

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

"ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO PARA LA OPTIMIZACIÓN
DEL ACERO ESTRUCTURAL, APLICADO AL DISEÑO DE UN
EDIFICIO RESIDENCIAL UBICADO EN EL CAMPUS
PROSPERINA-ESPOL EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL"

PROYECTO INTEGRADOR

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

DANNY GILSON PAZMIÑO PEÑA

ARIANA AZUCENA SANTOS RODRÍGUEZ

GUAYAQUIL – ECUADOR

AÑO: 2016

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por haberme brindado la fuerza y la sabiduría necesaria para poder superar este arduo camino.

A mi madre por ser una mujer luchadora, emprendedora y capaz, por confiar siempre en mí y por brindarme su apoyo incondicional en los buenos y malos momentos vividos. A mi padre, que desde el cielo ha velado por mí bienestar.

A mis hermanos, que siempre estuvieron junto a mí, brindándome la fuerza necesaria para superar los obstáculos que la vida ha puesto en mi camino.

Al Ing. Miguel Ángel Chávez M.Sc. Ph.D. por la colaboración en la elaboración del presente proyecto, y por ser un gran guía.

Danny Gilson Pazmiño Peña

AGRADECIMIENTO

A Dios y la Virgen María por haberme brindado salud, constancia, fortaleza y sabiduría día a día permitiéndome alcanzar esta tan esperada meta.

A mi madre Ing. Blanca Rodríguez y mi padre Ing. Eduardo Santos; por el amor, cariño y apoyo a las metas que me he propuesto, por su comprensión incondicional durante toda mi carrera.

A mis hermanas Blanca y Diana, que estuvieron junto a mi brindándome la fuerza necesaria para superar los retos que me ponía la vida.

A mi querido director de proyecto Ing. Miguel Ángel Chávez M.Sc. Ph.D. por su tiempo, paciencia, sabiduría y confianza brindada en la elaboración del presente proyecto, por ser un gran guía y amigo.

Al Ing. Rafael Valdéz por su tiempo prestado, su inmensurable ayuda, sus enseñanzas impartidas para la elaboración del presente proyecto.

Así mismo a cada uno de los profesores de esta distinguida Institución, quienes me han brindado sus conocimientos, los cuales han sido importantes para mi formación profesional.

A mis compañeros de universidad por sus palabras de aliento, por tantas risas y horas de estudio juntos. A mi compañero por su dedicación incondicional en la realización del presente proyecto.

A la Escuela Superior Politécnica del Litoral por permitirme realizarme como persona y profesional.

Ariana Azucena Santos Rodríguez.

DEDICATORIA

A Dios, por su amor y misericordia.

A mis padres, Fabiola Peña y Mesías Pazmiño, por ser el pilar fundamental de mis logros.

A mis hermanos, en especial a Silvia Pazmiño, porque a pesar de la distancia estuvieron siempre pendiente de mi bienestar.

A todos mis sobrinos, por el cariño incondicional que me han brindado.

A mi novia, porque a pesar de su carácter, supo brindarme su amor y comprensión en los momentos difíciles.

A mis amigos y profesores, en especial a quienes siempre creyeron y confiaron en mi capacidad para lograr mis objetivos.

Danny Gilson Pazmiño Peña

DEDICATORIA

A Dios por cuidarme, bendecirme y permitirme haber llegado hasta este momento tan importante en mi formación profesional.

A mis padres que han sido mi luz y mi guía, sin ellos no podría haber forjado mi camino profesional.

A mis hermanas y familiares por su amor incondicional.

Ariana Azucena Santos Rodríguez.

TRIBUNAL DE EVALUACIÓN

Ing. Miguel Chávez M., M.Sc. Ph.D
DIRECTOR DE PROYECTO

Ing. Alby Aguilar P., M.Sc.
COORDINADORA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la Escuela Superior Politécnica del Litoral “

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)

Danny Gilson Pazmiño Peña

Ariana Azucena Santos Rodríguez

RESUMEN

El presente proyecto corresponde a la propuesta y diseño de un edificio residencial, ubicado en las inmediaciones del proyecto Parcon-Espol en la ciudad de Guayaquil, el cual brinda alojamiento a estudiantes politécnicos que resultaron afectados por el evento sísmico ocurrido el 16 de abril del presente año. Para la estructuración del edificio se propusieron tres alternativas utilizando un sistema estructural de Pórticos Resistentes a Momento (PRM), con elementos de acero estructural ASTM A36. Para la primera alternativa se propuso la utilización de vigas I y columnas metálicas tipo cajón rellenas de hormigón trabajando como secciones compuestas, para la segunda alternativa se utilizaron vigas metálicas tipo I y columnas metálicas tipo cajón, mientras tanto para la tercera alternativa se utilizaron las vigas semejantes a la alternativa dos, con la variación de columnas metálicas tipo H. El diseño sísmico de las alternativas empleó la normativa ecuatoriana NEC-2015 en su capítulo peligro sísmico y diseño sismo resistente (NEC-SE-DS), mientras tanto para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método Diseño basado en Factores de Carga y Resistencia (DFCR) mencionado por la normativa ecuatoriana en su capítulo estructuras de acero (NEC-SE-AC). Además, se realizó el estudio de impacto ambiental establecido por las normas activas en el país. Finalmente se realizó el análisis comparativo en base a parámetros técnico-económicos entre las tres alternativas planteadas, y resultó que la solución más viable considerando las restricciones existentes para la ejecución del proyecto, fue la primera alternativa

propuesta, con un presupuesto referencial aproximadamente de \$442,000.00 el cual es más económico en relación a la alternativa 2 y 3 con un porcentaje de ahorro del 57% y 22% respectivamente. El peso de la estructura metálica de la alternativa 1 resultó de 45 kg/m² lo que evidenció la optimización del acero estructural al ser utilizado como sección compuesta con el hormigón.

Palabras clave: Acero estructural, sección compuesta, diseño sismo resistente.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN	VIII
CAPÍTULO I	4
1. GENERALIDADES	4
1.1. Planteamiento del problema	4
1.2. Objetivos.....	5
1.2.1. Objetivos generales	5
1.2.2. Objetivos específicos	5
1.3. Justificación	6
CAPÍTULO II	8
2. INFORMACIÓN BÁSICA GENERAL	8
2.1. Antecedentes previos de edificaciones en Guayaquil.....	8
2.2. Importancia de construcciones en acero	9
2.2.1. Propiedades y características del acero.....	10
2.2.2. Ventajas del acero como material estructural.	10
2.2.3. Limitaciones del acero como material estructural	13
2.3. Tipos sistemas estructurales.....	14
2.3.1. Pórticos Resistentes a Momentos (PRM).....	15
2.4. Estructuras con miembros compuestos.....	17
2.4.1. Ventajas y desventajas de la construcción compuesta	17
2.4.2. Sistema de piso.....	18
2.4.3. Vigas con sección compuesta	19
2.4.4. Columnas con sección compuesta.....	20
2.5. Respuesta sísmica de estructuras de acero.....	21
CAPÍTULO III	23
3. ESTUDIOS PRELIMINARES, BASES DE CÁLCULO Y SISTEMAS UTILIZADOS	23
3.1. Estudios preliminares	23
3.1.1. Información existente	23
3.1.2. Estudios geotécnicos	24
3.1.3. Estudios topográficos.....	28
3.1.4. Censo de estudiantes provenientes de provincias.....	32
3.1.5. Propuesta arquitectónica	34

3.2.	Descripción del proyecto	41
3.3.	Bases de cálculo	42
3.3.1.	Diseño sísmico	42
3.4.	Sistemas estructurales utilizados.....	55
3.4.1.	Estructura metálica con sección compuesta en vigas y columnas	55
3.4.2.	Estructura metálica con columnas cajón y vigas I conformada a partir de placas.....	56
3.4.3.	Estructura metálica con columnas sección W y vigas I	56
3.5.	Materiales empleados	57
3.6.	Calidad y propiedades de los materiales	57
3.6.1.	Hormigón estructural para losas.....	57
3.6.2.	Hormigón para relleno columnas y cimentación	58
3.6.3.	Acero Estructural.....	58
3.6.4.	Acero Refuerzo	58
3.7.	Metodología de análisis y diseño estructural.....	59
3.7.1.	Filosofía de diseño	59
3.7.2.	Diseño basado en fuerzas (DBF)	59
3.7.3.	Procedimiento de cálculo del DBF.....	61
3.8.	Solicitaciones.....	62
3.8.1.	Combinación de cargas	62
CAPÍTULO IV		64
4.	DESARROLLO DE ALTERNATIVAS.....	64
4.1.	Estimación de cargas	64
4.1.1.	Cargas gravitacionales	64
4.2.	Determinación del espectro de diseño.....	65
4.3.	Cálculo aproximado de periodo fundamental de vibración (T_a).....	68
4.3.1.	Cálculo de peso sísmico efectivo	69
4.4.	Determinación del cortante en la base V.....	70
4.5.	Determinación de las distribuciones de fuerzas verticales.....	71
4.6.	Diseño de alternativa 1: Estructura metálica con sección compuesta en vigas y columnas.....	72
4.6.1.	Pre-dimensionamiento de elementos estructurales	73
4.6.2.	Modelamiento estructural.....	82
4.6.3.	Análisis estructural	88
4.6.4.	Efectos de segundo orden $P - \Delta$ e índice de estabilidad Q_i	96

4.6.5.	Verificación de derivas de entrepiso.....	99
4.6.6.	Modificación de elementos estructurales	101
4.6.7.	Verificación de miembros estructurales y del sistema	101
4.6.8.	Verificación del sistema estructural	149
4.7.	Diseño de alternativa 2: Estructura metálica con columnas tubulares y vigas I conformada a partir de placas.....	168
4.7.1.	Predimensionamiento de elementos estructurales.	168
4.7.2.	Modelamiento estructural.....	188
4.7.3.	Análisis estructural	192
4.7.4.	Cálculo de periodos reales del análisis modal y nuevo cálculo de fuerzas sísmicas	196
4.7.5.	Efectos de segundo orden $P - \Delta$ e índice de estabilidad Q_i	200
4.7.6.	Verificación de derivas de entrepiso.....	203
4.8.	Diseño de alternativa 3: Estructura metálica con columna W y vigas I conformadas a partir de placas.....	206
4.8.1.	Predimensionamiento de elementos estructurales	206
4.8.2.	Modelamiento estructural.....	214
4.8.3.	Análisis estructural.	217
4.8.4.	Cálculo de periodos reales del análisis modal y nuevo cálculo de fuerzas sísmicas	220
4.8.5.	Efectos de segundo orden $P - \Delta$ e índice de estabilidad Q_i	224
4.8.6.	Verificación de derivas de entrepiso.....	228
CAPÍTULO V		230
5.	ANÁLISIS DE IMPACTO AMBIENTAL	230
5.1.	Descripción de línea base	230
5.2.	Marco legal ambiental	231
5.3.	Identificación de los impactos ambientales	232
5.3.1.	Impactos positivos generados	233
5.3.2.	Impactos negativos generados.....	233
5.3.3.	Evaluación de impacto ambiental	233
5.4.	Estructura del Plan de Manejo Ambiental.....	240
5.4.1.	Programa de prevención y control de la contaminación	241
5.4.2.	Programa de contingencias y riesgos	244
5.4.3.	Programa de higiene y seguridad laboral.....	247
5.4.4.	Programa para el manejo de desechos.....	251
5.4.5.	Programa de capacitación ambiental	257

5.4.6. Programa de monitoreo, control y seguimiento.....	258
CAPÍTULO VI.....	260
6. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	260
6.1. Criterios de selección de alternativas en base parámetros Técnico-Económico.....	260
6.1.1. Cantidad de acero estructural.....	261
6.1.2. Presupuesto referencial de rubros estructurales de obra.	263
6.1.3. Propiedades sismo resistentes (Índice de estabilidad)	265
6.1.4. Cantidad de hormigón de cimentación	267
6.1.5. Parámetros constructivos	269
6.1.6. Impacto ambiental.....	275
6.1.7. Resultados de análisis en base a parámetros Técnicos-Económicos 279	
6.2. Criterios de Selección de Alternativas en base a Restricciones	279
6.2.1. Restricción de tipo económica.....	280
6.2.2. Restricción de tipo social	280
6.2.3. Restricción de tipo físicas	281
6.2.4. Restricción de tipo técnicas	281
6.2.5. Restricciones de tipo ambiental.....	282
6.2.6. Resumen de porcentajes en base a restricciones.	282
6.3. Matriz de evaluación final.....	283
CAPÍTULO VII	285
7. DISEÑOS COMPLEMENTARIOS DE ALTERNATIVA 1	285
7.1. Diseño de losa con placa colaborante	285
7.1.1. Revisión por cortante	289
7.1.2. Mallas electrosoldadas.	290
7.1.3. Análisis para el piso 1er al 4to	291
7.1.4. Análisis para el piso 5to.	292
7.2. Diseño de subestructura-cimentación alternativa 1.....	293
7.2.1. Marco normativo-legal.	293
7.2.2. Descripción del proyecto y criterios de diseño.....	294
7.2.3. Parámetros utilizados y tipos de materiales.....	296
7.2.4. Proceso de predimensionamiento, diseño y modelamiento estructural de cimentación.....	296
7.3. Detallado de planos.....	302

7.4. Presupuesto referencial	303
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	305
CONCLUSIONES.....	305
RECOMENDACIONES	308
BIBLIOGRAFÍA	310

ABREVIATURAS

AISC	American Institute Steel Construction
ASTM	American Society for Testing and Materials
CFT	Steel Refoirced Concrete
DBF	Diseño Basado en Fuerzas
DFCR	Diseño por Factores de Carga y Resistencia
ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
LRFD	Load and Resistance Factor Desing
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
PEM	Pórticos Especiales a Momento
PGA	Peak Ground Acceleration
PARCOM	Parque del conocimiento
RCFT	Concrete Fillet Tube
SRC	Rectangular Concrete Fillet Tube
SRCS	Sistema Resistentes a Cargas Sísmicas
VP	Vigas principales
VS	Vigas secundarias

SIMBOLOGÍAS

A_c	Área de la sección transversal del concreto.
A_s	Área de la sección transversal
A_f	Área del ala de la columna conectada más pequeña
A_g	Área gruesa
A_w	Área del alma del vínculo
b_f	Ancho del ala de viga
b_e	Ancho efectivo de losa para diseño de sección compuesta
C	Sección compacta
C_d	Factor de amplificación de deflexión
C_s	Coeficiente sísmico
d	Peralte de viga
d_c	Peralte de columna
d_z	Peralte de la zona de panel medido entre placas de continuidad
e_{min}	Espesor mínimo para sección de columna compuesta
E	Carga sísmica
E_s	Módulo de elasticidad del acero, $E=200000$ MPa (29000 ksi)
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_m	Módulo de elasticidad del acero modificado
f'_c	Resistencia a compresión simple del concreto
F_{cr}	Esfuerzo crítico de fluencia
F_e	Esfuerzo de pandeo elástico
F_u	Resistencia mínima a la tensión especificada para el tipo de acero usado
F_y	Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado
F_{ym}	Mínimo esfuerzo de fluencia modificado para sección compuesta
F_{yp}	Esfuerzo de fluencia probable
H	Altura de entrepiso
h_0	Distancia entre centroides de alas
I_x	Momento de inercia alrededor del eje X
I_y	Momento de inercia alrededor del eje Y
K	Factor de longitud efectiva
L'	Distancia entre los centros de las secciones reducidas de la viga
L_b	Longitud entre puntos arriostrados lateralmente para evitar desplazamientos por compresión del ala o para evitar el pandeo de la sección transversal
L_c	Longitud del canal utilizado como conector de corte en losa
L_h	Distancia entre las articulaciones plásticas
L_n	Longitud nominal entre columnas
L_{pd}	Límite para la longitud no arriostrada lateralmente para análisis plástico
M_n	Resistencia nominal a la flexión

M_p	Resistencia nominal plástica a la flexión
M_{pa}	Resistencia plástica nominal afectada por carga axial
M_{pc}	Resistencia plástica a la flexión de la columna
M_{pr}	Máximo momento probable en la articulación plástica
M_{pv}	Resistencia plástica a la flexión de la viga
M_r	Resistencia a flexión probable
M_u	Resistencia a la flexión requerida usando las combinaciones de carga DFCR
M_{uv}	Momento adicional producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna
ΣM^*_{pc}	La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan al nudo
ΣM_{pv}	La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan al nudo
ΣM_{pv}	La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan al nudo
P_c	Resistencia axial disponible de una columna
P_n	Resistencia nominal axial de una columna
P_r	Resistencia a la compresión requerida
P_{rb}	Resistencia a la compresión requerida de los arriostramientos laterales de la viga
P_{cr}	Resistencia a la compresión requerida usando las combinaciones de carga DRA o DFCR
P_u	Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga DFCR
P_{uc}	Resistencia a la compresión requerida usando las combinaciones de carga DFCR de la columna
P_y	Resistencia nominal axial a la fluencia
Q_n	Resistencia nominal a cortante de un canal embebido en la losa de compresión
S_a	Aceleración espectral
SC	Sección sísmicamente compacta
R	Coefficiente de reducción de respuesta sísmica
R_d	Resistencia Disponible
R_n	Resistencia Nominal
R_{fp}	Resistencia a la Fluencia Probable
R_r	Resistencia Requerida
R_t	Factor de resistencia a la Tensión probable
R_{tp}	Resistencia a la tensión probable
R_y	Factor de esfuerzo de Fluencia probable
T	Periodo de vibración del edificio
t_a	Espesor del alma del canal utilizado como conector de corte en losa
t_c	Espesor de losa de compresión
t_f	Espesor del ala de la sección
t_p	Espesor del patín del canal utilizado como conector de corte en losa
t_{vf}	Espesor del ala de la viga
t_w	Espesor del alma de la sección

V_n	Resistencia nominal a corte de un miembro
V_u	Resistencia requerida a corte usando las combinaciones de carga DFCR
Z	Módulo plástico de sección
Z_c	Módulo plástico de la columna
Z_x	Módulo plástico de la sección alrededor del eje x
Z_v	Módulo plástico de la viga
r_y	Radio de giro alrededor del eje y
ϕ_b	Factor de reducción de resistencia a flexión
Δ	Deriva de piso de diseño
Δ_{adm}	Deformación admisible
Δ_L	Deformación por carga viva
$\Delta_{L\ Cub}$	Deformación por carga viva de cubierta
Δ_D	Deformación por carga muerta
Δ_{D+L}	Deformación por carga muerta más viva
Δ_E	Deriva de piso elásticas de diseño
Δ_M	Deriva inelástica
λ_p	Máxima Relación ancho-espesor para elementos de sección compacta
λ_{ps}	Máxima Relación ancho-espesor para elementos de sección sísmicamente compacta
λ_r	Máxima Relación ancho-espesor para elementos de sección esbeltos.

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1. Pórtico Resistente a momento de centro comercial	16
Figura 2.2. Rangos de trabajo de sección compuesta.	20
Figura 2.3. a) Columna tipo SRC b) Columna Tipo RCFT y c) Columna Tipo CFT.	21
Figura 3.1. Estrato rocoso de lutitas y arcillolitas.	25
Figura 3.2. Alternativa de cimentación superficial.....	26
Figura 3.3. Alternativa de cimentación superficial.....	26
Figura 3.4. Afloramiento rocoso en capa superficial del terreno PARCON – ESPOL.	27
Figura 3.5. Formación rocosa a 40 cm de en Parcon-Espol.....	28
Figura 3.6. Localización del proyecto.	29
Figura 3.7. Implantación del proyecto.....	30
Figura 3.8. Vista del terreno.....	32
Figura 3.9. Georreferenciación de coordenadas en el terreno.	32
Figura 3.10. Estadística de estudiantes que ingresaron en el 2012.....	33
Figura 3.11. Distribución arquitectónica de planta baja.	36
Figura 3.12. Distribución arquitectónica de niveles 1, 2,3 y 4.....	37
Figura 3.13. Implantación de parqueaderos y vía de acceso.	38
Figura 3.14. Fachada Frontal.....	38
Figura 3.15. Fachada posterior.....	39
Figura 3.16. Fachada Lateral Izquierda.....	39
Figura 3.17. Fachada Lateral Derecha.	40
Figura 3.18. Implantación general del proyecto.	40
Figura 3.19. Implantación general del proyecto.	41
Figura 3.20. Mapa de zonas sísmicas del Ecuador.	43
Figura 3.21. Espectro elástico de diseño.	47
Figura 4.1. Espectro Elástico e Inelástico de diseño.....	68
Figura 4.2. Esquema indicativo del proceso de diseño estructural.....	73
Figura 4.3. Esquema tipo de viga I	77
Figura 4.4. Esquema tipo de columna compuesta.	81
Figura 4.5. Planta estructural pisos 1 al 4.	84
Figura 4.6. Planta estructural piso 5	85
Figura 4.7. Elevación eje 1 (Similar al eje 4)	85
Figura 4.8. Elevación eje 2 (Similar al eje 3)	86
Figura 4.9. Elevación eje A (Similar al eje E)	86
Figura 4.10. Elevación eje B (Similar al eje C)	87
Figura 4.11. Vista 3D del modelo usado para el análisis estructural.	87
Figura 4.12. Vista 3D pórticos principales plano XZ	88
Figura 4.13. Diagrama de fuerza cortante en columnas por efecto de sismo X.....	89

Figura 4.14. Diagrama de fuerza cortante en columnas por efecto del sismo Y.....	90
Figura 4.15. Diagramas de momento flector por efecto del Sismo X.	90
Figura 4.16. Diagramas de momento flector por cargas gravitacionales.	91
Figura 4.17. Diagramas de fuerza axial para el estado de carga sísmica en X.	92
Figura 4.18. Primer modo de vibración, $T_y=1.632$ seg.	93
Figura 4.19. Primer modo de vibración, $T_x=1.205$ seg.	94
Figura 4.20. Ingreso de fuerza sísmica al modelo en ETABS.	96
Figura 4.21. Paño típico de sistema de piso propuesto	103
Figura 4.22. Sección típica de losa metálica.	104
Figura 4.23. Sección de viga VS1.	104
Figura 4.24. Solicitaciones en viga VS1 primer nivel.	105
Figura 4.25. Sección de viga VP1.	118
Figura 4.26. Diagramas de momento flector pórtico eje-3, Plano X-Z.....	119
Figura 4.27. Solicitaciones envolvente en viga VP1 primer nivel.	119
Figura 4.28. Sección de viga VP3.	122
Figura 4.29. Solicitaciones envolvente en viga VP3 5to nivel.....	122
Figura 4.30. Sección de viga VA1.	125
Figura 4.31. Diagramas de momento flector en pórtico eje-B, Plano Y-Z.	126
Figura 4.32. Solicitaciones envolvente en viga VA1 cuarto nivel.	126
Figura 4.33. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VP1, Carga Muerta.....	130
Figura 4.34. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VP1, Carga Viva.	130
Figura 4.35. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VP3, Carga Muerta.....	132
Figura 4.36. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VP3, por carga Viva de cubierta.....	133
Figura 4.37. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VA1, Carga Muerta.....	135
Figura 4.38. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VA1, Carga Viva.	135
Figura 4.39. Sección de columna CM1.....	139
Figura 4.40. Solicitaciones de carga axial factorada, P_u (Envolvente X).	140
Figura 4.41. Momento requerido por flexión, M_{rx} (Envolvente X).	140
Figura 4.42. Momento requerido por flexión, M_{ry} (Envolvente X).	141
Figura 4.43. Valores de relación entre demanda y capacidad de elementos columnas.....	149
Figura 4.44. Nudo tipo para análisis Columna fuerte-Viga débil.....	152
Figura 4.45. Fuerza axial de diseño pórtico eje 3.	153
Figura 4.46. Cortante en vigas nivel 1-4, ENVOLVENTE X.....	156
Figura 4.47. Cortante en vigas nivel 5, ENVOLVENTE X.	156
Figura 4.48. Esquema perfil W.	174
Figura 4.49. Planta estructural similar para pisos 1-2.....	189
Figura 4.50. Planta estructural similar para pisos 3-4.....	190
Figura 4.51. Planta estructural piso 5.	190
Figura 4.52. Vista transversal del edificio.	191
Figura 4.53. Vista longitudinal del edificio.	191

Figura 4.54. Vista 3D del modelo del análisis estructural.	192
Figura 4.55. Vista 3D pórticos principales plano XZ	192
Figura 4.56. Diagrama de fuerzas cortantes en columnas por sismo en X.	193
Figura 4.57. Diagrama de fuerzas cortantes en columnas por sismo en Y.	194
Figura 4.58. Diagramas de momento flector por sismo en X.	194
Figura 4.59. Diagramas de momento flector por cargas gravitacionales.	195
Figura 4.60. Diagramas de fuerza axial para el estado de carga sísmica en X.	196
Figura 4.61. Primer modo de vibración, $T_y=1.474$ seg.	197
Figura 4.62. Primer modo de vibración, $T_x=0.887$ seg.	198
Figura 4.63 Verificación de las secciones, vista elevación en el modelo ETABS, Alternativa 2.	205
Figura 4.64. Verificación de las secciones vista en planta en el modelo ETABS, alternativa 2.....	206
Figura 4.65. Vista transversal del edificio alternativa 3.....	215
Figura 4.66. Vista longitudinal del edificio.	216
Figura 4.67. Vista 3D del modelo para el análisis alternativa 3.	216
Figura 4.68. Vista 3D pórticos principales plano XZ alternativa 3.	217
Figura 4.69. Diagrama de fuerzas cortantes por sismo X, alternativa 3.....	218
Figura 4.70. Diagrama de fuerzas cortantes por sismo Y, alternativa 3.....	218
Figura 4.71. Diagramas de momentos por efecto del sismo en dirección X.	219
Figura 4.72. Diagramas de momentos por cargas gravitacionales.....	219
Figura 4.73. Diagramas de fuerza axial para estado de carga sísmica en X, alternativa 3.....	220
Figura 4.74. Primer modo de vibración alternativa 3, $T_y = 2.04$ seg.	221
Figura 4.75. Primer modo de vibración alternativa 3, $T_x=1.15$ seg.	222
Figura 4.76. Ingreso de datos de nueva distribución de fuerzas en ETABS, SISMO X, Alternativa 3.....	224
Figura 4.77. Ingreso de datos de nueva distribución de fuerzas en ETABS, SISMO Y, Alternativa 3.....	224
Figura 4.78. Verificación de secciones en el modelo ETABS, alternativa 3.....	229
Figura 4.79. Verificación de secciones en el modelo ETABS, alternativa 3.....	229
Figura 6.1. Comparación de cuantías de acero.	262
Figura 6.2. Análisis de presupuesto referencial de alternativas.	264
Figura 7.1. Esquema NOVALOSA.....	286
Figura 7.2. Esquema de traslapes longitudinales de NOVALOSA.	287
Figura 7.3. Categorías de tipos de construcción de cimentaciones	294
Figura 7.4. Esquema de proceso de diseño de cimentaciones	295
Figura 7.5. Descargas de servicio modelo ETABS	297
Figura 7.6. Ubicación de columnas planta de cimentación.....	298
Figura 7.7. Modelamiento de cimentación - módulo SAFE.....	300
Figura 7.8. Vista 3D-Cimentación de edificio	300
Figura 7.9. Diagramas de presiones de suelo - módulo SAFE.....	301

Figura 7.10. Diagrama de asentamientos en el suelo-módulo SAFE.....	301
--	-----

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla I Domicilio de estudiantes por Regiones.	34
Tabla II. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	43
Tabla III Clasificación de perfiles de suelo.....	44
Tabla IV. Tipo de suelos y Factores de sitio Fa.....	45
Tabla V. Tipo de suelos y Factores de sitio Fd.....	45
Tabla VI. Tipo de suelos y Factores de sitio Fs.....	46
Tabla VII.- Categoría y coeficiente de importancia I de las estructuras.....	48
Tabla VIII. Niveles de amenaza sísmica.....	49
Tabla IX. Coeficientes R-Sistemas estructurales de ductilidad limitada.	49
Tabla X Valores de Ct y α para calcular el periodo fundamental T.....	51
Tabla XI Valores de k.	53
Tabla XII. Valores de derivas máximas de piso.....	55
Tabla XIII. Datos del proyecto.....	66
Tabla XIV. Datos y coeficientes sísmicos.....	66
Tabla XV. Coeficientes de amplificación sísmica y periodos de vibración.....	67
Tabla XVI. Valores de aceleración espectral.....	67
Tabla XVII. Datos para cálculo del periodo de vibración.....	68
Tabla XVIII Distribución vertical de fuerzas-Dirección X.....	71
Tabla XIX Distribución vertical de fuerzas-Dirección Y.....	72
Tabla XX. Fuerzas sísmicas en dirección X e Y.....	72
Tabla XXI. Elementos vigas resultado del pre-dimensionamiento.....	78
Tabla XXII. Elementos columnas compuestas resultado del pre-diseño.....	82
Tabla XXIII Verificación de requisitos mínimos para sección compuesta.....	82
Tabla XXIV. Nuevos valores de coeficientes para el cálculo de la fuerza sísmica...	95
Tabla XXV. Distribución de fuerza vertical para sismo en ambas direcciones.....	95
Tabla XXVI. Resultados de análisis de estabilidad sentido X.....	99
Tabla XXVII. Resultados de análisis de estabilidad sentido Y.....	99
Tabla XXVIII. Control de derivas por estado de carga: SISMO X.....	100
Tabla XXIX. Control de derivas por estado de carga: SISMO Y.....	101
Tabla XXX. Propiedades geométricas viga VS1.....	104
Tabla XXXI. Clasificación de secciones vigas de piso.....	115
Tabla XXXII. Propiedades geométricas viga VP1.....	118
Tabla XXXIII. Propiedades geométricas viga VP3.....	122
Tabla XXXIV. Propiedades geométricas viga VA1.....	125
Tabla XXXV. Propiedades geométricas columna CM1.....	139
Tabla XXXVI. Resumen de solicitaciones CM1.....	141
Tabla XXXVII. Determinación de carga sobre viga secundaria.....	170

Tabla XXXVIII. Momento máximo de vigas secundarias.....	170
Tabla XXXIX. Cortante máximo de vigas secundarias.	170
Tabla XL Elementos vigas secundarias predimensionamiento.....	174
Tabla XLI Momentos por carga VS para piso 1ero al 4to.	176
Tabla XLII Momentos por carga debido VS para piso 5to.....	176
Tabla XLIII Combinaciones de momentos según NEC-2015 piso 1ero al 4to.....	177
Tabla XLIV Combinaciones de momentos según NEC-2015 piso 5to.	177
Tabla XLV Elementos vigas principales eje X	180
Tabla XLVI Momentos por cargas debido a VS piso 1ero al 4to.	181
Tabla XLVII Momentos por carga debido a VS piso 5to.	181
Tabla XLVIII Combinaciones de momentos NEC-2015 piso 1ero al 4to.	181
Tabla XLIX Elementos vigas principales eje Y.	182
Tabla L Combinaciones de momentos NEC-2015 piso 5to.	182
Tabla LI Propiedades de vigas en el eje X, Y.....	182
Tabla LII Cargas soportadas por las columnas piso 1ero al 4to.	183
Tabla LIII Cargas soportadas por las columnas piso 5to.	184
Tabla LIV Comprobación criterio columna fuerte-viga débil de columnas eje X, Y.	187
Tabla LV Resumen de propiedades y criterios de columnas eje X, Y.	187
Tabla LVI. Nuevos valores de coeficientes para el cálculo de la fuerza sísmica ...	199
Tabla LVII. Distribución de fuerza vertical para sismo en ambas direcciones.....	199
Tabla LVIII. Resumen de coeficiente de estabilidad sentido X	202
Tabla LIX. Resumen de coeficiente de estabilidad sentido Y	202
Tabla LX. Control de derivas por estado de carga: Sismo X, Sismo Y.....	204
Tabla LXI Cargas soportadas por las columnas del piso 1ero al 4to.....	208
Tabla LXII Cargas soportadas por las columnas del piso 5to.....	208
Tabla LXIII Comprobación criterio columna fuerte-viga débil de las columnas en el eje X, Y, alternativa 3.....	213
Tabla LXIV Resumen de propiedades y criterios de las columnas en el eje X, Y, alternativa 3.....	213
Tabla LXV. Nuevos valores de coeficientes para el cálculo de la fuerza sísmica, alternativa 3.....	223
Tabla LXVI. Distribución de fuerzas verticales sismo en ambas direcciones, alternativa 3.....	223
Tabla LXVII. Resultados de análisis de estabilidad sentido X	227
Tabla LXVIII. Resultados de análisis de estabilidad sentido Y	227
Tabla LXIX. Control de derivas por estado de carga: SISMO X, alternativa 3	228
Tabla LXX. Control de derivas por estado de carga: SISMO Y, Alternativa 3.....	228
Tabla LXXI. Matriz de Valoración de Impacto Ambiental-Fase de Construcción. ...	239
Tabla LXXII. Matriz de Valoración de Impacto Ambiental - Fase de Operación.....	239
Tabla LXXIII. Matriz de Valoración de Impacto Ambiental - Fase de Mantenimiento.	239

Tabla LXXIV. Rango de impacto ambiental-Fase construcción.....	240
Tabla LXXV. Rango de impacto ambiental-Fase operación.	240
Tabla LXXVI. Rango de impacto ambiental-Fase mantenimiento.	240
Tabla LXXVII. Identificación de riesgos.	246
Tabla LXXVIII. Características de las señales.....	249
Tabla LXXIX. Actividades que representarían mayor riesgo para el personal de la planta, visitantes y pobladores.	251
Tabla LXXX. Clasificación de recipientes para desechos sólidos.....	256
Tabla LXXXI. Presupuesto referencial del plan de manejo ambiental.	259
Tabla LXXXII. Comparación de cuantías de acero.	261
Tabla LXXXIII Matriz de Selección de Alternativas - Cuantía de acero.....	262
Tabla LXXXIV. Presupuesto de rubros estructurales - Alternativa 1.	263
Tabla LXXXV. Presupuesto de rubros estructurales - Alternativa 2.	263
Tabla LXXXVI. Presupuesto de rubros estructurales - Alternativa 3.	264
Tabla LXXXVII Matriz de selección de alternativas - Costo referencial de obra. ...	265
Tabla LXXXVIII Resumen de índices de estabilidad por alternativa.....	266
Tabla LXXXIX Matriz de selección de alternativas-Índice de estabilidad X.....	266
Tabla XC Matriz de selección de alternativas-Índice de estabilidad Y.....	267
Tabla XCI Resumen de cantidades de hormigón - Alternativa 1.	268
Tabla XCII. Resumen de cantidades de hormigón - Alternativa 2	268
Tabla XCIII. Resumen de cantidades de hormigón - Alternativa 3.	268
Tabla XCIV Matriz de selección de alternativas - Volumen de hormigón.	269
Tabla XCV Resumen de puntuación por parámetros constructivos.	275
Tabla XCVI Matriz de selección de alternativas – Impacto ambiental Fase de construcción.	276
Tabla XCVII Matriz de selección de alternativas – Impacto ambiental Fase de operación.....	277
Tabla XCVIII Matriz de selección de alternativas – Impacto ambiental Fase de mantenimiento.....	278
Tabla XCIX Resumen de puntuaciones-Impacto Ambiental.	278
Tabla C Resumen de puntuaciones por alternativas.....	279
Tabla CI Tabla CI Resumen de porcentajes por cada restricción.....	282
Tabla CII Resultados de matriz de evaluación de las alternativas.....	283
Tabla CIV Fuerzas cortantes acuerdo al método del ACI.	289
Tabla CIII Momentos de acuerdo al método del ACI.....	289
Tabla CV. Descargas de servicio para cimentación	299
Tabla CVI Secciones de zapatas y acero de refuerzo.	299
Tabla CVII. Listado de planos.	302
Tabla CVIII Presupuesto referencial de obra - alternativa 1.....	304

INTRODUCCIÓN

Nos encontramos en una época en la que es necesario evolucionar continuamente a grandes pasos en todos los campos. Debido al acelerado crecimiento demográfico es preciso el estudio continuo de la optimización de recursos, tanto naturales como económicos.

El sector de la construcción ha pasado por diversas etapas de evolución, que justamente se han ido presentando con el objetivo de mejorar en funcionalidad, seguridad, estética y economía. Siendo esta última la razón principal, debido a que, en la actualidad, se requieren de menores tiempos de construcción, mayores facilidades de montaje, mejores materiales a precios razonables y menores costos en la mano de obra; debido a que las anteriores características pueden generar un importante impacto en el aspecto financiero de las obras actuales.

Desde hace algunas décadas, se han utilizado el hormigón armado y el acero estructural como materiales de construcción en la ciudad de Guayaquil, inclinando la balanza hacia el hormigón armado en algunos casos debido a la simple afirmación de que la estructura en acero sería más costosa, sin profundizar un proceso de análisis comparativo. En otras situaciones, la opción por sistemas convencionales, por el simple desconocimiento de otros, por esta razón el interés de analizar y demostrar que nuevos métodos constructivos, para el aprovechamiento del acero estructural

combinado con el hormigón, generaría estructuras con muchas bondades estructurales, tales como la seguridad, la funcionalidad y el buen desempeño ante cargas gravitacionales y eventuales como cargas sísmicas.

Se plantea tres alternativas constructivas en acero estructural, con el objetivo de determinar cuál de las alternativas estructurales es más conveniente para la construcción de un edificio de uso residencial. Este documento contiene un pre dimensionamiento de tres alternativas, el respectivo análisis ante las mismas sollicitaciones, la elección de la alternativa más idónea en base a un análisis en función de parámetros y restricciones del proyecto, además contiene el diseño de la alternativa optada con sus respectivos planos y presupuesto referencial.

El presente estudio está conformado por los siguientes capítulos que se detallan a continuación:

Capítulo I: En este capítulo se plantea el problema presente dentro del área de interés, se describe brevemente la situación actual de la zona, y se justifica la razón por la que se realiza el presente estudio, nombrando conceptos de diferentes autores como fundamento.

Capítulo II: En este capítulo se presenta toda la información recolectada que sirve como base para el planteamiento de las soluciones a los problemas de aprovechamiento del acero estructural como material de construcción.

Capítulo III: En este capítulo se detallan las bases para el desarrollo de las alternativas planteadas, así como las normativas aplicadas y los conceptos fundamentales del diseño estructural.

Capítulo IV: En este capítulo se presenta el desarrollo de las alternativas que son solución a los problemas de aprovechamiento del acero estructural, en su primera parte se estable de solicitudes y requerimientos, luego se detalla los materiales empleados, posteriormente se desarrollan las tres alternativas individualmente, llegando hasta una fase de diseño preliminar.

Capítulo V: En este capítulo se realiza el análisis de impacto ambiental y además se genera un plan de manejo ambiental para la ejecución de la obra propuesta, se propone un solo análisis debido a que las tres alternativas tienen el mismo enfoque.

Capítulo VI: En este capítulo se realiza el análisis comparativo considerando algunos parámetros de evaluación y asociándolos con las restricciones presentes en este proyecto.

Capítulo VII: En este capítulo se desarrollan los diseños adicionales para la alternativa seleccionada en el capítulo de análisis. Finalmente se calcula el presupuesto referencial del proyecto y se detallan los planos estructurales.

Capítulo VIII: Finalmente en este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

CAPÍTULO I

1. GENERALIDADES

1.1. Planteamiento del problema

El desconocimiento de nuevas alternativas constructivas y de los beneficios del acero estructural, han llevado a que en la ciudad de Guayaquil se construya la mayor parte de las edificaciones con métodos convencionales de hormigón armado, que no brindan la seguridad que deben tener las estructuras diseñadas y construidas en zonas altamente sísmicas, con suelos de mala calidad que incrementan la vulnerabilidad de estas edificaciones.

El último sismo registrado el 16 de Abril del 2016 en la provincia de Manabí, fue sentido en mayor parte del Ecuador, evidenció la vulnerabilidad de las edificaciones construidas en el país; como caso particular en la ciudad de Guayaquil se sintió con una magnitud moderada, a pesar de esto algunas estructuras de viviendas, edificios, puentes y demás construcciones se vieron afectadas de manera severa con pérdidas de vidas humanas.

La mayor parte de las edificaciones afectadas fueron de hormigón armado, evidenciando así la problemática de construir estructuras con materiales que

son más propensos a tener variaciones en su resistencia por la complejidad de su conformación y seguimiento constructivo, así como el desconocimiento y la no aplicación de la normativa vigente en la fase de diseño y ejecución de los proyectos.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos generales

- Realizar el diseño estructural de un edificio de uso residencial dirigido para la comunidad politécnica.
- Efectuar el análisis comparativo entre métodos constructivos para el aprovechamiento del acero estructural.

1.2.2. Objetivos específicos

- Establecer alternativas para la optimización en el uso de perfiles metálicos en la construcción de edificaciones sismorresistentes.
- Analizar el comportamiento de las tres alternativas planteadas, sujetas a cargas gravitacionales y sísmicas.
- Realizar un diseño estructural seguro, funcional y económico, cumpliendo la filosofía de diseño basada en desempeño especificado por la normativa NEC-15.

- Realizar el análisis comparativo técnico-económico a nivel de pre-factibilidad en función del aprovechamiento del acero y las restricciones existentes para el proyecto.
- Presentar presupuesto referencial y planos estructurales de la alternativa más viable analizada.
- Establecer recomendaciones generales para lograr una correcta estructuración en edificios de acero de acuerdo a la alternativa escogida, especialmente en zonas de alto riesgo sísmico.

1.3. Justificación

En los últimos años la construcción en edificaciones de acero ha tenido gran acogida debido a sus propiedades que influyen directamente en los ámbitos de seguridad, social, económico y ambiental, sin embargo la opción por sistemas convencionales en construcciones de acero por el simple desconocimiento de otros métodos constructivos, conllevan a el poco aprovechamiento de las propiedades de este material, debido a que la selección de un método constructivo no solo conlleva la elección por economía sino también parámetros como seguridad, ahorro de tiempo de construcción y propiedades de resistencia.

Debido al evento sísmico ocurrido el pasado 16 de abril de 2016 en Ecuador con epicentro entre las parroquias Pedernales y Cojimíes del cantón

Pedernales, en la provincia de Manabí, produjo la pérdida de numerosas construcciones residenciales como viviendas y condominios en algunas provincias como Guayas, Manabí, Santo Domingo de los Tsáchilas, Los Ríos, Santa Elena, Pichincha, Esmeraldas, El Oro, Napo, para lo cual surge la necesidad de construcciones a corto plazo, es decir con el menor tiempo de construcción posible y con mejores características sismorresistentes.

El proyecto toma como objetivo principal la construcción de un edificio metálico de residencias estudiantiles a corto plazo en la Universidad Politécnica del Litoral-ESPOL, para que ésta pueda dar albergue a los estudiantes politécnicos damnificados provenientes de las provincias afectadas que carecen de viviendas.

CAPÍTULO II

2. INFORMACIÓN BÁSICA GENERAL

2.1. Antecedentes previos de edificaciones en Guayaquil

Guayaquil está localizada en la costa ecuatoriana a 160 km de la fosa definida por la colisión de la Placa Nazca que se subduce por debajo de la Placa Sudamericana, dicha subducción ha ocasionado numerosos sismos que han afectado a la ciudad durante toda su historia. Los sismos originados por este tipo de fallas han causado daños a la ciudad con Intensidad mayores a VI grados medidos en la escala de Mercalli durante varias ocasiones en el siglo 20. Terremotos importantes ocurrieron en 1933, 1942, 1956 y 2016. Los daños severos ocurridos en la ciudad de Guayaquil producidos por estos terremotos, ocasionó el colapso de varias estructuras de hormigón armado, así como numerosos muertos y heridos.

Algunos de los edificios de acero existentes en la ciudad de Guayaquil probablemente tengan un mal desempeño sísmico, debido a que antes del 2000, no era común revisar el criterio de columna fuerte-viga débil en las conexiones, solo la relación ancho espesor de los elementos estructurales.

Antes del 2000, se utilizaba soldadura de filete para todas las conexiones de las estructuras de acero. (Cassagne A. Á., 2009)

Para la construcción de algunos de los edificios de acero de pocos pisos en Guayaquil, se ha utilizado criterios de diseño y detalles constructivos obsoletos, los cuales están asociados con modos de fallas estructurales no dúctiles ante la presencia de sismos, debido a esto el comportamiento de dichas estructuras podría resultar inadecuado ante la ocurrencia de sismos moderados o severos, probablemente ocasionaría daños severos o inclusive colapsos acompañados con pérdidas económicas y de vidas humanas.

2.2. Importancia de construcciones en acero

En los últimos años la construcción en edificaciones de acero ha tenido gran acogida debido a sus propiedades que influyen directamente en los ámbitos de seguridad, economía, social e incluso hacia el cuidado del planeta, ya que puede ser reciclado. El acero se usa en gran variedad de tipos y formas en casi cualquier edificio. Desde enormes columnas hasta los pequeños clavos, el acero es el más versátil de los materiales estructurales comunes. Tiene las cualidades adicionales deseables de no ser combustible, no pudrirse y ser estable dimensionalmente con el tiempo y los cambios de temperatura. (Ambrose, 1998)

2.2.1. Propiedades y características del acero

Los procedimientos de diseño para algunos sistemas estructurales se basan en la aplicación del método de diseño por capacidad. Este método requiere, en ciertos casos, estimar en forma realista la resistencia esperada de los componentes estructurales, en lugar de la resistencia de diseño obtenida a partir de la tensión de fluencia mínima F_y o de la resistencia de tracción, F_u . Para cuantificar el incremento de la resistencia real o esperada de los componentes estructurales, en relación a la resistencia nominal, se define el factor R_y como la relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia, F_y . Con igual criterio, para el caso de fractura se define el factor R_t como la relación entre la resistencia de tracción esperada y la resistencia F_u . Estos dos factores, que cuantifican la sobre resistencia del material, deben determinarse estadísticamente a partir de información experimental obtenida del ensayo de probetas de acero, por lo cual sus valores podrían cambiar de un país a otro. (Crisafulli, 2014)

2.2.2. Ventajas del acero como material estructural.

El acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo que asegura un adecuado control de calidad y seguimiento de sus componentes. Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad (esto es capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su

capacidad resistente), por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes. (Crisafulli, 2014)

El acero estructural debe tener un conjunto de propiedades y características que se obtienen a partir de su composición química y de su proceso de fabricación. Aunque el material en volumen es costoso, el acero se puede usar en pequeñas cantidades debido a su gran resistencia y a sus procesos de moldeo, los cuales lo hacen competitivo con materiales de menor costo en volumen. También se pueden lograr ahorros mediante la producción masiva de elementos estandarizados. (Ambrose, 1998)

- **Alta resistencia.-** La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras: esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.
- **Uniformidad.-** Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.
- **Elasticidad.-** El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos.

- **Precisión dimensional.-** Los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
- **Durabilidad.-** Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente.
- **Ductilidad.-** Cuando se prueba a tensión un acero dulce o con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.
- **Tenacidad.-** Los aceros estructurales son tenaces, es decir poseen resistencia y ductilidad. Los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos, sin daño aparente.
- **Ampliaciones de estructuras existentes.-** Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles ampliaciones. Se pueden añadir nuevas crujías e incluso alas enteras a estructuras ya existentes.
- **Facilidad para unir miembros diversos.-** Facilidad para unir diversos miembros de varios tipos de conexión simple, como son la soldadura y los pernos.

- **Rapidez de montaje.-** La velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- **Disponibilidad de secciones y tamaños.-** El acero se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
- **Costo de recuperación.-** Las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación, existe la posibilidad de venderlo como chatarra, aunque no pueda utilizarse en su forma existente.
- **Reciclable.** - El acero es el material reciclable por excelencia además de ser degradable por lo que no contamina. Es posible usarlo nuevamente después de desmontar una estructura. (Csernak, 2013)

2.2.3. Limitaciones del acero como material estructural

Entre las limitaciones del acero estructural se encuentran:

- **Corrosión.-** La mayor parte de los aceros son susceptibles al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente.
- **Costo de la protección contra el fuego.-** Aunque los miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente en temperaturas que comúnmente se alcanzan en incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman.

- **Susceptibilidad al pandeo.-** Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo debido a que el acero presenta. En la mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es muy económico debido a sus relaciones elevadas de resistencia a peso. Sin embargo, en forma ocasional, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas y que no se pandeen.
- **Fatiga.-** La resistencia se puede reducir si se someten a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión.
- **Fractura frágil.-** Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la fractura frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos y las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación. Las condiciones de esfuerzo triaxial también pueden conducir a la fractura frágil. Fuente: (Csernak, 2013)

2.3. Tipos sistemas estructurales

El sistema estructural resistente de un edificio es el esqueleto destinado a transmitir las solicitaciones desde el punto y nivel en que donde se generan hasta el terreno de fundación a través de su cimentación.

En un país altamente sísmico como Ecuador, la estructura resistente debe transmitir al terreno dos tipos de solicitaciones: las verticales o gravitacionales,

provenientes principalmente del peso propio y de las sobrecargas de uso; y las laterales u horizontales, provenientes de acciones eventuales como el sismo y el viento.

En contraposición, los sistemas ordinarios se diseñan con acciones sísmicas mayores (factor R menor) y por lo tanto el nivel de detalles requerido es menos estricto, por lo tanto, estos sistemas tendrán una respuesta de ductilidad limitada o intermedia. Si bien los sistemas diseñados como especiales son más adecuados desde el punto de vista estructural, resulta difícil indicar a priori cuál de las dos alternativas resulta más económica (Crisafulli, 2014).

2.3.1. Pórticos Resistentes a Momentos (PRM)

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos, ver **Figura 2.1**. Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la que también se los denomina “pórticos a momentos”. (Crisafulli, 2014)



Figura 2.1. Pórtico Resistente a momento de centro comercial

Fuente: (Crisafulli, 2014)

Este tipo estructural se caracteriza por tener una elevada capacidad de disipación de energía cuando se diseña y construye para tal fin. Las especificaciones (ANSI/AISC 341-10, 2010) consideran tres niveles de desempeño, esto es: pórticos especiales, intermedios u ordinarios.

Un aspecto fundamental en el diseño de los pórticos no arriostrados son las conexiones viga-columna, las que son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión.

2.4. Estructuras con miembros compuestos

Desde hace varias décadas se ha verificado que se puede obtener un aumento importante de resistencia haciendo que los dos materiales trabajen en conjunto. Una viga de acero que actúa como sección compuesta con la losa puede, con frecuencia, resistir cargas mucho mayores que las que soportaría por sí sola, y la resistencia de una columna de acero ahogada en concreto, o de una sección tubular rellena de ese material, es también apreciablemente mayor que la de la sección de acero aislada o la de una columna de concreto del mismo tamaño. (Herdia, 2004)

2.4.1. Ventajas y desventajas de la construcción compuesta

- La losa de los pisos compuestos actúa no solamente como una losa para resistir las cargas vivas, sino también como una parte integrante de la viga. (Herdia, 2004)
- Una ventaja particular de los sistemas de pisos compuestos es que aprovechan la alta resistencia del concreto a la compresión, haciendo que toda o casi toda la losa trabaje a compresión. Al mismo tiempo, un mayor porcentaje del acero trabaja a tensión que lo que es normal en las estructuras reticulares de acero. (Csernak, 2013)
- Las vigas de acero y las losas de concreto, unidas formando un elemento compuesto, en ocasiones pueden llegar a soportar un aumento en la

carga del 33 al 50 por ciento o más de lo que las vigas de acero podrían soportar trabajando por separado. (Csernak, 2013)

- Una desventaja de la construcción compuesta es el costo de la preparación e instalación de los conectores de fuerza cortante. Este costo extra generalmente excederá las reducciones mencionadas en tramos cortos con carga ligera.
- Entre otras de las desventajas se puede mencionar la necesidad del apuntalamiento de vigas que se diseñan para trabajar como sección compuesta completa, este apuntalamiento deberá permanecer hasta que el hormigón alcance como mínimo el 75% de su resistencia.

2.4.2. Sistema de piso

La función principal de los sistemas de piso de los edificios es formar superficies horizontales que reciben las cargas gravitacionales y las transmiten a las columnas. Además, bajo fuerzas sísmicas o de viento desempeñan otras dos importantes funciones: permiten que las columnas adopten la configuración necesaria para resistirlas, y actúan como diafragmas horizontales que distribuyen las fuerzas entre los sistemas resistentes verticales. (Herdia, 2004)

Según López (2004) los sistemas de pisos con losa acanalada (Steel panel) pueden trabajar de tres maneras en función del grado de conexión que existe entre sus partes; losa de concreto y vigas metálicas.

- Piso con losa de concreto que no participa en la resistencia (no participativa).
- Piso con losa participativa en una dirección; sólo las vigas secundarias actúan como secciones compuestas.
- Piso con losa participativa en las dos direcciones; tanto las vigas secundarias como las principales trabajan como secciones compuestas.

2.4.3. Vigas con sección compuesta

Una de las primeras aplicaciones de la construcción mixta fue la combinación de vigas de acero y losas de hormigón. El aporte de la losa a la rigidez permite reducir la altura de las vigas. Sin embargo, para que esta colaboración realmente sea efectiva se debe asegurar que las vigas de acero y la losa de hormigón actúen en conjunto, evitando los desplazamientos relativos entre ambos componentes. Para ello se hace necesaria la incorporación de conectores de corte entre ambos componentes.

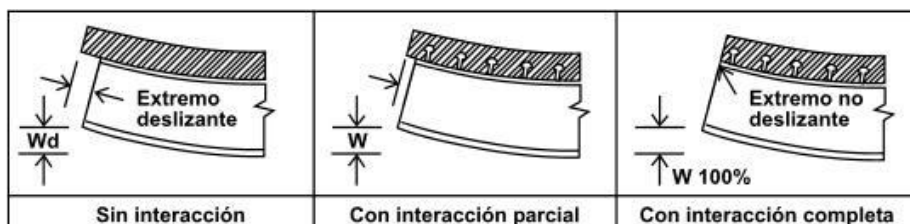


Figura 2.2. Rangos de trabajo de sección compuesta.

Fuente: Navarrete, 2010.

Las vigas de acero y las losas de concreto reforzado se han utilizado durante muchos años, sin tomar en consideración ningún efecto de colaboración entre ambas. Sin embargo, en las últimas décadas se ha demostrado que puede lograrse gran resistencia, uniéndolas de modo que actúen como una sola unidad para resistir las cargas. Las vigas de acero y las losas de concreto, unidas formando un elemento compuesto, en ocasiones pueden llegar a soportar un aumento en la carga del 33 al 50 por ciento o más de lo que las vigas de acero podrían soportar trabajando por separado. (Navarrete, 2010)

2.4.4. Columnas con sección compuesta

En una edificación, ya sea éste de uso habitacional o industrial, las columnas son miembros principales cuya función es transmitir a la base las acciones a las cuales está sometida la estructura. Normalmente las columnas son de hormigón armado o de acero, pero hay ocasiones en que las solicitaciones que deben resistir estos miembros (tracción, compresión, flexión y/o corte) exceden las capacidades del material. Una posible solución para estas situaciones es usar columnas mixtas: de acero y de hormigón armado. Este

tipo de miembros utiliza las mejores características de cada material, combinando la rapidez de construcción, resistencia, capacidad de cubrir grandes luces y baja relación peso/resistencia del acero, con la rigidez, amortiguamiento intrínseco y economía del hormigón. El resultado de esta combinación es estructuras más eficaces y económicas. (Navarrete. Et al. 2012)

Entre las columnas mixtas existen dos tipos: las columnas en las cuales el perfil de acero se encuentra embebido en el hormigón (“Steel Reinforced Concrete”, SRC) y las columnas donde un perfil tubular de acero se encuentra relleno con hormigón por dentro (“Concrete Filled Tube”, CFT, o “Rectangular Concrete Filled Tube”, RCFT)

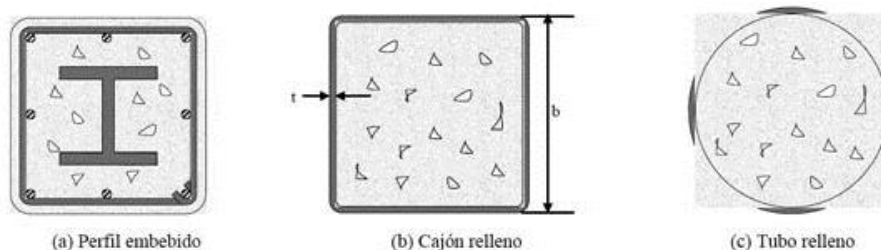


Figura 2.3. a) Columna tipo SRC b) Columna Tipo RCFT y c) Columna Tipo CFT.
Fuente: (Navarrete. Et al. 2012)

2.5. Respuesta sísmica de estructuras de acero

La respuesta sísmica de las estructuras depende, en gran parte, de las características del registro de aceleración y de la estructura. Los códigos de

diseño sísmico usan un espectro de respuesta para determinar las fuerzas sísmicas de diseño. Estas fuerzas se reducen de acuerdo con la ductilidad de la estructura. Esta reducción se lleva a cabo mediante el factor R . Se debe asegurar de que la estructura es capaz de desarrollar la ductilidad requerida, y como se sabe, la ductilidad varía con los diferentes sistemas estructurales. (Bustos, 2003)

CAPÍTULO III

3. ESTUDIOS PRELIMINARES, BASES DE CÁLCULO Y SISTEMAS UTILIZADOS

3.1. Estudios preliminares

Todo diseño estructural debe contar no solo con la información de los planos arquitectónicos, eléctricos y sanitarios, sino también con el respectivo estudio topográfico, geotécnico, hidráulico, ambiental y social; ya que de estos factores dependerá que se realice un correcto diseño; además también determinará si es factible o no la construcción del proyecto en estudio.

Para llevar a cabo el diseño estructural del edificio será necesario la recopilación de la siguiente información:

3.1.1. Información existente

- Estudios geotécnicos.
- Estudios topográficos.
- Censo de estudiantes fuera del Guayas que pertenezcan a la ESPOL
- Información nueva de proyecto.
- Propuesta arquitectónica.

- Diseño estructural.

3.1.2. Estudios geotécnicos

Para el diseño de la subestructura del edificio residencial propuesto en el presente proyecto, se va a utilizar el estudio geotécnico realizado por la ESPOL, solicitado a la empresa "Consulcimentaciones Cía. Ltda." para el proyecto Parque del Conocimiento (PARCON) en el año 2009, debido a que este comprende la totalidad del área en la que estará ubicada la estructura y se resume lo siguiente del estudio antes mencionado:

- La zona de estudio se encuentra ubicada dentro de los predios del Campus Politécnico, en el sector de la Prosperina, en la ciudad de Guayaquil.
- La geología regional del área se caracteriza por la exposición superficial de rocas volcano-sedimentaria de la Formación Cayo, que son las que masivamente se encuentran formando el “terreno” en donde se asentará el proyecto.
- De acuerdo al perfil del suelo analizado, por tratarse de una formación rocosa muy densa, se determinó una capacidad portante mayor a 90 ton/m² en la formación rocosa, por lo que, podrá efectuarse una cimentación directa a través de zapatas aisladas o plintos, que descansarán en el estrato resistente.

- La capacidad admisible para cimentaciones superficiales que desplantan directamente en roca será mayor a 30 ton/m² utilizando un factor de seguridad igual a 3.



Figura 3.1. Estrato rocoso de lutitas y arcillolitas.

Fuente: Informe Geotécnico PARCON, 2009

- En base a la caracterización geotécnica evaluada, se analizó desde el punto de vista técnico y económico, que el tipo de cimentación más favorable es la superficial directa a través de zapatas aisladas o plintos, en los sectores donde la formación rocosa se encuentre a nivel superficial o a una profundidad menor de 1.50 metros, sin riesgos de sufrir asentamiento.

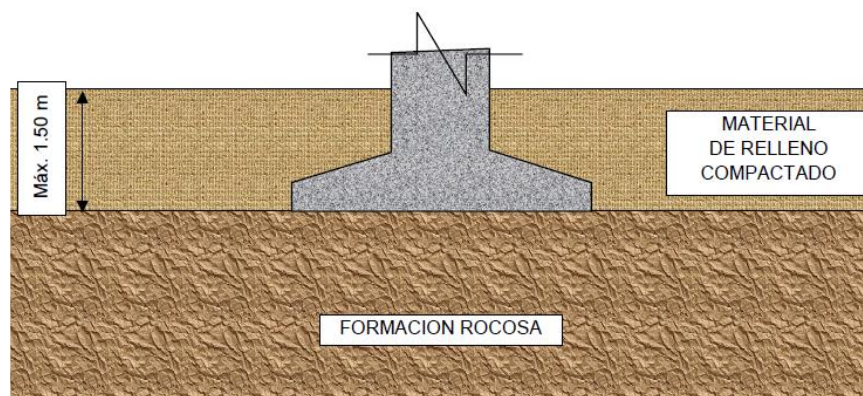


Figura 3.2. Alternativa de cimentación superficial
Fuente: Informe Geotécnico PARCON, 2009

- El empotramiento de la zapata la definirá el Ingeniero estructural de acuerdo a las consideraciones de interacción suelo-estructura que amerite el proyecto por eventos sísmicos u otros factores, pero en ningún caso, el empotramiento será menos a 0.40 metros sobre la zapata.
- El espesor del bloque de hormigón simple, podrá variar de acuerdo a las cotas de la formación rocosa existente, el mismo que será construido con un sobre ancho de 0.50 m por lado de la medida de la zapata.

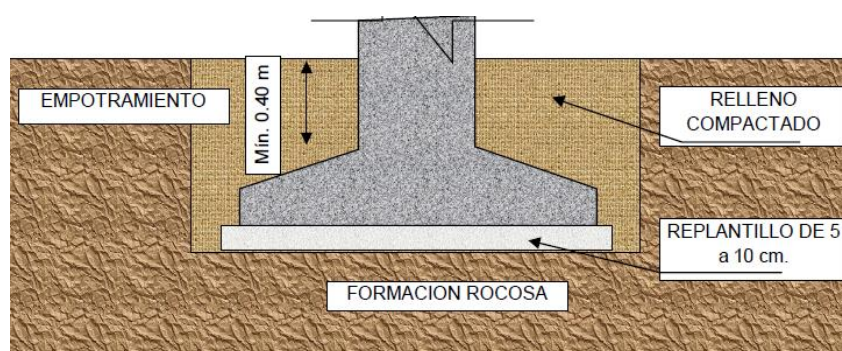


Figura 3.3. Alternativa de cimentación superficial.
Fuente: Informe Geotécnico PARCON, 2009.

Se realizó el reconocimiento del terreno en PARCON-ESPOL, en el cual se va a implantar el edificio y se observó que la roca se encontraba superficial del terreno, aunque en algunos tramos del terreno se encontró una capa de suelo superficial de máximo 40 centímetros producto de un normal proceso de meteorización en roca; es por eso que se rectifica que se implementará una cimentación superficial con plintos amarrados con riostras y considerando una capacidad admisible de 30 ton/m² para el respectivo diseño de geometrías y armados.



Figura 3.4. Afloramiento rocoso en capa superficial del terreno PARCON – ESPOL.

Fuente: Los autores.



Figura 3.5. Formación rocosa a 40 cm de en Parcon-Espol.
Fuente: Los autores.

3.1.3. Estudios topográficos

3.1.3.1. Estudios previos

Se cuenta con algunos estudios topográficos de la zona donde se desea implantar el proyecto de las residencias estudiantiles, uno de ellos es el proporcionado por el departamento de infraestructura de la ESPOL el mismo que cuenta con coordenadas y cotas reales de todas la infraestructura existente y terrenos pertenecientes a la institución.

El segundo estudio topográfico de la zona fue facilitado por la empresa FALCONI&LEON Consultores, la cual fue contratada para realizar la ingeniería

y los diseños estructurales de los diferentes bloques del proyecto PARCON-ESPOL.

3.1.3.2. Ubicación

El proyecto se desarrolla sobre el terreno de área aproximadamente 3000 m², propiedad de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), ubicado a un costado del Viaducto que conecta el campus Prosperina con la Avenida Perimetral, aproximadamente a 300 metros de la garita de acceso principal, cercano a PARCON-ESPOL.

A continuación, la siguiente **Figura 3.6**, muestra la zona o localización de la estructura en vista satelital.



Figura 3.6. Localización del proyecto.
Fuente: Google Earth, 2016

La cota sobre la cual se va a implantar el proyecto es la 48, la cual es de utilidad para realizar en el proceso de construcción los respectivos cortes y rellenos del terreno.

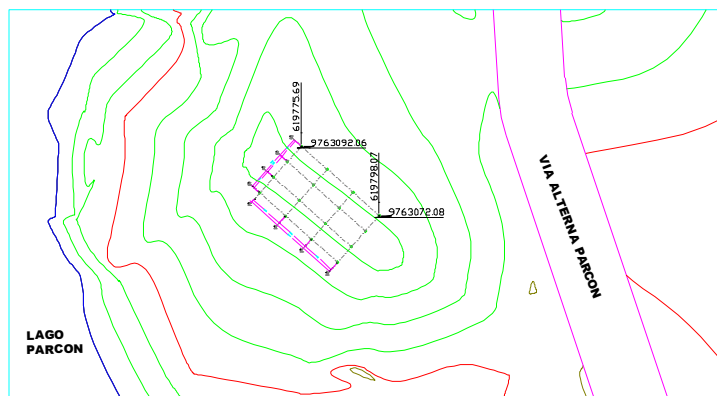


Figura 3.7. Implantación del proyecto
Fuente: Los autores.

3.1.3.3. Características topográficas del sitio

El predio consiste en un terreno irregular, delimitado al suroeste por el margen que forma el borde del Lago-PARCON, presenta un relieve con zonas accidentadas con variaciones de alturas entre 1 y 2 metros de desnivel.

El proyecto se implantará en una meseta que se encuentra a 3 metros sobre la cota máxima de inundación del lago y cuenta con una vía principal de acceso a un costado del terreno, facilitando así la movilidad y convirtiendo en un proyecto viable a nivel de pre factibilidad.

3.1.3.4. Replanteo y reconocimiento del terreno

En esta sección contiene las actividades realizadas durante la práctica de campo como:

- Se realizó un reconocimiento del terreno para poder georreferenciar con GPS los vértices de la estructura residencial y verificar la información proporcionada por estudios anteriormente mencionados.
- Se realizó la medición de distancias entre puntos que delimitan el área a utilizar y recopilación de datos. Se observó que el terreno satisface las condiciones de área para la construcción del proyecto.
- Se observó las características topográficas del terreno, concluyendo que es un terreno irregular con presencia de estratos de roca meteorizada en la mayoría de la zona de estudio.
- Se observó no existencia de árboles o monumentos que impidan la expropiación conllevando a la desviación o cambio de lugar.



Figura 3.8. Vista del terreno.
Fuente: Los autores.



Figura 3.9. Georreferenciación de coordenadas en el terreno.
Fuente: Los autores.

3.1.4. Censo de estudiantes provenientes de provincias

A lo largo del tiempo, el departamento de bienestar estudiantil de la ESPOL ha realizado diversos estudios estadísticos que le han permitido establecer registros de sus estudiantes, conociendo así porcentajes aproximados de estudiantes que viven dentro y fuera de la provincia del Guayas. De acuerdo a datos recopilados en el año 2009 la nómina estudiantil fue de

aproximadamente 1000 estudiantes de los cuales según fuente de Secretaría técnica académica el 21.67% pertenecían a diferentes provincias.

Para el año 2012 luego del cambio de leyes y la gratuidad de la educación, se estimó un ingreso por colegio de 1599 estudiantes de Ecuador, tal como se muestra en la tabla 3.1. El 15% corresponde a estudiantes provenientes de otros cantones del Guayas.

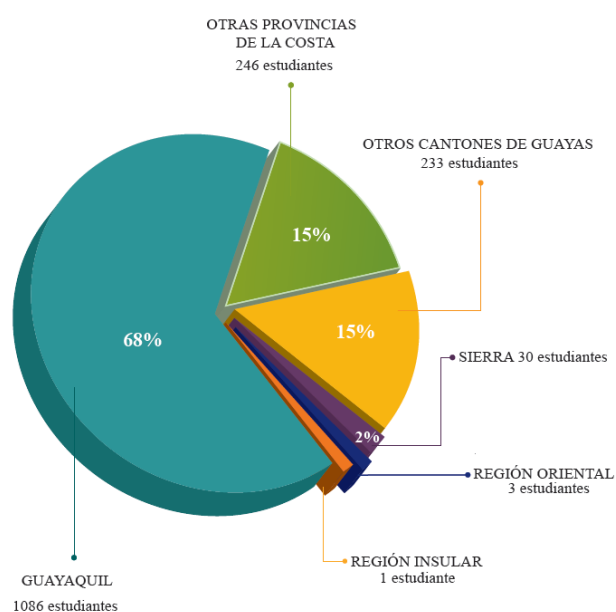


Figura 3.10. Estadística de estudiantes que ingresaron en el 2012.
Fuente: Bienestar estudiantil ESPOL.

Tabla I Domicilio de estudiantes por Regiones.

Domicilio por REGIONES			
REGIÓN	PROVINCIA	Nº Est.	Total
COSTA	GUAYAS	1.319	1.565
	EL ORO	78	
	LOS RIOS	62	
	SANTA ELENA	51	
	MANABI	43	
	ESMERALDAS	12	
SIERRA	CAÑAR	9	30
	PICHINCHA	5	
	STO. DOMINGO	5	
	AZUAY	3	
	LOJA	3	
	BOLÍVAR	2	
	COTOPAXI	1	
	IMBABURA	1	
	TUNGURAHUA	1	
ORIENTAL	MORONA SANTIAGO	2	3
	PASTAZA	1	
INSULAR	GALÁPAGOS-San Cristóbal	1	1
Total			1.599

Fuente: Bienestar estudiantil.

Tomando en cuenta la cantidad de estudiantes que ingresan a ESPOL y pertenecen a provincias fuera del Guayas, se estima que el proyecto de Residencia Universitaria servirá de alojamiento para 116 estudiantes, siendo este un porcentaje medio del representado anteriormente, el cual servirá para realizar el diseño arquitectónico y estructural posteriormente.

3.1.5. Propuesta arquitectónica

3.1.5.1. Descripción general

El presente proyecto integrador tiene como propuesta arquitectónica una edificación ubicada dentro del Campus Gustavo Galindo, específicamente cerca del área de influencia del proyecto PARCON-ESPOL, es de uso

residencial y de un solo bloque de 5 niveles con 540 m² útiles de construcción por cada nivel, el edificio cuenta con 10 habitaciones en la planta baja y 12 habitaciones en cada nivel superior, con un total de 58 habitaciones para dos estudiantes cada una, sirviendo así a 116 estudiantes con todas sus respectivas comodidades, cuartos de baño, sala de estar, losa de cubierta accesible y ascensores.

3.1.5.2. Descripción de áreas en planta

Los espacios fueron distribuidos y acondicionados en función de los requerimientos de residencias típicas, aprovechando al máximo cada espacio y brindando la comodidad al usuario, además para permitir una óptima movilidad y armonía con el entorno. La planta baja cuenta con la siguiente distribución de áreas:

- Área de recepción41 m²
- 10 Dormitorios dúplex.....247 m²
- Sala de estar.....142 m²
- Área de escalera y ascensores.....24 m²
- Baño de uso femenino.....43 m²
- Baño de uso masculino.....43 m²

Total = 540 m²

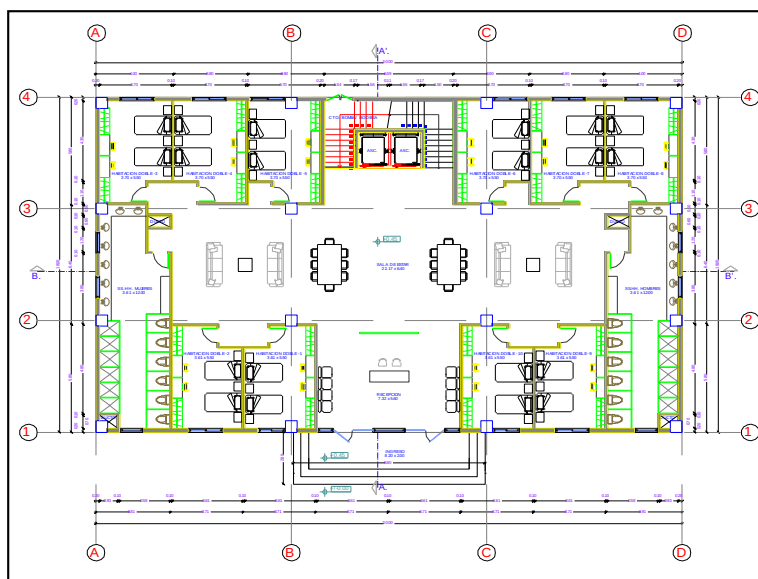


Figura 3.11. Distribución arquitectónica de planta baja.

Fuente: Los autores.

Los niveles 1, 2,3 y 4 cuentan con la siguiente distribución de áreas:

- 12 Dormitorios dúplex.....288 m²
- Sala de estar.....142 m²
- Área de escalera y ascensores.....24 m²
- Baño de uso femenino.....43 m²
- Baño de uso masculino.....43 m²

Total = 540 m²

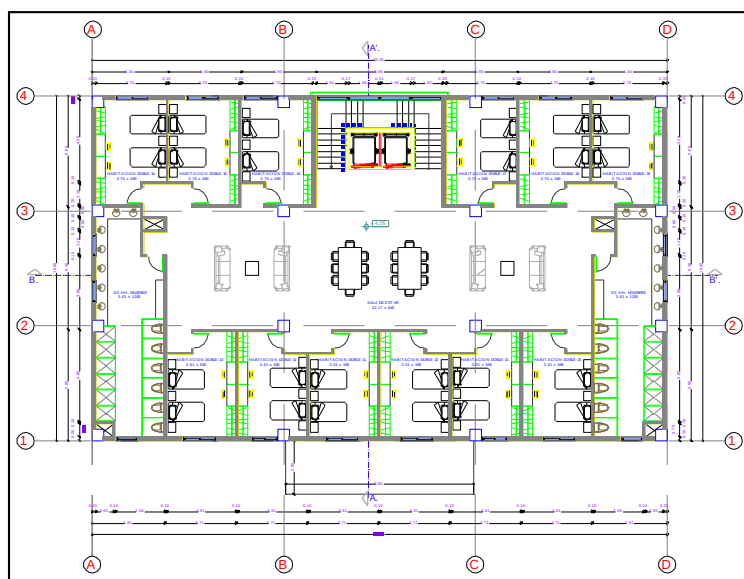


Figura 3.12. Distribución arquitectónica de niveles 1, 2,3 y 4.

Fuente: Los autores.

3.1.5.3. Descripción de vía de acceso y parqueaderos

Para poder ingresar al edificio residencial, se implanta de manera preliminar una vía de acceso a la residencia universitaria. También se implanta dos zonas de parqueaderos para el proyecto lo cual conlleva la utilización del área de 980.4 m² para cada uno, para lo cual se distribuye una plaza para cada habitación.



Figura 3.13. Implantación de parqueaderos y vía de acceso.
Fuente: Los autores.

3.1.5.4. Descripción de fachadas

Las fachadas fueron diseñadas acorde al entorno que rodea el proyecto, utilizando aristas vivas y con proyecciones que dan un efecto de volumen sin reducir espacios en la distribución, se trató de armonizar los colores y ventanales que permitan una óptima iluminación y ventilación de los espacios interiores.



Figura 3.14. Fachada Frontal.
Fuente: Los autores.

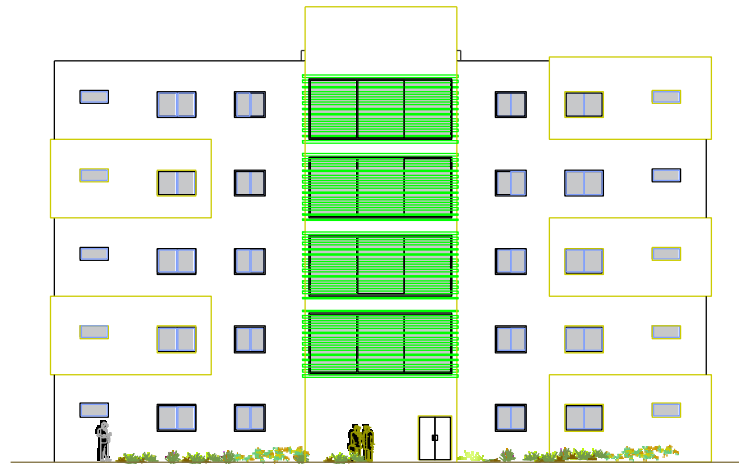


Figura 3.15. Fachada posterior
Fuente: Los autores.

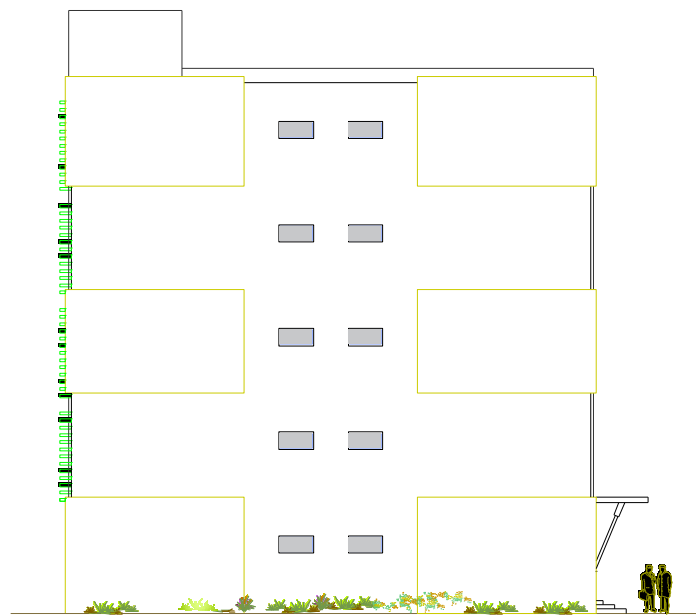


Figura 3.16. Fachada Lateral Izquierda.
Fuente: Los autores.

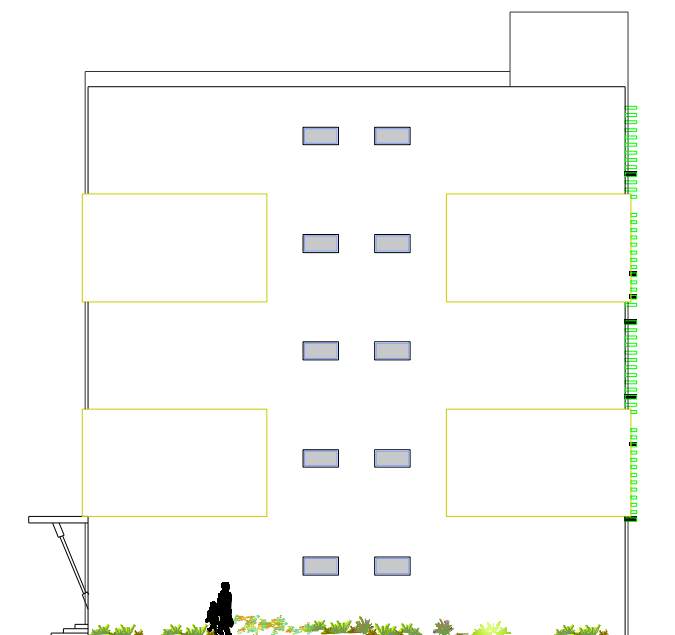


Figura 3.17. Fachada Lateral Derecha.
Fuente: Los autores.



Figura 3.18. Implantación general del proyecto.
Fuente: Los autores.



Figura 3.19. Implantación general del proyecto.

Fuente: Los autores.

3.2. Descripción del proyecto

El área del proyecto consiste en aproximadamente 3032 m², y tendrá lugar a un costado del Viaducto que conecta el campus Prosperina con la Avenida Perimetral, aproximadamente a 300 metros de la garita de acceso principal, cercano a PARCON - ESPOL.

El edificio residencial constará con 5 niveles con aproximadamente 540 m² útiles de construcción por cada nivel, el edificio cuenta con 10 habitaciones en la planta baja y 12 habitaciones en cada nivel superior, con un total de 58 habitaciones para dos estudiantes cada una, sirviendo así a 116 estudiantes con todas sus respectivas comodidades, cuartos de baño, sala de estar, losa de cubierta accesible y ascensores.

3.3. Bases de cálculo

3.3.1. Diseño sísmico

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico, tal como muestra la normativa ecuatoriana de construcción.

Para el diseño de estructuras que estarán sujetas a los efectos de cargas sísmicas en algún momento de su vida útil, la normativa ecuatoriana establece parámetros mínimos para su diseño sísmico, estos en función de la localización de la estructura para determinar la zona sísmica, el tipo de suelo para determinar el factor de amplificación y el tipo de estructura.

La respuesta de un edificio ante sollicitaciones sísmicas del suelo se caracteriza por aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos, en particular de los pisos en el caso de edificios. Los requisitos presentados se basan en el comportamiento elástico lineal y no lineal de estructuras de edificación.

El objetivo de la filosofía de diseño basada en desempeño busca evitar la pérdida de vidas humanas impidiendo el colapso de la estructura. La protección

debe ser en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para los edificios de ocupación especial y esencial.

3.3.1.1. Factor Z

Para las estructuras de uso normal se usa el factor Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

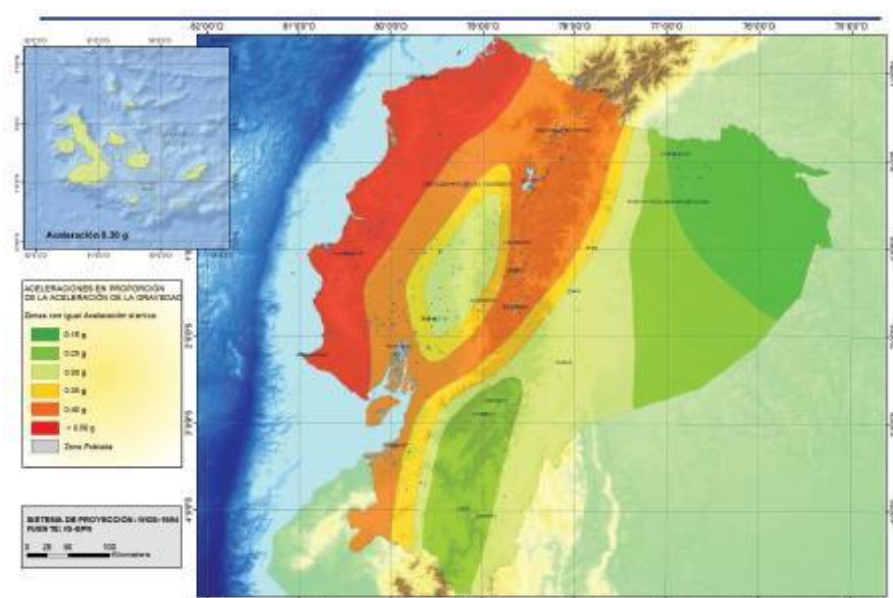


Figura 3.20. Mapa de zonas sísmicas del Ecuador.
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

Tabla II. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

3.3.1.2. Tipos de suelo

Los parámetros utilizados en la clasificación del suelo, son los correspondientes a los 30 metros superiores de los estratos de suelos, que corresponden a los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Tabla III Clasificación de perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s > 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s > 760 \text{ m/s}$
C	Perfil de suelo muy denso y roca blanda	$760 \text{ m/s} > V_s > 360 \text{ m/s}$

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015. Elaboración propia.

3.3.1.3. Coeficientes de perfil de suelos F_a , F_d y F_s .

En la **Tabla IV** se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla IV. Tipo de suelos y Factores de sitio F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

En la **Tabla V** se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla V. Tipo de suelos y Factores de sitio F_d .

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

En la **Tabla VI** se presentan los valores del coeficiente F_s que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla VI. Tipo de suelos y Factores de sitio F_s .

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

3.3.1.4. Espectro elástico de diseño

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, depende de los siguientes factores:

El factor de zona sísmica Z .

- El tipo de suelo del sitio de ubicación de la estructura.

- Los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

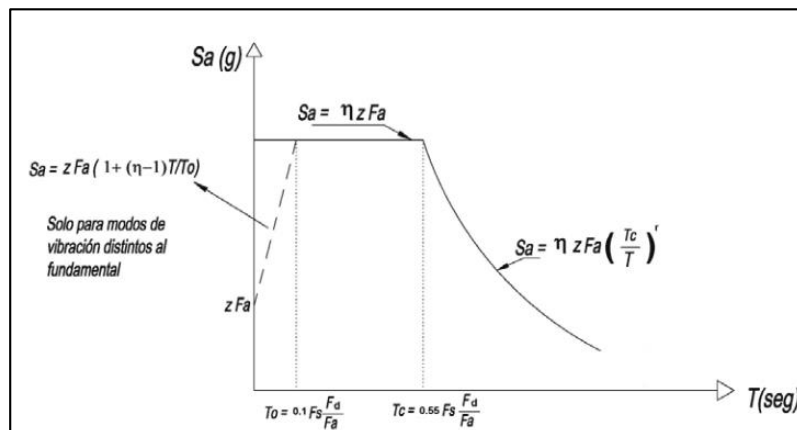


Figura 3.21. Espectro elástico de diseño.
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

Los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta=1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- $\eta=2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta= 2.60$: Provincias del Oriente.

3.3.1.5. Coeficiente de importancia

El objetivo del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de uso deben permanecer operativas

o sufrir mayores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla VII.- Categoría y coeficiente de importancia I de las estructuras.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

3.3.1.6. Niveles de amenaza sísmica

La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica presentados a seguir. Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y periodo medio de retorno tal como se muestra a continuación en la **Tabla VIII**, donde el sismo de diseño del proyecto tiene un periodo de retorno $T_r = 475$ años que representa el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.

Tabla VIII. Niveles de amenaza sísmica.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

3.3.1.7. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñan para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Tabla IX. Coeficientes R-Sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (exoébricas o conoébricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (exoébricas o conoébricas).	8

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

3.3.1.8. Peso sísmico

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo. Independientemente del método de análisis se usará la siguiente carga sísmica reactiva W .

Caso general

$$W = D$$

Dónde:

- D = Carga muerta total de la estructura

3.3.1.9. Periodo fundamental

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C * h^{\alpha}$$

Donde:

- h = altura de entrepiso.

Tabla X Valores de C_t y α para calcular el periodo fundamental T .

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

Una vez dimensionada la estructura, los períodos fundamentales deben recalcularse por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que, en interacciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10%.

3.3.1.10. Cortante basal

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = C_s W$$

$$C_s = \frac{IS_a}{R\phi_p \phi_E}$$

Dónde

- V : Cortante total en la base de la estructura.
- W : Peso sísmico
- I : Coeficiente de importancia de las estructuras.
- S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.
- $\phi_p \phi_E$: Factores de configuración estructural en planta y elevación.

3.3.1.11. Distribución vertical de fuerzas sísmicas

Según el NEC la distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración T_a . En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V$$

Donde:

- V : Cortante total en la base de la estructura
- V_x : Cortante total en el piso x de la estructura

- F_i : Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura
- F_x : Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura
- n : Número de pisos de la estructura
- W_x : Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)
- W_i : Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente)
- h_x : Altura del piso x de la estructura
- h_i : Altura del piso i de la estructura
- k : Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

El coeficiente k, se determina en función de la siguiente tabla, con valores que dependen del periodo fundamental de vibración.

Tabla XI Valores de k.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

3.3.1.12. Derivas admisibles

Se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando sustancialmente el diseño conceptual.

Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas. Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.

El cálculo de las derivas de piso incluirá:

- Las deflexiones debidas a efectos trasnacionales y torsionales
- Los efectos de segundo orden $P-\Delta$.
- La deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

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

La deriva máxima para determinado piso no sobrepasará los límites de deriva inelástica mostrados en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima obtiene como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla XII. Valores de derivas máximas de piso.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

3.4. Sistemas estructurales utilizados

3.4.1. Estructura metálica con sección compuesta en vigas y columnas

Una de las alternativas que se desea desarrollar, es trabajar con las ventajas del acero estructural y las bondades del hormigón como materiales principales de construcción.

El sistema estructural será a base pórticos resistentes a momentos, con elementos de columnas de sección tubular conformada a partir de placas dobladas en frío y rellenas de hormigón, sistema de piso metálico de Steel panel o también llamada lámina acanalada, vigas de sección I conformada a partir de placas y vigas secundarias sección I trabajando como sección

compuesta con losa de compresión, las vigas secundarias serán colocadas en el sentido de la luz más corta del paño.

3.4.2. Estructura metálica con columnas cajón y vigas I conformada a partir de placas

La segunda alternativa que se desea desarrollar, es uno de los métodos constructivos más utilizados en edificios de acero en la ciudad de Guayaquil. El sistema estructural será a base pórticos resistentes a momentos, con elementos de columnas de sección tubular conformada a partir de placas dobladas en frío, sistema de piso metálico de Steel panel o también llamada lamina acanalada, vigas principales y secundaria de sección I conformada a partir de placas, las vigas secundarias serán colocadas en el sentido de la luz más corta del paño.

3.4.3. Estructura metálica con columnas sección W y vigas I

Esta tercera alternativa que se desea desarrollar es más aplicable a edificios industriales, debido a que las columnas no necesitan ser recubiertas, pero de igual manera se la plantea como una de las soluciones.

El sistema estructural será a base pórticos resistentes a momentos, con elementos de columnas de sección W conformada a partir de placas, sistema

de piso metálico de Steel panel o también llamada lamina acanalada, vigas principales y secundaria de sección I conformada a partir de placas, las vigas secundarias serán colocadas en el sentido de la luz más corta del paño.

3.5. Materiales empleados

Los materiales empleados son los siguientes:

- Hormigón estructural para losas: $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Hormigón para relleno columnas y cimentación: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural vigas y columnas: ASTM A36.
- Acero de refuerzo Gr 60.

3.6. Calidad y propiedades de los materiales

3.6.1. Hormigón estructural para losas

- Módulo de Elasticidad $E_c = 195198.36 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad de Hormigón $= 2.4 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3$
- Módulo Poisson $\nu = 0.2$
- Módulo de Corte $G_c = 0.416 \times E_c = 81202 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de compresión $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

3.6.2. Hormigón para relleno columnas y cimentación

- Módulo de Elasticidad $E_c = 210838 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad de Hormigón $= 2.4 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3$
- Módulo de Corte $G_c = 0.416 \times E_c = 87708 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de compresión $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

3.6.3. Acero Estructural

- Esfuerzo de Fluencia $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36 ksi)
- Resistencia a la Tensión $F_u = 4060 \text{ kg/cm}^2$ (58 ksi)
- Módulo de Elasticidad $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad: $7.85 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3$
- Módulo de Corte $G_s = 0.4 \times E_s = 840000 \text{ kg/cm}^2$

3.6.4. Acero Refuerzo

- Esfuerzo de Fluencia $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (60 ksi)
- Resistencia a la Tensión $F_u = 6327 \text{ kg/cm}^2$ (90ksi)
- Módulo de Elasticidad $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad: $7.85 \times 10^{-3} \text{ kg/m}^3$
- Módulo de Corte $G_s = 0.4 \times E_s = 840000 \text{ kg/cm}^2$

3.7. Metodología de análisis y diseño estructural

3.7.1. Filosofía de diseño

En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de obtención de fuerzas laterales, estática o dinámica. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación, dado que en el presente proyecto su estructura no presenta ninguna irregularidad en planta ni en elevación, se va a utilizar procedimientos estáticos para la determinación de fuerzas laterales.

Como metodología de diseño sísmico la NEC-15 establece como requisito mínimo el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF).

3.7.2. Diseño basado en fuerzas (DBF)

Este método de diseño es obligatorio para todo tipo de estructura y es un método estático lineal que establece que toda estructura debe diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes para determinar los efectos relacionados.

Los objetivos principales del método son los siguientes:

- Seguir la filosofía de diseño presentada en la sección 3.7.1.
- Determinar las fuerzas sísmicas de diseño (Fuerza lateral equivalente)
- R_{BDF} : Verificar que los efectos del sismo sean soportados por los elementos diseñados para estas solicitaciones
- D_{BDF} : Verificar las deformaciones, en particular las derivas máximas de la estructura.

3.7.2.1. Requisito R_{BDF} : fuerzas internas

El requisito de resistencia R_{BDF} implica el cálculo de fuerzas internas que actúan en cada elemento, estas traducen las solicitaciones mecánicas, para cumplir este requisito los resultados del análisis deberán incluir:

- Deflexiones
- Derivas
- Fuerza en los pisos y elementos
- Momentos
- Cortantes de piso
- Cortante en la base

3.7.2.2. Requisito D_{BDF} : Derivas de piso

Las fuerzas generadas por las fuerzas sísmicas se calcularán de acuerdo con el tipo de material y de estructura, para nuestro caso se aplicará el capítulo NEC-SE-AC-15.

3.7.2.3. Modelación estructural

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- Todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente.
- Su distribución de masas y rigideces.

3.7.3. Procedimiento de cálculo del DBF

Para efectuar el método de Diseño Basado en Fuerzas, se deberá seguir los siguientes pasos como fase de pre dimensionamiento.

- Determinación del espectro de diseño $S_a(T)$ de acuerdo con las características geotécnicas del lugar de emplazamiento de la estructura.
- Cálculo aproximado del periodo fundamental de vibración aproximado T_a .

- Determinación del cortante en la base V , con los resultados de los pasos anteriores.
- Determinación de las distribuciones vertical y horizontal V .
- Dirección de aplicación de estas Fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasan el valor permitido.

3.8. Solicitaciones

Se establece en el cálculo las siguientes cargas y sobrecargas:

- Cargas permanentes (carga muerta): D
- Sobrecargas de uso en la estructura (cargas vivas): L
- Sobrecarga cubierta: L_r
- Cargas sísmicas: E

3.8.1. Combinación de cargas

Las estructuras deben ser diseñadas para resistir posibles combinaciones de cargas y fuerzas que actúen sobre ella. Se consideraron los siguientes estados de carga, utilizando como referencia el NEC, para cada elemento, el que resultará más desfavorable. Los componentes y cimentaciones, serán diseñados de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas.

Combinación para el diseño por última resistencia. - Permite tener en cuenta los modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

- $1.4 D$
- $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \text{máx}[L_r]$
- $1.2 D + 1.6 \text{máx}[L_r] + \text{máx}[L]$
- $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \text{máx}[L_r]$
- $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
- $0.9 D + 1.0 W$
- $0.9 D + 1.0 E$

CAPÍTULO IV

4. DESARROLLO DE ALTERNATIVAS

4.1. Estimación de cargas

4.1.1. Cargas gravitacionales

Para la determinación de cargas de servicio de la estructura en cuestión, se obtendrán los valores según la norma NEC-SE-CG 2015.

Determinación Carga Muerta.- Para el cálculo de la carga muerta se considerará el peso de la losa, Steel panel, paredes (tomando un 20% del valor considerado para el último piso), baldosas, ductos y cielo raso.

PISOS DEL 1-4	
Losa=	0.20 ton/m ²
Steel Panel=	0.01 ton/m ²
Paredes=	0.18 ton/m ²
Baldosas=	0.10 ton/m ²
Ductos=	0.04 ton/m ²
Cielo raso=	0.02 ton/m ²
	0.55 Ton/m ²

Se toma:

W_d=	0.55 Ton/m²
-----------------------	-------------------------------

PISO 5 (Cubierta)	
Losa=	0.20 ton/m ²
Steel Panel=	0.01 ton/m ²
Paredes=	0.05 ton/m ²
Ductos=	0.04 ton/m ²
Cielo raso=	0.02 ton/m ²
	0.32 ton/m ²

W_{dr} =	0.35 Ton/m²
-------------------------	-------------------------------

Determinación Carga Viva.- Según la norma NEC-SE-CG 2015, sección 4.2.1. Sobrecargas Mínimas Uniformemente Distribuidas L_o .

PISOS DEL 1-4	PISO 5 (Cubierta)
WL= 0.34 Ton/m ²	W _{Lr} = 0.07 Ton/m ²

Combinación de Cargas.- Según la norma NEC-SE-CG 2015, sección 3.4.3, se obtienen las combinaciones críticas para el diseño:

- Combinación piso 1-4

$W_u = 1.4D$	$W_u = 0.77\text{Ton/m}^2$
$W_u = 1.2D+1.6L$	$W_u = 1.20\text{ Ton/m}^2$

- Combinación piso 5 (Cubierta)

$W_u = 1.4D$	$W_u = 0.77\text{Ton/m}^2$
$W_u = 1.2D+1.6L$	$W_u = 0.53\text{ Ton/m}^2$

4.2. Determinación del espectro de diseño

Se definió la zona sísmica, el tipo de sistema estructural a utilizar y la región donde se implantará el proyecto, obteniendo los siguientes datos:

- Ciudad de Guayaquil $z=0.4$ (Tabla 10.2 NEC2015_APÉNDICE)
- Clase de sitio tipo A

Tabla XIII. Datos del proyecto.

DEFINICION DE ZONA Y AMENAZA SISMICA	
Zona Sísmica	V
Amenaza Sísmica	ALTA
SISTEMA ESTRUCTURAL	
Porticos resistentes a momentos	
Porticos espaciales sismo resistentes (acero laminado caliente o elementos armados de placas)	
REGION DEL ECUADOR	
PROVINCIAS DE LA COSTA	

Fuente: Los autores

Posterior se relacionaron las características de la estructura con los valores establecidos por la normativa en las tablas presentadas en la **sección 3.3.1.**

Tabla XIV. Datos y coeficientes sísmicos.

DATOS TOMADOS DE NEC-SE-CG		
Descripción	Símbolo	Valor
Coefficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva	Z	0.4
Otras Estructuras		I
Factor de importancia	I	1
Factor de reducción de resistencia sísmica	R _o	8
Irregularidad en planta	Tipo	SIP
Irregularidad en altura	Tipo	SIE
SIN IRREGULARIDAD EN PLANTA	Ø _P	1
SIN IRREGULARIDAD EN ELEVACION	Ø _A	1
Tipo de suelo		A

Fuente: Los autores.

Luego en función de los datos presentados en la **Tabla XV** y los coeficientes de amplificación sísmica, se calculan los periodos de vibración T_c y T₀.

Tabla XV. Coeficientes de amplificación sísmica y periodos de vibración.

ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES DE DISEÑO				
Cálculo de coeficientes de amplificación sísmicos y periodos				
Descripción	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad
Coefficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva	Z		0.40	
Relacion de amplificación espectral	η		1.80	
Exponente para periodos mayores a Tc	r		1.00	
coeficiente de amplificación del espectro de respuesta elástico (por efectos de sitio)	Fa		0.90	
coeficiente de amplificación del espectro de respuesta de desplazamientos (por efectos de sitio)	Fd		0.90	
coeficiente del comportamiento inelástico de los suelos	Fs		0.75	
Período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones	T ₀	$0.1 F_s F_d / F_a$	0.075	seg
Período de vibración, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para periodos cortos, y la parte descendiente del mismo.	T _c	$0.55 F_s F_d / F_a$	0.413	seg

Fuente: Los autores.

Tabla XVI. Valores de aceleración espectral.

TABLA DE VALORES DE Sa		
T	Sa (elástico)	Sa (inelástico)
0.00	0.3600	0.0450
T ₀ = 0.075	0.6480	0.0810
T _c = 0.413	0.6480	0.0810
0.500	0.6480	0.0810
0.750	0.3564	0.0446
1.000	0.2673	0.0334
1.250	0.2138	0.0267
1.500	0.1782	0.0223
1.750	0.1527	0.0191
2.000	0.1337	0.0167
2.250	0.1188	0.0149
2.500	0.1069	0.0134
2.750	0.0972	0.0122
3.000	0.0891	0.0111
3.250	0.0822	0.0103
3.500	0.0764	0.0095
3.750	0.0713	0.0089
4.000	0.0668	0.0084
4.250	0.0629	0.0079

Fuente: Los autores.

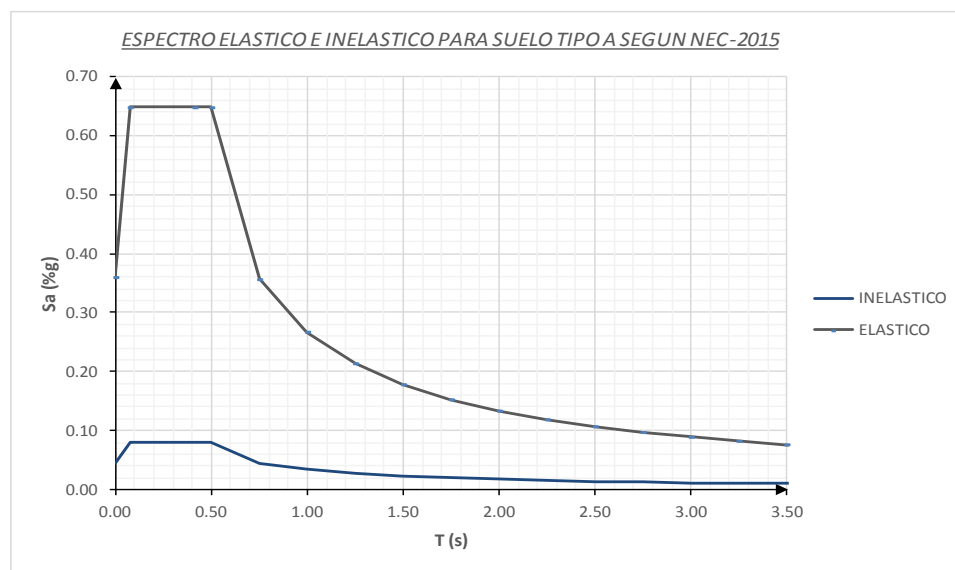


Figura 4.1. Espectro Elástico e Inelástico de diseño.
Fuente: Los autores.

4.3. Cálculo aproximado de periodo fundamental de vibración (T_a).

Para el cálculo del periodo fundamental de vibración de la estructura (T_a), se utilizó el método 1 propuesto por la normativa para estructuras de edificación, el cual permite obtener de manera aproximada el periodo en función de la altura y dos coeficientes C_t y α que dependen del tipo de estructura.

Tabla XVII. Datos para cálculo del periodo de vibración

CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA				
MÉTODO 1				
Descripción	Símbolo	Fórmula	Valor	Unidad
Altura total de la estructura	h		16.90	m
Estructuras de acero sin arriostramiento	C_t		0.072	
	α		0.800	
Periodo de vibración de la estructura	T_a	$C_t h^\alpha$	0.691	seg
Máxima aceleración horizontal de diseño	S_a		0.387	

Fuente: Los autores.

4.3.1. Cálculo de peso sísmico efectivo

Para el cálculo de las fuerzas ejercidas por el sismo a la estructura, se utiliza la NEC-SE-DS-Peligro Sísmico 2015, se obtuvo el espectro elástico e inelástico de diseño para la estructura según el factor de zona sísmica de la ciudad de Guayaquil, el tipo de suelo y los valores de los coeficientes de amplificación de suelo acorde con el tipo de suelo descrito en el capítulo 3.

El peso sísmico efectivo se calculó asumiendo un peso propio de los elementos $W_{pp} = 0.06 \text{ ton/m}^2$ para pisos del 1 al 4 y $W_{pp} = 0.05 \text{ ton/m}^2$ para la cubierta 5to piso, y una carga de $W_d = 0.55 \text{ ton/m}^2$ para pisos del 1 al 4 y $W_d = 0.35 \text{ ton/m}^2$ para la cubierta.

A continuación se presenta los cálculos realizados para la obtención del peso sísmico efectivo, para lo cual se utilizó las siguientes expresiones:

$W_{pp} =$	0,06 Ton/m ²
$W_d =$	0,55 Ton/m ²
$A =$	540,00 m ²
Num. Pisos =	4
$W_{1-4} =$	1317,60 Ton

$$W_{1-4} = (W_{pp} + W_d) * A * N$$

$$W_5 = (W_{pp} + W_d) * A * N$$

$$W = W_{1-4} + W_5$$

$$W = 1317,6 + 216,0$$

$$W = 1533,60 \text{ Ton}$$

$W_{pp} =$	0,05 Ton/m ²
$W_d =$	0,35 Ton/m ²
$A =$	540,00 m ²
Num. Pisos =	1
W5 =	216,00 Ton

4.4. Determinación del cortante en la base V.

Usando el Método 1 de la NEC-SE-DS-Peligro Sísmico 2015 para determinación del cortante en la base, se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$V = C_S W$$

$$C_S = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E}$$

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$$

Siendo:

- $I = 1$
- $\phi_p = \phi_E = 1$
- $R = 8$
- $S_a = 0.387$

El coeficiente sísmico resulta un 4.8% del peso total de la estructura, siendo este un valor relativamente bajo debido a las características favorables del sitio y el tipo de estructura a diseñar.

$$C_s = \frac{0.387}{8}$$

$$C_s = 0.048$$

Por lo tanto, el cortante en la base será de:

$$V = 0.048 * 1533.6 = 73.61 \text{ Ton}$$

4.5. Determinación de las distribuciones de fuerzas verticales

La distribución de fuerzas verticales fue calculada en función de lo que se establece en NEC15, sus parámetros y resultados fueron los siguientes:

Tabla XVIII Distribución vertical de fuerzas-Dirección X

Vx=	73,61 Ton	k= 1,10	Dirección X			
Nivel	Altura (m)	Wx (ton)	Wx*(h^k)	Cvx	Fx (ton)	Vx
5	16,9	216,00	4843,16	0,242	17,82	17,82
4	13,8	329,40	5910,04	0,295	21,74	39,56
3	10,7	329,40	4467,31	0,223	16,43	55,99
2	7,6	329,40	3066,33	0,153	11,28	67,27
1	4,5	329,40	1722,89	0,086	6,34	73,61
		Total	20009,73			

Fuente: Los autores.

Tabla XIX Distribución vertical de fuerzas-Dirección Y

Vx=	73,61 Ton	k= 1,10	Dirección Y			
Nivel	Altura (m)	Wx (ton)	$Wx \cdot (h^k)$	Cvx	Fx (ton)	Vx
5	16,9	216,00	4843,16	0,242	17,82	17,82
4	13,8	329,40	5910,04	0,295	21,74	39,56
3	10,7	329,40	4467,31	0,223	16,43	55,99
2	7,6	329,40	3066,33	0,153	11,28	67,27
1	4,5	329,40	1722,89	0,086	6,34	73,61
		Total	20009,73			

Fuente: Los Autores.

Para el modelamiento estructural y el respectivo análisis de derivas de pisos se incorporarán las siguientes cargas sísmicas en cada una de sus direcciones, con el 30% que especifica la normativa de la fuerza del sismo en la otra dirección.

Tabla XX. Fuerzas sísmicas en dirección X e Y.

SISMO EN X			SISMO EN Y		
Nivel	Fx (ton)	30% Fy (ton)	Nivel	30% Fx (ton)	Fy(ton)
5	17,82	5,34	5	5,34	17,82
4	21,74	6,52	4	6,52	21,74
3	16,43	4,93	3	4,93	16,43
2	11,28	3,38	2	3,38	11,28
1	6,34	1,90	1	1,90	6,34

Fuente: Los autores.

4.6. Diseño de alternativa 1: Estructura metálica con sección compuesta en vigas y columnas.

A continuación, se presenta un esquema de las etapas conceptuales y reglamentarias, que son una secuencia o pasos de las actividades necesarias

para conllevar la fase de diseño, apegada a los conceptos fundamentales de la concepción de un proyecto.

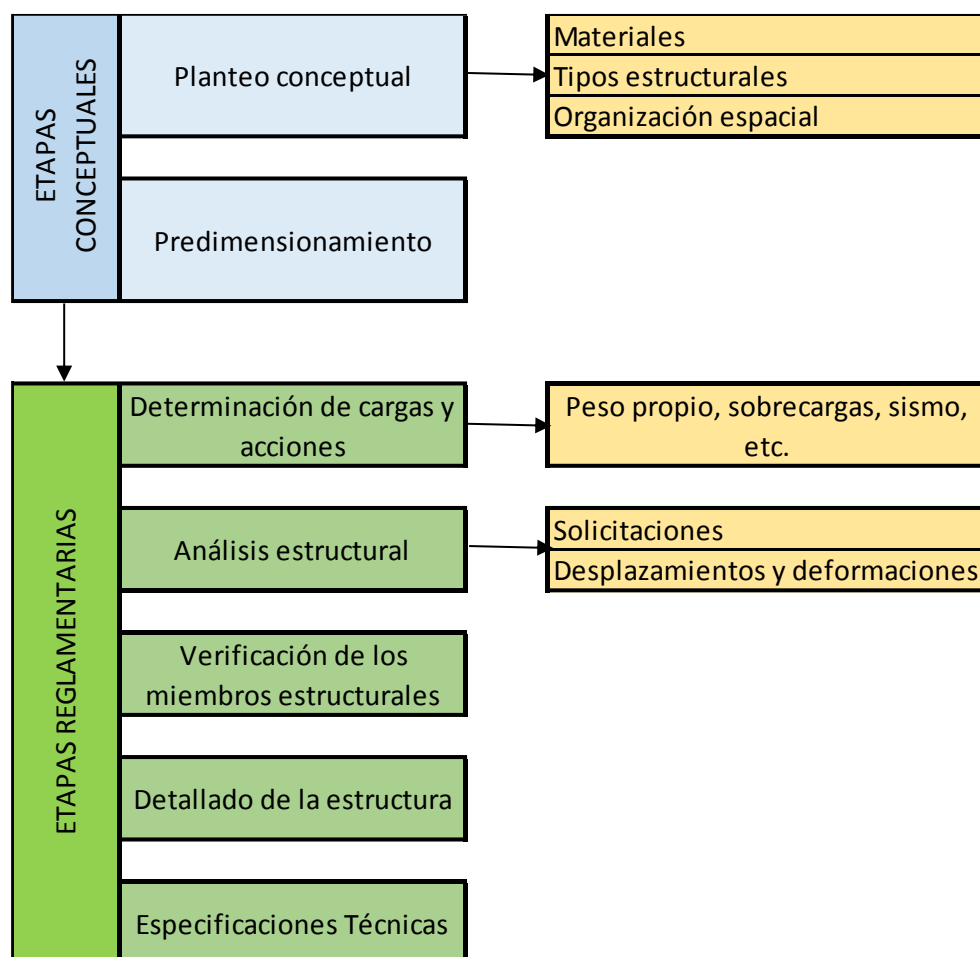


Figura 4.2. Esquema indicativo del proceso de diseño estructural.

Fuente: Los autores.

4.6.1. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales

Se realizó el debido pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, en función de las solicitaciones y de la distribución de la arquitectura propuesta. Para lo cual se elaboraron hojas de cálculo donde se aplican todos los criterios

y requerimientos establecidos por la NEC-15 y las demás normas internacionales aplicables al presente diseño.

4.6.1.1. Elementos vigas

Las vigas principales fueron pre-dimensionadas considerando los siguientes aspectos fundamentales:

- Peralte mínimo para controlar vibraciones

$$h_{min} = L_n/20$$

- Máximas relaciones Ancho-Espesor para elementos resistentes a cargas sísmicas de alta ductilidad.
- Para alas de perfiles I formadas a partir de placas:

$$\lambda_{ps} = 0.30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{b}{t_f} < \lambda_{ps} \rightarrow \text{Ala sismicamente compacta}$$

$$\text{Donde: } b = b_f/2$$

- Para alma de perfiles I formadas a partir de placas:

$$\lambda_{ps} = 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{ps} \rightarrow \text{Alma sismicamente compacta}$$

- La normativa ecuatoriana permite multiplicar por 1.15 las relaciones ancho-espesor presentadas anteriormente, para así obtener estructuras más económicas.

De la igual manera para un esfuerzo de fluencia $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36 Ksi) y un módulo de elasticidad $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (29000 Ksi), los valores máximos resultan:

- Para alas de perfiles I formadas a partir de placas:

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 0.30 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_{ps} = 9.94$$

$$\frac{b}{t_f} < 9.94 \rightarrow \text{Ala sismicamente compacta}$$

- Para alma de perfiles I formadas a partir de placas:

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 2.45 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_{ps} = 81.18$$

$$\frac{h}{t_w} < 81.18 \rightarrow \text{Alma sísmicamente compacta}$$

Las vigas secundarias al ser elementos estructurales diseñados para resistir cargas gravitacionales y debido a que no son parte del sistema sismo-resistente, únicamente se debe controlar que las secciones sean compactas y apoyadas lateralmente para lo cual la normativa específica:

- Para alas de perfiles I formadas a partir de placas:

$$\lambda_p = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{b}{t_f} < \lambda_p \rightarrow \text{Ala compacta}$$

$$\text{Donde: } b = b_f / 2$$

- Para alma de perfiles I formadas a partir de placas:

$$\lambda_p = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_p \rightarrow \text{Alma compacta}$$

- De igual manera para las mismas propiedades de acero se tiene:
- Para alas de perfiles I formadas a partir de placas:

$$\lambda_p = 0.38 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_p = 10.95$$

$$\frac{b}{t_f} < 10.95 \rightarrow \text{Ala compacta}$$

- Para alma de perfiles I formadas a partir de placas:

$$\lambda_p = 3.76 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_p = 108.33$$

$$\frac{h}{t_w} < 108.33 \rightarrow \text{Alma compacta}$$

- También se consideró el ancho máximo de apoyo lateral en vigas para evitar fallas por pandeo e inducir fallas plásticas.

$$L_b < 0.086 * r_y * \frac{E}{F_y}$$

Considerando todos estos aspectos y priorizando la seguridad e integridad de los elementos estructurales, del proceso de pre-dimensionamiento resultaron las siguientes secciones para vigas.

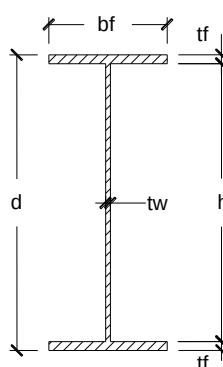


Figura 4.3. Esquema tipo de viga I
Fuente: los autores.

En la **Tabla XXI** se indica la ubicación, el tipo de material, las dimensiones de los elementos vigas y su clasificación o tipo de sección; SC: Sísmicamente Compacto y C: Compacto.

Tabla XXI. Elementos vigas resultado del pre-dimensionamiento.

PISO	UBICACIÓN	ELEMENTO	MATERIAL	TIPO	d	bf	tf	tw	h/tw	bf/2tf	TIPO SECCION
					mm	mm	mm	mm			
1er - 5to	INTERIOR	VA1 400/150/4/8	ASTM A36	VIGA I-DE AMARRE	300	150	8	4	71,0	9,4	SC
	EXTERIOR	VA2 400/125/4/8	ASTM A36	VIGA I-DE AMARRE	300	125	8	4	71,0	7,8	SC
1er - 4to	INTERIOR	VP1 500/200/8/15	ASTM A36	VIGA I-PRINCIPAL	500	250	14	6	78,7	8,9	SC
	EXTERIOR	VP2 500/200/6/12	ASTM A36	VIGA I-PRINCIPAL	500	200	12	6	79,3	8,3	SC
5to	INTERIOR	VP3 500/180/6/12	ASTM A36	VIGA I-PRINCIPAL	500	220	12	6	79,3	9,2	SC
	EXTERIOR	VP4 500/180/6/10	ASTM A36	VIGA I-PRINCIPAL	500	180	10	6	80,0	9,0	SC
1er - 4to	-	VS1 300/120/4/6	ASTM A36	VIGA I-SECUNDARIA	300	120	6	4	72,0	10,0	C
5to	-	VS2 300/100/4/6	ASTM A36	VIGA I-SECUNDARIA	300	100	6	3	96,0	8,3	C

Fuente: Los autores.

4.6.1.2. Elementos columnas rellenas

Las columnas de la edificación fueron pre-dimensionadas considerando las siguientes limitaciones especificadas en la norma internacional AISC-360-10 en su Capítulo I sección 2, donde establece:

Para miembros compuestos rellenos, el área transversal de la sección de acero deberá contener por lo menos un 4% del área total de sección compuesta.

$$\rho_{min} = 0.04$$

- El hormigón de relleno deberá ser como mínimo de una resistencia a la compresión simple de: $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- El espesor mínimo de la sección de acero deberá cumplir con la siguiente expresión.

$$e_{min} = b * \sqrt{\frac{F_y}{3E}}$$

- Según (Herdia, 2004), se deberá calcular un módulo de elasticidad modificado (E_m) y un esfuerzo de fluencia modificado (F_{ym}) como indicas las siguientes expresiones:

$$F_{ym} = F_y + C_2 f'c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_m = E_s + C_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

Siendo:

- E_s : Módulo de elasticidad del acero.
 - E_c : Módulo de elasticidad del concreto.
 - F_y : Esfuerzo mínimo especificado del acero de la sección tubular.
 - A_s : Área de la sección transversal del perfil tubular.
 - A_c : Área de la sección transversal del concreto.
 - C_2, C_3 : Coeficientes numéricos; para sección tubular rellanas de concreto, $C_2 = 0.85$ y $C_3 = 0.40$.
- También los miembros compuestos rellenos deberán ser clasificados para pandeo local de acuerdo a la sección I1.4. (ANSI/AISC 341-10, 2010).

- Para paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme.

$$\lambda_p = 2.26 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 3.00 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{b}{e} < \lambda_p \rightarrow \text{Seccion Compacta}$$

$$\lambda_p < \frac{b}{e} < \lambda_r \rightarrow \text{Seccion No Compacta}$$

$$\frac{b}{e} > \lambda_r \rightarrow \text{Seccion Esbelta}$$

- De la igual manera para un esfuerzo de fluencia $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36 Ksi) y un módulo de elasticidad $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (29000 Ksi), los valores limites resultan:

$$\lambda_p = 2.26 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_p = 65.11$$

$$\lambda_r = 3.00 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_r = 86.43$$

$$\frac{b}{e} < 65.11 \rightarrow \text{Seccion Compacta}$$

$$65.11 < \frac{b}{e} < 86.43 \rightarrow \text{Seccion No Compacta}$$

$$\frac{b}{e} > 86.43 \rightarrow \text{Seccion Esbelta}$$

- Para el presente pre-diseño se va a priorizar que la sección sea compacta y que cumplan con los requerimientos mínimos para que el elemento trabaje como sección compuesta.

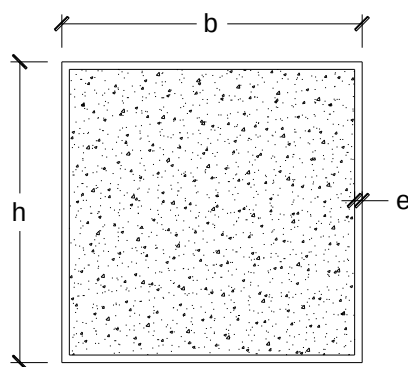


Figura 4.4. Esquema tipo de columna compuesta.
Fuente: Los autores.

En la **Tabla XXII** se presentan los tipos de columnas que resultaron del pre-dimensionamiento, así como su ubicación en planta, tipo acero y hormigón de relleno.

Tabla XXII. Elementos columnas compuestas resultado del pre-diseño

UBICACIÓN	ELEMENTO	MATERIAL	TIPO	b	h	e	HORMIGÓN DE RELLENO
				mm	mm	mm	
INTERIOR	C1 500/500/12	ASTM A36	COL. MIXTA	500	500	12	280 Kg/cm ²
EXTERIOR	C2 400/400/12	ASTM A36	COL. MIXTA	400	400	12	280 Kg/cm ²
ESQUINERA	C3 400/400/10	ASTM A36	COL. MIXTA	400	400	10	280 Kg/cm ²
INTERIOR	C4 450/450/10	ASTM A36	COL. MIXTA	450	450	10	280 Kg/cm ²
EXTERIOR	C5 350/350/10	ASTM A36	COL. MIXTA	350	350	10	280 Kg/cm ²
ESQUINERA	C6 350/350/8	ASTM A36	COL. MIXTA	350	350	8	280 Kg/cm ²
INTERIOR	C7 400/400/8	ASTM A36	COL. MIXTA	400	400	8	280 Kg/cm ²
PERIMETRAL	C8 300/300/8	ASTM A36	COL. MIXTA	300	300	8	280 Kg/cm ²

Fuente: Los autores.

A continuación, en la **Tabla XXIII** se presentan la verificación del cumplimiento de los requerimientos mínimos antes establecidos para una sección compuesta, la letra C significa Sección Compacta.

Tabla XXIII Verificación de requisitos mínimos para sección compuesta.

PISO	ELEMENTO	b	h	e	b/e	f' cmin 210 Kg/cm ²	p min	TIPO DE SECCION	e min
		mm	mm	mm			4%		mm
1er-2do	C1 500/500/12	500	500	12	41,7	280	5%	C	10
	C2 400/400/12	400	400	12	33,3	280	7%	C	8
	C3 400/400/10	400	400	10	40,0	280	6%	C	8
3er-4to	C4 450/450/10	450	450	10	45,0	280	5%	C	9
	C5 350/350/10	350	350	10	35,0	280	6%	C	7
	C6 350/350/8	350	350	8	43,8	280	5%	C	7
5to	C7 400/400/8	400	400	8	50,0	280	5%	C	8
	C8 300/300/8	300	300	8	37,5	280	6%	C	6
						CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Los autores.

4.6.2. Modelamiento estructural

Las características estructurales aplicadas al modelo matemático realizado en el software ETABS son las siguientes:

- Todos los pórticos son resistentes a momento
- Columnas empotradas en la base
- Zonas rígidas
- Conexiones totalmente restringidas para todos los pórticos
- Torsión accidental
- Diafragmas rígidos
- Procedimiento de modelamiento estructural:
- Generar las grillas en planta y los niveles en elevación, en función de la configuración arquitectónica.
- Definir materiales a utilizar.
- Definir secciones de vigas principales, secundaria y secciones de columnas.
- Asignar elementos estructurales de manera espacial.
- Asignar empotramiento en la base y nudos rígidos.
- Definir y asignar diafragmas rígidos de pisos.
- Definir y asignar cargas gravitacionales y sísmicas.
- Definir las combinaciones de cargas según la NEC-15
- Definir la masa sísmica.

A continuación, se presentan el esquema de las plantas y elevaciones que comprende la estructura del edificio, en las cuales se muestra las secciones asignadas, columnas, vigas principales en sentido X y las vigas de amarre y secundarias en sentido Y, los nódulos en las vigas secundarias representan la conexión que se está utilizando (conexión a corte) y las vigas principales y de amarre se conectan a las columnas con una conexión a momento.

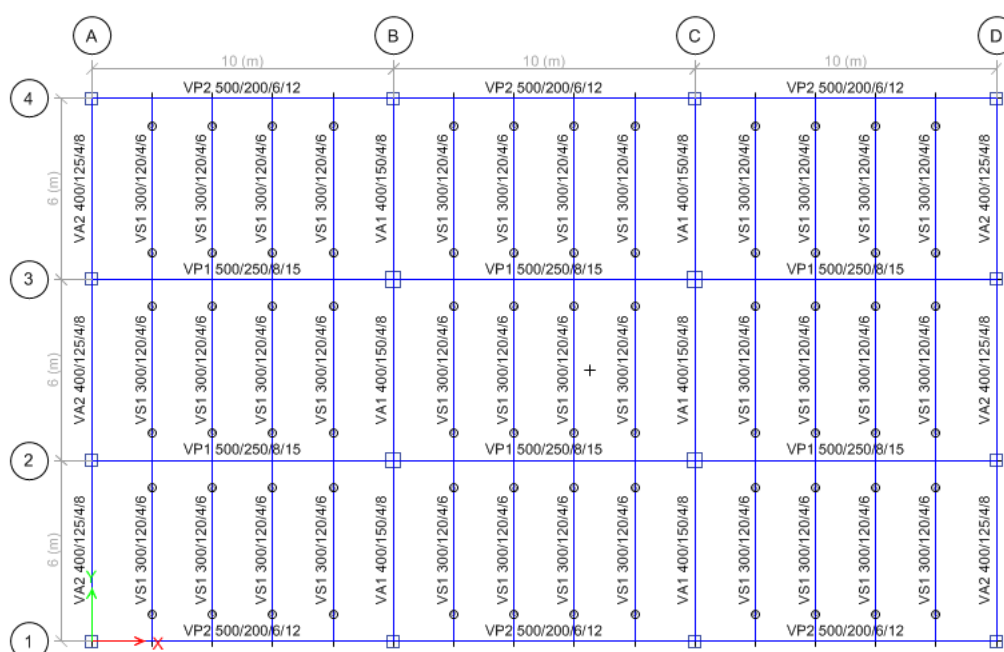


Figura 4.5. Planta estructural pisos 1 al 4.

Fuente: Los autores.

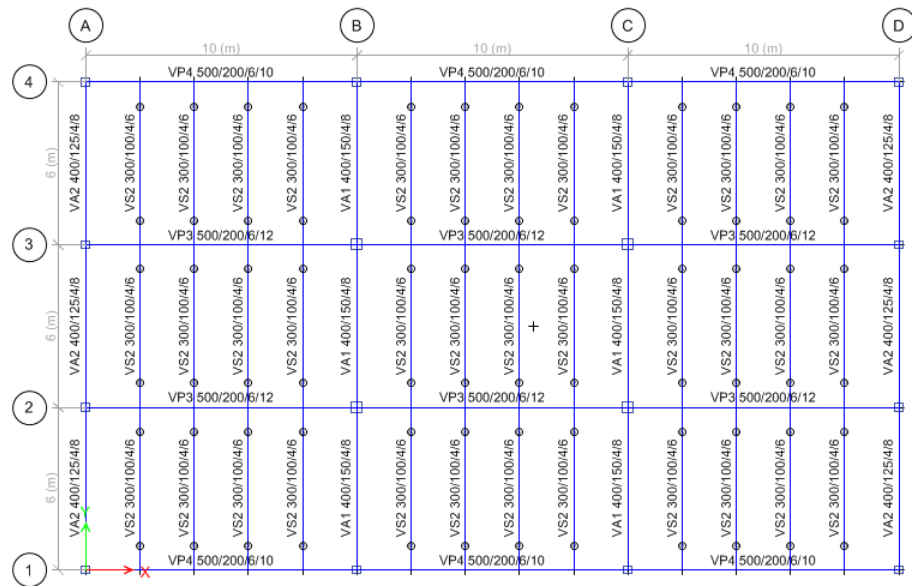


Figura 4.6. Planta estructural piso 5
Fuente: Los autores.

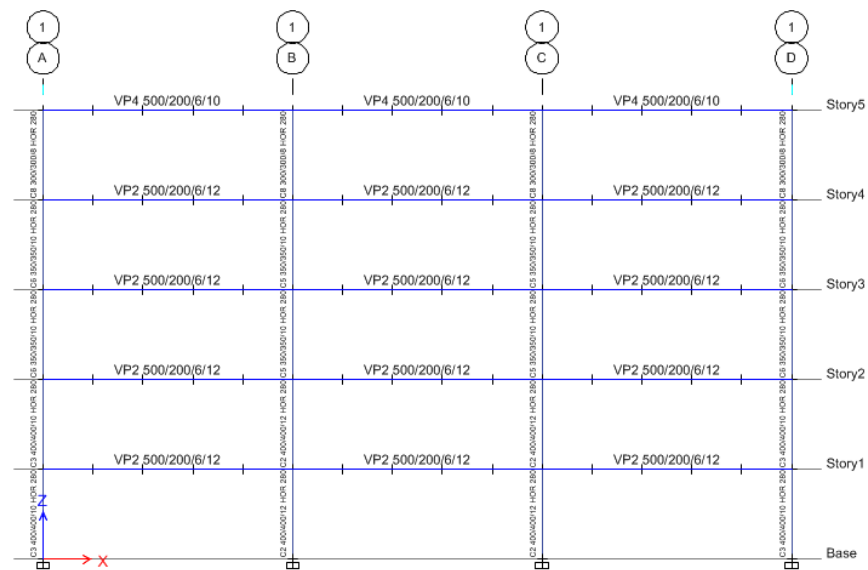


Figura 4.7. Elevación eje 1 (Similar al eje 4)
Fuente: Los autores.

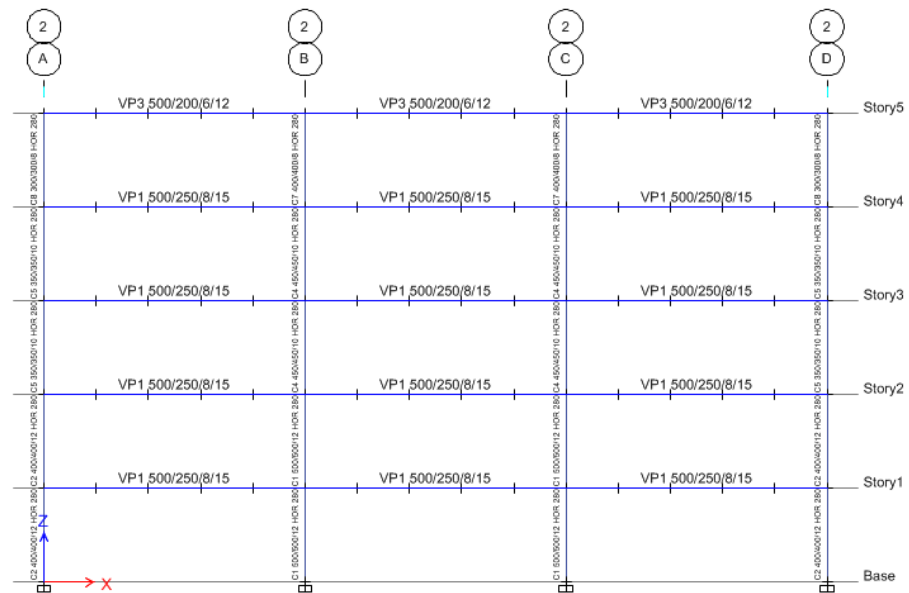


Figura 4.8. Elevación eje 2 (Similar al eje 3)
Fuente: Los autores.

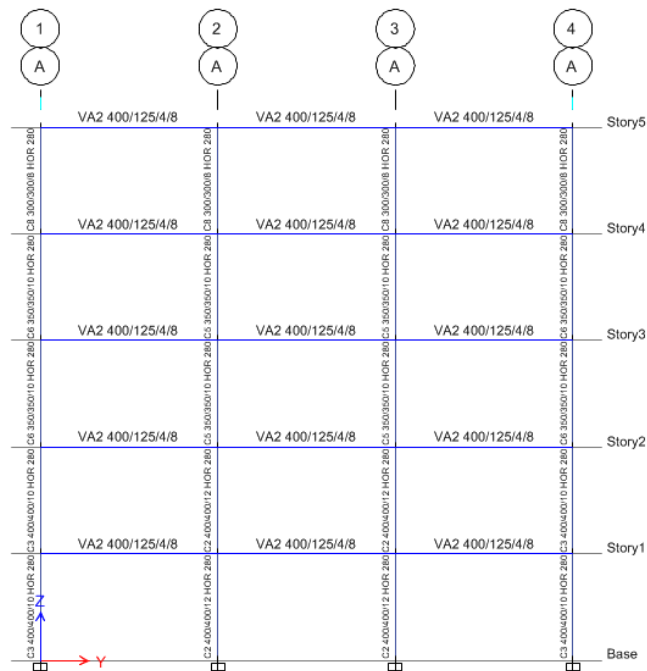


Figura 4.9. Elevación eje A (Similar al eje E)
Fuente: Los autores.

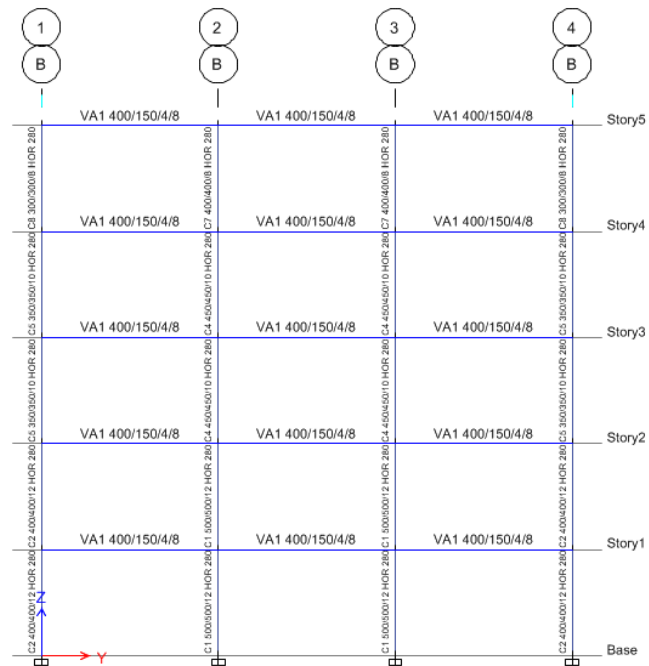


Figura 4.10. Elevación eje B (Similar al eje C)
Fuente: Los autores.

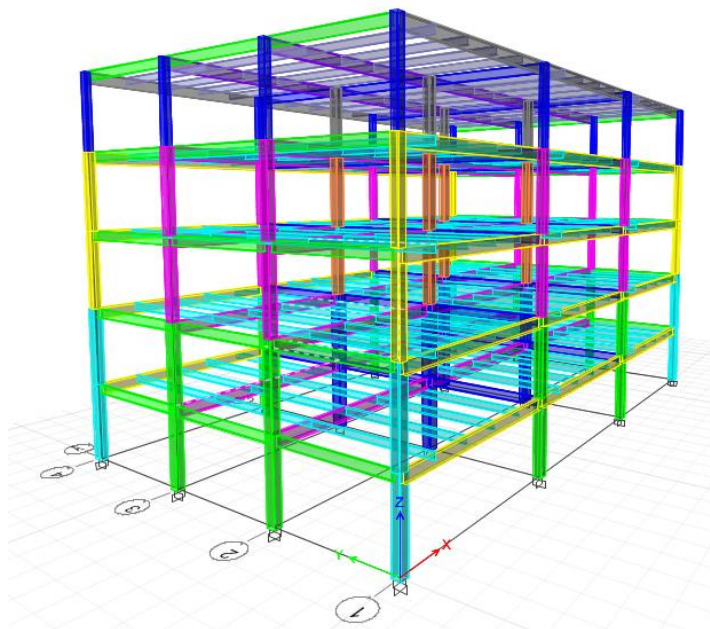


Figura 4.11. Vista 3D del modelo usado para el análisis estructural.
Fuente: Los autores.

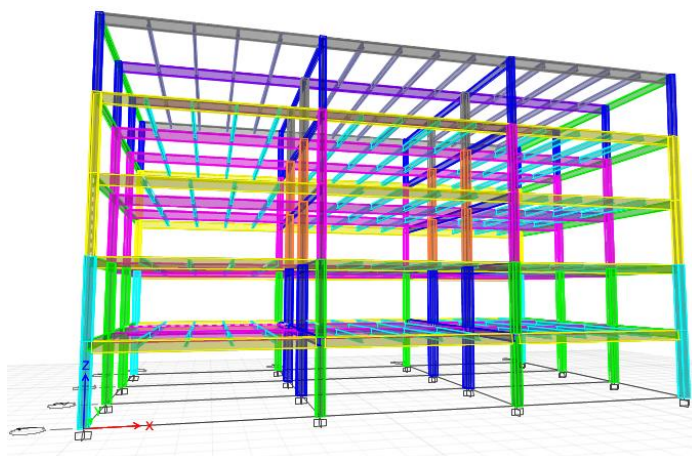


Figura 4.12. Vista 3D pórticos principales plano XZ
Fuente: Los autores.

4.6.3. Análisis estructural

El análisis estructural se realizó con el programa ETABS, para lo cual se implementó un modelo utilizando elemento de barras para representar las columnas y vigas del edificio. Las columnas de planta baja se consideraron empotradas en la base, todas las vigas principales y de amarre se conectan a las columnas mediante nudos rígidos, mientras que las vigas secundarias se conectan a las vigas principales mediante articulación (conexión a corte).

La losa de Steel panel o placa colaborante se apoya sobre las vigas secundarias, estas a su vez transmiten las cargas gravitacionales a las vigas principales (cargadoras), las que transfieren las solicitaciones al resto de la estructura. Se consideró la hipótesis de diafragma rígido, aplicando constricciones a los nudos que forman parte de los distintos niveles.

El análisis se realiza aplicando el método estático para considerar todas las cargas correspondientes a peso propio, cargas de uso, cubierta y acción sísmica. Además, se realiza un análisis modal para calcular los periodos fundamentales en las direcciones X e Y.

El análisis estructural permite determinar las solicitaciones para todos los elementos que componen la estructura y los desplazamientos en todos los puntos nodales, para los estados de carga considerados. En la **Figura 4.13** se presenta el diagrama de cortante en las columnas producidos por la carga sísmica en sentido X, asimismo en la **Figura 4.14** se presenta el mismo diagrama pero ahora producido por la carga sísmica en sentido Y.

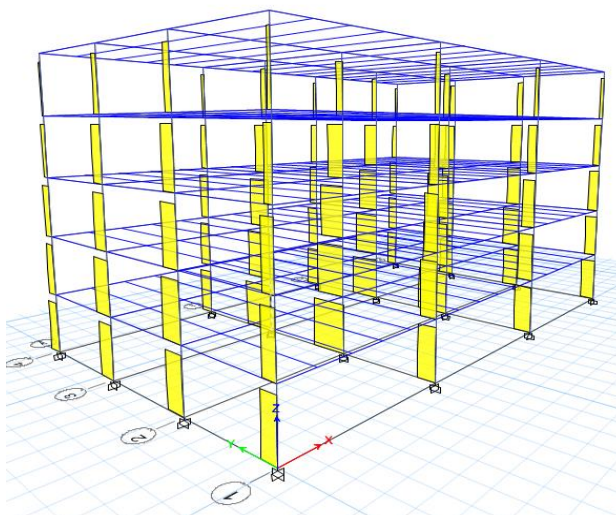


Figura 4.13. Diagrama de fuerza cortante en columnas por efecto de sismo X.
Fuente: Los autores.

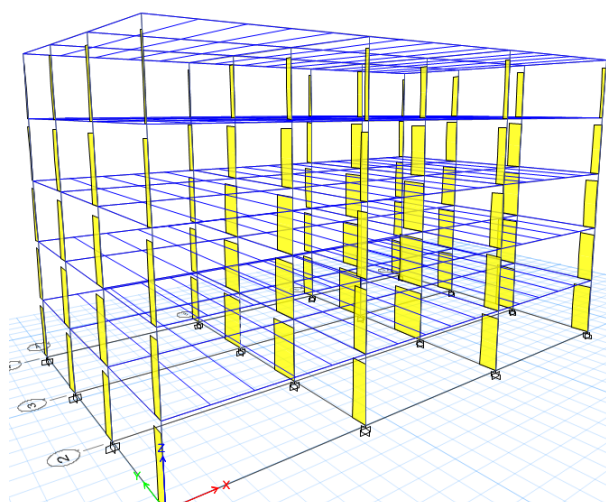


Figura 4.14. Diagrama de fuerza cortante en columnas por efecto del sismo Y.
Fuente: Los autores.

En forma similar la **Figura 4.15** presenta los diagramas de momento flector en vigas y columnas por sismo en dirección X.

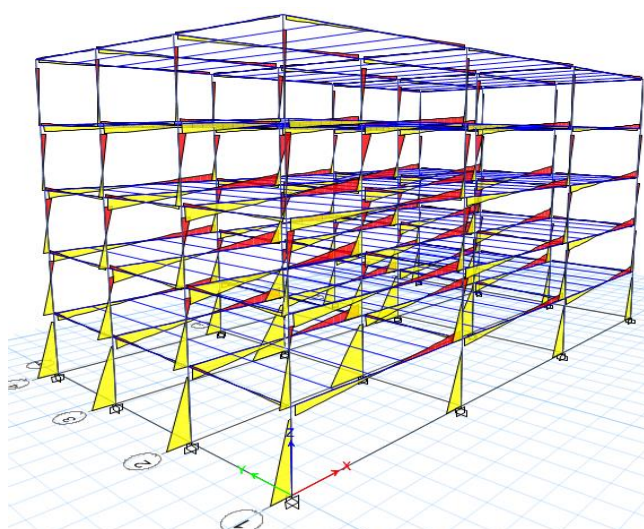


Figura 4.15. Diagramas de momento flector por efecto del Sismo X.
Fuente: Los autores.

La **Figura 4.16** presenta los mismos diagramas, con la diferencia de la acción de las cargas gravitacionales, precisamente la combinación $1.4D + 1.6L + 0.5Lr$.

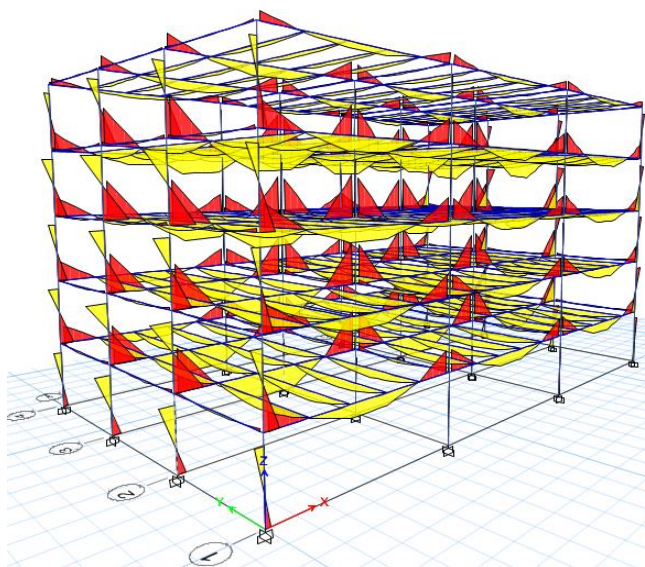


Figura 4.16. Diagramas de momento flector por cargas gravitacionales.
Fuente: Los autores.

Entre otros diagramas de mayor relevancia para rescatar del análisis tenemos el de carga axial, la **Figura 4.17** muestra el efecto que genera el sismo en dirección X, con 30% del sismo en Y y 5% de excentricidad, las columnas del eje A se encuentran en tracción, mientras que las del eje D se encuentran a compresión, vale recalcar que una buena interpretación en base a conocimientos del comportamiento estructural y de los diagramas que proporciona el software, generaran un diseño óptimo con bajos índices de errores.

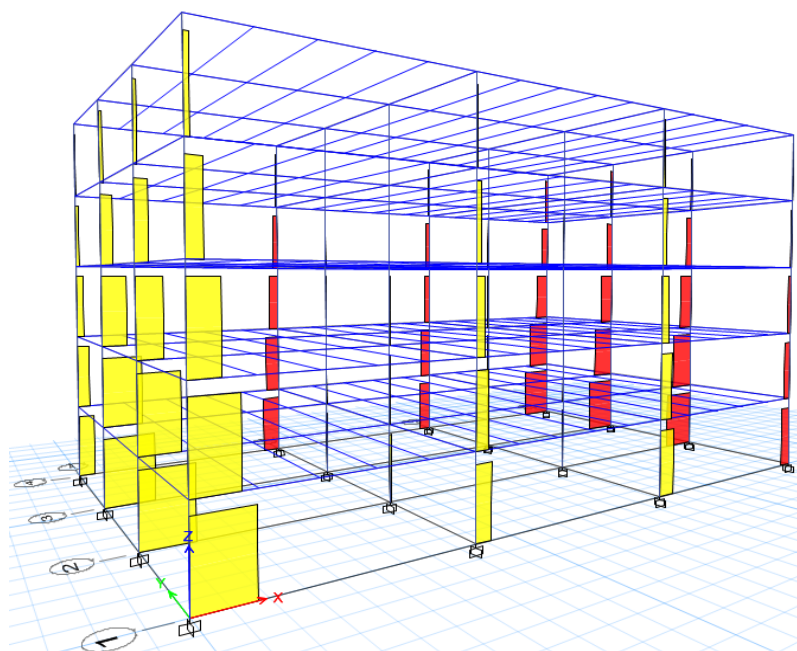


Figura 4.17. Diagramas de fuerza axial para el estado de carga sísmica en X.
Fuente: Los autores.

4.6.3.1. Cálculo de periodos reales del análisis modal y nuevo cálculo de fuerzas sísmicas.

Entre muchas de las ventajas de realizar el respectivo análisis estructural en un modelo matemático, está el de poder realizar modificaciones en base a los resultados que nos va generando el modelo.

Asimismo, para el análisis estático la norma establece que los periodos fundamentales deberán ser revalidados y recalculados mediante un análisis modal con un mínimo de tres modos por cada nivel, de esta manera se deberá recalcular las fuerzas sísmicas para los diferentes periodos que resulte del análisis modal antes mencionado.

La **Figura 4.18** muestra el primer modo de vibración que genera una traslación en el sentido Y, acompañada con una rotación en contra del sentido de las manecillas del reloj, esto debido a la excentricidad con la cual actúa el sismo y el porcentaje que toma de la otra dirección, el primer modo de vibración tiene un periodo de 1.632 segundos el cual varía con el calculado para el pre dimensionamiento.

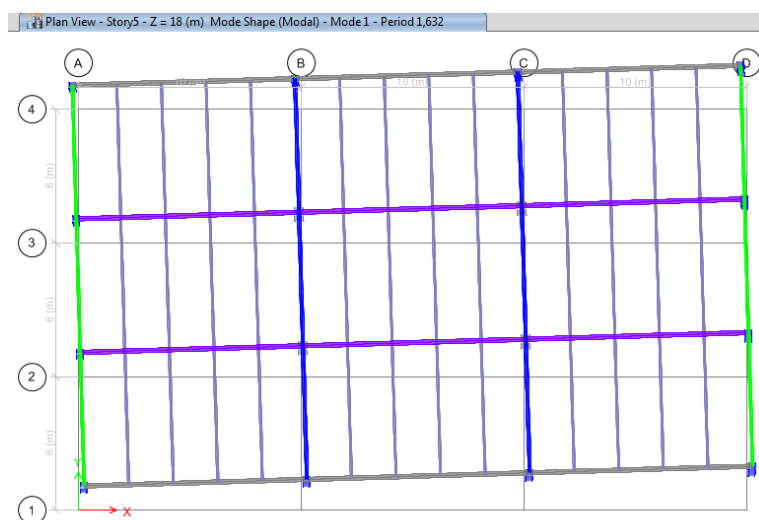


Figura 4.18. Primer modo de vibración, $T_y=1.632$ seg.
Fuente: Los autores.

La **Figura 4.19** muestra el tercer modo de vibración que genera una traslación en el sentido X, con un periodo de 1.205 segundos, que se aleja del valor aproximado y por ende se debe recalcular el coeficiente de aceleración espectral (S_a) para ambos periodos.

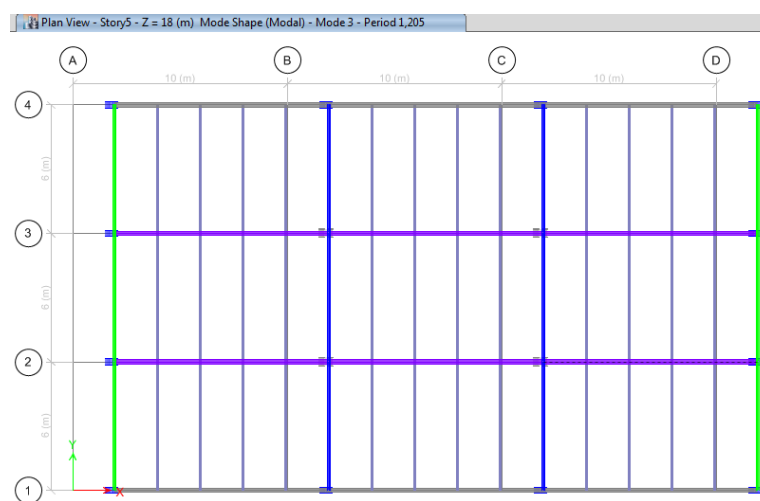


Figura 4.19. Primer modo de vibración, $T_x=1.205$ seg.

Fuente: Los autores.

Con los nuevos periodos calculados a partir del análisis modal, se recalcula la nueva aceleración espectral, el coeficiente sísmico y por ende el cortante en la base, los resultados son presentados en la **Tabla XXIV** y se puede observar que sus valores han disminuido con respecto a los calculados de manera aproximada, este cambio abrupto se debió al incremento de los periodos, esto nos da una premisa de que la fuerza sísmica será menor y los desplazamientos laterales disminuirán.

Tabla XXIV. Nuevos valores de coeficientes para el cálculo de la fuerza sísmica.

Dirección del sismo	Periodo de vibración T(seg)	Aceleración Espectral Sa(%g)	Coeficiente sísmico Cs	Cortante Basal V(Ton)
SISMO EN X	1,205	0,222	0,028	42,94
SISMO EN Y	1,632	0,164	0,020	30,67

Fuente: Los autores.

Se realizó la respectiva distribución de fuerzas y los resultados se presentan en la **Tabla XXV**, en donde se muestra la disminución en sus componentes, estas nuevas fuerzas serán asignadas en el modelo estructural para así poder verificar las variaciones en los periodos, desplazamientos y fuerzas internas.

Tabla XXV. Distribución de fuerza vertical para sismo en ambas direcciones.

SISMO EN X			SISMO EN Y		
Nivel	Fx (ton)	30% Fy (ton)	Nivel	30% Fx (ton)	Fy(ton)
5	12,23	2,84	5	3,67	9,46
4	13,80	3,05	4	4,14	10,16
3	9,36	1,94	3	2,81	6,47
2	5,42	1,03	2	1,62	3,42
1	2,12	0,35	1	0,64	1,15

Fuente: Los autores.

Las nuevas cargas laterales son ingresadas al modelo para cada uno de sus direcciones, esto es: Sismo X y Sismo Y.

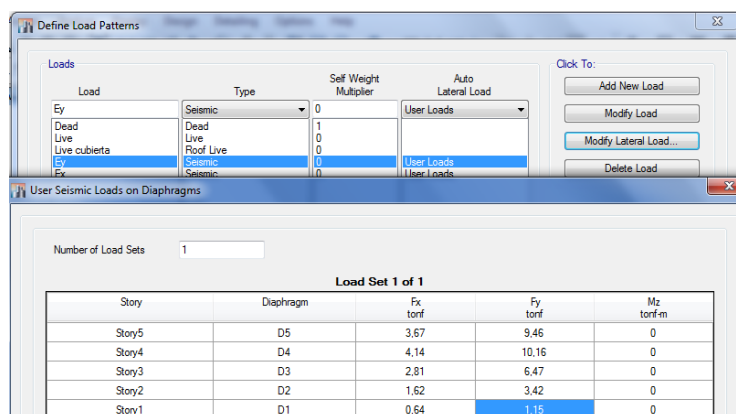


Figura 4.20. Ingreso de fuerza sísmica al modelo en ETABS.

Fuente: Los autores.

Según la NEC-15 este proceso iterativo en donde se recalcula los periodos fundamentales mediante el análisis modal, el mismo debe repetirse hasta que la variación entre los periodos consecutivos sea menor igual que el 10%.

4.6.4. Efectos de segundo orden $P - \Delta$ e índice de estabilidad Q_i

Los efectos $P - \Delta$ según el NEC 2015, corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura en estudio, causados por los efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos de diseño y derivas de una estructura, y por ello se deben considerar para:

- El cálculo de dichos incrementos
- La evaluación de estabilidad de la estructura global.

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

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

Donde:

- Q_i : Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.
- P_i : Suma de cargas verticales totales sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i .
- Δ_i : Desplazamiento relativo del piso i con respecto al piso inferior.
- V_i : Cortante sísmico del piso i .
- h_i : Altura del piso i considerado.

Se debe cumplir que $Q_i \leq 0.30$.

Según el NEC-2015, cuando Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procesos más estrictos, que la estructura permanece estable y que

cumple con todos los requisitos de diseño sismoresistente establecidos en las normas vigentes.

Los efectos $P - \Delta$ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i \leq 0.10$.

Se deberán considerar los efectos $P - \Delta$ en la dirección bajo estudio únicamente cuando; $1 < Q_i < 0.30$, y se debe determinar un factor de mayoración:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Donde:

- $f_{P-\Delta}$: Factor de mayoración
- Q_i : Índice de estabilidad del piso i
- En las siguientes tablas se presenta el cálculo del índice de estabilidad Q_i para el sentido X y sentido Y, con el respectivo cortante sísmico V_i en función del periodo de vibración calculado por el modelo matemático en ETABS.

Tabla XXVI. Resultados de análisis de estabilidad sentido X

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SENTIDO X - ALTERNATIVA 1							
Piso	Altura de piso (m)	Pi (ton)	Desplazamiento (m)	Deriva i (m)	Vi (ton)	Qi	Estado
5	3,6	216	0,024	0,003	11,84	0,015	OK
4	3,6	545,4	0,021	0,005	25,18	0,030	OK
3	3,6	874,8	0,016	0,007	34,19	0,050	OK
2	3,6	1204	0,009	0,0055	39,39	0,047	OK
1	3,6	1533	0,0035	0,0035	41,41	0,036	OK

Fuente: Los autores.

Tabla XXVII. Resultados de análisis de estabilidad sentido Y

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SENTIDO Y - ALTERNATIVA 1							
Piso	Altura de piso (m)	Pi (ton)	Desplazamiento (m)	Deriva i (m)	Vi (ton)	Qi	Estado
5	3,6	216	0,044	0,0065	9,46	0,041	OK
4	3,6	545,4	0,0375	0,0125	19,62	0,097	OK
3	3,6	874,8	0,025	0,0105	26,09	0,098	OK
2	3,6	1204	0,0145	0,0085	29,52	0,096	OK
1	3,6	1533	0,006	0,006	30,67	0,083	OK

Fuente: Los autores.

Dado que los índices de estabilidad son todos menores que 0.10 para ambos sentidos de análisis como lo establece la normativa, los efectos $P - \Delta$ no serán considerados para el cálculo de derivas máximas de piso y por lo tanto el factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ es igual a 1.

4.6.5. Verificación de derivas de entrepiso

Se realizó un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

La deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

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

La **Tabla XXVIII** muestra los valores de desplazamientos en ambas direcciones debido al estado de carga del SISMO X, también se presentan los valores de deriva máxima inelástica Δ_M , las mismas que se encuentran dentro de los límites máximos, que para un edificio de acero estructural la deriva máxima debe ser: $\Delta_M < 2\%$.

Tabla XXVIII. Control de derivas por estado de carga: SISMO X.

Piso	Caso/Carga	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)	Δx	Δy	R	$0,75 * R * \Delta x$	$0,75 * R * \Delta y$
5	SISMO X	18,6	7,1	0,0008	0,0003	8	0,45%	0,20%
4	SISMO X	15,9	5,9	0,0011	0,0005	8	0,66%	0,28%
3	SISMO X	12	4,2	0,0014	0,0005	8	0,83%	0,31%
2	SISMO X	7	2,4	0,0013	0,0004	8	0,76%	0,27%
1	SISMO X	2,5	0,8	0,0007	0,0002	8	0,41%	0,13%
							CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Los autores.

De la misma manera la **Tabla XXIX** muestra los valores de desplazamientos en ambas direcciones debido al estado de carga del SISMO Y, también se presentan los valores de deriva máxima inelástica Δ_M , las mismas que se encuentran dentro de los límites máximos, que para un edificio de acero estructural la deriva máxima debe ser: $\Delta_M < 2\%$.

Tabla XXIX. Control de derivas por estado de carga: SISMO Y.

Piso	Caso/Carga	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)	Δx	Δy	R	$0,75 \cdot R \cdot \Delta x$	$0,75 \cdot R \cdot \Delta y$
5	SISMO Y	4,5	31,2	0,0002	0,0014	8	0,11%	0,85%
4	SISMO Y	3,8	26	0,0003	0,002	8	0,15%	1,20%
3	SISMO Y	2,9	18,8	0,0003	0,0023	8	0,20%	1,38%
2	SISMO Y	1,7	10,6	0,0003	0,002	8	0,18%	1,19%
1	SISMO Y	0,6	3,4	0,0002	0,001	8	0,10%	0,57%
							CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Los autores.

4.6.6. Modificación de elementos estructurales

A partir de los resultados de la verificación de las derivas de piso, se llega a la conclusión de que las secciones que se plantearon a primera instancia no necesitan ser modificadas, debido a que los miembros estructurales principalmente los elementos columnas, tienen suficiente rigidez y capacidad para soportar las cargas laterales sin deformarse excesivamente, cumpliendo con las derivas máximas de entrepiso establecidas por la NEC-15.

4.6.7. Verificación de miembros estructurales y del sistema

En base al análisis estructural ya realizado se va efectuar la comprobación de algunos elementos estructurales, las fuerzas internas serán tomadas del modelo según la combinación de envolvente de cargas, de igual manera las propiedades de las secciones serán las calculadas por el modelo en ETABS.

El criterio de diseño utilizado será el de factores de carga y resistencia, LRFD, el mismo que es recomendado como primera opción por la normativa ecuatoriana en su capítulo de Estructuras de Acero (NEC-SE.AC).

Se realiza la verificación numérica de los elementos estructurales que se encuentren con las solicitaciones más desfavorables para el edificio entre las mismas se tiene:

- Elemento de viga secundaria: VS1 (Sección viga compuesta)
- Elementos de vigas principales: VP1, VP3 (Sección viga simple)
- Elemento viga de amarre: VA1 (Sección viga simple)
- Columnas interiores: C1, C4 y C7 (Sección de columna compuesta)

4.6.7.1. Verificación de viga secundaria - sección compuesta

El sistema de piso que se presenta en la **Figura 4.21** es típico para todo el edificio, en donde las vigas secundarias están colocadas en el sentido de la luz más corta, separadas cada 2 metros y apoyadas sobre las vigas principales. Se ha colocado elementos diafragma cada 1.5 metros para asegurar el arriostramiento lateral y evitar fallas no deseadas e inducir la plastificación de la viga.

Las vigas secundarias han sido predimensionadas para trabajar como sección compuesta con la losa de compresión, la cual consta de una lámina acanalada o Steel panel de espesor 0.76 milímetros y altura de valle 5.5 centímetros, el espesor de la losa de compresión es de 6.5 centímetros resultando una losa de 12 centímetros de altura total.

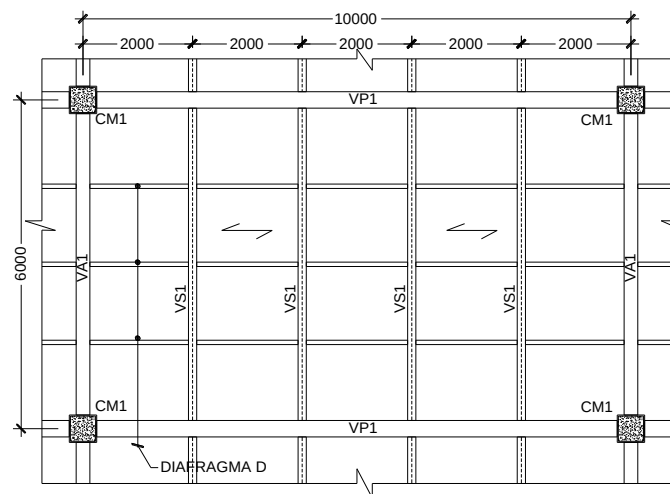


Figura 4.21. Paño típico de sistema de piso propuesto
Fuente: Los autores.

La sección típica de losa, trabaja con conectores de cortantes soldados y apoyados a las vigas secundarias, en el capítulo de diseños adicionales se presentará los parámetros y el diseño de la losa de placa colaborante.

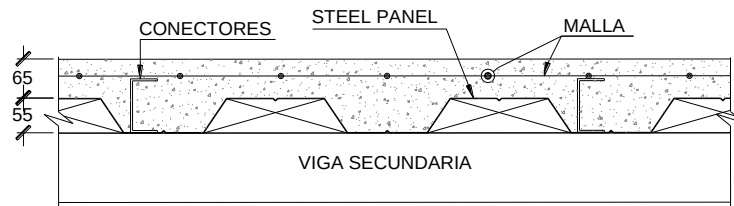


Figura 4.22. Sección típica de losa metálica.
Fuente: Los autores.

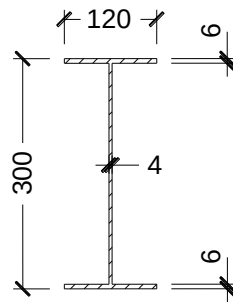


Figura 4.23. Sección de viga VS1.
Fuente: Los autores.

Tabla XXX. Propiedades geométricas viga VS1

PROPIEDADES GEOMETRICAS		
A	25.92	cm ²
I _x	3908.39	cm ⁴
I _y	172.95	cm ⁴
S _x	260.56	cm ³
S _y	28.83	cm ³
Z _x	294.62	cm ³
Z _y	44.35	cm ³
r _x	12.28	cm
r _y	2.58	cm
F _y	2530	kg/cm ²

Fuente: Los autores.

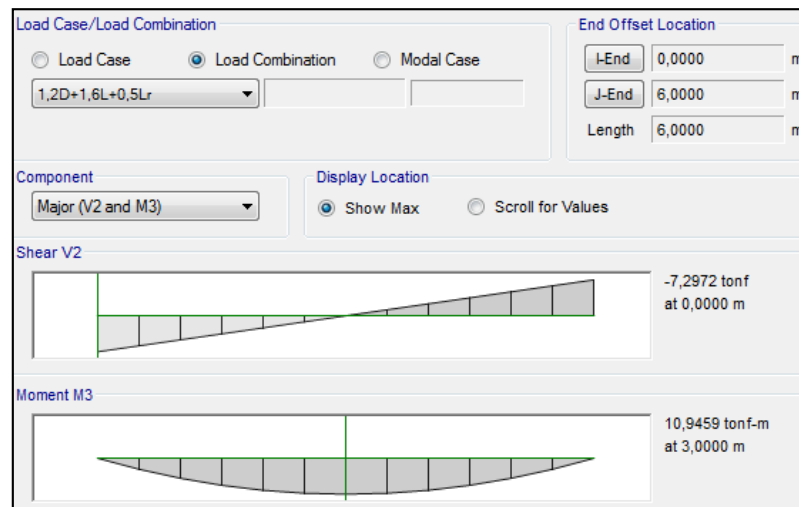


Figura 4.24. Solicitaciones en viga VS1 primer nivel.

Fuente: Los autores

Para la verificación de la viga secundaria se determina en primer lugar la resistencia requerida a flexión y corte. A partir de los resultados del análisis estructural, se presentan las solicitaciones envolventes de todas las combinaciones de carga, se concluye que las resistencias requeridas a flexión y corte son:

$$M_u = 10.94 \text{ Ton m}$$

$$V_u = 7.29 \text{ Ton}$$

Cálculo de ancho efectivo de losa

El ancho efectivo de la losa de concreto, se toma igual a la menor de las tres dimensiones siguientes:

- Un octavo del claro de la viga, medido entre centros de los apoyos.
- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- La distancia al borde de la losa.

$$L = 6 \text{ m} ; \text{Claro de la viga}$$

$$S = 2 \text{ m} ; \text{Separación entre vigas}$$

$$b_e < \frac{L}{8} = \frac{6}{8} * 100 = 75 \text{ cm}$$

$$b_e < \frac{S}{2} = \frac{2}{2} * 100 = 100 \text{ cm}$$

Se toma el menor entre los dos:

$$b_e = 75 \text{ cm}$$

Procedimiento de cálculo del momento resistente nominal M_n .

De acuerdo a la hipótesis en las que se basa el diseño de vigas de concreto reforzado, los esfuerzos de compresión en el concreto se consideran uniformes e iguales a: $0.85 f'_c$ y se llama (a) a la profundidad del bloque de

esfuerzos rectangular equivalente; en estas condiciones la fuerza de compresión en el concreto es:

$$C = 0.85 f'_c a b_e$$

La fuerza de tensión T es igual al producto del área de la viga de acero, A_a por su esfuerzo de fluencia:

$$T = A_a F_y$$

Puesto que la viga trabaja en flexión pura, las dos fuerzas de compresión y tensión, son iguales:

$$C = T$$

Verificamos que el eje neutro plástico (ENP) pasa por la losa de compresión o por su borde inferior.

$$a = \frac{A_a F_y}{0.85 f'_c b_e} \leq t_c$$

Con los siguientes datos en función de lo establecido en el predimensionamiento.

- $t_c=6.5\text{cm}$; Espesor de la losa de compresión
- $f'_c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$; Resistencia de hormigón de losa.
- $A_a = 25.72 \text{ cm}^2$; Área de acero viga VS1
- $F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$; Esfuerzo de fluencia del acero

Se procede a calcular la profundidad del bloque de compresión.

$$a = \frac{25.72 * 2530}{0.85 * 240 * 75}$$

$$a = 4.29 \text{ cm} \leq t_c = 6.5$$

∴ Se concluye que el ENP pasa por la losa de compresión.

El momento resistente nominal se calcula de la siguiente manera:

$$M_n = C d_1 \text{ ó } T d_1$$

$$M_n = A_a F_y d_1$$

La distancia d_1 es la separación entre el centro de gravedad de la sección de acero al centro del bloque de compresión. Debido a que la viga VS1 es

doblemente simétrica, su centro geométrico coincide con su centro de gravedad por lo tanto se encuentra ubicado a una distancia $d/2$, por lo tanto:

$$d_1 = \frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2};$$

Donde:

- $h_r = 5.5 \text{ cm}$; *Altura del valle del Steel panel*
- $d = 30 \text{ cm}$; *peralte de la viga VS1*
- $t_c = 6.5 \text{ cm}$; *Espesor de la losa de compresión*

$$d_1 = \frac{30}{2} + 5.5 + 6.5 - \frac{4.29}{2}$$

$$d_1 = 24.86 \text{ cm}$$

Finalmente podemos calcular la resistencia nominal a flexión de la viga compuesta:

$$M_n = \phi A_a F_y d_1$$

$$M_n = 0.9 * (25.72 \text{ cm}^2 * 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 24.86 \text{ cm}) / 100000$$

$$M_n = 14.67 \text{ Ton } m$$

$$M_n = 14.67 \text{ Ton } m > M_u = 10.94 \text{ Ton } m \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Estado límite de corte.

La resistencia de diseño de corte se determina considerando únicamente el área del alma y se compara con la resistencia requerida.

$$V_n = \phi (0.6 F_y A_w C_v)$$

$$V_n = 0.9 * (0.6 * 2530 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) * 11.52 (cm^2) * 0.947) / 1000$$

$$C_v = 0.947; \text{En este caso}$$

$$V_n = 15.53 \text{ Ton}$$

$$V_n = 15.53 \text{ Ton} > V_u = 7.29 \text{ Ton} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$\therefore$ VIGA SATISFACTORIA

Cálculo de conectores de cortante.

La resistencia nominal de un canal embebido en una losa de concreto, utilizada como conector de cortante, se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_n = 0.3(t_p + 0.5t_a)L_c\sqrt{f'_c E_c}$$

Donde:

- t_p : Espesor del patín del canal
- t_a : Espesor del alma del canal
- L_c : Longitud del canal
- f'_c : Resistencia del hormigón de losa
- E_c : Módulo de elasticidad del hormigón

Para este caso se propone utilizar conectores formados a partir de canales 80x40x3mm por lo tanto $t_p = t_a = 0.3 \text{ cm}$, y una longitud de $L_c = 5 \text{ cm}$.

La resistencia del hormigón es: $f'_c = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y un módulo de elasticidad del concreto calculado con la siguiente expresión:

$$E_c = 12600\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 12600\sqrt{240}$$

$$E_c = 195198.36 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto, una canal con las dimensiones propuestas puede resistir:

$$Q_n = 0.3(t_p + 0.5t_a)L_c\sqrt{f'_c E_c}$$

$$Q_n = 0.3(0.3 + 0.5 * 0.3)5\sqrt{240 * 195198.36}$$

$$Q_n = 4620 Kg$$

$$Q_n = 4.620 Ton$$

La fuerza que deberán resistir los conectores de cortante será la misma que el bloque de compresión, esto es:

$$C = 0.85 f'_c a b_e$$

$$T = A_a F_y$$

$$T = (25.92 cm^2 * 2530 \frac{kg}{cm^2})/1000$$

$$T = 65.57 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, el número de conectores necesario será:

$$N = \frac{T}{Q_n}$$

$$N = \frac{65.57 \text{ Ton}}{4.62 \text{ Ton}}$$

$$N = 15 \text{ Conectores}$$

$$\text{Separación} = \frac{L}{N + 1}; L: \text{Luz de viga secundaria}$$

$$\text{Separación} = \frac{600 \text{ cm}}{15 + 1}$$

$$\text{Separación} = 37.5 \text{ cm}$$

Cuando se utiliza un sistema de piso con lamina acanalada, la separación entre conectores viene restringido por la distancia libre entre cada valle, que por lo general para tipos convencionales es alrededor de 33 cm, por lo tanto, se deberá especificar un conector cada valle.

4.6.7.2. Verificación de vigas principales - sección simple

4.6.7.2.1. Clasificación de las secciones

Todos los perfiles de vigas principales y vigas de amarre fueron predimensionados cumpliendo los requerimientos de secciones sísmicamente compactos presentadas en la tabla 4 de la norma ecuatoriana NEC-15, adoptada de la ANSI/AISC 341-10, por ende, se presentan únicamente la tabla con la clasificación de las secciones.

- Para alas de perfiles I formadas a partir de placas:

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 0.30 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_{ps} = 9.94$$

$$\frac{b}{tf} < 9.94 \rightarrow \text{Ala sísmicamente compacta}$$

- Para alma de perfiles I formadas a partir de placas:

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 2.45 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_{ps} = 81.18$$

$$\frac{h}{tw} < 81.18 \rightarrow \text{Alma sísmicamente compacta}$$

Tabla XXXI. Clasificación de secciones vigas de piso.

PISO	UBICACIÓN	ELEMENTO	MATERIAL	TIPO	d	bf	tf	tw	h/tw	bf/2tf	TIPO SECCION
					mm	mm	mm	mm			
1er - 5to	INTERIOR	VA1 400/150/4/8	ASTM A36	VIGA I-DE AMARRE	300	150	8	4	71,0	9,4	SC
	EXTERIOR	VA2 400/125/4/8	ASTM A36	VIGA I-DE AMARRE	300	125	8	4	71,0	7,8	SC
1er - 4to	INTERIOR	VP1 500/200/8/15	ASTM A36	VIGA I-PRINCIPAL	500	250	14	6	78,7	8,9	SC
	EXTERIOR	VP2 500/200/6/12	ASTM A36	VIGA I-PRINCIPAL	500	200	12	6	79,3	8,3	SC
5to	INTERIOR	VP3 500/180/6/12	ASTM A36	VIGA I-PRINCIPAL	500	220	12	6	79,3	9,2	SC
	EXTERIOR	VP4 500/180/6/10	ASTM A36	VIGA I-PRINCIPAL	500	180	10	6	80,0	9,0	SC

Fuente: Los autores.

4.6.7.2.2. Verificación de estados límites de resistencia

La resistencia de diseño de la viga se determina considerando los estados límites últimos, que en general son:

- Fluencia (Plastificación)
- Pandeo Lateral-Torsional
- Pandeo local del ala por flexión
- Pandeo local del alma por flexión
- Corte

Para los estados límites de resistencia a la flexión y cortante se va a utilizar la Metodología de Diseño por Capacidad, debido a que son miembros que incursionaran en el rango inelástico. Para ello se introduce el concepto de esfuerzo de fluencia probable, resistencia a la fluencia probable y resistencia a la tensión probable.

El esfuerzo de fluencia probable, F_{yp} de un elemento deberá calcularse como $R_y F_y$ en donde F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero y R_y es el factor de esfuerzo de fluencia probable.

Para aceros ASTM A36 el factor de fluencia probable $R_y = 1.3$ y el factor de tensión probable $R_t = 1.15$.

Bajo parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (D_{FCR}), la resistencia a flexión probable se determina con la siguiente expresión:

$$M_r = M_u = R_y F_y Z$$

Donde:

- M_r : Resistencia a flexión probable
- M_u : Resistencia a flexión requerida con las combinaciones de carga DFCR
- R_y : Factor de esfuerzo de fluencia probable
- F_y : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero utilizado.
- Z : Módulo plástico de la sección.

Siempre y cuando se cumpla con la separación máxima de arriostramientos laterales, el mismo que ya fue considerado para el predimensionamiento de los elementos principales y secundarios.

$$L_b = 0.17r_y E / F_y$$

Donde:

- r_y : Radio de giro eje débil
- E : Módulo de elasticidad del acero 2100000 kg/cm^2
- F_y : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero utilizado.

Por lo tanto, los únicos estados límites que se van a verificar son el estado de fluencia y el estado límite de corte, descartando los demás estados límites de pandeo local y pandeo lateral-torsional por lo establecido anteriormente, sección compacta y arriostrada lateralmente.

Verificación de viga principal VP1 500/200/8/15mm

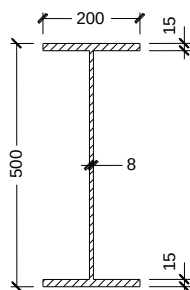


Figura 4.25. Sección de viga VP1.

Fuente: Los autores.

Tabla XXXII. Propiedades geométricas viga VP1.

PROPIEDADES GEOMETRICAS		
A	97,6	cm ²
I _x	42216,53	cm ⁴
I _y	2002,01	cm ⁴
S _x	1688,66	cm ³
S _y	200,20	cm ³
Z _x	1896,80	cm ³
Z _y	307,52	cm ³
r _x	20,80	cm
r _y	4,53	cm
F _y	2530	kg/cm ²

Fuente: Los autores.

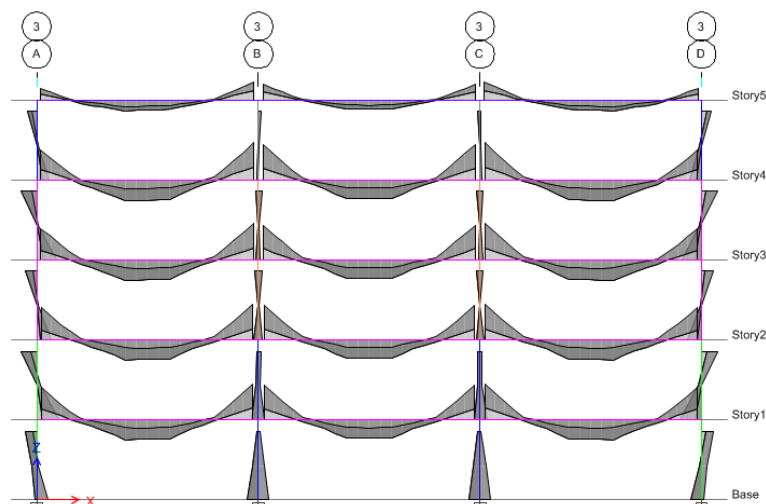


Figura 4.26. Diagramas de momento flector p3rtico eje-3, Plano X-Z.
Fuente: Los autores.

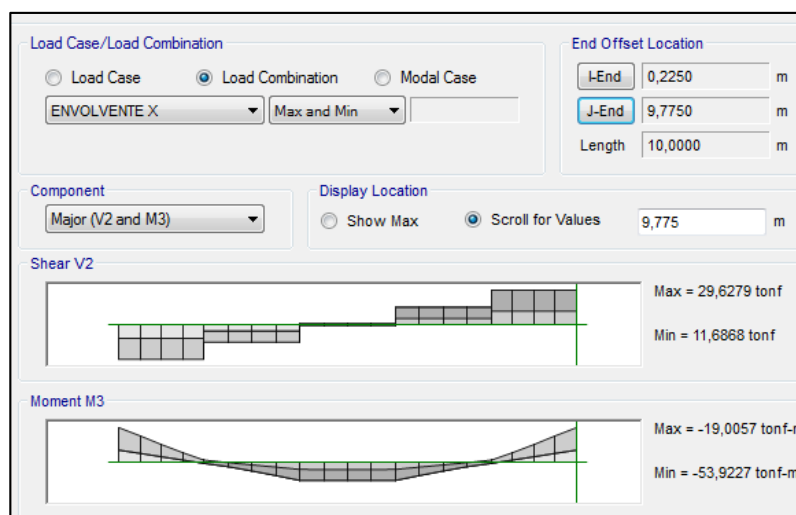


Figura 4.27. Solicitaciones envolvente en viga VP1 primer nivel.
Fuente: Los autores.

Para la verificaci3n de la viga se determina en primer lugar la resistencia requerida a flexi3n y corte. A partir de los resultados del an3lisis estructural, se presentan las solicitudes envolventes de todas las combinaciones de carga, se concluye que las resistencias requeridas a flexi3n y corte son:

$$M_u = -53.92 \text{ Ton } m$$

$$V_u = 29.62 \text{ Ton}$$

Estado límite de fluencia

Se determina el momento plástico a partir de las propiedades de sección presentadas anteriormente y con la fórmula siguiente:

$$M_r = R_y F_y Z$$

$$M_r = 1.30 * 2530 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) * 1896.8 (cm^3)$$

$$M_r = 62.38 \text{ Ton } m$$

$$M_n = \phi_b M_r$$

$$M_n = 0.9 * 62.38 \text{ Ton } m$$

$$M_n = 56.14 \text{ Ton } m$$

$$M_n = 56.14 \text{ Ton } m > M_u = 53.92 \text{ Ton } m \rightarrow CUMPLE$$

Estado límite de corte

La resistencia de diseño de corte se determina considerando el área del alma y se compara con la resistencia requerida.

$$V_n = 0.6 R_y F_y A_w C_v$$

$$V_n = 0.6 * 1.30 * 2530 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) * 37.6 (cm^2)$$

$$C_v = 1; \text{En este caso}$$

$$V_n = 74.19 \text{ Ton}$$

$$V_n = 74.19 \text{ Ton} > V_u = 29.62 \text{ Ton} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$\therefore$ VIGA SATISFACTORIA

Verificación de viga principal VP3 500/180/6/12mm

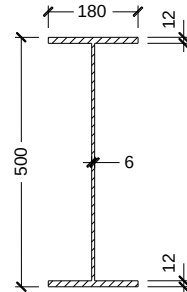


Figura 4.28. Sección de viga VP3.
Fuente: Los autores.

Tabla XXXIII. Propiedades geométricas viga VP3.

PROPIEDADES GEOMETRICAS		
A	71,76	cm ²
I _x	31117,24	cm ⁴
I _y	1167,26	cm ⁴
S _x	1244,69	cm ³
S _y	129,70	cm ³
Z _x	1393,94	cm ³
Z _y	198,68	cm ³
r _x	20,82	cm
r _y	4,03	cm
F _y	2530	kg/cm ²

Fuente: Los autores.

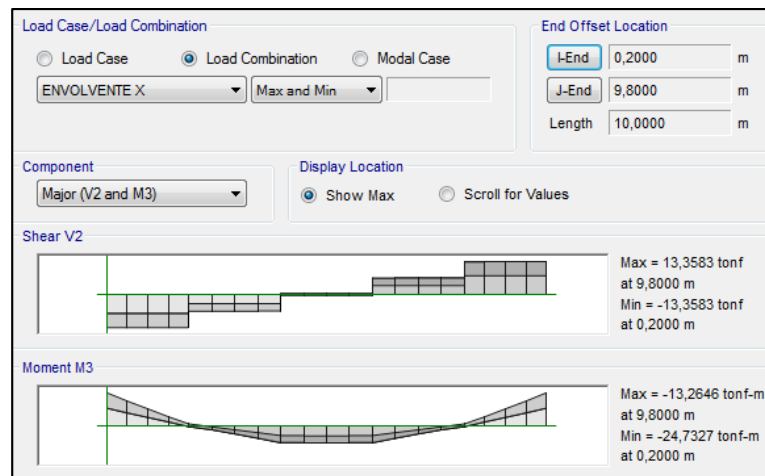


Figura 4.29. Solicitaciones envolvente en viga VP3 5to nivel.
Fuente: Los autores.

A partir de los resultados del análisis estructural, se presentan las sollicitaciones envolventes de todas las combinaciones de carga, se concluye que las resistencias requeridas a flexión y corte son:

$$M_u = -24.72 \text{ Ton m}$$

$$V_u = 13.35 \text{ Ton}$$

Estado límite de fluencia

Se determina el momento plástico a partir de las propiedades de sección presentadas anteriormente y con la formula siguiente:

$$M_r = R_y F_y Z$$

$$M_r = 1.30 * 2530 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) * 1393.94 (cm^3)$$

$$M_r = 45.84 \text{ Ton m}$$

$$M_n = \phi_b M_r$$

$$M_n = 0.9 * 45.84 \text{ Ton m}$$

$$M_n = 41.26 \text{ Ton } m$$

$$M_n = 41.26 \text{ Ton } m > M_u = 24.72 \text{ Ton } m \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Estado límite de corte

La resistencia de diseño de corte se determina considerando e área del alma y se compara con la resistencia requerida.

$$V_n = 0.6 R_y F_y A_w C_v; \quad C_v = 1 (\text{En este caso})$$

$$V_n = 0,6 * 1,30 * 2530 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) * 28,56 (cm^2)$$

$$V_n = 56.36 \text{ Ton}$$

$$V_n = 56,36 \text{ Ton} > V_u = 13,35 \text{ Ton} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$\therefore$ VIGA SATISFACTORIA

Verificación de viga de amarre VA1 400/150/4/8mm

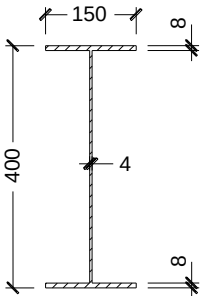


Figura 4.30. Sección de viga VA1.
Fuente: Los autores.

Tabla XXXIV. Propiedades geométricas viga VA1

PROPIEDADES GEOMETRICAS		
A	22,4	cm2
Ix	3805,87	cm4
Iy	0,81	cm4
Sx	190,29	cm3
Sy	2,03	cm3
Zx	262,40	cm3
ZY	3,52	cm3
rx	13,03	cm
ry	0,19	cm
Fy	2530	kg/cm2

Fuente: Los autores.

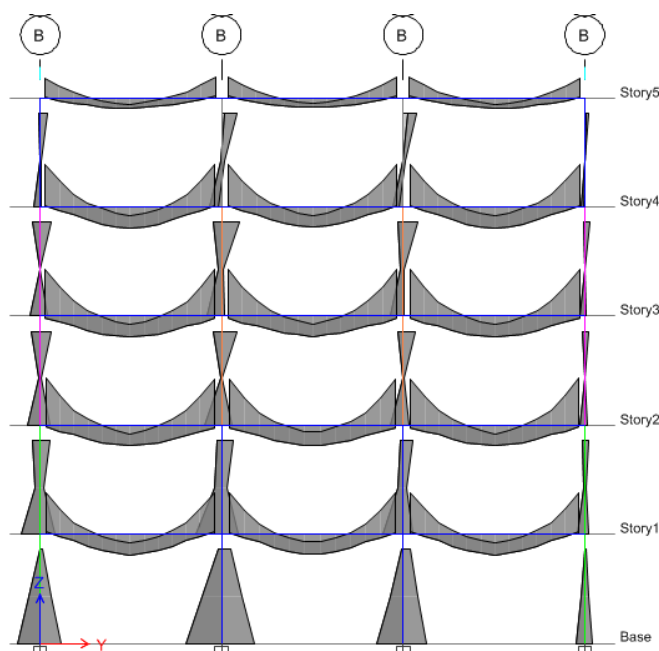


Figura 4.31. Diagramas de momento flector en pórtico eje-B, Plano Y-Z.
Fuente: Los autores.

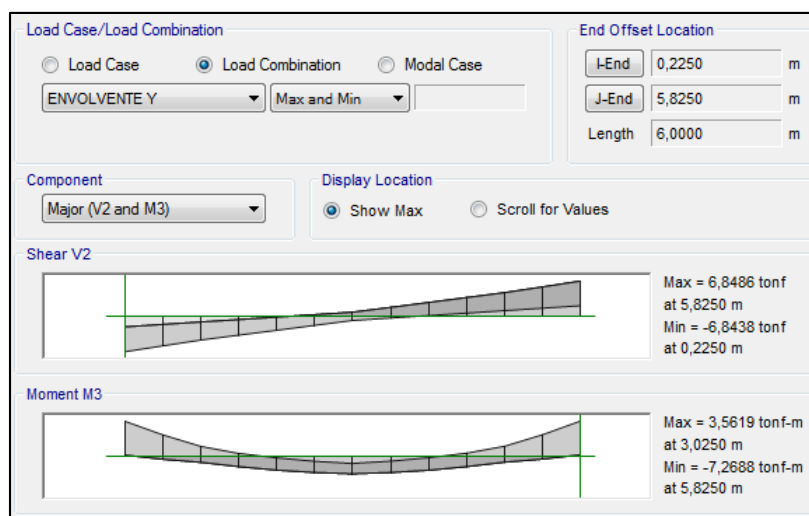


Figura 4.32. Sollicitaciones envolvente en viga VA1 cuarto nivel.
Fuente: Los autores.

A partir de los resultados del análisis estructural, se presentan las sollicitaciones envolventes de todas las combinaciones de carga, se concluye que las resistencias requeridas a flexión y corte son:

$$M_u = -7.26 \text{ Ton } m$$

$$V_u = 6.84 \text{ Ton}$$

Estado límite de fluencia

Se determina el momento plástico a partir de las propiedades de sección presentadas anteriormente y con la formula siguiente:

$$M_r = R_y F_y Z$$

$$M_r = 1.30 * 2530 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) * 262,4 (cm^3)$$

$$M_r = 8,63 \text{ Ton } m$$

$$M_n = \phi_b M_r$$

$$M_n = 0.9 * 8,63 \text{ Ton } m$$

$$M_n = 7,76 \text{ Ton } m$$

$$M_n = 7,76 \text{ Ton } m > M_u = 7,26 \text{ Ton } m \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Estado límite de corte

La resistencia de diseño de corte se determina considerando e área del alma y se compara con la resistencia requerida.

$$V_n = 0,6 R_y F_y A_w C_v$$

$$V_n = 0,6 * 1,30 * 2530 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) * 16,36 (cm^2);$$

$$C_v = 1; En este caso$$

$$V_n = 30,31 Ton$$

$$V_n = 30,31 Ton > V_u = 6,84 Ton \rightarrow CUMPLE$$

$\therefore$ *VIGA SATISFACTORIA*

4.6.7.2.3. Verificación de las condiciones de servicio flecha

La verificación de las condiciones de servicio de las vigas se realiza a partir de los criterios establecidos por la ASCE 7-10, en donde indica como recomendaciones las siguientes deflexiones máximas para los diferentes estados de carga, siendo estos los siguientes:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{240} ; \text{ Por Carga Muerta + Viva, } D + L$$

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} ; \text{ Por Carga Viva, } L$$

Otra condición de servicio que ya fue considerada en el proceso de predimensionamiento, es el control de vibraciones, la cual, para evitar un análisis más exhaustivo, únicamente se establece que el peralte mínimo de la viga debe ser la luz entre 20, con esta condición se garantiza que la inercia propia del elemento es suficiente para absorber las solicitaciones de vibraciones.

Verificación de flecha, viga principal VP1 500/200/8/15mm

Del análisis estructural se obtienen las deformaciones para cada uno de los estados de carga a considerar, carga viva y carga muerta.

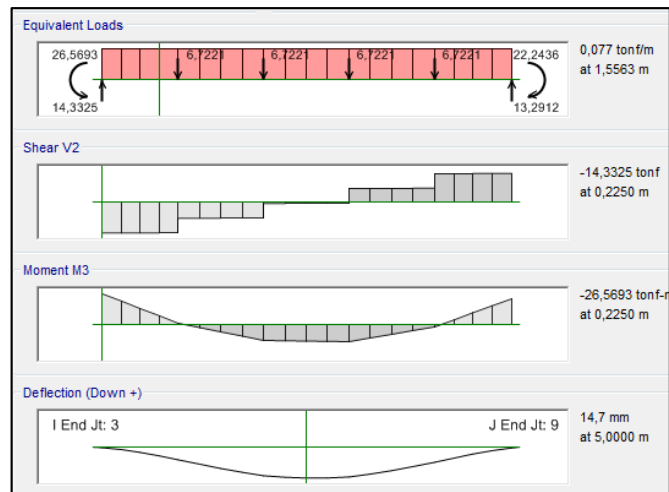


Figura 4.33. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VP1, Carga Muerta.
Fuente: Los autores.

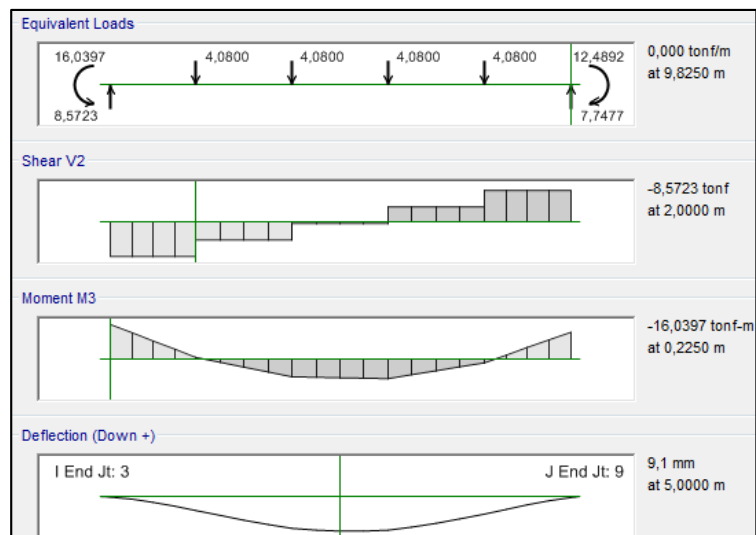


Figura 4.34. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VP1, Carga Viva.
Fuente: Los autores.

Por lo tanto, las deformaciones totales quedan de la siguiente manera:

$$\Delta_D = 14,7 \text{ mm}$$

$$\Delta_L = 9,1 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D+L} = 14,7 + 9,1$$

$$\Delta_{D+L} = 23,8 \text{ mm}$$

Las deformaciones permisibles en función de la luz de la viga en cuestión resultan:

$$L = 10 \text{ m}$$

Para cargas viva +muerta se tiene:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{10}{240} * 1000$$

$$\Delta_{adm} = 41,16 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D+L} = 23,8 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 41,16 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para carga viva únicamente se tiene:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{10}{360} * 1000$$

$$\Delta_{adm} = 27,77 \text{ mm}$$

$$\Delta_L = 9,1 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 27,77 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$\therefore$ VIGA SATISFACTORIA

Verificación de flecha, viga principal VP3 500/180/6/12mm

Del análisis estructural se obtienen las deformaciones para cada uno de los estados de carga a considerar, carga viva y carga muerta.

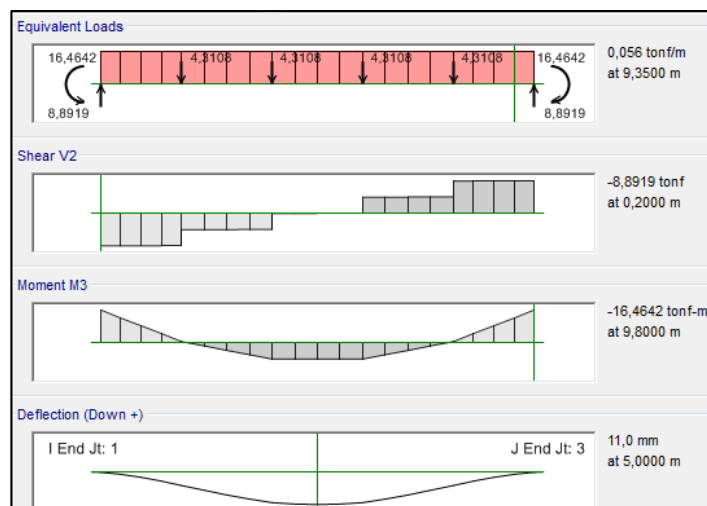


Figura 4.35. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VP3, Carga Muerta.
Fuente: Los autores.

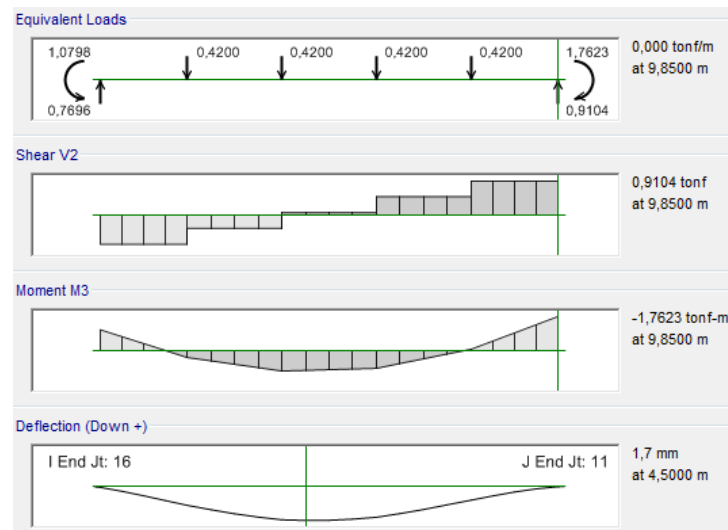


Figura 4.36. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VP3, por carga Viva de cubierta.
Fuente: Los autores

Por lo tanto, las deformaciones totales quedan de la siguiente manera:

$$\Delta_D = 11 \text{ mm}$$

$$\Delta_{L \text{ Cub}} = 1,7 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D+L \text{ Cub}} = 11 + 1,7$$

$$\Delta_{D+L \text{ Cub}} = 12,8 \text{ mm}$$

Las deformaciones permisibles en función de la luz de la viga en cuestión resultan:

$$L = 10 \text{ m}$$

Para cargas viva de cubierta + muerta se tiene:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{10}{240} * 1000$$

$$\Delta_{adm} = 41,16 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D+L \text{ Cub}} = 12,8 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 41,16 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para carga viva únicamente se tiene:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{10}{360} * 1000$$

$$\Delta_{adm} = 27,77 \text{ mm}$$

$$\Delta_{L \text{ Cub}} = 1,7 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 27,77 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$\therefore$ VIGA SATISFACTORIA

Verificación de flecha, viga de amarre VA1 400/150/4/8mm

Del análisis estructural se obtienen las deformaciones para cada uno de los estados de carga a considerar, carga viva y carga muerta.

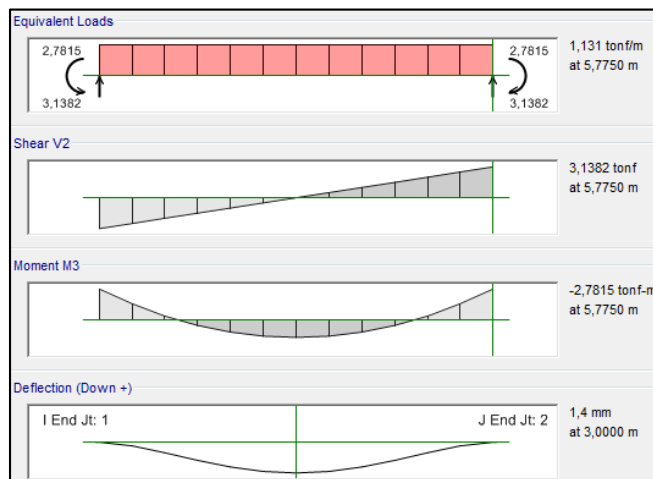


Figura 4.37. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VA1, Carga Muerta.
Fuente: Los autores.

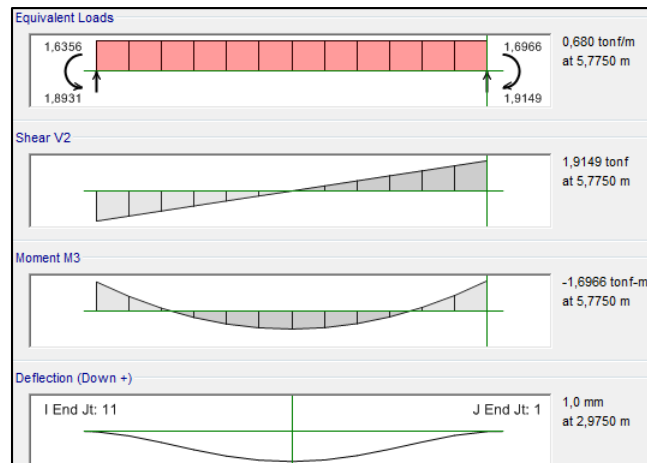


Figura 4.38. Diagramas de esfuerzos y deflexión en viga VA1, Carga Viva.
Fuente: Los autores.

Por lo tanto, las deformaciones totales quedan de la siguiente manera:

$$\Delta_D = 1,4 \text{ mm}$$

$$\Delta_{L\text{Cub}} = 1,0 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D+L} = 1,4 + 1,0$$

$$\Delta_{D+L} = 2,4 \text{ mm}$$

Las deformaciones permisibles en función de la luz de la viga en cuestión resultan:

$$L = 10 \text{ m}$$

Para cargas viva + muerta se tiene:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{240}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{10}{240} * 1000$$

$$\Delta_{adm} = 41,16 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D+L} = 2,4 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 41,16 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para carga viva únicamente se tiene:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{10}{360} * 1000$$

$$\Delta_{adm} = 27,77 \text{ mm}$$

$$\Delta_L = 1,0 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 27,77 \text{ mm} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

∴ VIGA SATISFACTORIA

4.6.7.3. Verificación de columnas - sección compuesta

De acuerdo a la AISC 360-10, la verificación para acción combinadas a flexión y carga axial se realiza con los criterios indicados en la sección H1 del mencionado reglamento, para lo cual se aplica una ecuación que considera la interacción entre ambas solicitaciones, dado que actúan en forma combinada.

Para realizar esta verificación se determina la resistencia de diseño a flexión y a compresión separadamente y luego se aplica la ecuación de iteración.

Se van a utilizar fórmulas de iteración semiempíricas. Para miembros simétricos:

- Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \rightarrow (Carga Axial Grande)$
- $\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$
- Si $\frac{P_r}{P_c} < 0,2 \rightarrow (Carga Axial Pequeña)$
- $\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$

En donde:

- P_r : Carga axial factorada (P_u)
- P_c : Resistencia de diseño a carga axial.

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$\phi_c = 0,9$$

- M_r : Resistencia requerida por flexión (M_u)
- M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$\phi_b = 0,9$$

- ϕ_b : Factor de reducción de resistencia a flexión

Las columnas que se van a verificar en su capacidad, son las centrales, dado que se encuentran con mayores solicitaciones en comparación con las perimetrales, de igual manera el software ETABS realiza todas estas verificaciones, de manera confiable (solo si se interpreta los resultados y se ingresa los datos correctamente al programa), por lo tanto dicha verificación se realizará de manera de ejemplo para los elementos mencionados, y para los demás se presentarán los resultados del programa.

Verificación de columna CM1 500x500x12mm

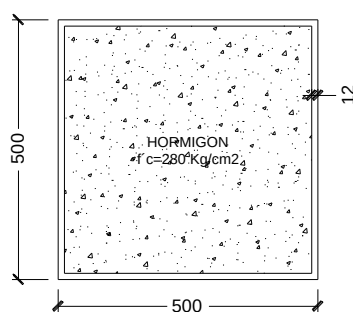


Figura 4.39. Sección de columna CM1.

Fuente: Los autores.

Tabla XXXV. Propiedades geométricas columna CM1.

PROPIEDADES GEOMETRICAS		
As	234,24	cm2
Ix	93027,64	cm4
Iy	93027,64	cm4
Sx	3721,11	cm3
Sy	3721,11	cm3
rx	19,93	cm
ry	19,93	cm

Fuente: Los autores.

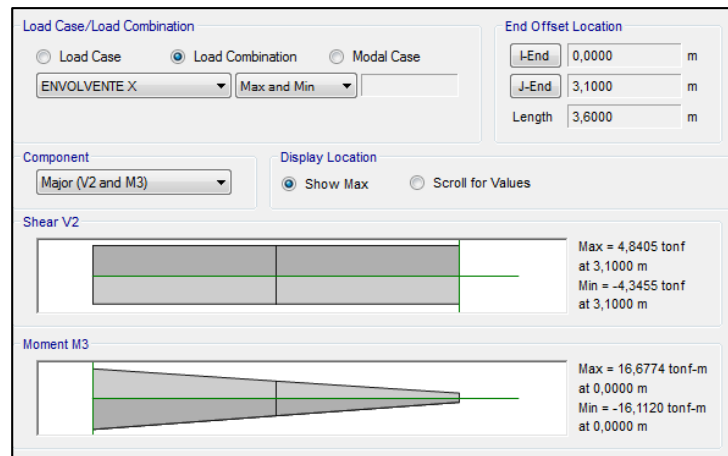


Figura 4.40. Solicitaciones de carga axial factorada, Pu (Envolvente X).
Fuente: Los autores.

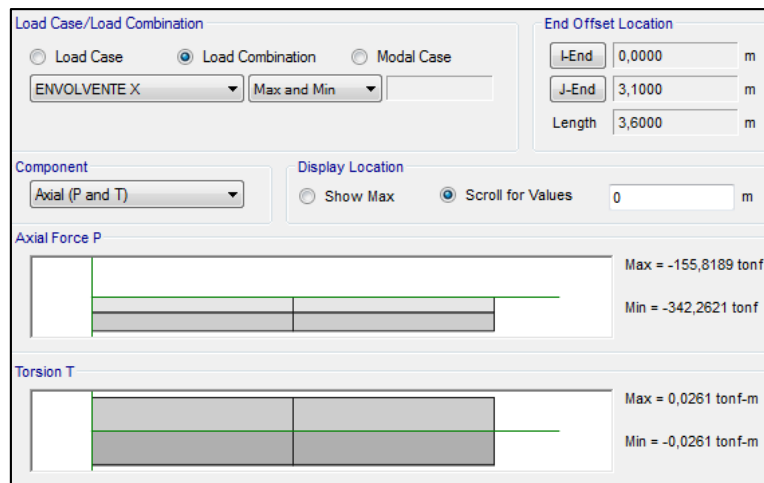


Figura 4.41. Momento requerido por flexión, Mrx (Envolvente X).
Fuente: Los autores.

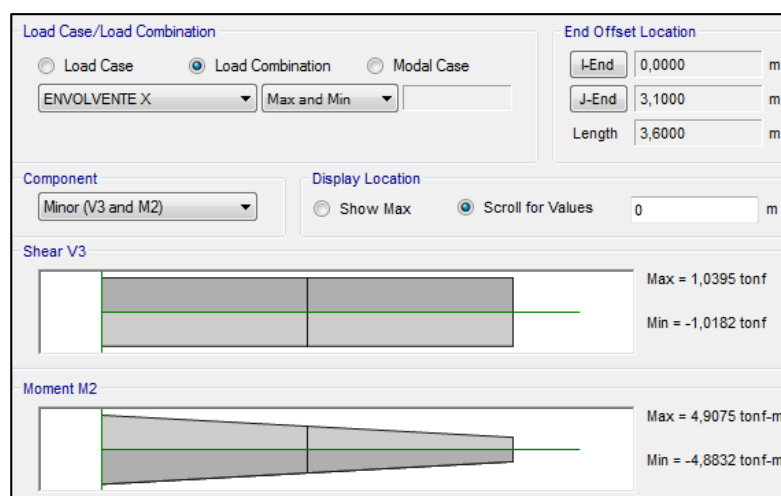


Figura 4.42. Momento requerido por flexión, M_{ry} (Envolvente X).

Fuente: Los autores.

De análisis estructural y las imágenes presentadas podemos resumir en la siguiente tabla las solicitaciones para carga axial y momento flector.

Tabla XXXVI. Resumen de solicitaciones CM1

Solicitaciones CM1	
Pr (Ton)	342,26
Mrx (Ton-m)	16,67
Mry (Ton-m)	4,9

Fuente: Los autores.

Cálculo de resistencia a carga axial

Para el diseño de miembros a compresión axial se hace referencia al capítulo E de la AISC, donde establece que la resistencia de diseño para pandeo flexionante se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

Donde:

- $\phi_c P_n$: Resistencia de Diseño para pandeo Flexionante (Euler)
- P_n : Resistencia teórica o nominal.
- ϕ_c : Factor de resistencia debido al pandeo (0,90)
- F_{cr} : Esfuerzo crítico
- A_g : Área de sección de acero.

Para secciones sin elementos esbeltos, como es el caso:

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

F_e : Esfuerzo de pandeo elástico.

Caso a: Columnas cortas o intermedias; intervalo inelástico

$$\frac{K * L}{r} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y$$

Caso b: Columnas largas; pandeo elástico

$$\frac{K * L}{r} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e$$

Debido a que estamos tratando con secciones de acero rellenas de hormigón, se deberá calcular un módulo de elasticidad modificado (E_m) y un esfuerzo de fluencia modificado (F_{ym}) como indicas las siguientes expresiones:

$$F_{ym} = F_y + C_2 f' c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_m = E_s + C_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right)$$

Siendo:

- E_s : Módulo de elasticidad del acero.
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto.
- F_y : Esfuerzo mínimo especificado del acero de la sección tubular.
- A_s : Área de la sección transversal del perfil tubular.
- A_c : Área de la sección transversal del concreto.

- C_2, C_3 : Coeficientes numéricos; para sección tubular rellanas de concreto, $C_2 = 0,85$ y $C_3 = 0,40$.

Por lo tanto, para las características de la sección compuesta se tiene las siguientes propiedades modificadas:

$$F_{ym} = 2530 + 0.85 * 280 * \frac{2265,76}{234.24}$$

$$F_{ym} = 4832 \frac{kg}{cm^2}$$

El módulo de elasticidad del hormigón se calcula de la siguiente manera:

$$Ec = 12600\sqrt{f'c}$$

$$Ec = 12600\sqrt{280}$$

$$Ec = 210838 \frac{kg}{cm^2}$$

Reemplazamos en la ecuación:

$$E_m = 2100000 + 0.4 * 210838 * \frac{2265,76}{234,24}$$

$$E_m = 2915760 \frac{kg}{cm^2}$$

Luego se procede normalmente con las ecuaciones de Euler para calcular la resistencia de diseño a carga axial.

Primero se verifica en que caso nos encontramos:

$$\frac{K * L}{r} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L = 3,6 \text{ metros}$$

$$K = 1,2$$

$$r_x = r_y = 19,93 \text{ cm}$$

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1,2 * 360}{19,93} = 21,67$$

$$4,71 * \sqrt{\frac{E_m}{F_{ym}}} = 4,71 * \sqrt{\frac{2915760}{4832}} = 115.7$$

$$21,67 \leq 115.7 \rightarrow \text{Caso a}$$

Procedemos a calcular el esfuerzo de pandeo elástico, con el módulo elástico modificado.

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

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2915760}{(21,67)^2}$$

$$F_e = 61282 \frac{kg}{cm^2}$$

Calculamos el esfuerzo crítico con la ecuación del caso a

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_{ym}}{F_e}}\right) * F_{ym}$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{4832}{61282}}\right) * 4832$$

$$F_{cr} = 4675 \frac{kg}{cm^2}$$

Finalmente podemos calcular la capacidad de la columna ante cargas axiales.

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

$$\phi_c P_n = (0,90 * 4675 * 234,24)/1000$$

$$\phi_c P_n = 985,6 \text{ Ton}$$

Cálculo de resistencia a momento

Se determina el momento plástico a partir de las propiedades de sección presentadas anteriormente y con la fórmula siguiente:

$$M_r = R_y F_{ym} Z$$

$$M_r = 1.3 * 4832 \left(\frac{kg}{cm^2} \right) * 4287 (cm^3)$$

$$M_r = 269.30 \text{ Ton m}$$

$$M_n = \phi_b M_r$$

$$M_n = 0.9 * 269.30 \text{ Ton m}$$

$$M_n = 242.37 \text{ Ton m}$$

$$M_{cx} = M_{cy} = M_n = 242.37 \text{ Ton m; simétrico}$$

La ecuación de iteración queda de la siguiente manera:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{342.26}{985.6} = 0.347 \geq 0.2 \rightarrow (Carga Axial Grande)$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{342.26}{985.6} + \frac{8}{9} \left(\frac{16.67}{242.37} + \frac{4.9}{242.37} \right) \leq 1,0$$

$$0.347 + \frac{8}{9} (0.069 + 0.020) \leq 1,0$$

$$0.426 \leq 1,0 \rightarrow CUMPLE$$

$\therefore$ COLUMNA SATISFACTORIA

En la siguiente gráfica se puede observar el cumplimiento de la ecuación de iteración para todos los elementos columnas del edificio.

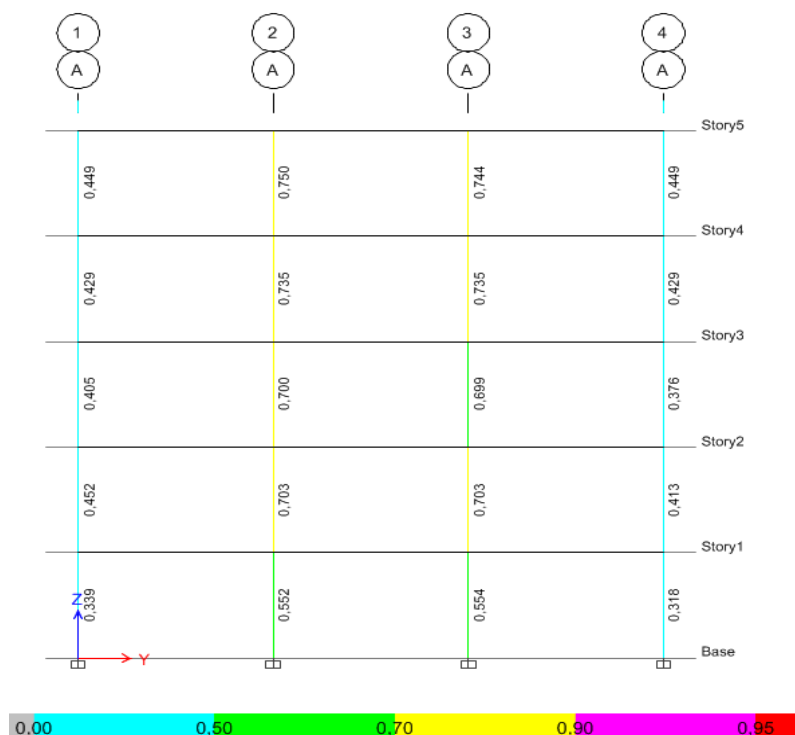


Figura 4.43. Valores de relación entre demanda y capacidad de elementos columnas.
Fuente: Los autores.

4.6.8. Verificación del sistema estructural

En los pórticos especiales no arriostrados es muy importante verificar el cumplimiento de la relación de resistencia flexional entre columnas y vigas, dado que de esa forma se asegura el mecanismo de deformación plástica a partir del concepto “columna fuerte-viga débil”. Para lo cual se deben determinar la suma de los momentos plásticos en la columna y vigas.

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}} \geq 1,0$$

Donde:

- ΣM_{pc}^* : La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan al nudo.
- ΣM_{pv} : La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan al nudo.

En las columnas se determina el momento plástico encima (nivel i) y debajo (nivel i+1) del nudo, considerando la reducción por efecto de la carga axial.

Bajo los parámetros del método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR):

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

Donde:

- ΣM_{pc}^* : La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan al nudo.
- A_g : Área de la sección transversal de la columna.
- F_{yc} : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero utilizado para las columnas

- P_{uc} : Resistencia a carga axial requerida de una columna usando la combinación más desfavorable.
- Z_c : Módulo plástico de la columna

En las vigas se determina la resistencia flexionante proyectada en la cara de la columna, considerando el momento adicional debido a la amplificación por corte desde la ubicación de la rótula plástica hasta el centro de la columna. Los esfuerzos de corte se obtienen de las combinaciones del método LRFD que incluye los efectos del sismo en sentido más desfavorable.

$$\Sigma M_{pv} = \Sigma (1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv})$$

Donde:

- ΣM_{pv} : La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan al nudo.
- R_y : Factor de esfuerzo de fluencia probable.
- F_{yv} : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero utilizado para las vigas.
- M_{uv} : Momento adicional producido por la fuerza cortante localizada en la articulación plástica.
- Z_c : Módulo plástico de la columna

$$M_{uv} = V_u \left(\frac{h}{2} + d_b \right)$$

Donde:

- V_u : Momento último a una distancia d_b
- h : Altura de la columna paralela a la dirección del análisis.
- d_b : Altura de la viga.

Para el análisis se asume que las rótulas plásticas se ubican en los extremos de las vigas y que tienen una longitud $L_p = d_b$ (donde d_b es la altura de la viga).

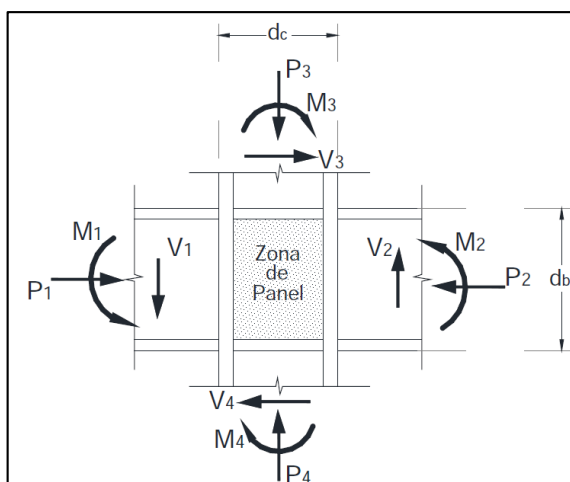


Figura 4.44. Nudo tipo para análisis Columna fuerte-Viga débil.
Fuente: NEC-2015.

El presente análisis considera de antemano las situaciones más desfavorables, para ello se va a realizar la verificación del cumplimiento del criterio columna fuerte-viga débil para las columnas del pórtico central ejes 3-

B en dirección X, en donde se tienen la concurrencia de vigas principales con mayor capacidad flexionante.

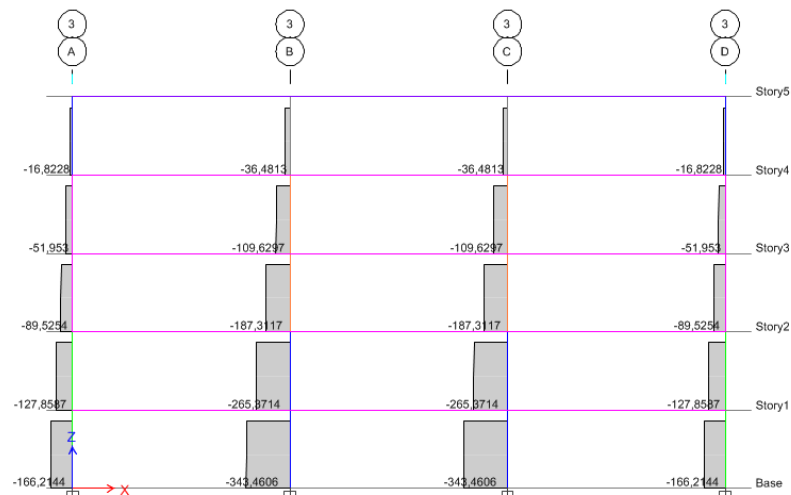


Figura 4.45. Fuerza axial de diseño pórtico eje 3.
Fuente: Los autores.

A continuación, se va a proceder con el cálculo de capacidades flexionante de columnas por cada nivel:

- Columna Nivel 1: C1 500x500x12mm (Rellena de hormigón 280 kg/cm²)

$$A_g = 234.24 \text{ cm}^2$$

$$Z_c = 4287.46 \text{ cm}^3$$

$$F_{yc} = F_{ym} = 4832 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{uc} = 343.46 \text{ ton} - m$$

Se tiene:

$$M^*_{pc1} = Z_c(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g})$$

$$M^*_{pc1} = 4287.46(4832 - \frac{343460}{234.24})$$

$$M^*_{pc1} = 144.8 \text{ ton} - m$$

- Columna Nivel 2: C1 500x500x12mm (Rellena de hormigón 280 kg/cm²)

$$A_g = 234.24 \text{ cm}^2$$

$$Z_c = 4287.46 \text{ cm}^3$$

$$F_{yc} = F_{ym} = 4832 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_{uc} = 265.37 \text{ ton} - m$$

Se tiene:

$$M^*_{pc2} = Z_c(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g})$$

$$M^*_{pc2} = 4287.46(4832 - \frac{265370}{234.24})$$

$$M^*_{pc2} = 158.60 \text{ ton} - m$$

- Columna Nivel 3: C4 450x450x10mm (Rellena de hormigón 280kg/cm²)

$$A_g = 176 \text{ cm}^2$$

$$Z_c = 2904.5 \text{ cm}^3$$

$$F_{yc} = F_{ym} = 5030 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_{uc} = 109.62 \text{ ton} - m$$

Se tiene:

$$M^*_{pc3} = Z_c(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g})$$

$$M^*_{pc3} = 2904.5(5030 - \frac{109620}{176})$$

$$M^*_{pc3} = 128.0 \text{ ton} - m$$

- Columna Nivel 4: C4 450x450x10mm (Rellena de hormigón 280 kg/cm²)

$$A_g = 176 \text{ cm}^2$$

$$Z_c = 2904.5 \text{ cm}^3$$

$$F_{yc} = F_{ym} = 5030 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_{uc} = 167.31 \text{ ton} - m$$

Se tiene:

$$M^*_{pc4} = Z_c(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g})$$

$$M^*_{pc4} = 2904.5(5030 - \frac{167310}{176})$$

$$M^*_{pc4} = 118.48 \text{ ton} - m$$

- Columna Nivel 5: C7 400x400x8mm (Rellena de hormigón 280 kg/cm²)

$$A_g = 125.44 \text{ cm}^2$$

$$Z_c = 1844.22 \text{ cm}^3$$

$$F_{yc} = F_{ym} = 5327.58 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_{uc} = 36.48 \text{ ton} - m$$

Se tiene:

$$M^*_{pc5} = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$M^*_{pc5} = 1844.22 \left(5327.58 - \frac{36480}{125.44} \right)$$

$$M^*_{pc5} = 92.89 \text{ ton} - m$$

A continuación, se va a proceder con el cálculo de capacidades flexionante de vigas de los pisos inferiores y de cubierta.

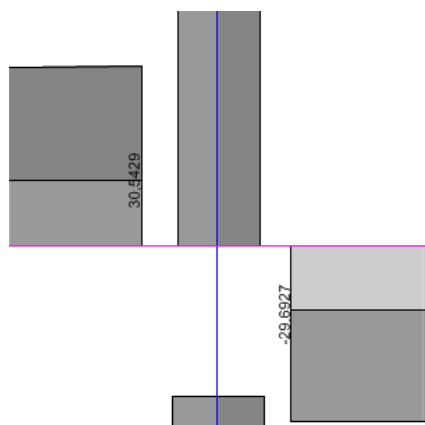


Figura 4.46. Cortante en vigas nivel 1-4, ENVOLVENTE X.
Fuente: Los autores.

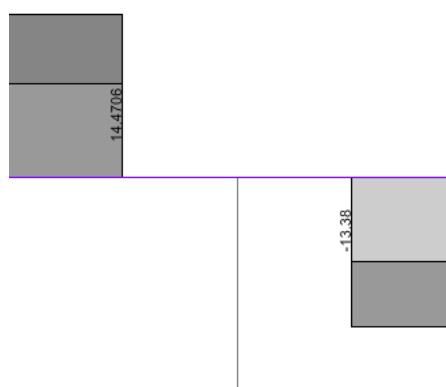


Figura 4.47. Cortante en vigas nivel 5, ENVOLVENTE X.
Fuente: Los autores.

- Viga principal Nivel 1-2: VP1 500x250x8x15mm

$$Z_v = 2260.55 \text{ cm}^3$$

$$F_{yv} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_y = 1.3$$

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

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

$$V_{u \text{ izq.}} = 30.54 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ der.}} = 29.69 \text{ ton}$$

Se tiene que:

$$M_{uv} = V_u \left(\frac{h}{2} + d_b \right)$$

$$M_{uv \text{ izq.}} = 30.54 \left(\frac{50}{2} + 50 \right) / 100$$

$$M_{uv \text{ izq.}} = 22.90 \text{ ton} - m$$

$$M_{uv \text{ der.}} = 29.69 \left(\frac{50}{2} + 50 \right) / 100$$

$$M_{uv \text{ der.}} = 22.26 \text{ ton} - m$$

Entonces la capacidad flexionante resulta:

- Viga lado izquierdo del nudo

$$M_{pv \text{ izq.}} = 1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv \text{ izq.}}$$

$$M_{pv \text{ izq.}} = (1.1 * 1.3 * 2530 * 2260.55) / 100000 + 22.90$$

$$M_{pv \text{ izq.}} = 81.78 + 22.90$$

$$M_{pv \text{ izq.}} = 104.68 \text{ ton} - m$$

- Viga lado derecho del nudo

$$M_{pv \text{ der.}} = 1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv \text{ der.}}$$

$$M_{pv \text{ der.}} = (1.1 * 1.3 * 2530 * 2260.55)/100000 + 22.26$$

$$M_{pv \text{ der.}} = 81.78 + 22.26$$

$$M_{pv \text{ der.}} = 104.04 \text{ ton} - m$$

- Viga principal Nivel 3-4: VP1 500x250x8x15mm

$$Z_v = 2260.55 \text{ cm}^3$$

$$F_{yv} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_y = 1.3$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

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

$$V_{u \text{ izq.}} = 30.54 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ der.}} = 29.69 \text{ ton}$$

Se tiene que:

$$M_{uv} = V_u \left(\frac{h}{2} + d_b \right)$$

$$M_{uv \text{ izq.}} = 30.54 \left(\frac{45}{2} + 50 \right) / 100$$

$$M_{uv \text{ izq.}} = 22.14 \text{ ton} - m$$

$$M_{uv \text{ der.}} = 29.69 \left(\frac{45}{2} + 50 \right) / 100$$

$$M_{uv \text{ der.}} = 21.52 \text{ ton} - m$$

Entonces la capacidad flexionante resulta:

- Viga lado izquierdo del nudo

$$M_{pv \text{ izq.}} = 1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv \text{ izq.}}$$

$$M_{pv \text{ izq.}} = (1.1 * 1.3 * 2530 * 2260.55) / 100000 + 22.14$$

$$M_{pv \text{ izq.}} = 103.92 \text{ ton} - m$$

- Viga lado derecho del nudo

$$M_{pv \text{ der.}} = 1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv \text{ der.}}$$

$$M_{pv \text{ der.}} = (1.1 * 1.3 * 2530 * 2260.55) / 100000 + 21.52$$

$$M_{pv \text{ der.}} = 103.3 \text{ ton} - m$$

- Viga principal Nivel 5: VP1 500x200x6x12mm

$$Z_v = 1511.06 \text{ cm}^3$$

$$F_{yv} = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_y = 1.3$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

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

$$V_{u \text{ izq.}} = 14.47 \text{ ton}$$

$$V_{u \text{ der.}} = 13.36 \text{ ton}$$

Se tiene que:

$$M_{uv} = V_u \left(\frac{h}{2} + d_b \right)$$

$$M_{uv \text{ izq.}} = 14.47 \left(\frac{40}{2} + 50 \right) / 100$$

$$M_{uv \text{ izq.}} = 10.12 \text{ ton} - m$$

$$M_{uv \text{ der.}} = 13.36 \left(\frac{40}{2} + 50 \right) / 100$$

$$M_{uv \text{ der.}} = 9.35 \text{ ton} - m$$

Entonces la capacidad flexionante resulta:

- Viga lado izquierdo del nudo

$$M_{pv \text{ izq.}} = 1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv \text{ izq.}}$$

$$M_{pv \text{ izq.}} = (1.1 * 1.3 * 2530 * 1511.06) / 100000 + 10.12$$

$$M_{pv \text{ izq.}} = 64.78 \text{ ton} - m$$

- Viga lado derecho del nudo

$$M_{pv\ der.} = 1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uv\ der.}$$

$$M_{pv\ der.} = (1.1 * 1.3 * 2530 * 1511.06)/100000 + 9.35$$

$$M_{pv\ der.} = 64.01\ ton - m$$

A continuación, se presenta el análisis por cada nudo del cumplimiento del criterio columna fuerte-viga débil:

- Nudo nivel 1

Capacidades de columnas:

$$\Sigma M^*_{pc\ nudo\ 1} = M^*_{pc1} + M^*_{pc2}$$

$$\Sigma M^*_{pc\ nudo\ 1} = 144.88 + 158.60$$

$$\Sigma M^*_{pc\ nudo\ 1} = 303.48\ ton - m$$

Capacidades de vigas:

$$\Sigma M_{pv\ nudo\ 1} = M_{pv\ izq.} + M_{pv\ der.}$$

$$\Sigma M_{pv\ nudo\ 1} = 104.68 + 104.04$$

$$\Sigma M_{pv \text{ nudo } 1} = 208.72 \text{ ton} - m$$

Por lo tanto, la relación queda de la siguiente manera:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}} \geq 1,0$$

$$\frac{303.48}{208.72} = 1.45 \geq 1,0 \rightarrow OK$$

∴ Se cumple el criterio Columna fuerte – Viga debil, para el nudo 1

- Nudo nivel 2

Capacidades de columnas:

$$\Sigma M_{pc \text{ nudo } 2}^* = M_{pc2}^* + M_{pc3}^*$$

$$\Sigma M_{pc \text{ nudo } 2}^* = 158.60 + 128$$

$$\Sigma M_{pc \text{ nudo } 2}^* = 286.6 \text{ ton} - m$$

Capacidades de vigas:

$$\Sigma M_{pv \text{ nudo } 2} = M_{pv \text{ izq.}} + M_{pv \text{ der.}}$$

$$\Sigma M_{pv \text{ nudo } 2} = 104.68 + 104.04$$

$$\Sigma M_{pv \text{ nudo } 2} = 208.72 \text{ ton} - m$$

Por lo tanto, la relación queda de la siguiente manera:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}} \geq 1,0$$

$$\frac{286.6}{208.72} = 1.37 \geq 1,0 \rightarrow OK$$

∴ Se cumple el criterio Columna fuerte – Viga débil, para el nudo 2

- Nudo nivel 3

Capacidades de columnas:

$$\Sigma M_{pc \text{ nudo } 3}^* = M_{pc3}^* + M_{pc4}^*$$

$$\Sigma M_{pc \text{ nudo } 3}^* = 128 + 118.48$$

$$\Sigma M_{pc \text{ nudo } 3}^* = 246.48 \text{ ton} - m$$

Capacidades de vigas:

$$\Sigma M_{pv \text{ nudo } 3} = M_{pv \text{ izq.}} + M_{pv \text{ der.}}$$

$$\Sigma M_{pv \text{ nudo } 3} = 103.92 + 103.3$$

$$\Sigma M_{pv \text{ nudo } 2} = 207.22 \text{ ton} - m$$

Por lo tanto, la relación queda de la siguiente manera:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}} \geq 1,0$$

$$\frac{246.48}{207.22} = 1.18 \geq 1,0 \rightarrow OK$$

∴ Se cumple el criterio Columna fuerte – Viga débil, para el nudo 3

- Nudo nivel 4

Capacidades de columnas:

$$\Sigma M^*_{pc \text{ nudo } 4} = M^*_{pc4} + M^*_{pc5}$$

$$\Sigma M^*_{pc \text{ nudo } 4} = 118.48 + 92.89$$

$$\Sigma M^*_{pc \text{ nudo } 4} = 211.37 \text{ ton} - m$$

Capacidades de vigas:

$$\Sigma M_{pv \text{ nudo } 4} = M_{pv \text{ izq.}} + M_{pv \text{ der.}}$$

$$\Sigma M_{pv \text{ nudo } 4} = 103.92 + 103.3$$

$$\Sigma M_{pv \text{ nudo } 4} = 207.22 \text{ ton} - m$$

Por lo tanto, la relación queda de la siguiente manera:

$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M_{pv}} \geq 1,0$$

$$\frac{211.37}{207.22} = 1.02 \geq 1,0 \rightarrow OK$$

$\therefore$ Se cumple el criterio Columna fuerte – Viga débil, para el nudo 4

- Nudo nivel 5

Capacidades de columnas:

$$\Sigma M_{pc\ nudo\ 5}^* = M_{pc5}^*$$

$$\Sigma M_{pc\ nudo\ 5}^* = 92.89$$

$$\Sigma M_{pc\ nudo\ 5}^* = 92.89\ ton - m$$

Capacidades de vigas:

$$\Sigma M_{pv\ nudo\ 5} = M_{pv\ izq.} + M_{pv\ der.}$$

$$\Sigma M_{pv\ nudo\ 5} = 64.78 + 64.01$$

$$\Sigma M_{pv\ nudo\ 5} = 128.79\ ton - m$$

Por lo tanto, la relación queda de la siguiente manera:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}} \geq 1,0$$

$$\frac{92.89}{128.79} = 0.72 \geq 1,0 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

$\therefore$ No cumple el criterio Columna fuerte – Viga débil, para el nudo 5

Se deberá incrementar dimensiones en columna de nivel 5

- Columna Nivel 5: C7 425x425x10mm (Rellena de hormigón 280 kg/cm²)

$$A_g = 176 \text{ cm}^2$$

$$Z_c = 2904.5 \text{ cm}^3$$

$$F_{yc} = F_{ym} = 5030 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{uc} = 36.48 \text{ ton} - m$$

Se tiene:

$$M^*_{pc5} = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$M^*_{pc5} = 2904.5 \left(5030 - \frac{36480}{176} \right)$$

$$M_{pc5}^* = 140.07 \text{ ton} - m$$

Por lo tanto, la relación queda de la siguiente manera:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}} \geq 1,0$$

$$\frac{140.07}{128.79} = 1.08 \geq 1,0 \rightarrow OK$$

∴ Se cumple el criterio Columna fuerte – Viga débil, para el nudo 5.

4.7. Diseño de alternativa 2: Estructura metálica con columnas tubulares y vigas I conformada a partir de placas.

4.7.1. Predimensionamiento de elementos estructurales.

Se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales, en función de las solicitaciones estructurales, distribución de fuerzas sísmicas y la distribución de la arquitectura propuesta en el capítulo anterior. Para lo cual se elaboraron hojas de cálculo donde se aplican los criterios y requerimientos de diseño establecidos por la NEC-15.

Se toma en consideración los criterios de diseño en función de conexiones soldadas es decir, unir dos o más piezas de metal mediante el calentamiento

de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido. Es ventajoso debido a que tiene menos peso que las conexiones empernadas.

4.7.1.1. Elementos vigas secundarias

Se consideró para el prediseño el uso de 4 vigas secundarias en cada tramo de 10 metros con un ancho de influencia de 2 metros. Las vigas secundarias fueron predimensionadas considerando los siguientes aspectos fundamentales:

- Se pre-diseña por el método de coeficientes del ACI (8.3 ACI-218R-08) que se usa para vigas continuas y losas en una dirección siempre y cuando cumpla con los siguientes criterios:
 - Debe tener dos o más vanos
 - Luces aproximadamente iguales
 - Cargas uniformes distribuidas
 - Carga viva debe ser menor o igual a 3 veces la carga muerta.
 - Miembros prismáticos.
- Carga que actúa sobre la viga secundaria q_u

$$q_u = W_u * S * f$$

S =Ancho de influencia.

$f = 1.05$ Factor adoptado para tomar en cuenta el peso propio de la viga.

Tabla XXXVII. Determinación de carga sobre viga secundaria.

PISOS DEL 1-4		PISO 5	
S=	2.00 m	S=	2.00 m
f=	1.05	f=	1.05
Wu=	1.20 Ton/m ²	Wu=	0.53 Ton/m ²
q_u=	2.53 Ton/m	q_u=	1.12 Ton/m

Fuente: Los autores.

- Se prediseña bajo el criterio de viga continua para un diseño más económico en lugar de usar vigas simplemente apoyadas, de la tabla 3-23 (AISC), se obtiene M_u y V_u .

$$M_u = \frac{q_u * l_n^2}{10}$$

$$V_u = \frac{q_u * l_n}{2}$$

Donde l_n =luz libre

Tabla XXXVIII. Momento máximo de vigas secundarias.

	1-4 pisos	5to piso
Mu=	9.10 Ton-m	4.02 Ton-m

Fuente: Los autores.

Tabla XXXIX. Cortante máximo de vigas secundarias.

	1-4 pisos	5to piso
Vu=	7.58 ton	3.35 ton

Fuente: Los autores.

- El diseño de elementos a flexión se basó en el estado límite de fluencia (Pandeo Plástico).

$$\phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x$$

Donde $\phi_b = 0.9$

Para que la sección elegida sea última debe cumplirse:

$$M_u \leq \phi_b M_p$$

- Se utilizará perfiles W ya que tienen mayor inercia y R_n para un mismo peso que los otros perfiles.
- Peralte mínimo para control de vibraciones.

$$d_{min} = \frac{L_n}{20} = 0.30m$$

- Las vigas secundarias al ser elementos estructurales diseñados para resistir cargas gravitacionales y debido a que no son parte del sistema sismoresistente únicamente se debe controlar que las secciones sean compactas y apoyadas lateralmente para lo cual la normativa empleada especifica:
- Las alas y alma deben ser secciones compactas es decir que toda la sección alcance el esfuerzo de fluencia antes de pandearse, por este motivo debe cumplirse:
- Las alas deben estar conectadas en forma continua al alma.

$$\circ \quad l = \frac{b}{t} \leq \lambda_p$$

- Para alas de perfiles W formados a partir de placas:

$$\lambda_p = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_f = \frac{b}{t_f}$$

$$\lambda_f \leq \lambda_p \rightarrow \text{Ala Compacta}$$

$$\text{Donde: } b = b_f / 2$$

- Para alma de perfiles W formados a partir de placas:

$$\lambda_p = 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_w \leq \lambda_p \rightarrow \text{Alma compacta}$$

λ_p = Parámetro de esbeltez máxima para elementos compactos.

- Se comprobó las deflexiones máximas a las cuales están sometida las vigas y la deflexión admisible que puede tener.

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 w L^4}{384 E I}$$

$$\Delta a = \frac{L}{240}$$

Donde:

- L = carga viva de servicio.

- Los valores máximos para un esfuerzo de fluencia $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36KSI) y un módulo de elasticidad $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (29000KSI) resultan:

Para alas de perfiles W formados a partir de placas:

$$\lambda_p = 0.38 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 10.95$$

$$\frac{b}{t_f} < 10,95 \rightarrow \text{Ala compacta}$$

Para alma de perfiles W formadas a partir de placas:

$$\lambda_p = 3.76 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_p = 108.33$$

$$\frac{h}{t_w} < 108.33 \rightarrow \text{Alma compacta}$$

- Además, se consideró el ancho máximo de apoyo lateral en vigas para evitar fallas por pandeo e inducir fallas plásticas.

$$L_b < L_p$$

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

- L_b = Longitud sin soporte lateral del ala a compresión.
- r_y = Radio de giro eje débil.

Considerando todos estos aspectos y priorizando la seguridad e integridad de los elementos estructurales, del proceso de predimensionamiento resultaron las siguientes secciones para vigas secundarias.

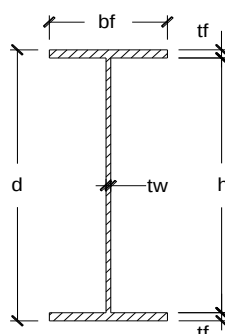


Figura 4.48. Esquema perfil W.
Fuente: Los autores.

A continuación, en la **Tabla XL** se indica el tipo de material, las dimensiones de los elementos vigas y su clasificación o tipo de sección C: Compacto.

Tabla XL Elementos vigas secundarias predimensionamiento.

Piso	Material	d	h	bf	tf	tw	λ_f	λ_w	Tipo Sección
		mm	mm	mm	mm	mm			
5to	ASTM A36	250	230	120	10	8	6	28.75	C
4to-3ro	ASTM A36	324	300	120	12	8	5	37.50	C
2do-1er	ASTM A36	324	300	120	12	8	5	37.50	C

Fuente: Los autores.

4.7.1.2. Elementos vigas principales eje X.

Se consideró para el prediseño el uso de 4 vigas principales en el eje X en una longitud de 30 metros y el uso de 4 vigas principales en el eje Y. Las vigas

principales fueron predimensionadas considerando los siguientes aspectos fundamentales:

Se prediseña por el método de coeficientes del ACI (8.3 ACI-218R-08) que se usa para vigas continuas y losas en una dirección siempre y cuando cumpla con los siguientes criterios antes mencionados.

Se estimó momentos por carga debido a cargas secundarias

$$P_d = W_d * A_T$$

$$P_L = W_L * A_T$$

Donde $A_T = 2 * 6 = 12 \text{ m}^2$ Área total de influencia de viga secundaria.

W_d y W_L se calculó con las cargas muertas y viva a la cual está sometida la estructura más un porcentaje del 5%, para estimar el peso propio de VS.

De la tabla 3.22a diagrama 5 AISC se obtiene la ecuación para el momento negativo en los extremos debido a 4 cargas puntuales

$$M = 0.4 * P * L$$

Donde L : luz del tramo a analizar. ($L = 10\text{m}$)

Tabla XLI Momentos por carga VS para piso 1ero al 4to.

PISOS DEL 1er-4to	
Wd	0.60 ton/m ²
Pd	7.20 ton
Pl	4.08 ton
Md	28.80 ton-m
MI	16.32 ton-m
Mlr	4.20 ton-m
Mpp	0.6 ton-m
Me	4.08 ton-m

Fuente: Los autores.

Tabla XLII Momentos por carga debido VS para piso 5to.

PISO 5to	
Wd	0.37 ton/m ²
Pd	4.44 Ton
Pl	0.84 Ton
Md	17.76 Ton-m
MI	3.36 Ton/m
Mlr	4.20 ton-m
Mpp	0.42 Ton/m
Me	1.28 Ton/m

Fuente: Los autores.

- El momento por peso propio de la viga principal está dado por la siguiente ecuación:

$$M_d = \frac{w * L^2}{12} = 0.6 \text{ ton} - m$$

- Momento por sismo fue determinado por el método del portal con la distribución de fuerzas sísmicas calculadas anteriormente y asumiendo que cada pórtico lleva la misma carga.

$$M_E = 4.08 \text{ ton} - m$$

- M_E : Momento en la cara de la columna.
- Con referencia a la norma NEC 2015 en la sección NEC-SE-06-Cargas sísmicas 3.4.3. se obtienen las combinaciones de cargas para el diseño por última resistencia M_u mencionadas en el capítulo anterior.

- $M_u = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 \text{ máx } L_r$

- $M_u = 1.2 D + 1.0 E + L$

- $M_u = 0.9 D + 1.0 E$

Tabla XLIII Combinaciones de momentos según NEC-2015 piso 1ero al 4to.

PISOS DEL 1er-4to		
Combinación 1	Mu(ton-m)	63.49
Combinación 2	Mu(ton-m)	55.69
Combinación 3	Mu(ton-m)	30.01

Fuente: Los autores.

Tabla XLIV Combinaciones de momentos según NEC-2015 piso 5to.

PISO 5to		
Combinación 1	Mu(ton-m)	29.29
Combinación 2	Mu(ton-m)	26.46
Combinación 3	Mu(ton-m)	17.26

Fuente: Los autores.

- Peralte mínimo para control de vibraciones.

$$d_{min} = L_n/20$$

- El diseño de elementos a flexión se basó en el estado límite de fluencia (Pandeo Plástico).

$$\phi_b M_p = \phi_b * F_y * Z_x$$

Donde $\phi_b = 0.9$

- Para que la sección elegida sea última debe cumplirse:

$$M_u \leq \phi_b M_p$$

- Las vigas principales son aquellas encargadas de resistir la fuerza sísmica es por eso que se debe controlar que las secciones sean compactas y sísmicamente compactas, para lo cual la normativa empleada especifica:

- Las alas y alma deben ser secciones compactas es decir que toda la sección alcance el esfuerzo de fluencia antes de pandearse, por este motivo debe cumplirse:

$$\lambda_f \leq \lambda_p \rightarrow \text{Ala Compacta}$$

$$\lambda_w \leq \lambda_p \rightarrow \text{Alma compacta}$$

- Las alas y alma deben ser secciones sísmicamente compactas es decir que toda la sección alcance el esfuerzo de fluencia antes de pandearse, por este motivo debe cumplirse:

$$\lambda_{ps} = 0.30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_f < \lambda_{ps} \rightarrow \text{Ala sísmicamente compacta}$$

$$\lambda_{ps} = 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_w < \lambda_{ps} \rightarrow \text{Alma sísmicamente compacta}$$

- λ_{ps} = Parámetro de esbeltez máxima para elementos sísmicamente compactos.

La normativa ecuatoriana permite multiplicar por 1.15 las relaciones ancho-espesor presentadas anteriormente, para así obtener estructuras más económicas. Los valores máximos para un esfuerzo de fluencia $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36KSI) y un módulo de elasticidad $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (29000KSI) resultan:

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 0.30 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_{ps} = 9.94$$

$$\lambda_f < 9.94 \rightarrow \text{Ala sísmicamente compacta}$$

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 2.45 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_w < 81.18 \rightarrow \text{Alma compacta}$$

Considerando todos estos aspectos y priorizando la seguridad e integridad de los elementos estructurales, del proceso de predimensionamiento resultaron las siguientes secciones para vigas.

Tabla XLV Elementos vigas principales eje X

Piso	Material	d	h	bf	tf	tw	λ_f	λ_w	Tipo Sección
		mm	mm	mm	mm	mm			
5to	ASTM A36	410	380	180	15	10	6.00	38.00	SC-C
4to-3ro	ASTM A36	610	580	230	15	12	7.67	48.33	SC-C
2do-1ero	ASTM A36	660	630	230	15	12	7.67	52.50	SC-C

Fuente: Los autores.

4.7.1.3. Elementos vigas principales eje Y

Para el predimensionamiento de las vigas principales en el eje Y se van a tomar en consideración los mismos requerimientos que se han tomado en el predimensionamiento de las vigas principales en el eje X con los siguientes cambios:

$$M_d = \frac{wd * L^2}{12}$$

$$M_l = \frac{wl * L^2}{12}$$

Donde L = 6 metros.

Tabla XLVI Momentos por cargas debido a VS piso 1ero al 4to.

PISOS 1ero-4to EJE Y	
qd	1.20 Ton/m
ql	0.68 Ton/m
Md	3.60 Ton-m
MI	2.04 Ton-m
Mlr	0.42 Ton-m
Mpp	0.60 Ton-m
Me	4.08 Ton-m

Fuente: Los autores.

Tabla XLVII Momentos por carga debido a VS piso 5to.

PISO 5to	
qd	0.74 Ton/m
ql	0.14 Ton/m
Md	2.22 Ton-m
MI	0.42 Ton-m
Mlr	0.42 Ton-m
Mpp	0.30 Ton-m
Me	1.21 Ton-m

Fuente: Los autores.

Tabla XLVIII Combinaciones de momentos NEC-2015 piso 1ero al 4to.

PISOS DEL 1er-4to EJE Y		
Combinación 1	Mu(ton-m)	8.51
Combinación 2	Mu(ton-m)	11.16
Combinación 3	Mu(ton-m)	7.32

Fuente: Los autores.

Tabla L Combinaciones de momentos NEC-2015 piso 5to.

PISO 5to EJE Y		
Combinación 1	Mu(ton-m)	3.91
Combinación 2	Mu(ton-m)	4.65
Combinación 3	Mu(ton-m)	3.21

Fuente: Los autores.

Tabla XLIX Elementos vigas principales eje Y.

Piso	Material	d mm	h mm	bf mm	tf mm	tw mm	λ_f	λ_w	Tipo Sección
5to	ASTM A36	260	240	120	10	8	6.00	30.00	SC-C
4to-3ro	ASTM A36	350	330	130	10	8	6.50	41.25	SC-C
2do-1er	ASTM A36	400	380	130	10	8	6.50	47.50	SC-C

Fuente: Los autores.

Tabla LI Propiedades de vigas en el eje X, Y.

		$A_v(\text{mm}^2)$	$I_x(\text{mm}^4)$	$r_x(\text{mm})$	$Z_v(\text{mm}^3)$
EJE X	PISO 5	9200	256461667	167	1427500
	PISO 4	13860	805934500	241	3061950
	PISO 3	13860	805934500	241	3061950
	PISO 2	14460	967819500	259	3415950
	PISO 1	14460	967819500	259	3415950
EJE Y	PISO 5	4320	46736000	104	415200
	PISO 4	5240	99119667	138	659800
	PISO 3	5240	99119667	138	659800
	PISO 2	5640	135468000	155	795800
	PISO 1	5640	135468000	155	795800

Fuente: Los autores.

4.7.1.4. Elementos columnas

Las columnas de la edificación fueron predimensionadas considerando los requerimientos en la norma internacional AISC-360-10 y NEC 2015. Para lo cual se elaboraron hojas de cálculo donde se aplican los criterios y requerimientos de diseño establecidos por las normativas mencionadas. Las

columnas fueron predimensionadas considerando los siguientes aspectos fundamentales: El diseño de columnas por medio de fórmulas y criterios es un proceso de ensayo y error.

- Se considera el prediseño para la columna del entrepiso 1ero, debido a que es la columna más crítica.
- La carga viva se la redujo en un 55% según lo que establece la norma NEC-2015 sección NEC-SE-CG (3.2.2c) lo que da como resultado la carga viva actuante sobre la columna:

$$L = 0.19 \text{ ton/m}^2$$

- Las combinaciones de cargas que soporta la columna fueron calculadas con las siguientes fórmulas:

$$P_d = (W_d + W_{pp}) * A_i$$

$$P_L = W_L * A_i$$

$$P_u = 1.2P_d + 1.6 P_L$$

$$P_u = P_{u1} + P_{u2} + P_{u3} + P_{u4} + P_{u5}$$

$$A_i = 10 * 6 = 60 \text{ m}^2 (\text{Área de influencia})$$

$$P_{u1} = P_{u2} = P_{u3} = P_{u4} = P_{u5} = \text{Carga axial de cada piso.}$$

Tabla LII Cargas soportadas por las columnas piso 1ero al 4to.

Piso 1er al 4to	
Pd	36.60 Ton
Pl	11.40 Ton
Pu	62.16 Ton

Fuente: Los autores.

Tabla LIII Cargas soportadas por las columnas piso 5to.

Piso 5to	
Pd	24.00 Ton
Pl	4.20 Ton
Pu	35.52 Ton

Fuente: Los autores.

- La determinar la resistencia de diseño para pandeo flexionante (Euler) se hace referencia al Capítulo E de la AISC.

$$\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g$$

- ϕ_c = Factor de resistencia debido al pandeo (0.9).
- F_{cr} = Esfuerzo crítico.
- A_g = Área gruesa.

Para la etapa de prediseño se asume $\left(\frac{KL}{r}\right) = 50$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 8.067 \text{ ton/cm}^2$$

Para columnas cortas e intermedias en el intervalo inelástico:

$$F_e \geq 0.44 F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) * F_e = 2.22 \text{ ton/cm}^2$$

Despejando se tiene $A_g = 22.04 \text{ in}^2$

- Las columnas deben estar compuesta de secciones sísmicamente compactas.
- Para sección tubular cuadrada (Tabla D1.1)

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 0.64 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 20.89$$

$$\lambda < \lambda_{ps} \rightarrow \text{Sección Sísmicamente Compacta}$$

- Se ensaya con un perfil HSS, en nuestro país se construye perfiles con planchas.
- Para el cálculo real del factor K (relación de esbeltez), la ecuación siguiente asume pandeo elástico.

$$G_i = \frac{\sum E_t \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\alpha \sum E \left(\frac{I_v}{L_v} \right)}$$

- G_i : Factor inelástico de relación de rigideces relativas.
- E_t : Módulo de elasticidad tangente.
- $\sum E$ indica la sumatoria de las rigideces relativas de todos los miembros rígidamente conectados al nudo y que se encuentran en el plano en el cual la columna es analizada.
- L_c y I_c son el momento de inercia y la longitud de la columna, respectivamente.
- L_v y I_v son el momento de inercia y la longitud de la viga respectivamente.

La SSRC hace recomendaciones para el uso del nomograma como:

- Para conexiones rígidas de columnas a zapatas $G \rightarrow 0$. Usar $G=1$.
- Si la viga está rígidamente unida a una columna, su rigidez relativa (I/L) debe multiplicarse por el factor $\alpha=0.67$ debido es una conexión rígida por zapata.

4.7.1.5. Criterio de columna fuerte-viga débil

Los mecanismos de piso suave son indeseables en diseño sismorresistente es decir la estructura queda inservible. A fin de evitar la posibilidad de que ocurra un piso suave se utiliza el criterio de Columna Fuerte-Viga débil.

La sección correspondiente a la columna debe cumplir con el criterio de columna fuerte viga débil para adoptar esta sección en el modelo en ETABS.

Se ha prediseñado la columna del entrepiso 1, y las columnas de los entrepisos superiores se adopta secciones menores que cumplan con este criterio para el nivel respectivo.

Este análisis se realizó para el nivel 1 en el eje Y ya que estas vigas son más peraltadas.

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}} \geq 1.0 \text{ (NEC – 2015)}$$

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma Z_c (F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g})$$

$$\Sigma M_{pv} = \Sigma 1.20 R_y * F_{yv} * Z_v$$

$R_y = 1.30$ para acero de F_y de 36 KSI (AISC Tabla A-3-1)

Tabla LV Resumen de propiedades y criterios de columnas eje X, Y.

	Pu (Ton)	B (mm)	b(mm)	e(mm)	Sección	Ac(mm ²)	Zc(mm ³)	EMpc
EJE X	36	360	300	30	SC	39600	4914000	120
	98	400	340	30	SC	44400	6174000	143
	160	400	340	30	SC	44400	6174000	134
	222	420	360	30	SC	46800	6858000	141
	284	420	360	30	SC	46800	6858000	132
EJE Y	36	360	300	30	SC	39600	4914000	120
	98	400	340	30	SC	44400	6174000	143
	160	400	340	30	SC	44400	6174000	134
	222	420	360	30	SC	46800	6858000	141
	284	420	360	30	SC	46800	6858000	132

Fuente: Los autores.

Tabla LIV Comprobación criterio columna fuerte-viga débil de columnas eje X, Y.

	Columna Exterior				Columna Interior			
	Criterio columna fuerte-viga débil				Criterio columna fuerte-viga débil			
	EMpc	EMpv	Empc/Emvp ≥ 1		EMpv	EMpc	Empc/Emvp ≥ 1	
EJE X	120	56	2	OK	113	120	1	OK
	263	121	2	OK	242	263	1	OK
	277	121	2	OK	242	277	1	OK
	275	135	2	OK	270	275	1	OK
	273	135	2	OK	270	273	1	OK
EJE Y	120	16	7	OK	33	120	4	OK
	263	26	10	OK	52	263	5	OK
	277	26	11	OK	52	277	5	OK
	275	31	9	OK	63	275	4	OK
	273	31	9	OK	63	273	4	OK

Fuente: Los autores.

4.7.2. Modelamiento estructural

Las características estructurales aplicadas al modelo matemático realizado en el software ETABS son las siguientes:

- Todos los pórticos son resistentes a momento
- Columnas empotradas en la base
- Zonas rígidas
- Conexiones totalmente restringidas para todos los pórticos
- Torsión accidental
- Diafragmas rígidos

Procedimiento de modelamiento estructural:

- Generar las grillas en planta y los niveles en elevación, en función de la configuración arquitectónica.
- Definir materiales a utilizar.
- Definir secciones de vigas principales, secundaria y secciones de columnas.
- Asignar elementos estructurales de manera espacial.
- Asignar empotramiento en la base y nudos rígidos.
- Definir y asignar diafragmas rígidos de pisos.

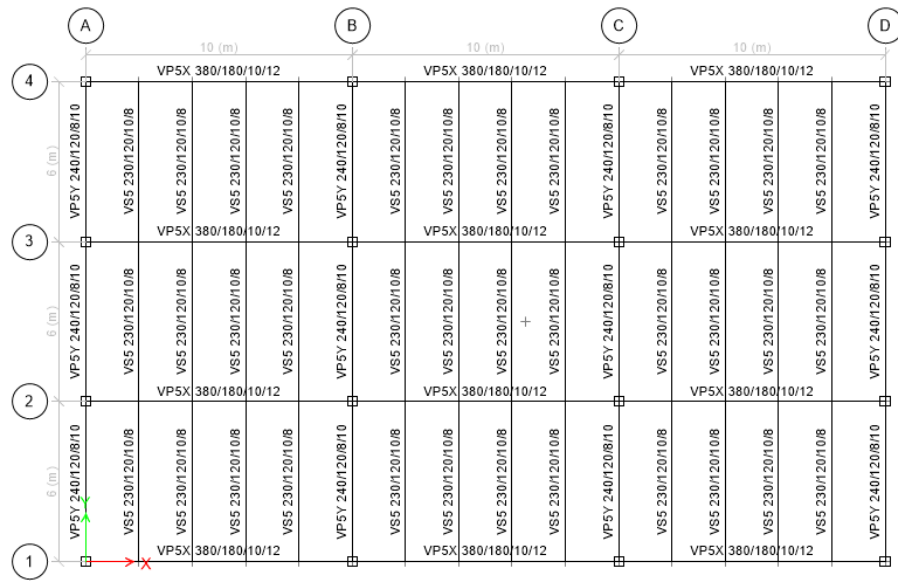


Figura 4.50. Planta estructural similar para pisos 3-4.
Fuente: Los autores.

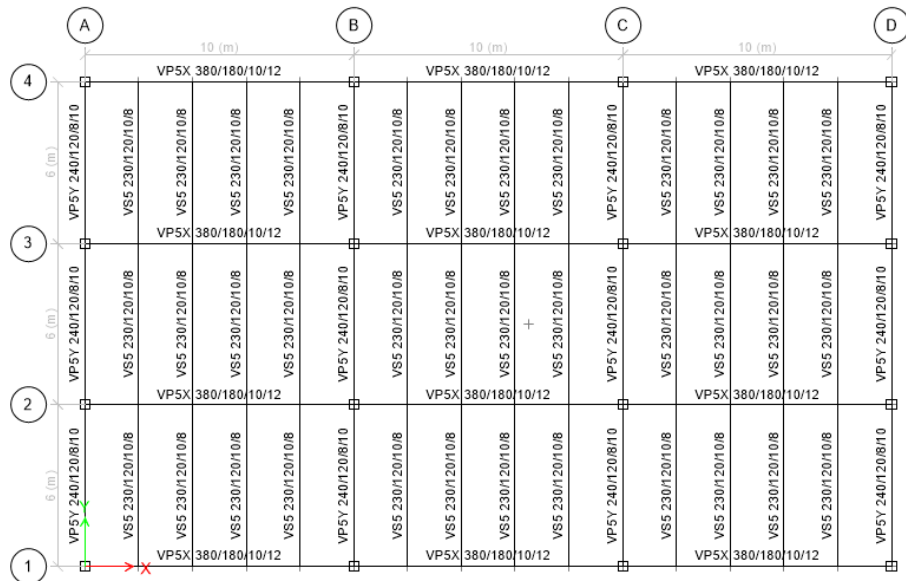


Figura 4.51. Planta estructural piso 5.
Fuente: Los autores.

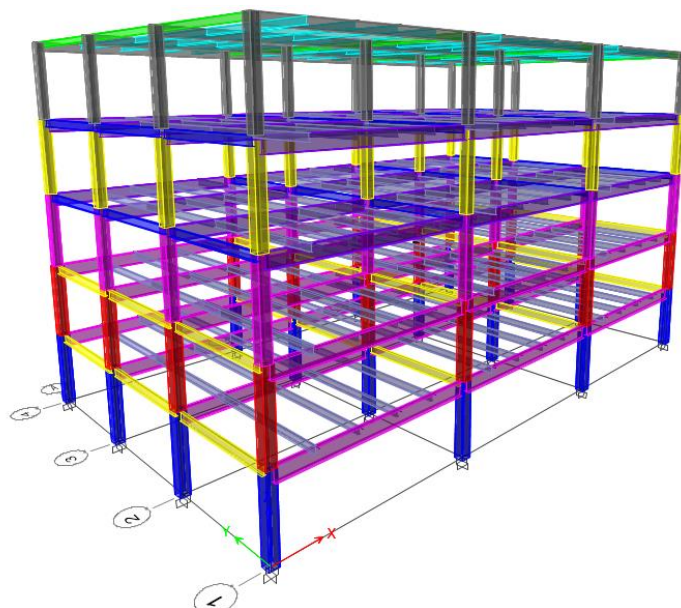


Figura 4.54. Vista 3D del modelo del análisis estructural.
Fuente: Los autores.

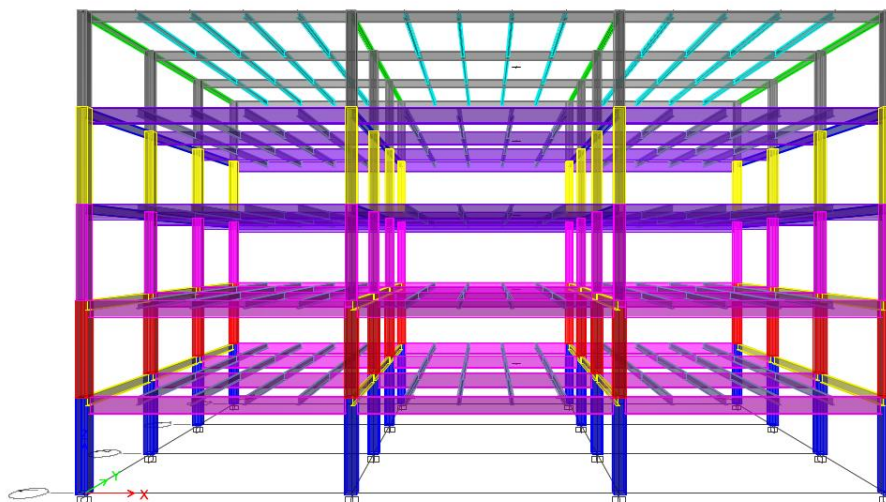


Figura 4.55. Vista 3D pórticos principales plano XZ
Fuente: Los autores.

4.7.3. Análisis estructural

El análisis estructural se lo realizó por medio del uso del programa ETABS, para lo cual se implementó los mismos criterios utilizados en el modelo de la

alternativa 1 correspondiente a diseño de la edificación con secciones compuestas.

En la **Figura 4.56** se presenta el diagrama cortante en las columnas producidos por la carga sísmica en sentido X, asimismo en la **Figura 4.57** se presenta el diagrama cortante producido por la carga sísmica en sentido Y.

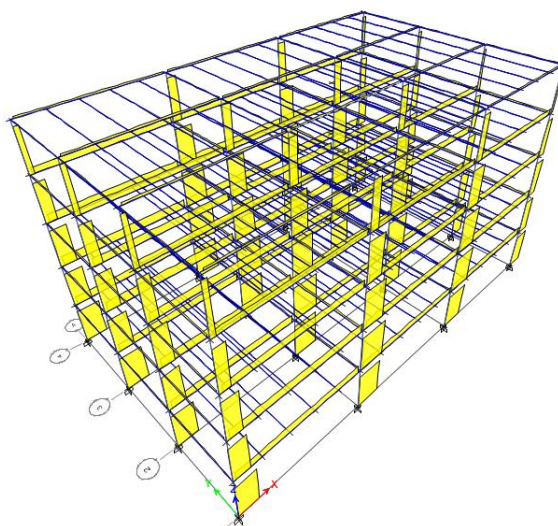


Figura 4.56. Diagrama de fuerzas cortantes en columnas por sismo en X.
Fuente: Los autores.

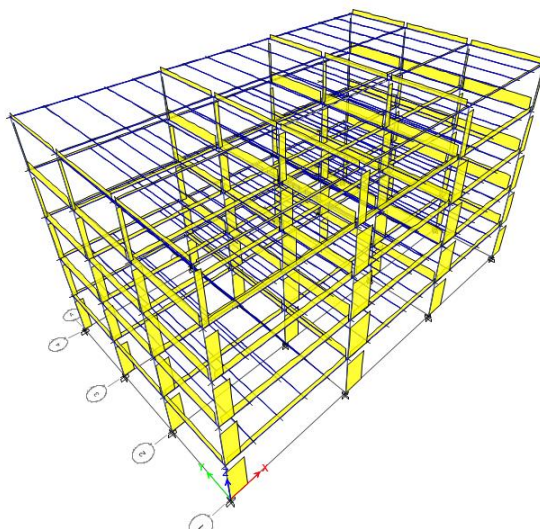


Figura 4.57. Diagrama de fuerzas cortantes en columnas por sismo en Y.
Fuente: Los autores.

En forma similar la **Figura 4.58** presenta los diagramas de momento flector en vigas y columnas por sismo en dirección X. Los valores más significativos se producen en las primeras plantas debido al incremento de la fuerza cortante.

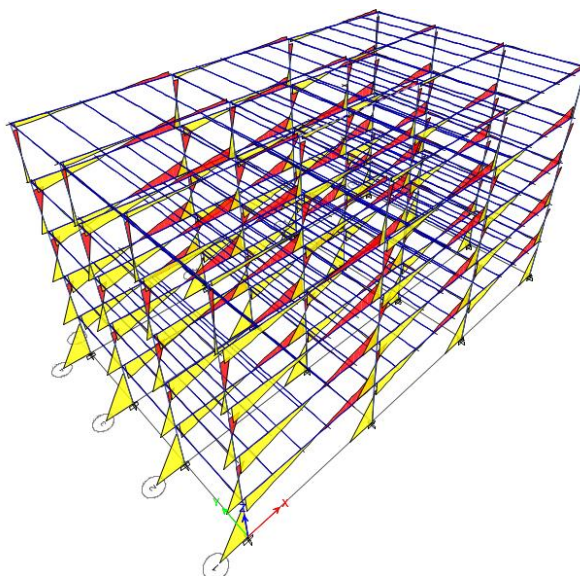


Figura 4.58. Diagramas de momento flector por sismo en X.
Fuente: Los autores.

La **Figura 4.59** presenta los mismos diagramas, pero ahora por acción de las cargas gravitacionales, precisamente la combinación $1.2D + 1.6L + 0.5Lr$.

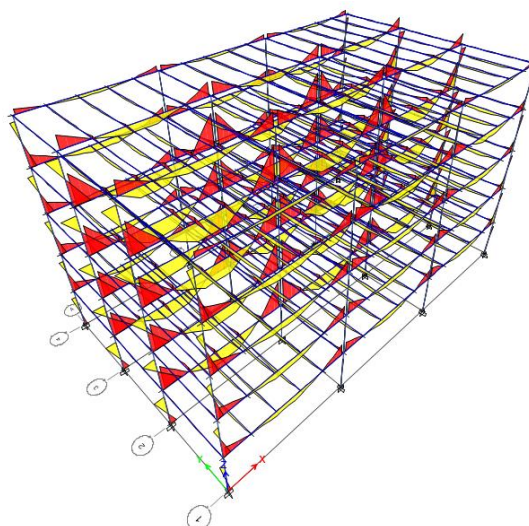


Figura 4.59. Diagramas de momento flector por cargas gravitacionales.
Fuente: Los autores.

Entre otros diagramas de mayor relevancia para rescatar del análisis tenemos el de carga axial, la **Figura 4.60** muestra el efecto que genera el sismo en dirección X, con 30% del sismo en Y y 5% de excentricidad, las columnas del eje A se encuentran en tracción, mientras que las del eje D se encuentran a compresión, vale recalcar que una buena interpretación en base a conocimientos del comportamiento estructural y de los diagramas que proporciona el software, generaran un diseño óptimo con bajos índices de errores.

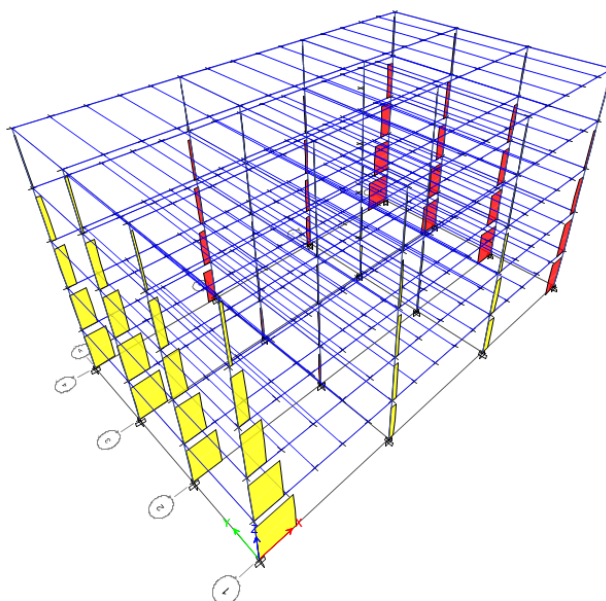


Figura 4.60. Diagramas de fuerza axial para el estado de carga sísmica en X.

Fuente: Los autores.

4.7.4. Cálculo de periodos reales del análisis modal y nuevo cálculo de fuerzas sísmicas

Los periodos fundamentales calculados en la fase del prediseño son revalidados y recalculados de acuerdo a el análisis modal obtenido del modelo matemático generado con el programa ETABS con un mínimo de tres modos por cada nivel, de esta manera se recalculó las fuerzas sísmicas para los diferentes periodos que resultaron del análisis modal antes mencionado.

La **Figura 4.61** muestra el primer modo de vibración que genera una traslación en el sentido Y, acompañada de una rotación en contra del sentido de las manecillas del reloj, debido a la excentricidad con la cual actúa el sismo y el porcentaje que toma de la otra dirección X, el primer modo de vibración tiene un periodo de 1.474 segundos el cual varía con el valor calculado en la fase del predimensionamiento.

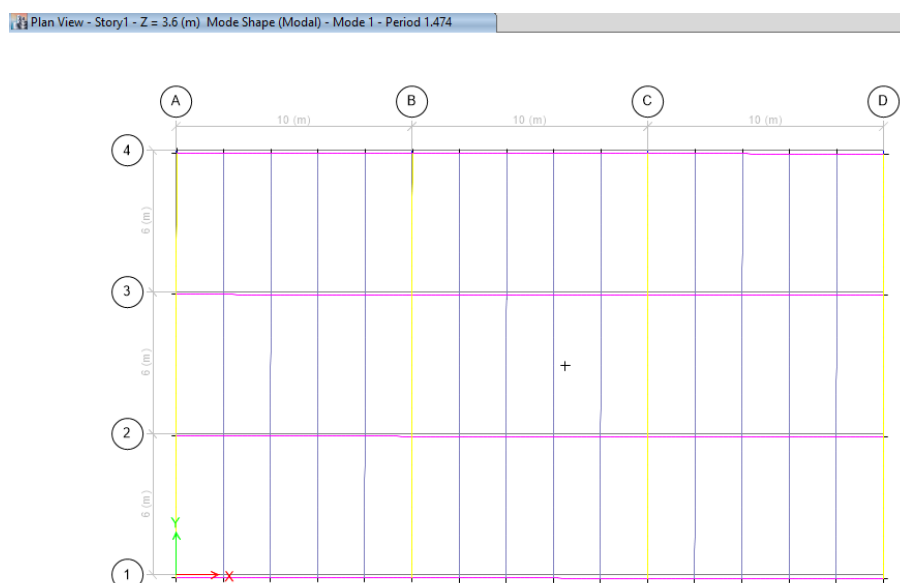


Figura 4.61. Primer modo de vibración, $T_y=1.474$ seg.
Fuente: Los autores.

De igual manera la **Figura 4.62** muestra el tercer modo de vibración que genera una traslación en el sentido X, el tercer modo de vibración tiene un periodo de 0.887 segundos, se debe recalculer el coeficiente de aceleración espectral (S_a) para ambos periodos.

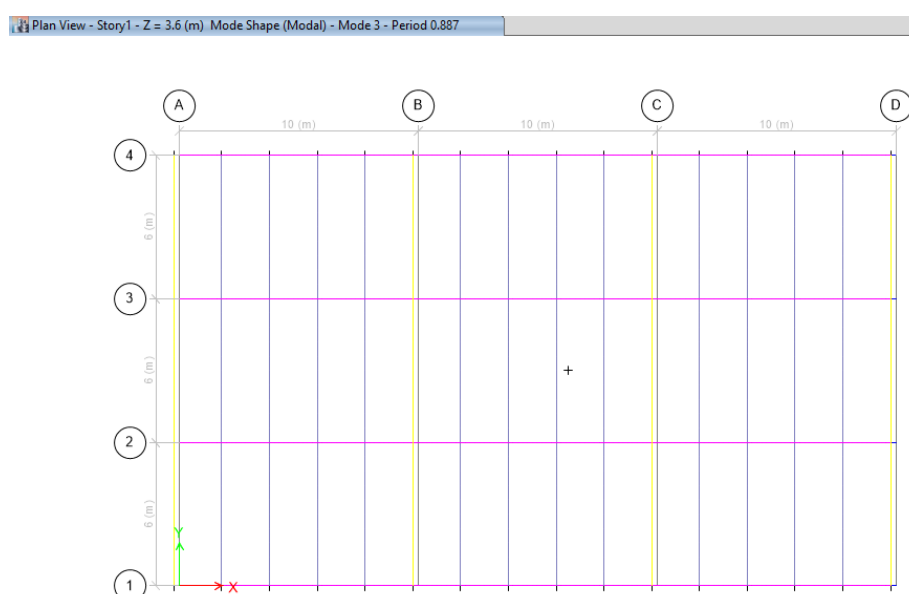


Figura 4.62. Primer modo de vibración, $T_x = 0.887$ seg.

Fuente: Los autores.

Con los nuevos periodos calculados a partir del análisis modal, se recalcula la nueva aceleración espectral, el coeficiente sísmico y por ende el cortante en la base, los resultados son presentados en la siguiente tabla y se puede observar que sus valores han disminuido con respecto a los calculados de manera aproximada, este cambio abrupto se debió al incremento de los periodos, esto nos da una premisa de que la fuerza sísmica será menor y los desplazamientos laterales disminuirán.

Tabla LVI. Nuevos valores de coeficientes para el cálculo de la fuerza sísmica

Dirección del sismo	Periodo de vibración T(seg)	Aceleración Espectral Sa(%g)	Coeficiente sísmico Cs	Cortante Basal V(Ton)
SISMO EN X	0.887	0.301	0.038	58.28
SISMO EN Y	1.474	0.181	0.023	35.27

Fuente: Los autores.

Se realizó la respectiva distribución de fuerzas y los resultados se presentan en la tabla a continuación, en donde se muestra la disminución en sus componentes, estas nuevas fuerzas serán asignadas en el modelo estructural para así poder verificar las variaciones en los periodos, desplazamientos y fuerzas internas.

Tabla LVII. Distribución de fuerza vertical para sismo en ambas direcciones.

SISMO EN X			SISMO EN Y		
Nivel	Fx (ton)	30% Fy (ton)	Nivel	30% Fx (ton)	Fy(ton)
5	15.60	3.17	5	4.68	10.58
4	18.24	3.47	4	5.47	11.57
3	12.95	2.26	3	3.89	7.54
2	7.99	1.24	2	2.40	4.12
1	3.50	0.44	1	1.05	1.47

Fuente: Los autores.

Las nuevas cargas laterales son ingresadas al modelo para cada uno de sus direcciones, esto es: Sismo X y Sismo Y.

Según la NEC-15 este proceso iterativo en donde se recalcula los periodos fundamentales mediante el análisis modal, el mismo debe repetirse hasta que la variación entre los periodos consecutivos sea menor igual que el 10%.

4.7.5. Efectos de segundo orden $P - \Delta$ e índice de estabilidad Q_i

Los efectos $P - \Delta$ según el NEC 2015, corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura en estudio, causados por los efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos de diseño y derivas de una estructura, y por ello se deben considerar para:

- El cálculo de dichos incrementos
- La evaluación de estabilidad de la estructura global.

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

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

Donde:

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

- P_i : Suma de cargas verticales totales sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i
- Δ_i : Desplazamiento relativo del piso i con respecto al piso inferior
- V_i : Cortante sísmico del piso i
- h_i : Altura del piso i considerado
- Se debe cumplir que $Q_i \leq 0.30$

Según el NEC-2015, cuando Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procesos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismoresistente establecidos en las normas vigentes.

Los efectos $P - \Delta$ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i \leq 0.10$.

Se deberán considerar los efectos $P - \Delta$ en la dirección bajo estudio únicamente cuando; $0.10 < Q_i < 0.30$, y se debe determinar un factor de mayoración:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Donde:

- $f_{P-\Delta}$: Factor de mayoración
- Q_i : Índice de estabilidad del piso i

En las siguientes tablas se presenta el cálculo del índice de estabilidad Q_i para el sentido X y sentido Y, con el respectivo cortante sísmico V_i en función del periodo de vibración calculado por el modelo matemático en ETABS.

Tabla LVIII. Resumen de coeficiente de estabilidad sentido X

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SENTIDO X - ALTERNATIVA 2							
Piso	Altura de piso (m)	Pi (ton)	Desplazamiento (m)	Deriva i (m)	Vi (ton)	Qi	Estado
5	3,6	216	0,0138	0,0022	14,89	0,009	OK
4	3,6	545,4	0,0116	0,0028	32,23	0,013	OK
3	3,6	874,8	0,0088	0,0034	44,47	0,019	OK
2	3,6	1204	0,0054	0,0034	51,97	0,022	OK
1	3,6	1533	0,002	0,002	55,21	0,015	OK

Fuente: Los autores.

Tabla LIX. Resumen de coeficiente de estabilidad sentido Y

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SENTIDO Y - ALTERNATIVA 2							
Piso	Altura de piso (m)	Pi (ton)	Desplazamiento (m)	Deriva i (m)	Vi (ton)	Qi	Estado
5	3,6	216	0,0269	0,0057	10,23	0,033	OK
4	3,6	545,4	0,0212	0,0064	21,34	0,045	OK
3	3,6	874,8	0,0148	0,0066	28,51	0,056	OK
2	3,6	1204	0,0082	0,0056	32,39	0,058	OK
1	3,6	1533	0,0026	0,0026	33,74	0,033	OK

Fuente: Los autores.

Dado que los índices de estabilidad son todos menores que 0.10 para ambos sentidos de análisis, como lo establece la normativa los efectos $P - \Delta$ no serán

considerados para el cálculo de derivas máximas de piso y por lo tanto el factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ es igual a 1.

4.7.6. Verificación de derivas de entrepiso

Se realizó un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso.

La deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

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

Las siguientes tablas muestran los valores de desplazamientos en ambas direcciones debido al estado de carga del Sismo X y Sismo Y, también se presentan los valores de deriva máxima inelástica Δ_M , las mismas que se encuentran dentro de los límites máximos, que para un edificio de acero estructural la deriva máxima debe ser: $\Delta_M < 2\%$.

Tabla LX. Control de derivas por estado de carga: Sismo X, Sismo Y.

Piso	Caso/Carga	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)	Δx	Δy	R	$0,75 \cdot R \cdot \Delta x$	$0,75 \cdot R \cdot \Delta y$
5	SISMO X	12.8	8.1	0.0006	0.0005	8	0.39%	0.32%
4	SISMO X	10.5	6.2	0.0008	0.0006	8	0.47%	0.34%
3	SISMO X	7.7	4.2	0.0009	0.0006	8	0.55%	0.33%
2	SISMO X	4.4	2.2	0.0008	0.0004	8	0.49%	0.25%
1	SISMO X	1.5	0.7	0.0004	0.0002	8	0.25%	0.11%
							CUMPLE	CUMPLE
Piso	Caso/Carga	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)	Δx	Δy	R	$0,75 \cdot R \cdot \Delta x$	$0,75 \cdot R \cdot \Delta y$
5	SISMO Y	6.1	21.2	0.0003	0.0014	8	0.20%	0.85%
4	SISMO Y	4.9	16.1	0.0004	0.0015	8	0.23%	0.90%
3	SISMO Y	3.5	10.6	0.0004	0.0014	8	0.26%	0.86%
2	SISMO Y	2	5.5	0.0004	0.0011	8	0.22%	0.64%
1	SISMO Y	0.7	1.6	0.0002	0.0005	8	0.11%	0.27%
							CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Los autores.

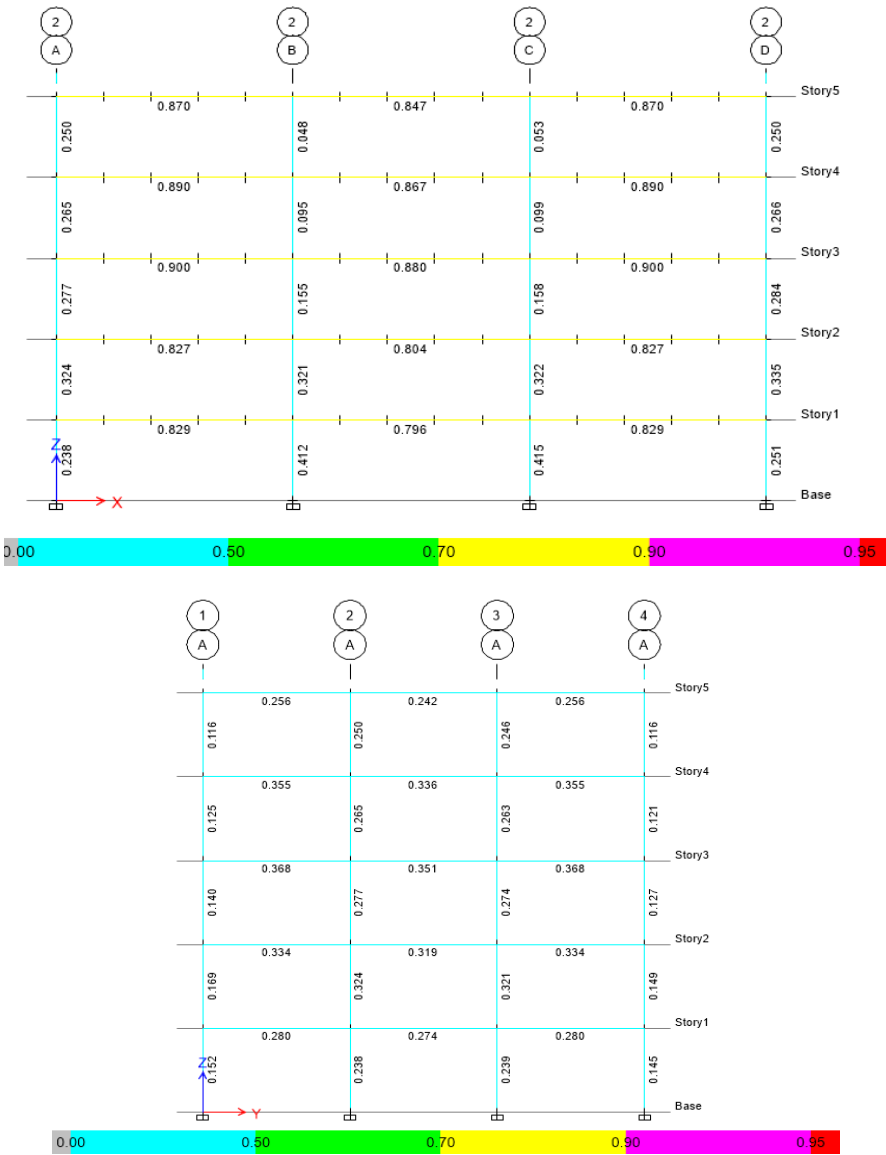


Figura 4.63 Verificación de las secciones, vista elevación en el modelo ETABS, Alternativa 2.

Fuente: Los autores.



Figura 4.64. Verificación de las secciones vista en planta en el modelo ETABS, alternativa 2
Fuente: Los autores.

4.8. Diseño de alternativa 3: Estructura metálica con columna W y vigas I conformadas a partir de placas.

4.8.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

Para la alternativa 3 se considera el predimensionamiento de las vigas secundarias y vigas principales similar al de la alternativa 2 mediante la utilización de perfiles I. Las columnas fueron predimensionadas mediante la utilización de perfiles W.

4.8.1.1. Elementos columnas

Las columnas de la edificación fueron predimensionadas considerando los requerimientos en la norma internacional AISC-360-10 y NEC 2015. Para lo cual se elaboraron hojas de cálculo donde se aplican los criterios y requerimientos de diseño establecidos por las normativas mencionadas. Las columnas fueron predimensionadas considerando los siguientes aspectos fundamentales:

- El diseño de columnas por medio de fórmulas y criterios es un proceso de ensayo y error.
- Se considera el prediseño para la columna del entrepiso 1ero, debido a que es la columna más crítica.
- La carga viva se la redujo en un 55% según lo que establece la norma NEC-2015 sección NEC-SE-CG (3.2.2c) lo que da como resultado la carga viva actuante sobre la columna:

$$L = 0.19 \text{ ton}/m^2$$

- Las combinaciones de cargas que soporta la columna fueron calculadas con las siguientes fórmulas:

$$P_d = (W_d + W_{pp}) * A_i$$

$$P_L = W_L * A_i$$

$$P_u = 1.2P_d + 1.6 P_L$$

$$P_u = P_{u1} + P_{u2} + P_{u3} + P_{u4} + P_{u5}$$

$$A_i = 10 * 6 = 60 \text{ m}^2 (\text{Área de influencia})$$

$$P_{u1} = P_{u2} = P_{u3} = P_{u4} = P_{u5} = \text{Carga axial de cada piso.}$$

Tabla LXI Cargas soportadas por las columnas del piso 1ero al 4to.

Piso del 1ero al 4to	
Pd	36.60 Ton
Pl	11.40 Ton
Pu	62.16 Ton

Fuente: Los autores.

Tabla LXII Cargas soportadas por las columnas del piso 5to.

Piso 5to	
Pd	24.00 Ton
Pl	4.20 Ton
Pu	35.52 Ton

Fuente: Los autores.

- La determinar la resistencia de diseño para pandeo flexionante (Euler) se hace referencia al Capítulo E de la AISC.

$$\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g$$

ϕ_c : Factor de resistencia debido al pandeo (0.9).

F_{cr} : Esfuerzo crítico.

A_g Área gruesa.

Para la etapa de prediseño se asume $\left(\frac{KL}{r}\right) = 50$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 8.067 \text{ ton/cm}^2$$

Para columnas cortas e intermedias en el intervalo inelástico:

$$F_e \geq 0.44 F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) * F_e = 2.22 \text{ ton/cm}^2$$

Despejando se tiene $A_g = 22.04 \text{ in}^2$

- Máxima relación de esbeltez para miembros a compresión.

$$\left(\frac{K L}{r}\right) = 200$$

- Se ensaya con el perfil W14x90 para la columna interna del primer entepiso. Se utiliza perfiles con características similares a el perfil W14 para asegurar que $\lambda < \lambda_r$ (secciones no esbeltas).

- W14X82; $A = 26.5 \text{ in}^2$; $r_y = 3.70 \text{ in}$
- $\phi_c F_{cr} = 30 \text{ Kips}$ (Tabla 4-22 AISC)

Recalculando se tiene:

$$\left(\frac{K L}{r}\right) = 38.31 < 200 \text{ OK}$$

$$\phi_c P_c = \phi_c F_{cr} A_g = 30 * 26.5 = 795 \text{ kips} = 300 \text{ ton} > P_u \text{ OK}$$

Las columnas deben estar compuesta de secciones sísmicamente compactas. Las alas y alma deben ser secciones compactas es decir que toda la sección alcance el esfuerzo de fluencia antes de pandearse, por este motivo debe cumplirse:

Para sección I (Tabla D1.1)

$$\lambda_{ps} = 0.30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_f < \lambda_{ps} \rightarrow \text{Ala sísmicamente compacta}$$

$$\lambda_{ps} = 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_w < \lambda_{ps} \rightarrow \text{Alma sísmicamente compacta}$$

- λ_{ps} = Parámetro de esbeltez máxima para elementos sísmicamente compactos.

- La normativa ecuatoriana permite multiplicar por 1.15 las relaciones ancho-espesor presentadas anteriormente, para así obtener estructuras más económicas. Los valores máximos para un esfuerzo de fluencia $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ (36KSI) y un módulo de elasticidad $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ (29000KSI) resultan:

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 0.30 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_{ps} = 9.94$$

$$\lambda_f < 9.94 \rightarrow \text{Ala sísmicamente compacta}$$

$$\lambda_{ps} = 1.15 * 2.45 * \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$\lambda_w < 81.18 \rightarrow \text{Alma sísmicamente compacta}$$

Considerando todos estos aspectos y priorizando la seguridad e integridad de los elementos estructurales, del proceso de predimensionamiento resultaron las siguientes secciones para vigas.

- Se ensaya con un perfil HSS, en nuestro país se construye perfiles con planchas.
- Para el cálculo real del factor K (relación de esbeltez), la ecuación siguiente asume pandeo elástico.

$$G_i = \frac{\Sigma E_t \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\alpha \Sigma E \left(\frac{I_v}{L_v} \right)}$$

- G_i : Factor inelástico de relación de rigideces relativas.
- E_t : Módulo de elasticidad tangente.
- Σ : Sumatoria de las rigideces relativas de todos los miembros rígidamente conectados al nudo y que se encuentran en el plano en el cual la columna es analizada.
- L_c y I_c Son el momento de inercia y la longitud de la columna, respectivamente.
- L_v y I_v son el momento de inercia y la longitud de la viga respectivamente.

La SSRC hace recomendaciones para el uso del nomograma como:

- Para conexiones rígidas de columnas a zapatas $G \rightarrow 0$. Usar $G = 1$
- Si la viga está rígidamente unida a una columna, su rigidez relativa (I/L) debe multiplicarse por el factor $\alpha = 0.67$ debido es una conexión rígida por zapata.

4.8.1.2. Criterio de columna fuerte-viga débil

Los mecanismos de piso suave son indeseables en diseño sismorresistente es decir la estructura queda inservible. A fin de evitar la posibilidad de que ocurra un piso suave se utiliza el criterio de Columna Fuerte-Viga débil.

La sección correspondiente a la columna debe cumplir con el criterio de columna fuerte viga débil para adoptar esta sección en el modelo en ETABS.

Se ha prediseñado la columna del entrepiso 1, y las columnas de los entrepisos superiores se adopta secciones menores que cumplan con este criterio para el nivel respectivo.

Este análisis se realizó para el nivel 1 en el eje Y ya que estas vigas son más peraltadas.

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}} \geq 1.0 \text{ (NEC – 2015)}$$

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma Z_c (F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g})$$

$$\Sigma M_{pv} = \sum 1,20 R_y * F_{yv} * Z_v$$

$R_y = 1.30$ para acero de F_y de 36 KSI (AISC Tabla A-3-1).

Tabla LXIV Resumen de propiedades y criterios de las columnas en el eje X, Y, alternativa 3.

		Pu (Ton)	d (mm)	h (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)	λ_f	λ_w	Sección	Sección	Ac (mm ²)	rx (mm)	Zc (mm ³)	EMpc
EJE X	PISO 5	35.52	250	214	250	18	12	6.94	17.83	SC	SC	11568	114.2	7812500	173.7
	PISO 4	97.68	310	270	370	20	12	9.25	22.50	SC	SC	18040	134.6	27324500	543.4
	PISO 3	159.84	310	270	370	20	12	9.25	22.50	SC	SC	18040	134.6	27324500	449.2
	PISO 2	222	360	320	370	20	12	9.25	26.67	SC	SC	18640	168.0	25382000	339.9
	PISO 1	284.16	360	320	370	20	12	9.25	26.67	SC	SC	18640	168.0	25382000	255.2
EJE Y	PISO 5	35.52	250	214	250	18	12	6.94	17.83	SC	SC	11568	114.2	7812500	173.7
	PISO 4	97.68	310	270	370	20	12	9.25	22.50	SC	SC	18040	134.6	27324500	543.4
	PISO 3	159.84	310	270	370	20	12	9.25	22.50	SC	SC	18040	134.6	27324500	449.2
	PISO 2	222	360	320	370	20	12	9.25	26.67	SC	SC	18640	168.0	25382000	339.9
	PISO 1	284.16	360	320	370	20	12	9.25	26.67	SC	SC	18640	168.0	25382000	255.2

Fuente: Los autores.

Tabla LXIII Comprobación criterio columna fuerte-viga débil de las columnas en el eje X, Y, alternativa 3.

		Criterio columna fuerte-viga débil				Criterio columna fuerte-viga débil			
		EMpc	EMpv	Empc/Empv ≥ 1		EMpv	EMpc	Empc/Empv ≥ 1	
EJE X	PISO 5	174	56	3	OK	113	174	2	OK
	PISO 4	717	121	6	OK	242	717	3	OK
	PISO 3	993	121	8	OK	242	993	4	OK
	PISO 2	789	135	6	OK	270	789	3	OK
	PISO 1	595	135	4	OK	270	595	2	OK
EJE Y	PISO 5	174	16	11	OK	33	174	5	OK
	PISO 4	717	26	28	OK	52	717	14	OK
	PISO 3	993	26	38	OK	52	993	19	OK
	PISO 2	789	31	25	OK	63	789	13	OK
	PISO 1	595	31	19	OK	63	595	9	OK

Fuente: Los autores.

4.8.2. Modelamiento estructural

Las características estructurales aplicadas al modelo matemático realizado en el software ETABS son las siguientes:

- Todos los pórticos son resistentes a momento
- Columnas empotradas en la base
- Zonas rígidas
- Conexiones totalmente restringidas para todos los pórticos
- Diafragmas rígidos

Procedimiento de modelamiento estructural:

- Generar las grillas en planta y los niveles en elevación, en función de la configuración arquitectónica.
- Definir materiales a utilizar.
- Definir secciones de vigas principales, secundaria y secciones de columnas.
- Asignar elementos estructurales de manera espacial.
- Asignar empotramiento en la base y nudos rígidos.
- Definir y asignar diafragmas rígidos de pisos.
- Definir y asignar cargas gravitacionales y sísmicas.

- Definir las combinaciones de cargas según la NEC-15
- Definir la masa sísmica.

A continuación, se presentan el esquema de las plantas y elevaciones que comprende la estructura del edificio, en las cuales se muestra las secciones asignadas, columnas, vigas principales en sentido X y Y, y vigas secundarias.

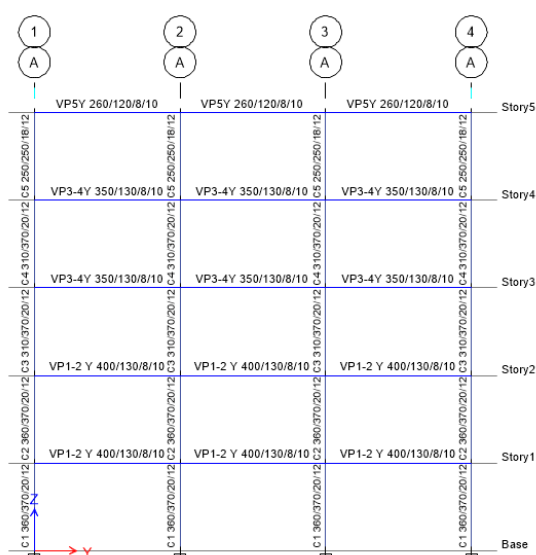


Figura 4.65. Vista transversal del edificio alternativa 3.

Fuente: Los autores.

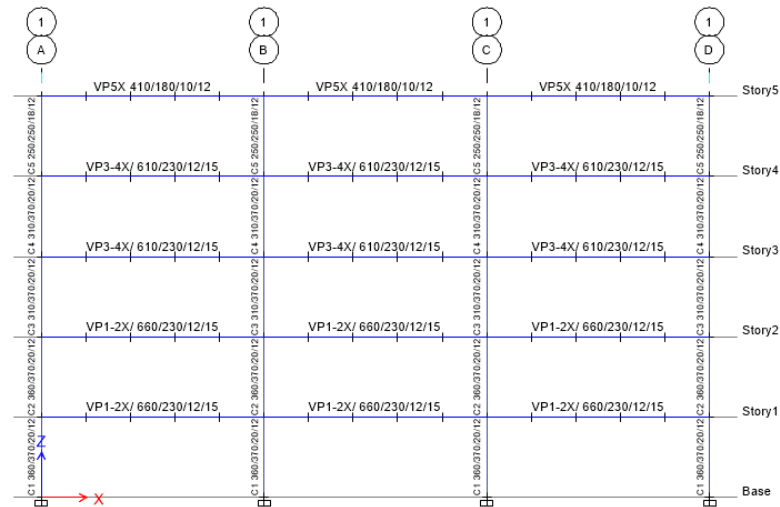


Figura 4.66. Vista longitudinal del edificio.

Fuente: Los autores.

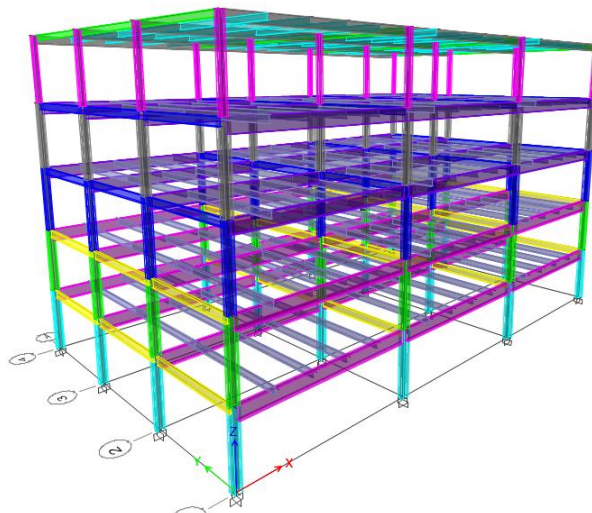


Figura 4.67. Vista 3D del modelo para el análisis alternativa 3.

Fuente: Los autores.

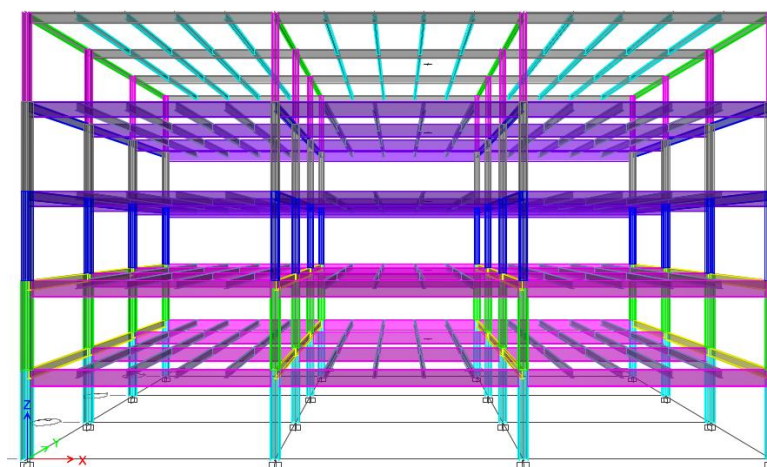


Figura 4.68. Vista 3D pórticos principales plano XZ alternativa 3.
Fuente: Los autores.

4.8.3. Análisis estructural.

El análisis estructural se lo realizó por medio del uso del programa ETABS, para lo cual se implementó los mismos criterios utilizados en el modelo de la alternativa 1 y 2 correspondiente a diseño de la edificación con secciones compuestas.

En la **Figura 4.69** se presenta el diagrama cortante en las columnas producidos por la carga sísmica en sentido X, asimismo en la **Figura 4.70** se presenta el diagrama cortante producido por la carga sísmica en sentido Y.

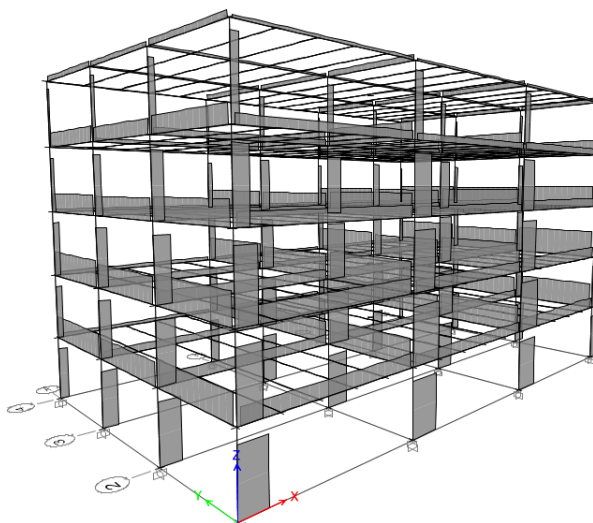


Figura 4.69. Diagrama de fuerzas cortantes por sismo X, alternativa 3.
Fuente: Los autores.

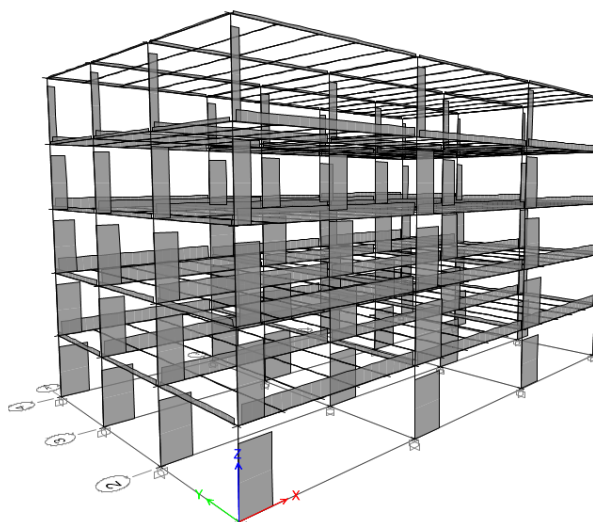


Figura 4.70. Diagrama de fuerzas cortantes por sismo Y, alternativa 3.
Fuente: Los autores.

De manera similar la **Figura 4.71** presenta los diagramas de momento flector en vigas y columnas por sismo en dirección X. Los valores significativos se producen en las primeras plantas debido al incremento de la fuerza cortante.

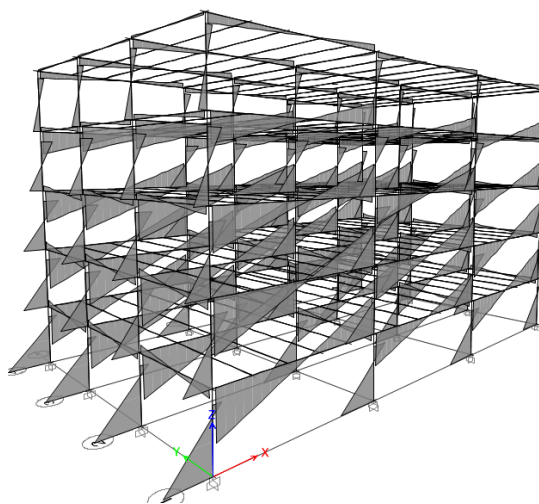


Figura 4.71. Diagramas de momentos por efecto del sismo en dirección X.
Fuente: Los autores.

La **Figura 4.72** presenta los mismos diagramas, pero ahora por acción de las cargas gravitacionales, precisamente la combinación $1.2D + 1.6L + 0.5Lr$.

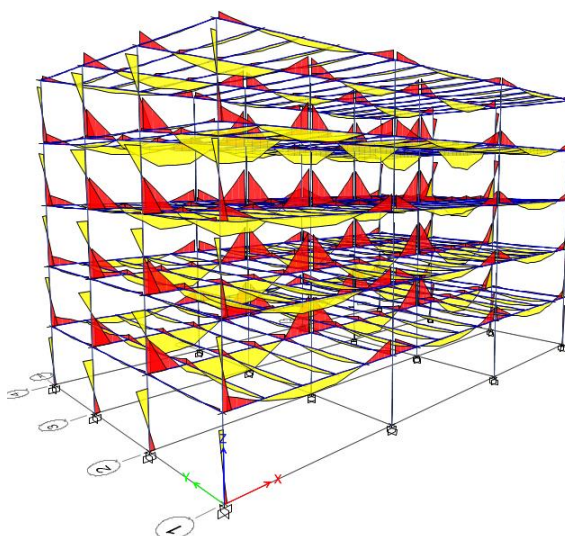


Figura 4.72. Diagramas de momentos por cargas gravitacionales.
Fuente: Los autores.

Entre otros diagramas de mayor relevancia para rescatar del análisis tenemos el de carga axial, la **Figura 4.73** muestra el efecto que genera el sismo en dirección X, con 30% del sismo en Y y 5% de excentricidad, las columnas del eje A se encuentran en tracción, mientras que las del eje D se encuentran a compresión, vale recalcar que una buena interpretación en base a conocimientos del comportamiento estructural y de los diagramas que proporciona el software, generaran un diseño óptimo con bajos índices de errores.

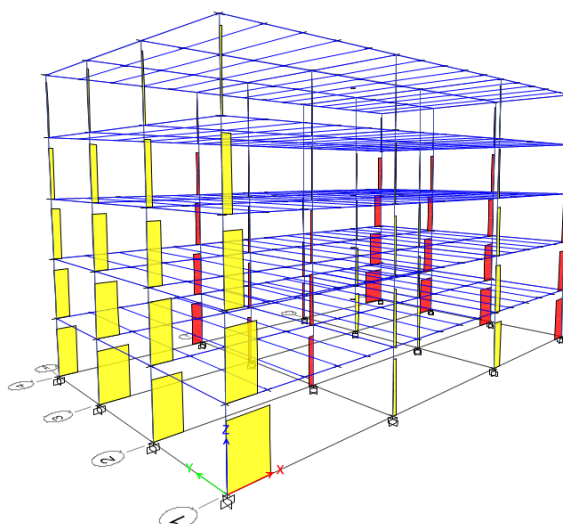


Figura 4.73. Diagramas de fuerza axial para estado de carga sísmica en X, alternativa 3.
Fuente: Los autores.

4.8.4. Cálculo de periodos reales del análisis modal y nuevo cálculo de fuerzas sísmicas

Los periodos fundamentales calculados en la fase del prediseño son revalidados y recalculados de acuerdo a el análisis modal obtenido del modelo

matemático generado con el programa ETABS con un mínimo de tres modos por cada nivel, de esta manera se recalculó las fuerzas sísmicas para los diferentes periodos que resultaron del análisis modal antes mencionado.

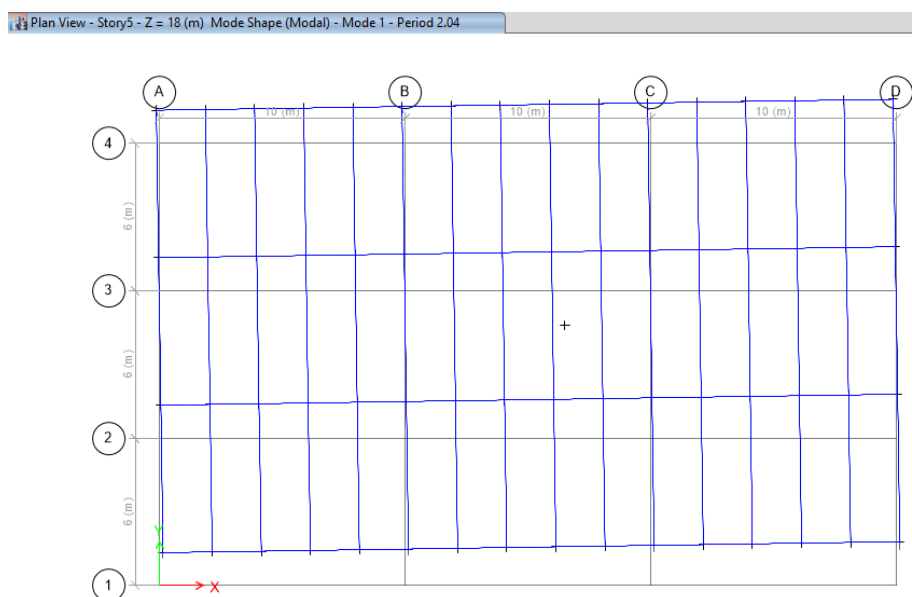


Figura 4.74. Primer modo de vibración alternativa 3, $T_y = 2.04$ seg.
Fuente: Los autores.

La **Figura 4.74** muestra el primer modo de vibración que genera una traslación en el sentido Y, acompañada de una rotación en contra del sentido de las manecillas del reloj, debido a la excentricidad con la cual actúa el sismo y el porcentaje que toma de la otra dirección X, el primer modo de vibración tiene un periodo de 2.04 segundos el cual varía con el valor calculado en la fase del predimensionamiento.

De igual manera la **Figura 4.75** muestra el tercer modo de vibración que genera una traslación en el sentido X, este tiene un periodo de 1.15 segundos,

que se aleja del valor aproximado y por ende se debe recalcular el coeficiente de aceleración espectral (S_a) para ambos periodos.

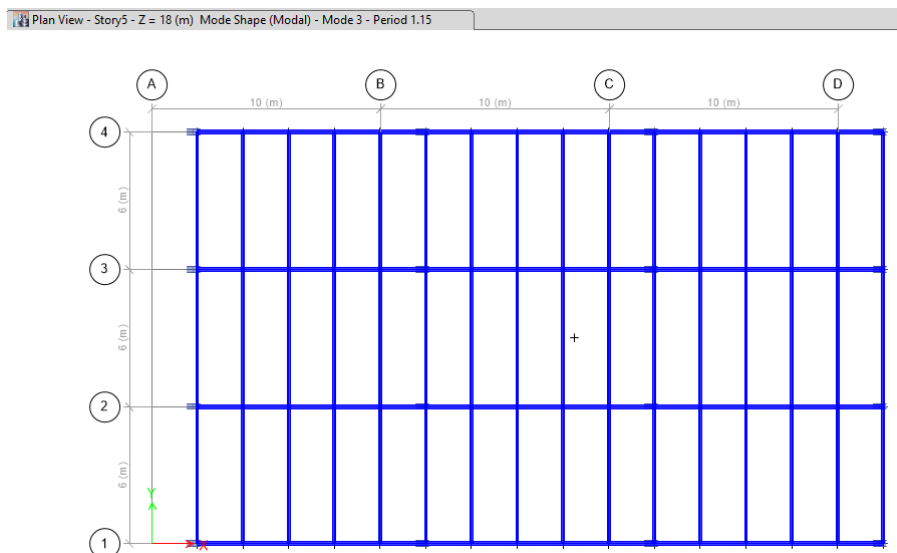


Figura 4.75. Primer modo de vibración alternativa 3, $T_x=1.15$ seg.

Fuente: Los autores.

Con los nuevos periodos calculados a partir del análisis modal, se recalcula la nueva aceleración espectral, el coeficiente sísmico y por ende el cortante en la base, los resultados son presentados en la siguiente tabla y se puede observar que sus valores han disminuido con respecto a los calculados de manera aproximada, este cambio se debe al incremento de los periodos, esto da una premisa de que la fuerza sísmica será menor y los desplazamientos laterales disminuirán.

Tabla LXV. Nuevos valores de coeficientes para el cálculo de la fuerza sísmica, alternativa 3.

Dirección del sismo	Periodo de vibración T(seg)	Aceleración Espectral Sa(%g)	Coeficiente sísmico Cs	Cortante Basal V(Ton)
SISMO EN X	1.15	0.232	0.029	44.47
SISMO EN Y	2.04	0.131	0.016	24.54

Fuente: Los autores.

Se realizó la respectiva distribución de fuerzas y los resultados se presentan en la tabla a continuación, en donde se muestra la disminución en sus componentes, estas nuevas fuerzas serán asignadas en el modelo estructural para así poder verificar las variaciones en los periodos, desplazamientos y fuerzas internas.

Tabla LXVI. Distribución de fuerzas verticales sismo en ambas direcciones, alternativa 3.

SISMO EN X			SISMO EN Y		
Nivel	Fx (ton)	30% Fy (ton)	Nivel	30% Fx (ton)	Fy(ton)
5	12.57	2.43	5	3.77	8.09
4	14.25	2.49	4	4.28	8.31
3	9.72	1.50	3	2.92	4.99
2	5.67	0.73	2	1.70	2.44
1	2.25	0.21	1	0.68	0.71

Fuente: Los autores.

Las nuevas cargas laterales son ingresadas al modelo para cada uno de sus direcciones, esto es: Sismo X y Sismo Y.

Según la NEC-15 este proceso iterativo en donde se recalcula los periodos fundamentales mediante el análisis modal, el mismo debe repetirse hasta que la variación entre los periodos consecutivos sea menor igual que el 10%.

Number of Load Sets

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story5	D5	3.77	8.09	0
Story4	D4	4.28	8.31	0
Story3	D3	2.92	4.99	0
Story2	D2	1.7	2.44	0
Story1	D1	0.68	0.71	0

1

☒ Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms)

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

Figura 4.76. Ingreso de datos de nueva distribución de fuerzas en ETABS, SISMO X, Alternativa 3.
Fuente: Los autores.

Number of Load Sets

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story5	D5	12.57	2.43	0
Story4	D4	14.25	2.49	0
Story3	D3	9.72	1.5	0
Story2	D2	5.67	0.73	0
Story1	D1	2.25	0.21	0

1

☒ Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms)

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

Figura 4.77. Ingreso de datos de nueva distribución de fuerzas en ETABS, SISMO Y, Alternativa 3.
Fuente: Los autores.

4.8.5. Efectos de segundo orden $P - \Delta$ e índice de estabilidad Q_i

Los efectos $P - \Delta$ según el NEC 2015, corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura en estudio, causados por

los efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos de diseño y derivas de una estructura, y por ello se deben considerar para:

- El cálculo de dichos incrementos
- La evaluación de estabilidad de la estructura global.

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

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

Donde:

- Q_i : Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden
- P_i : Suma de cargas verticales totales sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i
- Δ_i : Desplazamiento relativo del piso i con respecto al piso inferior
- V_i : Cortante sísmico del piso i
- h_i : Altura del piso i considerado

Se debe cumplir que $Q_i \leq 0.30$

Según el NEC-2015, cuando Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procesos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sísmoresistente establecidos en las normas vigentes.

Los efectos $P - \Delta$ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad $Q_i \leq 0.10$.

Se deberán considerar los efectos $P - \Delta$ en la dirección bajo estudio únicamente cuando; $1 < Q_i < 0.30$, y se debe determinar un factor de mayoración:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Donde:

- $f_{P-\Delta}$: Factor de mayoración
- Q_i : Índice de estabilidad del piso i

En las siguientes tablas se presenta el cálculo del índice de estabilidad Q_i para el sentido X y sentido Y, con el respectivo cortante sísmico V_i en función del periodo de vibración calculado por el modelo matemático en ETABS.

Tabla LXVII. Resultados de análisis de estabilidad sentido X

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SENTIDO X - ALTERNATIVA 3							
Piso	Altura de piso (m)	Pi (ton)	Desplazamiento (m)	Deriva i (m)	Vi (ton)	Qi	Estado
5	3,6	216	0,0175	0,0031	12,57	0,015	OK
4	3,6	545,4	0,0144	0,0033	26,83	0,019	OK
3	3,6	874,8	0,0111	0,0042	36,55	0,028	OK
2	3,6	1204	0,0069	0,0041	42,22	0,032	OK
1	3,6	1533	0,0028	0,0028	44,47	0,027	OK

Fuente: Los autores.

Tabla LXVIII. Resultados de análisis de estabilidad sentido Y

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN SENTIDO Y - ALTERNATIVA 1							
Piso	Altura de piso (m)	Pi (ton)	Desplazamiento (m)	Deriva i (m)	Vi (ton)	Qi	Estado
5	3,6	216	0,044	0,0065	9,46	0,041	OK
4	3,6	545,4	0,0375	0,0125	19,62	0,097	OK
3	3,6	874,8	0,025	0,0105	26,09	0,098	OK
2	3,6	1204	0,0145	0,0085	29,52	0,096	OK
1	3,6	1533	0,006	0,006	30,67	0,083	OK

Fuente: Los autores.

Dado que los índices de estabilidad son todos menores que 0.10 para ambos sentidos de análisis, como lo establece la normativa los efectos $P - \Delta$ no serán considerados para el cálculo de derivas máximas de piso y por lo tanto el factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ es igual a 1.

4.8.6. Verificación de derivas de entrepiso

Se realizó un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso para la alternativa 3. Las siguientes tablas muestran los valores de desplazamientos en ambas direcciones debido al estado de carga del SISMO X y SISMO Y, también se presentan los valores de deriva máxima inelástica Δ_M , las mismas que se encuentran dentro de los límites máximos, que para un edificio de acero estructural la deriva máxima debe ser: $\Delta_M < 2\%$.

Tabla LXIX. Control de derivas por estado de carga: SISMO X, alternativa 3

Piso	Caso/Carga	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)	Δx	Δy	R	$0,75 \cdot R \cdot \Delta x$	$0,75 \cdot R \cdot \Delta y$
5	SISMO X	18.00	10.80	0.0006	0.0005	8	0.39%	0.32%
4	SISMO X	14.90	8.70	0.0008	0.0006	8	0.47%	0.34%
3	SISMO X	11.40	6.50	0.0009	0.0006	8	0.55%	0.33%
2	SISMO X	7.10	4.00	0.0008	0.0004	8	0.49%	0.25%
1	SISMO X	3.00	1.60	0.0004	0.0002	8	0.25%	0.11%
							CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Los autores.

Tabla LXX. Control de derivas por estado de carga: SISMO Y, Alternativa 3.

Piso	Caso/Carga	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)	Δx	Δy	R	$0,75 \cdot R \cdot \Delta x$	$0,75 \cdot R \cdot \Delta y$
5	SISMO Y	2.50	27.50	0.0003	0.0014	8	0.20%	0.85%
4	SISMO Y	2.10	22.10	0.0004	0.0015	8	0.23%	0.90%
3	SISMO Y	1.60	16.50	0.0004	0.0014	8	0.26%	0.86%
2	SISMO Y	1.00	10.20	0.0004	0.0011	8	0.22%	0.64%
1	SISMO Y	0.50	4.00	0.0002	0.0005	8	0.11%	0.27%
							CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Los autores.



Figura 4.78. Verificación de secciones en el modelo ETABS, alternativa 3.
Fuente: Los autores.



Figura 4.79. Verificación de secciones en el modelo ETABS, alternativa 3.
Fuente: Los autores.

CAPÍTULO V

5. ANÁLISIS DE IMPACTO AMBIENTAL

5.1. Descripción de línea base

El presente proyecto consiste en la construcción de un edificio residencial que se implementará en la zona correspondiente a PARCON-ESPOL. La topografía que presenta el área de influencia es un terreno irregular, presenta un relieve con zonas accidentadas con variaciones de alturas que van entre 1 y 2 metros de desnivel.

En el área de estudio existe la presencia abundante de maleza, sin embargo, no presenta flora alguna que pueda ser afectada por los trabajos de construcción en esta zona. No existe la presencia de fauna endémica.

Debido a que en la zona en donde se llevará a cabo la construcción del proyecto existe edificaciones cercanas como PARCON, Edificio del Pre-politécnico, algunas personas en el transcurso de los días se verán afectadas por el ruido que provocará la construcción del proyecto.

5.2. Marco legal ambiental

Las consideraciones del marco legal que se deben tomar en cuenta para el estudio de Impacto Ambiental están reguladas por las normas activas en el país y también se pueden tomar referencia artículos de ediciones pasadas de normas muy útiles que se nombrarán a continuación:

- Texto Unificado de Legislación Ambiental (TULSMA), consta de 10 tomos, de manera específica a su Libro VI “De la Calidad Ambiental” y en otros capítulos (III, IV y V) se menciona objetivos, elementos y proceso de evaluación de impactos ambientales, aparte de basarse específicamente en el Control de la Contaminación Ambiental.
- Ley de Prevención y Control de la Contaminación Ambiental
- Reglamento para el Manejo de Desechos Sólidos (parte de Ley de Prevención).

Adicional a estos reglamentos se tiene que tomar en cuenta como apoyo al Reglamento de Seguridad para la Construcción y Obras Públicas, que contempla los siguientes temas de construcción:

- Construcción y Trabajos en Altura
- Excavaciones
- Cimentaciones

- Maquinaria Pesada de Obra
- Maquinarias de Elevación
- Instalaciones Eléctricas Temporales
- Señalización para Construcción o Reparación de Calles y Carreteras
- Elementos de Protección Personal
- Condiciones de Higiene y de Medicina Laboral Preventiva

Estos son temas del Reglamento que los constructores conocen y deben aplicar en las obras. Adicionalmente, el Artículo 12 del Código de Salud, establece que: "Los reglamentos y disposiciones sobre molestias públicas, tales como, ruidos, olores desagradables, humos, gases tóxicos, polvo atmosférico, emanaciones y otras, serán establecidas por la autoridad de salud".

5.3. Identificación de los impactos ambientales

Para lograr identificar los impactos ambientales producidos por la ejecución del proyecto se consideran las fases de construcción, operación y mantenimiento del presente proyecto.

5.3.1. Impactos positivos generados

Entre los principales impactos positivos que generada la ejecución del presente proyecto tenemos:

- Generación temporal de fuentes de empleado para la comunidad.
- Alojamiento para estudiantes politécnicos.
- Mejoramiento del entorno.

5.3.2. Impactos negativos generados

Entre los principales impactos negativos generados por la ejecución del presente proyecto tenemos:

- Generación de ruido en el sector de implantación debido al uso de las maquinarias de construcción.
- Contaminación del aire, suelo y afluentes de agua debido a la generación de desechos durante la construcción.

5.3.3. Evaluación de impacto ambiental

Los impactos ambientales positivos y negativos causados por la ejecución del presente proyecto se valorizarán y evaluará mediante la implementación del

método de Matices de Impacto Ambiental; el cual consiste en evaluar el impacto ambiental producido por las actividades correspondientes a las etapas de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

Para evaluar los impactos de las actividades correspondientes a cada etapa, se emplearán los siguientes componentes ambientales:

- Agua. - Calidad de agua, escorrentía, subterránea, drenaje.
- Suelo. - Calidad del suelo, topografía.
- Flora. - Terrestre, Acuática.
- Fauna. -Terrestre, Acuática.
- Socio Económico. - Generación de empleo

El propósito del estudio se refiere al proyecto de construcción del edificio residencial, para el cual las actividades relevantes a considerarse correspondientes a cada etapa del proyecto son:

- **Etapas de Construcción.**- Limpieza y desbroce, señalización, topografía, movimientos de tierra, construcción de obras temporales como caseta, campamentos, instalación de baterías sanitarias, transporte de material, construcción de cimientos y estructuras en general(losa metálica, plintos), ubicación de perfiles metálicos, generación de desechos sólidos, reutilización y/o disposición del material de construcción, construcción de

mampostería, enlucidos, instalaciones básicas (sanitarias, eléctricas, climatización, redes telefónicas), reutilización y /o disposición del material de desalojo, construcción de acabados (áreas a empastar, pintar y acabados en general, colocación de iluminación dentro del edificio, ascensor), desalojo de obra (desarme de instalaciones, desalojo y manejo de escombros y desechos inertes, y transporte de materiales en general).

- **Etapas de Operación.** - Circulación de vehículos, actividades de limpieza, generación de desechos sólidos, servicios básicos tales como consumo de energía y agua potable.
- **Etapas de Mantenimiento.** - Circulación de vehículos, limpieza de la vía de acceso, mantenimiento de paredes, rehabilitación de estructuras que presentan corrosión.

Para la evaluación de los impactos ambientales se considerarán las matrices:

- Matriz Intensidad

El valor numérico de la matriz intensidad varía de 1–10 dependiendo del grado de cambio impactado, siendo:

10 = el valor indicado de mayor impacto ambiental

1 = muy bajo impacto ambiental.

0 = impactos ambientales leves o imperceptibles.

- Matriz Duración

El valor numérico de la matriz duración varía de 0–10, siendo:

10 = para impactos ambientales mayores a 10 años

5 = para impactos ambientales de 5 -10 años

1 = para impactos ambiental menores a 5 años

0 = para aquellas actividades en que los impactos son imperceptibles

- Matriz Extensión

El valor numérico de la extensión varía de 0–10, siendo:

10 = para impactos ambientales regulares

5 = para impactos ambientales locales

1 = para impactos ambientales puntuales

0 = no causantes de daño al ambiente

- Matriz Signo

La matriz signo como su nombre lo indica no destinada a un valor numérico entre un intervalo, sino que esta representanta con:

-1 = para impactos ambientales negativos

1 = para impactos ambientales positivos

Sin signo si no se causa ningún impacto en el medio ambiente

- Matriz Magnitud

Los valores numéricos de la matriz magnitud están dados por las matrices intensidad, duración y extensión por un factor correspondiente a cada matriz.

Para la matriz intensidad un factor de 0.4, para la matriz extensión un factor de 0.3 y matriz duración un factor de 0.3; donde el valor de la matriz magnitud estará dado como:

$$M = \pm(Intensidad * F_{int}) + (Extensión * F_{ext}) + (Duración * F_{dur})$$

- Matriz de Reversibilidad

El valor numérico de la matriz de reversibilidad varía de 1 – 10 dependiendo del grado de reversibilidad que puedan tener los impactos, siendo:

10 = impactos irreversibles

8 = impactos reversibles a largo plazo

5 = parcialmente reversibles

1 = altamente reversibles

- Matriz de Riesgo

El valor numérico de la matriz de riesgo varía dependiendo de la probabilidad de que ocurran impactos a los componentes ambientales, siendo:

10 = impactos de alta probabilidad de ocurrencia

5 = impactos de probabilidad media

1 = impactos de probabilidad baja

- Matriz de Valoración de Impacto Ambiental (V.I.A.)

Los valores numéricos de la matriz V.I.A. están dados por las matrices de magnitud, reversibilidad y riesgo, las mismas que se multiplican por un factor correspondiente a cada matriz.

Para la matriz magnitud un factor de 0.4, para la matriz de riesgo un factor de 0.4 y para la matriz de reversibilidad un factor de 0.2; donde el valor de la matriz V.I.A. estará dado como:

$$V.I.A. = Reversibilidad^{Frev} * Riesgo^{Friesgo} * |Magnitud|^{Fmagnitud}$$

- Rango de Impacto Ambiental

Indica el nivel de impacto que tendrán las actividades en cada uno de los componentes ambientales, su valor numérico varía entre 0 – 10; donde:

0 = Neutro

1 – 4 = Bajo

4 – 7 = Medio

7 – 10 = Alto

En la **Tabla LXXI**, **Tabla LXXII**, **Tabla LXXIII** se presentan las matrices resultantes de Valoración de Impacto Ambiental para las fases de construcción, operación y mantenimiento de la edificación. Las matrices intensidad, duración, extensión, signo, magnitud, reversibilidad y riesgo para cada fase respectivamente, se presentan en los apéndices. En todas las fases del proyecto se genera fuentes de empleo para la comunidad lo que crea un impacto positivo para el entorno.

Tabla LXXI. Matriz de Valoración de Impacto Ambiental-Fase de Construcción.

	Componentes Ambientales														Peso Relativo Actividades
Actividades	Agua				Suelo		Flora		Fauna		Aire			Socio Económico	
	Calidad del Agua	Esorrentía	Subterránea	Drenaje	Calidad del Suelo	Topografía	Terrestre	Acuática	Terrestre	Acuática	Ruido	Material Particulado	Gases	Generación de Empleo	
Limpieza y Desbroce	4.5	0.0	0.0	4.2	4.4	4.3	4.2	0.0	4.2	0.0	5.0	5.0	0.0	5.3	41.0
Señalización	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	2.9	4.0	0.0	4.0	0.0	4.3	3.7	0.0	5.3	28.3
Topografía	4.4	3.2	0.0	2.9	4.0	4.7	3.9	0.0	3.9	0.0	4.0	4.5	0.0	5.3	40.9
Movimientos de Tierra	4.3	3.0	2.9	4.0	4.9	4.4	4.0	0.0	3.1	0.0	4.4	4.4	0.0	5.3	44.7
Construcción de obras temporales	4.4	0.0	0.0	4.0	4.0	4.0	4.0	0.0	3.1	0.0	5.1	4.0	0.0	5.3	38.2
Transporte de material	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	5.2	4.0	0.0	5.3	19.6
Construcción de cimientos y estructuras en general	4.7	4.5	4.2	4.2	4.3	2.9	0.7	0.0	0.7	0.0	5.2	4.4	0.0	5.3	41.0
Ubicación de perfiles metálicos	3.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1	4.0	0.0	5.3	17.9
Generación de desechos-Drenaje	5.4	4.7	2.9	3.0	4.3	0.0	2.9	0.0	2.9	0.0	2.9	3.9	0.0	5.3	38.1
Construcción de mampostería, enlucidos.	4.4	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	4.0	0.0	4.0	0.0	4.5	4.5	0.0	5.3	30.8
Instalaciones básicas	4.5	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	2.9	0.0	2.9	0.0	4.5	4.0	0.0	5.3	28.1
Construcción de acabados	4.4	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	4.0	0.0	3.1	0.0	4.5	4.4	0.0	5.3	29.8
Desalojo de obra	4.4	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	4.0	0.0	3.1	0.0	4.5	4.3	0.0	5.3	29.7
Peso Relativo Componentes Ambientales	48.9	15.6	9.9	22.3	50.6	23.1	38.8	0.0	35.8	0.0	59.0	55.1	0.0	69.0	

Fuente: Los autores.

Tabla LXXII. Matriz de Valoración de Impacto Ambiental - Fase de Operación.

Actividades	Componentes Ambientales														Peso Relativo Actividades
	Agua				Suelo		Flora		Fauna		Aire			Socio Económico	
	Calidad del Agua	Esorrentía	Subterránea	Drenaje	Calidad del Suelo	Topografía	Terrestre	Acuática	Terrestre	Acuática	Ruido	Material Particulado	Gases	Generación de Empleo	
Circulación de vehículos	0.0	0.0	0.0	0.0	3.9	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.9	0.0	0.0	5.7	16.5
Actividades de limpieza	3.8	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	0.0	1.7	0.0	1.0	3.8	0.0	5.7	19.3
Servicios básicos: Consumo de energía y agua potable	3.7	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	2.7	0.0	5.7	17.9
Generación de desechos sólidos	4.7	3.3	0.0	0.0	5.2	0.0	2.7	0.0	2.7	0.0	2.9	0.0	0.0	5.7	27.0
Peso Relativo Componentes Ambientales	12.1	8.0	0.0	0.0	9.1	3.0	4.4	0.0	4.4	0.0	10.6	6.5	0.0	22.8	

Fuente: Los autores.

Tabla LXXIII. Matriz de Valoración de Impacto Ambiental - Fase de Mantenimiento.

	Componentes Ambientales														Peso Relativo Actividades
Actividades	Agua				Suelo		Flora	Fauna		Aire			Socio Económico		
	Calidad del Agua	Esorrentía	Subterránea	Drenaje	Calidad del Suelo	Topografía	Terrestre	Acuática	Terrestre	Acuática	Ruido	Material Particulado	Gases	Generación de Empleo	
Circulación de vehículos	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	2.7	0.0	0.0	0.0	0.0	4.9	0.0	0.0	5.7	16.1
Limpieza de vía de acceso	2.9	2.9	0.0	0.0	2.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.7	4.9	0.0	5.7	23.9
Mantenimiento de paredes	3.0	2.9	0.0	1.7	2.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8	4.7	0.0	5.7	25.7
Mantenimiento de estructuras que presentan corrosión.	3.9	3.0	0.0	1.7	3.5	0.0	2.9	0.0	1.9	0.0	2.9	2.9	3.2	5.7	31.5
Peso Relativo Componentes Ambientales	9.8	8.8	0.0	3.4	12.1		2.9	0.0	1.9	0.0	17.2	12.4	3.2	22.8	

Fuente: Los autores.

En la **Tabla LXXIV**, **Tabla LXXV**, **Tabla LXXVI** se presenta las actividades que producen mayor impacto en las diferentes fases, con el rango de impacto ambiental que genera cada una de estas.

Tabla LXXIV. Rango de impacto ambiental-Fase construcción.

Actividades	Recurso afectado	Rango de impacto ambiental
Limpieza y Desbroce	Aire (polvo)	Medio
Movimientos de Tierra	Suelo	Medio
Construcción de cimientos y estructuras en	Aire (ruido)	Medio

Fuente: Los autores.

Tabla LXXV. Rango de impacto ambiental-Fase operación.

Actividades	Recurso afectado	Rango de impacto ambiental
Generación de desechos sólidos	Suelo	Medio
Actividad de limpieza	Agua, aire	Bajo
Servicios básicos	Agua	Bajo

Fuente: Los autores.

Tabla LXXVI. Rango de impacto ambiental-Fase mantenimiento.

Actividades	Recurso afectado	Rango de impacto ambiental
Mantenimiento de estructuras que presenten corrosión	Agua, suelo, aire	Medio
Mantenimiento de paredes	Aire (ruido, polvo)	Medio
Limpieza de vía de acceso	Aire (polvo)	Bajo

Fuente: Los autores.

5.4. Estructura del Plan de Manejo Ambiental

El Plan de Manejo Ambiental está estructurado por los siguientes programas para el proyecto:

1. Programa de prevención y control de la contaminación
2. Programa de contingencias y riesgos
3. Programa de higiene y Seguridad laboral
4. Programa de manejo de desechos
5. Programa de capacitación ambiental
6. Programa de monitoreo, control y seguimiento

5.4.1. Programa de prevención y control de la contaminación

El plan de prevención, corrección y mitigación ambiental, contiene las medidas que se deben cumplir, para prevenir, corregir y mitigar los impactos ambientales significativos de carácter negativo que se pueden presentar, por las actividades que se desarrollen durante la fase de construcción.

Objetivos

- Optimizar y monitorear los procedimientos de construcción, a fin de reducir o eliminar los potenciales procesos de generación de contaminación de los recursos ambientales aire, agua y el suelo.
- Implementar y ejecutar un proceso preventivo, controlado y optimizado de gestión de los residuos, que permita minimizar los potenciales riesgos ambientales que generaría la construcción.

Alcance

Las medidas de este programa se aplicarán a los recursos que principalmente se ven afectados por la construcción.

Actividades

A continuación, se detallan las actividades que se desarrollarán para cumplir con los objetivos de este programa:

- Colocar lonas, plásticos y cobertores en los vehículos que transporten y materiales de la construcción, para evitar levantamiento de partículas al aire.
- Colocar lonas, plásticos y cobertores en los montículos de materiales de construcción (lastre, piedra, arena) para evitar levantamiento de partículas al aire.
- Para evitar la emanación de polvo, en las actividades de excavación y en las vías de acceso, se humedecerá con agua la tierra por lo menos 5 veces al día, para ello se utilizará un tanquero.
- Se construirá cubetos provisionales para evitar el derrame de aceite y combustible.
- Se construirá trampas de grasa que permita concentrar todos los desechos líquidos (combustibles, diesel, pintura, disolventes, grasas).

- Durante la fase de construcción se genera escombros a gran escala, estos deberán ser ubicados en un sitio destinado para su acumulación temporal, el lugar tendrá que ser cercado y delimitado.
- Los materiales de construcción, herramienta menor, disolventes, pintura, etc que se empleen durante la ejecución de la obra contará con un lugar de almacenamiento, esto evitará que se encuentren dispersos, regados, producto de ello puedan provocar contaminación de agua, suelo, aire o a su vez un accidente laboral.
- El personal que trabaje en la obra dispondrá de dormitorios cómodos y baterías sanitarias, están contarán con un sistema de acumulación de aguas negras conocidas como fosa séptica diseñados con buenas técnicas del constructor.
- Para la limpieza y mantenimiento de las aguas negras durante la fase de construcción se contará con un vacumm de capacidad 2000 galones que permita succionar y evacuar los desechos hacia un lugar destinado por la autoridad competente.
- Continuar con el mantenimiento mecánico de la maquinaria y equipos, para ajustar y reemplazar todos los elementos flojos o desgastados que trabajan con altos niveles de presión sonora.
- Para el transporte de los materiales y maquinaria que ingresan y salen de la zona de construcción, se deberá considerar las siguientes medidas:

- Los vehículos, evitarán velocidades excesivas, para disminuir riesgos de accidentes y atropellos, disminuir el levantamiento de particulados y evitar el derrame del material transportado.
- En operaciones de carga y descarga de material, el vehículo se detendrá completamente y pondrá el freno de emergencia; realizará la tarea en los lugares autorizados, con señalización y precauciones de seguridad.

5.4.2. Programa de contingencias y riesgos

Las contingencias son eventos adversos, que se pueden presentar por situaciones, de origen natural o antrópico y que están en directa relación con el potencial de riesgo y vulnerabilidad del área.

Pueden afectar el proceso productivo, la seguridad de las instalaciones, la integridad o salud del personal que labora y de terceras personas, y a la calidad ambiental del área en cuestión.

Objetivos

- Prevenir y controlar sucesos no planificados, pero previsibles, y describir la capacidad y las actividades de respuesta inmediata para controlar cada una de las emergencias identificadas de manera oportuna y eficaz.

Alcance

Este programa será aplicado a las fases de construcción en condiciones normales y de emergencia.

Actividades

A continuación, se detallan las actividades que se desarrollarán para cumplir con los objetivos de este programa:

Tabla LXXVII. Identificación de riesgos.

Actividades/ operaciones	Riesgos	Temporalidad	Sitio
Actividades de construcción	Riesgo eléctrico.	Tiempo de construcción	Área de construcción
	Incendio		
	Derrame		
	Caída de estructuras en proceso		
	Caída de objetos		
Transporte, descarga, almacenamiento y distribución de combustibles	Derrame - contacto con la piel (absorción)	Permanente	Áreas de descarga y almacenamiento de combustibles.
	Incendio		
	Explosión		
Almacenamiento de productos químicos	Derrame - contacto con la piel (absorción)	Permanente según el sitio específico de trabajo	Bodegas de almacenamiento de productos químicos, áreas de mantenimiento.
	Ingestión		
Mantenimiento de equipos	Riesgo eléctrico, lesiones menores, fracturas, caídas.	Durante labor específica	Sitio específico de trabajo
Manejo y disposición de desechos sólidos y líquidos generados	Contacto con la piel (absorción)	Permanente	Áreas de almacenamiento de desechos peligrosos
	Incendio		
	Intoxicación		

Fuente: Los autores.

5.4.3. Programa de higiene y seguridad laboral

Objetivo

El objetivo de este programa es precautelar la seguridad, salud ocupacional de los trabajadores, visitantes y pobladores del área de influencia, mediante la prevención, control, reducción y eliminación de operaciones potencialmente peligrosas que dan lugar a la ocurrencia de accidentes, enfermedades.

Alcance

El programa aplica a todo el personal que labora, para que puedan realizar sus actividades en un marco de salud y seguridad, aplicable para la fase de construcción.

Identificación y caracterización de las actividades y operaciones en las pudiera ponerse en riesgo la vida y salud de los trabajadores.

Actividades

A continuación, se detallan las actividades que se desarrollarán para cumplir con los objetivos de este programa:

Prevención de riesgos

- Todos los operarios antes de realizar un trabajo que implique un riesgo, deberán ser informados a detalle de la tarea a realizar y el riesgo que implica.
- Todos los operarios deberán usar el equipo de protección personal adecuado al trabajo que realiza.
- Para los trabajos en altura se emplearán equipos de seguridad como: arnés de seguridad, andamios, escaleras de seguridad.
- Se debe verificar periódicamente el buen estado de los equipos de protección personal y equipos de seguridad, si se comprueba el mal estado de éstos deberá dotarse inmediatamente de unos nuevos.
- Cualquier tipo de reparación eléctrica, mecánica, plomería, etc. será realizada por personal especializado de mantenimiento.
- Formar y mantener capacitado al personal en los siguientes temas: normas de salud y seguridad ocupacional, uso de equipo de protección personal, riesgos específicos en el trabajo y medidas de seguridad.

Señalización

- Las señales deberán ser legibles a distancia prudencial.

- Todas las zonas donde se esté desarrollando algún trabajo, estarán delimitados con cintas de advertencia o conos como medida de prevención.
- Todas las áreas deben estar señalizadas de acuerdo a la norma INEN 439.

Las señales a colocar son:

Tipo de señales	Uso	Aplicables al proyecto
Señales de advertencia	Estas señales advierten peligro o una precaución ante una circunstancia.	Identificación de área, alerta peligro eléctrico, alerta, trabajos en altura.
Señales de obligación	Esta señal significa lo que se debe hacer, ejecutando la acción del símbolo.	Alto identifiquese, uso de protección auditiva, equipo de protección personal obligatorio para ingreso.
Señales de prohibición	Indica lo que no está permitido hacer en un lugar o ante un riesgo presente.	Prohibido fumar.
Señales de información	Estas señales sirven para informar o guiar a las personas indicando la ubicación de las diversas instalaciones o la dirección a seguir o no seguir en un caso dado.	Identificación de ocupación, clasificación de desechos, extintor.
Rótulo ambientales	Estas señales sirven para informar al personal sobre la conservación del medio ambiente.	Clasificación de desechos, cuidado de ecosistema (agua, aire, suelo).

Tabla LXXVIII. Características de las señales.

Fuente: Los autores.

Equipos de protección personal

- Equipo mínimo: casco, botas de seguridad, ropa de trabajo, gafas, guantes de cuero, chaleco reflectivo, mascarilla desechable y protectores auditivos.
- Equipos para trabajos en altura: arnés y líneas de vida que la gente que realice trabajos a más de 1.80 m de alto, tendrá que utilizará dichos equipos como medio de protección y seguridad.
- Equipo de protección para soldadores: careta de soldador, mangas de soldador, mandiles de soldador, capuchas de soldador, guantes api soldador y botas de cuero punta de acero soldador.

Tabla LXXIX. Actividades que representarían mayor riesgo para el personal de la planta, visitantes y pobladores.

Actividades/ operaciones	Riesgos	Temporalidad	Sitio
Actividades de construcción	Caídas	Tiempo de construcción	Área de construcción
	Manipulación de cargas		
	Golpes, cortes, fracturas		
	Quemaduras		
	Contacto, inhalación o ingestión de sustancias químicas, tóxicos, corrosivos		
	Contactos eléctricos		
Transporte, descarga, almacenamiento y distribución de combustibles	Derrame, ingestión, inhalación de sustancias nocivos.	permanente	Áreas de descarga y almacenamiento de combustibles.
	Incendio		
	Explosión		
Mantenimiento de equipos	Golpes, cortes, contacto o ingestión de sustancias químicas, tóxicos, corrosivos	Durante labor específica	Sitio específico de trabajo
Manejo y disposición de desechos generados	Derrame, ingestión, inhalación de sustancias nocivas.	Permanente	Áreas de almacenamiento de desechos peligrosos

Fuente: Los autores.

5.4.4. Programa para el manejo de desechos

El plan de manejo de desechos comprende las medidas necesarias para clasificar, reciclar, reutilizar; y, disponer los diferentes tipos de desechos sólidos y líquidos que se generen por las actividades realizadas durante la fase de construcción.

Objetivo

Fijar las normas operativas para el manejo, disposición y eliminación de los desechos comunes y peligrosos generados en la construcción, a fin de prevenir accidentes, enfermedades profesionales e impactos ambientales significativos.

Alcance

El presente programa aplica a toda la construcción, para que se realice un correcto manejo y disposición final de los residuos generados.

Actividades

A continuación, se detallan las actividades que se desarrollarán para cumplir con los objetivos de este programa:

- Implementar áreas para el almacenamiento de desechos sólidos, y peligrosos, los cuales deberán disponer de suelo impermeabilizado con geomembrana, cubierta, señales de seguridad y un extintor.
- Los residuos serán almacenados en recipientes y contenedores provistos de tapa y señalizados tipo tolva con una capacidad de 3 m³, estos estarán

ubicados en 3 sitios estratégicos donde se pueda almacenar correctamente los desechos generados.

- Se dispondrá de desechos pequeños con una capacidad de 55 galones los cuales estarán ubicados en puntos estratégicos.

Manejo de desechos

Es importante recordar que los obreros están trabajando en un sitio temporal, de donde deben moverse a otro sitio donde probablemente se puede reutilizar muchas de las instalaciones de este sitio.

El manejo de los residuos debe ser ambientalmente adecuado, para prevenir impactos negativos y asegurar la protección del medio ambiente y de la salud de las personas que laboran en la construcción. La gestión de los residuos generados se orientará a la minimización (reducción), recolección, reutilización y reciclaje de los desechos que se producen.

Los desechos recolectados se almacenarán temporalmente en el área destinada para el efecto (zona de reciclaje), en donde serán clasificados, seleccionando los reutilizables y/o reciclables, para someterlos a una reclasificación más detallada, para ser pesados y vendidos.

Minimización de residuos (reducir)

La minimización consiste en la reducción del volumen de los desechos, de preferencia en la fuente del mismo, o en el área de compras. se recomienda las siguientes prácticas:

- Clasificar los desechos lo más pronto para enviar lo reutilizable y reciclable a las zonas predefinidas para el efecto.
- Consumir lo realmente necesario para no desperdiciar con sobrantes que no son usables.

Reutilización (reutilizar)

Consiste en reutilizar a los residuos que tienen esta característica, como por ejemplo tratando de largar la vida útil de los empaques u objetos que se compran y evitar que se conviertan en desechos.

Reciclaje (reciclar)

El reciclaje es un proceso en el cual los objetos desechados son reprocesados para recuperar los materiales con que fueron fabricados. Esta práctica incluye la conversión de los desperdicios como: papel, vidrio, plástico, baterías, residuos metálicos, en otros productos diferentes de utilidad en otros procesos. El procedimiento para el manejo de desechos reciclables, consistirá en

separar, clasificar, pesar, registrar y almacenar los desechos en la zona de reciclaje, hasta el envío al gestor de desechos calificado por el municipio.

Recolección y segregación

Aquellos materiales que no puedan ser reutilizados ni reciclados, serán segregados en recolectores para su disposición de acuerdo a las normas municipales del sector o a las recomendaciones del fiscalizador de la obra.

El relleno sanitario es una técnica de eliminación final de los desechos sólidos en el suelo, que no causa molestia ni peligro para la salud y seguridad pública; tampoco perjudica al ambiente durante su operación ni después de terminado el mismo.

Manejo de desechos sólidos

El personal que labore en la obra, visitantes y subcontratistas, están en la obligación de depositar los desechos sólidos, para almacenamiento temporal, en los recipientes de color blanco, rojo y verde, ubicados estratégicamente en diferentes sitios de las instalaciones.

La clasificación de los desechos sólidos, se lo hace en base a la **Tabla LXXX**.

Tabla LXXX. Clasificación de recipientes para desechos sólidos.

Color del recipiente tova	Características	Ejemplos desechos
Rojo	Materiales peligrosos	Filtros de combustibles, material contaminado con hidrocarburos (waipes, aserrín, etc.), pilas y baterías.
Blanco	Materiales reciclables (papel y cartón)	Papel, cartón, productos del papel, botellas plásticas y de vidrio
Verde	Materiales	Residuos de comestibles, madera.

Fuente: Los autores.

Desechos peligrosos

Son aquellos que pueden causar riesgo a la población, flora y fauna que se tope con ellos; y que, por lo tanto, deben ser dispuestos conforme a las reglamentaciones ambientales y o ser entregados a gestores autorizados para su tratamiento.

Los filtros de aceite y combustible serán decantados por un lapso de 24 horas, de preferencia deben ser aplastados para disminuir el espacio y de entregará a los gestores autorizados por la autoridad seccional correspondiente.

Trapos impregnados con aceite, pintura, solventes y combustibles los trapos impregnados o contaminados con aceite, combustibles o solventes se

entregarán a los gestores autorizados por la autoridad seccional correspondiente.

Las baterías provenientes del mantenimiento de vehículos y maquinaria; y, las herramientas dañadas se recolectarán y se venderán a entidades calificadas como gestores autorizados para su tratamiento final.

5.4.5. Programa de capacitación ambiental

Será política del contratista manejar sus operaciones de tal manera que se proteja al medio ambiente, así como la salud y seguridad de sus trabajadores, contratistas y la comunidad en general, para lograr este objetivo, el contratista brindará la capacitación imprescindible a sus empleados para lograr la protección de los recursos humanos, ambientales y físicos.

Objetivo

Establecer los mecanismos necesarios para capacitar al personal y contribuir al mejoramiento del conocimiento de la comunidad afectada e involucrada, en aspectos ambientales, a fin de que su participación e involucramiento se realice con conocimiento y responsabilidad y contribuya a la sustentabilidad de la obra.

Acciones de capacitación

Conforme a una programación se organizarán eventos de capacitación ambiental y de SSMA (seguridad industrial y salud ocupacional) dirigidas a todo el personal, sobre la importancia de la protección de la seguridad, salud, los recursos naturales, relaciones comunitarias y el compromiso ambiental.

5.4.6. Programa de monitoreo, control y seguimiento

El plan de monitoreo ambiental permitirá la evaluación de los diferentes componentes ambientales, con el fin de suministrar información precisa sobre elementos importantes durante la construcción o después de entregada la obra, orientadas a la conservación del medio ambiente del área de influencia directa e indirecta del sitio de trabajo.

El seguimiento se realiza sobre los elementos más sensibles y que tienen riesgo de desvío con respecto a límites establecidos; lo que permite la verificación del cumplimiento del PMA.

Objetivos

- Asegurar el cumplimiento de los índices de gestión ambiental exigidos por los organismos de control.

- Comprobar que las medidas de mitigación propuestas sean aplicadas.

Actividades

Una de las actividades que se desarrollarán para cumplir con los objetivos de este programa es realizar el monitoreo de emisiones de las fuentes fijas, donde se genere la mayoría de ruido ambiental (maquinaria y equipos) generadas durante el proceso de construcción. A continuación, se presenta el presupuesto referencial del plan de manejo ambiental y seguridad ocupacional.

Tabla LXXXI. Presupuesto referencial del plan de manejo ambiental.

PRESUPUESTO DEL PLAN DE MANEJO AMBIENTAL Y SEGURIDAD OCUPACIONAL						
PROYECTO:		CONSTRUCCION DE EDIFICIO DE RESIDENCIAS ESTUDIANTILES				
UBICACIÓN:		CAMPUS PROSPERINA-ESPOL-GUAYAQUIL				
Nro	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
1	001	Charlas e instructivos	Global	-	-	300
2	002	Señalización de obras (letreros) e información	U	8	50	400
3	003	Batería de letrinas y foso	U	1	1000	1000
4	004	Guantes, cascos, botas, cintos de seguridad, etc.	U	60	50	3000
5	005	Materiales de primeros auxilios	Global	-	-	620
6	006	Sitio comedor provisional	Global	-	-	2000
7	007	Protector que evite salpicaduras a medio circundante	m2	250	8	2000
8	008	Transporte de materiales, desechos orgánicos, manejo de escombros y desechos inertes.	Global	-	-	4000
TOTAL						\$ 13,320.00

Fuente: Los autores.

CAPÍTULO VI

6. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

El método para la selección de la alternativa más viable, consiste en la realización de matrices de evaluación considerando criterios técnicos/económicos y de restricciones tanto ambientales, sociales como físicas. Finalmente se realiza una matriz de evaluación de resultados obtenidos en el análisis, la cual se calcula multiplicando la matriz de parámetros técnicos/económicos por la matriz de restricciones, de la cual se escogerá la alternativa que reúna la mejor puntuación con las mínimas restricciones.

6.1. Criterios de selección de alternativas en base parámetros Técnico-Económico.

Para efecto de análisis técnico/económico de pre-factibilidad serán utilizados los siguientes parámetros:

- Cantidad de acero estructural.
- Presupuesto referencial de rubros estructurales.
- Propiedades sismo resistentes (Índice de estabilidad).
- Cantidad de hormigón de cimentación.
- Proceso constructivo (tiempo de construcción y mantenimiento).

- Impacto ambiental.

6.1.1. Cantidad de acero estructural

La cuantía de acero es uno de los parámetros a evaluar, debido a que se relaciona directamente con el peso de la estructura, lo que implica también que, a mayor peso, mayor costo de la estructura. La cuantía mínima va a poseer una puntuación más alta, debido a que es lo más viable para un diseño económico. En la **Tabla LXXXII** se observa que la mejor puntuación la obtuvo la alternativa 1.

Tabla LXXXII. Comparación de cuantías de acero.

COMPARACIÓN DE PESOS DE ACERO ESTRUCTURAL				
ELEMENTOS ESTRUCTURALES	UNIDAD	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3
COLUMNAS	Ton	36.1	100.4	38.4
VIGAS SECUNDARIA	Ton	21.6	43.0	43.0
VIGAS PRINCIPALES	Ton	47.5	73.3	73.9
CONECTORES Y PLACAS DE CONTINUIDAD	Ton	5.4	-	-
DIAGRAMAS, PLACAS Y ATIESADORES	Ton	10.8	-	-
PESO TOTAL	Ton	121.4	216.6	155.3
ÁREA EDIFICACIÓN	m ²	2700.0	2700.0	2700.0
CUANTÍA DE ACERO	Kg/m ²	45.0	80.2	57.5

Fuente: Los autores.

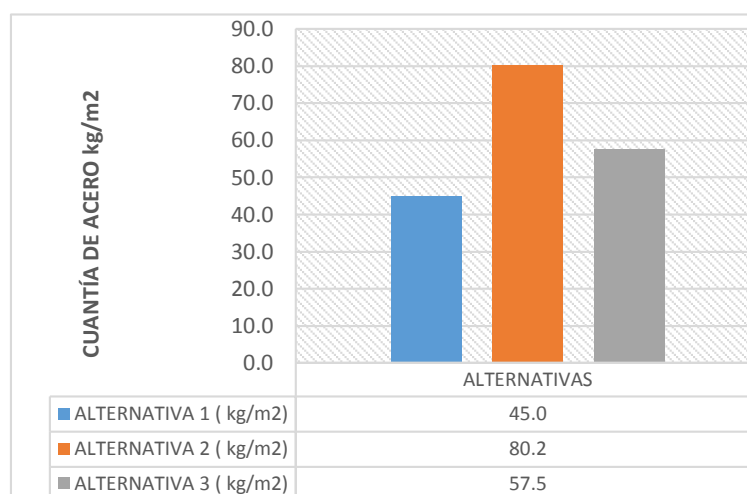


Figura 6.1. Comparación de cuantías de acero.

Fuente: Los autores.

Se observa en la **Figura 6.1** la alternativa 2 es la que mayor cuantía posee, lo que conlleva a la utilización de perfiles más pesados, dificultando el transporte, ensamble y puesto en obra.

Por lo tanto, el costo de llevar a cabo esta alternativa se incrementa con relación a las otras dos alternativas.

Tabla LXXXIII Matriz de Selección de Alternativas - Cuantía de acero.

	Cuantía de acero (kg/m ²)	Puntuación
Alternativa 1	45.0	10.00
Alternativa 2	80.2	5.61
Alternativa 3	57.5	7.83

Fuente: Los autores.

6.1.2. Presupuesto referencial de rubros estructurales de obra.

El costo de una obra es uno de los parámetros más importantes al momento de decidir entre las alternativas, ya que dependiendo de la inversión que se tenga que hacer y los recursos económicos con los que cuente el propietario de la obra, se determina si es viable financieramente la alternativa.

Por lo tanto, la alternativa con un costo de inversión mínimo correspondiente únicamente al presupuesto referencial de los rubros estructurales, poseerá una mejor puntuación. A continuación, se presenta el presupuesto referencial de los rubros estructurales de las tres alternativas planteadas.

Tabla LXXXIV. Presupuesto de rubros estructurales - Alternativa 1.

PRESUPUESTO DE RUBROS ESTRUCTURALES ALTERNATIVA 1					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
1	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS METALICAS ASTM-572 GR. 50	kg.	1740.33	2.81	4895.77
2	SUMINISTRO, FABRICACION Y MONTAJE DE ACERO ASTM-A36	kg.	121377.52	2.23	270137.62
3	HORMIGON f'c 280Kg/cm2,RELLENO DE COLUMNAS	m3	43.63	169.72	7405.07
4	PLACA COLABORANTE STEEL DECK METALICO 0.76mm	m2	2580.00	14.77	38115.09
5	HORMIGON DE LOSA F'c=240 KG/CM2 INCLUYE BOMBA Y TRANSPORTE	m3	232.00	175.98	40827.60
6	MALLA ELECTROSOLDADA 15X15X8mm	m2	2064.00	4.32	8923.15
7	MALLA ELECTROSOLDADA 15X15X5.5mm	m2	516.00	3.02	1560.24
8	APUNTALAMIENTO EN VIGAS SECUNDARIAS POR TRES SEMANAS	U	320.00	2.66	849.83
9	SUMINISTRO E INSTALACION DE CONECTORES DE CORTE EN LOSA	U	4800.00	0.25	1220.42
				TOTAL	\$ 373,934.80

Fuente: Los autores.

Tabla LXXXV. Presupuesto de rubros estructurales - Alternativa 2.

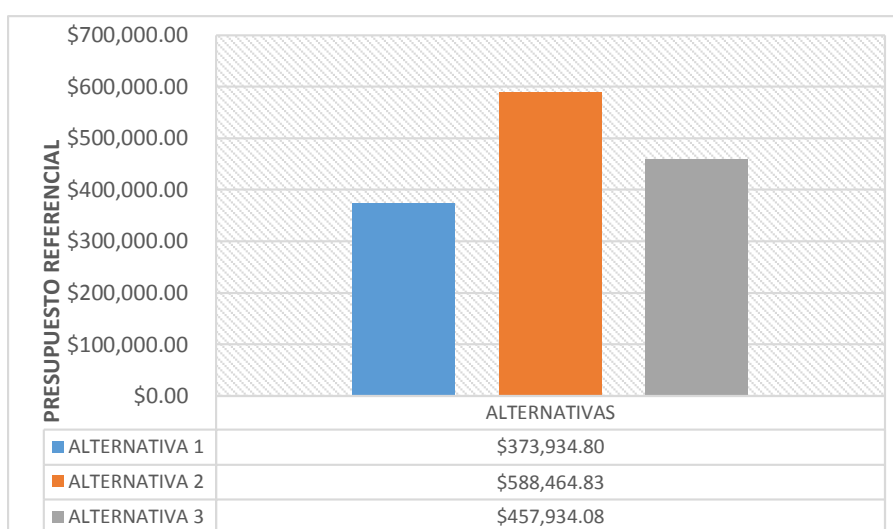
PRESUPUESTO DE RUBROS ESTRUCTURALES ALTERNATIVA 2					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
1	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS METALICAS ASTM-572 GR. 50	kg.	1740.33	2.81	4895.77
2	SUMINISTRO, FABRICACION Y MONTAJE DE ACERO ASTM-A36	kg.	222027.01	2.23	494142.97
3	HORMIGON f'c 280Kg/cm2,RELLENO DE COLUMNAS	m3	-	169.72	-
4	PLACA COLABORANTE STEEL DECK METALICO 0.76mm	m2	2580.00	14.77	38115.09
5	HORMIGON DE LOSA F'c=240 KG/CM2 INCLUYE BOMBA Y TRANSPORTE	m3	232.00	175.98	40827.60
6	MALLA ELECTROSOLDADA 15X15X8mm	m2	2064.00	4.32	8923.15
7	MALLA ELECTROSOLDADA 15X15X5.5mm	m2	516.00	3.02	1560.24
8	APUNTALAMIENTO EN VIGAS SECUNDARIAS POR TRES SEMANAS	U	-	2.66	-
9	SUMINISTRO E INSTALACION DE CONECTORES DE CORTE EN LOSA	U	-	0.25	-
				TOTAL	\$ 588,464.83

Fuente: Los autores.

Tabla LXXXVI. Presupuesto de rubros estructurales - Alternativa 3.

PRESUPUESTO DE RUBROS ESTRUCTURALES ALTERNATIVA 3					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
1	SUMINISTRO E INSTALACION DE PLACAS METALICAS ASTM-572 GR. 50	kg.	1740.33	2.81	4895.77
2	SUMINISTRO, FABRICACION Y MONTAJE DE ACERO ASTM-A36	kg.	163377.28	2.23	363612.22
3	HORMIGON fc 280Kg/cm2,RELLENO DE COLUMNAS	m3	-	169.72	-
4	PLACA COLABORANTE STEEL DECK METALICO 0.76mm	m2	2580.00	14.77	38115.09
5	HORMIGON DE LOSA F'C=240 KG/CM2 INCLUYE BOMBA Y TRANSPORTE	m3	232.00	175.98	40827.60
6	MALLA ELECTROSOLDADA 15X15X8mm	m2	2064.00	4.32	8923.15
7	MALLA ELECTROSOLDADA 15X15X5.5mm	m2	516.00	3.02	1560.24
8	APUNTALAMIENTO EN VIGAS SECUNDARIAS POR TRES SEMANAS	U	-	2.66	-
9	SUMINISTRO E INSTALACION DE CONECTORES DE CORTE EN LOSA	U	-	0.25	-
TOTAL					\$ 457,934.08

Fuente: Los autores.

**Figura 6.2.** Análisis de presupuesto referencial de alternativas.

Fuente: Los autores.

En la **Figura 6.2** se observa que la alternativa 1 es la más económica, sin importar que a diferencia de las alternativas 2 y 3, esta requiere tres rubros adicionales que son hormigón relleno de columnas, apuntalamiento de vigas secundarias y conectores de corte.

Tabla LXXXVII Matriz de selección de alternativas - Costo referencial de obra.

	Costo	Puntuación
Alternativa 1	\$ 373,934.80	10.00
Alternativa 2	\$ 588,464.84	6.40
Alternativa 3	\$ 457,934.08	8.17

Fuente: Los autores.

6.1.3. Propiedades sismo resistentes (Índice de estabilidad)

Una de las propiedades que engloba el comportamiento sismo resistente, es el índice de estabilidad de la estructura, el cual es determinado en función de las derivas de piso, la relación entre la carga axial no mayorada y el cortante de entrepiso.

En la **Tabla LXXXVIII** se presenta el resumen de los índices de estabilidad para cada alternativa, considerando que las tres alternativas poseen la misma configuración estructural, se va a realizar una valoración con la mayor puntuación, en función del menor índice de estabilidad.

Tabla LXXXVIII Resumen de índices de estabilidad por alternativa.

RESUMEN DE ANALISIS DE ESTABILIDAD - INDICE Qi						
PISO	ALTERNATIVA 1		ALTERNATIVA 2		ALTERNATIVA 3	
	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y	Sentido X	Sentido Y
5	0.015	0.041	0.009	0.033	0.015	0.042
4	0.030	0.097	0.013	0.045	0.019	0.061
3	0.050	0.098	0.019	0.056	0.028	0.086
2	0.047	0.096	0.022	0.058	0.032	0.095
1	0.036	0.083	0.015	0.033	0.027	0.078
PROMEDIO Qi	0.036	0.083	0.016	0.045	0.024	0.073

Fuente: Los autores.

En la **Tabla LXXXVIII** se observa que la alternativa 2 tiene menor índice de estabilidad entre las tres alternativas, por lo tanto, se le otorga la mejor puntuación.

Tabla LXXXIX Matriz de selección de alternativas-Índice de estabilidad X.

	Qi (Sentido X)	Puntuación
Alternativa 1	0.036	4.44
Alternativa 2	0.016	10.00
Alternativa 3	0.024	6.67

Fuente: Los autores.

Tabla XC Matriz de selección de alternativas-Índice de estabilidad Y.

	Qi (Sentido Y)	Puntuación
Alternativa 1	0.083	5.42
Alternativa 2	0.045	10.00
Alternativa 3	0.073	6.20

Fuente: Los autores.

Para el análisis y la elaboración de la matriz de parámetros técnicos y económicos, se va a considerar el sentido más desfavorable para las tres alternativas, en base al comportamiento y respuesta que se ha observado en el proceso de análisis y diseño de cada alternativa, es preciso comparar el índice de estabilidad para el sentido Y.

6.1.4. Cantidad de hormigón de cimentación

Para la mayoría de proyectos estructurales, uno de los parámetros comparativos con mayor relevancia es el costo de la cimentación, vale recalcar que el edificio en estudio se desplantará en un suelo rígido, con una capacidad portante muy por encima de la capacidad de los suelos comunes en la ciudad de Guayaquil. Dado que las descargas hacia el suelo de las tres alternativas son similares, los resultados de las dimensiones de las zapatas no varían significativamente.

A continuación, se presentan los resúmenes de cantidades de hormigón para las cimentaciones de las tres alternativas, además del armado de acero de refuerzo y sus espaciamientos.

Para el cálculo de volúmenes de hormigón se consideró un pedestal de 60cmx60cm con un desplante de cimentación de 105 cm. (Ver detalle de cimentación en la sección Apéndice).

Tabla XCI Resumen de cantidades de hormigón - Alternativa 1.

CIMENTACION - ALTERNATIVA 1							
#	Ubicación de zapata	Tipo	Dimensiones AxB	H (cm)	Acero (mm)	Espaciado (cm)	Vol Horm (m3)
4	13-14-15-16	P1	1.75	35	12	18	6.00
8	5-6-7-8-9-10-11-12	P2	2	45	16	22	18.07
4	1-2-3-4	P3	2.7	65	18	22	19.98
Total (m3)							44.04

Fuente: Los autores.

Tabla XCII. Resumen de cantidades de hormigón - Alternativa 2

CIMENTACION - ALTERNATIVA 2							
#	Ubicación de zapata	Tipo	Dimensiones AxB	H (cm)	Acero (mm)	Espaciado (cm)	Vol Horm (m3)
4	13-14-15-16	P1	1.60	30	12	18	4.15
4	9-10-11-12	P2	1.85	45	14	19	7.02
4	5-6-7-8	P3	2.10	45	16	20	8.80
4	1-2-3-4	P4	2.70	75	18	19	22.30
Total (m3)							42.28

Fuente: Los autores.

Tabla XCIII. Resumen de cantidades de hormigón - Alternativa 3.

CIMENTACION - ALTERNATIVA 3							
#	Ubicación de zapata	Tipo	Dimensiones AxB	H (cm)	Acero (mm)	Espaciado (cm)	Vol Horm (m3)
4	13-14-15-16	P1	1.3	25	12	20	2.84
4	9-10-11-12	P2	1.8	40	14	19	6.12
4	5-6-7-8	P3	2.1	50	16	22	9.61
4	1-2-3-4	P4	2.5	75	18	19	19.18
Total (m3)							37.76

Fuente: Los autores.

Para la valoración de la matriz de selección de alternativas se evaluará con un puntaje máximo de 10 para el menor volumen de hormigón utilizado, disminuyendo de manera proporcional entre las alternativas restantes.

Tabla XCIV Matriz de selección de alternativas - Volumen de hormigón.

	Volumen de hormigón	Puntuación
Alternativa 1	44.04 m ³	8.60
Alternativa 2	42.28 m ³	8.88
Alternativa 3	37.76 m ³	10

Fuente: Los autores.

6.1.5. Parámetros constructivos

En función del tipo de proyecto y características estructurales se va a analizar 5 parámetros constructivos, entre los cuales se tiene:

- Tiempo de construcción
- Fabricación y montaje
- Protección contra la corrosión
- Mantenimiento
- Tiempo de vida útil

6.1.5.1. Tiempo de construcción

El tiempo de construcción de una obra es un factor que representa aumento o disminución del presupuesto, es por eso que a la alternativa que se considere que tenga un tiempo de optimización mayor, se le asignará la mejor puntuación.

El tiempo y distancia de traslado de los materiales al sitio en obra incide directamente en su costo, que puede ser económico, ambiental y social. Es por ello que hay que evaluar qué materiales se producen cerca o es más fácil llevar al lugar de la obra.

Por lo tanto, el tiempo de construcción dependerá de las actividades adicionales que deban realizarse para cada tipo de estructura. La alternativa 1 necesita tres actividades adicionales que a diferencia de las alternativas restantes, por tal motivo las puntuaciones quedan de la siguiente manera:

- Alternativa 1: 6 puntos
- Alternativa 2: 7 puntos
- Alternativa 3: 8 puntos

6.1.5.2. Fabricación y montaje

Un aspecto que se debe tomar en cuenta al momento del ensamble de las secciones es la sensibilidad a la rotura frágil, que puede ser causada por la mala ejecución de las uniones soldadas. Utilización de personal calificado para el ensamble de los perfiles es primordial para la adecuada construcción del proyecto.

Las empresas acereras de la ciudad de Guayaquil se encargan del ensamble y transporte de los perfiles metálicos, y es responsabilidad del constructor colocarlos en obra alquilando una grúa, es por eso que los perfiles de sección cajón de las columnas correspondientes a la alternativa 2, presentan mayor dificultad al momento del ensamble y montaje, debido a que son perfiles más pesados que las otras dos alternativas analizadas.

Por lo tanto, la dificultad del proceso de fabricación y montaje dependerá de las dimensiones y espesores de los elementos utilizados, mientras menores dimensiones y espesores, resultarán secciones de menor peso, más manejables en taller y menos dificultad de montaje.

Consecuentemente se puntúa con un mayor valor a la alternativa que posee las menores secciones y por lo tanto menor dificultad de montaje:

- Alternativa 1: 10 puntos
- Alternativa 2: 4 puntos
- Alternativa 3: 6 puntos

6.1.5.3. Protección contra la corrosión

En cuanto al parámetro de protección contra la corrosión, el principal aspecto comparativo es la cantidad de pintura anticorrosiva necesaria para cubrir toda la superficie expuesta de cada elemento estructural.

Para elementos columnas cajón, como lo son la alternativa 1 y alternativa 2, el área de superficie de pintura es proporcional a las dimensiones geométricas, es decir mientras mayor es la sección, mayor será la pintura utilizada.

Mientras tanto para la alternativa 3 siendo columnas H, el costo de pintura se incrementa, ya sea por la dificultad de acceder a sus aristas internas, y obviamente por su mayor número de caras expuestas.

En cuanto a vigas las tres alternativas poseen el mismo tipo de sección, por lo tanto, se las descarta del análisis comparativo.

Consecuentemente se puntúa con un mayor valor a la alternativa que posea la menor sección geométrica y menor dificultad para el proceso de pintura:

- Alternativa 1: 10 puntos
- Alternativa 2: 8 puntos
- Alternativa 3: 5 puntos

6.1.5.4. Mantenimiento

Para las actividades de mantenimiento es necesario realizar dos procesos, primero colocar un material desoxidante y luego realizar el repintado con la pintura epóxica, estas dos actividades únicamente deberán ser realizadas a las estructuras que quedan expuestas.

Para la alternativa 1, al tener mayor cantidad de elementos a nivel de piso, siendo estos los diafragmas, necesitará mayor tiempo y costo de mantenimiento.

Para las alternativas 2 y 3 el costo de mantenimiento sería el mismo.

Las puntuaciones resultan de la siguiente manera:

- Alternativa 1: 8 puntos
- Alternativa 2: 10 puntos
- Alternativa 3: 10 puntos

El periodo del primer mantenimiento dependerá de la calidad de pintura utilizada en el proceso de fabricación, pero es recomendable realizar actividades preventivas de mantenimiento cada año.

6.1.5.5. Tiempo de vida útil

Para efecto de análisis y comparación de vida útil en estructuras de acero, un parámetro principal es los espesores de los elementos estructurales, puesto que mientras mayores espesores posean los elementos, son menos susceptibles a pandeos localizados que reducirían el tiempo de vida útil de la estructura, estas condiciones aplican para las alternativas 2 y 3.

Para la alternativa 1 no aplica la condición antes mencionada, debido a que los elementos estructurales están rigidizados ante pandeo locales, en las columnas por el hormigón de relleno y en las vigas por el apoyo lateral que ejerce los diafragmas de piso.

Las puntuaciones resultan de la siguiente manera:

- Alternativa 1: 10 puntos
- Alternativa 2: 8 puntos
- Alternativa 3: 6 puntos

6.1.5.6. Resumen de puntuaciones por parámetro del proceso constructivo

En la **Tabla XCV** se presenta el resumen de las puntuaciones establecidas, analizadas de manera detallada anteriormente.

Tabla XCV Resumen de puntuación por parámetros constructivos.

Parámetros	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Tiempo de construcción	6	7	8
Fabricación y Montaje	10	4	6
Protección contra la corrosión	10	8	5
Mantenimiento	8	10	10
Tiempo de vida útil	10	8	6
Puntuación Promedio	8.8	7.4	7.0

Fuente: Los autores.

6.1.6. Impacto ambiental

En función del análisis de impacto ambiental realizado en el capítulo 5 de este documento, se analizará las 3 actividades y los 3 recursos más afectados correspondientes a tres fases: construcción, operación y mantenimiento del edificio. La alternativa que genere menor impacto ambiental, se le otorgará mayor puntuación.

6.1.6.1. Fase de construcción

En la **Tabla XCVI** se presentan las puntuaciones en base al estudio del impacto ambiental, las mismas que resumen el grado de afectación de los recursos generados por cada alternativa en la fase de construcción.

Tabla XCVI Matriz de selección de alternativas – Impacto ambiental Fase de construcción.

Actividades	Recurso afectado	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Limpieza y desbroce	Aire (polvo)	NA	NA	NA
Movimiento de tierra	Suelo	NA	NA	NA
Construcción de cimientos y estructura.	Aire (Ruido)	9	6	8
Total		9	6	8

Fuente: Los autores.

La alternativa 1 obtiene la mayor puntuación debido a que posee la menor cantidad de acero, lo que conlleva a que el proceso constructivo genere menos ruido afectando en menor escala al entorno.

Consecuentemente a las actividades en la fase de construcción generarán fuentes de empleo lo que conlleva un impacto positivo para la sociedad.

6.1.6.2. Fase de operación

En la **Tabla XCVII** se presentan las puntuaciones en base al estudio del impacto ambiental, las mismas que resumen el grado de afectación de los recursos generados por cada alternativa en la fase de operación.

Tabla XCVII Matriz de selección de alternativas – Impacto ambiental Fase de operación.

Actividades	Recurso afectado	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Generación de desechos sólidos.	Suelo	NA	NA	NA
Actividad de limpieza.	Agua, aire.	NA	NA	NA
Servicios básicos	Agua	NA	NA	NA
Total		NA	NA	NA

Fuente: Los autores.

Las tres alternativas presentan las mismas afectaciones en la fase de operación, debido a que la estructura de estas, serán utilizadas con el mismo fin.

6.1.6.3. Fase de mantenimiento

En la **Tabla XCVIII** se presentan las puntuaciones en base al estudio del impacto ambiental, las mismas que resumen el grado de afectación de los recursos generados por cada alternativa en la fase de mantenimiento.

Las tres alternativas no presentan diferencia significativa en relación al impacto que se genera en la fase de mantenimiento, sin embargo, la alternativa 1 presenta una leve disminución del puntaje debido al incremento de elementos estructurales que necesitarán mantenimiento.

Tabla XCVIII Matriz de selección de alternativas – Impacto ambiental Fase de mantenimiento.

Actividades	Recurso afectado	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Mantenimiento de estructuras que presenten corrosión.	Agua, suelo, aire.	6	7	7
Mantenimiento de paredes.	Aire (ruido, polvo).	NA	NA	NA
Limpieza de vía de acceso	Aire (polvo)	NA	NA	NA
Total		6	7	7

Fuente: Los autores.

6.1.6.4. Resumen puntuaciones por parámetros ambientales

Tabla XCIX Resumen de puntuaciones-Impacto Ambiental.

Parámetros	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Construcción	9	6	8
Operación	NA	NA	NA
Mantenimiento	6	7	8
Puntuación Promedio.	7.5	6.5	8.0

Fuente: Los autores.

6.1.7. Resultados de análisis en base a parámetros Técnicos-Económicos

Tabla C Resumen de puntuaciones por alternativas.

Parámetros	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Cantidad de acero estructural	10.00	8.30	4.90
Presupuesto referencial	10.00	6.40	8.17
Índice de estabilidad estructural	5.42	10.00	6.20
Cantidad de hormigón de cimentación	8.60	8.88	10.00
Proceso constructivo	8.80	7.40	7.00
Impacto Ambiental	7.50	6.50	8.00
Puntuación Total	8.39	7.91	7.39

Fuente: Los autores.

6.2. Criterios de Selección de Alternativas en base a Restricciones

Para efecto de análisis en base a restricciones, serán utilizados los siguientes tipos de restricciones:

- Económicas
- Sociales
- Físicas
- Técnicas
- Ambientales

6.2.1. Restricción de tipo económica

En base a la situación económica que atraviesa el Estado Ecuatoriano, se considera que la mayor restricción será el déficit de presupuesto general, por tal motivo se considera con un peso total del 60%, distribuido entre los parámetros que se relacionan directamente con el costo de la estructura, entre los cuales tenemos:

- Cantidad de acero estructural: 30%
- Presupuesto referencial: 20%
- Cantidad de hormigón de cimentación: 10%

6.2.2. Restricción de tipo social

Las restricciones de carácter social no aplican a este proyecto, ya que no se afectará ni restringirá ninguna clase social debido a que uno de los objetivos del proyecto es brindar alojamiento a la comunidad politécnica. Además, al contar que el área de implantación del proyecto es de propiedad de ESPOL, no hay necesidad de realizar expropiaciones que afecten a las poblaciones aledañas a la implantación del proyecto.

6.2.3. Restricción de tipo físicas

Entre las restricciones físicas para la ejecución de este proyecto se considerará un peso del 10% para ponderar la matriz de proceso constructivo, debido al área requerida adicional al especificado en la implantación.

El área adicional considera la construcción temporal de bodegas, puntos de almacenamiento de material de construcción, así como adecuaciones de vías de acceso para la movilidad de equipos de construcción.

6.2.4. Restricción de tipo técnicas

Las restricciones técnicas son todas las establecidas por la normativa ecuatoriana NEC-2015 y reglamentos internacionales tomados en consideración para el proceso de análisis y diseño estructural, las cuales ya fueron cumplidas y verificadas en su debida instancia del estudio.

El índice de estabilidad es un coeficiente engloba las características sismo resistentes y el comportamiento de la estructura ante cargas laterales, por tal motivo se adopta un peso del 10% del puntaje total.

6.2.5. Restricciones de tipo ambiental

Entre las restricciones ambientales para la ejecución de este proyecto, se encuentra la descarga de aguas servidas del edificio a la presa, sino se da una solución adecuada.

Otra restricción es la cercanía a la avenida Perimetral lo que genera ruido debido al tráfico, esta afectaría principalmente a los residentes del edificio, por tal motivo se adopta un peso del 10% del puntaje total.

6.2.6. Resumen de porcentajes en base a restricciones.

En la tabla 6.20 se presentan el resumen de los porcentajes adoptados para la elaboración de la matriz de restricciones.

Tabla CI Tabla CI Resumen de porcentajes por cada restricción.

Parámetros	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Cantidad de acero estructural	30%	30%	30%
Presupuesto referencial	20%	20%	20%
Índice de estabilidad estructural	20%	20%	20%
Cantidad de hormigón de cimentación	10%	10%	10%
Proceso constructivo	10%	10%	10%
Impacto Ambiental	10%	10%	10%
Peso Total	100%	100%	100%

Fuente: Los autores.

6.3. Matriz de evaluación final

En la **Tabla CII** se presenta matriz de evaluación de resultados correspondientes a cada alternativa planteada.

Tabla CII Resultados de matriz de evaluación de las alternativas.

Parámetros	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Cantidad de acero estructural	3.00	2.49	1.47
Presupuesto referencial	2.00	1.28	1.63
Índice de estabilidad estructural	1.08	2.00	1.24
Cantidad de hormigón de cimentación	0.86	0.88	1.00
Proceso constructivo	0.84	0.76	0.70
Impacto Ambiental	0.75	0.65	0.80
Puntuación final	8.53	8.06	6.84

Fuente: Los autores.

En cuanto al parámetro de cantidad de acero y el presupuesto referencial, la alternativa 1 es la más viable económicamente.

La alternativa 2 presenta mayor puntuación respecto al índice de estabilidad debido a que las secciones de las columnas son más robustas, pero vale recalcar que las tres alternativas cumplen los criterios sismo-resistentes establecidos por la normativa ecuatoriana NEC 2015.

La alternativa 3 presenta mayor puntuación respecto al análisis del parámetro de la cantidad de hormigón de cimentación, sin embargo, se observa escasa diferencia de puntuación entre las alternativas planteadas.

La alternativa 1 presenta mayor puntuación respecto al análisis del proceso constructivo.

En base al análisis realizado se obtiene que la alternativa 1 es la de mayor puntuación considerando todos los parámetros de análisis y las restricciones existentes para el proyecto. Consecuentemente la alternativa 1 que consiste en el diseño de la estructura metálica con sección compuesta en vigas y columnas, es la más viable para la construcción del edificio residencial, por lo tanto, se procede a realizar los respectivos diseños complementarios y el presupuesto referencial de la estructura.

CAPÍTULO VII

7. DISEÑOS COMPLEMENTARIOS DE ALTERNATIVA 1

7.1. Diseño de losa con placa colaborante

La losa se analizó en base la utilización de NOVALOSA, que es una lámina de acero galvanizado trapezoidal fabricado por NOVACERO usada para el diseño de losas compuestas, que actúa como refuerzo positivo y elimina la necesidad de varillas de refuerzo, alivianamientos y encofrado.

La interacción entre NOVALOSA y hormigón es alcanzada mediante el sistema de resaltes dispuestos transversalmente en la placa que producen una trabazón mecánica al hormigón evitando el desplazamiento y garantizando una adecuada adherencia. En primera instancia, una vez que las placas de NOVALOSA están adecuadamente sujetas a la estructura, actúa como una plataforma de trabajo segura para la fundición de hormigón. Posteriormente cuando el hormigón alcanza la resistencia especificada, este interactúa con la NOVALOSA actúa como refuerzo positivo de la losa.

El diseño de la losa se realizó mediante el uso de placa colaborante según especificaciones de NOVALOSA-NOVACERO para todos los pisos excepto la terraza (piso 5to) con $F_y = 500$ MPa.

Por solicitaciones de incendio y control de vibración se recomienda fundir la losa con una altura mínima de 5 cm sobre la cresta de la NOVALOSA. Debido a que se va a utilizar malla electrosoldadas por esfuerzos de temperatura y retracción de fraguado, o para refuerzo negativo esta armadura deberá estar localizada entre 2,0 y 2,5 cm. bajo el nivel superior de hormigón.

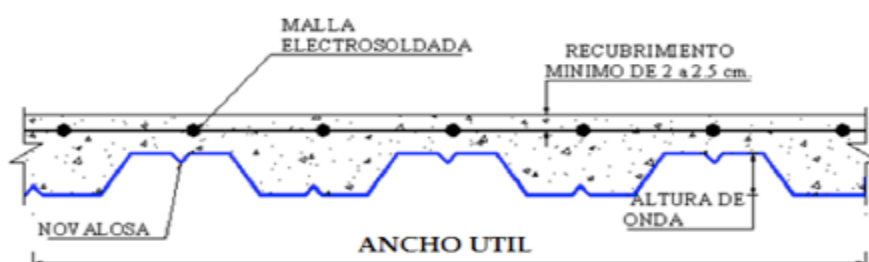


Figura 7.1. Esquema NOVALOSA

Fuente: Sistemas metálicos Novalosa y varilla figurada-NOVACERO.

Para el diseño se tomó en cuenta las recomendaciones del fabricante tales como:

- Recubrimiento mínimo de 2 a 2.5 cm.
- Traslape longitudinal debe ser mínimo 10 cm y el lateral debe asegurar el sellado para evitar el paso del hormigón.

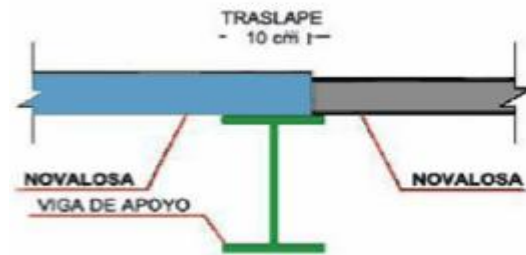


Figura 7.2. Esquema de traslapes longitudinales de NOVALOSA.
Fuente: Sistemas metálicos Novalosa y varilla figurada-NOVACERO.

Tomando en cuenta los criterios de diseño y las recomendaciones por parte del fabricante se adoptó los siguientes parámetros de acuerdo al cuadro de capacidades de carga de Novalosa:

- $e_{LOSA\ HORMIGÓN} = 65\ mm$
- $e_{NOVACERO} = 0.76\ mm$
- $A_S = 9.51\ cm^2/m$
- Altura de onda = 55 mm
- $Peso\ Steel\ panel = 7.47\ kg/m^2$
- $Volumen\ de\ hormigón = 0.075\ m^3/m^2$
- $e_{promedio\ adoptado} = 95\ mm$
- Separación de vigas secundarias = 2m
- Luz libre de vigas secundarias $l_n = 1.8\ m$

Cabe recalcar que para el diseño de la losa se utilizó el método de los coeficientes del ACI 318-08(8.3), para lo cual se cumplió con las siguientes premisas:

- 2 o más vanos
- Vanos aproximadamente iguales
- Cargas uniformemente distribuidas
- Miembros prismáticos
- Carga viva es menor a tres veces carga muerta.

Debido a que la configuración estructural cumple con las premisas del método mencionado, se considera aplicable las ecuaciones del método.

$$Mu^{-} = \frac{qu \ln^2}{10}$$

$$Mu^{+} = \frac{qu \ln^2}{14}$$

$$Vu^{-}(interior) = \frac{1.15 * qu * \ln}{2}$$

Tabla CIV Momentos de acuerdo al método del ACI.

Mu	1-4 pisos	5to piso
Extremo negativo	0.82 Ton-m	0.36 Ton-m
Positivo	0.59 Ton-m	0.26 Ton-m

Fuente: Los autores.

Tabla CIII Fuerzas cortantes acuerdo al método del ACI.

Vu	1-4 pisos	5to piso
Exterior (+)	2.28 Ton	1.01 Ton
Interior (-)	2.62 Ton	1.16 Ton

Fuente: Los autores.

7.1.1. Revisión por cortante

La Resistencia al cortante del concreto según ACI 318-08 (11.2.1) es:

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

$$\phi V_c = 0.75 V_c = 4156kg = 4.16 ton$$

Dónde:

$$d = 90mm - r = 90 - 22.5 = 67.5mm$$

$V_{u1-4} = 2.11 ton$ Aplicada a la distancia d.

$V_{u5} = 0.94 ton$ Aplicada a la distancia d.

Consecuentemente $\phi V_c \geq V_u$ por lo tanto:

$\therefore$ No se necesita refuerzo por cortante en ninguno de los pisos.

7.1.2. Mallas electrosoldadas.

De acuerdo al catálogo de la empresa “Ideal Alambrec” se adopta mallas electrosoldadas estándar con las siguientes características:

$$f_{ymin} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Longitud = 6.25 \text{ m}$$

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

Resolviendo la ecuación cuadrática se obtiene:

$$\rho_{1-4} = 0.00422$$

$$\rho_5 = 0.00298$$

7.1.3. Análisis para el piso 1er al 4to

- Acero mínimo

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{500} = 0.0028$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{24}}{500} = 0.00245$$

Por lo tanto $\rho_{min} = 0.0028$

Como $\rho = 0.00422 > 0.0028$ entonces $\rho_{min 1-4} = 0.00422$

- Diseño por retracción y temperatura

Se adopta malla electrosoldada con $\emptyset=5.5$ mm cada 15 cm

$$A_s = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} = 3.351 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{3.351}{100 * 6.75} = 0.00496 > 0.00422 \text{ OK}$$

$\therefore$ Se adopta para las losas de los pisos 1ero al 4to,

malla electrosoldada $\emptyset = 8\text{mm}/15\text{cm}$

- Comprobación de capacidad a flexión de Steel panel

$$\emptyset M_n = \emptyset * b * d^2 * f'c * w(1 - 0.59 w)$$

$$w = \rho \frac{f_y}{f'c} = \frac{A_s f_y}{b d f'c} = 0.2935$$

Realizando las operaciones respectivas se obtiene que:

$$\emptyset M_n = 2.388 \text{ ton} - m$$

$$M_{u 1-4} = 0.59 \text{ ton} - m$$

$$\phi M_n > M_{u\ 1-4} \text{ OK}$$

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y} = 0.014 > \rho_{\min 1-4}$$

$\therefore$ Steel Panel de $e = 0.76 \text{ mm}$ es apropiado
para la losa del 1er al 4to piso.

7.1.4. Análisis para el piso 5to.

- Acero mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{500} = 0.0028$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{24}}{500} = 0.00245$$

Por lo tanto $\rho_{\min} = 0.00298$

Como $\rho = 0.00298 > 0.0028$ entonces $\rho_{\min 5} = 0.00298$

- Diseño por retracción y temperatura

Se adopta malla electrosoldada con $\phi=5.5 \text{ mm}$ cada 10 cm

$$A_s = \frac{\pi * \phi^2}{4} = 2.376 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{2.376}{100 * 6.75} = 0.00352 > 0.00298 \text{ OK}$$

$\therefore$ Se adopta para la losa del 5to piso, malla
electrosoldada $\phi = 5.5 \text{ mm}/10\text{cm}$

- Comprobación de capacidad a flexión de Steel panel

$$\phi M_n = \phi * b * d^2 * f'_c * w(1 - 0.59 w)$$

$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c} = \frac{A_s f_y}{b d f'_c} = 0.2935$$

Realizando las operaciones respectivas se obtiene que:

$$\phi M_n = 2.388 \text{ ton} - m$$

$$M_{u5} = 0.26 \text{ ton} - m$$

$$\phi M_n > M_{u5} \text{ OK}$$

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y} = 0.014 > \rho_{\min 5}$$

$\therefore$ Steel Panel de $e = 0.76 \text{ mm}$ es apropiado
para la losa del 5to piso.

7.2. Diseño de subestructura-cimentación alternativa 1

7.2.1. Marco normativo-legal.

El diseño de la cimentación del proyecto en estudio, se lo va a realizar cumpliendo los criterios que establece la normativa ecuatoriana NEC-2015 en su capítulo: NEC_SE_CIM (cimentaciones y geotecnia). Además de la aplicación de la normativa de diseño en hormigón: ACI 318-14 en su capítulo 13 de cimentaciones.

7.2.2. Descripción del proyecto y criterios de diseño.

La normativa ecuatoriana establece una clasificación para categorizar cimentaciones de estructuras en función del número de niveles de construcción y según las cargas máximas de servicio en columnas,

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4 000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4 001 y 8 000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8 000

Figura 7.3. Categorías de tipos de construcción de cimentaciones
Fuente: NEC-2015.

La cimentación del edificio en estudio se apega a la categoría de estructura media con 5 niveles y con descargas entre 801 y 4000 kN.

El método de diseño utilizado se detalla en el siguiente esquema, donde establece los parámetros que deben ser tomados en consideración para el proceso de cimentar una estructura.

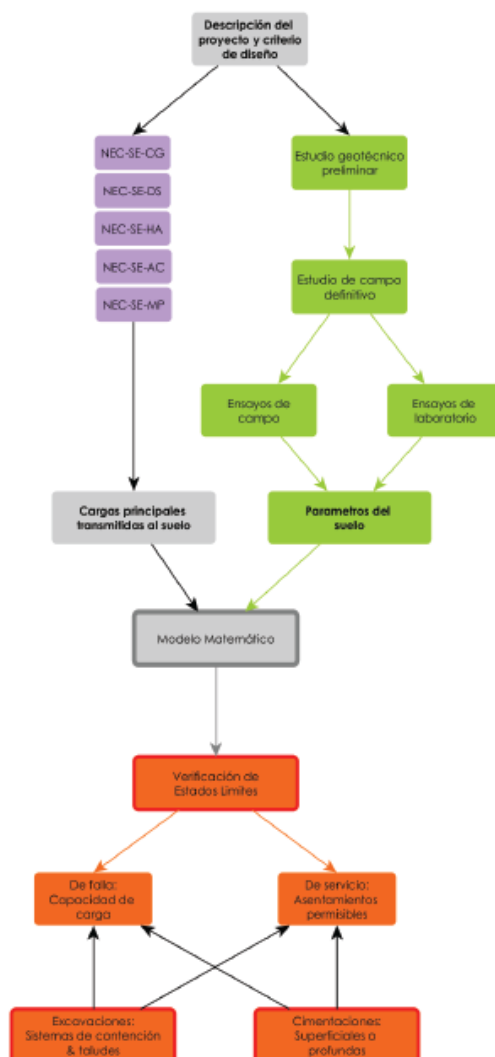


Figura 7.4. Esquema de proceso de diseño de cimentaciones
Fuente: NEC-2015.

7.2.3. Parámetros utilizados y tipos de materiales

La subestructura del edificio será cimentada sobre un estrato de roca rígida, Según el estudio geotécnico citado en el capítulo 3, el estrato rocoso posee una capacidad admisible de $q_a = 30 \text{ ton/m}^2$, considerando un factor de seguridad de $FS=3$.

El informe geotécnico recomienda plintos o zapatas aisladas, con un desplante mínimo de 40 cm desde el nivel o cota máxima del proyecto para garantizar el mínimo empotramiento que se requiere por cargas laterales, también establece que se deberá desplantar sobre un replantillo de 10 cm.

El hormigo de cimentación utilizado deberá tener una capacidad de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, y el hormigón de replantillo de $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$.

7.2.4. Proceso de predimensionamiento, diseño y modelamiento estructural de cimentación.

Para el proceso de predimensionamiento se utilizó tablas de Excel (ver anexos), considerando descargas de servicio para dimensionar la sección de la zapata y controlar esfuerzos en el suelo.

Para el proceso de diseño se utilizó descargas ultimas mayoradas incluyendo sismo en cada una de sus direcciones en estudio, así mismo como establece la norma, al considerar efectos de sismo se puede incrementar la capacidad admisible en un 33% de su capacidad normal, las reacciones fueron tomadas del modelo matemático en ETABS.

Para la verificación de asentamientos y presiones en el suelo se utilizó el módulo de software SAFE, importando las descargas desde el modelo del edificio realizado en ETABS.

En las siguientes figuras se presentan los procesos que se realizaron para lograr un diseño económico y seguro a la vez.

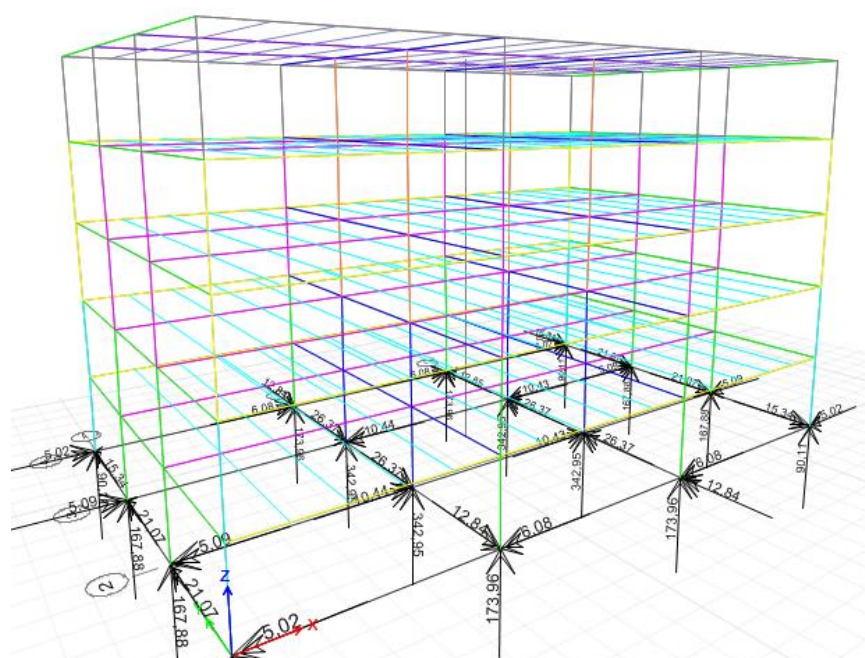


Figura 7.5. Descargas de servicio modelo ETABS

Fuente: Los autores.

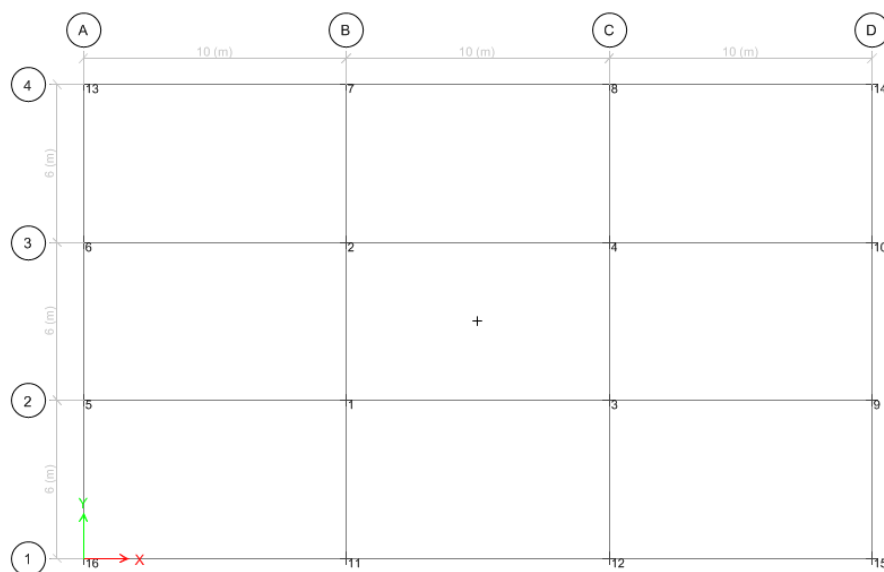


Figura 7.6. Ubicación de columnas planta de cimentación

Fuente: Los autores.

Para obtener las cargas de diseño se realizó el filtrado de información que nos entrega el módulo ETABS, se consideraron los casos más desfavorables para cada familia de zapatas, en base a las características de las descargas y la regularidad de la estructura, se propusieron tres tipos de zapatas (P1, P2 y P3), cuyas dimensiones se las calcula para cargas de servicio y su proceso de diseño se lo realiza para las descargas mayoradas.

Tabla CV. Descargas de servicio para cimentación

Ubicaciór	DESCARGAS DE SERVICIO					DESCARGAS MAYORADAS		
	Pu	Mu	AREA REQ	L	TIPO PLINTO	Pu Diseño	Mux =Mb	Muy=Ma
1	163,20	18,53	6,80	2,61	P3	343,70	29,65	23,95
2	163,40	18,51	6,81	2,61	P3	343,70	29,62	23,95
3	163,36	21,84	6,81	2,61	P3	343,70	34,95	24,72
4	163,45	21,82	6,81	2,61	P3	343,70	34,93	24,72
5	78,01	7,48	3,25	1,80	P2	167,08	11,96	20,09
6	78,48	7,48	3,27	1,81	P2	167,08	11,97	20,09
7	88,28	9,37	3,68	1,92	P2	174,22	15,12	11,84
8	89,09	10,93	3,71	1,93	P2	174,22	17,62	12,09
9	83,84	12,36	3,49	1,87	P2	167,08	19,78	7,14
10	83,76	12,36	3,49	1,87	P2	167,08	19,78	7,14
11	81,40	8,07	3,39	1,84	P2	174,22	13,37	11,84
12	81,06	9,63	3,38	1,84	P2	174,22	15,86	12,09
13	46,61	6,77	1,94	1,39	P1	89,89	10,90	14,53
14	49,02	10,97	2,04	1,43	P1	89,89	17,63	7,70
15	44,45	10,29	1,85	1,36	P1	89,89	16,70	7,70
16	38,67	6,09	1,61	1,27	P1	89,89	9,97	14,53

Fuente: Los autores.

Del proceso de pre dimensionamiento resultaron las siguientes secciones de zapatas que se presentan en la **Tabla CVI**, las cuales fueron dimensionadas considerando los diferentes tipos de fallas por:

- Cortante
- Punzonamiento
- Aplastamiento
- Flexión

Tabla CVI Secciones de zapatas y acero de refuerzo.

#	Ubicación	Tipo	Dimensines AxB	H (cm)	Acero fi(mm)	Separación (cm)
4	13-14-15-16	P1	1,75	35	12	18
8	5-6-7-8-9-10-11-12	P2	2	45	16	22
4	1-2-3-4	P3	2,7	65	18	22

Fuente: Los autores.

Estas secciones de zapata fueron modeladas en el software SAFE, y soportadas sobre un suelo rígido con un coeficiente de balasto de 3600 ton/m^2 , las descargas fueron importadas del modelo en ETABS,

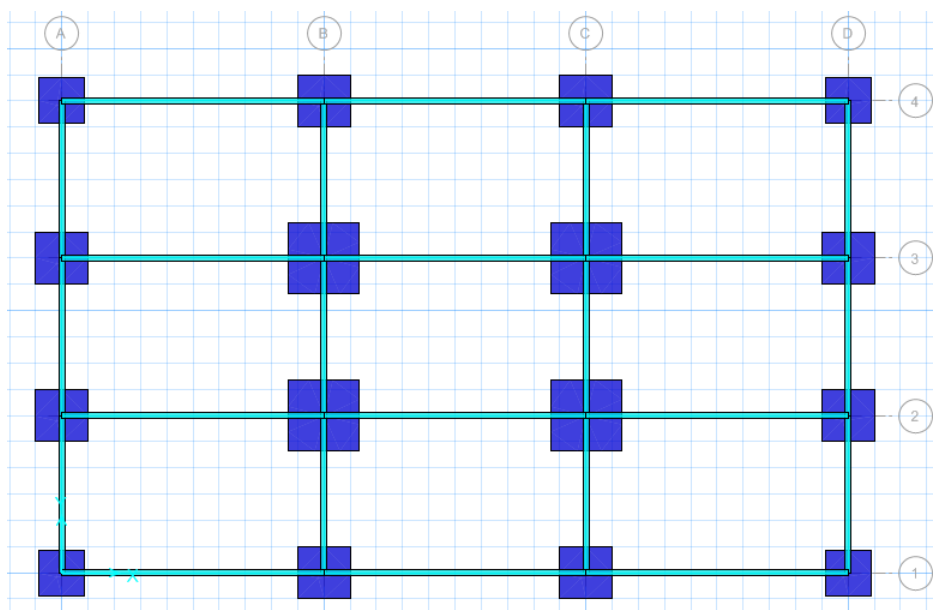


Figura 7.7. Modelamiento de cimentación - módulo SAFE.

Fuente: Los autores.

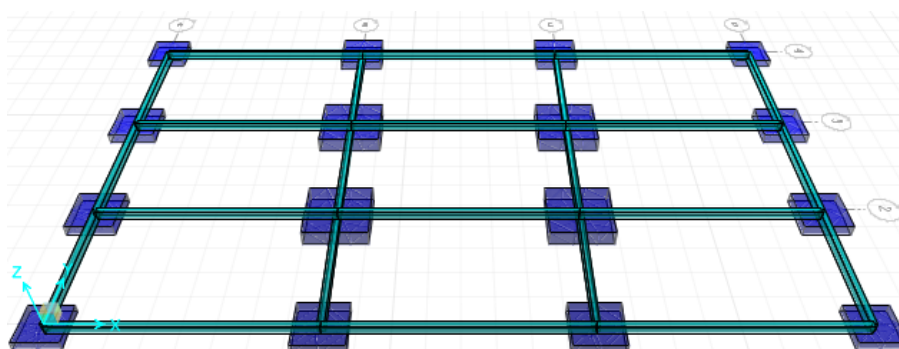


Figura 7.8. Vista 3D-Cimentación de edificio

Fuente: Los autores.

El resultado del análisis se presenta en la siguiente figura, donde podemos evidenciar que las presiones en el suelo son menores que 30 ton/m^2 .

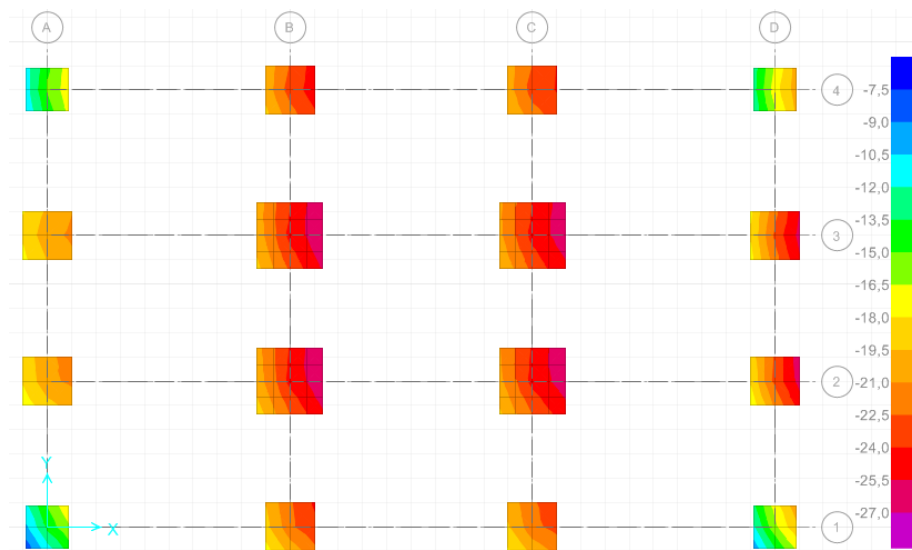


Figura 7.9. Diagramas de presiones de suelo - módulo SAFE

Fuente: Los autores.

En la siguiente figura se presenta los asentamientos en el suelo, al tratarse de un suelo rígido $q_a > 25 \text{ ton/m}^2$, los asentamientos permisibles establecidos por la normativa deben ser menores que 1.5 cm.

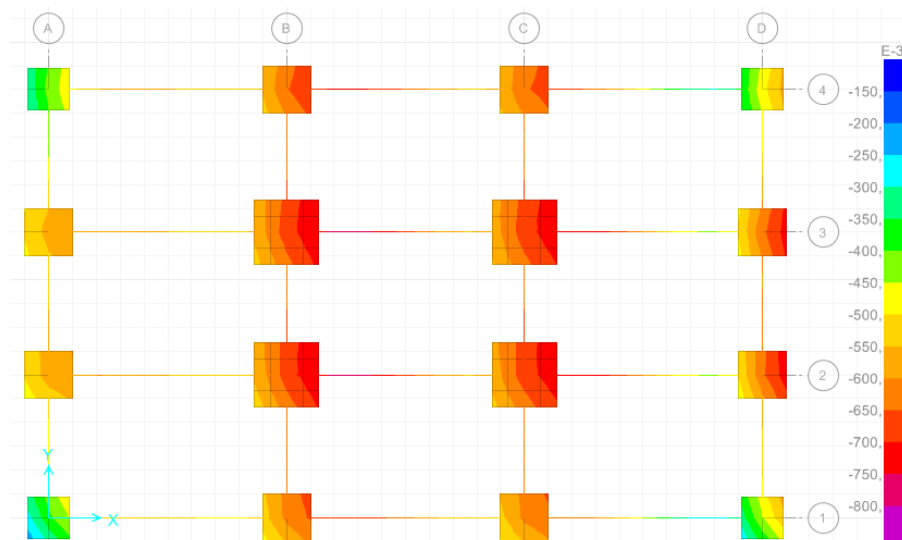


Figura 7.10. Diagrama de asentamientos en el suelo-módulo SAFE

Fuente: Los autores.

Podemos evidenciar que los asentamientos máximos están en el orden de 0.75 cm, los cuales se encuentran dentro de las tolerancias y asentamientos permisibles para evitar efectos de agrietamientos en mampostería.

Asimismo, se evidencia que existen asentamientos diferenciales, pero son del orden 1-3 milímetros, los cuales no afectarían a la respuesta estructural del edificio.

Finalmente se puede concluir que las secciones pre dimensionadas son satisfactorias antes las solicitaciones de cargas y pueden pasar al proceso de diseño y posterior detallado de planos.

7.3. Detallado de planos

En la sección de apéndices se encuentran los siguientes planos:

Tabla CVII. Listado de planos.

Tipo de plano	Contenido	Código	Lámina
Plano Arquitectónico	Planta arquitectónica y corte.	ARQ-RES-01	1/2
Plano Arquitectónico	Fachadas estructurales.	ARQ-RES-02	2/2
Plano Estructural	Planta de cimentación, detalle de plintos, placas y dados.	EST-CIM-01	1/4
Plano Estructural	Planta estructural losa nivel +4.05 y +7.60 metros.	EST-ES-02	2/4
Plano Estructural	Planta estructural losa nivel +11.25 y +14.85 metros.	EST-ES-03	3/4
Plano Estructural	Planta estructural losa nivel +18.25.	EST-ES-04	4/4

Fuente: Los autores.

7.4. Presupuesto referencial

Para el presupuesto referencial del presente proyecto se han tomado en cuenta las siguientes familias de rubros:

- Obras Preliminares
- Movimiento de Tierras
- Cimentación
- Estructura
- Manejo Ambiental y seguridad ocupacional.

A continuación, se presenta el resumen del presupuesto referencial de la alternativa 1, donde se excluyen los rubros de instalaciones y acabados debido a que el alcance del proyecto es netamente estructural.

Tabla CVIII Presupuesto referencial de obra - alternativa 1.

PRESUPUESTO REFERENCIAL						
PROYECTO:	CONSTRUCCION DE EDIFICIO DE RESIDENCIAS ESTUDIANTILES					
UBICACION:	CAMPUS PROSPERINA-ESPOL-GUAYAQUIL					
Nro	CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
1		OBRAS PRELIMINARES				\$ 5.763,95
1	001	Desbroce y limpieza	m2	1.000,00	2,29	2.290,09
2	002	Replanteo manual para ecificación	m2	600,00	1,14	682,52
3	003	Bodegas y oficinas provisionales	m2	60,00	28,68	1.720,50
4	004	Acometida electrica provisional	ml	100,00	10,71	1.070,83
2		MOVIMIENTO DE TIERRAS				\$ 9.027,07
5	005	Excavación a maquina en roca	m3	540,00	12,81	6.916,57
6	006	Desalojo de material a 5km cargado mecanico	m3	420,00	3,96	1.663,99
7	007	Relleno compactado con material de lugar	m3	120,00	3,72	446,50
3		CIMENTACION				\$ 40.033,40
8	008	Hormigón simple de replantillo fc=140 kg/cm2	m3	10,00	128,91	1.289,12
9	009	Hormigón simple de plintos fc 280 Kg/cm2	m3	52,73	175,10	9.233,19
10	010	Hormigón simple de riostras fc=280 Kg/cm2	m3	15,75	166,45	2.621,62
11	011	Acero de refuerzo fy= 4.200 Kg/cm2	Kg	5.722,00	2,01	11.504,31
12	012	Contrapiso de h. Simple fc= 280 Kg/cm2. e= 15 cm	m2	560,00	27,47	15.385,16
4		ESTRUCTURA				\$ 373.934,80
13	013	Suministro e instalación de placas de base ASTM-572 Gr.50	kg	1.740,33	2,81	4.895,77
14	014	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural ASTM-A36	kg	121.377,52	2,23	270.137,62
15	015	Hormigón de relleno de columnas fc 280Kg/cm2	m3	43,63	169,72	7.405,07
16	016	Placa colaborante steel deck metalico e= 0.76mm	m2	2.580,00	14,77	38.115,09
17	017	Hormigón de losa fc=240 Kg/cm2,incluye bomba y transporte	m3	232,00	175,98	40.827,60
18	018	Malla electrosoldada 15x15x8mm	m2	2.064,00	4,32	8.923,15
19	019	Malla electrosoldada 15x15x5.5mm	m2	516,00	3,02	1.560,24
20	020	Apuntalamiento en vigas metalicas por tres semanas	u	320,00	2,66	849,83
21	021	Suministro e instalación de conectores de corte C80x40x3mm	u	4.800,00	0,25	1.220,42
5		MANEJO AMBIENTAL Y SEGURIDAD OCUPACIONAL				\$ 13.320,00
22	022	Plan de manejo ambiental y seguridad ocupacional	u	1,00	13.320,00	13.320,00
Estos precios no incluyen IVA				TOTAL:		\$ 442.079,23

Fuente: Los autores.

Para los análisis de precios unitarios no se ha considerado el valor del IVA y se ha propuesto un 15% de indirectos, los APUS de cada rubro se encuentra en el apéndice II.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

A continuación, se presentan las principales conclusiones del presente trabajo:

1. Del análisis comparativo en base a los parámetros técnico-económicos, resultó ser que la solución más viable considerando las restricciones existentes para la ejecución del proyecto, fue la primera alternativa propuesta, que consiste en la utilización de vigas I y columnas metálicas tipo cajón rellenas de hormigón trabajando como secciones compuestas.
2. El diseño propuesto del edificio cumple con los criterios de diseño sísmico resistente establecidos en la normativa ecuatoriana NEC-2015 tales como, adecuada resistencia; ductilidad; y óptima capacidad de disipar energía, así mismo cumple con las normas éticas, sociales y morales que involucra la seguridad y bienestar de la comunidad, establecidas en el código de ética de la ingeniería civil.

3. El costo estimado de la estructura resultó estar en el orden de los \$140/m², con un peso de la estructura metálica de 45 kg/m² por debajo de los métodos tradicionales de diseño correspondientes a las alternativas 2 y 3 planteadas, que resultaron 82 kg/m² y 60 kg/m² respectivamente.
4. El costo de construir en acero estructural resulta más elevado que el de un edificio similar en hormigón, esta diferencia se compensa con la rapidez del trabajo en acero, debido a que permite realizar diferentes actividades a la vez; es preciso recalcar que la cimentación en estructuras de concreto reforzado es más costosa debido a que esta es más pesada.
5. La edificación cumple con los parámetros sismo-resistentes debido a que presenta una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficiente, para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes.
6. En base al análisis de impacto ambiental se concluye que el proyecto es viable ambientalmente, debido a que no genera impacto severo y para contrarrestar los impactos generados en las distintas fases tales como construcción, operación y

mantenimiento se elaboró el plan de manejo ambiental para mitigar el impacto a generarse.

RECOMENDACIONES

A continuación, se presentan las siguientes recomendaciones:

1. Diseñar el sistema de aguas servidas provenientes de la fase de operación de la edificación, para impedir que estas descarguen al lago Parcon-Espol y evitar un mayor impacto ambiental.
2. Realizar un análisis no-lineal para el sistema estructural propuesto, y de esta manera comprobar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico utilizando el método de análisis Pushover.
3. Para efecto de economizar y disminuir el peso del acero de la estructura, se recomienda utilizar las vigas principales igualmente como sección compuesta.
4. Para diseños posteriores se recomienda utilizar pórticos arriostrados debido a que su funcionabilidad y configuración estructural es diferente a la utilizada en este proyecto. Otra opción para resistir cargas laterales podría ser la utilización de muros portantes en estructuras de acero.

5. Para la ejecución de este proyecto, se utilizó conexiones estándar obtenidas de AISC 341-10, por lo tanto se recomienda el análisis de estas conexiones con el fin de verificar su desempeño ante eventos sísmicos. Así mismo se sugiere utilizar conexiones prefabricadas debido a que tienen suficiente información experimental y analítica.
6. Utilizar personal calificado para la ejecución de los procesos de soldadura tanto en fábrica como en obra. Con respecto a la inspección se debe realizar con profesionales certificados.

BIBLIOGRAFÍA

- [1]. Ambrose. (1998). *Análisis y Diseño de Estructuras*. México: Limusa-Noriega Editores.
- [2]. American Concrete Institute. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary*. Michigan.
- [3]. ANSI/AISC 341-10. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago IL.: American Institute of Steel Construction Inc. .
- [4]. ASCE 7-10. (2010). *American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
- [5]. Bruneau, M. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. EEUU: McGraw-Hill, 2da Ed.
- [6]. Bustos, A. I. (2003). *Universidad Austral de Chile Facultad de Ciencias de la Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil Obras Civiles Análisis Comparativo de la Respuesta Sísmica Entre Edificios en Altura de Acero en Base a Marcos de Momento y Marcos Arriostrados en el Núcleo y en*. Santiago de Chile: Universidad Austral de Chile.
- [7]. CAMICON. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC-SE-CG- Cargas no sísmicas*.
- [8]. CAMICON. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC-SE-DS-Peligro sísmico*.
- [9]. Carrasco Navarrete, S., Herrera, R., Beltrán, J. F., & Massone, L. (2012). *Recomendaciones de Diseño de Columnas Mixtas*. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.
- [10]. Cassagne, A. (2008). *Especificaciones Técnicas de Construcción para PARM fabricados a partir de planchas soldadas*. Guayaquil - Ecuador: Escuela Superior Politécnica del Litoral.
- [11]. Cassagne, A. Á. (2009). *Estado de la Práctica del Diseño y Construcción de Edificios Existentes en Acero Resistentes a Momento y Recomendaciones para la Construcción de Edificios Nuevos de Acero en la Ciudad de Guayaquil*. Guayaquil: Escuela Superior Politécnica del Litoral.

- [12]. Consulcimentaciones CIA. Ltda. (2009). *Estudios geologicos, geotecnicos y recomendaciones para la cimentación de estructuras, proyecto Parcon-Espol.*
- [13]. Crisafulli, J. (2014). *Diseño Sismorresistente de construcciones en Acero.* Santiago de Chile: Asociacion Latinoamericana del Acero .
- [14]. Csernak, J. C.-S. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero.* México: Alfaomega Grupo Editor,S.A de C.V.
- [15]. Emén, A., & Rojas, P. (2009). *Análisis, Diseño y Evaluación Sísmica de Pórticos Especiales de Acero Resistentes a Momento (PEARM) a Base de Planchas Soldadas.* Guayaquil : Escuela Superior del Litoral - Facultad de Ingenieria en Ciencias de la Tierra.
- [16]. Herdia, O. d. (2004). *Diseño de Estructuras de Acero Construccin Compuesta.* Mexico, DF.: Fundacion ICA.
- [17]. Navarrete, S. (2010). *Recomendaciones de Diseño de Columnas Compuestas de Acero-Hormigon sometidas a Esfuerzos Básicos.* Santiago de Chile: Departamento de ingenieria Civil.
- [18]. Nelson C. Paz, C. B. (2013). *Ingreso 2012 en gráficos y tablas.* Guayaquil: Oficina de Admisiones Bienestar Estudiantil.

APÉNDICES

APÉNDICE I
Memorias de cálculo estructural

APÉNDICE II
Análisis de precios unitarios

APÉNDICE III
Planos arquitectónicos

APÉNDICE IV
Planos estructurales