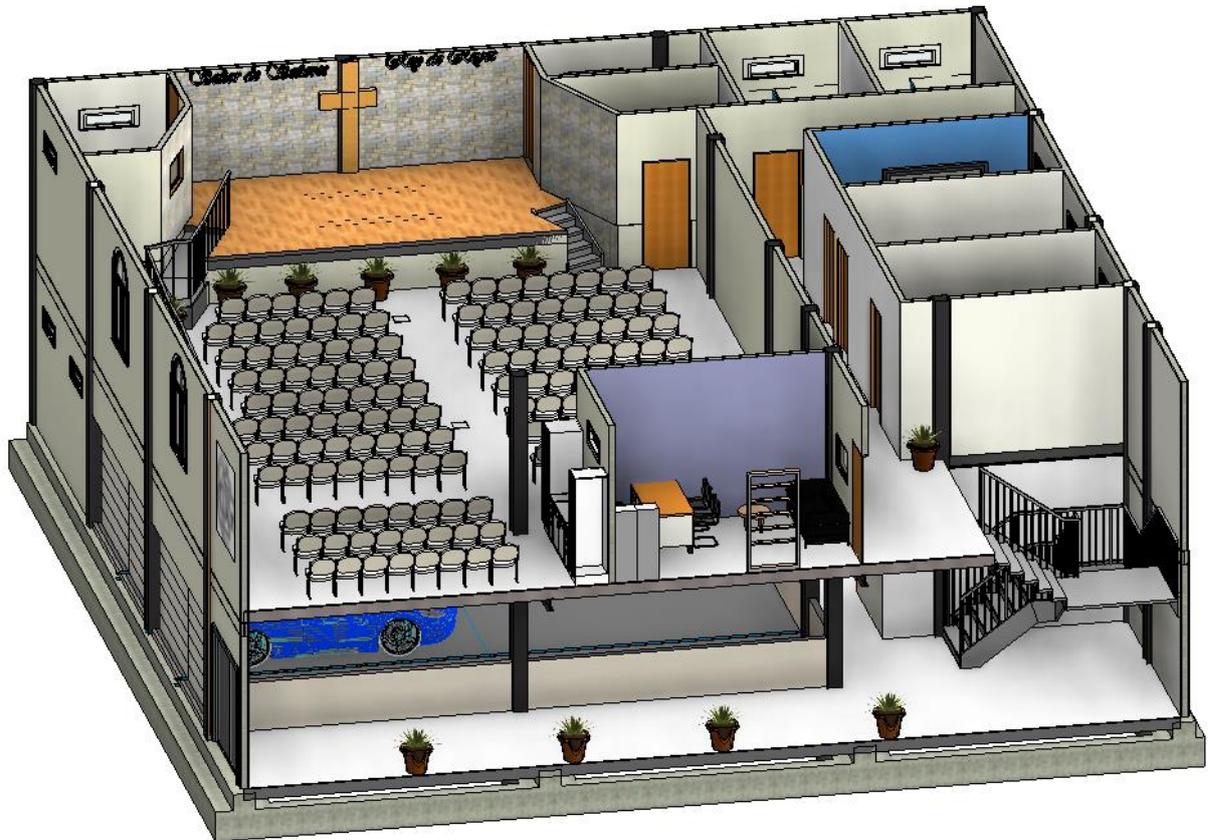
Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Las siguientes ilustraciones muestran secciones de corte de la edificación, observándose las puertas y ventanas, los artefactos sanitarios, elementos estructurales acordes al diseño en los siguientes apartados, y con el fin de ambientar las habitaciones se incluyeron los correspondientes mobiliarios.



**Figura 2.16** Vista de sección de corte 1

**Fuente:** Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

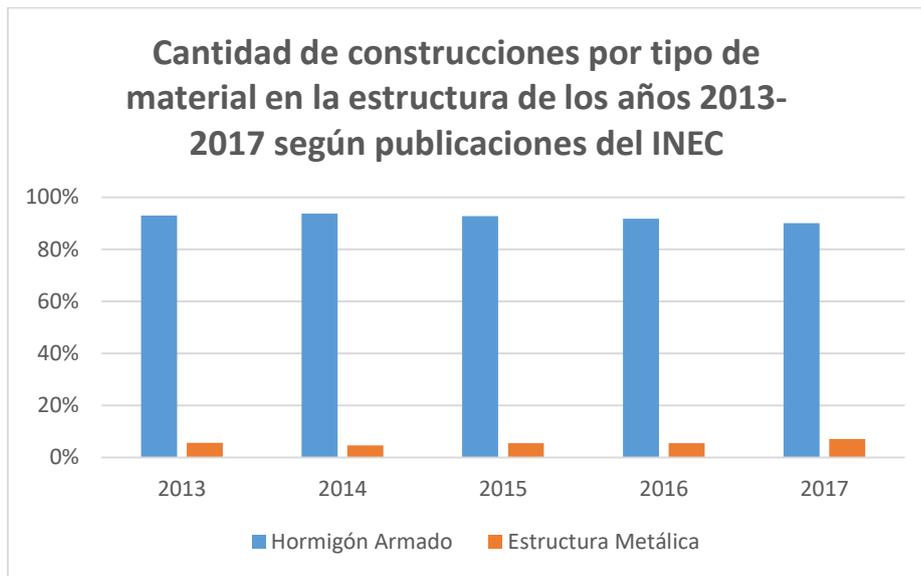


**Figura 2.17 Vista de sección de corte 2**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

## **2.4 Alternativas estructurales consideradas**

En el Ecuador, el INEC contabiliza las obras civiles registradas por su permiso de construcción, lo que evidencia una variación paulatina en el tipo de material de la estructura: Disminución de hormigón armado mientras crece la cantidad de construcciones con estructura metálica. (INEC, 2014)(INEC, 2015)(INEC, 2016)(INEC, 2017)(INEC, 2018)



**Figura 2.18 Cantidad de construcciones por tipo de material de los años 2013-2017 según INEC**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Por lo cual se considera la estructura de hormigón armado y estructura metálica, como las alternativas a ser evaluadas. En las siguientes secciones se evaluarán las ventajas y desventajas de ambas alternativas para finalmente presentar un resumen de los criterios considerados para seleccionar la mejor alternativa. (Vélez T., 2004) (McCormac & Csernak, 2012) (Teodoro E. Harmsen, 2005)

#### 2.4.1 Estructura de hormigón armado

Algunas de las ventajas (+) y desventajas (-) de una estructura de hormigón armado como estructura convencional en el país, se enuncian a continuación:

- + Durabilidad por más tiempo.
- + No requiere gran inversión para su mantenimiento.
- + Resistente al contacto con el agua.
- + Mayor resistencia al fuego, sólo sufre daños superficiales.
- + Posibilidad de formas arquitectónicas usando encofrado adecuado.
- + No requiere de mano de obra muy calificada.
- + No hay problemas de vibraciones debido a su rigidez y masa.

- + Menor costo de material.
- + Menor influencia de cargas móviles por su gran peso propio.
- Grandes afectaciones del clima en la construcción.
- Poca resistencia a la tracción, aproximadamente la décima parte de resistencia a la compresión.
- Mayor tiempo de construcción, por el tiempo que conlleva: encofrado, vaciado, fraguado, desencofrado y curado.
- Luces pequeñas entre sus apoyos, debido a su baja relación resistencia a la compresión versus peso.
- Elementos estructurales con secciones más grandes y por ende mayor peso propio.
- Permanente control de calidad en operaciones: mezcla, vaciado, curado, etc.
- Deflexiones en elementos estructurales se incrementan en el tiempo, bajo cargas sostenidas.

#### **2.4.2 Estructura metálica**

Algunas de las ventajas (+) y desventajas (-) de una estructura metálica, en este caso por diferentes componentes, se enuncian a continuación:

- + Posibilidad de luces mayores entre sus apoyos, debido a su muy alta relación resistencia a la compresión versus peso.
- + Mayores alturas de entrepiso.
- + Menor carga muerta.
- + Mayor diversidad de formas.
- + Adaptabilidad de cambios de uso de edificio.
- + Mayor posibilidad de construir en terrenos de poca capacidad portante.
- + Menor tiempo de construcción.
- + Mayor facilidad de remodelaciones (verticales y horizontales).
- + Ágil desmantelamiento o demolición.
- + Mejor respuesta a cargas sísmicas.
- + Alta capacidad de absorber y disipar energía.
- + Cero afectaciones del clima sobre montaje.

- + Menor nivel de ruido, polvo, escombros y desechos.
- + Menor costo financiero y gastos generales.
- + Cero costos de encofrados.
- + Menor costo de cimentación por su ligereza.
- + Menor costo de transporte en la obra por su ligereza.
- + Durabilidad de la edificación.
- + Disponibilidad en mercado nacional.
- Mayor transmisión de vibraciones y sonido entre espacios, por su ligereza.
- Consideraciones para evitar pandeo, fatiga y fractura frágil en elementos estructurales.
- Mayor inversión para protección contra corrosión, sobretodo en ambientes agresivos.
- Mayor inversión para protección contra incendios, por su gran vulnerabilidad al fuego.
- Mayor costo por equipos de izado.
- Requiere mano de obra calificada.
- Riguroso control de calidad.

### **2.4.3 Selección de alternativa estructural**

Lo criterios deseado de una estructura son:

- Costo mínimo de estructura y mano de obra.
- Peso mínimo.
- Menor tiempo de construcción.
- Disponibilidad de materiales en el mercado.
- Tecnología necesaria.
- Mayor variabilidad para el dueño.

Debido a lo cual a continuación se resumen los criterios considerados para comparar las alternativas estructurales propuestas anteriormente para seleccionar la mejor opción.

**Tabla 2.3 Criterios considerados en alternativas estructurales propuestas**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

<b>Criterio considerado</b>	<b>Estructura de Hormigón Armado</b>	<b>Estructura Metálica</b>
Costo del material	Menor	Media
Peso de la estructura	Mayor	Menor
Tiempo de construcción	Mayor	Menor
Tipo de mano de obra	Convencional	Convencional y especializada
Costo de manufactura	Menor	Mayor
Disponibilidad en el mercado	Alta	Alta
Tecnología necesaria	Básica	Alta
Durabilidad de la edificación	Alta	Alta

Por consiguiente, se elige la alternativa de estructura metálica para realizar su pre diseño y posteriormente diseño.

## **2.5 Pre dimensionamiento de elementos estructurales**

### **2.5.1 Determinación de cargas**

#### **2.5.1.1 Combinaciones de carga**

Para el presente proyecto, se utilizó las combinaciones de carga según ASCE 7-16.

$$1.2D + 1.6L \quad (2.1)$$

$$1.4D + 0.5L + E_x \quad (2.2)$$

$$1.4D + 0.5L - E_x \quad (2.3)$$

$$1.4D + 0.5L + E_y \quad (2.4)$$

$$1.4D + 0.5L - E_y \quad (2.5)$$

$$0.7D + E_x \quad (2.6)$$

$$0.7D - E_x \quad (2.7)$$

$$0.7D + E_y \quad (2.8)$$

$$0.7D - E_y \quad (2.9)$$

### 2.5.1.2 Carga muerta

Se considera el peso de la losa (Steel panel y hormigón) Novalosa 55, (e=0.76 mm) y hormigón (e=10 cm) para el Nivel 1, Novalosa 55 (e=0.76) y hormigón (e=5 cm) para el Nivel 2, acabados (ductos, enlucido, tumbado), paredes (bloques huecos de hormigón) y baldosas en cada uno de los niveles de la edificación.

**Tabla 2.4 Carga muerta considerada**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Descripción	Nivel 1	Nivel 2	Unidad
Losa	0.32	0.20	Ton/m <sup>2</sup>
Enlucido, ductos	0.04	0.02	Ton/m <sup>2</sup>
Paredes	0.20	-	Ton/m <sup>2</sup>
Baldosas	0.06	-	Ton/m <sup>2</sup>
WD	0.62	0.22	Ton/m <sup>2</sup>

### 2.5.1.3 Carga viva

Se tomó en cuenta para el Nivel 1, la carga de área de reunión y para el Nivel 2, carga de mantenimiento ya que solo será destinada a cubierta.

**Tabla 2.5 Carga viva considerada**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Descripción	Nivel 1	Nivel 2	Unidad
Área de reunión	0.48	-	Ton/m <sup>2</sup>
Mantenimiento	-	0.07	Ton/m <sup>2</sup>

#### 2.5.1.4 Resumen de cargas

En la tabla 2.6, se muestra las cargas respectivas en cada nivel considerando el peso propio de los elementos y su carga factorada según la NEC 2015 (NEC-SE-DS, 2015).

**Tabla 2.6 Resumen de cargas**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Niveles	WD	Wpp	WD+Wpp	WL	Wu
	Ton/m2	Ton/m2	Ton/m2	Ton/m2	Ton/m2
2	0.22	0.05	0.27	0.07	0.37
1	0.66	0.05	0.71	0.48	1.55

#### 2.5.2 Espectro de respuesta elástico e inelástico

Con los datos obtenidos en el estudio geotécnico, se pudo determinar el espectro de respuesta elástica respectivo para el diseño de la edificación, el cual nos proporcionará una estimación en la distribución de fuerzas sísmicas en la estructura.

**Tabla 2.7 Parámetros de cálculo del espectro elástico**

Fuente: NEC, 2015

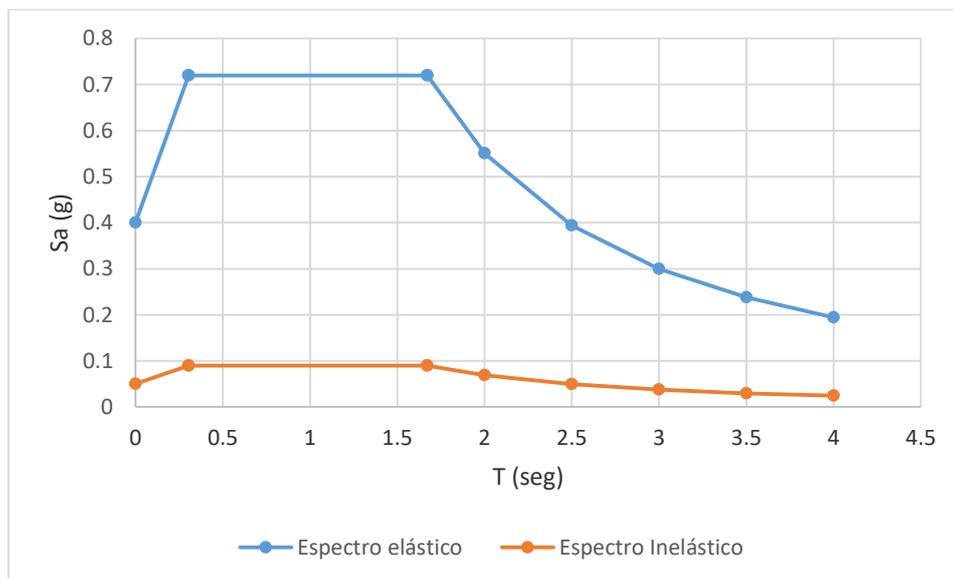
Factor de zona sísmica (z)	0.4	Ciudad de Guayaquil
Fa	1	Coeficiente de sitio
Fd	1.6	Coeficiente de sitio
Fs	1.9	Coeficiente de sitio
$\eta$	1.8	-
To	0.304	s
Tc	1.672	s
Región 1. Sa	0.4	g
Región 2. Sa	0.72	g
r	1.5	-
Región 3. Sa	(0.72/T)	g

A partir del valor  $S_a(g)$  de la región 3, se determina los valores correspondientes de aceleración. El espectro inelástico se lo determina mediante la relación  $S_a(g)$  entre 8.

**Tabla 2.8 Puntos del espectro elástico e inelástico**

Fuente: NEC, 2015

T(s)	Espectro Elástico	Espectro Inelástico
0.00	0.40	0.05
0.30	0.72	0.09
0.30	0.72	0.09
1.67	0.72	0.09
2.00	0.55	0.07
2.50	0.39	0.05
3.00	0.30	0.04
3.50	0.24	0.03
4.00	0.19	0.02



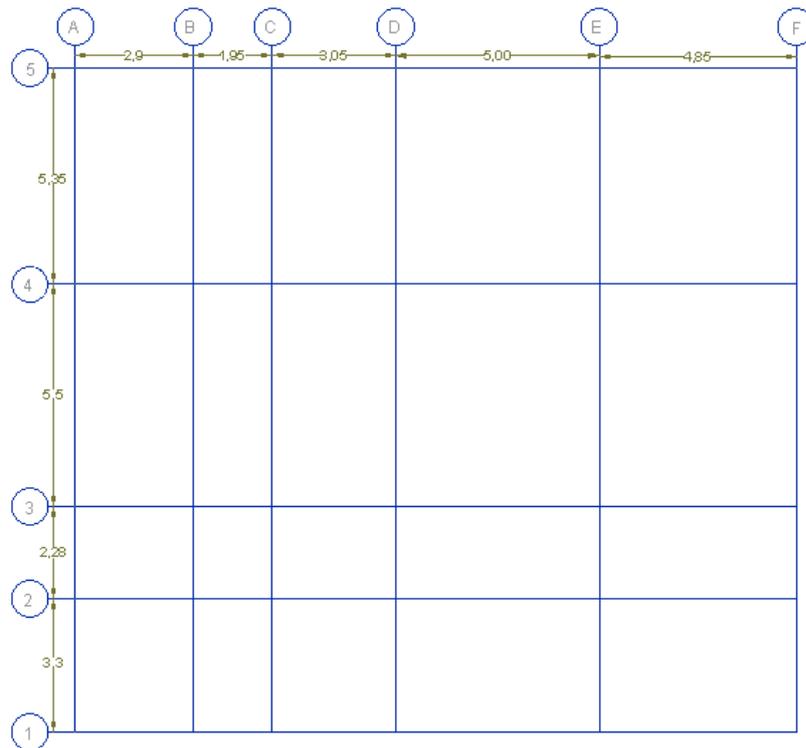
**Figura 2.19 Espectro elástico e inelástico**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

## 2.5.3 Distribución de Fuerzas Sísmicas

### 2.5.3.1 Peso sísmico espectral

Las dimensiones en planta de la edificación se encuentran detalladas en la tabla 2.9



**Figura 2.20 Vista en planta del área de construcción**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

**Tabla 2.9 Dimensiones del área de construcción**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

L	17.75	m	Dirección X
B	16.43	m	Dirección Y

Se determinó el área respectiva por cada Nivel, con el fin de calcular el peso sísmico espectral por nivel, mediante la ecuación 2.10

$$W_{piso} = (W_D + W_{pp} + 0.25L_i) * \text{Área piso} \quad (2.10)$$

Y determinar el peso sísmico espectral total de la edificación  $W$

$$W = W_1 + W_2 \quad (2.11)$$

**Tabla 2.10 Pesos sísmicos**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Área nivel 2	291.63	m
Área nivel 1	275.63	m
W2	77.50	Ton
W1	194.15	Ton
W	271.64	Ton

### 2.5.3.2 Periodo de vibración de estructura

El periodo de vibración de la estructura  $T$ , es estimado mediante la ecuación 2.12

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (2.12)$$

Donde:

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio.

hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, en metros.

**Tabla 2.11 Parámetros de estructuras de acero**

Fuente: NEC, 2015

Estructuras de acero	Ct	$\alpha$
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75

Para un periodo de vibración de 0.33 s, se tiene un  $S_a$  (g) de 0.72.

### 2.5.3.3 Coeficiente de respuesta sísmica

En la sección 6.3.2 de la NEC-SE-DS-2015, nos proporciona información de cómo calcular el coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$  mediante la ecuación 2.13

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_E * \phi_p} \quad (2.13)$$

Donde:

I: Factor de importancia de la estructura.

Sa: Aceleración espectral.

R: Coeficiente de reducción de resistencia.

$\phi_E$ : Factor de ubicación de elevación.

$\phi_p$ : Factor de configuración de planta.

#### 2.5.3.3.1 Factor de importancia

Se lo establece a partir de la categoría, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Esta información se encuentra en la sección 4.1 de la NEC-SE-DS-2015, la cual se presenta en la figura 2.21.

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

**Figura 2.21 Factor de importancia**

Fuente: NEC, 2015

Por tratarse de una iglesia con capacidad de albergar más de trescientas personas, entra en la categoría de ocupación especial, con un factor de importancia  $I = 1.3$ .

2.5.3.3.2 Coeficiente de reducción de resistencia

Usado para disminuir las fuerzas sísmicas de diseño, siempre y cuando se diseñen estructuras con una adecuada ductilidad, en las cuales el daño se desarrolle en las rótulas plásticas. En la sección 6.3.4 de la NEC-SE-DS-2015, se proporciona información sobre este coeficiente, mediante la figura 2.22.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

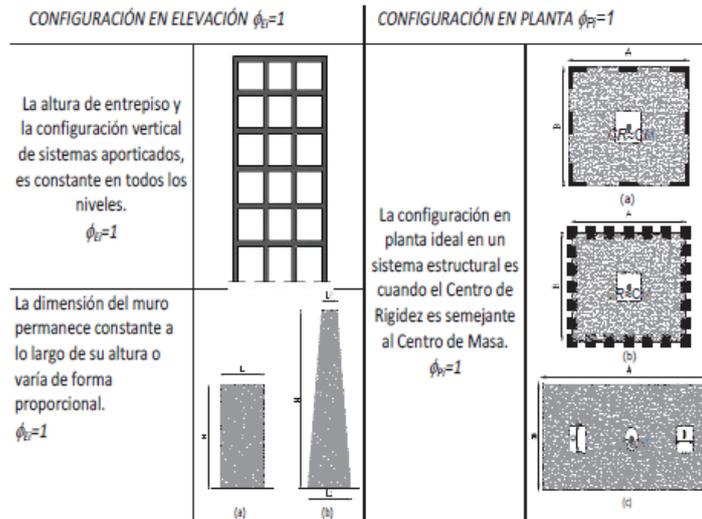
**Figura 2.22 Coeficiente de reducción de resistencia**

Fuente: NEC, 2015

Por tratarse de un pórtico resistente a momento de acero, el valor de R es 8.

2.5.3.3.3 Factor de ubicación de elevación y configuración de planta

En la figura 2.23, se puede observar que los coeficientes  $\Phi_E$  y  $\Phi_p$  son iguales a 1, debido a la configuración regular del diseño arquitectónico y estructural.



**Figura 2.23 Factor de ubicación de elevación y configuración en planta**

Fuente: NEC, 2015

En la tabla 2.12, se presenta el cálculo para determinar  $C_s$ , a partir de los valores anteriormente vistos.

**Tabla 2.12 Cálculo de  $C_s$**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

I	1.3
$S_a$	0.72
R	8
$\Phi_E$	1
$\Phi_p$	1
$C_s$	0.12

#### 2.5.3.4 Cortante Basal Sísmico

Se determina  $V$  a partir de la ecuación 2.14

$$V = C_s * W \quad (2.14)$$

Donde:

$C_s$ : Coeficiente de respuesta sísmica.

$W$ : Peso sísmico efectivo.

**Tabla 2.13 Cálculo del cortante sísmica basal**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Cs	0.12	-
W	260.99	Ton
Vx = Vy	30.54	Ton

Una vez determinado todos los parámetros y coeficientes, procedimos a calcular la distribución de fuerzas sísmicas verticales mediante las ecuaciones 2.15 y 2.16

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.15)$$

$$F_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} V \quad (2.16)$$

Donde:

V: Cortante total de la estructura.

Fi: Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

Wi,x: Peso sísmico aplicado en el piso i,x de la estructura.

h i,x: Altura del piso i,x de la estructura.

K: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T.

**Tabla 2.14 Valor K relacionado con el periodo de vibración de la estructura T**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Intervalos de T (s)	K
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75+0.50 T
> 2.5	2

Para el periodo de T = 0.33 s, el valor de k = 1.

**Tabla 2.15 Distribución de fuerzas sísmicas**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Dirección X = Dirección Y						
Nivel	Altura (m)	Wx (Ton)	Wx*hx^k	Cvx	Fx	Vx
2	6.8	77.50	526.97	0.46	13.98	13.98
1	3.4	183.49	623.88	0.54	16.55	30.54
	<b>Sumatoria</b>	260.99	1150.85			

Para el análisis sísmico estático, se debe asumir que la distribución de fuerzas sísmicas en el pórtico X será de: 100% en la dirección X y 30% en la dirección Y. Así mismo se deberá asumir la distribución de fuerzas en el pórtico Y: 100% dirección Y y 30 % dirección X. En la tabla 2.16, se presenta el resumen de las fuerzas sísmicas por pórtico.

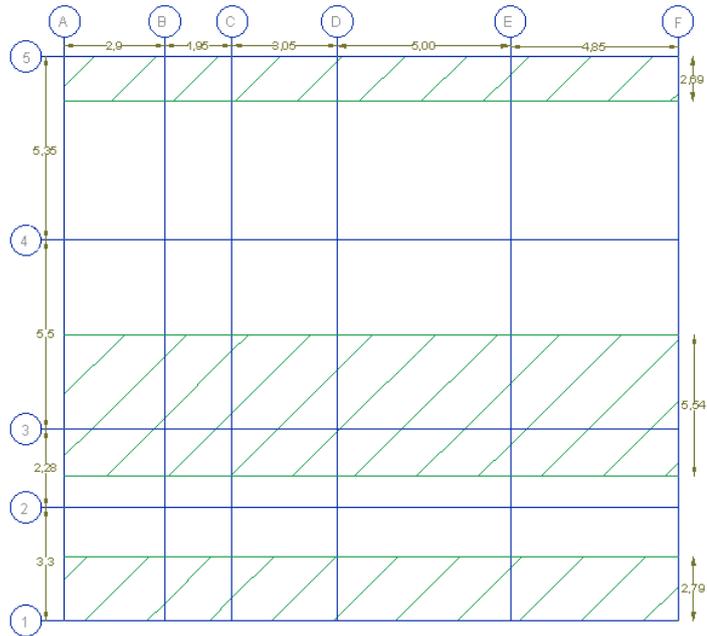
**Tabla 2.16 de fuerzas sísmicas pórtico**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Pórtico X		Pórtico Y	
100%	30%	100%	30%
13.98	4.19	13.98	4.19
16.55	4.97	16.55	4.97

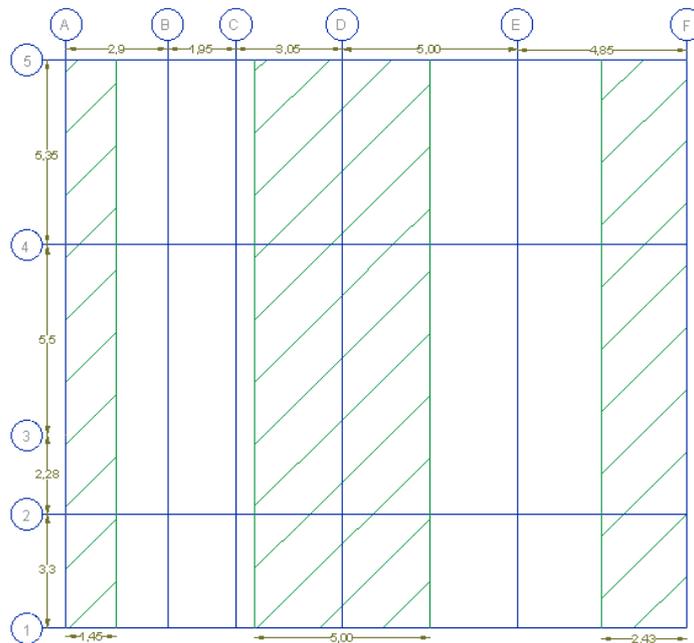
#### 2.5.4 Vigas principales dirección X, Y y secundarias

Se pre diseñará tomando en cuenta las vigas del eje 1, 5 e intermedias con sus respectivos anchos de influencia.



**Figura 2.24 Ancho de influencia de vigas principales dirección X**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 2.25 Ancho de influencia de vigas principales dirección Y**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

A partir de las cargas calculadas en la sección 2.5.1.2 y 2.5.1.3, carga muerta y viva respectivamente se procedió a calcular la carga mayorada mediante la combinación N°2 de la sección 2.5.1.1.

La carga lineal  $q_u$  se la calcula mediante la expresión:

$$q_u = W_u \times S \times f \quad (2.17)$$

Donde:

$W_u$ : Carga mayorada en Ton/m<sup>2</sup>.

$S$ : Ancho de influencia en metros.

$f$ : factor que toma en cuenta el peso propio de la viga, se recomienda 1.05

Se calcula el Momento en la viga mediante la expresión:

$$M = \frac{q_u \times L^2}{10} \quad (2.18)$$

Donde:

$q_u$ : Carga lineal en Ton/m.

$L$ : Longitud de la viga en metros.

Se calcula el módulo de sección plástico mediante la expresión:

$$Z_x = \frac{M}{\phi_b \times F_y} \quad (2.19)$$

Donde:

$M$ : Momento último en la viga klb-in.

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia en ksi.

Mediante este parámetro se procede a elegir un perfil estructural que cumpla con la demanda.

Elegido el perfil se procedió a realizar la comprobación de deflexiones por carga de servicio y carga viva, mediante las ecuaciones:

$$\Delta_{adm(D+L)} = \frac{L \text{ (in)}}{240} \quad (2.20)$$

$$\Delta_{adm(L)} = \frac{L \text{ (in)}}{360} \quad (2.21)$$

$$\Delta_{max(D+L)} = \frac{5x(q_D + q_L)xL^4}{384xExI} \quad (2.22)$$

$$\Delta_{max(L)} = \frac{5xq_LxL^4}{384xExI} \quad (2.23)$$

Posteriormente se procedió a realizar la comprobación de secciones compactas mediante las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2xt_f} \quad (2.24)$$

$$\lambda_{p(ala)} = 0.3 \sqrt{E/F_y} \quad (2.25)$$

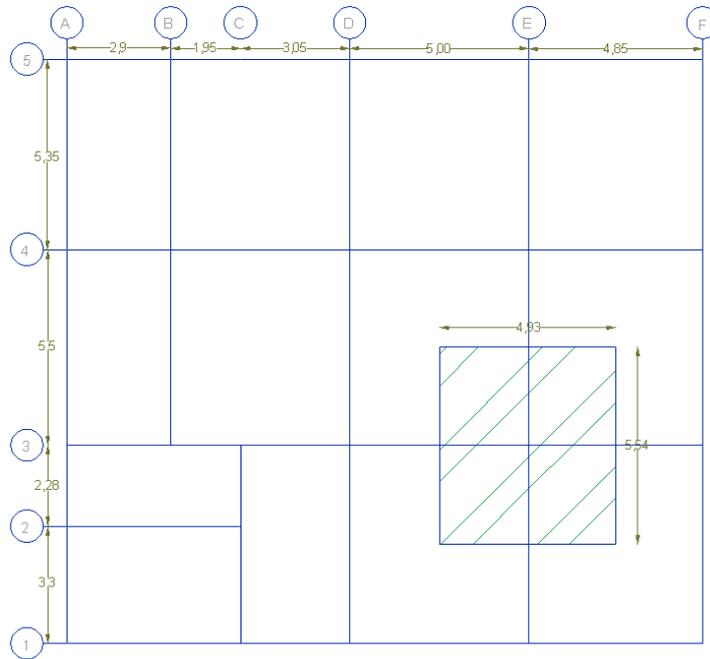
$$\lambda_w = \frac{h}{2xt_f} \quad (2.26)$$

$$\lambda_{p(alma)} = 2.45 \sqrt{E/F_y} \quad (2.27)$$

El procedimiento se encuentra detallado en el Anexo B, ejemplo 1, 2 y 3.

### 2.5.5 Columnas

Se pre diseñó tomando en cuenta la columna que represente la mayor área de influencia.



**Figura 2.26 Área de influencia de la columna más crítica**

**Fuente:** Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Se determinó el área de influencia de la columna más crítica. A partir de las cargas muertas y vivas descritas en la sección 2.5.1.2 y 2.5.1.3, se define la carga mayorada en  $\text{Ton}/\text{m}^2$  mediante la combinación N°2 de la sección 2.5.1.1.

Se calcula la carga puntual  $P_u$ , y se asume un valor de  $KL/r$  igual a 50, mediante la tabla 4.22 del manual de estructuras de acero de McCorman, se obtiene el valor de esfuerzo de diseño  $\Phi F_{cr}$ . Seguido se realiza la relación entre la carga puntual  $P_u$  y el esfuerzo de diseño  $\Phi F_{cr}$ , obteniendo así el área requerida del perfil.

**Table 4-22 (continued)  
Available Critical Stress for  
Compression Members**

$F_y = 35$ ksi			$F_y = 36$ ksi			$F_y = 42$ ksi			$F_y = 46$ ksi			$F_y = 50$ ksi		
$\frac{KL}{r}$	$F_{cr}/\Omega_c$	$\phi_c F_{cr}$												
	ksi	ksi												
	ASD	LRFD												
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2

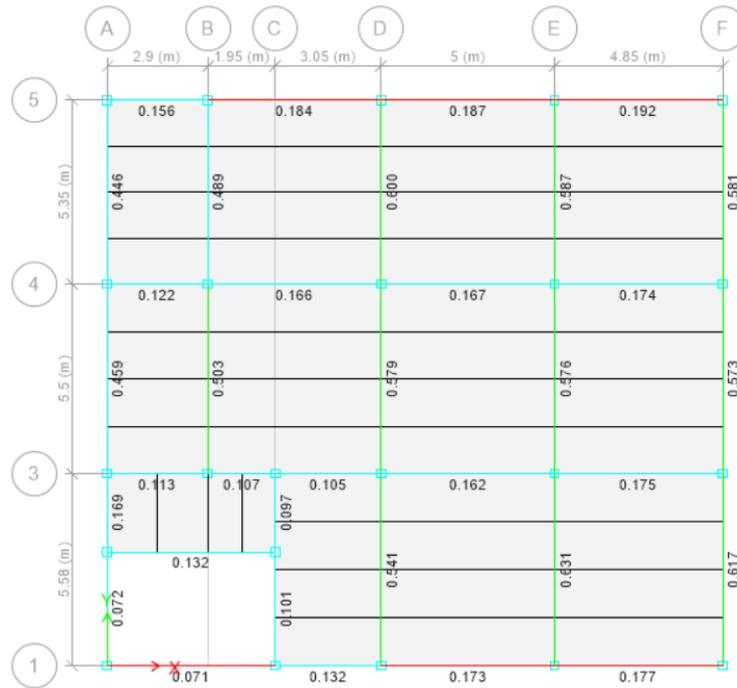
**Figura 2.27 Tabla 4.22 del manual de estructuras metálicas**

Fuente: McCorman, 2011

Una vez seleccionado el perfil hueco 250x250x15 mm, se procede a calcular sus propiedades geométricas. Se asume un valor de factor de longitud efectiva  $K=1$ , porque se considera que los extremos están perfectamente empotrados. Se procede a calcular  $KL/r$ , repitiéndose el mismo proceso antes mencionado, con el fin de comprobar que  $\Phi P_n > P_u$ . Ver el Anexo B, ejemplo 4.

### 2.5.6 Resultados del pre diseño

En las figuras 2.28 y 2.29, se observa la relación Demanda/Capacidad de las vigas principales Nivel 1 y 2 respectivamente.



**Figura 2.28 Relación demanda/capacidad de vigas nivel 1**

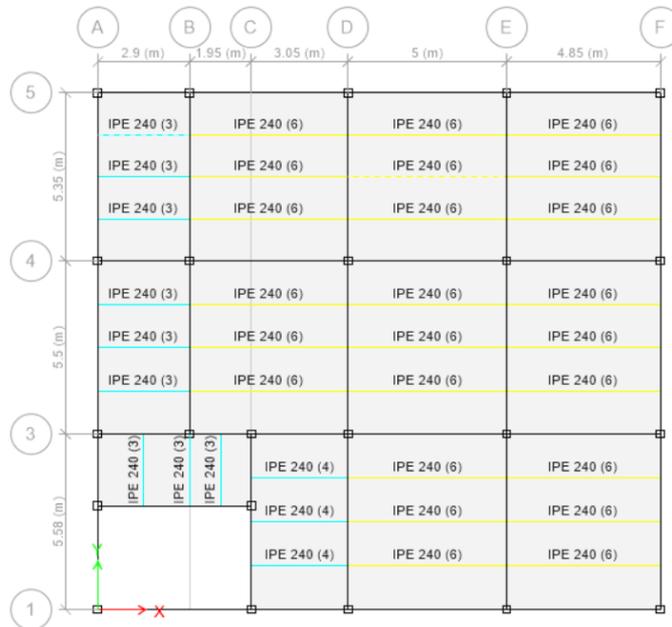
Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 2.29 Relación demanda/capacidad de vigas nivel 2**

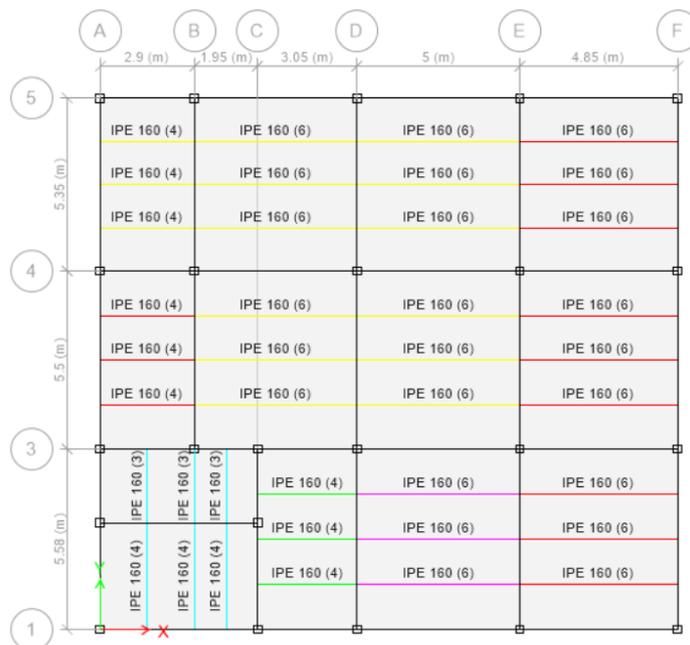
Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

En las figuras 2.30 y 2.31, se observa la relación Demanda/Capacidad de las vigas secundarias del Nivel 1 y 2 respectivamente.



**Figura 2.30 Relación demanda/capacidad de vigas secundarias nivel 1**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 2.31 Relación demanda/capacidad de vigas secundarias nivel 2**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

## 2.6 Diseño de alternativa seleccionada: Pórtico de Acero Resistente a Momento (PARM)

La tabla 2.17, representa los valores D/C que se obtiene del Etabs, mediante el cual se puede observar que elementos están sobredimensionados o subdimensionados.

**Tabla 2.17 Rango de relación demanda/capacidad**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Relación Demanda/ Capacidad Ratios			
Color	Rango	Descripción	Conclusión
Celeste	$0 < D/C < 0.50$	Bajo (Sobredimensionado)	OK
Verde	$0.50 \leq D/C < 0.70$	Intermedio	OK
Amarillo	$0.70 \leq D/C < 0.90$	Ideal (Eficiente)	OK
Violeta	$0.90 \leq D/C < 1.00$	Aceptable	OK
Rojo	$D/C \geq 1.00$	Alto (Subdimensionado)	NO OK

En base a estos valores, se procedió a optimizar los perfiles con baja capacidad y a colocar rigidizadores de corte en elementos que lo necesiten.

Las figuras 2.32, 2.33, 2.34 y 2.35, representan los perfiles finales asignados a la edificación Nivel 1 y 2 en vigas principales y secundarias respectivamente, en base a criterios como periodo de vibración, peso y capacidad de los elementos.



**Figura 2.32 Demanda/capacidad de vigas definitivos nivel 1**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 2.33 Demanda/capacidad de vigas definitivos nivel 2**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 2.34 Demanda/capacidad de vigas secundarias definitivos nivel 1**

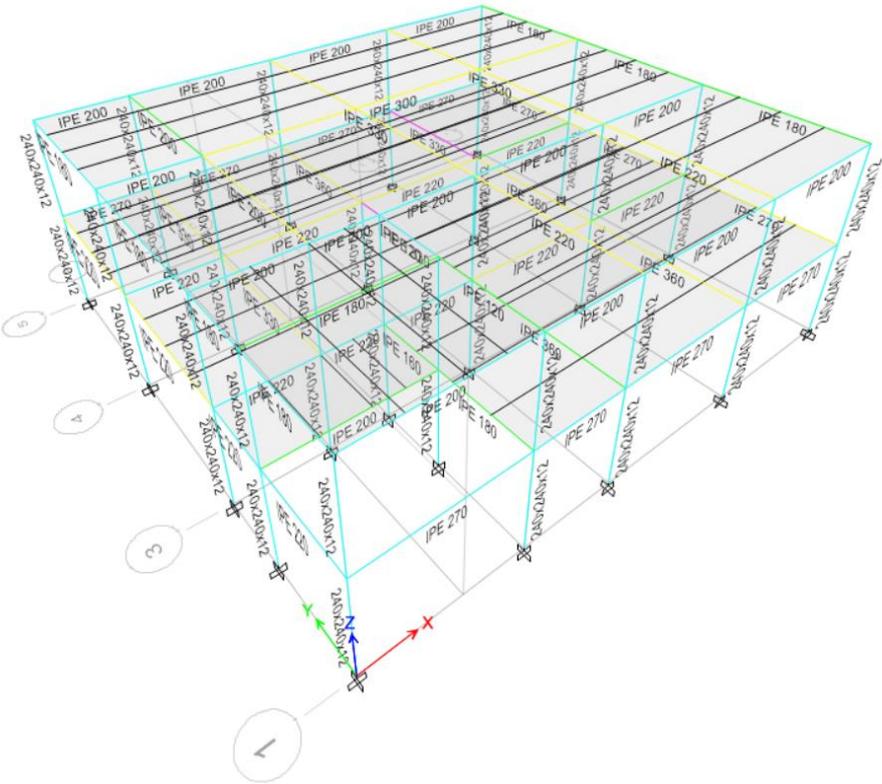
Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 2.35 Demanda/capacidad de vigas secundarias definitivos nivel 2**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Diseño final de la estructura, como se puede observar en la figura 2.36, las columnas están sobredimensionadas debido a que se requiere columnas robustas con el fin de controlar que el periodo de vibración de la estructura este dentro del rango establecido por la NEC 2015.



**Figura 2.36 Relación demanda/capacidad de toda la estructura**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

**2.6.1 Justificación de diseño de vigas principales**

En las siguientes tablas, se muestra un resumen de los perfiles asignados, momento y cortante, según la dirección de orientación y nivel de la estructura.

**Tabla 2.18 Perfiles asignados en vigas principales dirección X**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

DIRECCION X					
EJE	1	2	3	4	5
NIVEL 2	IPE 200	IPE 180	IPE 200	IPE 200/IPE 300	IPE 200
NIVEL 1	IPE 270	IPE 200	IPE 220	IPE 220	IPE 270

**Tabla 2.19 Momento último en vigas principales dirección X**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Mu (Ton-m) DIRECCION X					
EJE	1	2	3	4	5
NIVEL 2	1.38	1.97	1.34	7.62	0.99
NIVEL 1	2.78	2.92	3.24	3.16	3.04

**Tabla 2.20 Cortante último en vigas principales dirección X**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Vu (Ton) DIRECCION X					
EJE	1	2	3	4	5
NIVEL 2	1.33	2.07	1.35	3.25	0.80
NIVEL 1	2.62	3.03	3.20	4.91	2.67

**Tabla 2.21 Perfiles asignados en vigas principales dirección Y**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

DIRECCION Y									
EJE	A	B	C		D		E		F
NIVEL 2	IPE 180	IPE 200	IPE 120		IPE 330	IPE 220	IPE 330	IPE 220	IPE 180
NIVEL 1	IPE 220	IPE 330	IPE 180	IPE 160	IPE 360	IPE 330	IPE 360	IPE 330	IPE 270

**Tabla 2.22 Momento último en vigas principales dirección Y**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Mu (Ton-m) DIRECCION Y									
EJE	A	B	C		D		E		F
NIVEL 2	1.36	3.49	0.70		14.29	4.74	14.27	5.53	2.38

<b>NIVEL</b> 1	4.75	14.26	2.04	1.49	16.98	17.16	17.75	16.47	8.72
-------------------	------	-------	------	------	-------	-------	-------	-------	------

**Tabla 2.23 Cortante último en vigas principales dirección Y**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

<b>Vu (Ton) DIRECCION Y</b>									
<b>EJE</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>		<b>F</b>
<b>NIVEL</b> 2	1.15	3.05	1.35		7.74	3.48	7.64	4.18	1.96
<b>NIVEL</b> 1	4.58	12.99	3.92	2.97	15.95	15.69	16.37	15.55	7.90

Se debe verificar que los perfiles asignados cumplan con el requisito de ser secciones compactas como se mencionó en la sección 2.5.4 y usando las expresiones previamente descritas en esa sección.

Para obtener la resistencia de la viga, se deben calcular las longitudes  $L_p$ ,  $L_r$  y  $L_b$ , donde  $L_b$  es la longitud sin soporte lateral en pies.

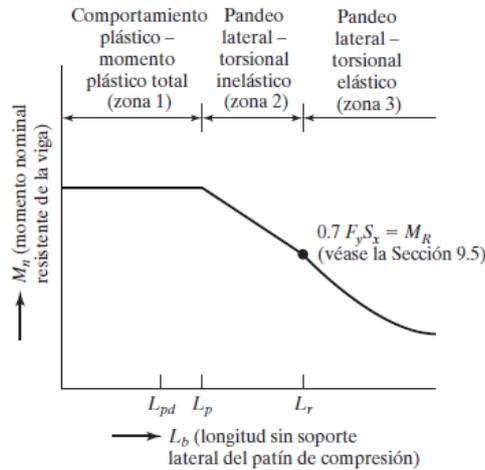
$$h_o = d - t_f \quad (2.28)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{h_o x I_y}{2S_x} \quad (2.29)$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} \quad (2.30)$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{E/0.7F_y} \quad (2.31)$$

En la figura 2.37, se muestra una curva característica de momentos nominales o de pandeo versus longitudes variables no soportadas lateralmente. (McCormac & Csernak, 2012)



**Figura 2.37 Momento nominal vs Longitud sin soporte lateral del patín**

Fuente: McCormac, 2012

Si  $L_b < L_p$ , nos ubicamos en la zona 1. La resistencia a la flexión del miembro se lo calcula mediante las siguientes expresiones:

$$M_p = M_n = F_y Z \quad (2.32)$$

Si  $L_p < L_b \leq L_r$ , nos ubicamos en la zona 2. La resistencia a la flexión del miembro se lo determina mediante las siguientes expresiones:

$$M_p = F_y Z \quad (2.33)$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - \left( M_p - 0.7 F_y S_x \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \right] \quad (2.34)$$

Si  $L_b > L_r$ , nos ubicamos en la zona 3. La resistencia a la flexión del miembro se lo determina mediante las siguientes expresiones:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (2.35)$$

$$M_n = F_y S_x \quad (2.36)$$

Finalmente se calcula la resistencia al cortante de la viga, mediante las siguientes expresiones, donde  $A_w$  es el área del alma de la viga.

$$A_w = (d - 2t_f)xt_w \quad (2.37)$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f}{t_w} \quad (2.38)$$

$$2.24 \sqrt{E/F_y} \quad (2.39)$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (2.40)$$

El desarrollo detallado de este cálculo, se encuentra en el Anexo C, ejemplo 1.

## 2.6.2 Justificación de diseño de vigas secundarias

En las tablas 2.24 y 2.25, se muestra lo valores máximos de momento y cortante en las vigas secundarias dadas por el programa Etabs.

**Tabla 2.24 Momento máximo en vigas secundarias**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Momentos máximos (Ton-m)					
<b>NIVEL 2</b>	0.34	0.61	0.73	1.49	1.64
<b>NIVEL 1</b>	1.37	2.40	2.19	6.50	6.59

**Tabla 2.25 Cortante máximo en vigas secundarias**

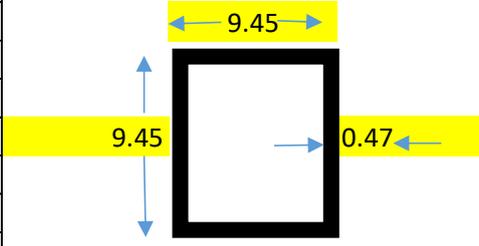
Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Cortantes máximos (Ton)					
<b>NIVEL 2</b>	0.62	0.80	0.90	1.22	1.31
<b>NIVEL 1</b>	2.50	3.22	3.01	5.20	5.27

Se debe verificar que los perfiles asignados cumplan con el requisito de ser secciones compactas como se mencionó en la sección 2.5.4 y usando las expresiones previamente descritas en esa sección. El desarrollo se encuentra en el Anexo C, ejemplo 2.

### 2.6.3 Justificación de diseño de columnas

Por cuestión de la disponibilidad de perfiles comerciales en nuestra ciudad, el perfil asignado es 240x240x12 mm.

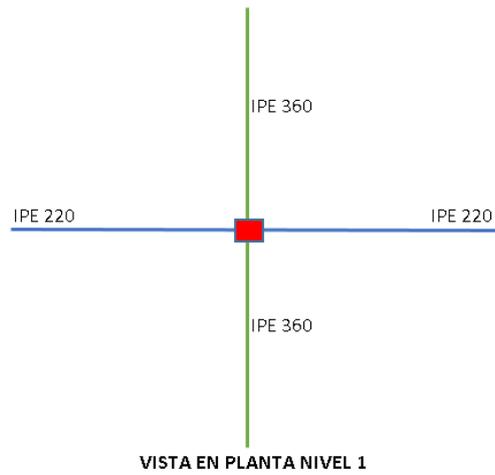
		ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL			
		PROYECTO: CURSO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS 2018_I ELABORADO POR: Peñaherrera Cinthia, Romero Kerly ÚLTIMA MODIFICACIÓN: 01 de Agosto del 2019			
Dimensiones			A (in <sup>2</sup> )	16.88	
h(in)	9.45		I <sub>x</sub> (in <sup>4</sup> )	227.52	
b(in)	9.45		I <sub>y</sub> (in <sup>4</sup> )	227.52	
e(in)	0.47		R <sub>x</sub> (in)	3.67	
			R <sub>y</sub> (in)	3.67	
Material			S <sub>x</sub> (in <sup>3</sup> )	48.15	
F <sub>u</sub> (ksi)	58		S <sub>y</sub> (in <sup>3</sup> )	48.15	
F <sub>y</sub> (Ksi)	36		Z <sub>x</sub> (in <sup>3</sup> )	79.77	
E (ksi)	29000		Z <sub>y</sub> (in <sup>3</sup> )	79.77	

**Figura 2.38 Propiedades geométricas de la columna asignada**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

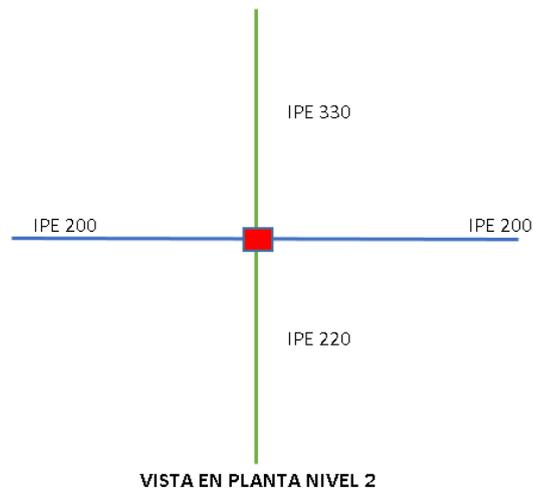
Se analizará la columna del Eje E y Eje 3, debido a que es la columna que más carga soporta.

Las 2.39, 2.40, 2.41 y 2.42 muestran los perfiles asignados alrededor de la columna más cargada de los niveles 1 y 2 respectivamente.



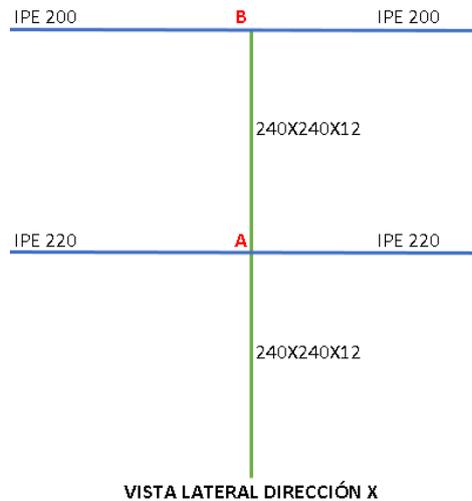
**Figura 2.39 Perfiles asignados alrededor de la columna más crítica en planta nivel 1**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



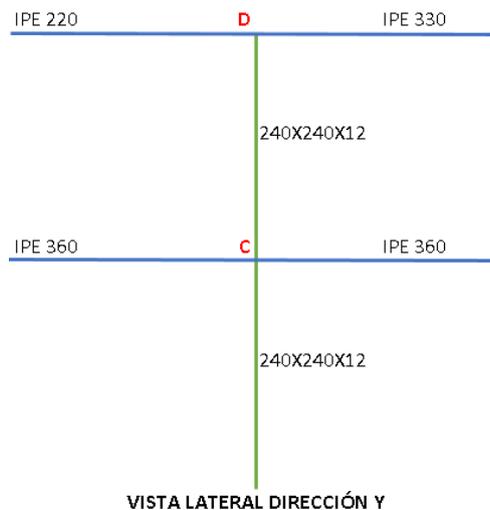
**Figura 2.40 Perfiles asignados alrededor de la columna más crítica en planta nivel 2**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 2.41 Perfiles asignados alrededor de la columna más crítica vista lateral dirección X**

**Fuente:** Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 2.42 Perfiles asignados alrededor de la columna más crítica vista lateral dirección Y**

**Fuente:** Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### **2.6.3.1 Criterio columna fuerte - viga débil**

Se procedió a determinar el módulo plástico de las vigas mencionadas en las figuras mostradas. Seguido se verificó que la sección de la columna sea sísmicamente compacta.

Para garantizar que el criterio de columna fuerte – viga débil se cumpla, debe satisfacer la relación:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \geq 1.0 \quad (2.41)$$

Mediante la ecuación 2.42, se determinó la suma de momentos plásticos en las columnas.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (2.42)$$

A partir de la ecuación 2.43, se determinó la suma de momentos plásticos en viga, el cual es obtenido al determinar la resistencia en la cara de la columna.

$$M_{pb} = 1.2R_y F_{yb} Z_b + M_{uv} \quad (2.43)$$

### **2.6.3.2 Resistencia a la compresión**

Es necesario evaluar la esbeltez de la columna a analizar mediante la ecuación 2.44 antes de verificar la resistencia a la compresión.

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{E/F_y} \quad (2.44)$$

Si  $\lambda_r > b/t$ , el elemento es no esbelto.

Para verificar la resistencia a la compresión, se realiza un análisis aproximado de segundo orden. Este análisis se obtiene mediante las siguientes ecuaciones:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad (2.45)$$

$$F_{cr} = \left( 0.658^{F_y/F_e} \right) F_y \quad (2.46)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (2.47)$$

### 2.6.3.3 Resistencia a la flexión

Se lo determina a partir de las siguientes ecuaciones:

$$M_{rx} = B_{1x}Mn_{tx} + B_{2x}Ml_{tx} \quad (2.48)$$

$$M_{ry} = B_{1y}Mn_{ty} + B_{2y}Ml_{ty} \quad (2.49)$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \alpha \frac{\sum Pn_{tx}}{\sum Pe_{2x}}} \geq 1 \quad (2.50)$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \alpha \frac{\sum Pn_{ty}}{\sum Pe_{2y}}} \geq 1 \quad (2.51)$$

$$\sum Pe_{2x} = Rm \frac{HL}{\Delta H} \quad (2.52)$$

$$\sum Pe_{2y} = Rm \frac{HL}{\Delta H} \quad (2.53)$$

Donde el valor de  $\alpha$  es 1 para sistema LRFD,  $Pnt$  es la fuerza axial de compresión determinada por un análisis de primer orden al igual que  $Mlt$ , suponiendo que no hay traslación.  $B1$  y  $B2$  son factores de amplificación

Los valores de  $Mlt$  son nulos debido a que el modelo a analizar no es arriostrado, por lo que se genera desplazamiento lateral.

La resistencia de compresión se calcula mediante la ecuación:

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (2.54)$$

Una vez obtenidos los resultados anteriormente descritos, se procedió de evaluar la relación demanda-capacidad  $P_r/\Phi_c P_n$ .

Si el valor de  $P_r/\Phi_c P_n \geq 0.20$ , se usa la ecuación H1-1a del AISC de interacción para perfiles simétricos sujetos simultáneamente a flexión y tensión axial.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (2.55)$$

Si el valor de  $P_r/\Phi_c P_n < 0.20$ , se usa la ecuación H1-1b del AISC de interacción para perfiles simétricos sujetos simultáneamente a flexión y tensión axial.

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (2.56)$$

Para obtener los valores de  $M_c$ , se debe determinar los límites de resistencia, a partir de las longitudes  $L_b$ ,  $L_p$  y  $L_r$ , como se describió en la sección 2.6.1. El desarrollo detallado se encuentra en el Anexo C, ejemplo 3.

## 2.7 Diseño de placa base

Se determina la carga última requerida  $P_u$  mediante mayoración usando la combinación N°2 de la sección 2.5.1.1 que soportará la placa base. Asumimos las dimensiones de la placa base y ensayamos. Calculamos el área de la placa ( $A_1$ ) y el área de la zapata corrida ( $A_2$ ).

Seguido de determina la resistencia disponible de la zapata.

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (2.57)$$

Si:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2.0 \quad P_p = 1.7f'_c A_1 \quad (2.58)$$

Como la placa base es cuadrada, los valores de m y n serán el mismo en pulgadas. Estos valores se calculan a partir de la ecuación:

$$m = n = \frac{N - 0.95(\text{dimensión exterior del perfil})}{2} \quad (2.59)$$

El espesor requerido de la placa base se determina a través de las siguientes ecuaciones:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{A_{efectiva}} \quad (2.60)$$

$$\tau_{req} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y B N}} \quad (2.61)$$

El diseño detallado se encuentra en el Anexo C, ejemplo 4.

### 2.7.1.1 Diseño pernos de anclaje

La tabla 2.26 representa las cargas máximas.

**Tabla 2.26 Cargas máximas de columnas más representativas**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

	Interior	Exterior	Esquinera
<b>Tu (Ton)</b>	46.22	23.02	11.36
<b>Tu (kips)</b>	101.90	50.75	25.04

A partir de la fuerza requerida, se determina el área bruta  $A_g$  basada en la fractura por tracción.

$$A_g = \frac{T_u}{0.75\phi_t F_u} \quad (2.62)$$

Se determina la superficie requerida  $A_{psf}$ .

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4\phi_t \sqrt{f'_c}} \quad (2.63)$$

Donde  $\phi_t$  es el valor de resistencia igual a 0.75,  $f'_c$  está en libras y las áreas en pulgadas. El diseño detallado se encuentra en el Anexo C, ejemplo 5.

## 2.8 Diseño de conexiones

### 2.8.1 Tipo de conexiones en Pórticos Especiales a Momento (SMF)

Tienen mayor capacidad de disipación de energía, se diseñan en base a un factor de modificación de respuesta elevado  $R$ , con el propósito de que las deformaciones inelásticas se generen principalmente por flexión en las vigas. (Construction, 2010). Según la Norma Americana, existen diez conexiones precalificadas, entre ellas para Pórticos Especiales a Momento (SMF) y Pórticos Intermedios (IMF).

CONEXIONES PRECALIFICADAS A MOMENTO (ANSI/AISC 358-16)		
Tipo de Conexión (Denominación En Ingles)	Tipo de Conexión (Denominación En Español)	Sistema
<i>Reduced beam section (RBS)</i>	Viga de sección reducida (RBS)	SMF , IMF
<i>Bolted unstiffened extended end plate (BUEEP)</i>	Placa extrema no rígida extendida y atornillada (BUEEP)	SMF , IMF
<i>Bolted stiffened extended end plate (BSEEP)</i>	Placa extrema rígida extendida y atornillada (BSEEP)	SMF , IMF
<i>Bolted flange plate (BFP)</i>	Con placa apernada al patin	SMF , IMF
<i>Welded unreinforced flange-welded web (WUF-W)</i>	Patin soldado no reforzado-aima soldada (WUF-W)	SMF , IMF
<i>Kaiser bolted bracket (KBB)</i>	Kaiser apernada (KBB)	SMF , IMF
<i>ConXtech ConXL moment connection (ConXL)</i>	ConXtech ConXL (ConXL)	SMF , IMF
<i>SidePlate moment connection (SidePlate)</i>	Conexión a momento con Placa Lateral	SMF , IMF
<i>Simpson Strong-Tie Strong Frame moment connection</i>	Simpson lazo fuerte elemento fuerte (Con Fusible)	SMF , IMF
<i>Double-tee moment connection</i>	Doble tee	SMF , IMF

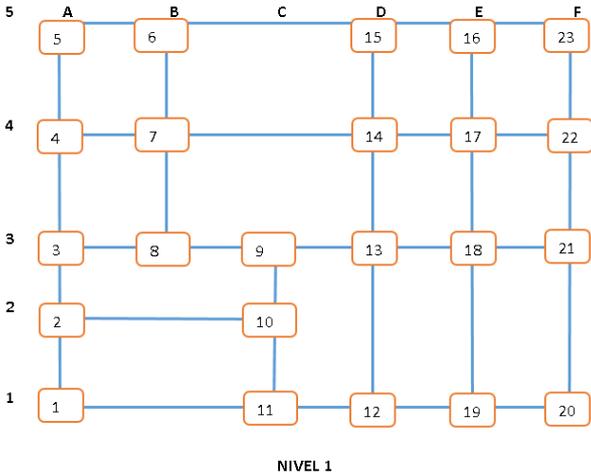
**Figura 2.43 Conexiones precalificadas**

Fuente: AISC341, 2010

En nuestro caso, se usó el diseño de conexión viga- columna establecido en la Tesis “Estudio de las conexiones soldadas de columnas compuestas RCFT con vigas metálicas Tipo I comúnmente usadas en Ecuador”. Consta de dos placas soldadas ubicadas en el patín superior e inferior de la viga combinada con el diseño de conexión RBS (Reduced beam section) según la sección 5.8 de ANSI/AISC 358-16, el cual garantiza la formación de rótulas plásticas. Este diseño fue analizado mediante análisis de laboratorio, el cual obtuvo buenos resultados.

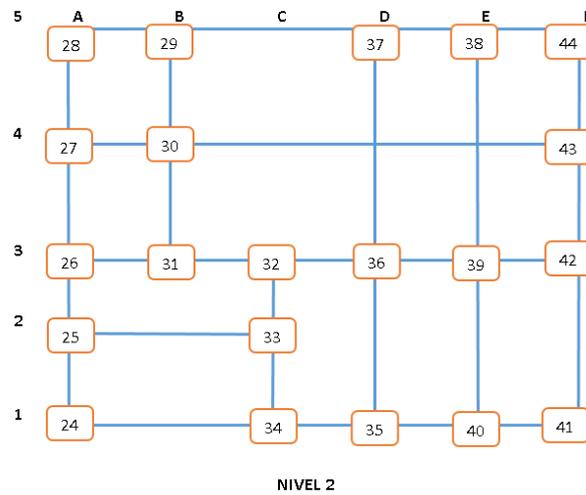
### 2.8.2 Conexión viga-columna

La figura 2.44 y 2.45, representan las conexiones columna-viga del nivel 1 y 2 respectivamente.



**Figura 2.44 Número de conexiones nivel 1**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 2.45 Número de conexiones nivel 2**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### 2.8.2.1 Diseño de la conexión RBS (Sección de viga reducida)

Paso 1: Determinar la geometría de la sección reducida, según lo indica la ANSI/AISC 358-16.

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (2.64)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (2.65)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (2.66)$$

Paso 2: Determinar el módulo de sección plástica en el centro de la sección reducida según indica la ANSI/AISC 358-16.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (2.67)$$

Paso 3: Calcular el momento máximo probable  $M_{pr}$ , en el centro de la sección reducida según la ANSI/AISC 358-16.

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS} \quad (2.68)$$

Paso 4: Determinar el cortante en el centro de la sección reducida según indica ANSI/AISC 358-16.

$$L_h = L - 2 \left( a + \frac{b}{2} \right) \quad (2.69)$$

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{grav} \quad (2.70)$$

Paso 5: Determinar el momento probable en la cara de la columna según indica ANSI/AISC 358-16.

$$S_h = a + \frac{b}{2} \quad (2.71)$$

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h \quad (2.72)$$

Paso 6: Determinar el momento plástico de la viga  $M_{pe}$  basado en el esfuerzo de fluencia según ANSI/AISC 358-16.

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x \quad (2.73)$$

Paso 7: Comprobar que cumpla con la resistencia a la flexión de la viga en la cara de la columna según ANSI/AISC 358-16.

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (2.74)$$

Paso 8: Calcular la fuerza cortante requerida  $V_u$  entre la viga y la conexión soldada de la columna con la viga según ANSI/AISC 358-16.

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad} \quad (2.75)$$

Paso 9: Determinar y diseñar la placa cortante soldada entre la unión de la columna y la viga según ANSI/AISC 358-16.

$$\phi_v V_v = \phi_v d_{pc} t_{pc} F_{ypc} \quad (2.76)$$

Paso 10: Revisar los requisitos de placa de continuidad según ANSI/AISC 341-10, no se colocan placas de continuidad si se cumplen las ecuaciones E3-8 y E3-9.

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad E3 - 8 \quad (2.77)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad E3 - 9 \quad (2.78)$$

Si no cumple con estas condiciones, se diseña la zona de panel.

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d - t_{df}} \quad (2.79)$$

$$\phi R_u = \phi d_c t_{cf} F_{yc} \quad (2.80)$$

El diseño detallado se encuentra en el Anexo C, ejemplo 6.

### 2.8.3 Conexión rígida de vigas secundarias

Del programa Etabs se obtiene los valores de Momento y Cortante que resisten las vigas secundarias, las cuales son base para calcular la fuerza que debe resistir la soldadura a diseñar. Se debe calcular la resistencia de diseño del metal base de soldadura y del material base.

$$R_{dw} = 0.9 \times 0.6 \times F_{yw} t_e L_w \quad (2.81)$$

$$R_{dBM} = 0.9 \times 0.9 \times F_{yw} t_e L_w \quad (2.82)$$

Donde  $F_{yw}$  es la resistencia del metal base,  $L_w$  es la longitud de soldadura igual a longitud del patín de la viga y  $t_e$  es la longitud del espesor de la viga.

Se debe comprobar que la resistencia del metal base  $R_{dw}$  sea mayor a la del material base  $R_{dBM}$ .

Finalmente se calcula el espesor requerido de soldadura mediante la ecuación 2.83

$$w = \phi 0.6 F_{EXX} 0.707 / W_u \quad (2.83)$$

El diseño detallado se encuentra en el Anexo C, ejemplo 7.

#### 2.8.4 Conexión columna-placa base

A partir de los momentos máximos en las columnas más cargadas como se observa en la tabla 2.27, se procede a calcular la carga puntal  $P_{uf}$  que debe resistir la soldadura. En base a la ecuación 2.84, se determina el espesor requerido de la soldadura.

**Tabla 2.27 Momento último de las columnas más críticas**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

	Interior	Exterior	Esquinera
<b>Mu (Ton-m)</b>	2.13	2.87	2.85
<b>Mu (kg-cm)</b>	213000	287000	285000

$$w = \phi 0.6 F_{EXX} 0.707 / W_u \quad (2.84)$$

El diseño detallado se encuentra en el Anexo C, ejemplo 8.

#### 2.8.5 Conexión columna armada

Se usará soldadura continua para conectar los flejes que formarán las columnas. Se analizará una columna interior, exterior y esquinera.

En la tabla 2.28, se especifica los valores de cortante máximo obtenidos del programa Etabs, con los cuales se determinará el espesor requerido de soldadura.

**Tabla 2.28 Cortante último de las columnas más críticas**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

	Interior	Exterior	Esquinera
<b>Vu (Ton)</b>	2.13	2.87	2.85
<b>Vu (kg)</b>	2130	2870	2850

A partir de datos como inercia, área de patín y la distancia hacia el centro de gravedad, se determina el valor de la carga lineal como debe soportar la soldadura.

$$q_{sv} = \frac{VA_{patin}y'}{I_x} \quad (2.85)$$

Una vez obtenida la carga lineal, se determina el espesor de soldadura requerido.

$$w = \emptyset 0.6F_{EXX}0.707/q_{sv} \quad (2.86)$$

El diseño detallado se encuentra en el Anexo C, ejemplo 9.

### 2.8.6 Empalme de columnas

A partir del programa Etabs, obtenemos los valores máximos de momento y cortante de la columna más cargada.

Se procede a realizar el diseño por tensión de la soldadura. Se calcula la fuerza  $P_{uf}$ , la cual debe soportar el cordón de soldadura, donde  $d_m$  es la diferencia entre la dimensión de la columna y su espesor.

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d_m} \quad (2.87)$$

La resistencia de diseño del cordón de soldadura CJP viene dado por:

$$R_d = \text{mín}[R_{dw}, R_{dBM}] \quad (2.88)$$

$$R_{dBM} = 0.9(0.6F_{yBM})t_eL_w \quad (2.89)$$

$$R_{dw} = 0.9(0.6F_{yw})t_eL_w \quad (2.90)$$

El diseño por cortante viene dado por:

$$R_{dBM} = 0.9(0.6F_{yBM})t_eL_w \quad (2.91)$$

$$R_{dw} = 0.8(0.6F_{yw})t_eL_w \quad (2.92)$$

El diseño detallado se encuentra en el Anexo C, ejemplo 10.

### 2.8.7 Empalme de vigas

De igual manera, se establece mediante el programa Etabs la fuerza cortante máxima y las dimensiones del perfil al cual se realizará el análisis.

Se calcula la resistencia por fluencia al corte, debido a que la resistencia de la junta se encuentra controlada por el metal base.

$$R_n = 0.6F_yA_{gv} \quad (2.93)$$

Se debe verificar la resistencia por fractura de corte.

$$R_n = 0.6F_uA_{nv} \quad (2.94)$$

El diseño detallado se encuentra en el Anexo C, ejemplo 11.

## **2.9 Alternativas de cimentación propuestas**

La cimentación o sub-estructura tiene como función transferir las cargas vivas y muertas del edificio, las cargas sísmicas sometidas por el edificio y las impartidas del suelo mismo. (MIDUVI; CAMICON, 2015)

Para el tipo de edificación que se desarrolla en este documento, se considerarán como alternativas únicamente las cimentaciones superficiales ya que la relación entre la profundidad de desplante y ancho de la cimentación es menor a 4; en este caso se compararán las zapatas aisladas y las zapatas corridas.

A continuación, se desglosan las principales características entre estos tipos de cimentación para elegir la mejor alternativa para este caso particular.

### **2.9.1 Zapatas aisladas o individuales**

- Son el tipo de cimentaciones más usadas.
- Soportan las cargas de una sola columna.
- Pueden ser cuadradas o circulares.
- Preferente en suelos de gran resistencia.
- Gran probabilidad de asentamientos diferenciales.

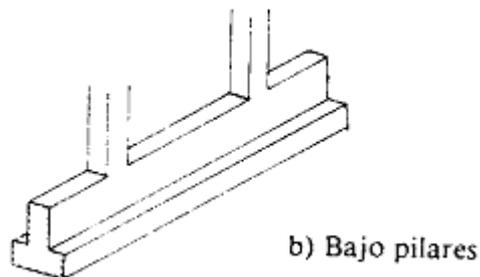


**Figura 2.46 Zapata aislada o individual**

Fuente: (GIG - Universidad Politécnica de Madrid, 2007)

### 2.9.1 Zapatas corridas o continua

- Soportan las cargas de varias columnas a la vez o las cargas de un muro.
- Son más comunes en suelos de baja resistencia, ya que hay mayor área de contacto con el suelo que los otros tipos de cimentación.
- Menores asentamientos diferenciales.



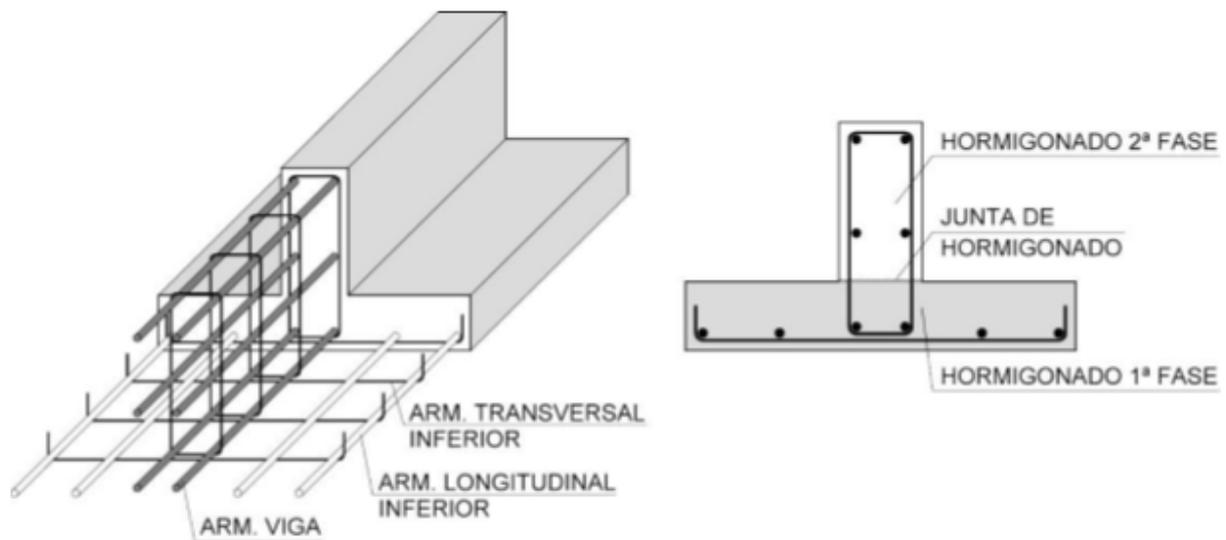
**Figura 2.47 Zapata corrida**

Fuente: (GIG - Universidad Politécnica de Madrid, 2007)

### 2.9.2 Selección de alternativa de cimentación

El tipo de cimentación se deberá basar en el tipo de edificación y las cargas que transmite al suelo, las condiciones del suelo, la capacidad admisible y el costo de esta.

Por recomendaciones de expertos en geotecnia consultados, sugieren la zapata corrida debido a que los suelos cohesivos son de baja resistencia para las cargas y luces que se desean en este edificio y evitar los asentamientos diferenciales que conllevaría a una deformación de la estructura, según lo determinado en la sección 2.1.



**Figura 2.48 Refuerzo de cimentación de sección en T invertida**

Fuente: (Vicente Ordura Vida, 2015)

Y el tipo de análisis será por capacidad de carga última o resistencia al cortante del suelo según la NEC-SE-GC.

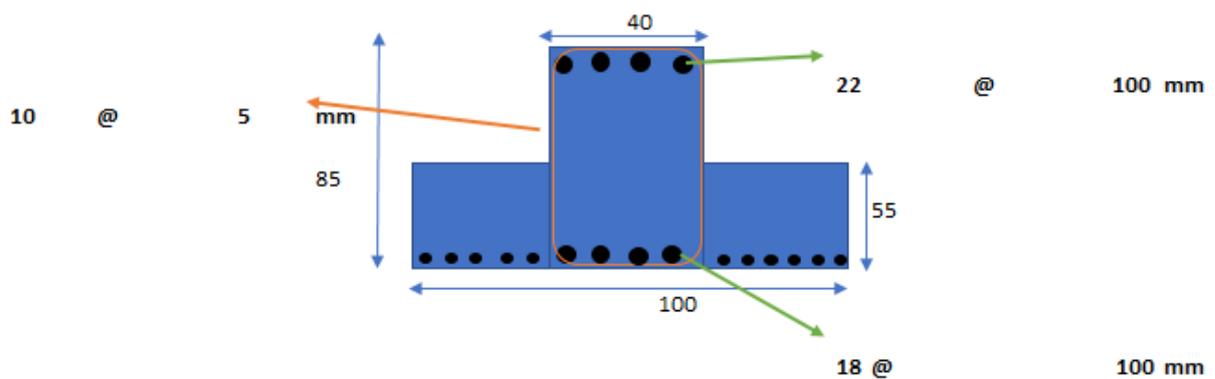
## 2.10 Diseño estructural de la sub-estructura

La NEC-SE-GC, en su sección 6.4, establece los pasos a seguir para el correcto diseño estructural de la cimentación. Se debe evaluar los dos estados límites: de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos).

Se realizó el pre-dimensionamiento de zapata corrida considerando las condiciones de suelo anteriormente determinadas y las cargas que bajan por las columnas que deberán ser transmitidas al suelo, y se debe revisar las excentricidades de las cargas para evitar problemas de aplicación de la carga y las capacidades máximas.

Para el diseño se mayoran las cargas aplicadas, evaluar los momentos y fuerzas cortantes y con la cuantía del elemento se definan las dimensiones de la zapata y viga. Se debe diseñar para soportar el cortante y momento flector final aplicado, elegir refuerzo coherente para evitar posterior errores en el proceso constructivo.

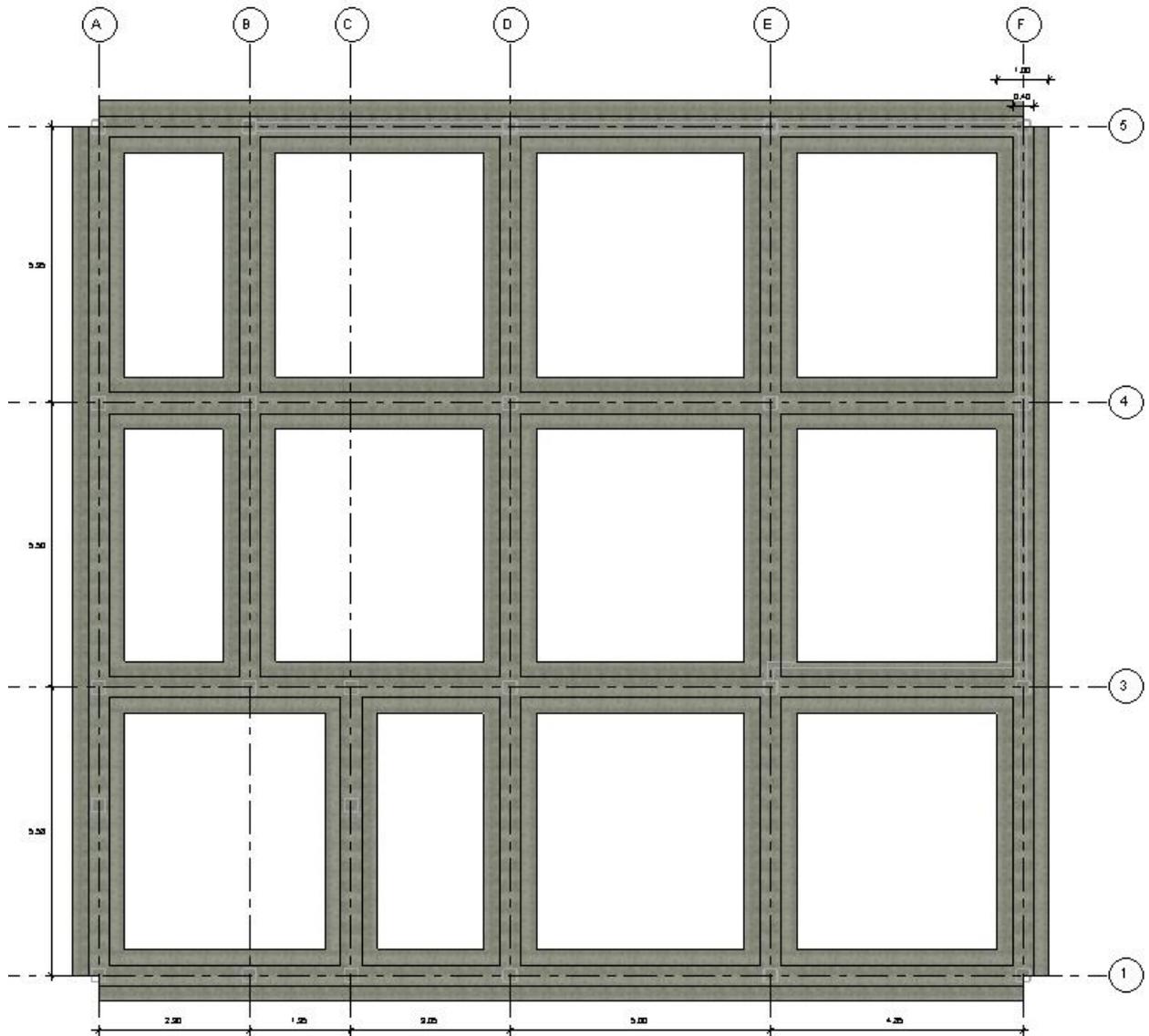
Teniendo un resultado del armado como se muestra a continuación:



**Figura 2.49 Dimensiones y distribución del acero de refuerzo en zapata**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

En los anexos se presentan los planos a detalle de la cimentación propuesta, a continuación se muestra la planta del diseño propuesto.



**Figura 2.50 Vista en planta de la distribución de zapatas**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

El desarrollo se encuentra en el Anexo C, ejemplo 12.

## 2.11 Diseño de instalaciones hidrosanitarias

### 2.11.1 Diseño de la red de agua potable (AA.PP.)

Para el diseño de la red de agua potable del edificio en cuestión se siguen los pasos establecidos en el capítulo 16 de la NEC (Comité Ejecutivo de la NEC, 2011).

#### 2.11.1.1 *Cálculo de la población servida*

Se determina el número probable de usuarios para los cuales se diseña las redes se usa métodos de proyección como el geométrico, aritmético, exponencial, Ine, wappaus, los tres últimos fueron los usados para un período de 25 años con una tasa de crecimiento anual ( $i$  o  $r$ ) de 1% y la población actual de 110 personas, capítulo 1. (Valle, 2009)

#### 2.11.1.2 *Consumo máximo diario (CMD)*

La norma hidrosanitaria NHE Agua recomienda, en la tabla 2.29, que para templos la dotación debería variar entre 5 a 10 L/concurrente/día.

**Tabla 2.29 Consumo máximo diario**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

<b>Cantidad de usuarios =</b>	141	personas
<b>Dotación =</b>	10	L/persona/día
<b>Consumo máx. Diario =</b>	1414,3	L/día
	1,41	m3/día

#### 2.11.1.3 *Caudal máximo probable*

$$Q_{mp} = 1.7391Q_i^{0.6891} \quad (2.95)$$

Donde  $Q_i$  es el gasto instalado es decir la suma de todos los consumos de los artefactos sanitarios instalados en el edificio. (Comité Ejecutivo de la NEC, 2011)

**Tabla 2.30 Cálculo de gasto instalado**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Artefacto Sanitario	Q inst min (lt/s)	Cantidad (unidad)	Q total (lt/min)
Ducha	0,2	1	12
Urinario	0,5	2	60
Inodoro	0,1	6	36
Fregadero de cocina	0,2	1	12
Lavabo	0,1	7	42
Llave de manguera	0,2	3	36
<b>Gasto Instalado <math>Q_i</math> =</b>			198

Por lo tanto, el caudal máximo probable es de 66,52 lt/min.

Se determina el volumen del reservorio dependiendo del tipo de sistema de distribución que se diseñará, en este caso únicamente se abastecerá el nivel 2 por bombeo, el consumo máximo diario por el tiempo en días que deberá almacenar el reservorio. (Comité Ejecutivo de la NEC, 2011)

**Tabla 2.31 Consumo máximo diario de reservorio**

Fuente: Comité Ejecutivo NEC, 2011

Días de reserva =	1	día
Volumen reservorio =	1500	L
	1,5	m3

#### **2.11.1.4 Acometida**

El tipo de acometida a utilizarse será con un contador único y distribución vertical por grupo único de columnas.

De acuerdo con la NEC, el volumen mínimo para 24 horas de uso debe ser abastecido de 4 a 6 horas, con esta información se calcula el caudal requerido para la acometida con una velocidad recomendada de 1.5 m/s, se referencia a las tablas de Flamant.

**Tabla 2.32 Cálculo requerido para la acometida**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

<b>t (recomendado) =</b>	4	horas
	14400	segundos
<b>Volumen reservorio =</b>	1500	L
<b>Caudal requerido para la acometida</b>		
<b>Q = V/t =</b>	0,104	L/s
<b>Velocidad deseada: v = 0.6 - 2.5 m/s</b>		
<b>v (recomendada) =</b>	1,5	m/s

Tabla 3.1

Flamant

**1/2"**       $j = 4C (V^{1.75} / D^{1.2})$        $Q = AV$        $j = 6,1C (Q^{1.75} / D^{4.75})$

Unidades	Caudal Q			V	hv	Pérdidas por fricción en m/m				
	gal/min	l/min	l/s			Coeficiente de fricción C				
						Fundido 0,00031	Galva- nizado 0,00031	Acero 0,00018	Cobre 0,00012	P.V.C. 0,00010
1	3,79	0,06	0,47	0,01	0,079	0,058	0,046	0,030	0,025	
2	2	7,57	0,13	1,03	0,05	0,304	0,226	0,177	0,118	0,098
3	3	11,35	0,19	1,50	0,11	0,591	0,439	0,343	0,229	0,191
5	4	15,14	0,25	1,97	0,20	0,956	0,709	0,555	0,370	0,308

**Figura 2.51 Tabla de Flamant para el diámetro de la acometida.**

Fuente: (Carmona, 2010)

### 2.11.1.5 Red de diseño

El sistema se diseña para abastecer al artefacto sanitario más desfavorable hidráulicamente, es decir el más alejado y elevado a la fuente de abastecimiento de agua.

Lo cálculos de presión, diámetros, pérdidas por tuberías verticales y horizontales, pérdidas en accesorios según sus longitudes equivalentes, velocidades y presiones (altura de impulsión), mediante el desarrollo de cálculo usando la tabla de Hazen Williams, revisar anexos.

### 2.11.1.6 *Altura de succión*

A partir del caudal del último tramo de tubería y las unidades servidas para un diámetro mayor al de este tramo se determinan la velocidad y pérdidas con la tabla Hazen-Williams. En esto cálculos no se considera las pérdidas por velocidad.

**Tabla 2.33 Cálculo de la altura de succión**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

<b>Cálculo de la succión</b>	
Del último tramo de tubería:	
Unidades servidas =	25
Caudal (lt/s) =	1,20
Para un diámetro 1 1/2" y tabla H. W.	
velocidad (m/s) =	1,09
pérdida hv (m) =	0,06
pérdida j (m/m) =	0,028
Pérdidas por accesorios (m) =	6,83
Longitud H (m) =	1,00
Longitud V (m) (cisterna) =	1,8
Longitud Total (m) =	9,63
Pérdida total por fricción (m) =	0,27
Altura total de succión (m)* =	2,07

Posteriormente se comprueba:

- La altura máxima de succión (HMS) en función de pérdidas por temperatura, vacío de la bomba, por fricción y accesorios, por altitud, por depresión barométrica y por velocidad, según lo definido por la norma.

$$H_{MS} = 10.33 - h_{temp} - h_{vac} - h_{fr} - h_{msnm} - h_{bar} - h_v$$

- $h_{temp}$ : pérdida por temperatura
- $h_{vac}$ : pérdida por vacío imperfecto en la bomba: 1.8 – 2.4
- $h_{fr}$ : pérdida por fricción y accesorios
- $h_{msnm}$ : pérdida por altitud
- $h_{bar}$ : pérdida por depresión barométrica = 0.36
- $h_v$ : pérdida por velocidad

### Figura 2.52 Altura máxima de succión

Fuente: (Bayona, 2019)

- La altura neta positiva de succión disponible (NPSHd). El coeficiente  $K$  está tabulado (Carmona, 2010).

Se calcula la Altura Dinámica Total de Diseño (TDH) como la sumatoria de la succión e impulsión.

#### 2.11.1.7 Potencia de la bomba

La potencia de la bomba depende del caudal manejado por la bomba, presión dinámica y la eficiencia de la bomba.

$$P = Qb \times Pd / 76 \times \%effi$$

La potencia de la bomba resulta ser de 1 Hp.

Los planos de la red de abastecimiento de agua potable para el edificio se encuentran en los anexos.

#### 2.11.2 Diseño de la red de alcantarillado sanitario (AA.SS.)

Existen varias consideraciones que cabe mencionar:

- Se debe diseñar la red que garantice una evacuación rápida y eficaz sin permitir estancamientos y por lo consiguiente incomodidades en la edificación.

- Considerar sellos hidráulicos para impedir el paso de olores y microorganismos al interior de la construcción.
- Aguas abajo los diámetros deben aumentar nunca disminuir.
- Las pendientes de diseño recomendadas deben oscilar entre el 3% y 15%, pero se permite una mínima de 1%.

Se identifican características específicas del edificio como el número de pisos y el tipo de predio según el uso del mismo.

Clase 1: Vivienda unifamiliares, departamentos.

Clase 2: Oficinas, fábricas.

Clase 3: Escuelas, hoteles, centros comerciales, edificios públicos, teatros, aeropuertos.

**Figura 2.53 Clasificación según el tipo de construcción**

Fuente: (Bayona, 2019)

Se identifica el diámetro mínimo de descarga y cantidad de unidades servidas que representa cada artefacto según su clase.

	Clase	D.M.D.	U.E.H.
Water Closet (W.C.)	1	100	3
Water Closet (W.C.)	2	100	5
Water Closet (W.C.)	3	100	6
Lavatorio	1	38	1
Lavatorio	2 y 3	38	2
Baño tina	1	50	3
Baño tina	2 y 3	50	4
Baño Lluvia	1	40	2
Baño Lluvia multiple/ m	2 y 3	50	6
Bidet	1	50	1
Bidet	2 y 4	50	2
Urinario	2 y 3	38	1
Urinario pedestal	2 y 3	75	3
Urinario con tubería perforada / m	2 y 3	75	5
Lavaplatos con y sin lavavajillas	1 y 2	50	3
Lavaplatos restaurante	3	75	8
Lavacopas	1	50	3
Lavacopas	1 y 2	75	8
Lavaderos con o sin lavadoras	1	50	3
Lavaderos con máquinas lavadoras	1 y 2	75	6
Pileta con botagua	1 - 2 y 3	50	3

**Figura 2.54 Diámetro mínimo de tubería según el tipo de clase**

Fuente: (Bayona, 2019)

Se trazan la tentativa ubicación de las tuberías, considerando las condiciones mínimas de la normativa, los criterios de diseño y viabilidad económica. Se separan las instalaciones en tramos asignando letras a tramos para una mejor identificación.

Finalmente, se realizan los respectivos cálculos de red de alcantarillado mediante una tabla, considerando la capacidad de tubería horizontal con pendientes oscilantes entre 1% y 4%. El desarrollo de este diseño se encuentra en el Anexo D, ejemplo 1.

Los planos de la red de alcantarillado sanitario para el edificio se encuentran en los anexos.

# CAPÍTULO 3

## 3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

### 3.1 Estudio geotécnico

Con respecto a la sección 2.1 de estudio geotécnico, se obtuvo como resultados los valores de la tabla 3.1

**Tabla 3.1 Resultados del estudio geotécnico**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Ensayo	Parámetro	Perforación N°1		Perforación N°2	
		1	2	1	2
<b>Profundidad</b>		1.00-2.00	2.00-3.00	1.00-2.00	2.00-3.00
<b>Granulometría</b>	Pasante tamiz N° 200	98.95	99.72	99.06	99.98
<b>Contenido de Humedad</b>	W (%)	56.00	55.51	55.32	54.43
<b>Límites de Atterberg</b>	Índice de plasticidad (%)	51.64	74.33	60.57	84.34
<b>Consolidación</b>	Esfuerzo de pre consolidación (kPa)	170.00			
	Esfuerzo máximo (kPa)	4000			
	Coeficiente de permeabilidad promedio k (cm/s)	3.18E-06			
<b>Compresión Simple</b>	Su (kPa)		102.00		109.00

Mediante los resultados obtenidos de la tabla 3.1, se realizó la clasificación SUCS, mencionada en la sección 2.1.4, el cual refleja que nos enfrentamos a un suelo tipo CH (Arcilla de alta plasticidad) o Tipo E, el cual es muy común en el suburbio oeste de Guayaquil, debido a que el suelo en el que asientan es relleno. Este tipo de suelo tiene poca capacidad portante.

**Tabla 3.2 Clasificación SUCS del terreno de estudio**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Muestra N°	Perforación N°1		Perforación N°2	
	1	2	1	2
LL	87.00	113.50	93.60	106.00
IP	51.64	74.33	60.57	84.34
<b>Clasificación SUCS</b>	CH (Arcilla de alta plasticidad)			

### 3.2 Diseño estructural

El periodo de vibración máxima de la estructura es de 0.43 s. Del programa Etabs obtuvimos la tabla 3.3, donde se observa que la estructura cumple con este criterio.

**Tabla 3.3 Resultados de periodo de vibración**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

<b>Periodo de vibración de la estructura (Máx)</b>	0.43	s
<b>Modal 1</b>	0.429	s
<b>Modal 2</b>	0.342	s
<b>Modal 3</b>	0.338	s
<b>Modal 4</b>	0.166	s
<b>Modal 5</b>	0.153	s
<b>Modal 6</b>	0.119	s

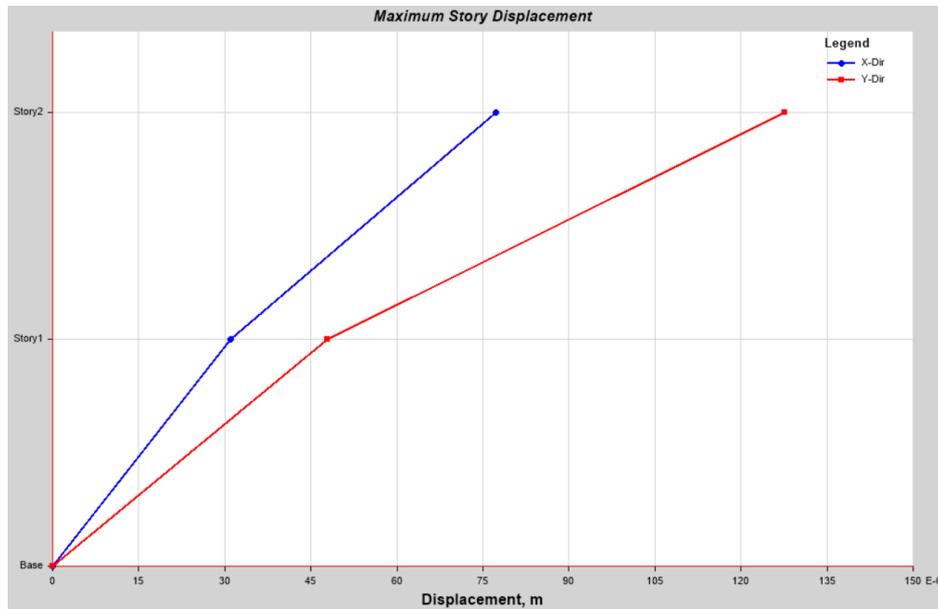
El peso final de la estructura fue de 49.17 kg/m<sup>2</sup>, el cual está por debajo del valor recomendado de 50 kg/m<sup>2</sup>, quiere decir que la estructura garantiza no ser muy rígida.

**Tabla 3.4 Peso de la estructura por m<sup>2</sup>**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

<b>Peso estructura</b>	30000	kg
<b>Área de construcción</b>	603.96	m <sup>2</sup>
<b>Peso/área de construcción</b>	49.67	kg/m <sup>2</sup>

El desplazamiento de la estructura en sentido X y Y se observa en la figura 3.1, a partir de los cuales se determinó las derivas máximas de la estructura.



**Figura 3.1 Desplazamiento de la estructura**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

**Tabla 3.5 Derivas de la estructura**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Nivel	Elevación	Dirección X	Dirección Y
	m	m	m
Nivel 2	6.80	0.000077	0.000128
Nivel 1	3.40	0.000031	0.000048

Como indica la NEC 2015, la deriva admisible viene dada por un valor máximo de 2% con respecto a la altura de la estructura.

**Tabla 3.6 Comprobación de derivas máximas de la estructura**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Nivel	Elevación	Dirección X	Dirección Y	Comprobación
	m	%	%	
Nivel 2	6.80	0.04	0.007	OK
Nivel 1	3.40	0.06	0.009	OK

### 3.2.1 Vigas principales y secundarias

En las tablas 3.7, 3.8 y 3.9, se muestra un resumen de los perfiles finales asignados. Todos los perfiles asignados tanto en vigas principales como en vigas secundarias, cumplen con el criterio de ser secciones compactas, resistencia a la flexión y al cortante.

**Tabla 3.7 Relación demanda/capacidad de vigas asignadas dirección X**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

DIRECCION X					
EJE	1	2	3	4	5
NIVEL 2	IPE 200	IPE 180	IPE 200	IPE 200/IPE300	IPE 200
D/C	0.17	0.55	0.27	0.35/0.79	0.20
NIVEL 1	IPE 270	IPE 200	IPE 220	IPE 220	IPE 270
D/C	0.25	0.62	0.77	0.75	0.28

**Tabla 3.8 Relación demanda/capacidad de vigas asignadas dirección Y**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

DIRECCION Y									
EJE	A	B	C		D		E		F
NIVEL 2	IPE 180	IPE 200	IPE 120		IPE 330	IPE 220	IPE 330	IPE 220	IPE 180
D/C	0.36	0.72	0.51		0.79	0.74	0.79	0.86	0.62
NIVEL 1	IPE 220	IPE 330	IPE 180	IPE 160	IPE 360	IPE 330	IPE 360	IPE 330	IPE 270
D/C	0.77	0.79	0.54	0.53	0.73	0.94	0.76	0.91	0.76

**Tabla 3.9 Relación demanda/capacidad de vigas secundarias asignadas**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Nivel 2	IPE 80	IPE 100	IPE 120	IPE 140	IPE 160
D/C	0.87	0.92	0.71	0.99	0.88
Nivel 1	IPE 100	IPE 140	IPE 160	IPE 200	IPE 220
D/C	0.66	0.76	0.78	0.99	0.76

Según la tabla de relación demanda/capacidad mencionada en la sección 2.6, se observó que la mayoría de perfiles se encuentran en el rango ideal y aceptable, a excepción de

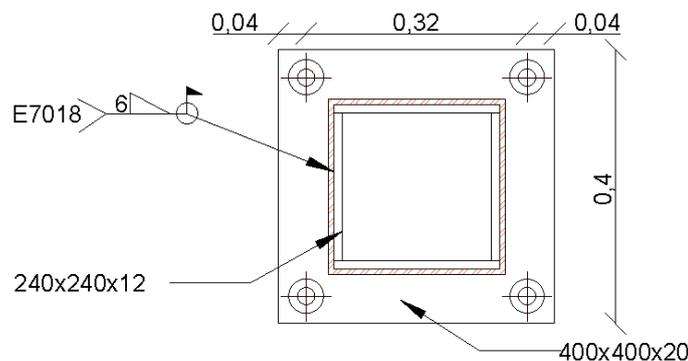
los perfiles perimetrales. Esto se debe a que presentaban pandeo torsional, por lo que se requirió colocar rigidizadores de corte, con el fin de evitar este pandeo.

### 3.2.2 Columnas y placa base

Se optó por un perfil armado cajón de dimensiones 240x240x12 mm, usando 4 flejes de acero estructural por columna de 240x12mm.

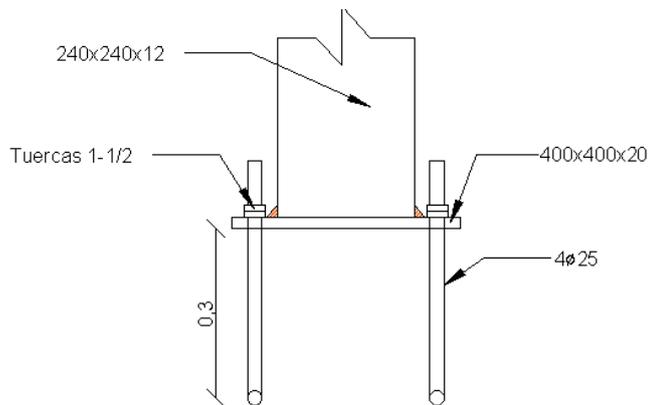
Este perfil cumplió con los criterios anteriormente mencionados tales como: sección sísmicamente compacta, columna fuerte - viga débil, resistencia a la flexión y la compresión.

La placa base tiene dimensiones de 400x400x20mm y 4 pernos de diámetro de 1 pulgada y longitud de 30 cm. Se obtuvo que para la unión de la columna y placa base se necesita un espesor de soldadura igual a 5 mm como requerimiento mínimo, finalmente optando por 6 mm de espesor de soldadura.



**Figura 3.2 Conexión columna - placa base**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019



**Figura 3.3 Vista lateral, columna - placa base**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### 3.2.3 Conexiones

Con respecto a la conexión viga – columna, se garantizó la formación de rótulas plásticas en las vigas, y se verificó que se cumplan los criterios mencionados en la sección 2.9.2, como los momentos probables en la rótula plástica. Se obtuvo las dimensiones de las placas de continuidad y placas de corte, la cuales se detallan en las siguientes figuras.

PLACAS DE CONTINUIDAD	UNIDAD	PESO PARCIAL (kg/m)	LONGITUD (m)	PESO (kg)
PL 30x6	kg	1,41	0,90	1,27
PL 38x6	kg	1,79	2,59	4,64
PL 50x6	kg	2,26	15,48	34,98
PL 65x6	kg	3,06	4,10	12,55
PL 75x6	kg	3,53	2,88	10,17

**Figura 3.4 Placas de continuidad asignadas**

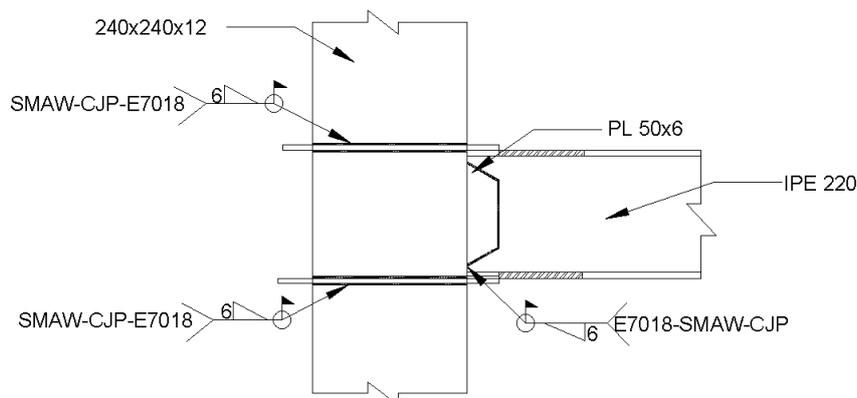
Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

PLACAS DE CORTE	PERFIL	CANTIDAD	UNIDAD	PESO PARCIAL (kg/m)	LONGITUD (m)	PESO (kg)
PLT 30x100x6	IPE 120	4	kg	1,41	0,4	0,564
PLT 50x100x6	IPE 160	2	kg	2,26	0,2	0,452
PLT 50x150x6	IPE 180	18	kg	2,26	2,7	6,102
PLT 50x150x6	IPE 200	31	kg	2,26	4,65	10,509
PLT 50x200x6	IPE 220	30	kg	2,26	6	13,560
PLT 65x200x6	IPE 270	22	kg	3,06	4,4	13,464
PLT 75x250x6	IPE 300	2	kg	3,53	0,5	1,765
PLT 75x250x6	IPE 330	10	kg	3,53	2,5	8,825
PLT 75x300x6	IPE 360	8	kg	3,53	2,4	8,472

**Figura 3.5 Placas de corte asignadas**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

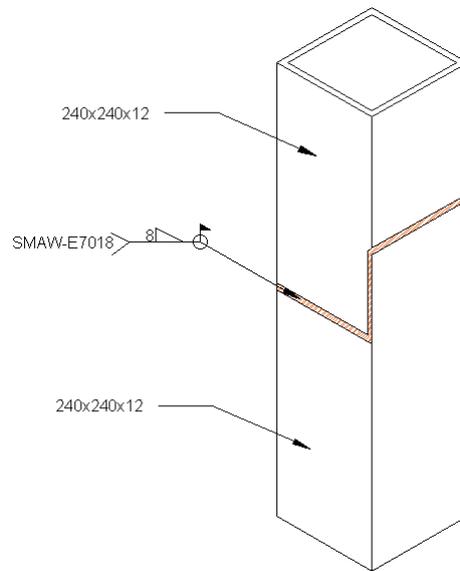
La soldadura para todas las conexiones mencionadas en la tabla anterior, son de penetración completa, perimetral de 6 mm de espesor, con electrodo E7018.



**Figura 3.6 Alzado conexión viga – columna**

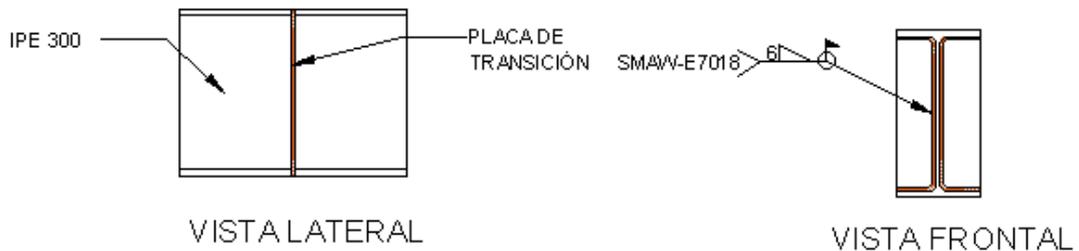
Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

En cuanto a los empalmes de vigas y columnas, se logró verificar los que la resistencia del metal base es mayor que la del material base, lo que quiere decir que la soldadura diseñada soportará las cargas que se analizó en el modelo estructural, el cual se asemeja a la realidad.



**Figura 3.7 Empalme de columna**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

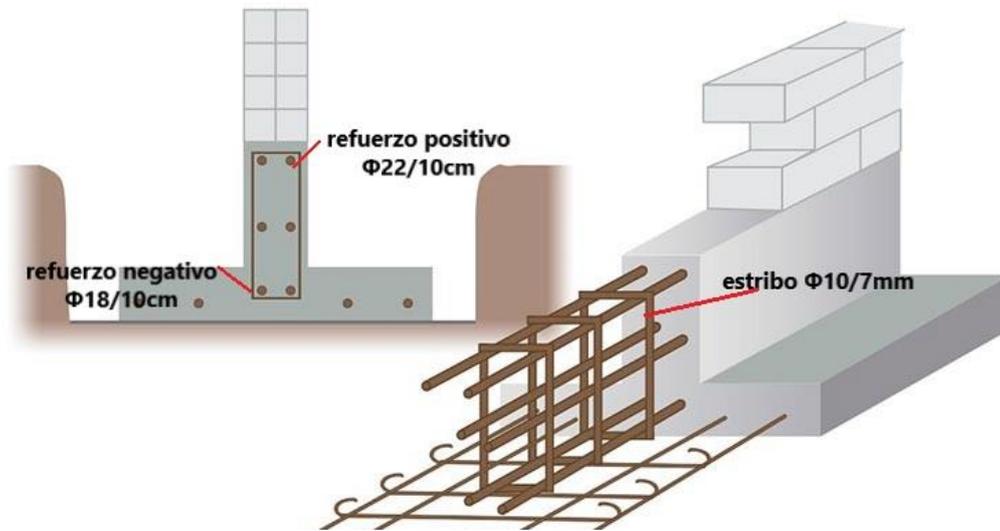


**Figura 3.8 Empalme de viga**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### 3.3 Diseño de cimentación

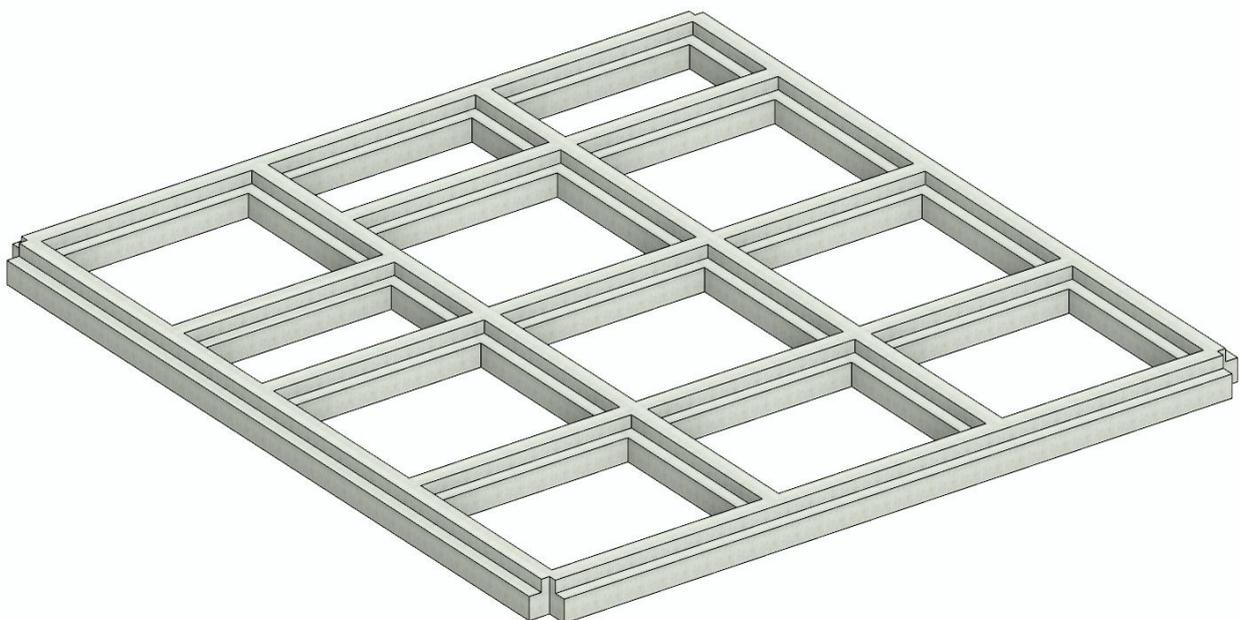
De acuerdo con la sección 2.11 el diseño de la cimentación quedó como viga T invertida con las dimensiones y refuerzo del eje crítico por facilidad constructiva, los resultados se muestran a continuación, para mayor información y detalles referirse a los anexos correspondientes.



**Figura 3.9 Armado de cimentación propuesta**

Fuente: Editado de (Vicente Ordura Vida, 2015)

Se realizó el chequeo por cortante máximo y flexión de la zapata y viga, distribuyendo el refuerzo estructural en función de los momentos máximos positivos y negativos considerando la cuantía mínima con el fin de economizar y se eligió la separación entre acero medidas cerradas con el fin de facilitar el proceso constructivo.



**Figura 3.10 Vista de la cimentación del edificio**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### 3.4 Diseño de instalaciones hidrosanitarias

El realizó el diseño considerando la ruta crítica, en el caso de red de agua potable en función del aparato sanitario más desfavorable y en el caso de aguas servidas priorizando los diámetros de tubería mayores en la ruta.

La característica principal que diferencia estos diseños es que la red de agua potable se diseña a presión y de aguas servidas no, por lo que la presencia o ausencia de un sistema de bombeo y/o de presión depende de la presión suministrada por la red pública en el sector. En este diseño al no conocer la presión de la red se supuso el caso más crítico, es decir la necesidad de un sistema que aumente la presión para suministrar todos los puntos de agua deseados en el diseño de la edificación, se eligió únicamente una bomba de 1 Hp, los cálculos que lo respaldan se encuentra en los anexos.

Se revisaron las velocidades y caudales que el flujo representaría en cada tubería con el fin de evitar fenómenos como el golpe de ariete, además se respetaron los criterios de diseño establecidos en la normativa referente.

Los elementos y aparatos sanitarios para los cuales se diseñaron las redes hidrosanitarias se exponen a continuación, con la unidad de medida y las cantidades. Esta cuantificación servirá para determinar el presupuesto de este componente.

**Tabla 3.10 Cantidades finales de piezas usadas para instalación sanitaria**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

<b>INSTALACIONES DE AGUA POTABLE</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>
Acometida para AA.PP. de 2"	m	20
Puntos de AA.PP.	punto	17
Tubería de presión de PVC de 3/4"	m	25,3
Tubería de presión de PVC de 1"	m	12,44
Tubería de presión de PVC de 1/2"	m	30,58
Grifo para manguera	unidad	4
Bomba de agua de 1 HP	unidad	1

<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>
Red de AA.SS. de cámara a red pública	m	9
Tubería de AA.SS. de 38mm	m	6,55
Tubería de AA.SS. de 50mm	m	4,08
Tubería de AA.SS. de 75mm	m	1,14
Tubería de AA.SS. de 110mm	m	30,36
Punto de drenaje de AA.SS.	unidad	17
Rejilla de piso de 50mm	unidad	6
Caja de registro de AA.SS.	unidad	1
<b>PIEZAS SANITARIAS</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>
Fregadero	unidad	1
Lavabo	unidad	7
Inodoro	unidad	6
Urinario	unidad	2
Ducha	unidad	1

La presencia de un sistema de bombeo y almacenamiento en cisterna para el suministro de agua potable además que asegura que todos los puntos de agua considerados en el diseño cuenten con la presión mínima requerida, a pesar que se asumió esta necesidad al no conocer a ciencia cierta la presión proporcionada por la red pública este diseño brinda la seguridad que las futuras instalaciones sanitarias no consideradas en esta propuesta cuenten con el abastecimiento de agua con su presión recomendada por la normativa y en días de desabastecimiento de agua por el motivo que fuera el inmueble podrá suplir esta necesidad a sus usuarios por el período de un día.

En los planos arquitectónicos (referirse a la sección 2.3 y sus correspondientes anexos) se pueden observar la ubicación de las piezas sanitarias y complementariamente en los planos de instalaciones la ubicación de demás elementos sanitarios.

### **3.5 Presupuesto y Programa de Obra**

El análisis de precios desglosado a continuación, se basó en precios referenciales de: proyectos civiles del 2018, la experiencia del Ing. Arnaldo Bayona y la Revista Domus Abril – Mayo, año 2019.

**Tabla 3.11 Presupuesto general de obra**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

ID	Descripción	Unidad	Cantidad	Precios Unitarios	Precio Total
<b>1</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				
1.01	Construcciones provisionales	m2	20	\$ 36,41	\$ 728,20
1.02	Instalaciones provisionales eléctricas	u	1	\$ 183,46	\$ 183,46
1.03	Instalaciones provisionales de agua	global	1	\$ 62,23	\$ 62,23
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 973,89</b>
<b>2</b>	<b>CIMENTACIÓN</b>				
2.01	Excavación, relleno y desalojo para cimentaciones	m3	437,41	\$ 4,02	\$ 1.758,39
2.02	Zapatas corridas f'c=210kg/cm2 (incluye acero de refuerzo)	m3	112,23	\$ 163,37	\$ 18.335,02
2.03	Replanteo con hormigón simple f'c=180kg/cm2 e=5cm	m2	123,66	\$ 89,16	\$ 11.025,53
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 31.118,93</b>
<b>3</b>	<b>ESTRUCTURA METALICA</b>				
3.01	Vigas tipo I metálicas con rigidizadores ASTM A-36 (incluye conexiones)	kg	15598,77	\$ 3,39	\$ 52.879,83
3.02	Columnas armadas metálicas con placas: bases, de corte y continuidad ASTM A-36 (incluye conexiones)	kg	28566,04	\$ 3,29	\$ 93.982,27
3.03	Losa de Steel-Panel	m2	603,96	\$ 25,01	\$ 15.105,04
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 161.967,14</b>
<b>4</b>	<b>ALBAÑILERÍA</b>				
4.01	Mampostería de bloque pesado 9x20x40cm	m2	339	\$ 7,19	\$ 2.437,41
4.02	Mampostería de bloque de hormigón 14x19x39cm	m2	378	\$ 10,69	\$ 4.040,82
4.03	Enlucido de paredes interiores y exteriores	m2	717	\$ 4,97	\$ 3.563,49
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 10.041,72</b>

<b>5</b>	<b>ACABADOS</b>				
5.01	Revestimiento de paredes con cerámica (25x45cm)	m2	13,2	\$ 15,25	\$ 201,30
5.02	Contrapiso de hormigón simple f'c=180kg/m2 e=8cm	m2	383,56	\$ 10,92	\$ 4.188,48
5.03	Recubrimiento de piso con porcelanato de 50x50cm	m2	383,56	\$ 28,57	\$ 10.958,31
5.04	Pintura de caucho interior y exterior (2 manos)	m2	717	\$ 6,29	\$ 4.509,93
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 19.858,01</b>
<b>6</b>	<b>TUMBADOS</b>				
6.01	Cielo raso falso Gypsum	m2	383,56	\$ 18,42	\$ 7.065,18
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 7.065,18</b>
<b>7</b>	<b>ALUMINIO Y VIDRIO</b>				
7.01	Ventana de aluminio y vidrio e=6mm	m2	29,31	\$ 73,53	\$ 2.155,16
7.02	Divisiones de aluminio para baños	m2	8,51	\$ 80,71	\$ 686,84
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 2.155,16</b>
<b>8</b>	<b>PUERTAS</b>				
8.01	Puerta de madera HDF interior 80x210cm (incluye cerradura)	u	16	\$ 203,90	\$ 3.262,40
8.02	Puerta metálica exterior	m2	6,09	\$ 89,61	\$ 545,72
8.03	Puerta de garaje 2x2,4m	u	8	\$ 309,33	\$ 2.474,64
8.04	Puerta de aluminio y vidrio para ducha	m2	2,88	\$ 128,72	\$ 370,71
8.05	Puerta de madera interior 200x150cm (incluye cerradura)	u	1	\$ 256,18	\$ 256,18
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 3.808,12</b>
	<b>INSTALACIONES</b>				
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE AGUA POTABLE</b>				
9.01	Acometida para AA.PP. de 2"	m	20	\$ 9,23	\$ 184,60
9.02	Puntos de AA.PP.	pto	17	\$ 23,99	\$ 407,83
9.03	Tubería de presión de PVC de 3/4" (20mm) (incluye accesorios)	m	25,3	\$ 2,61	\$ 66,03
9.04	Tubería de presión de PVC de 1" (incluye accesorios)	m	12,44	\$ 5,89	\$ 73,27

9.05	Tubería de presión de PVC de 1/2" (incluye accesorios)	m	30,58	\$ 6,88	\$ 210,39
9.06	Llave para manguera	u	4	\$ 10,60	\$ 42,40
9.07	Bomba de agua de 1 HP	u	1	\$ 187,32	\$ 187,32
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 1.171,85</b>
10	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				
10.01	Red de AA.SS. de cámara a red pública	m	9	\$ 14,29	\$ 128,61
10.02	Tubería de AA.SS. de 38mm	m	6,55	\$ 5,21	\$ 34,13
10.03	Tubería de AA.SS. de 50mm	m	4,08	\$ 5,89	\$ 24,03
10.04	Tubería de AA.SS. de 75mm	m	1,14	\$ 9,71	\$ 11,07
10.05	Tubería de AA.SS. de 110mm	m	30,36	\$ 11,28	\$ 342,46
10.06	Punto de drenaje de AA.SS.	u	17	\$ 9,48	\$ 161,16
10.07	Rejilla de piso de 50mm	u	6	\$ 10,97	\$ 65,82
10.08	Caja de registro de AA.SS.	u	1	\$ 88,64	\$ 88,64
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 727,31</b>
11	<b>PIEZAS SANITARIAS</b>				
11.01	Lavadero Teka 1 pozo 100x50cm	u	1	\$ 128,64	\$ 128,64
11.02	Lavamanos empotrable	u	7	\$ 110,99	\$ 776,93
11.03	Inodoro	u	6	\$ 132,84	\$ 797,04
11.04	Urinario	u	2	\$ 86,02	\$ 172,04
11.05	Ducha	u	1	\$ 60,37	\$ 60,37
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 1.935,02</b>
12	<b>EXTERIORES</b>				
12.01	Piso de adoquín vehicular multicolor	m2	160	\$ 34,47	\$ 5.515,20
12.02	Pintura de tráfico para señalización horizontal	m2	12,8	\$ 19,49	\$ 249,47
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$ 5.764,67</b>
				<b>PRESUPUESTO SUBTOTAL</b>	<b>\$ 246.587,00</b>
				<b>COSTOS INDIRECTOS (20%)</b>	<b>\$ 49.317,40</b>
				<b>PRESUPUESTO TOTAL sin IVA</b>	<b>\$ 295.904,40</b>

Para mayor información de los libros de APUs de cada uno de los rubros considerados dirigirse a la sección de anexos.

### 3.5.1 Cronograma de actividades

De manera tentativa el cronograma de obra de esta edificación se presenta a continuación, el cual fue desarrollado en *Project*.

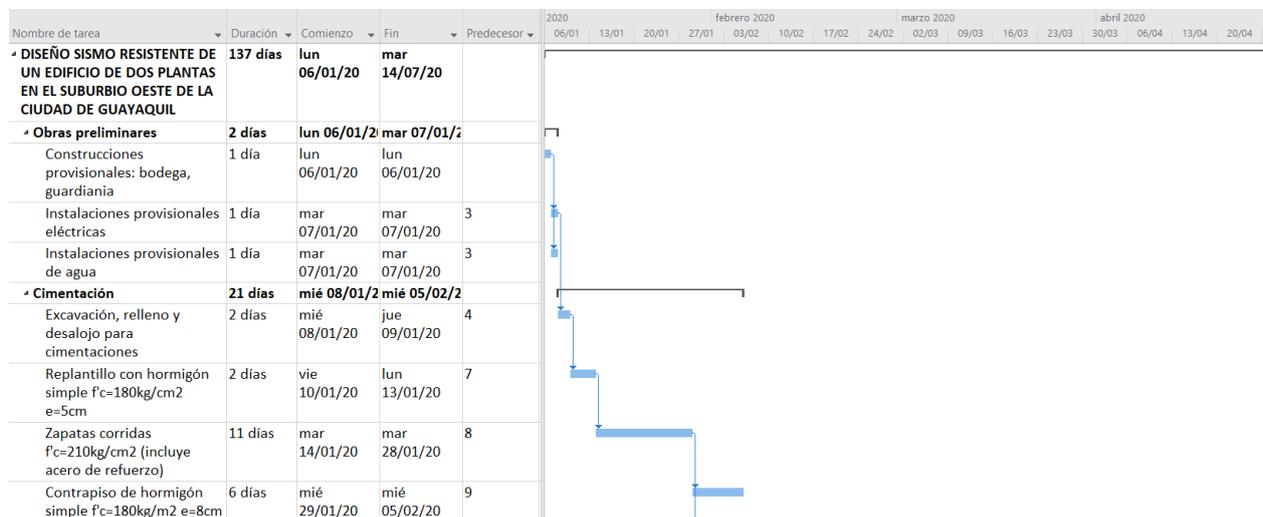


Figura 3.11 Cronograma de obra, parte 1

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

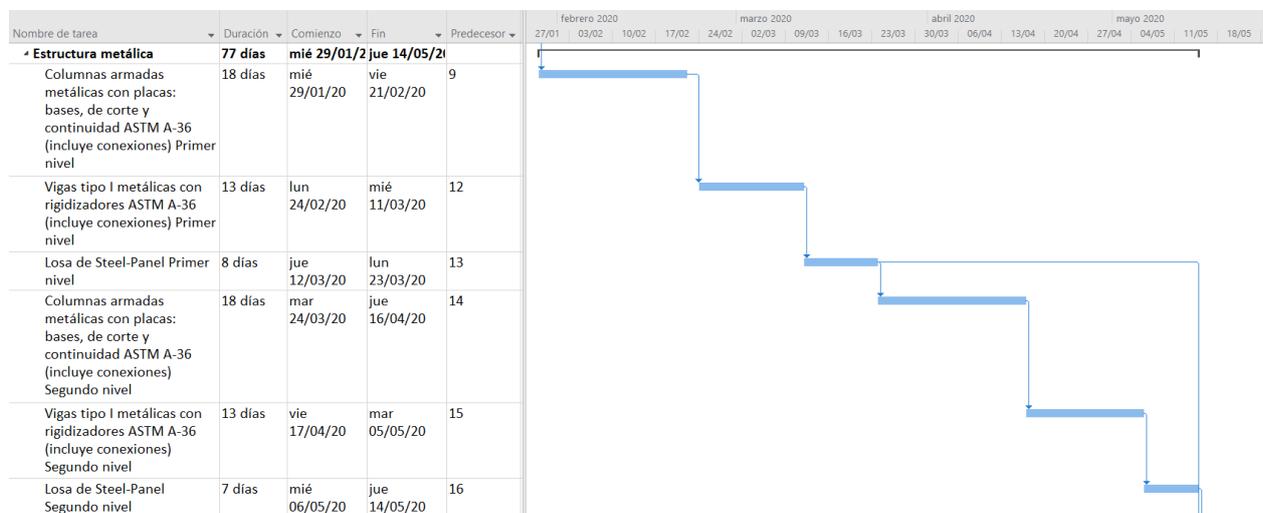


Figura 3.12 Cronograma de obra, parte 2

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

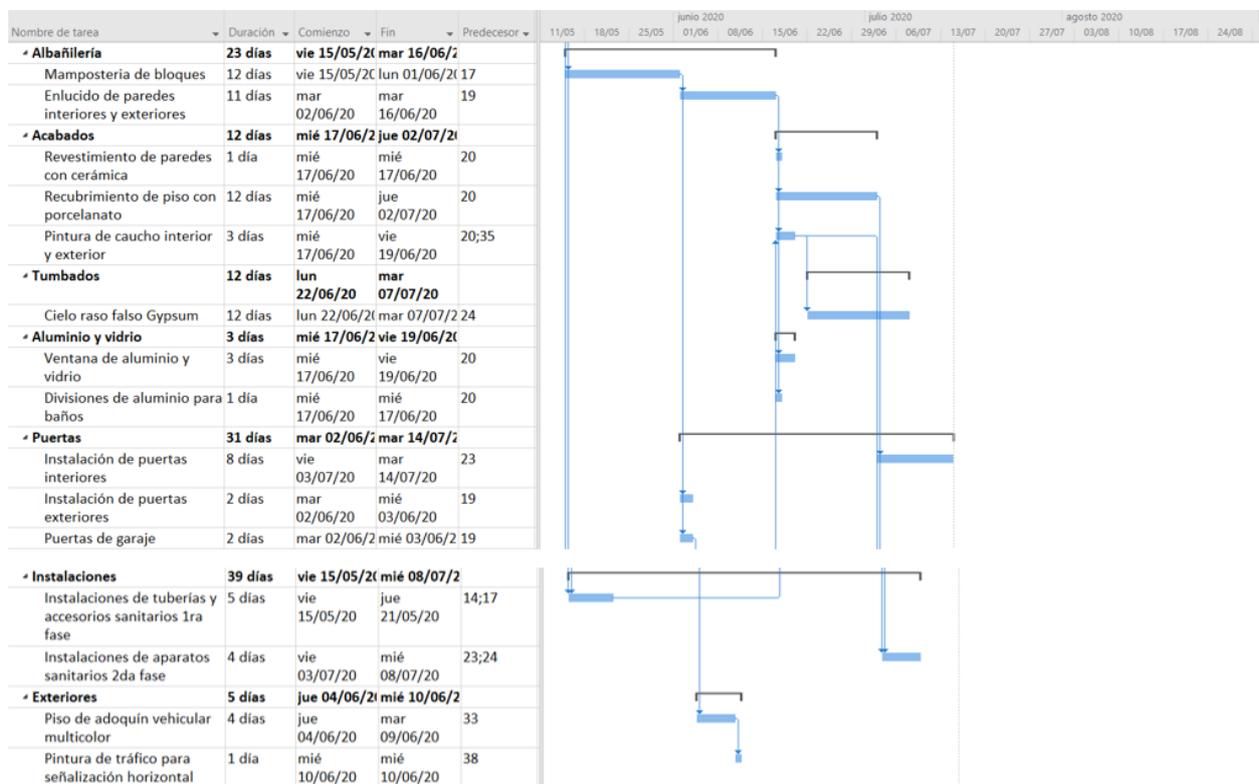


Figura 3.13 Cronograma de obra, parte 3

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

### 3.6 Evaluación de impacto ambiental

#### 3.6.1 Descripción del proyecto

El terreno en el cual se construirá a futuro las nuevas instalaciones de la Iglesia Evangélica Ecuatoriana ACyM Peniel está ubicada en el suburbio oeste de Guayaquil, en la intersección de las calles Letamendi y Santa Elena (Décima), Parroquia Letamendi, comprende un área total de 333.74 m<sup>2</sup>, de los cuales 306.96 m<sup>2</sup> están destinados al área de construcción.

### **3.6.2 Determinación del área de influencia**

Corresponde a la región o zona del medio ambiente que potencialmente sufrirá los efectos, directa o indirectamente, por la ejecución del proyecto. En estas zonas se identificarán los aspectos e impactos ambientales de carácter significativo, poco significativo y no significativo, siguiendo los lineamientos de la Autoridad competente en la rama, el Ministerio del Ambiente.

Debido a que la Institución ya labora en el sector por más de 60 años (refiérase al Capítulo 1), se puede decir que los impactos ambientales ya están dados en el área de influencia directa e indirectamente.

### **3.6.3 Clasificación ambiental del proyecto**

El Ministerio del Ambiente es la autoridad ambiental nacional encargada de coordinar y regular el Sistema Nacional Descentralizado de Gestión Ambiental, sin afectar las competencias de otras instituciones del Estado. Controla el desarrollo de buenas prácticas ambientales en proyectos de construcción y operación de obras civiles.

Primeramente, se consulta el tipo de permiso ambiental requerido, en función de las características del proyecto, en el Sistema Único de Información Ambiental (SUIA). El tipo de proyecto es de Construcción, del tipo Infraestructura Civil, con un área de 333.40 m<sup>2</sup>, lo que resulta en que el trámite corresponde a un Certificado Ambiental, como puede observarse en la figura 3.14. Cabe mencionar que el área del proyecto no pertenece a ninguna área natural protegida según lo determina el SNAP.

Inicio SUIA Servicios en línea Noticias Documentos Gestión Interna Mesa de Ayuda Buscar...

## Consulta de Actividades Ambientales

Para conocer la Actividad Ambiental a la que pertenece su proyecto, el proceso que corresponde (Registro Ambiental o Licencia Ambiental), el tiempo de emisión y los costos que genera, haga clic en buscar.

Descripción de la actividad	CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA CIVIL
Su trámite corresponde a un(a)	CERTIFICADO AMBIENTAL
Tiempo de emisión	Inmediato.
Costo del trámite	No tiene. (Tiene un costo si existe remoción de cobertura vegetal nativa)

Especifique el rango de operación \*

1.0 - 5000.0 superficie en metros cuadrados (m2)

**Figura 3.14 Tipo de permiso ambiental**

Fuente: Peñaherrera, C., Romero, K., 2019

Al requerir este tipo de permiso, el Ministerio del Ambiente exige la consideración de las recomendaciones explicadas en la Guía de Buenas Prácticas Ambientales (figura 3.15 y Tabla 3.13) con el propósito de producir el menor impacto al ambiente con el proyecto en cuestión.



Sistema Único de Información Ambiental - SUIA

GUÍA DE BUENAS PRÁCTICAS AMBIENTALES PARA EL  
SECTOR DE LA CONSTRUCCIÓN MENOR O IGUAL A  
VEINTE MIL METROS

CATEGORÍA I

**Figura 3.15 Portada de la Guía de buenas prácticas ambientales**

Fuente: MAE, 2019

**Tabla 3.12 Guía de buenas prácticas ambientales**

Fuente: MAE, 2019

<b>Fase de Construcción</b>
Almacenamiento y Manipulación de Materiales y Equipos
Seguridad en el Trabajo
Ocupación y Usos del Suelo
Reducir las emisiones a la Atmósfera
Reducción de Ruido
Uso Racional del Agua
Ahorro de Energía-Eficiencia Energética
Gestión de Residuos

# CAPÍTULO 4

## 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 4.1 Conclusiones

- Se recopiló información de gran valor para el diseño de los componentes del edificio como diseños anteriores de la construcción, los espacios requeridos por el cliente que primaron en el diseño arquitectónico desarrollado en este trabajo, información catastral del predio con la cual se realizaron averiguaciones en la municipalidad sobre los lineamientos que esta establece como obligatorios para aceptar un proyecto de esta denominación.
- Mediante el estudio geotécnico del terreno se identificó el perfil estratigráfico de este, el cual se determinó estar compuesto en su mayoría por arcillas altamente plásticas según la clasificación SUCS lo que significa que es un suelo Tipo E según la NEC, el cual es considerado como un suelo de baja capacidad portante. Este estudio es fundamental para el diseño del cimiento de cualquier edificación garantizando la capacidad de soporte de las bases y resguardando la integridad y permanencia de las condiciones de diseño deseado del inmueble.
- Se presentaron 3 alternativas de distribución de los espacios solicitados por el cliente, estas cumplen con los lineamientos impuestos por la Ordenanza Municipal de la ciudad de Guayaquil. El cliente eligió la alternativa 2 acorde a su criterio. De manera similar se analizaron 2 alternativas estructurales según el tipo de material: hormigón armado y estructura metálica, de las cuales se optó por la estructura metálica, debido a sus ventajas como: menor tiempo de construcción, mayores luces entre columnas con una estructura ligera características adecuadas para terrenos de poca capacidad portante como en este caso con un buen comportamiento ante cargas sísmicas.
- Se diseñaron las alternativas arquitectónicas y estructurales seleccionadas en las que se contempló las recomendaciones técnicas establecidas en reglamentos, normativas y ordenanzas, como lo fueron el área destinada a parqueo, la implementación de baño inclusivo y un acceso para personas de tercera edad y

personas de capacidad limitada. Estos requerimientos técnicos tienen como propósito brindar comodidad según el tipo de uso del edificio y velar por la seguridad de los usuarios del inmueble ante un movimiento telúrico muy usual en la región.

- Se calculó la deriva máxima del edificio de 0.09%, es decir el diseño cumple con la deriva admisible permitida según la NEC, la cual es el 2% con respecto a la altura de la estructura.
- Se determinó que los perfiles asignados para vigas cumplen con la característica de ser compactas, pasan el análisis de resistencia a la flexión y cortante; y los perfiles asignados para columnas cumplen con la característica de ser sísmicamente compactas mediante el criterio columna fuerte - viga débil y pasan el análisis de resistencia a la flexión y compresión.
- Se usaron conexiones viga-columna con placas de continuidad, basado en estudios de la EPN con columnas compuestas y vigas tipo I ambas de acero estructural A36, que a pesar de no ser conexiones precalificadas garantizan la formación de rótulas plásticas en las vigas.
- Para ser conservadores en el diseño de las vigas no se consideró el aporte de la losa como sección compuesta losa y vigas.
- Se determinó que para abastecer el edificio de agua potable se necesitará una tubería de 2" para la acometida, una cisterna y bomba de 1 HP, además de las demás instalaciones de conexiones para suplir todos los cuartos húmedos del edificio, el diseño se basó en los criterios de diseño establecidos por la normativa de instalaciones hidrosanitarias.
- Se elaboraron los planos correspondientes a la arquitectura, estructura y subestructura con sus conexiones e instalaciones hidrosanitarias de la edificación.
- Se determinó que para la ejecución de esta obra civil según el SUIA únicamente se requiere una Certificado Ambiental y seguir la Guía de Buenas Prácticas Ambientales en el proceso constructivo, ya que el área de construcción del proyecto no supera los 500 m<sup>2</sup>.
- Se detalló un presupuesto referencial de la obra de \$ 295,904.40 y el tiempo de duración de la obra sería de 137 días laborables. Se desglosaron los rubros mediante el análisis de precios unitarios y el cálculo de cantidades.

## 4.2 Recomendaciones

- Para una buena caracterización del suelo del terreno de interés se recomienda realizar un ensayo de penetración estándar (SPT) a nivel de desplante de la cimentación según las recomendaciones y requisitos establecidos por la NEC, para verificar esfuerzos y capacidad portante reales del suelo.
- Contratar el servicio de un experto de instalaciones eléctricas que cuente con la autorización respectiva para realizar el diseño de las instalaciones eléctricas basándose en las fuentes aplicables en el país, como lo son el Código Eléctrico y la NEC en su capítulo de instalaciones electromecánicas.
- Actualizar los precios unitarios de los rubros conforme al tiempo en que este proyecto sea ejecutado.
- Desglosar los costos indirectos del presupuesto de la obra, es decir los gastos generales, la utilidad de la constructora y los otros costos indirectos de la obra de acuerdo al tiempo en que este proyecto sea ejecutado.
- Se recomienda la implementación de arriostramientos en la estructura ya que estos reducirían aún más las derivas aminorando el movimiento lateral de la estructura, provocando a su vez que las demandas en momentos y cortantes disminuyan, lo que conlleva a necesitar perfiles de menores dimensiones y por consiguiente, una estructura más ligera y económica.
- Con el propósito de economizar la obra se recomienda que se analice el aporte de la losa a la estructura como una sección compuesta de losa y viga.
- Para la ejecución de la obra civil, se recomienda contratar personal calificado por la AWS, con la finalidad de que la estructura de calidad que cumpla con el diseño establecido.
- Se recomienda que durante la construcción de la obra se cuente con un inspector de soldadura con certificación CSWIP de la AWS, que revise al menos un 20% de las conexiones soldadas de los elementos.
- Se recomienda considerar las especificaciones técnicas del ascensor seleccionado por el cliente según su criterio, para diseñar el ducto del ascensor,

cabe recalcar que en este proyecto se dejó el espacio suficiente para que todo tipo de ducto se amolde en este.

# BIBLIOGRAFÍA

## 5. BIBLIOGRAFÍA

- Bayona, A. (9 de Enero de 2019). Diseño de redes de agua potable domiciliaria. *Instalaciones Hidrosanitarias*. Guayaquil, Guayas, Ecuador. Recuperado el Agosto de 2019
- Carmona, R. P. (2010). *Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones* (Sexta ed.). (A. A. Quintero, Ed.) Bogotá, Cundinamarca, Colombia: Ecoe Ediciones. Recuperado el Agosto de 2019
- Comité Ejecutivo de la NEC. (6 de Abril de 2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Norma Hidrosanitaria NHE Agua (NHE)*. Quito, Pichincha, Ecuador. Recuperado el 2019
- Comité Ejecutivo de la NEC. (Enero de 2013). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Instalaciones Electromecánicas*, 173. Quito, Pichincha, Ecuador. Recuperado el 2019, de <http://www.ecp.ec/wp-content/uploads/2017/09/NECINSTALACIONESELECTROMECANICAS2013.pdf>
- Comité Ejecutivo de la NEC. (10 de Enero de 2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Peligro Sísmico Diseño Sismo resistente (NEC-SE-DS)*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Comité Ejecutivo de la NEC. (10 de Enero de 2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Geotécnia y Cimentaciones (NEC-SE-GC)*. Quito, Pichincha, Ecuador. Recuperado el Junio de 2019
- Construction, A. I. (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago, Illinois, Estados Unidos.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (Séptima ed.). CENGAGE Learning. Recuperado el Mayo de 2019
- GIG - Universidad Politécnica de Madrid. (2007). *Cimentaciones y Pilotaje*. Madrid, España: Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales. Recuperado el Junio de 2019
- INEC. (2014). Encuesta de Edificaciones -2013 (Permisos de Construcción). *Encuesta Anual de Edificaciones*. Ecuador. Recuperado el 2019, de <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/edificaciones/>

- INEC. (2015). Encuesta de Edificaciones -2014 (Permisos de Construcción). *Encuesta Anual de Edificaciones*. Ecuador. Recuperado el 2019, de <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/edificaciones/>
- INEC. (2016). Encuesta de Edificaciones -2015 (Permisos de Construcción). *Encuesta Anual de Edificaciones*. Ecuador. Recuperado el 2019, de <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/edificaciones/>
- INEC. (2017). Encuesta de Edificaciones -2016 (Permisos de Construcción). *Encuesta Anual de Edificaciones*. Ecuador. Recuperado el 2019, de <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/edificaciones/>
- INEC. (Octubre de 2018). Encuesta de Edificaciones -2017 (Permisos de Construcción). *Encuesta Anual de Edificaciones*. Ecuador. Recuperado el 2019, de <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/edificaciones/>
- INEN. (13 de Julio de 2001). Código Eléctrico Nacional. *Código de Práctica Ecuatoriano, Primera*. Quito, Pichincha, Ecuador. Recuperado el 2019, de [www.inen.gob.ec](http://www.inen.gob.ec)
- José Antonio Agudelo Zapata, I. (26 de Octubre de 2015). *Coeficiente de Balasto Vertical*. Recuperado el Junio de 2019, de Estructurando: <http://estructurando.net/>
- Marín-Nieto, I. L. (Enero - Abril de 2011). El Antiguo Mar de Guayaquil. La Cuenca del Río Guayas. *Revista Universidad de Guayaquil*, 5-12. Recuperado el 2019, de [https://issuu.com/editorialeduquilug/docs/edicion\\_110](https://issuu.com/editorialeduquilug/docs/edicion_110)
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (Quinta ed.). Alfaomega. Recuperado el 2019
- MIDUVI, & CAMICON. (Diciembre de 2014). Estructuras de Acero. *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Recuperado el Junio de 2019
- MIES. (2 de Febrero de 2009). Reglamento de Prevención, Mitigación y Protección Contra Incendios. *Acuerdo No. 01257*. Quito, Pichincha, Ecuador. Recuperado el 2019
- NEC. (10 de Enero de 2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Estructuras de Acero*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Neufert, E. (1991). *Arte de proyectar en arquitectura* (Trigesimotercera ed.). Wiesbaden: Gustavo Gili, S.A. Recuperado el 2019

- Nieto, L. M. (1991). *Mecánica de Suelos* (Quinta ed.). (M. C. Montenegro, Ed.) Guayaquil, Guayas, Ecuador: Universidad de Guayaquil. Recuperado el Mayo de 2019
- Rodríguez, P., & Quiñonez, J. L. (Mayo de 2019). Peniel a través de la historia. (K. Romero, Entrevistador) Guayaquil, Ecuador.
- SGR, PNUD, ECHO. (2014). *Marco de referencia conceptual sobre vulnerabilidad territorial*. Quito: CMYK Imprenta. Recuperado el 2019
- Teodoro E. Harmsen. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado* (Cuarta ed.). Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial 2005. Recuperado el 2019, de [https://www.pucp.edu.pe/publicaciones/fondo\\_ed](https://www.pucp.edu.pe/publicaciones/fondo_ed)
- Valle, Á. C. (2009). Monitoreo, rediseño y optimización de la red de agua potable, alcantarillado y diseño hidrosanitario de la UTPL extensión Zamora y Cariamanga y realizar el manual para instalaciones hidrosanitarias. *Tesis previa a la obtención del título de Ingeniero Civil*. (H. M. Muñoz, Ed.) Loja, Loja, Ecuador: Univesidad Técnica Particular de Loja (UTPL). Recuperado el Julio de 2019
- Vélez T., A. C. (2004). *Ejecución de Edificios en Acero Estructural*. Medellín, Colombia. Recuperado el 2019, de <http://www.bdigital.unal.edu.co/3609/1/8220216.2004.pdf>
- Vicente Ordura Vida, A. O. (2015). *CS Hormigoneria Cimentaciones superficiales y muros. Tecnología de Cimentaciones*. Valencia, Valencia, España: Univerisdad Politécnica de Valencia. Recuperado el 2019

# ANEXOS

## ANEXO A

### ESTUDIO GEOTÉCNICO

#### Ejemplo 1

Ensayo de Granulometría (datos obtenidos por el ensayo)

N° Muestra	Profundidad (m)	Perforación N°1		Perforación N°2	
		Peso inicial (g)	Retenido tamiz N° 200	Peso inicial (g)	Retenido tamiz N° 200
1	1.00 – 2.00	33.41	0.35	45.78	0.43
2	2.00 – 3.00	101.59	0.29	112.16	0.02

#### Ejemplo 2

Ensayo de Humedad (datos obtenidos del ensayo)

Muestra N°	Perforación N°1		Perforación N°2	
	1	2	1	2
Profundidad	1.00 – 2.00	2.00 – 3.00	1.00 – 2.00	2.00 – 3.00
Recipiente+Peso húmedo (g)	136.37	134.67	136.10	113.17
Recipiente+Peso seco (g)	113.03	112.27	111.19	96.60
Peso del agua (g)	23.34	22.40	24.91	16.57
Recipiente (g)	71.35	71.92	66.16	66.16
Peso seco (g)	41.68	40.35	45.03	30.44
Contenido de humedad (%)	56.00	55.51	55.32	54.43

#### Ejemplo 3

Ensayo Límites de Atterberg (datos obtenidos del ensayo)

Perforación N°	1		Muestra N°	1	
	Límite Líquido			Límite Plástico	
No. Ensayo	1	2	3	1	2
Wh+r (g)	12.45	13.15	10.90	6.16	6.38
Ws+r (g)	9.55	9.92	8.68	6.09	6.31
r (recipiente g)	6.08	6.02	6.16	5.87	6.13
Ww	2.90	3.23	2.22	0.07	0.07

<b>Ws</b>	3.47	3.90	2.52	0.22	0.18
<b>w%</b>	83.57	82.82	88.10	31.82	38.89
<b>No. Golpes</b>	19	35	22		
				<b>WL %</b>	87.00
				<b>WP %</b>	35.36
				<b>IP %</b>	51.64

<b>Perforación N°</b>	<b>1</b>			<b>Muestra N°</b>	<b>2</b>	
	<b>Límite Líquido</b>			<b>Límite Plástico</b>		
<b>No. Ensayo</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	
<b>Wh+r (g)</b>	13.19	12.30	11.10	6.97	7.31	
<b>Ws+r (g)</b>	9.30	9.00	8.40	6.80	7.00	
<b>r (recipiente g)</b>	6.06	6.02	5.87	6.09	6.43	
<b>Ww</b>	3.89	3.30	2.70	0.17	0.31	
<b>Ws</b>	3.24	2.98	2.53	0.71	0.57	
<b>w%</b>	120.06	110.74	106.72	23.94	54.39	
<b>No. Golpes</b>	16	29	34			
				<b>WL %</b>	113.50	
				<b>WP %</b>	39.17	
				<b>IP %</b>	74.33	

<b>Perforación N°</b>	<b>2</b>			<b>Muestra N°</b>	<b>1</b>	
	<b>Límite Líquido</b>			<b>Límite Plástico</b>		
<b>No. Ensayo</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	
<b>Wh+r (g)</b>	13.32	13.17	11.60	6.58	6.36	
<b>Ws+r (g)</b>	9.94	9.87	8.88	6.52	6.26	
<b>r (recipiente g)</b>	6.27	6.33	5.93	6.33	5.97	
<b>Ww</b>	3.38	3.30	2.80	0.06	0.10	
<b>Ws</b>	3.67	3.54	2.95	0.19	0.29	
<b>w%</b>	92.10	93.22	94.92	31.58	34.48	
<b>No. Golpes</b>	33	20	26			
				<b>WL %</b>	93.60	
				<b>WP %</b>	33.03	
				<b>IP %</b>	60.57	

<b>Perforación N°</b>	<b>2</b>			<b>Muestra N°</b>	<b>2</b>	
	<b>Límite Líquido</b>			<b>Límite Plástico</b>		

No. Ensayo	1	2	3	1	2
<b>Wh+r (g)</b>	11.70	10.50	12.10	6.70	7.00
<b>Ws+r (g)</b>	8.74	8.13	9.05	6.63	6.80
<b>r (recipiente g)</b>	5.98	5.93	6.11	6.11	6.13
<b>Ww</b>	2.96	2.37	3.05	0.07	0.2
<b>Ws</b>	2.76	2.20	2.94	0.52	0.67
<b>w%</b>	107.24	107.72	103.74	13.46	29.85
<b>No. Golpes</b>	24	18	31		
				<b>WL %</b>	106.00
				<b>WP %</b>	21.66
				<b>IP %</b>	84.34

#### Ejemplo 4

Ensayo de consolidación (datos obtenidos del ensayo)

Perforación N°	1		Muestra N°	2	
		<b>Coficiente de consolidación vertical</b>		<b>Deformación unitaria</b>	<b>Módulo volumétrico</b>
	<b>TSF</b>	<b>Cv (cm<sup>2</sup>/s)</b>	<b>e</b>	<b>Mv (cm<sup>2</sup>/kg)</b>	<b>K (cm/s)</b>
<b>Carga 1</b>	0.375	0.0055	0.961	2.675	1.471E-05
<b>Carga 2</b>	0.75	0.0024	0.940	1.308	3.140E-06
<b>Carga 3</b>	1.50	0.0014	0.909	0.633	8.856E-07
<b>Carga 4</b>	3.00	0.00097	0.865	0.301	2.922E-07
<b>Carga 5</b>	6.00	0.00044	0.806	0.140	6.174E08
<b>Carga 6</b>	12.00	0.00015	0.740	0.064	9.663E-09
<b>Esfuerzo de Preconsolidación</b>	170.00	KPa	<b>Coficiente de compresión</b>	<b>Cc</b>	0.655
<b>Esfuerzo máximo</b>	4000	KPa	<b>Coficiente de recompresión</b>	<b>Cr</b>	1.601

#### Ejemplo 5

Ensayo de compresión simple (datos obtenidos del ensayo)

<b>Perforación N°</b>	1	<b>Unidades</b>
<b>Muestra N°</b>	2	
<b>Diámetro de la muestra</b>	37	mm
<b>Altura de la muestra</b>	74	mm
<b>Grado de saturación</b>	96.65	%
<b>Fuerza Compresiva qu</b>	102.00	kPa
	10.72	Ton/m2

<b>Perforación N°</b>	2	<b>Unidades</b>
<b>Muestra N°</b>	2	
<b>Diámetro de la muestra</b>	35	mm
<b>Altura de la muestra</b>	70	mm
<b>Grado de saturación</b>	163.52	%
<b>Fuerza Compresiva qu</b>	109	kPa
	11.12	Ton/m2

## ANEXO B

### PREDIMENSIONAMIENTO

#### Ejemplo 1

#### Vigas principales en dirección X

Eje 1, Nivel 1

La carga muerta  $W_D$  es 0.62 Ton/m<sup>2</sup>

La carga viva  $W_L$  es 0.48 Ton/m<sup>2</sup>

Se mayor la carga mediante la expresión:

$$W_u = 1.2W_D + 1.6W_L$$

$$W_u = 1.2 \times 0.62 + 1.6 \times 0.48$$

$$W_u = 1.51 \text{ Ton/m}^2$$

El ancho de influencia  $s$  para esta sección de análisis es de 2.79 m.

Se calcula la carga última  $q_u$  mediante la expresión:

$$q_u = W_u \times S \times f$$

Donde:

$W_u$  = Carga sobre la viga.

$S$  = Ancho de influencia de la viga.

$f$  = factor que toma en cuenta el peso propio de la viga, se recomienda  $f = 1.05$

$$q_u = 1.51 \times 2.79 \times 1.05$$

$$q_u = 4.41 \text{ Ton/m}$$

La longitud promedio de desarrollo  $L = 5.00$  m

Se calcula el Momento en la viga mediante la expresión:

$$M = \frac{q_u \times L^2}{10}$$

$$M = \frac{4.41 \times 5.00^2}{10}$$

$$M = 11.04 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M = 955.87 \text{ klb} - \text{in}$$

Se calcula el módulo de sección plástico mediante la expresión:

$$Z_x = \frac{M}{\phi_b \times F_y}$$

$$Z_x = \frac{955.87}{0.9 \times 36} = 483.46 \text{ cm}^3$$

A través del catálogo de perfiles de Dipac, mediante el Zx se obtiene el perfil IPE 300. De la misma manera se procedió a calcular los perfiles para los ejes 5 e intermedios.

Se procedió a calcular las deflexiones máximas con respecto a la carga de servicio y carga de viva.

$$\Delta_{adm(D+L)} = \frac{L (in)}{240}$$

$$\Delta_{adm(D+L)} = \frac{(5.00 \times 100) / 2.54}{240}$$

$$\Delta_{adm(D+L)} = 0.82 \text{ in}$$

$$\Delta_{adm(L)} = \frac{L (in)}{360}$$

$$\Delta_{adm(L)} = \frac{(5.00 \times 100) / 2.54}{360}$$

$$\Delta_{adm(L)} = 0.55 \text{ in}$$

La carga lineal muerta y viva se la obtiene de la siguiente manera:

$$q_D = \frac{0.62 \times 2.2 \times 2.54}{100} = 0.10 \text{ (klb/in)}$$

$$q_L = \frac{0.22 \times 2.2 \times 2.54}{100} = 0.08 \text{ (klb/in)}$$

La deformación máxima por carga de servicio es:

$$\Delta_{\max(D+L)} = \frac{5x(q_D + q_L)xL^4}{384xExI}$$

$$\Delta_{\max(D+L)} = \frac{5x(0.10 + 0.08)x\left(\frac{5.00 \times 100}{2.54}\right)^4}{384x29000x200.85}$$

$$\Delta_{\max(D+L)} = 0.60 \text{ in}$$

La deformación máxima por carga viva es:

$$\Delta_{\max(L)} = \frac{5xq_LxL^4}{384xExI}$$

$$\Delta_{\max(L)} = \frac{5x0.08x\left(\frac{5.00 \times 100}{2.54}\right)^4}{384x29000x200.85}$$

$$\Delta_{\max(L)} = 0.264 \text{ in}$$

Se comprueba que el valor admisible sea mayor que el valor máximo al cual la viga se deflexiona.

$$\Delta_{adm(D+L)} > \Delta_{max(D+L)}$$

$$0.82 > 0.60$$

OK

$$\Delta_{adm(L)} > \Delta_{max(L)}$$

$$0.55 > 0.264$$

OK

Se procede a realizar la comprobación de secciones compactas de la viga.

Para la viga IPE 300, se tiene medidas de  $b_f=150$  mm,  $t_f=10.7$  mm,  $d=300$  mm,  $t_w=7.1$  mm.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2xt_f}$$

$$\lambda_f = \frac{150}{2 \times 10.7} = 7.01$$

$$\lambda_{p(ala)} = 0.3 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{p(ala)} = 0.3 \sqrt{29000/36} = 8.51$$

$$\lambda_f < \lambda_{p(ala)}$$

Se concluye que el ala es compacta.

$$h = d - 2xt_f$$

$$h = 300 - 2 \times 10.7 = 278.6 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{2xt_f}$$

$$\lambda_w = \frac{278.6}{2 \times 10.7} = 32.68$$

$$\lambda_{p(alma)} = 2.45 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_p = 2.45 \sqrt{29000/36} = 69.54$$

$$\lambda_w < \lambda_{p(alma)}$$

Se concluye que el alma es compacta.

Se realiza el mismo proceso con los demás ejes en el Nivel 1 y 2 respectivamente. Las tablas adjuntas muestran un resumen del cálculo ya desarrollado en el ejemplo previamente visto.

	Nivel 1			Nivel 2		
	Eje 1	Eje 5	Intermedios	Eje 1	Eje 5	Intermedios
<b>WD(Ton/m2)</b>	0.62	0.62	0.62	0.22	0.22	0.22
<b>WL (Ton/m2)</b>	0.48	0.48	0.48	0.07	0.07	0.07
<b>Wu(Ton/m2)</b>	1.51	1.51	1.51	0.37	0.37	0.37
<b>s (m)</b>	2.79	2.69	5.54	2.79	2.69	5.54
<b>qu (Ton/m)</b>	4.41	4.26	8.77	1.09	1.05	2.16
<b>L (m)</b>	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
<b>M (Ton.m)</b>	11.04	10.64	21.91	2.72	2.62	5.39
<b>Zx (cm3)</b>	483.46	466.13	959.98	118.99	114.72	236.27
<b>Perfil</b>	IPE 300	IPE 300	IPE 400	IPE 200	IPE 200	IPE 240

	Perfil	Nivel 1			Nivel 2		
		Eje 1	Eje 5	Intermedios	Eje 1	Eje 5	Intermedios
		<b>IPE 300</b>	<b>IPE 300</b>	<b>IPE 400</b>	<b>IPE 200</b>	<b>IPE 200</b>	<b>IPE 240</b>
<b>Carga de servicio</b>	$\Delta_{\text{máx}}$ (in)	0.60	0.58	0.43	0.68	0.65	0.67
	$\Delta_{\text{adm}}$ (in)	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82
	<b>Verificación</b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK
<b>Carga Viva</b>	$\Delta_{\text{máx}}$ (in)	0.264	0.254	0.189	0.166	0.160	0.164
	$\Delta_{\text{adm}}$ (in)	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
	<b>Verificación</b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Nivel 1			Nivel 2		
	Eje 1	Eje 5	Intermedios	Eje 1	Eje 5	Intermedios
<b>Perfil</b>	<b>IPE 300</b>	<b>IPE 300</b>	<b>IPE 400</b>	<b>IPE 200</b>	<b>IPE 200</b>	<b>IPE 240</b>
<b>bf (mm)</b>	150	150	180	100	100	120
<b>tf (mm)</b>	10.7	10.7	13.50	8.5	8.5	9.80
<b>d (mm)</b>	300	300	400	200	200	240
<b>tw (mm)</b>	7.1	7.1	8.60	5.6	5.6	6.20
<b>h (mm)</b>	278.6	278.6	373	183	183	220.4
<b><math>\lambda</math> (ala)</b>	7.01	7.01	6.67	5.88	5.88	6.12

<b>λps (ala)</b>	8.51	8.51	8.51	8.51	8.51	8.51
<b>Verificación</b>	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta
<b>λ (alma)</b>	39.24	39.24	43.37	32.68	32.68	35.55
<b>λps (alma)</b>	69.54	69.54	69.54	69.54	69.54	69.54
<b>Verificación</b>	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta

## Ejemplo 2

### Vigas principales en dirección Y

Eje A, Nivel 1

La carga muerta WD es 0.62 Ton/m<sup>2</sup>

La carga viva WL es 0.48 Ton/m<sup>2</sup>

Se mayor la carga mediante la expresión:

$$W_u = 1.2W_D + 1.6W_L$$

$$W_u = 1.2 \times 0.62 + 1.6 \times 0.48$$

$$W_u = 1.51 \text{ Ton/m}^2$$

El ancho de influencia s para esta sección de análisis es de 1.45 m.

Se calcula la carga última qu mediante la expresión:

$$q_u = W_u \times S \times f$$

Donde:

Wu= Carga sobre la viga.

S= Ancho de influencia de la viga.

f= factor que toma en cuenta el peso propio de la viga, se recomienda f= 1.05

$$q_u = 1.51 \times 1.45 \times 1.05$$

$$q_u = 2.29 \text{ Ton/m}$$

La longitud promedio de desarrollo L = 5.50 m

Se calcula el Momento en la viga mediante la expresión:

$$M = \frac{q_u \times L^2}{10}$$

$$M = \frac{2.29 \times 5.50^2}{10}$$

$$M = 6.94 \text{ Ton} - m$$

$$M = 601.1 \text{ klb} - in$$

Se calcula el módulo de sección plástico mediante la expresión:

$$Z_x = \frac{M}{\phi_b \times F_y}$$

$$Z_x = \frac{601.1}{0.9 \times 36} = 304.02 \text{ cm}^3$$

A través del catálogo de perfiles de Dipac, mediante el  $Z_x$  se obtiene el perfil IPE 270.

De la misma manera se procedió a calcular los perfiles para los ejes 5 e intermedios.

Se procedió a calcular las deflexiones máximas con respecto a la carga de servicio y carga de viva.

$$\Delta_{adm(D+L)} = \frac{L (in)}{240}$$

$$\Delta_{adm(D+L)} = \frac{(5.50 \times 100) / 2.54}{240}$$

$$\Delta_{adm(D+L)} = 0.90 \text{ in}$$

$$\Delta_{adm(L)} = \frac{L (in)}{360}$$

$$\Delta_{adm(L)} = \frac{(5.50 \times 100) / 2.54}{360}$$

$$\Delta_{adm(L)} = 0.60 \text{ in}$$

La carga lineal muerta y viva se la obtiene de la siguiente manera:

$$q_D = \frac{0.62 \times 1.45 \times 1.05 \times 2.2 \times 2.54}{100} = 0.05 \text{ (klb/in)}$$

$$q_L = \frac{0.48 \times 1.45 \times 1.05 \times 2.2 \times 2.54}{100} = 0.04 \text{ klb/in}$$

La deformación máxima por carga de servicio es:

$$\Delta_{\max(D+L)} = \frac{5 \times (q_D + q_L) \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$\Delta_{\max(D+L)} = \frac{5 \times (0.05 + 0.04) \times \left(\frac{5.50 \times 100}{2.54}\right)^4}{384 \times 29000 \times 139.11}$$

$$\Delta_{\max(D+L)} = 0.66 \text{ in}$$

La deformación máxima por carga viva es:

$$\Delta_{\max(L)} = \frac{5xq_LxL^4}{384xExI}$$
$$\Delta_{\max(L)} = \frac{5x0.04x\left(\frac{5.50x100}{2.54}\right)^4}{384x29000x139.11}$$
$$\Delta_{\max(L)} = 0.290 \text{ in}$$

Se comprueba que el valor admisible sea mayor que el valor máximo al cual la viga se deflexiona.

$$\Delta_{adm(D+L)} > \Delta_{\max(D+L)}$$
$$0.90 > 0.66$$

OK

$$\Delta_{adm(L)} > \Delta_{\max(L)}$$
$$0.60 > 0.29$$

OK

Se procede a realizar la comprobación de secciones compactas de la viga.

Para la viga IPE 270, se tiene medidas de  $b_f=135$  mm,  $t_f=10.2$  mm,  $d=270$  mm,  $t_w=6.6$  mm.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2xt_f}$$
$$\lambda_f = \frac{135}{2x10.2} = 6.62$$
$$\lambda_{p(ala)} = 0.3 \sqrt{E/F_y}$$
$$\lambda_{p(ala)} = 0.3 \sqrt{29000/36} = 8.51$$
$$\lambda_f < \lambda_{p(ala)}$$

Se concluye que el ala es compacta.

$$h = d - 2xt_f$$
$$h = 270 - 2x10.2 = 249.6 \text{ mm}$$
$$\lambda_w = \frac{h}{2xt_f}$$

$$\lambda_w = \frac{249.6}{2 \times 10.2} = 37.82$$

$$\lambda_{p(alma)} = 2.45 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_p = 2.45 \sqrt{29000/36} = 69.54$$

$$\lambda_w < \lambda_{p(alma)}$$

Se concluye que el alma es compacta.

Se realiza el mismo proceso con los demás ejes en el Nivel 1 y 2 respectivamente. Las tablas adjuntas muestran un resumen del cálculo ya desarrollado en el ejemplo previamente visto.

	Nivel 1			Nivel 2		
	Eje A	Eje F	Intermedios	Eje A	Eje F	Intermedios
<b>WD(Ton/m2)</b>	0.62	0.62	0.62	0.22	0.22	0.22
<b>WL (Ton/m2)</b>	0.48	0.48	0.48	0.07	0.07	0.07
<b>Wu(Ton/m2)</b>	1.51	1.51	1.51	0.37	0.37	0.37
<b>s (m)</b>	1.45	2.43	5.00	1.45	2.43	5.00
<b>qu (Ton/m)</b>	2.29	3.84	7.91	0.56	0.95	1.95
<b>L (m)</b>	5.58	5.58	5.58	5.58	5.58	5.58
<b>M (Ton.m)</b>	6.94	11.97	24.63	1.71	2.95	6.06
<b>Zx (cm3)</b>	304.02	524.43	1079.07	74.83	129.07	265.58
<b>Perfil</b>	IPE 270	IPE 300	IPE 400	IPE 180	IPE 200	IPE 270

		Nivel 1			Nivel 2		
		Eje A	Eje F	Intermedios	Eje A	Eje F	Intermedios
	<b>Perfil</b>	IPE 270	IPE 300	IPE 400	IPE 180	IPE 200	IPE 270
<b>Carga de servicio</b>	$\Delta_{\text{máx}}$ (in)	0.66	0.81	0.60	0.76	0.91	0.63
	$\Delta_{\text{adm}}$ (in)	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
	<b>Verificación</b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK
<b>Carga Viva</b>	$\Delta_{\text{máx}}$ (in)	0.29	0.36	0.27	0.19	0.22	0.15
	$\Delta_{\text{adm}}$ (in)	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61
	<b>Verificación</b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Nivel 1			Nivel 2		
	Eje A	Eje F	Intermedios	Eje A	Eje F	Intermedios

<b>Perfil</b>	IPE 270	IPE 300	IPE 400	IPE 180	IPE 200	IPE 270
<b>bf (mm)</b>	135	150	180	91	100	135
<b>tf (mm)</b>	10.2	10.7	13.50	8	8.5	10.2
<b>d (mm)</b>	270	300	400	180	200	270
<b>tw (mm)</b>	6.6	7.1	8.60	5.3	5.6	6.6
<b>h (mm)</b>	249.6	278.6	373	164	183	249.6
<b><math>\lambda</math> (ala)</b>	6.62	7.01	6.67	5.69	5.88	6.62
<b><math>\lambda_{ps}</math> (ala)</b>	8.51	8.51	8.51	8.51	8.51	8.51
<b>Verificación</b>	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta
<b><math>\lambda</math> (alma)</b>	37.82	39.24	43.37	30.94	32.68	35.55
<b><math>\lambda_{ps}</math> (alma)</b>	69.54	69.54	69.54	69.54	69.54	69.54
<b>Verificación</b>	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta

### Ejemplo 3

#### Pre diseño de vigas secundarias dirección X

El procedimiento es el mismo que se desarrolló en el ejemplo 1 y 2 de este Anexo. En las tablas adjuntas se muestran los cálculos resumidos en cuanto a la selección del perfil, comprobación de deflexiones y secciones compactas respetivamente.

	Nivel 1	Nivel 2
<b>WD(Ton/m2)</b>	0.62	0.22
<b>WL (Ton/m2)</b>	0.48	0.07
<b>Wu(Ton/m2)</b>	1.51	0.37
<b>s (m)</b>	1.375	1.375
<b>qu (Ton/m)</b>	2.18	0.54
<b>L (m)</b>	5.00	5.00
<b>M (Ton.m)</b>	5.44	1.34
<b>Zx (cm3)</b>	238.26	58.64
<b>Perfil</b>	IPE 240	IPE 160

	Nivel 1	Nivel 2
<b>Perfil</b>	<b>IPE 240</b>	<b>IPE 160</b>

<b>Carga de servicio</b>	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (in)	0.64	0.74
	$\Delta_{adm}$ (in)	0.82	0.82
	<b>Verificación</b>	OK	OK
<b>Carga viva</b>	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (in)	0.28	0.04
	$\Delta_{adm}$ (in)	0.55	0.55
	<b>Verificación</b>	OK	OK

	<b>Nivel 1</b>	<b>Nivel 2</b>
<b>Perfil</b>	<b>IPE 240</b>	<b>IPE 160</b>
<b>bf (mm)</b>	120	82
<b>tf (mm)</b>	9.8	7.4
<b>d (mm)</b>	240	160
<b>tw (mm)</b>	6.2	5
<b>h (mm)</b>	220.4	145.2
<b><math>\lambda</math> (ala)</b>	6.12	5.54
<b><math>\lambda_{ps}</math> (ala)</b>	10.79	10.79
<b>Verificación</b>	Ala sísmicamente compacta	Ala sísmicamente compacta
<b><math>\lambda</math> (alma)</b>	35.55	29.04
<b><math>\lambda_{ps}</math> (alma)</b>	106.72	106.72
<b>Verificación</b>	Alma sísmicamente compacta	Alma sísmicamente compacta

## Ejemplo 4

### Pre diseño de columnas

Nivel 1

La carga muerta  $W_D$  es 0.62 Ton/m<sup>2</sup>

La carga viva  $W_L$  es 0.48 Ton/m<sup>2</sup>

Se mayorra la carga mediante la expresión:

$$W_u = 1.2W_D + 1.6W_L$$

$$W_u = 1.2 \times 0.62 + 1.6 \times 0.48$$

$$W_u = 1.51 \text{ Ton/m}^2$$

El área de influencia  $A$  para la columna crítica es de  $4.93 \times 5.54 = 27.31 \text{ m}^2$

La carga  $P_u$  se la determina multiplicando la carga mayorada para el área de influencia.

$$P_u = 1.51 \times 27.31 = 41.24 \text{ Ton}$$

$$P_u = 41.24 \text{ klb}$$

Se asume un valor de  $KL/r=50$ , y para  $F_y=36$  Ksi, el valor de  $\Phi F_{cr}$  es 28.4 klb/in<sup>2</sup>.

El área requerida del perfil es:

$$A_{req} = \frac{41.24 \text{ klb}}{28.4 \text{ klb}/in^2} = 3.19 \text{ in}^2$$

$$A_{req} = 20.58 \text{ cm}^2$$

Se opta por un perfil hueco 250x250x12 mm.

Se determina las propiedades geométricas del perfil seleccionado.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 3.40 \times 3.28 \times 12}{3.78/2.54}$$

$$\frac{KL}{r} = 89.92$$

De la tabla 4.22 del manual de AISC-Steel Construction por medio de interpolación lineal obtenemos el valor de  $\Phi F_{cr}=21.20$  klb/in<sup>2</sup>

La resistencia de diseño es:

$$\Phi P_n = \Phi F_{cr} \times A$$

$$\Phi P_n = 21.20 \times 21.83$$

$$\Phi P_n = 462.80 \text{ klb}$$

Se comprueba que la resistencia de diseño es mayor que la carga última.

$$\Phi P_n > P_u$$

$$462.80 > 90.73$$

OK

	Nivel 1	Nivel 2
<b>WD(Ton/m2)</b>	0.62	0.22
<b>WL (Ton/m2)</b>	0.48	0.07
<b>Wu (Ton/m2)</b>	1.51	0.37
<b>Pu (Ton)</b>	41.24	10.10
<b>Pu (klb)</b>	90.73	22.22
<b>KL/r</b>	50	50
<b><math>\Phi F_{cr}</math> (klb/in2)</b>	28.4	28.4
<b>A req (in2)</b>	3.19	0.78
<b>A req (cm2)</b>	20.58	5.03
<b>Sección (mm)</b>	250x250x15	250x250x15

	<b>Nivel 1</b>	<b>Nivel 2</b>
<b>Sección (mm)</b>	250x250x15	250x250x15
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	141	141
<b>A (in<sup>2</sup>)</b>	21.83	21.83
<b>I<sub>x</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	312.57	312.57
<b>I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	312.57	312.57
<b>r<sub>x</sub> (cm)</b>	3.78	3.78
<b>r<sub>y</sub> (cm)</b>	3.78	3.78
<b>KL/r</b>	89.92	89.92
<b>F<sub>cr</sub> (ksi)</b>	21.20	21.20
<b>ΦP<sub>n</sub> (klb)</b>	462.80	462.80
<b>Verificación</b>	OK	OK

## ANEXO C

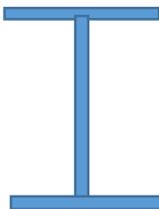
### DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

#### Ejemplo 1

#### Diseño de vigas principales

Nivel 1, Eje 1

La viga que se analiza en la IPE 270, seguido se muestra las propiedades geométricas.

IPE 270	<b>d (in)</b>	10.63
	<b>tw (in)</b>	0.26
	<b>b (in)</b>	5.31
	<b>tf (in)</b>	0.40
	<b>A (in2)</b>	7.11
	<b>Ix (in4)</b>	139.11
	<b>Iy (in4)</b>	10.09
	<b>Sx (in3)</b>	26.17
	<b>rx (in)</b>	4.42
	<b>ry (in)</b>	1.19
	<b>Zx (in3)</b>	26.18
	<b>Zy (in3)</b>	3.80

Se procede a realizar la comprobación de secciones compactas de la viga.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2xt_f}$$

$$\lambda_f = \frac{5.31}{2x0.40} = 6.62$$

$$\lambda_{p(ala)} = 0.38 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{p(ala)} = 0.38 \sqrt{29000/36} = 10.79$$

$$\lambda_f < \lambda_{p(ala)}$$

Se concluye que el ala es compacta.

$$\lambda_w = \frac{h - 2t_f}{t_w}$$

$$\lambda_w = \frac{10.63 - 2x0.40}{0.26} = 37.82$$

$$\lambda_{p(alma)} = 3.76 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{29000/36} = 106.72$$

$$\lambda_w < \lambda_{p(alma)}$$

Se concluye que el alma es compacta.

Se calcula las longitudes  $L_p$ ,  $L_r$  y  $L_b$  para determinar en qué zona de la gráfica Momento nominal ( $M_n$ ) versus Longitud sin soporte lateral del patín de compresión ( $L_b$ ) coincide.

$$h_o = d - t_f$$

$$h_o = 10.63 - 0.40 = 10.23 \text{ in}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{h_o x I_y}{2S_x}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{10.23 x 10.09}{2 x 26.17}} = 1.40 \text{ in}$$

$$L_b = \frac{0.95 x 5 x 100}{2.54} = 187.01 \text{ in}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y}$$

$$L_p = 1.76 x 1.19 \sqrt{29000/36} = 59.69 \text{ in}$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{E/0.7F_y}$$

$$L_r = \pi x 1.40 \sqrt{29000/0.7 x 36} = 149.65 \text{ in}$$

Como  $L_b$  es mayor que  $L_r$ , se encuentra en la Zona 3 (Pandeo elástico).

El momento plástico es:

$$M_p = F_y Z$$

$$M_p = 36 x 26.18 = 942.45 \text{ klb} - \text{in}$$

$$M_p = 11.97 \text{ Ton} - \text{m}$$

El momento nominal es:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{2.54x\pi^2x29000}{\left(\frac{187.01}{1.40}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{0.29x1}{26.17x10.23} \left(\frac{187.01}{1.40}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 64.79 \text{ klb/in}^2$$

$$\Phi M_n = 0.9 F_{cr} S_x$$

$$\Phi M_n = 0.9x64.79x26.17 = 1526.17 \text{ klb} - \text{in}$$

$$\Phi M_n = 19.38 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_u = 3.04 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se verifica que el Momento nominal sea mayor que el Mu.

$$\Phi M_n > M_u$$

OK

Para el análisis de fuerza y esfuerzo cortante se parte de la determinación del área del alma de la viga.

$$A_w = (d - 2t_f)xt_w$$

$$A_w = (10.63 - 2x0.40)x0.26 = 2.55 \text{ in}^2$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f}{t_w}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{10.63 - 2x0.40}{0.26} = 37.82$$

$$2.24 \sqrt{E/F_y} = 2.24 \sqrt{29000/36} = 63.58$$

Si:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$$

$$37.82 \leq 63.58$$

Encontramos Cv=1 y Φv=1.

La resistencia nominal al cortante de un alma es:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n = 0.6x36x2.55x1$$

$$V_n = 55.15 \text{ klb}$$

$$\Phi V_n = 55.15 \text{ klb}$$

$$\Phi V_n = 27.58 \text{ Ton}$$

$$V_u = 2.67 \text{ Ton}$$

$$\Phi V_n \geq V_u$$

OK

La relación demanda/capacidad (D/C) es:

$$\frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{19.38}{3.04} = 0.16$$

De igual manera se realiza en los demás ejes y niveles, tanto en dirección X y Y como se muestran en las siguientes tablas.

Perfil	IPE 120	IPE 160	IPE 180	IPE 200	IPE 220	IPE 270	IPE 330	IPE 360
<b>b (in)</b>	4.72	6.30	7.09	7.87	8.66	10.63	12.99	14.17
<b>tw (in)</b>	0.17	0.20	0.21	0.22	0.23	0.26	0.30	0.31
<b>tf (in)</b>	0.25	0.29	0.31	0.33	0.36	0.40	0.45	0.50
<b>λf</b>	5.08	5.54	5.69	5.88	5.98	6.62	6.96	6.69
<b>λw</b>	24.41	29.04	30.94	32.68	34.17	37.82	40.93	41.33
<b>λpsf</b>	10.79	10.79	10.79	10.79	10.79	10.79	10.79	10.79
<b>λpsw</b>	106.72	106.72	106.72	106.72	106.72	106.72	106.72	106.72
<b>λf&lt;λpsf</b>	OK							
<b>λw&lt;λpsw</b>	OK							

Dirección X								
Perfil	IPE 120	IPE 160	IPE 180	IPE 200	IPE 220	IPE 270	IPE 330	IPE 360
<b>Lb (in)</b>	54.96	50.00	54.96	57.09	187.01	187.01	49.21	54.92
<b>Lp (in)</b>	28.49	36.25	40.43	43.90	48.72	59.49	69.78	74.38
<b>rts (in)</b>	0.68	0.86	0.96	1.04	1.44	1.40	1.65	1.76
<b>ho (in)</b>	4.48	6.01	6.77	7.54	8.30	10.23	12.54	13.67
<b>Lr (in)</b>	72.32	91.90	102.11	111.08	153.75	149.65	175.98	187.55
<b>Zona</b>	2	2	2	2	3	3	1	1
<b>Descripción</b>	Pandeo inelástico	Pandeo inelástico	Pandeo inelástico	Pandeo inelástico	Pandeo elástico	Pandeo elástico	Pandeo	Pandeo

Nivel 1 Dirección X			
	IPE 200	IPE 220	IPE 270
<b>Mp (Ton-m)</b>	5.41	7.03	11.97
<b>ΦMn (Ton-m)</b>	4.68	4.62	19.38

<b>Mu (Ton-m)</b>	1.54	3.24	2.97
<b><math>\Phi M_n &gt; M_u</math></b>	OK	OK	OK
<b>D/C</b>	0.33	0.70	0.15

<b>Nivel 1 Dirección X</b>			
	<b>IPE 200</b>	<b>IPE 220</b>	<b>IPE 270</b>
<b>Cv</b>	1	1	1
<b><math>\Phi_v</math></b>	1	1	1
<b><math>\Phi_v V_n</math> (klb)</b>	34.31	39.82	55.15
<b><math>\Phi_v V_n</math> (Ton)</b>	17.16	19.91	27.58
<b>Vu (Ton)</b>	3.32	5.01	2.67
<b><math>\Phi_v V_n &gt; V_u</math></b>	OK	OK	OK

<b>Nivel 1 Dirección Y</b>						
	<b>IPE 160</b>	<b>IPE 180</b>	<b>IPE 220</b>	<b>IPE 270</b>	<b>IPE 330</b>	<b>IPE 360</b>
<b>Mp (Ton-m)</b>	3.04	3.91	7.03	11.97	19.89	25.22
<b><math>\Phi M_n</math> (Ton-m)</b>	2.84	4.09	27.57	10.77	17.90	22.10
<b>Mu (Ton-m)</b>	1.49	2.04	4.94	8.23	16.83	18.36
<b><math>\Phi M_n &gt; M_u</math></b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK
<b>D/C</b>	0.53	0.50	0.18	0.76	0.94	0.81

<b>Nivel 1 Dirección Y</b>						
	<b>IPE 160</b>	<b>IPE 180</b>	<b>IPE 220</b>	<b>IPE 270</b>	<b>IPE 330</b>	<b>IPE 360</b>
<b>Cv</b>	1	1	1	1	1	1
<b><math>\Phi_v</math></b>	1	1	1	1	1	1
<b><math>\Phi_v V_n</math> (klb)</b>	24.31	29.10	39.82	55.15	77.09	89.62
<b><math>\Phi_v V_n</math> (Ton)</b>	12.15	14.55	19.91	27.58	38.54	44.81
<b>Vu (Ton)</b>	1.72	4.28	4.58	7.90	15.28	16.58
<b><math>\Phi_v V_n &gt; V_u</math></b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK

<b>Nivel 2 Dirección X</b>		
	<b>IPE 180</b>	<b>IPE 200</b>
<b>Mp (Ton-m)</b>	3.91	5.41
<b><math>\Phi M_n</math> (Ton-m)</b>	3.36	6.75
<b>Mu (Ton-m)</b>	1.97	1.31
<b><math>\Phi M_n &gt; M_u</math></b>	OK	OK
<b>D/C</b>	0.59	0.19

Nivel 2 Dirección X		
	IPE 180	IPE 200
<b>Cv</b>	1	1
<b><math>\Phi_v</math></b>	1	1
<b><math>\Phi_v V_n</math> (klb)</b>	29.10	34.31
<b><math>\Phi_v V_n</math> (Ton)</b>	14.55	17.16
<b>Vu (Ton)</b>	2.05	1.48
<b><math>\Phi_v V_n &gt; Vu</math></b>	OK	OK

Nivel 2 Dirección Y				
	IPE 120	IPE 180	IPE 200	IPE 220
<b>Mp (Ton-m)</b>	1.48	3.91	5.41	7.03
<b><math>\Phi M_n</math> (Ton-m)</b>	1.29	3.64	5.11	6.67
<b>Mu (Ton-m)</b>	0.70	2.31	4.38	4.75
<b><math>\Phi M_n &gt; Mu</math></b>	OK	OK	OK	OK
<b>D/C</b>	0.54	0.63	0.86	0.71

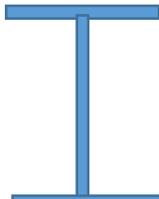
Nivel 2 Dirección Y				
	IPE 120	IPE 180	IPE 200	IPE 220
<b>Cv</b>	1	1	1	1
<b><math>\Phi_v</math></b>	1	1	1	1
<b><math>\Phi_v V_n</math> (klb)</b>	15.82	29.10	34.31	39.82
<b><math>\Phi_v V_n</math> (Ton)</b>	7.91	14.55	17.16	19.91
<b>Vu (Ton)</b>	1.34	1.91	3.81	3.89
<b><math>\Phi_v V_n &gt; Vu</math></b>	OK	OK	OK	OK

## Ejemplo 2

### Vigas secundarias – comprobación de secciones compactas

Nivel 1

La viga que se analiza es la IPE 160, seguido se muestra las propiedades geométricas.

IPE 160	<b>d (in)</b>	6.30
	<b>tw (in)</b>	0.20
	<b>b (in)</b>	3.23

<b>tf (in)</b>	0.29
<b>A (in<sup>2</sup>)</b>	3.12
<b>Ix (in<sup>4</sup>)</b>	20.88
<b>Iy (in<sup>4</sup>)</b>	1.64
<b>Sx (in<sup>3</sup>)</b>	6.63
<b>rx (in)</b>	2.59
<b>ry (in)</b>	0.73
<b>Zx (in<sup>3</sup>)</b>	6.65
<b>Zy (in<sup>3</sup>)</b>	1.02

Se procede a realizar la comprobación de secciones compactas de la viga.

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2xt_f}$$

$$\lambda_f = \frac{3.23}{2 \times 0.29} = 5.54$$

$$\lambda_{p(ala)} = 0.38 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{p(ala)} = 0.38 \sqrt{29000/36} = 10.79$$

$$\lambda_f < \lambda_{p(ala)}$$

Se concluye que el ala es compacta.

$$\lambda_w = \frac{h - 2t_f}{t_w}$$

$$\lambda_w = \frac{6.30 - 2 \times 0.29}{0.20} = 29.04$$

$$\lambda_{p(alma)} = 3.76 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{29000/36} = 106.72$$

$$\lambda_w < \lambda_{p(alma)}$$

Se concluye que el alma es compacta.

Se realiza el mismo procedimiento para los demás perfiles.

<b>Perfil</b>	<b>IPE 80</b>	<b>IPE 120</b>	<b>IPE 140</b>	<b>IPE 160</b>	<b>IPE 200</b>	<b>IPE 220</b>
<b>b (in)</b>	3.15	4.72	5.51	6.30	7.87	8.66

<b>tw (in)</b>	0.15	0.17	0.19	0.20	0.22	0.23
<b>tf (in)</b>	0.20	0.25	0.27	0.29	0.33	0.36
<b>λf</b>	4.42	5.08	5.29	5.54	5.88	5.98
<b>λw</b>	18.32	24.41	26.85	29.04	32.68	34.17
<b>λpsf</b>	10.79	10.79	10.79	10.79	10.79	10.79
<b>λpsw</b>	106.72	106.72	106.72	106.72	106.72	106.72
<b>λf&lt;λpsf</b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK
<b>λw&lt;λpsw</b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK

### Ejemplo 3

#### Diseño de columnas

Nivel 1, Perfil 360

En la tabla que se ve a continuación, se observa datos que utilizaremos para justificar el diseño de la columna asignada en este proyecto.

<b>Ry</b>	1.3	
<b>Rt</b>	1.15	
<b>E</b>	29000	Ksi
<b>Fy</b>	36	Ksi
<b>Fy</b>	2.5363687	Ton/cm2
<b>Lx</b>	4.93	m
<b>Ly</b>	5.54	m

Se procedió a calcular el módulo plástico de las vigas en dirección X y Y y se escogió los máximos valores.

	Dirección Y		Dirección X		Zv (cm3)
	Perfil	Zvy (cm3)	Perfil	Zxy (cm3)	
<b>Nivel 2</b>	<b>IPE 220</b>	252	<b>IPE 200</b>	194	252
<b>Nivel 1</b>	<b>IPE 360</b>	904	<b>IPE 200</b>	252	904

Se debe verificar que la sección de la columna 240x240x12 mm sea sísmicamente compacta.

$$\lambda_{ps} = 0.64 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{ps} = 0.64 \sqrt{29000/36} = 18.16$$

$$\frac{b}{t} = \frac{24 - 2 \times 1.2}{1.2} = 18.00$$

$$\lambda_{ps} \geq \frac{b}{t}$$

Se concluye que la columna es sísmicamente compacta.

Se obtiene el peso acumulado de la columna a partir del área de influencia y de la carga mayorada mencionada en la sección 2.5.1

Del nivel 1

$$P_u = \frac{W_u}{A_i}$$

$$P_u = \frac{1.57}{4.93 \times 5.54} = 42.79 \text{ Ton}$$

Del nivel 2

$$P_u = \frac{W_u}{A_i}$$

$$P_u = \frac{0.43}{4.93 \times 5.54} = 11.77 \text{ Ton}$$

Por lo cual, se obtiene que la carga puntual acumulada  $P_u$  acumulado es 54.56 Ton.

Teniendo el área de la columna igual a 109.44 cm<sup>2</sup> y un módulo de sección plástico de 1340 cm<sup>3</sup>, se procede a calcular el momento plástico en columnas.

Nivel 1

$$M_{pc} = Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$M_{pc} = 1340 \left( 2.54 - \frac{54.56}{109.44} \right) = 2730.66 \text{ Ton} - \text{cm}$$

Nivel 2

$$M_{pc} = Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$M_{pc} = 1340 \left( 2.54 - \frac{11.77}{109.44} \right) = 3254.64 \text{ Ton} - \text{cm}$$

Por lo que la suma de momento plástico en el nivel 1 es:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc} = 3254.64 + 2730.66 = 5985.30 \text{ Ton} - \text{cm}$$

El momento plástico en vigas del nivel 1 es:

$$M_{pb} = 1.2R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}$$

$$M_{pb} = 1.2 \times 1.3 \times 2.54 \times 904 = 5961.48 \text{ Ton} - \text{cm}$$

Se verifica que el criterio columna fuerte – viga débil se cumpla.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \geq 1.0$$

$$\frac{5985.30}{5961.48} \geq 1.0$$

OK

Para el cálculo de la resistencia a la compresión se verifica que la sección no sea esbelta.

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{29000/36} = 39.74$$

$$\lambda_r \geq \frac{b}{t}$$

La sección no es esbelta.

Se asume que el valor de K es 1, L es la longitud en pies y r es el radio de giro en pulgadas.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 3.40 \times 3.28 / 12}{3.67} = 36.46$$

La resistencia a la compresión de la columna es:

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

$$F_e = \frac{\pi^2 29000}{(36.46)^2} = 215.26 \text{ ksi}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right) F_y$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{36/215.26}\right) 36 = 33.37 \text{ ksi}$$

$$\varphi_c P_n = \varphi_c F_{cr} A_g$$

$$\varphi_c P_n = 0.9 \times 33.57 \times 16.88 = 510.04 \text{ klb}$$

$$\varphi_c P_n = 255.02 \text{ Ton}$$

La resistencia a flexión de las columnas se lo determina mediante este proceso:

El valor de  $R_m$  se toma de 0.85 para pórticos resistentes a momentos y  $\alpha$  igual a 1.

$H$  es la fuerza cortante igual a 0.90 Ton, el cual fue proporcionado por el programa Etabs.

La deriva del entrepiso 1 es de 0.0004 dirección X y 0.00007 dirección Y, por lo cual, el valor de  $P_{e2x}$  y  $P_{e2y}$  es:

$$P_{e2x} = R_m \frac{HL}{\Delta H}$$

$$P_{e2x} = 0.85 \frac{0.90}{0.0004} = 1912.50 \text{ Ton}$$

$$P_{e2y} = R_m \frac{HL}{\Delta H}$$

$$P_{e2y} = 0.85 \frac{0.90}{0.00007} = 10928.57 \text{ Ton}$$

Las fuerzas axiales  $P_{ntx}$  y  $P_{nty}$  son iguales a 17.87 Ton. A partir de este valor se determinan los valores de  $B_{2x}$  y  $B_{2y}$ .

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \alpha \frac{\sum P_{ntx}}{\sum P_{e2x}}} \geq 1$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{17.87}{1912.50}} = 1.01 \geq 1$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \alpha \frac{\sum P_{nty}}{\sum P_{e2y}}} \geq 1$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{17.87}{10928.57}} = 1.00 \geq 1$$

Los valores de  $M_{tx}$  y  $M_{ty}$  son proporcionados por el programa Etabs los cuales son 2.11 Ton-m para ambos. Seguido se calcula el momento resistente en dirección X y Y respectivamente.

$$M_{rx} = B_{1x} M_{ntx} + B_{2x} M_{ltx}$$

$$M_{rx} = 0 + 1.01 \times 2.11 = 2.13 \text{ Ton} - m$$

$$M_{ry} = B_{1y} M_{nty} + B_{2y} M_{lty}$$

$$M_{ry} = 0 + 1.00 \times 2.11 = 2.11 \text{ Ton} - m$$

Los valores de  $P_{nt}$  son nulos debido a que no se consideran pórticos arriostrados en este sistema, los valores de  $P_{ltx}$  y  $P_{lty}$  se obtienen del programa Etabs los cuales son 40.33 Ton y 39.33 Ton respectivamente.

$$P_{rx} = P_{nt} + B_2 P_{ltx}$$

$$P_{rx} = 0 + 1.01 \times 40.33 = 40.71 \text{ Ton}$$

$$P_{ry} = P_{nt} + B_2 P_{lty}$$

$$P_{rx} = 0 + 1.00 \times 39.33 = 39.33 \text{ Ton}$$

La relación de resistencia a compresión  $P_r/\Phi P_n$  es:

$$\frac{P_{rx}}{\Phi P_n} = \frac{40.71}{255.02} = 0.16$$

$$\frac{P_{ry}}{\Phi P_n} = \frac{39.33}{255.02} = 0.15$$

Como el valor de  $P_r/\Phi P_n < 2.0$ , usamos la expresión:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Donde  $M_{cx}$  y  $M_{cy}$  se calculan a partir del límite de resistencia.

$$h_o = d - 2t_f$$

$$h_o = 9.45 - 2 \times 0.47 = 8.50 \text{ in}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{h_o x I_y}{2S_x}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{8.50 \times 227.52}{2 \times 48.15}} = 4.48 \text{ in}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y}$$

$$L_p = 1.76 \times 3.67 \sqrt{29000/36} = 183.33 \text{ in}$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{E/0.7F_y}$$

$$L_r = \pi \times 4.48 \sqrt{29000/0.7 \times 36} = 477.70 \text{ in}$$

$$L_b = 3.40 \times 3.28 \times 12 = 133.82 \text{ in}$$

Como  $L_b < L_p$ , se encuentra en la zona 1 (Fluencia)

$$\Phi M_p = \Phi M_n = \Phi F_y Z$$

$$\phi M_p = \phi M_n = 0.9 \times 36 \times 79.77 = 2584.55 \text{ klb} - \text{in}$$

$$\phi M_n = 32.94 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\frac{40.71}{2 \times 255.02} + \left( \frac{2.13}{32.94} + \frac{2.11}{32.94} \right) \leq 1.0$$

$$0.21 \leq 1.0$$

OK

El proceso se repite para el Nivel 2, como se muestra en las tablas adjuntas.

	WD (T/m2)	Wepp (T/m2)	WL (T/m2)	Wu (T/m2)	Columnas	Ai (m2)	Pu (Ton)	Pu acum (Ton)
<b>NIVEL 2</b>	0.22	0.05	0.07	0.43	Central	27.31	11.77	11.77
<b>NIVEL 1</b>	0.62	0.05	0.48	1.57	Central	27.31	42.79	54.56

	λps	B (cm)	t (cm)	b (cm)	b/t	Verificación
<b>Nivel 2</b>	18.16	24.00	1.20	21.60	18.00	<b>Sísmicamente compacta</b>
<b>Nivel 1</b>	18.16	24.00	1.20	21.60	18.00	<b>Sísmicamente compacta</b>

	Pu	At	Zc	Mpc	ΣMpc	Zv	ΣMpv	ΣMpc/ΣMpv	Comp
	Ton	cm2	cm3	Ton.m	Ton.m	cm3	Ton.m	Ton.m	
<b>Nivel 2</b>	11.77	109.44	1340	3254.64	3254.64	252	1661.83	1.96	<b>OK</b>
<b>Nivel 1</b>	54.56	109.44	1340	2730.66	5985.30	904	5961.48	1.00	<b>OK</b>

Resistencia a la compresión

Nivel	Fe (ksi)	Fcr (ksi)	ΦPn (Ton)
<b>1 - 2</b>	.215.26	33.56	255.02

Resistencia a la flexión

Calculo de Pe 2x				
Nivel	Rm	H (Ton)	ΔH/L	Pe2x
<b>1</b>	0.85	0.90	0.0004	1912.50
<b>2</b>	0.85	0.49	0.0006	694.17

Calculo de Pe 2y				
Nivel	Rm	H (Ton)	ΔH/L	Pe2y
<b>1</b>	0.85	0.90	0.00007	10928.57
<b>2</b>	0.85	0.49	0.00009	4627.78

Calculo de B2 x				
Nivel	Pntx	Pe2x	$\alpha$	B2x
1	17.87	1912.50	1	1.01
2	5.85	694.17	1	1.01

Calculo de B2 y				
Nivel	Pnty	Pe2y	$\alpha$	B2y
1	17.87	10928.57	1	1.00
2	5.85	4627.78	1	1.00

Calculo de Mt				
Nivel	Mltx	Mlty	Mrx	Mry
1	2.11	2.11	2.13	2.11
2	0.74	0.74	0.75	0.74

Pr sentido X		
Nivel	Plt	Pr
1	40.33	40.71
2	9.37	9.45

Pr sentido Y		
Nivel	Plt	Pr
1	39.33	39.39
2	9.17	9.18

Relación de la resistencia a compresión de columnas					
Nivel	Prx	Pry	$\Phi P_n$	$Prx/\Phi P_n$	$Pry/\Phi P_n$
1	40.71	39.39	255.02	0.16	0.15
2	9.45	9.18	255.02	0.04	0.04

Estados límites de resistencia		
Lb	133.82	in
Lp	183.33	in
Lr	477.70	in
Conclusión	Zona 1	

<b>ΦMn</b>	2584.55	<b>klb.in</b>
<b>ΦMn</b>	32.94	<b>Ton-m</b>

<b>Nivel 1</b>	0.21	<b>OK</b>
<b>Nivel 2</b>	0.06	<b>OK</b>

#### Ejemplo 4

##### Diseño de la placa base

Las dimensiones de la columna son 240x240x12 mm, las cuales al convertirlas quedan en 9.45x9.45x0.47 in.

En la tabla adjunta se observa la resistencia de los materiales a usar en este análisis.

<b>Materiales</b>			
	<b>Fy (ksi)</b>	<b>f'c (kg/cm2)</b>	<b>f'c (ksi)</b>
<b>Columna</b>	36		
<b>Zapata</b>		210	3
<b>Placa Base</b>	36		

Se asume las dimensiones de la placa base, para luego realizar las debidas comprobaciones.

<b>Dimensiones asumidas de placa Base</b>				
<b>B</b>	340	mm	14.00	in
<b>N</b>	340	mm	14.00	in

<b>Dimensiones de la zapata corrida</b>				
<b>b'</b>	1000	mm	39.37	in
<b>h'</b>	1000	mm	39.37	in

La resistencia requerida de la placa base será la carga última obtenida del Etabs.

<b>Pu</b>	50.11	Ton
	110.24	klb

Se calcula las áreas A1 y A2, donde representan el área de la placa base y de la zapata corrida, seguido de la resistencia disponible de la zapata de concreto.

$$A_1 = 14 \times 14 = 196 \text{ in}^2$$

$$A_2 = 39.17 \times 39.17 = 1550 \text{ in}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{1550}{196}} = 2.81 > 2.0$$

$$P_p = 1.7 f' c A_1$$

$$P_p = 1.7 \times 3 \times 196 = 999.6 \text{ klb}$$

$$\phi P_p = 0.65 \times 999.6 = 649.74 \text{ klb}$$

$$\phi P_p > P_u$$

OK

El espesor de la placa base se estima de la siguiente manera:

$$m = n = \frac{N - 0.95(\text{dimensión exterior del perfil})}{2}$$

$$m = n = \frac{14 - 0.95 \times 9.45}{2} = 2.51 \text{ in}$$

$$f_{pu} = \frac{P_u}{A_{efectiva}}$$

$$f_{pu} = \frac{110.24}{196} = 0.56 \text{ klb/in}^2$$

$$\tau_{req} = l \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

$$\tau_{req} = 2.51 \sqrt{\frac{2 \times 110.24}{0.9 \times 36 \times 14 \times 14}} = 0.47 \text{ in}$$

Se debe usar una placa base de 16x16x1/2 in.

Se debe usar una placa base de 400x400x12 mm.

## Ejemplo 5

### Diseño de pernos de anclaje

Columna interior

Para el diseño de los pernos de anclaje, se obtuvieron las cargas máximas del programa

Etabs de las columnas más cargadas de acuerdo a su posicionamiento en el plano.

	Interior	Exterior	Esquinera
Tu (Ton)	50.11	23.96	11.36

<b>Tu (kips)</b>	110.47	52.83	25.04
------------------	--------	-------	-------

Se asume el número de pernos a utilizar en la placa base, en nuestro caso, asumiremos un total de 4 pernos por placa. Para obtener la fuerza requerida se realiza el siguiente paso:

$$Fuerza\ req = \frac{T_u}{\#pernos}$$

$$Fuerza\ req = \frac{110.47}{4} = 27.62\ kips$$

Luego se determina el área bruta  $A_g$

$$A_g = \frac{T_u}{0.75\phi_t F_u}$$

$$A_g = \frac{110.47}{0.75 \times 0.9 \times 58} = 0.71\ in^2$$

El diámetro del perno de anclaje será de:

$$d = \sqrt{\frac{4A_g}{\pi}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \times 0.71}{\pi}} = 0.95\ in$$

$$d = 1.00\ in$$

El área de superficie requerida es:

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4\phi_t \sqrt{f'_c}}$$

$$A_{psf} = \frac{110.47}{4 \times 0.9 \sqrt{3}} = 140.07\ in^2$$

La longitud del eje de la placa al eje longitud del perno L es:

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{3.14}}$$

$$L = \sqrt{\frac{140.07}{3.14}} = 6.68\ in$$

La longitud mínima L se define como:

$$L_{min} = 12d$$

$$L_{min} = 12 \times 1.00 = 12 \text{ in}$$

Finalmente se obtuvo 4 pernos de 1 in (2.54 cm) cada uno, y una longitud de 12 in (30.5 cm).

Se realiza el mismo proceso para la columna exterior y esquinera, tal como se muestra en las siguientes tablas.

DISEÑO PERNOS DE ANCLAJE								
N° Pernos	Columna	Fuerza req	Ag (plg <sup>2</sup> )	d (plg)	d (plg)	Apsf (plg <sup>2</sup> )	L (plg)	L min (12d)
4	Interior	25.47	0.65	0.91	1.00	129.19	6.41	12
4	Exterior	12.69	0.32	0.64	1.00	64.34	4.53	12
4	Esquinera	6.26	0.16	0.45	1.00	31.75	3.18	12

N° Pernos	Columna	A (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	Apsf (cm <sup>2</sup> )	L (cm)
4	Interior	5.00	2.54	904.00	30.5
4	Exterior	3.00	2.54	433.00	30.5
4	Esquinera	2.00	2.54	205.00	30.5

## Ejemplo 6

### Diseño de conexión viga - columna

Conexión #1, dirección X

Se analizará en este ejemplo la conexión de la columna 240x240x12 mm y la viga en dirección X IPE 270.

En la figura adjunta, se puede observar las propiedades geométricas de las vigas usadas en el diseño final.

Se procede a desarrollar lo descrito en la sección 2.9.2.1

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS VIGAS													
Perfil	Dimensiones				Área	EJE X-X				EJE Y-Y			
	Altura		Ala			lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy
	db	twb	bf	tbf									
	mm	mm	mm	mm		mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm
IPE 120	120	4.4	64	6.3	1320	3180000	53000	49.1	53000	277000	4617	14.5	8650
IPE 160	160	5	82	7.4	2010	8690000	108625	65.8	109000	683000	8538	18.4	16700
IPE 180	180	5.3	91	8	2390	13200000	146667	74.3	140000	1010000	11222	20.6	22200
IPE 200	200	5.6	100	8.5	2850	19400000	194000	82.5	194000	1420000	14200	22.3	28500
IPE 220	220	5.9	110	9.2	3340	17700000	160909	72.8	252000	2050000	18636	24.8	37300
IPE 270	270	6.6	135	10.2	4590	57900000	428889	112.3	429000	4200000	31111	30.2	62200
IPE 330	330	7.5	160	11.5	6260	117700000	713333	137.1	713000	7880000	47758	35.5	98500
IPE 360	360	8	170	12.7	7270	162700000	903889	149.6	904000	10400000	57778	37.8	123000

Paso 1: Geometría de la sección reducida.

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.5 \times 135 \leq a \leq 0.75 \times 135$$

$$67.5 \leq a \leq 101.25$$

$$a = 6.75 \text{ cm}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.65 \times 270 \leq b \leq 0.85 \times 270$$

$$175.5 \leq b \leq 229.5$$

$$b = 17.55 \text{ cm}$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

$$0.1 \times 135 \leq c \leq 0.25 \times 135$$

$$13.5 \leq c \leq 33.75$$

$$c = 1.35 \text{ cm}$$

Paso 2: Determinar  $Z_{RBS}$

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$$

$$Z_{RBS} = \frac{429000}{10^3} - 2 \times 1.35 \times \frac{10.2}{10} \times \left( \frac{270}{10} - \frac{10.2}{10} \right)$$

$$Z_{RBS} = 357.45 \text{ cm}^3$$

Paso 3: Determinar  $M_{pr}$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$$

$$M_{pr} = \frac{1.20 \times 1.5 \times 2531 \times 357.45}{100000} = 16.28 \text{ Ton} - \text{m}$$

Paso 4: Determinar  $V_{RBS}$

$$V_{grav} = 2.35 \text{ Ton}$$

$$L_h = L - 2\left(a + \frac{b}{2}\right)$$

$$L_h = \frac{4.85 \times 100 - 2\left(6.75 + \frac{17.55}{2}\right)}{100} = 4.54 \text{ m}$$

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{grav}$$

$$V_{RBS} = \frac{2 \times 16.28}{4.54} + 2.35 = 9.52 \text{ Ton}$$

Paso 5: Determinar  $M_f$

$$S_h = a + \frac{b}{2}$$

$$S_h = \frac{6.75 + \frac{17.55}{2}}{100} = 0.16 \text{ m}$$

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h$$

$$M_f = 16.28 + 9.52 \times 0.16 = 15.99 \text{ Ton} - m$$

Paso 6: Determinar  $M_{pe}$

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

$$M_{pe} = 1.5 \times \frac{2531}{100000} \times \frac{429000}{10^3} = 16.29 \text{ Ton} - m$$

Paso 7: Comprobar

$$M_f \leq \phi_d M_{pe}$$

$$15.99 \leq 1.00 \times 16.29$$

OK

Paso 8: Determinar  $V_u$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad}$$

$$V_u = \frac{2 \times 16.28}{4.54} + 2.35 = 9.52 \text{ Ton}$$

Paso 9: Diseñar la placa cortante

$$\phi_v V_v = \phi_v d_{pc} t_{pc} F_{ypc}$$

$$\phi_v V_v = \frac{0.6 \times \frac{10.2}{10} \times 2531}{1000} \times d_{pc}$$

$$\phi_v V_v = 1.0023 x d_{pc}$$

$$d_{pc} = \frac{9.72}{1.0023} = 9.50 \text{ cm}$$

$$d_{pc} = 20 \text{ cm}$$

Usar placa 65x200x6 mm

Paso 10: Revisar requisitos placa de continuidad

$$t_{cf} = 1.2 \text{ cm}$$

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad E3 - 8$$

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 x \frac{135}{10} x \frac{10.2}{10}}$$

$$t_{cf} \geq 1.99 \text{ cm}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad E3 - 9$$

$$t_{cf} \geq \frac{135/10}{6}$$

$$t_{cf} \geq 2.25 \text{ cm}$$

No cumplen, por lo cual, requiere de placas de continuidad.

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d - t_{df}}$$

$$R_u = \frac{15.99 * 100}{\frac{270}{10} - \frac{10.2}{10}} = 38.08 \text{ Ton}$$

$$\phi R_u = \phi d_c t_{cf} F_{yc}$$

$$\phi R_u = \frac{0.6 x \frac{240}{10} x \frac{12}{10} x 2531}{1000} = 87.47 \text{ Ton}$$

$$\phi R_u > R_u$$

OK

Así mismo se realizó con las demás conexiones, como se muestran en las tablas adjuntas.

**Conexión # 1, 5, 23, 20**

Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 270		Viga	IPE 270	
0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb	0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb
67.5	≤ a ≤	101.25	67.5	≤ a ≤	101.25
0.65db	≤ b ≤	0.85db	0.65db	≤ b ≤	0.85db
175.5	≤ b ≤	229.5	175.5	≤ b ≤	229.5
0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb	0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb
13.5	≤ c ≤	33.75	13.5	≤ c ≤	33.75
a	6.75	cm	a	6.75	cm
b	17.55	cm	b	17.55	cm
c	1.35	cm	c	1.35	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	357.45	cm3	ZRBS	357.45	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	16.28	Ton-m	Mpr	16.28	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	2.35	Ton	V grav	7.91	Ton
Ln	4.54	m	Ln	5.04	m
VRBS	9.52	Ton	VRBS	14.37	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.16	m	Sh	0.16	m
Mf	15.99	Ton-m	Mf	16.11	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	16.29	Ton-m	Mpe	16.29	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
Φd	1		Φd	1	
Mf<ΦdMpe	OK		Mf<ΦdMpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	9.52	Ton	Vu	14.37	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
ΦvVv	1.0023	dpc	ΦvVv	1.00	dpc
dpc	9.50	cm	dpc	14.34	cm
dpc	20	cm	dpc	20	cm
USAR	PL65x200x6mm		USAR	PL65x200x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.99	cm	tcf E3-8	1.99	cm
tcf E3-9	2.25	cm	tcf E3-9	2.25	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	61.536252		Ru	62.00555	
ΦRu	87.47136	Ton	ΦRu	87.47136	Ton
ΦRu>Ru	OK		ΦRu>Ru	OK	

**Conexión # 13, 18**

Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 220		Viga	IPE 360	330
0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb	0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb
55	$\leq a \leq$	82.5	85	$\leq a \leq$	127.5
0.65db	$\leq b \leq$	0.85db	0.65db	$\leq b \leq$	0.85db
143	$\leq b \leq$	187	234	$\leq b \leq$	306
0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb	0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb
11	$\leq c \leq$	27.5	17	$\leq c \leq$	42.5
a	5.5	cm	a	8.5	cm
b	14.3	cm	b	23.4	cm
c	1.1	cm	c	1.7	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	209.33	cm <sup>3</sup>	ZRBS	754.04	cm <sup>3</sup>
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	9.54	Ton-m	Mpr	34.35	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	5.01	Ton	V grav	16.37	Ton
Ln	4.75	m	Ln	5.10	m
VRBS	9.03	Ton	VRBS	29.85	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.13	m	Sh	0.20	m
Mf	9.50	Ton-m	Mf	33.92	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	9.57	Ton-m	Mpe	34.32	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
$\Phi d$	1		$\Phi d$	1	
Mf < $\Phi d$ Mpe	OK		Mf < $\Phi d$ Mpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	9.03	Ton	Vu	29.85	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
$\Phi vVv$	0.90	dpc	$\Phi vVv$	1.21	dpc
dpc	10.08	cm	dpc	24.57	cm
dpc	20	cm	dpc	30	cm
USAR	PL50x200x6mm		USAR	PL75x300x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.71	cm	tcf E3-8	2.49	cm
tcf E3-9	1.8333	cm	tcf E3-9	2.83	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	45.086		Ru	97.6714	
$\Phi Ru$	87.471	Ton	$\Phi Ru$	87.4714	Ton
$\Phi Ru > Ru$	OK		$\Phi Ru > Ru$	NO OK	

Conexión # 2								
Dirección X			Dirección Y			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 200		Viga	IPE 220		Viga	IPE 220	
0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb	0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb	0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb
50	$\leq a \leq$	75	55	$\leq a \leq$	82.5	55	$\leq a \leq$	82.5
0.65db	$\leq b \leq$	0.85db	0.65db	$\leq b \leq$	0.85db	0.65db	$\leq b \leq$	0.85db
130	$\leq b \leq$	170	143	$\leq b \leq$	187	143	$\leq b \leq$	187
0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb	0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb	0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb
10	$\leq c \leq$	25	11	$\leq c \leq$	27.5	11	$\leq c \leq$	27.5
a	5	cm	a	5.5	cm	a	5.5	cm
b	13	cm	b	14.3	cm	b	14.3	cm
c	1	cm	c	1.1	cm	c	1.1	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	161.45	cm3	ZRBS	209.33	cm3	ZRBS	209.33	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	7.36	Ton-m	Mpr	9.54	Ton-m	Mpr	9.54	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	3.31	Ton	V grav	0.43	Ton	V grav	1.98	Ton
Ln	4.62	m	Ln	3.05	m	Ln	2.03	m
VRBS	6.49	Ton	VRBS	6.69	Ton	VRBS	11.39	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.12	m	Sh	0.13	m	Sh	0.13	m
Mf	7.29	Ton-m	Mf	9.34	Ton-m	Mf	9.44	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	7.37	Ton-m	Mpe	9.57	Ton-m	Mpe	9.57	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
$\Phi d$	1		$\Phi d$	1		$\Phi d$	1	
Mf< $\Phi d$ Mpe	OK		Mf< $\Phi d$ Mpe	OK		Mf< $\Phi d$ Mpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	6.49	Ton	Vu	6.69	Ton	Vu	11.39	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
$\Phi vVv$	0.85	dpc	$\Phi vVv$	0.90	dpc	$\Phi vVv$	0.90	dpc
dpc	7.64	cm	dpc	7.47	cm	dpc	12.71	cm
dpc	15	cm	dpc	2	cm	dpc	20	cm
USAR	PL50x150x6mm		USAR	PL50x200x6mm		USAR	PL50x200x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.56	cm	tcf E3-8	1.71	cm	tcf E3-8	1.71	cm
tcf E3-9	1.67	cm	tcf E3-9	1.83	cm	tcf E3-9	1.83	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	38.08		Ru	44.33		Ru	44.79	
$\Phi Ru$	87.47	Ton	$\Phi Ru$	87.47	Ton	$\Phi Ru$	87.47	Ton
$\Phi Ru > Ru$	OK		$\Phi Ru > Ru$	OK		$\Phi Ru > Ru$	OK	

**Conexión # 3, 4**

Dirección X			Dirección Y			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 220		Viga	IPE 220		Viga	IPE 220	
0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb	0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb	0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb
55	≤ a ≤	82.5	55	≤ a ≤	82.5	55	≤ a ≤	82.5
0.65db	≤ b ≤	0.85db	0.65db	≤ b ≤	0.85db	0.65db	≤ b ≤	0.85db
143	≤ b ≤	187	143	≤ b ≤	187	143	≤ b ≤	187
0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb	0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb	0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb
11	≤ c ≤	27.5	11	≤ c ≤	27.5	11	≤ c ≤	27.5
a	5.5	cm	a	5.5	cm	a	5.5	cm
b	14.3	cm	b	14.3	cm	b	14.3	cm
c	1.1	cm	c	1.1	cm	c	1.1	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	209.33	cm3	ZRBS	209.33	cm3	ZRBS	209.33	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	9.54	Ton-m	Mpr	9.54	Ton-m	Mpr	9.54	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	2.85	Ton	V grav	4.58	Ton	V grav	4.31	Ton
Ln	2.65	m	Ln	5.25	m	Ln	5.10	m
VRBS	10.06	Ton	VRBS	8.22	Ton	VRBS	8.05	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.13	m	Sh	0.13	m	Sh	0.13	m
Mf	9.51	Ton-m	Mf	9.52	Ton-m	Mf	9.50	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	9.57	Ton-m	Mpe	9.57	Ton-m	Mpe	9.57	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
Φd	1		Φd	1		Φd	1	
Mf<ΦdMpe	OK		Mf<ΦdMpe	OK		Mf<ΦdMpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	10.06	Ton	Vu	8.22	Ton	Vu	8.05	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
ΦvVv	0.90	dpc	ΦvVv	0.90	dpc	ΦvVv	0.90	dpc
dpc	11.22	cm	dpc	9.17	cm	dpc	8.99	cm
dpc	20	cm	dpc	20	cm	dpc	20	cm
USAR	PL50x200x6mm		USAR	PL50x200x6mm		USAR	PL50x200x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.71	cm	tcf E3-8	1.71	cm	tcf E3-8	1.71	cm
tcf E3-9	1.83	cm	tcf E3-9	1.83	cm	tcf E3-9	1.83	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	45.12		Ru	45.15		Ru	45.07	
ΦRu	87.47	Ton	ΦRu	87.47	Ton	ΦRu	87.47	Ton
ΦRu>Ru	OK		ΦRu>Ru	OK		ΦRu>Ru	OK	

**Conexión # 6, 16**

Dirección X			Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 270		Viga	IPE 270		Viga	IPE 330	
0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb	0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb	0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb
67.5	≤ a ≤	101.25	67.5	≤ a ≤	101.25	80	≤ a ≤	120
0.65db	≤ b ≤	0.85db	0.65db	≤ b ≤	0.85db	0.65db	≤ b ≤	0.85db
175.5	≤ b ≤	229.5	175.5	≤ b ≤	229.5	214.5	≤ b ≤	280.5
0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb	0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb	0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb
13.5	≤ c ≤	33.75	13.5	≤ c ≤	33.75	16	≤ c ≤	40
a	6.75	cm	a	6.75	cm	a	8	cm
b	17.55	cm	b	17.55	cm	b	21.45	cm
c	1.35	cm	c	1.35	cm	c	1.6	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	357.45	cm3	ZRBS	357.45	cm3	ZRBS	595.79	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	16.28	Ton-m	Mpr	16.28	Ton-m	Mpr	27.14	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	2.68	Ton	V grav	2.41	Ton	V grav	14.33	Ton
Ln	4.69	m	Ln	4.54	m	Ln	4.98	m
VRBS	9.63	Ton	VRBS	9.58	Ton	VRBS	25.24	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.16	m	Sh	0.16	m	Sh	0.19	m
Mf	16.00	Ton-m	Mf	16.00	Ton-m	Mf	26.13	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	16.29	Ton-m	Mpe	16.29	Ton-m	Mpe	27.07	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
Φd	1		Φd	1		Φd	1	
Mf<ΦdMpe	OK		Mf<ΦdMpe	OK		Mf<ΦdMpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	9.63	Ton	Vu	9.58	Ton	Vu	25.24	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
ΦvVv	1.00	dpc	ΦvVv	1.00	dpc	ΦvVv	1.14	dpc
dpc	9.60	cm	dpc	9.56	cm	dpc	22.16	cm
dpc	20	cm	dpc	20	cm	dpc	25	cm
USAR	PL65x200x6mm		USAR	PL65x200x6mm		USAR	PL75x250x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.99	cm	tcf E3-8	1.99	cm	tcf E3-8	2.30	cm
tcf E3-9	2.25	cm	tcf E3-9	2.25	cm	tcf E3-9	2.67	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	61.59		Ru	61.57		Ru	82.05	
ΦRu	87.47	Ton	ΦRu	87.47	Ton	ΦRu	87.47	Ton
ΦRu>Ru	OK		ΦRu>Ru	OK		ΦRu>Ru	OK	

**Conexión # 12, 19, 15**

Dirección X			Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 270		Viga	IPE 270		Viga	IPE 360	
0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb	0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb	0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb
67.5	$\leq a \leq$	101.25	67.5	$\leq a \leq$	101.25	85	$\leq a \leq$	127.5
0.65db	$\leq b \leq$	0.85db	0.65db	$\leq b \leq$	0.85db	0.65db	$\leq b \leq$	0.85db
175.5	$\leq b \leq$	229.5	175.5	$\leq b \leq$	229.5	234	$\leq b \leq$	306
0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb	0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb	0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb
13.5	$\leq c \leq$	33.75	13.5	$\leq c \leq$	33.75	17	$\leq c \leq$	42.5
a	6.75	cm	a	6.75	cm	a	8.5	cm
b	17.55	cm	b	17.55	cm	b	23.4	cm
c	1.35	cm	c	1.35	cm	c	1.7	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	357.45	cm3	ZRBS	357.45	cm3	ZRBS	754.04	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	16.28	Ton-m	Mpr	16.28	Ton-m	Mpr	34.35	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	2.53	Ton	V grav	2.35	Ton	V grav	16.37	Ton
Ln	4.69	m	Ln	4.54	m	Ln	5.18	m
VRBS	9.48	Ton	VRBS	9.52	Ton	VRBS	29.64	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.16	m	Sh	0.16	m	Sh	0.20	m
Mf	15.98	Ton-m	Mf	15.99	Ton-m	Mf	33.89	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	16.29	Ton-m	Mpe	16.29	Ton-m	Mpe	34.32	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
$\Phi d$	1		$\Phi d$	1		$\Phi d$	1	
Mf< $\Phi d$ Mpe	OK		Mf< $\Phi d$ Mpe	OK		Mf< $\Phi d$ Mpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	9.48	Ton	Vu	9.52	Ton	Vu	29.64	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
$\Phi vVv$	1.00	dpc	$\Phi vVv$	1.00	dpc	$\Phi vVv$	1.21	dpc
dpc	9.45	cm	dpc	9.50	cm	dpc	24.40	cm
dpc	20	cm	dpc	20	cm	dpc	30	cm
USAR	PL65x200x6mm		USAR	PL65x200x6mm		USAR	PL75x300x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.99	cm	tcf E3-8	1.99	cm	tcf E3-8	2.49	cm
tcf E3-9	2.25	cm	tcf E3-9	2.25	cm	tcf E3-9	2.83	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	61.51		Ru	61.54		Ru	97.57	
$\Phi Ru$	87.47	Ton	$\Phi Ru$	87.47	Ton	$\Phi Ru$	87.47	Ton
$\Phi Ru > Ru$	OK		$\Phi Ru > Ru$	OK		$\Phi Ru > Ru$	NO OK	

**Conexión # 7, 17**

Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 220		Viga	IPE 330	
0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb	0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb
55	$\leq a \leq$	82.5	80	$\leq a \leq$	120
0.65db	$\leq b \leq$	0.85db	0.65db	$\leq b \leq$	0.85db
143	$\leq b \leq$	187	214.5	$\leq b \leq$	280.5
0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb	0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb
11	$\leq c \leq$	27.5	16	$\leq c \leq$	40
a	5.5	cm	a	8	cm
b	14.3	cm	b	21.45	cm
c	1.1	cm	c	1.6	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	209.33	cm3	ZRBS	595.79	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	9.54	Ton-m	Mpr	27.14	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	4.86	Ton	V grav	14.33	Ton
Ln	4.60	m	Ln	5.21	m
VRBS	9.01	Ton	VRBS	24.76	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.13	m	Sh	0.19	m
Mf	9.50	Ton-m	Mf	26.06	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	9.57	Ton-m	Mpe	27.07	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
$\Phi d$	1		$\Phi d$	1	
Mf< $\Phi d$ Mpe	OK		Mf< $\Phi d$ Mpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	9.01	Ton	Vu	24.76	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
$\Phi vVv$	0.90	dpc	$\Phi vVv$	1.14	dpc
dpc	10.06	cm	dpc	21.74	cm
dpc	20	cm	dpc	25	cm
USAR	PL50x200x6mm		USAR	PL75x250x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.71	cm	tcf E3-8	2.30	cm
tcf E3-9	1.83	cm	tcf E3-9	2.67	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	45.08		Ru	81.82	
$\Phi Ru$	87.47	Ton	$\Phi Ru$	87.47	Ton
$\Phi Ru > Ru$	OK		$\Phi Ru > Ru$	OK	

**Conexión # 9**

Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 220		Viga	IPE 160	
0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb	0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb
55	$\leq a \leq$	82.5	41	$\leq a \leq$	61.5
0.65db	$\leq b \leq$	0.85db	0.65db	$\leq b \leq$	0.85db
143	$\leq b \leq$	187	104	$\leq b \leq$	136
0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb	0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb
11	$\leq c \leq$	27.5	8.2	$\leq c \leq$	20.5
a	5.5	cm	a	4.1	cm
b	14.3	cm	b	10.4	cm
c	1.1	cm	c	0.82	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	209.33	cm3	ZRBS	90.48	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	9.54	Ton-m	Mpr	4.12	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	2.99	Ton	V grav	1.71	Ton
Ln	2.80	m	Ln	2.09	m
VRBS	9.81	Ton	VRBS	5.65	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.13	m	Sh	0.09	m
Mf	9.48	Ton-m	Mf	3.95	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	9.57	Ton-m	Mpe	4.14	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
$\Phi d$	1		$\Phi d$	1	
Mf < $\Phi d$ Mpe	OK		Mf < $\Phi d$ Mpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	9.81	Ton	Vu	5.65	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
$\Phi vVv$	0.90	dpc	$\Phi vVv$	0.76	dpc
dpc	10.95	cm	dpc	7.44	cm
dpc	20	cm	dpc	10	cm
USAR	PL50x200x6mm		USAR	PL50x100x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.71	cm	tcf E3-8	1.32	cm
tcf E3-9	1.83	cm	tcf E3-9	1.37	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	44.99		Ru	25.89	
$\Phi Ru$	87.47	Ton	$\Phi Ru$	87.47	Ton
$\Phi Ru > Ru$	OK		$\Phi Ru > Ru$	OK	

**Conexión # 10**

Dirección X			Dirección Y			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 200		Viga	IPE 160		Viga	IPE 180	
0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb	0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb	0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb
50	≤ a ≤	75	41	≤ a ≤	61.5	45.5	≤ a ≤	68.25
0.65db	≤ b ≤	0.85db	0.65db	≤ b ≤	0.85db	0.65db	≤ b ≤	0.85db
130	≤ b ≤	170	104	≤ b ≤	136	117	≤ b ≤	153
0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb	0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb	0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb
10	≤ c ≤	25	8.2	≤ c ≤	20.5	9.1	≤ c ≤	22.75
a	5	cm	a	4.1	cm	a	4.55	cm
b	13	cm	b	10.4	cm	b	11.7	cm
c	1	cm	c	0.82	cm	c	0.91	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	161.45	cm3	ZRBS	90.48	cm3	ZRBS	114.96	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	7.36	Ton-m	Mpr	4.12	Ton-m	Mpr	5.24	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	3.32	Ton	V grav	1.71	Ton	V grav	4.28	Ton
Ln	4.62	m	Ln	2.09	m	Ln	3.09	m
VRBS	6.50	Ton	VRBS	5.65	Ton	VRBS	7.67	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.12	m	Sh	0.09	m	Sh	0.10	m
Mf	7.29	Ton-m	Mf	3.95	Ton-m	Mf	5.31	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	7.37	Ton-m	Mpe	4.14	Ton-m	Mpe	5.32	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
Φd	1		Φd	1		Φd	1	
Mf<ΦdMpe	OK		Mf<ΦdMpe	OK		Mf<ΦdMpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	6.50	Ton	Vu	5.65	Ton	Vu	7.67	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
ΦvVv	0.85	dpc	ΦvVv	0.76	dpc	ΦvVv	0.80	dpc
dpc	7.65	cm	dpc	7.44	cm	dpc	9.53	cm
dpc	15	cm	dpc	10	cm	dpc	15	cm
USAR	PL50x150x6mm		USAR	PL50x100x6mm		USAR	PL50x150x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.56	cm	tcf E3-8	1.32	cm	tcf E3-8	1.45	cm
tcf E3-9	1.67	cm	tcf E3-9	1.37	cm	tcf E3-9	1.52	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	38.08		Ru	25.89		Ru	30.87	
ΦRu	87.47	Ton	ΦRu	87.47	Ton	ΦRu	87.47	Ton
ΦRu>Ru	OK		ΦRu>Ru	OK		ΦRu>Ru	OK	

**Conexión # 24, 25, 26, 27, 28, 41, 42, 43, 44**

Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 200		Viga	IPE 180	
0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb	0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb
50	$\leq a \leq$	75	45.5	$\leq a \leq$	68.25
0.65db	$\leq b \leq$	0.85db	0.65db	$\leq b \leq$	0.85db
130	$\leq b \leq$	170	117	$\leq b \leq$	153
0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb	0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb
10	$\leq c \leq$	25	9.1	$\leq c \leq$	22.75
a	5	cm	a	4.55	cm
b	13	cm	b	11.7	cm
c	1	cm	c	0.91	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	161.45	cm3	ZRBS	114.96	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	7.36	Ton-m	Mpr	5.24	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	1.53	Ton	V grav	1.9	Ton
Ln	4.62	m	Ln	5.29	m
VRBS	4.71	Ton	VRBS	3.88	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.12	m	Sh	0.10	m
Mf	7.11	Ton-m	Mf	5.08	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	7.37	Ton-m	Mpe	5.32	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
$\Phi d$	1		$\Phi d$	1	
Mf< $\Phi d$ Mpe	OK		Mf< $\Phi d$ Mpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	4.71	Ton	Vu	3.88	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
$\Phi vVv$	0.85	dpc	$\Phi vVv$	0.80	dpc
dpc	5.54	cm	dpc	4.82	cm
dpc	15	cm	dpc	15	cm
USAR	PL50x150x6mm		USAR	PL50x150x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.56	cm	tcf E3-8	1.45	cm
tcf E3-9	1.67	cm	tcf E3-9	1.52	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	37.11		Ru	29.52	
$\Phi Ru$	87.47	Ton	$\Phi Ru$	87.47	Ton
$\Phi Ru > Ru$	OK		$\Phi Ru > Ru$	OK	

**Conexión # 9, 31**

Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 200		Viga	IPE 200	
0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb	0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb
50	≤ a ≤	75	50	≤ a ≤	75
0.65db	≤ b ≤	0.85db	0.65db	≤ b ≤	0.85db
130	≤ b ≤	170	130	≤ b ≤	170
0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb	0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb
10	≤ c ≤	25	10	≤ c ≤	25
a	5	cm	a	5	cm
b	13	cm	b	13	cm
c	1	cm	c	1	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	161.45	cm3	ZRBS	161.45	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	7.36	Ton-m	Mpr	7.36	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	1.5	Ton	V grav	3.06	Ton
Ln	4.77	m	Ln	5.27	m
VRBS	4.58	Ton	VRBS	5.85	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.12	m	Sh	0.12	m
Mf	7.09	Ton-m	Mf	7.23	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	7.37	Ton-m	Mpe	7.37	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
Φd	1		Φd	1	
Mf<ΦdMpe	OK		Mf<ΦdMpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	4.58	Ton	Vu	5.85	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
ΦvVv	0.85	dpc	ΦvVv	0.85	dpc
dpc	5.39	cm	dpc	6.88	cm
dpc	15	cm	dpc	15	cm
USAR	PL50x150x6mm		USAR	PL50x150x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.56	cm	tcf E3-8	1.56	cm
tcf E3-9	1.67	cm	tcf E3-9	1.67	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	37.04		Ru	37.73	
ΦRu	87.47	Ton	ΦRu	87.47	Ton
ΦRu>Ru	OK		ΦRu>Ru	OK	

**Conexión # 33**

Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 180		Viga	IPE 120	
0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb	0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb
45.5	≤ a ≤	68.25	32	≤ a ≤	48
0.65db	≤ b ≤	0.85db	0.65db	≤ b ≤	0.85db
117	≤ b ≤	153	78	≤ b ≤	102
0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb	0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb
9.1	≤ c ≤	22.75	6.4	≤ c ≤	16
a	4.55	cm	a	3.2	cm
b	11.7	cm	b	7.8	cm
c	0.91	cm	c	0.64	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	114.96	cm3	ZRBS	43.83	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	5.24	Ton-m	Mpr	2.00	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	2.04	Ton	V grav	1.34	Ton
Ln	4.64	m	Ln	3.16	m
VRBS	4.30	Ton	VRBS	2.60	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.10	m	Sh	0.07	m
Mf	5.12	Ton-m	Mf	1.96	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	5.32	Ton-m	Mpe	2.01	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
Φd	1		Φd	1	
Mf<ΦdMpe	OK		Mf<ΦdMpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	4.30	Ton	Vu	2.60	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
ΦvVv	0.80	dpc	ΦvVv	0.67	dpc
dpc	5.34	cm	dpc	3.90	cm
dpc	15	cm	dpc	10	cm
USAR	PL50x150x6mm		USAR	PL30x100x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.45	cm	tcf E3-8	1.08	cm
tcf E3-9	1.52	cm	tcf E3-9	1.07	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	29.74		Ru	17.27	
ΦRu	87.47	Ton	ΦRu	87.47	Ton
ΦRu>Ru	OK		ΦRu>Ru	OK	

**Conexión # 32**

Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 200		Viga	IPE 120	
0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb	0.5bfb	$\leq a \leq$	0.75bfb
50	$\leq a \leq$	75	32	$\leq a \leq$	48
0.65db	$\leq b \leq$	0.85db	0.65db	$\leq b \leq$	0.85db
130	$\leq b \leq$	170	78	$\leq b \leq$	102
0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb	0.1bfb	$\leq c \leq$	0.25bfb
10	$\leq c \leq$	25	6.4	$\leq c \leq$	16
a	5	cm	a	3.2	cm
b	13	cm	b	7.8	cm
c	1	cm	c	0.64	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	161.45	cm3	ZRBS	43.83	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	7.36	Ton-m	Mpr	2.00	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	1.5	Ton	V grav	0.57	Ton
Ln	2.82	m	Ln	2.14	m
VRBS	6.72	Ton	VRBS	2.44	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.12	m	Sh	0.07	m
Mf	7.31	Ton-m	Mf	1.95	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	7.37	Ton-m	Mpe	2.01	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
$\Phi d$	1		$\Phi d$	1	
Mf< $\Phi d$ Mpe	OK		Mf< $\Phi d$ Mpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	6.72	Ton	Vu	2.44	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
$\Phi vVv$	0.85	dpc	$\Phi vVv$	0.67	dpc
dpc	7.90	cm	dpc	3.65	cm
dpc	15	cm	dpc	10	cm
USAR	PL50x150x6mm		USAR	PL30x100x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.56	cm	tcf E3-8	1.08	cm
tcf E3-9	1.67	cm	tcf E3-9	1.07	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	38.20		Ru	17.18	
$\Phi Ru$	87.47	Ton	$\Phi Ru$	87.47	Ton
$\Phi Ru > Ru$	OK		$\Phi Ru > Ru$	OK	

**Conexión # 35, 40**

Dirección X			Dirección Y		
<b>PASO 1</b>			<b>PASO 1</b>		
Viga	IPE 200		Viga	IPE 220	
0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb	0.5bfb	≤ a ≤	0.75bfb
50	≤ a ≤	75	55	≤ a ≤	82.5
0.65db	≤ b ≤	0.85db	0.65db	≤ b ≤	0.85db
130	≤ b ≤	170	143	≤ b ≤	187
0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb	0.1bfb	≤ c ≤	0.25bfb
10	≤ c ≤	25	11	≤ c ≤	27.5
a	5	cm	a	5.5	cm
b	13	cm	b	14.3	cm
c	1	cm	c	1.1	cm
<b>PASO 2</b>			<b>PASO 2</b>		
ZRBS	161.45	cm3	ZRBS	209.33	cm3
<b>PASO 3</b>			<b>PASO 3</b>		
Cpr	1.20		Cpr	1.20	
Ry	1.50		Ry	1.50	
Mpr	7.36	Ton-m	Mpr	9.54	Ton-m
<b>PASO 4</b>			<b>PASO 4</b>		
V grav	0.73	Ton	V grav	4.13	Ton
Ln	4.77	m	Ln	5.33	m
VRBS	3.81	Ton	VRBS	7.71	Ton
<b>PASO 5</b>			<b>PASO 5</b>		
Sh	0.12	m	Sh	0.13	m
Mf	7.01	Ton-m	Mf	9.46	Ton-m
<b>PASO 6</b>			<b>PASO 6</b>		
Mpe	7.37	Ton-m	Mpe	9.57	Ton-m
<b>PASO 7</b>			<b>PASO 7</b>		
Φd	1		Φd	1	
Mf<ΦdMpe	OK		Mf<ΦdMpe	OK	
<b>PASO 8</b>			<b>PASO 8</b>		
Vu	3.81	Ton	Vu	7.71	Ton
<b>PASO 9</b>			<b>PASO 9</b>		
ΦvVv	0.85	dpc	ΦvVv	0.90	dpc
dpc	4.48	cm	dpc	8.61	cm
dpc	15	cm	dpc	20	cm
USAR	PL50x150x6mm		USAR	PL50x200x6mm	
<b>PASO 10</b>			<b>PASO 10</b>		
tcf E3-8	1.56	cm	tcf E3-8	1.71	cm
tcf E3-9	1.67	cm	tcf E3-9	1.83	cm
tcf	1.2	cm	tcf	1.2	cm
E3-8	NO OK	Placas	E3-8	NO OK	Placas
E3-9	NO OK	contin	E3-9	NO OK	contin
Diseño de zonade panel			Diseño de zonade panel		
Ru	36.63		Ru	44.88	
ΦRu	87.47	Ton	ΦRu	87.47	Ton
ΦRu>Ru	OK		ΦRu>Ru	OK	

## Ejemplo 7

### Diseño de conexión rígida en vigas secundarias

Conexión #1

Viga IPE 80

En la figura adjunta, se observa las propiedades geométricas de los perfiles usados como vigas secundarias.

# Conexión	Perfil	Dimensiones						
		Alma		Ala		h=db-2tfb	Área patín	Área alma
		db	twb	bfb	tfb			
		mm	mm	mm	mm	mm	mm2	mm2
1	IPE 80	80	3.8	46	5.2	69.60	239.20	264.48
2	IPE 100	100	4.1	55	5.7	88.60	313.50	363.26
3	IPE 120	120	4.4	64	6.3	107.40	403.20	472.56
4	IPE 140	140	4.7	73	6.9	126.20	503.70	593.14
5	IPE 160	160	5	82	7.4	145.20	606.80	726.00
6	IPE 200	200	5.6	100	8.5	183.00	850.00	1024.80
7	IPE 220	220	5.9	110	9.2	201.60	1012.00	1189.44

Se determina el momento máximo  $M_u$  y cortante máximo  $V_u$  del programa Etabs.

$$M_u = 0.53 \text{ Ton} - m$$

$$M_u = 53000 \text{ kg} - cm$$

$$V_u = 0.62 \text{ Ton}$$

$$V_u = 620 \text{ kg}$$

Se determina la fuerza  $P_{uf}$ .

$$P_{uf} = \frac{M_u}{db}$$

$$P_{uf} = \frac{53000}{\frac{80}{10}} = 6625 \text{ kg}$$

Como  $L_w = b_{fb} = 46 \text{ mm}$  y  $t_e = t_{fb} = 5.2 \text{ mm}$ ; la resistencia de soldadura de un electrodo E70 es  $F_{yw} = 4086 \text{ kg/cm}^2$  y del metal base  $F_{yBM} = 2531 \text{ kg/cm}^2$ , se calcula la resistencia de diseño del metal de soldadura  $R_{dw}$  y la resistencia de diseño del material base  $R_{dBM}$ .

$$R_{dw} = 0.9 \times 0.6 \times F_{yw} \times t_e \times L_w$$

$$R_{dw} = 0.9 \times 0.6 \times 4086 \times \frac{5.2}{10} \times \frac{46}{10} = 5278 \text{ kg}$$

$$R_{dBM} = 0.9 \times 0.9 \times F_{yw} \times t_e \times L_w$$

$$R_{dBM} = 0.9 \times 0.9 \times 4086 \times \frac{5.2}{10} \times \frac{46}{10} = 4904 \text{ kg}$$

$$R_{dw} > R_{dBM}$$

OK

L es la diferencia entre h y 40 mm, lo cual es 29.6 mm

La carga lineal  $W_u$  se determina de la siguiente manera:

$$W_u = \frac{V_u}{2 \times L}$$

$$W_u = \frac{620}{2 \times 29.6 \times 0.1} = 104.73 \text{ kg/cm}$$

Determinar el espesor de soldadura requerido.

$$w = \phi 0.6 F_{EXX} 0.707 / W_u$$

$$w = \frac{0.75 \times 0.6 \times 4931.82 \times 0.707}{104.73} = 0.07 \text{ cm}$$

$$w \text{ m\u00ednimo} = 6 \text{ mm}$$

El proceso se repite en las dem\u00e1s conexiones.

#	Perfil	Mu	Vu	Mu	Vu	db	Puf	Lw = bfb	te = tfb	Fyw	FyBM
conexi\u00f3n	Viga	(Ton-m)	(Ton)	(kg-cm)	(kg)	(cm)	(kg)	(cm)	(cm)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
1	IPE 80	0.53	0.62	53000	620	8	6625	4.6	0.52	4086	2531.05
2	IPE 100	0.79	2.5	79000	2500	10	7900	5.5	0.57	4086	2531.05
3	IPE 120	2.25	3.04	225000	3040	12	18750	6.4	0.63	4086	2531.05
4	IPE 140	1.38	3.21	138000	3210	14	9857	7.3	0.69	4086	2531.05
5	IPE 160	1.25	3.01	125000	3010	16	7813	8.2	0.74	4086	2531.05
6	IPE 200	5.04	3.51	504000	3510	20	25200	10	0.85	4086	2531.05
7	IPE 220	3.78	5.27	378000	5270	22	17182	11	0.92	4086	2531.05

#	Rdw	RdBM	L=h-40mm		Wu		w calculado		w m\u00ednimo
conexi\u00f3n	(kg)	(kg)	Rdw>RdBM	(mm)	(kg/cm)	Wd*w	(cm)	(mm)	(mm)
1	5278	4904	Si	29.6	104.73	1569	0.067	0.67	6
2	6918	6427	Si	48.6	257.20	1569	0.164	1.64	6
3	8897	8266	Si	67.4	225.52	1569	0.144	1.44	6
4	11115	10327	Si	86.2	186.19	1569	0.119	1.19	6
5	13390	12440	Si	105.2	143.06	1569	0.091	0.91	6
6	18756	17426	Si	143	122.73	1569	0.078	0.78	6
7	22331	20748	Si	161.6	163.06	1569	0.104	1.04	6

## Ejemplo 8

### Dise\u00f1o de conexi\u00f3n columna - placa base

Columna interior

A partir de los momentos máximos en las columnas más cargadas como se observa en la tabla adjunta, se procede a calcular la carga puntal  $P_{uf}$  que debe resistir la soldadura.

	Interior	Exterior	Esquinera
<b>Mu (Ton-m)</b>	4.11	2.72	2.88
<b>Mu (kg-cm)</b>	411000	272000	288000

$$P_{uf} = \frac{M_u}{h}$$

$$P_{uf} = \frac{411000}{24} = 17125 \text{ kg}$$

$$W_u = \frac{P_{uf}}{h}$$

$$W_u = \frac{17125}{24} = 713.54 \text{ kg/cm}$$

Determinar el espesor requerido de la soldadura.

$$w = \emptyset 0.6 F_{EXX} 0.707 / W_u$$

$$w = \frac{0.75 \times 0.6 \times 4931 \times 0.707}{713.54} = 0.45 \text{ cm}$$

$$w \text{ mínimo} = 5 \text{ mm}$$

El espesor final de soldadura es 1 cm.

Se igual manera, se calcula para la columna exterior y esquinera, como se muestra en la tabla adjunta.

Columna	Mu	h	Puf	Wu	Wd*w	w calculado		Espesor placa base (mm)	w mínimo (mm)
	(kg-cm)	(cm)	(kg)	(kg/cm)		(cm)	(mm)		
Interior	411000	24	17125.00	713.54	1569.06	0.45	4.55	12.7	5
Exterior	272000	24	11333.33	472.22	1569.06	0.30	3.01	12.7	5
Esquinera	288000	24	12000.00	500.00	1569.06	0.32	3.19	12.7	5

## Ejemplo 9

### Diseño de soldadura en columnas armadas

Columna interior

A partir del programa Etabs, se obtuvo las fuerzas cortantes de las columnas más críticas como se muestra en la tabla adjunta.

	Interior	Exterior	Esquinera
<b>Vu (Ton)</b>	2.13	2.87	2.85
<b>Vu (kg)</b>	2130	2870	2850

A partir de datos como inercia=9470 cm<sup>4</sup>, área de patín=28.8 cm<sup>2</sup> y la distancia hacia el centro de gravedad=12 cm, se determina el valor de la carga lineal como debe soportar la soldadura.

$$q_{sv} = \frac{VA_{patin}y'}{I_x}$$

$$q_{sv} = \frac{2130 \times 28.8 \times 12}{9470} = 77.73 \text{ kg/cm}$$

Una vez obtenida la carga lineal, se determina el espesor de soldadura requerido.

$$w = \frac{0.6F_{EXX} \cdot 0.707}{q_{sv}}$$

$$w = \frac{0.45 \times 0.6 \times 4931 \times 0.707}{77.73} = 0.025 \text{ cm}$$

$$w \text{ mínimo} = 5 \text{ mm}$$

El espesor final de soldadura es 6 mm.

Se igual manera, se calcula para la columna exterior y esquinera, como se muestra en la tabla adjunta.

## Ejemplo 10

### Diseño de empalme de columna

Columna interior

A partir del programa Etabs, obtenemos los valores máximos de momento y cortante de la columna más cargada.

$$M_u = 0355.98 \text{ klb} - \text{in}$$

$$V_u = 6.31 \text{ klb}$$

Se procede a realizar el diseño por tensión de la soldadura. Se calcula la fuerza P<sub>uf</sub>, la cual debe soportar el cordón de soldadura, donde d<sub>m</sub> es la diferencia entre la dimensión de la columna y su espesor.

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d_m}$$

$$P_{uf} = \frac{355.98}{24 - 2 \times 1.2} = 39.66 \text{ klb}$$

La resistencia de diseño del cordón de soldadura CJP viene dado por:

$$R_d = \min[R_{dw}, R_{dBM}]$$

$$R_{dBM} = 0.9(0.6F_{yBM})t_eL_w$$

$$R_{dBM} = 0.9(0.6 \times 36) \frac{2880}{25.4 \times 25.4} = 86.78 \text{ klb}$$

$$R_{dw} = 0.9(0.6F_{yw})t_eL_w$$

$$R_{dw} = 0.9(0.6 \times 48) \frac{2880}{25.4 \times 25.4} = 115.71 \text{ klb}$$

$$R_d = \min[115.71, 86.78]$$

$$\frac{P_{uf}}{R_d} = \frac{39.66}{86.78} = 0.46$$

OK

El diseño por cortante viene dado por:

$$R_{dBM} = 0.9(0.6F_{yBM})t_eL_w$$

$$R_{dBM} = 0.9(0.6 \times 36) \frac{2880}{25.4 \times 25.4} = 86.78 \text{ klb}$$

$$R_{dw} = 0.8(0.6F_{yw})t_eL_w$$

$$R_{dw} = 0.8(0.6 \times 48) \frac{2880}{25.4 \times 25.4} = 102.85 \text{ klb}$$

$$\frac{V_{uf}}{R_d} = \frac{102.85}{86.78} = 0.073$$

OK

## Ejemplo 11

### Diseño de empalme de viga

Las propiedades de los materiales se muestran en la tabla adjunta.

<b>Fy=</b>	36	Ksi	2530.8	kg/cm <sup>2</sup>
<b>E70xx=</b>	70	Ksi	4930	kg/cm <sup>2</sup>

<b>Fu=</b>	58	Ksi	4077.4	kg/cm2
------------	----	-----	--------	--------

Del programa Etabs, se obtiene la fuerza cortante del perfil IPE 330, el cual es  $V_u=23$  klb.

Las dimensiones del perfil se muestran en la tabla adjunta.

<b>d</b>	330	mm =	12.992	in
<b>tw</b>	7.5	mm	0.295	in
<b>bf</b>	160	mm	6.299	in
<b>tf</b>	11.5	mm	0.453	in

Se calcula la resistencia por fluencia al corte, debido a que la resistencia de la junta se encuentra controlada por el metal base.

$$R_n = 0.6F_y A_{gv}$$

$$R_n = 0.6 \times 36 \times 12.99 \times 0.29 = 82.86 \text{ klb}$$

Determinar la resistencia por fractura de corte.

$$R_n = 0.6F_u A_{nv}$$

$$R_n = 0.6 \times 58 \times 12.99 \times 0.29 = 133.50 \text{ klb}$$

## Ejemplo 12

### Diseño de cimentación

Diseño por estado límite de falla: capacidad de carga

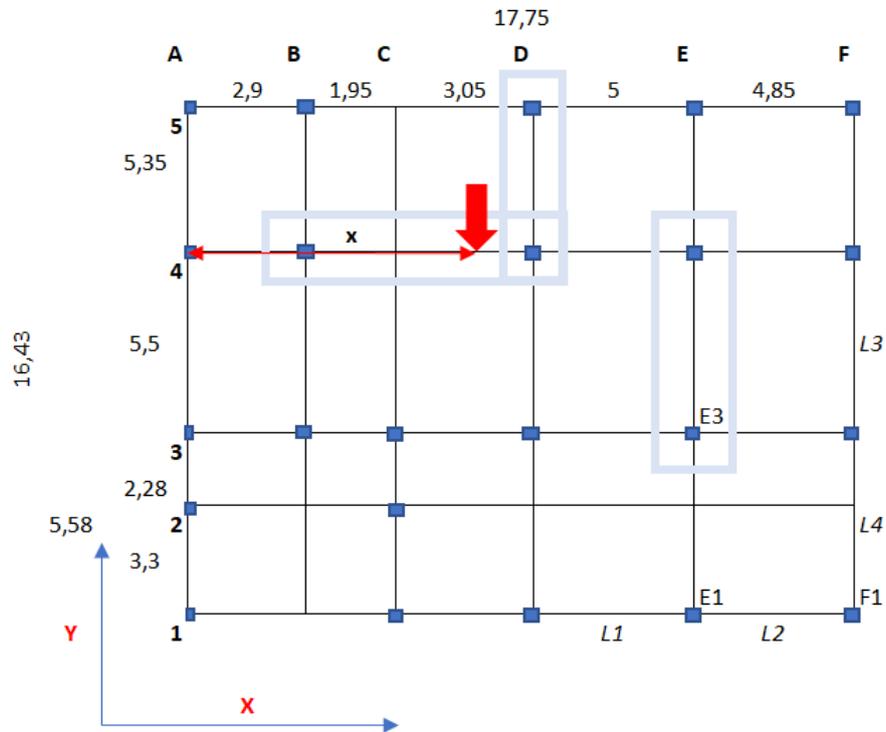
Para la determinación de la capacidad última del suelo, se sigue la teoría de *capacidad de carga de Terzaghi* (1943) sólo si los cimientos sean cuadrados, circulares o continuos, a poca profundidad, que es este el caso. (Nieto, 1991)

Las cargas que serán transmitidas por la cimentación de la estructura hacia el suelo son extraídas del análisis de la estructura en ETABS.

EJES	Columnas	Cargas extraídas del análisis ETABS							
		Pm Fz (T)	Pv Fz (T)	Ex Fz (T)	Ey Fz (T)	Mm_x (T.m)	Mv_x (T.m)	Mm_y (T.m)	Mv_y (T.m)
A	A1	0,88	0,28	0,81	0,87	0,00	-1,00	0,06	-0,02
	A2	2,97	1,64	0,55	0,76	-0,05	-0,03	-0,21	0,23
	A3	4,90	3,21	1,11	1,08	-0,43	-0,36	-0,18	0,16
	A4	6,65	4,35	1,46	0,48	0,01	0,00	-0,15	0,13
	A5	3,20	2,08	2,22	1,04	0,49	0,42	-0,08	0,07
B	B3	10,21	6,65	1,43	0,90	-1,26	-1,08	-0,09	-0,07
	B4	18,61	12,27	0,98	0,33	0,03	0,03	0,28	0,24
	B5	8,57	5,57	1,63	0,75	1,16	0,99	0,14	0,12
C	C1	2,98	1,64	0,92	0,69	-0,18	-0,17	0,15	0,09
	C2	6,82	4,17	0,33	0,22	0,05	0,05	-0,22	-0,25
	C3	3,97	2,59	1,55	0,86	0,09	0,08	0,08	0,07
D	D1	9,02	5,86	0,95	0,86	-1,25	-1,07	0,12	0,10
	D3	20,76	13,64	0,71	0,49	-0,11	-0,08	0,28	0,24
	D4	23,29	15,32	0,12	0,36	-0,10	-0,09	0,01	0,01
	D5	10,79	7,00	0,34	1,06	1,40	1,20	0,02	0,01
E	E1	11,17	7,26	0,41	1,25	-1,56	-1,34	0,00	0,00
	E3	23,42	15,39	0,15	0,39	0,18	0,16	-0,01	-0,01
	E4	22,80	14,97	0,07	0,18	-0,09	-0,08	0,00	0,00
	E5	10,72	6,98	0,37	1,03	1,47	1,26	0,02	0,02
F	F1	5,56	3,62	0,75	0,51	-0,88	-0,75	-0,19	-0,16
	F3	11,36	7,46	0,48	0,17	0,06	0,05	-0,41	-0,35
	F4	11,12	7,29	0,53	0,21	-0,02	-0,02	-0,40	-0,34
	F5	5,31	3,46	0,79	0,59	0,78	0,67	-0,17	-0,15

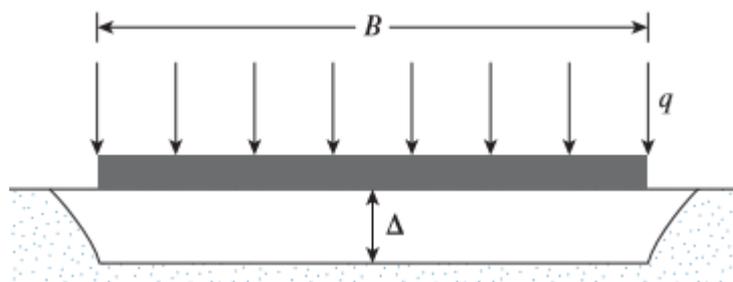
El diseño de la zapara corrida se realiza en los dos ejes de las columnas críticas, es decir el eje 4 y el eje E, que son los ejes por los que bajaría mayor carga.

Se desarrolla el diseño de la zapata corrida del eje 4 como ejemplo de los cálculos realizados y adjuntos en la respectiva hoja de cálculos correspondiente a la cimentación.



Inicialmente se identifican los datos como el coeficiente de balasto ( $\lambda$ ), la distancia máxima entre los apoyos del eje ( $l_x$ ) y el número de pórticos ( $N$ ).

El **coeficiente de balasto** es la relación entre la presión que actúa en un punto,  $p$ , y el asiento que se produce,  $\Delta$ , es decir  $K = p/\Delta$  (Das, 2012), también es conocido como coeficiente de reacción de la subrasante que depende de varios factores y por consiguiente Terzaghi realizó un estudio (1955) sobre este factor pudiéndose tabular según el tipo de suelo. Se tabula como  $K_{30}$  porque los valores son orientativos para una placa de carga de 30x30cm. (José Antonio Agudelo Zapata, 2015)



Definición de coeficiente de balasto,  $k$

Fuente: (Das, 2012)

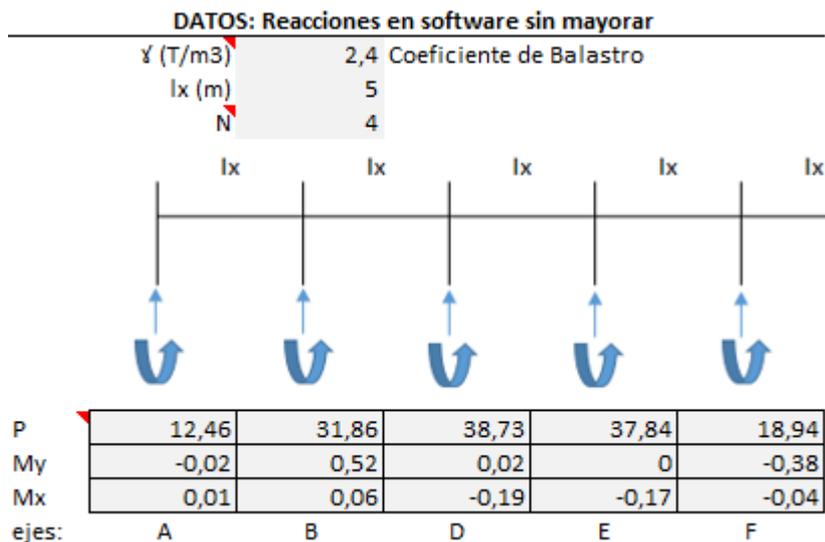
Valores de k30 propuestos por Terzaghi			
Tipos de suelo			K30 max
Arena seca o húmeda	Suelta	0,64	1,92
	Media	1,92	9,6
	Compacta	9,6	32
Arena sumergida	Suelta	0,8	
	Media	2,5	
	Compacta	10	
Arcilla	qu=1-2 kg/cm <sup>2</sup>	1,6	3,2
	qu=2-4 kg/cm <sup>2</sup>	3,2	6,4
	qu>4 kg/cm <sup>2</sup>	>6,4	

Valores de coeficiente de balasto, k, según Terzaghi

Fuente: (José Antonio Agudelo Zapata, 2015)

Con el suelo mayoritariamente de arcilla con  $q_u = 1,2 \text{ kg/cm}^2$ , en la sección 2.1, se elige un k30 promedio de  $2,4 \text{ K/cm}^3$ .

Se realiza el análisis con las cargas y momentos sin mayorar; para el eje 4, tenemos los siguientes datos iniciales.



Para el pre dimensionamiento de la zapata nos referenciamos a lo expuesto en la NEC.

Por condición: Cargas muertas + vivas normal + sismo de diseño, tiene un Factor de Seguridad Indirecta Mínimos (FSIM) de 1.5 (NEC, 2015).

# pisos	NEC TABLA 1 categoria	NEC TABLA 2 rof. Min de sondeos (mno de Pmax)	
2	baja	6	3 80

Profundidad de desplante			
Df		0,85	
capacidad di qu (T/m2)		10,2	
$\Sigma P_{servicio}$		139,83	cumple
esfuerzo efectivo del suelo		NEC seccion 7.2.1	$q_{adm} = \frac{q_{net}}{F_s} + q_{ob} = 7,5 \text{ T/m}^2$
esf. Geoestát qob (T/m2)		2,04	
capacidad di qnet (T/m2)		8,16	NEC TABLA 6 FS = 1,5
Dimensiones preliminares			
L(m)		18,75	
Area de zapata			
Areq (m2)		18,8	
Ancho de zapata		Ancho a usar (variable)	
B (m)		1,0	1
Factor minimo de segurar (TABLA 4)			
combo	D + L + E		
Fs		1,1	

Se determina las excentricidades de la carga con el fin de que el centroide de la zapata y el punto de aplicación de la carga se mantenga cerca evitando el volteo de la estructura, de no pasar se debería aumentar el ancho de esta.

$$e_x = \frac{\Sigma M_y}{P_{servicio}}$$

$$e_y = \frac{\Sigma M_x}{P_{servicio}}$$

ex (m)	0,00
ey (m)	0,00

#### verificación de la excentricidad

ex (m)	ex < B/6	cumple
ey (m)	ey < L/6	cumple

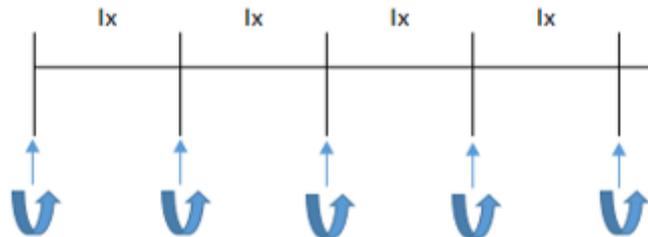
Posteriormente se determina la capacidad de carga máxima ( $q_{\max}$ ) y se comprueba que sea menor a la capacidad de carga neta ( $q_{net}$ )

$$q_{max} = \frac{P}{A} * \left(1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L}\right)$$

A (m2)	18,75
qmax	7,5
Chequeo	
$q_{max} < q_e$	cumple
ZAPATAS DE B x L	
B (m)	1
L (m)	18,75

Como sí cumple, quedan establecidas las dimensiones preliminares de la zapata, ancho por largo (B x L), con su pre dimensionamiento.

El siguiente paso es desarrollar el **diseño de la cimentación considerando cargas mayoradas**. ( $P = 1.2D + 1.6L + E$ )



P	16,40	42,94	52,58	51,38	25,54
My	-0,02	0,52	0,02	0	-0,38
Mx	0,01	0,06	-0,19	-0,17	-0,04

Se determina la capacidad de carga última ( $q_u$ ), considerando el ancho de influencia ( $s$ ) como la mitad de la mayor luz del eje contrario ( $ly/2$ ) en este caso la mitad de 5,58m.

**Determinación del  $q_u$**

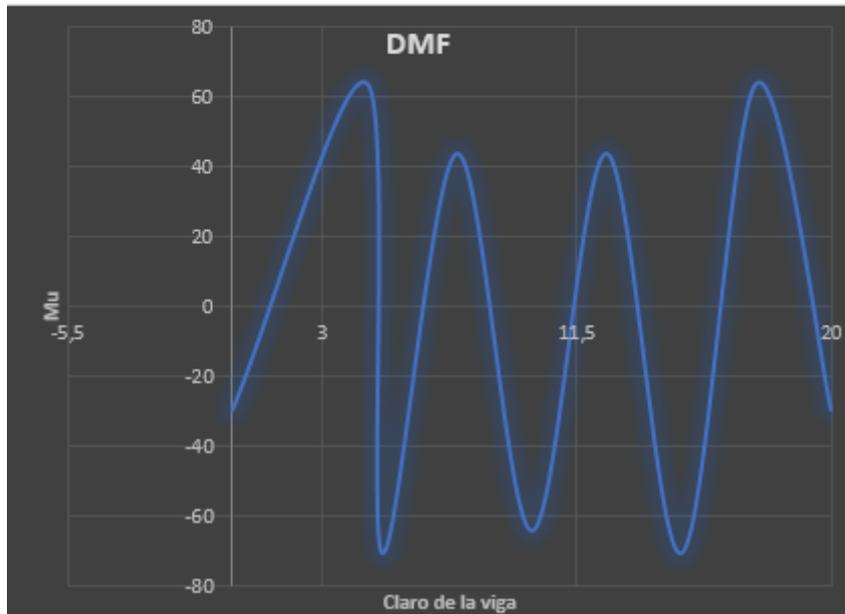
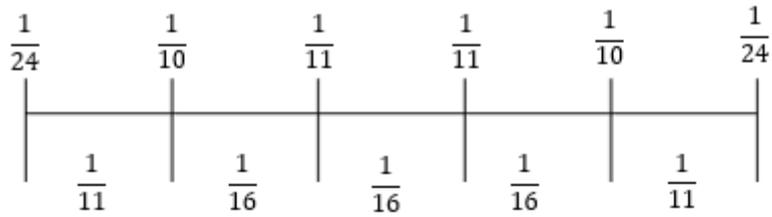
$s$	2,79
$q_u$ (t/m <sup>2</sup> )	10,11
$W_u$ (t/m)	28,21

Para dimensionar los elementos, dimensiones y acero, se debe determinar primeramente los cortantes y momentos máximos positivos y negativos.

Se realiza el Diagrama de Momento Flector (DMF), siguiendo las recomendaciones del ACI con sus coeficientes para una viga simplemente apoyada.

$$DMF = \text{coeficiente} * q_u * l_n^2$$

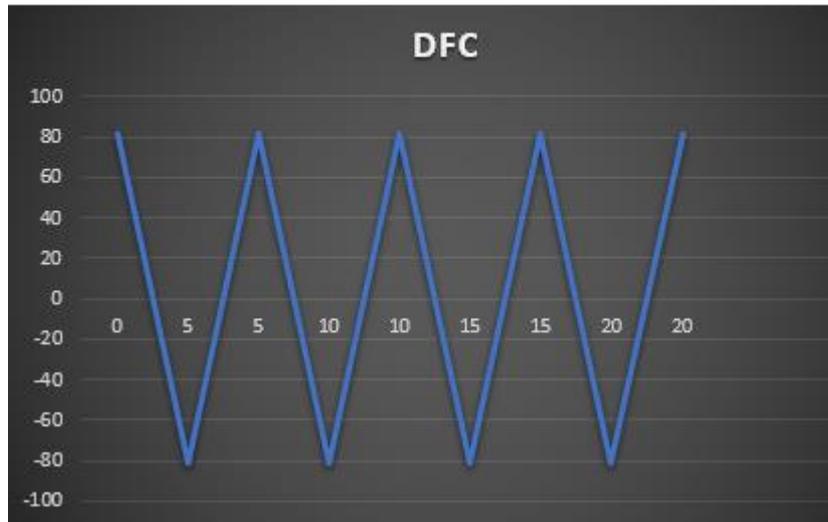
Los coeficientes se muestran a continuación.



De igual manera se realiza el Diagrama de Fuerzas Cortantes (DFC), siguiendo las recomendaciones del ACI con sus coeficientes para una viga simplemente apoyada.

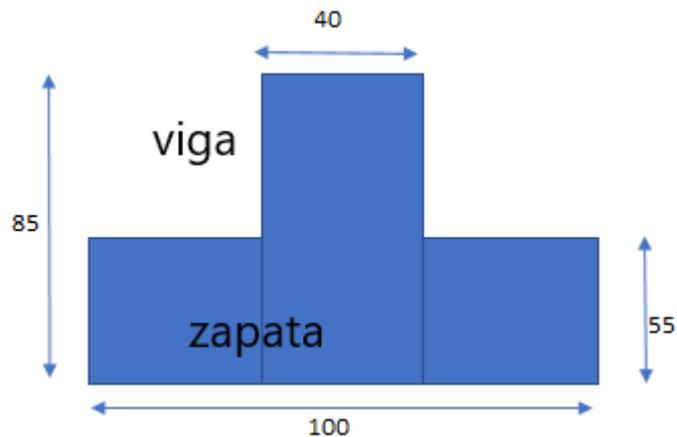
$$\text{DFC} = \text{coeficiente} * W_l * l_n / 2$$

Los coeficientes se muestran a continuación.



Obteniendo los resultados de interés, se elige la cuantía mínima (0.18) por economizar en la cantidad de acero necesaria, con un hormigón de  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  y un recubrimiento del acero de 7cm según lo recomendado por la NEC. Se dimensionan los dos componentes de una zapata tipo T invertida: la zapata y la viga, el ancho de la viga en la práctica se recomienda oscile entre un 30% y 60% del ancho B de la zapata determinada anteriormente.

<b>Determinación de cortantes y momentos máximos</b>		
Mmax- (t*m)		64,11
Mmax+ (t*m)		70,52
Vmax+ (t)		81,10
Vmax- (t)		81,10
<b>Dimensionamiento del peralte de la zapata</b>		
w (cuantía mec)		0,18
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )		210
Rn		33,8
d (cm)		48,2
<b>altura de la zapata</b>		
H (cm)		55
<b>Dimensionamiento del peralte de la viga</b>		
b (asumido) m		0,4
d (cm)		76,1
<b>altura de la viga</b>		
H (cm)		85,0



Con estas dimensiones, se realiza el **diseño de la viga por cortante** y se verifica que el cortante aplicado sobre la estructura sea menor al máximo, sino se debe cambiar las propiedades de la viga y verificar nuevamente hasta que se cumpla, según NEC.

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

$$V_s = V_u - \phi V_c$$

b (cm)	40
h (cm)	85
d (cm)	81
recub (cm)	4
Vu (T)	81,1
<b>aporte del concreto a cortante</b>	
Vc (T)	24,88
$\phi V_c$ (T)	18,66
$\phi V_s$ (T)	62,44
<b>Chequeo por Vmax</b>	
$\phi V_{max}$	77,47
$\phi V_s < \phi V_{max}$	cumple

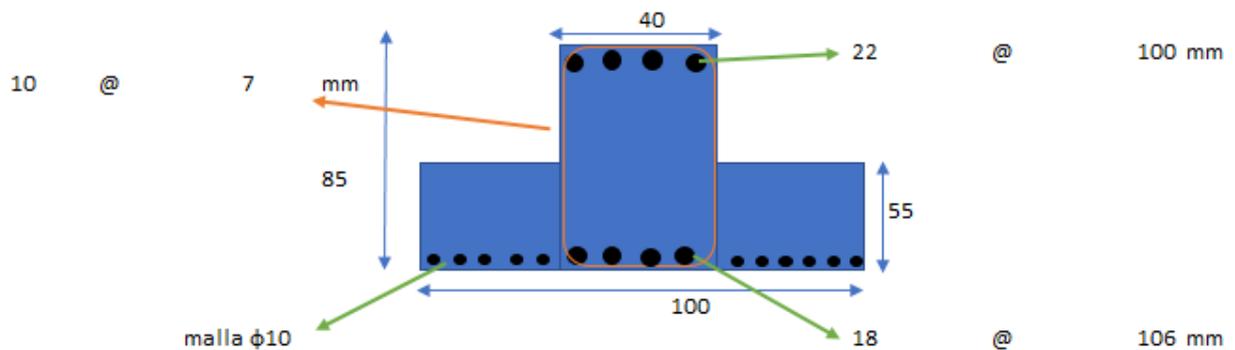
Con esta información se diseña la distribución del acero por cortante, considerando las limitantes que establece la norma para el espaciamiento de las varillas.

<b>Espaciamiento a cortante</b>	
$\phi$ de varilla mm	10
# estribos	1
fy (t/cm <sup>2</sup> )	4,2
# de ramas	2
Av (cm <sup>2</sup> )	0,79
S (cm)	6,7
Smax (cm)	30,00
S < Smax	cumple
<b>Adoptar</b>	
$\phi$ de varilla mm	10
# estribos	1
S (cm)	7

Se continúa con el diseño por flexión de la zapata y de la viga, considerando las revisiones de cuantía mínima y separación de varillas que establece la normativa.

<b>Datos</b>	b (cm)	40	
	h (cm)	85	
	d (cm)	78	
	recub (cm)	7	
	Mmax -	64,11	
	Rn (kg/cm <sup>2</sup> )	29,27	
	cuantía $\rho^-$	0,008	OK
	cuantía mínima	0,001	
	Mmax +	70,52	
	Rn (kg/cm <sup>2</sup> )	30,13	
	cuantía $\rho^+$	0,008	
	cuantía mínima	0,001	OK
<b>Acero de refuerzo longitud positiva</b>			
	As+	37,96	
	$\phi$ de varilla mm	22	
	Av (cm <sup>2</sup> )	3,80	
	#varillas	10	
<b>Separación</b>			
	S (cm)	10,0	
	Smin (cm)	2,2	OK
<b>Acero de refuerzo longitud negativa</b>			
	As-	23,90	
	$\phi$ de varilla mm	18	
	Av (cm <sup>2</sup> )	2,54	
	#varillas	9	
<b>Separación</b>			
	S (cm)	10,6	
	Smin (cm)	1,8	OK

Teniendo un resultado del armado como se muestra a continuación:



Se realiza este diseño para cada eje con sus condiciones particulares.

## ANEXO D

### DISEÑO DE INSTALACIONES HIDROSANITARIAS

#### Ejemplo 1

#### Diseño de agua potable

Se debe seguir los pasos establecidos en el capítulo 16 de la NEC (Capítulo 11, NHE)

Se determina el número probable de usuarios para los cuales se diseña las redes se usa métodos de proyección.

#### CÁLCULO DE USUARIOS FUTUROS

Po = Pa (hab) =	110
i = r (%) =	1
t (años) =	25

#### Método exponencial

Pf (hab) = 141,2

#### Método Ine

Pf (hab) = 141,1

#### Método Wappaus

Pf (hab) = 141,4

#### Usuarios futuros considerada

Pf (hab) = 141

Se determina el consumo máximo diario (CMD)

Cant. de usuarios =	141	personas
Dotación =	10	L/person/día
Consumo máx. Diario =	1414,3	L/día
	1,41	m3/día

Se calcula el caudal máximo probable

Artefacto Sanitario	Q inst min (lt/s)	Cantidad (unidad)	Q total (lt/min)
Ducha	0,2	1	12
Urinario con fluxor	0,5	2	60
Inodoro con fluxor	0,1	6	36
Fregadero de cocina	0,2	1	12
Lavabo	0,1	7	42
Llave de manguera	0,2	3	36
<b>Gasto Instalado Qi =</b>			<b>198</b>

$$Q_{mp} = 1.7391Q_i^{0.6891}$$

El caudal máximo probable es de 66,52 lt/min.

Se determina el volumen del reservorio dependiendo del tipo de sistema de distribución que se diseñará. (Comité Ejecutivo de la NEC, 2011)

Días de reserva = 1 día  
 Volumen reservorio = 1500 L  
 = 1,5 m<sup>3</sup>

El tipo de acometida a utilizarse será con un contador único y distribución vertical por grupo único de columnas.

t (recomendado) = 4 horas  
 = 14400 segundos

Volumen reservorio = 1500 L

**Caudal requerido para la acometida**

$Q = V/t = 0,104 \text{ L/s}$

**Velocidad deseada:  $v = 0.6 - 2.5 \text{ m/s}$**

v (recomendada) = 1,5 m/s

Tabla 3.1

Flamant

**1/2"**

$$j = 4C (V^{1.75} / D^{1.2})$$

$$Q = AV$$

$$j = 6,1C (Q^{1.75} / D^{4.75})$$

Unidades	Caudal Q			V	hv	Pérdidas por fricción en m/m				
	gal/min	l/min	l/s			Coeficiente de fricción C				
						Fundido 0,00031	Galva- nizado 0,00031	Acero 0,00018	Cobre 0,00012	P.V.C. 0,00010
1	3,79	0,06	0,47	0,01	0,079	0,058	0,046	0,030	0,025	
2	2	7,57	0,13	1,03	0,05	0,304	0,226	0,177	0,118	0,098
3	3	11,35	0,19	1,50	0,11	0,591	0,439	0,343	0,229	0,191
5	4	15,14	0,25	1,97	0,20	0,956	0,709	0,555	0,370	0,308

Diseño de la red

El sistema se diseña para abastecer al artefacto sanitario más desfavorable hidráulicamente.

Se realiza el trazado de la red interior con relación a los artefactos sanitarios, eligiendo tramos cortos.

Se separa la instalación en tramos identificándolos con letras mayúsculas en nudos.

Lo cálculos de presión, diámetros, pérdidas por tuberías verticales y horizontales, pérdidas en accesorios según sus longitudes equivalentes, velocidades y presiones.

Descripción	Punto o tramo	Unds servidas	Q	Q	V	h <sub>v</sub>	C	j	fi nom	fi int	Longitud de tubería				J	Presión
			l/s	l/min	m/s	mca	m/m	m/m	pulg	mm	horiz. m	vert. m	acc. m	total m	mca	mca
Inodoro con fluxor de hombres 2piso	1															15
Desde codo hasta inodoro de hombres	1-2	3	0,10	6	0,73	0,03	0,0001	0,098	1/2	13,20	1,43	2,91	2,75	7,09	0,70	18,63
Suministro a baño de hombres	2-3	5	0,20	12	1,46	0,11	0,0001	0,191	1/2	13,20	5,96	1,55	2,80	10,31	1,97	22,26
Suministro a baño de hombres, mujeres y llav	3-4	10	0,40	24	1,72	0,15	0,0001	0,121	3/4	17,20	10,78	2,35	7,95	21,08	2,55	27,31
Caudal de la ducha	4-5	12	0,60	36	4,38	0,98	0,0001	0,080	1/2	13,20	4,62	2,50	3,27	10,39	0,83	31,62
Nivel 1	5-6	23	1,10	66	2,84	0,41	0,0001	0,162	1	22,20	0,00	3,40	0,13	3,53	0,57	36,01
Conexión entre nivel 1 y bomba	6-7	23	1,20	72	3,10	0,49	140	0,212	1	22,20	0,40	0,00	0,13	0,53	0,11	36,61
	7-8	25	1,20	72	3,10	0,49	140	0,212	1	22,20	1,00	0,30	4,20	5,50	1,17	38,57

A partir del caudal del último tramo de tubería y las unidades servidas para un diámetro mayor al de este tramo se determinan la velocidad y pérdidas con la Tabla Hazen Williams.

#### Cálculo de la succión

Del último tramo de tubería:

Unidades servidas = 25

Caudal (lt/s) = 1,20

Para un diámetro 1 1/2" y tabla H. W.

velocidad (m/s) = 1,09

pérdida h<sub>v</sub> (m) = 0,06

pérdida j (m/m) = 0,028

Pérdidas por accesorios (m) = 6,83

Longitud H (m) = 1,00

Longitud V (m) (cisterna) = 1,8

Longitud Total (m) = 9,63

Pérdida total por fricción (m) = 0,27

Altura total de succión (m)\* = 2,07

\*No se considera las pérdidas por velocidad

Posteriormente se debe comprobar:

- La altura máxima de succión (HMS) en función de pérdidas por temperatura, vacío de la bomba, por fricción y accesorios, por altitud, por depresión barométrica y por velocidad, según lo definido por la norma.

$$H_{MS} = 10.33 - h_{temp} - h_{vac} - h_{fr} - h_{msnm} - h_{bar} - h_v$$

o h<sub>temp</sub>: pérdida por temperatura

o h<sub>vac</sub>: pérdida por vacío imperfecto en la bomba: 1.8 – 2.4

o h<sub>fr</sub>: pérdida por fricción y accesorios

o h<sub>msnm</sub>: pérdida por altitud

o h<sub>bar</sub>: pérdida por depresión barométrica = 0.36

o h<sub>v</sub>: pérdida por velocidad

Fuente: (Bayona, 2019)

H<sub>MS</sub> = 6,94 mca

- La altura neta positiva de succión disponible (NPSHd) calculada debe ser mayor a la altura neta positiva de succión requerida (NPSHr) dada por el fabricante de la bomba. El coeficiente *K* está tabulado (Carmona, 2010).

$NPSH = K - \text{Altura de succión} = 7,77 \text{ mca}$

Se calcula la Altura Dinámica Total de Diseño (TDH) como la sumatoria de la succión e impulsión.

$TDH = 40,64 \text{ m}$

La potencia de la bomba se determina:  $P = Qb \times Pd / 76 \times \%effi = 1 \text{ Hp.}$

## Ejemplo 2

### Diseño de desagüe de aguas servidas

Identificar número de pisos de la edificación

Determinar el tipo de predio según el uso del mismo

Clase 1: Vivienda unifamiliares, departamentos.

Clase 2: Oficinas, fábricas.

Clase 3: Escuelas, hoteles, centros comerciales, edificios públicos, teatros, aeropuertos.

Determinar diámetro mínimo de descarga y cantidad de unidades servidas para cada artefacto según su clase

	Clase	D.M.D.	U.E.H.
Water Closet (W.C.)	1	100	3
Water Closet (W.C.)	2	100	5
Water Closet (W.C.)	3	100	6
Lavatorio	1	38	1
Lavatorio	2 y 3	38	2
Baño tina	1	50	3
Baño tina	2 y 3	50	4
Baño Lluvia	1	40	2
Baño Lluvia multiple/ m	2 y 3	50	6
Bidet	1	50	1
Bidet	2 y 4	50	2
Urinario	2 y 3	38	1
Urinario pedestal	2 y 3	75	3
Urinario con tubería perforada / m	2 y 3	75	5
Lavaplatos con y sin lavavajillas	1 y 2	50	3
Lavapiatos restaurante	3	75	8
Lavacopas	1	50	3
Lavacopas	1 y 2	75	8
Lavaderos con o sin lavadoras	1	50	3
Lavaderos con máquinas lavadoras	1 y 2	75	6
Pileta con botagua	1 - 2 y 3	50	3

Trazar las tuberías.

Considerando las condiciones mínimas de la normativa, los criterios de diseño y viabilidad económica.

Separar instalaciones en tramos asignando letras a tramos para mejor identificación.

Finalmente, se realizan los respectivos cálculos de red de alcantarillado con una tabla, considerando la capacidad de tubería horizontal con pendientes oscilantes entre 1% y 4%

Tramo	Observación	Artefacto que Descarga	Longitud	Descarga	Pendiente mínima	Diámetro mínimo	Pendiente	Diámetro
			(m)	UEHs	%	mm	%	mm
D1 - D2	inodoro D1 al urinario D2	inodoro	2,71	6	1%	100		100
D2 - D3	urinario D2 al urinario D3	urinario	3,1008	11	1%	75		100
D3 - E1	urinario D3 al inodoro E1	urinario	1,4383	16	1%	75		100
E1 - colector_B2	inodoro E1 al colector_B2	inodoro	0,8012	22	1%	100		100
F1 - E2	ducha F1 al inodoro E2	ducha	2,6	6	1%	50		50
E2 - colector_B2	inodoro E2 al colector_2	inodoro	0,8305	12	1%	100		100
<b>colector B2</b>	<b>nivel 2</b>		<b>2,1</b>	<b>34</b>	<b>1%</b>	<b>100</b>	<b>1%</b>	<b>100</b>
E3 - E4	lavatorio E3 al lavatorio E4	lavatorio	0,3705	2	1%	38		50
E4 - D4	lavatorio E4 al lavatorio D4	lavatorio	0,3705	4	1%	38		50
D4 - D5	lavatorio D4 al lavatorio D5	lavatorio	0,3705	6	1%	38		50
D5 - colector_B1	lavatorio D5 al colector_B1	lavatorio	0,3705	8	1%	38		50
<b>colector B1</b>	<b>nivel 2</b>		<b>3,032</b>	<b>8</b>	<b>1%</b>	<b>38</b>	<b>1%</b>	<b>100</b>
C1 - colector_B2	fregadero C1 al colector_B2	fregadero	1,1363	8	1%	75		75
<b>colector B2</b>	<b>nivel 1</b>		<b>1,3</b>	<b>8</b>	<b>1%</b>	<b>75</b>	<b>1%</b>	<b>100</b>
B1 - colector_B1	lavatorio B1 al colector_B1	lavatorio	2,2	2	1%	38		38
A1 - A2	lavatorio A1 al lavatorio A2	lavatorio	1,7	2	1%	38		38
A2 - colector_B1	lavatorio A2 al colector_B1	lavatorio	2,65	4	1%	38		38
B2 - colector_B1	inodoro B2 al colector_B1	inodoro	1,9	6	1%	100		100
A3 - A4	inodoro A3 al inodoro A4	inodoro	1,7	6	1%	100		100
A4 - colector_B1	inodoro A4 al colector_B1	inodoro	1,05	12	1%	100		100
<b>colector B1</b>	<b>nivel 1</b>		<b>3,4</b>	<b>24</b>	<b>1%</b>	<b>100</b>	<b>1%</b>	<b>100</b>
<b>bajante B1</b>	<b>niveles</b>		<b>3,5</b>	<b>32</b>			<b>1%</b>	<b>100</b>
<b>bajante B2</b>	<b>niveles</b>		<b>3,5</b>	<b>42</b>			<b>1%</b>	<b>100</b>

**ANEXO E**  
**LIBROS DE APUS**

**ANEXO F**  
**PLANOS**