



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE 3 PISOS EN UNA LADERA
POCO ESTABLE EN LA COMUNA MONTAÑITA, CANTÓN
SANTA ELENA”**

PROYECTO DE GRADO

Previo la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

HENRY ELIZARDO ANDRADE LLORENTE

DAZLYN KATANIA SOLANO LEÓN

**GUAYAQUIL - ECUADOR
Año: 2017**

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de graduación a Dios por ser mi fortaleza espiritual, a mis padres por su apoyo infinito sin escatimar esfuerzos para que logre mis metas, a mis abuelos por sus consejos y ejemplo durante toda mi vida, a mi familia porque son el motor y la motivación para triunfar y a mi novia por estar siempre conmigo en todos los momentos y circunstancias en este largo camino.

Henry Elizardo Andrade Llorente

DEDICATORIA

Dedico este proyecto principalmente a Dios por llenarme de fe y sabiduría. A mi madre y abuelitos por ser mi principal motivación para ver culminada esta meta. A mi novio por siempre estar apoyándome durante todo este arduo camino y a mis familiares y amigos por ser parte de mi vida y estar presentes siempre que los necesito.

Dazlyn Katania Solano León.

AGRADECIMIENTO

A Dios que ha llenado de sabiduría nuestro camino. A la familia de ingenieros Grau Sacoto por todo el apoyo para realizar este proyecto. Al Ing. Miguel Chávez, PhD., por la orientación y colaboración en todo el desarrollo. A nuestros padres por todo el esfuerzo. A nuestros amigos y profesores por todo su apoyo y conocimientos impartidos.

Henry Elizardo Andrade Llorente

Dazlyn Katania Solano León

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

PhD. Miguel Ángel Chávez Moncayo
DIRECTOR DE MATERIA INTEGRADORA

M.Sc. Alby del Pilar Aguilar Pesantes
MIEMBRO EVALUADOR

DECLARACIÓN EXPRESA

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

(Reglamento de Exámenes y Títulos Profesionales de la
ESPOL)

Henry Elizardo Andrade Llorente

Dazlyn Solano Katania León

RESUMEN

El hotel Nativa Bambú Ecolodge ubicado en Montañita ha decidido ampliar sus instalaciones, adicionando un edificio de suites, habitaciones y departamentos e implantarlo en una ladera correspondiente a su terreno. Debido a las condiciones propias del lugar, el proyecto es complejo, puesto que, se debe analizar la estabilidad del terreno en condiciones estáticas y pseudo estáticas; es decir, en presencia de un sismo. Luego que se encuentre la solución para la estabilización de la ladera, se puede dar por superada esta restricción y se procede a realizar el diseño estructural de la infraestructura.

Las alternativas del proyecto consisten en implementar; una edificación de tres pisos de pórticos de hormigón resistente a momento, una edificación de tres pisos de pórticos de hormigón resistente a momento con losas metálicas (estructura mixta) y una edificación de tres pisos de pórticos de acero especiales resistente a momento.

Una vez seleccionada la estructura más viable, se procedió a diseñarla, cumpliendo las normas y códigos establecidos en Ecuador, además se realizó un análisis de los impactos ambientales generados por la implementación del proyecto, por último, se estimó el presupuesto final de la obra.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	IV
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN	V
DECLARACIÓN EXPRESA	VI
RESUMEN	VII
ABREVIATURAS	XV
SIMBOLOGÍA	XVI
ÍNDICE DE FIGURAS	XXII
ÍNDICE DE TABLAS	XXVIII
CAPÍTULO 1	32
INTRODUCCIÓN	32
1.1 Descripción del problema	34
1.2 Objetivos	37
1.2.1 Objetivo General	37
1.2.2 Objetivos Específicos	38
1.3 Justificación	39
CAPÍTULO 2	42
DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO	42

2.1	Aspecto físico	43
2.2	Información básica.....	46
2.2.1	Topografía.....	46
2.2.2	Geología.....	49
2.3	Aspecto Poblacional	52
2.3.1	Habitantes.....	52
2.3.2	Planta Turística	52
CAPÍTULO 3	53
1.	ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA ESTABILIZACIÓN DEL ÁREA POCO ESTABLE (LA LADERA)	53
3.1.	Visita técnica al lugar	54
3.2.	Características físicas del lugar.....	54
3.2.1	Características geológicas y geotécnicas encontradas.	61
3.3.	Investigación geotécnica.....	64
3.3.1.	Sondeos mecánicos	65
3.3.2.	Caracterización geotécnica	67
3.3.3.	Perfiles geotécnicos	74
3.4.	Análisis de la zona inestable.....	77
3.4.1	Estabilidad de taludes	77
3.4.2	Fundamentos del software GALENA.....	80
3.4.3	Modelación en condiciones actuales del terreno sin carga.	81
3.4.4	Método de anclajes continuos inyectados.....	89
3.4.5	Metodología aplicada para la solución geotécnica	93
3.4.6	Perfil del terreno con la solución geotécnica implementada.....	95

CAPÍTULO 4	97
PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN	97
4.1 Descripción de la Estructura	98
4.2 Pórticos de concreto resistente a momento (PCRM).....	102
4.2.1 Predimensionamiento de losa.....	102
4.2.2 Estimación de cargas muertas y vivas.	103
4.2.3 Análisis geotécnico para la cimentación del edificio.....	108
4.2.4 Análisis de estabilidad con la implantación del edificio	125
4.3 Sistema de pórticos de concreto con losa metal deck (estructura mixta).	129
4.3.1 Antecedentes.....	129
4.3.2 Estimación de cargas.....	129
4.3.3 Análisis geotécnico para la cimentación del edificio.....	132
4.3.4 Análisis de estabilidad con la implantación del edificio.	144
4.4. Sistema de pórticos de acero estructural.	146
4.4.1. Antecedentes	146
4.4.2. Consideraciones iniciales.....	146
4.4.3. Estimación de cargas.....	147
4.4.4 Análisis geotécnico para la cimentación del edificio.....	152
4.4.5 Análisis de estabilidad con la implantación del edificio	164
4.5 Criterios para la selección de alternativa.	168
4.5.1 Restricciones.....	176
4.5.2 Selección de la alternativa.	177

4.5.3	Conclusión del análisis de alternativas.....	179
CAPÍTULO V	181
SISTEMA DE PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTOS (PARM)	181
5.1	Filosofía de diseño sismo resistente.....	182
5.2	Requisitos mínimos de diseño	182
5.3	Evaluación del peligro sísmico.....	183
5.3.1	Caracterización del peligro sísmico y factor de zona sísmica Z. 184	
5.3.2	Determinación del tipo de suelo para el diseño sísmico.....	185
5.3.3	Coeficientes de perfil de suelo.	187
5.3.4	Relación de amplificación espectral, η	189
5.3.5	Construcción del espectro de respuesta elástica de diseño....	189
5.4	Determinación del periodo fundamental de la estructura T	190
5.4.1	Método 1	191
5.4.2	Método 2	192
5.5	Coeficiente de respuesta sísmica	193
5.6	Factor de importancia.	194
5.7	Factor R de reducción de respuesta sísmica.....	194
5.8	Coeficientes de configuración en planta y elevación.	196
5.9	Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica.	196
5.10	Comparación de los espectros de respuesta sísmica.....	197
5.11	Cálculo del peso sísmico de la estructura.....	198
5.12	Cortante basal de diseño V.....	200

5.13	Distribución vertical de fuerzas sísmicas.	201
5.14	Pre dimensionamiento de vigas secundarias.....	202
5.14.1	Momento último	203
5.14.2	Selección del perfil a partir del módulo de sección plástico.	204
5.14.3	Revisión de los perfiles según estados límites de servicio... ..	207
5.14.4	Verificación de sección compacta.....	209
5.14.5	Cálculo del momento nominal de las vigas.	210
5.14.6	Resistencia de diseño al cortante.	211
5.15	Pre dimensionamiento de vigas principales en dirección Y.	212
5.15.1	Momentos por carga viva y muerta.	213
5.15.2	Momentos por fuerza sísmica	215
5.15.3	Momento último	217
5.15.4	Selección del perfil a partir del módulo de sección plástico.	218
5.15.5	Revisión de los perfiles según estados límites de servicio... ..	220
5.15.6	Verificación de sección sísmicamente compacta.....	221
5.15.7	Cálculo del momento nominal de las vigas.	223
5.15.8	Resistencia de diseño al cortante.	223
5.16	Pre dimensionamiento de vigas principales en dirección X.	226
5.16.1	Momentos por carga viva y muerta.....	228
5.16.2	Momentos por fuerza sísmica	229
5.16.3	Momento último	232
5.16.4	Selección del perfil a partir del módulo de sección plástico.	233
5.16.5	Revisión de los perfiles según estados límites de servicio... ..	235
5.16.6	Revisión de los perfiles según estados límites de servicio... ..	236

5.16.7	Cálculo del momento nominal de las vigas.	237
5.16.8	Resistencia de diseño al cortante.	238
5.17	Pre dimensionamiento de columnas.	240
5.17.1	Criterio columna fuerte viga débil.....	240
5.17.2	Carga última actuante sobre las columnas.	244
5.17.3	Carga axial sobre las columnas debido a Wu.	244
5.17.4	Comparación de la demanda – capacidad de las columnas.	246
5.18	Análisis estructural.....	247
5.18.1	Ingreso de datos	248
5.18.2	Excentricidades.....	249
5.18.3	Estados de Carga	250
5.18.4	Combinaciones de cargas.....	251
5.18.5	Verificaciones.....	252
5.18.6	Control de derivas de piso	258
5.18.7	Efectos de segundo orden P- Δ	262
CAPÍTULO VI		264
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA INFRAESTRUCTURA		264
6.1	Diseño del sistema de pórticos de acero estructural especiales a momento.	265
6.1.1	Diagramas de momento, cortante, axial y torsión en vigas y columnas.	265
6.1.2	Diseño de los elementos.	272
6.2	Diseño de la cimentación.....	293
6.2.1	Cálculo de las dimensiones de la zapata	294

6.2.2	Resultados y análisis con SAFE 2014.....	306
CAPÍTULO VII	310
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	310
7.1	Antecedentes.....	311
7.2	Descripción del aspecto físico del área de estudio.....	311
7.3	Procedimientos generales que se deben seguir según la constitución de la república.....	312
7.4	Descripción de la línea base.....	313
7.5	Descripción de las actividades a evaluar.....	316
7.6	Metodología de evaluación de impacto ambiental.....	316
7.7	Plan de manejo ambiental.....	325
CAPÍTULO VIII	333
PRESUPUESTO	333
8.1	Factor de sobrecosto.....	334
8.2	Análisis de precios unitarios.....	334
8.3	Duración y Cronograma del proyecto.....	337
CAPÍTULO IX	0
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	0
	CONCLUSIONES.....	1
	RECOMENDACIONES.....	6
	BIBLIOGRAFÍA.....	8
	ANEXOS.....	15

ABREVIATURAS

ASTM	- American Society of Testing Materials (Asociación Americana de Ensayo de Materiales)
ACI	- American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
AISC	- American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de Acero Construcción).
ANSI	- American National Standards Institute
ASTM	- American Society for Testing and Materials
ESPOL	- Escuela Superior Politécnica del Litoral.
LRFD	- Load and Resistance Factor Design
NEC	- Norma Ecuatoriana de la Construcción
NEC SE CM	- Norma Ecuatoriana de la Construcción para Geotecnia y Cimentaciones.
NEC:SE:AC	- Norma Ecuatoriana de la Construcción para Estructuras de Acero Estructural.
NEC:SE:DS	- Norma Ecuatoriana de la Construcción para Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente.
NEC:SE:HM	- Norma Ecuatoriana de la Construcción para Estructuras de Hormigón Armado.
PGA	- Peak Ground Acceleration
SUCS	- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

SIMBOLOGÍA

AP	- Articulación plástica
As	- Área del acero de refuerzo a flexión
As min	- Acero de refuerzo mínimo
Ast	- Área del acero de refuerzo transversal
Asv	- Área nominal de la varilla
Av	- Área de refuerzo a cortante
Aw	- Ancho del alma
B	- Ancho de cimentación
bf	- Ancho del ala
bw	- Ancho del alma de la sección
C	- Cohesión de suelos y rocas
cm	- Centímetro
ϕE	- Coeficiente de configuración en elevación
ϕP	- Coeficiente de regularidad de planta
Cs	- Coeficiente sísmico
Ct	- Coeficiente que depende del tipo de edificio
Cv	- Coeficiente de corte del alma
d	- Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción
ρ	- Densidad / Cuantía de refuerzo As evaluado sobre el área bd
Δ_{adm}	- Deriva admisible/ Deflexiones máximas

Δ_i	- Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.
ϕ	- Diámetro de la varilla / Factor de reducción de resistencia
e	- Espesor
E	- Módulo de elasticidad del acero
E_c	- Módulo de Elasticidad del concreto
E_s	- Módulo de elasticidad de los suelos
e_x, e_y	- Excentricidad real medida desde el centro de masa de la estructura más el 5% de la dimensión más larga de la planta de la edificación
F_a	- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
f'_c	- Resistencia especificada a la compresión del concreto
F_d	- Coeficiente de amplificación del suelo. amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
ϕ'	- Ángulo de fricción interna en los suelos y rocas
FS	- Factor de seguridad
F_s	- Coeficiente de amplificación del suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
FS	- Factor de seguridad

f_y	- Esfuerzo de fluencia del acero
g	- Aceleración o Intensidad de la gravedad
h	- Altura de elementos estructurales
h_i	- Altura del piso i considerado
h_{min}	- Altura mínima
h_n	- Altura total de la edificación
I	- Coeficiente de importancia de la estructura
I, I_x, I_y	- Inercia, en sentido x y en sentido y
IP	- Límite plástico de los suelos
k	- Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura/ Factor de longitud de pandeo efectivo
kg	- Kilogramo
Kg/cm^2	- Kilogramo por centímetro cuadrado
K_h	- Coeficiente sísmico horizontal
l_d	- Longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas
LL	- Límite líquido de los suelos
l_n	- Luz libre medida entre caras de los apoyos
m	- Metro
m^2	- Metro cuadrado
mm	- Milímetro
mm^2	- Milímetro cuadrado
M_n	- Resistencia nominal a la flexión en la sección
M_p	- Momento plástico
M_u	- Momento mayorado en la sección
N	- Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en el perfil del suelo / Número de pisos
η	- Razón entre la aceleración espectral S_a a período estructural $T=0.1$ s y el PGA para el período de retorno

seleccionado. Su valor depende de la región del Ecuador

η_B	- Corrección por el diámetro de la perforación
η_H	- Eficiencia del martillo (%)
η_R	- Corrección por longitud de la barra
η_S	- Corrección del muestrador
N_{SPT}	- Números de golpes del ensayo SPT
$P:\Delta$	- Efectos de segundo orden
γ_h	- Peso específico del hormigón
γ	- Peso volumétrico de los suelos y rocas
σ_{vo}	- Esfuerzo efectivo
P_i	- Carga de servicio en columna
%	- Porcentaje
σ	- Presión por unidad de área
P_u	- Fuerza de compresión axial
Pulg	- Pulgadas
Q	- Carga distribuida
q_{adm}	- Esfuerzo admisible del suelo
Q_i	- Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden
r	- Radio de giro
R	- Factor de reducción de resistencia sísmica
R_d	- Capacidad portante de los suelos
S	- Ancho de influencia/ Modulo de sección
S_a	- Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad), definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%

SD1	- Aceleración espectral para un periodo de 1 seg
S_e	- Asentamientos elásticos del suelo
Seg	- Segundos
SPT	- Estándar Penetration Test (Prueba de penetración estándar)
S_u	- Resistencia al corte no drenado de suelos
T	- Periodo fundamental de vibración de la estructura
tf	- Espesor del ala
Ton	- Toneladas
tw	- Espesor del alma
V_c	- Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto
V_e	- Fuerza cortante de diseño para combinación de carga que incluyan efectos sísmicos
VEQ	- Fuerza cortante por sismo
V_i	- Cortante sísmico del piso i
V_s	- Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
V_u	- Fuerza cortante mayorada en la sección
V_x, V_y	- Cortante total en el piso x(y) de la estructura
W	- Peso sísmico
WD	- Carga Muerta
W_i	- Carga Uniformemente distribuida que incluye la carga muerta y la carga viva
WL	- Carga Viva
Wpp	- Carga muerta propia
W_u	- Carga última uniformemente repartida

- Z
- Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como la fracción de la aceleración de la gravedad

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Construcciones típicas de Montañita	35
Figura 1.2. Vista en 3D del terreno donde se construirá el proyecto.	36
Figura 1.3. Vista del lugar de implementación de la obra desde el centro de Montañita	37
Figura 1.4. Lugar donde se construirá la etapa II de la ampliación del Hotel	40
Figura 2.1. Mapa geográfico del sector Montañita.	43
Figura 2.2. Ubicación del Hotel Nativa-Bambú Ecolodge.	44
Figura 2.3. Ubicación del área aproximada del Hotel Nativa-Bambú.....	45
Figura 2.4. Distribución de la infraestructura existente en el Hotel Nativa-Bambú Ecolodge.....	45
Figura 2.5. Ubicación del terreno destinado a la construcción de las nuevas instalaciones.	46
Figura 2.6. Topografía del terreno donde se ejecutará la etapa II de ampliación del hotel Nativa-Bambú Ecolodge.....	47
Figura 2.7. Ortofotografía del Hotel Nativa-Bambú Ecolodge.	48
Figura 2.8. Vista lateral del lugar de la obra.	48
Figura 2.9. Perfil topográfico e implantación arquitectónica de la etapa II. ...	49
Figura 2.10. Formaciones geológicas presentes en la zona de estudio.	50
Figura 2.11. Vista del sitio de obra donde se observa lutitas y limolitas bien laminadas y fracturadas que pertenecen al miembro Villingota.....	52
Figura 3.1. Ortofoto del sector en donde se ubicará el proyecto.....	54
Figura 3.2. Fotografías de terrazas y muros capturadas en la visita 1.....	55

Figura 3.3. Lugar donde se implantó la piscina que falló en la corona del talud.	57
Figura 3.4. Muro de hormigón, construido en el talud más pronunciado de la ladera, justo detrás de donde se plantea construir la edificación.....	58
Figura 3.5. Implantación general de las construcciones existentes en el hotel.....	59
Figura 3.6. Fotografías correspondientes a la primera etapa construcción de suites para el proyecto de ampliación del hotel.	60
Figura 3.7. Fotografía del suelo existente en la cota 63 msnm (implantación de la piscina).....	62
Figura 3.8. Fotografía del talud a un costado del muro de hormigón con presencia de material suelto producto de deslizamientos.....	63
Figura 3.9. Fotografía de los cortes presentes en el terreno, se observa suelo residual de roca sedimentaria tipo lutitas y limolitas con presencia de discontinuidades de yeso.....	64
Figura 3.10. Ubicación de los sondeos realizados en varias zonas del terreno.	66
Figura 3.11. Gráficos de profundidad versus número de golpes del ensayo SPT de los sondeos 4, 5 y 6.	69
Figura 3.12. Estratigrafía en la corona de la ladera, según los sondeos 1, 2 y 3.....	75
Figura 3.13. Estratigrafía de todo el terreno, según los sondeos realizados.	76
Figura 3.14. Falla en cuña de un talud.....	79
Figura 3.15. Acciones en la i-ésima rebanada, método de Sarma.....	81
Figura 3.16. Modelación en el software Galena del talud en cuestión con nivel freático bajo en condiciones actuales, con factor de seguridad mínimo de 1.28.	83
Figura 3.17. Modelación en el software Galena del talud en cuestión con nivel freático alto en condiciones actuales. con factor de seguridad mínimo de 1.18.	84

Figura 3.18. Modelación en el software Galena del talud en cuestión con nivel freático bajo y aceleración sísmica de 0.1g en condiciones actuales, con factor de seguridad mínimo de 1.10 (equilibrio crítico).	87
Figura 3.19. Modelación en el software Galena del talud en cuestión con nivel freático bajo y aceleración sísmica de 0.2g en condiciones actuales, con factor de seguridad mínimo de 0.99 (falla).....	88
Figura 3.20. Talud del río Portoviejo después de aplicada la solución de estabilización.	91
Figura 3.21. Concepto técnico de solución estabilizadora mediante anclajes continuos inyectados.	92
Figura 3.22. Tramo de vía terminada con solución geotécnica aplicada.	92
Figura 3.23. Radio de acción de la inyección a presión controlada.	94
Figura 3.24. Perfil típico del terreno con la implantación de las soluciones geotécnicas planteadas.	96
Figura 4.1. Vista en planta típica de los niveles.	99
Figura 4.2. Flujograma a seguir para el diseño geotécnico de cimentaciones.	101
Figura 4.3. Corte transversal de losa alivianada (refuerzo asumido).	103
Figura 4.4. Esquema de paredes del sistema de hormi2.	104
Figura 4.5. Estratigrafía bajo la cimentación modelada en GEO5.	112
Figura 4.6. Vista transversal de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.....	114
Figura 4.7. Vista en planta de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.....	115
Figura 4.8. Secciones propuestas para la cimentación del edificio de hormigón.	118
Figura 4.9. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).	123
Figura 4.10. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).	125

Figura 4.11. Estabilidad del terreno con un factor de seguridad de 1.97 (mayor a 1.5 impuesto por la NEC 2015 en condiciones estáticas).....	127
Figura 4.12. Estabilidad del terreno con un factor de seguridad de 1.25 (mayor a 1.05 impuesto por la NEC 2015 en condiciones pseudo estáticas $K_h=0.4g$)	128
Figura 4.13. Estratigrafía bajo la cimentación modelada en GEO5.	133
Figura 4.14. Vista transversal de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.....	135
Figura 4.15 Vista en planta de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.	136
Figura 4.16. Secciones propuestas para la cimentación del edificio mixto.	138
Figura 4.17. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).	142
Figura 4.18. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).	143
Figura 4.19. Estabilidad del terreno con un factor de seguridad de 1.25 (mayor a 1.05 impuesto por la NEC 2015 en condiciones pseudo estáticas $K_h=0.4g$)	145
Figura 4.20. Estratigrafía bajo la cimentación modelada en GEO5.	153
Figura 4.21. Vista transversal de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.....	155
Figura 4.22. Vista en planta de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.....	156
Figura 4.23. Secciones propuestas para la cimentación del edificio metálico.	158
Figura 4.24. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).	162
Figura 4.25. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).	163

Figura 4.26. Estabilidad del terreno con un factor de seguridad de 1.25 (mayor a 1.05 impuesto por la NEC 2015 en condiciones pseudo estáticas $K_h=0.4g$)	165
Figura 4.27. Modelación de estabilidad del terreno con el software Estabilidad de Taludes.	166
Figura 4.28. Comprobación de estabilidad del terreno con otro software con varios métodos de falla no circular dando factor de seguridad mínimo de 1.16 (mayor a 1.05 impuesto por la NEC 2015 en condiciones pseudo estáticas $K_h=0.4g$)	167
Figura 5.1. Espectro sísmico elástico horizontal de diseño.	184
Figura 5.2 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z.	185
Figura 5.3. Espectro de respuesta elástica de diseño	190
Figura 5.4. Espectros de respuesta elástica e inelástica.	198
Figura 5.5. Cortantes y Momentos flectores de una viga continua con dos vanos iguales.	203
Figura 5.6. Esfuerzos cortantes de una viga continua con dos vanos iguales.	227
Figura 5.7. Vista en 3D de la estructura.	247
Figura 5.8. Vista en planta típica de la estructura con la asignación de las secciones.	248
Figura 5.9. Vista en elevación típica en el sentido X de la estructura con la asignación de las secciones.	248
Figura 5.10. Vista en elevación típica en el sentido Y de la estructura con la asignación de las secciones.	249
Figura 5.11. Estados de carga ingresados	251
Figura 5.12. Combinaciones de cargas ingresadas según la NEC	251
Figura 5.13. Vista en planta del análisis modal 1.	252
Figura 5.14. Vista en planta del análisis modal 3.	253
Figura 5.15. Desplazamientos elásticos del piso 3, debido a Ex.	259

Figura 5.16. Desplazamientos elásticos del piso 2, debido a Ex.	259
Figura 5.17. Desplazamientos elásticos del piso 1, debido a Ex.	260
Figura 5.18 Desplazamientos elásticos del piso 3, debido a Ey.	260
Figura 5.19. Desplazamientos elásticos del piso 2, debido a Ey.	260
Figura 5.20 Desplazamientos elásticos del piso 1, debido a Ey.	261
Figura 6.1. Diagrama de momentos en el Eje M (ENV-Y)	266
Figura 6.2. Diagrama de momentos en el Eje 2 (ENV-X)	267
Figura 6.3. Diagrama de cortante en el Eje M (ENV-Y)	268
Figura 6.4. Diagrama de cortante en el Eje 2 (ENV-X)	269
Figura 6.5. Diagrama de axial en el Eje 2 (ENV-X).....	270
Figura 6.6. Diagrama de torsión en el Eje 2 (ENV-X)	271
Figura 6.7. Sección típica de vigas secundarias.....	276
Figura 6.8. Sección típica de vigas principales en dirección Y (pórtico interno).	279
Figura 6.9. Sección típica de vigas principales en dirección X (pórtico interno).	281
Figura 6.10. Sección típica de columnas del entrepiso 2 y 3 (externas).	288
Figura 6.11. Vista en planta con las secciones del piso 1 y 2.....	289
Figura 6.12. Vista en planta con las secciones del piso 3.....	290
Figura 6.13. Vista en elevación del pórtico interior.	291
Figura 6.14. Vista en elevación de los pórticos exteriores	292
Figura 6.15. Simulación de la edificación sobre la pantalla de anclajes continuos inyectados.	293
Figura 6.16. Determinación de q_{max}	297
Figura 6.17. Diagrama de momentos flectores de la viga de cimentación..	298
Figura 6.18. Diagrama de fuerza axial de la viga de cimentación.....	298
Figura 6.19. Modelación de las zapatas continuas.	302
Figura 8.1. Duración estimada de la obra.	339
Figura 8.2. Cronograma valorado de trabajo.	340

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Principal formación geológica presente en la Parroquia Manglaralto, Montañita.	50
Tabla II. Sondeos realizados en la cresta del terreno. (Geocimientos S.A.) .	65
Tabla III. Sondeos realizados en área de ampliación etapa II. (SueloTec S.A.).....	65
Tabla IV. Ensayos realizados a las muestras de los sondeos.	70
Tabla V. Caracterización de parámetros geomecánicos del sondeo 4.	73
Tabla VI. Caracterización de parámetros geomecánicos del sondeo 5.	74
Tabla VII. Caracterización de parámetros geomecánicos del sondeo 6.	74
Tabla VIII. Tabla resumen de propiedades mecánicas de los suelos estratificados.....	77
Tabla IX. Espesor de losa nervada según ACI (Tabla 9.5c).	102
Tabla X. Peso de losa nervada.	105
Tabla XI. Cargas muertas para todos los pisos, excepto la terraza.	105
Tabla XII. Cargas muertas para la terraza.	106
Tabla XIII. Peso propio W_{pp}	107
Tabla XIV. Resumen de Cargas muertas.	107
Tabla XV. Cargas vivas.	108
Tabla XVI. Cargas muertas y vivas.....	108
Tabla XVII. Tipos de suelos utilizados para el análisis de cimentación.	111
Tabla XVIII. Factores de seguridad indirectos (FSIM).	115
Tabla XIX. Tipos de suelos utilizados para el análisis de cimentación.	117

Tabla XX. Tabla de propiedades mecánicas ingresadas al software GALENA.....	126
Tabla XXI. Cargas muertas para todos los pisos, excepto la terraza.....	129
Tabla XXII. Cargas muertas para la terraza.....	130
Tabla XXIII. Peso propio Wpp.....	131
Tabla XXIV. Resumen de Cargas muertas.....	131
Tabla XXV. Cargas vivas.....	131
Tabla XXVI. Cargas muertas y vivas.....	132
Tabla XXVII. Cargas muertas para todos los pisos, excepto la terraza.....	148
Tabla XXVIII. Cargas muertas para la terraza.....	149
Tabla XXIX. Peso propio Wpp.....	149
Tabla XXX. Resumen de Cargas muertas.....	150
Tabla XXXI. Cargas vivas.....	150
Tabla XXXII. Cargas muertas y vivas.....	151
Tabla XXXIII. Cargas Factorizadas.....	151
Tabla XXXIV. Cargas de servicio.....	151
Tabla XXXV. Resumen de parámetros de cada alternativa sin considerar la acción de los anclajes.....	169
Tabla XXXVI. Resumen de parámetros de cada alternativa considerando la acción de los anclajes.....	169
Tabla XXXVII. Reducción de carga de estructura de hormigón a mixta.....	170
Tabla XXXVIII. Reducción de carga de estructura de hormigón a metálica.....	171
Tabla XXXIX. Reducción del ancho de la cimentación de estructura de hormigón a mixta (antes de mejorar el suelo).....	172
Tabla XL. Reducción del ancho de la cimentación de estructura de hormigón a metálica (antes de mejorar el suelo).....	172
Tabla XLI. Reducción del ancho de la cimentación de estructura de hormigón a mixta (después de mejorar el suelo).....	173
Tabla XLII. Reducción del ancho de la cimentación de estructura de hormigón a metálica (después de mejorar el suelo).....	173

Tabla XLIII. Reducción asentamientos antes y después uso de anclajes continuos inyectados.	174
Tabla XLIV. Reducción asentamientos antes y después uso de anclajes continuos inyectados.	175
Tabla XLV. Reducción asentamientos antes y después uso de anclajes continuos inyectados.	175
Tabla XLVI. Aumento de la capacidad admisible del suelo antes y después uso de anclajes continuos inyectados.	176
Tabla XLVII. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	185
Tabla XLVIII. Clasificación de los perfiles de suelo.....	186
Tabla XLIX. Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....	187
Tabla L. Tipo de suelo y factores de sitio Fd.....	188
Tabla LI. Tipo de suelo y factores de sitio Fs.....	189
Tabla LII. Factores de sitio y parámetros.....	190
Tabla LIII. Cálculo del periodo fundamental, según el sistema estructural.	191
Tabla LIV. Periodo fundamental de vibración para cada dirección.	192
Tabla LV. Parámetros para el cálculo del coeficiente de respuesta sísmica Cs.	197
Tabla LVI. Periodos y coeficientes de respuesta.	197
Tabla LVII. Carga muerta y peso propio para el piso 1 y 2.	199
Tabla LVIII. Carga muerta y peso propio para la cubierta.....	199
Tabla LIX. Peso sísmico por piso.....	200
Tabla LX. Peso sísmico efectivo.	200
Tabla LXI. Cortante basal para la dirección X y Y.....	200
Tabla LXII. Valores de k para la distribución vertical de fuerzas sísmicas..	201
Tabla LXIII. Distribución vertical de fuerzas sísmicas, dirección X.	202
Tabla LXIV. Distribución vertical de fuerzas sísmicas, dirección Y.	202
Tabla LXV. Momentos máximos soportados por las vigas secundarias.	204
Tabla LXVI. Módulos de sección plástico requerido, vigas secundarias.	206
Tabla LXVII. Perfiles seleccionados para las vigas secundarias.	207

Tabla LXXVIII. Comprobación de deflexiones máximas y admisibles, vigas secundarias.....	208
Tabla LXXIX. Relación ancho-espesor de las vigas secundarias.	210
Tabla LXX. Verificación del momento nominal de las vigas secundarias. ..	210
Tabla LXXI. Relación alto-espesor del alma de las vigas secundarias.	211
Tabla LXXII. Revisión de fuerzas cortantes en las vigas secundarias.	212
Tabla LXXIII. Carga muerta y viva lineal.	213
Tabla LXXIV. Momentos máximos por carga viva y muerta.	214
Tabla LXXV. Fuerzas sísmicas por pórtico en dirección Y.	215
Tabla LXXVI. Momentos últimos por cargas gravitacionales y sismo, en dirección Y.	218
Tabla LXXVII. Módulos de sección plástico requerido, vigas principales en dirección Y.	219
Tabla LXXVIII. Perfiles seleccionados para las vigas principales en Y.	220
Tabla LXXIX. Comprobación de deflexiones máximas y admisibles (cm), vigas principales en dirección Y.	221
Tabla LXXX. Relación ancho-espesor y alto-espesor de las vigas principales en dirección Y.	222
Tabla LXXXI. Verificación del momento nominal de las vigas principales en dirección Y.	223
Tabla LXXXII. Relación alto-espesor del alma de las vigas principales en Y.	224
Tabla LXXXIII. Fuerzas cortantes últimas en las vigas principales en dirección Y.	225
Tabla LXXXIV. Revisión de fuerzas cortantes en las vigas principales en dirección Y.	225
Tabla LXXXV. Cargas lineales de las vigas secundarias.	227
Tabla LXXXVI. Cargas puntales que soportan las vigas principales en X. .	228
Tabla LXXXVII. Momentos máximos dados por la carga puntal y distribuida.	229

Tabla LXXXVIII. Fuerzas sísmicas por pórtico en dirección X.	230
Tabla LXXXIX. Momentos últimos por cargas gravitacionales y sismo, en dirección X.	232
Tabla XC. Módulos de sección plástico requerido, vigas principales en dirección X.	234
Tabla XCI. Perfiles seleccionados para las vigas principales en X.	235
Tabla XCII. Comprobación de deflexiones máximas y admisibles (cm), vigas principales en dirección X.	236
Tabla XCIII. Relación ancho-espesor y alto-espesor de las vigas principales en dirección X.	237
Tabla XCIV. Verificación del momento nominal de las vigas principales en dirección X.	237
Tabla XCV. Relación alto-espesor del alma de las vigas principales en X.	238
Tabla XCVI. Fuerzas cortantes últimas en las vigas principales en dirección X.	239
Tabla XCVII. Revisión de fuerzas cortantes en las vigas principales en dirección X.	240
Tabla XCVIII. Valores de factores de fluencia y tensión probables para planchas de acero.	241
Tabla XCIX. Módulos de sección de las vigas y el requerido por las columnas.	242
Tabla C. Carga última actuante sobre las columnas.	244
Tabla CI. Carga axial actuante en las columnas.	244
Tabla CII. Valores típicos de relación de esbeltez.	245
Tabla CIII. Área gruesa mínima requerida para las columnas.	246
Tabla CIV. Comparación demanda – capacidad de columnas.	247
Tabla CV. Coordenadas de la aplicación de fuerzas sísmicas.	250
Tabla CVI. Periodos del análisis modal.	255
Tabla CVII. Distribución de fuerzas sísmicas dirección X (1era iteración). ..	256
Tabla CVIII. Distribución de fuerzas sísmicas dirección Y (1era iteración). ..	256

Tabla CIX. Fuerzas sísmicas para el análisis estático (1era iteración).	257
Tabla CX. Periodos del análisis modal. (1era iteración).	257
Tabla CXI. Valores de Δm máximos, expresados como fracción de la altura de piso.	258
Tabla CXII. Derivas obtenidas en dirección Y.....	261
Tabla CXIII. Derivas obtenidas en dirección Y.....	261
Tabla CXIV. Determinación de Q_i por cada piso en la dirección X.	263
Tabla CXV. Determinación de Q_i por cada piso en la dirección Y.	263
Tabla CXVI. Perfiles seleccionados para las vigas secundarias.....	274
Tabla CXVII. Valores de las longitudes L_b , L_p y L_r de las vigas secundarias.....	275
Tabla CXVIII. Verificación del momento nominal de las vigas secundarias.	275
Tabla CXIX. Verificación de la fuerza cortante de las vigas secundarias. ..	276
Tabla CXX. Perfiles seleccionados para las vigas principales en dirección Y.	277
Tabla CXXI. Valores de las longitudes L_b , L_p y L_r de las vigas principales en Y.	277
Tabla CXXII. Verificación del momento nominal de las vigas principales en Y.	278
Tabla CXXIII. Verificación de la fuerza cortante de las vigas principales en Y.	278
Tabla CXXIV. Perfiles seleccionados para las vigas principales en dirección X.	279
Tabla CXXV. Valores de las longitudes L_b , L_p y L_r de las vigas principales en X.	280
Tabla CXXVI. Verificación del momento nominal de las vigas principales en X.	280
Tabla CXXVII. Verificación de la fuerza cortante de las vigas principales en X.	281
Tabla CXXVIII. Factor de amplificación B_1 en dirección X y Y.	285

Tabla CXXIX. Factor de amplificación B2 en dirección X y Y.	286
Tabla CXXX. Resistencia requerida por flexión en dirección X y Y.	286
Tabla CXXXI. Resistencia de diseño por carga axial en dirección Y (crítica).	286
Tabla CXXXII. Comprobación de zona de fluencia $L_p \leq L_p$	287
Tabla CXXXIII. Comprobación de ecuación de interacción.	287
Tabla CXXXIV. Cargas transmitidas a la cimentación del pórtico más crítico.	294
Tabla CXXXV. Cálculo de dimensiones de la viga de cimentación.	295
Tabla CXXXVI. Chequeo de excentricidades de la zapata.	296
Tabla CXXXVII. Cargas mayoradas.	297
Tabla CXXXVIII. Refuerzo a flexión negativo (parte inferior de la viga).	303
Tabla CXXXIX. Refuerzo a flexión positivo (parte superior de la viga).	304
Tabla CXL. Escala de valoración de la extensión de los impactos ambientales.	318
Tabla CXLI. Escala de valoración de la duración en años de los impactos ambientales.	318
Tabla CXLII. Escala de valoración de la reversibilidad de los impactos ambientales.	320
Tabla CXLIII. Escala de valoración de la probabilidad de ocurrencia de los impactos ambientales.	321
Tabla CXLV. Matriz Magnitud.	323
Tabla CXLVI. Matriz de Valoración de Impacto Ambiental (VIA).	324
Tabla CXLVII. Matriz de Significancia de la matriz VIA.	325
Tabla CXLVIII. Tabla de presupuesto general.	334
Tabla CXLIX. Porcentaje de participación de rubros dentro de la obra.	336
Tabla CL. Duración en días de cada rubro.	337

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Ecuador es una potencia turística mundial. El turismo está proyectado para que en los próximos años sea la principal actividad económica no petrolera, y, gran parte del éxito son sus playas; puesto que, la belleza y la disponibilidad de fácil acceso hacen que propios y extraños las visiten.

En el año 2014 el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos registró que el 32% de 1099 empresas investigadas se dedican a la actividad hotelera y gastronómica. En donde el 33% de estas empresas están en la costa, gran parte de ellas se encuentran en las playas. Demostrando que esta industria está en constante desarrollo siendo viable la inversión pública y privada en este sector.

Montañita, en la provincia de Santa Elena es uno de los puntos claves en donde la afluencia de turistas nacionales y extranjeros es constante en todo el año. Por esta razón la parte baja de la comuna está prácticamente copada de restaurantes, centros de diversión, edificaciones de servicios públicos y hoteles, además, al estar rodeado de montañas la apuesta por construir en estas zonas altas es cada vez es mayor.

Nativa Bambú Ecolodge es un hotel que cuenta con instalaciones en una ladera al borde de la ruta de Spondylus, en donde hasta el momento no se ha terminado

de construir todas sus etapas. La etapa II comprende la construcción de una edificación que se implanta en todas las terrazas del terreno, es decir, su configuración vertical y horizontal es variable, siendo esto un problema cuando se presentan fuerzas sísmicas. Además, la carga sobrepuesta es de consideración, lo que podría generar que la estabilidad del terreno este en duda, y las soluciones geotécnicas incrementen en costos notablemente.

Por lo tanto, este proyecto comprende el diseño estructural de un edificio de departamentos, suites y habitaciones de 3 plantas en una de las terrazas del terreno, en donde se planteará soluciones geotécnicas para que la ladera sea estable en las condiciones de cargas impuestas. De esta manera la obra servirá para ampliar la capacidad del hotel y cumplir con la demanda que año a año se presenta en el lugar.

1.1 Descripción del problema

La zona urbana de Montañita en donde se asienta la mayor cantidad de habitantes está prácticamente colapsada de construcciones con diferentes usos, existiendo gran cantidad de hoteles y hostales por la masiva afluencia de turistas.

El centro de Montañita tiene una alta densidad de construcciones, pero la mayoría de edificaciones que se han construido, se lo ha hecho de una forma desorganizada y probablemente sin la intervención de un ingeniero civil. Como se observa en la figura 1.1., la comuna Montañita conserva sus construcciones de una forma rustica típicas de zonas de playas.



Figura 1.1. Construcciones típicas de Montañita.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Uno de los principales problemas es la falta de espacio para construir edificaciones de gran envergadura; este proyecto apuesta la construcción de un edificio de hotel en las afueras del centro de montañita, que genere mayor turismo en la comunidad. La edificación estará situada en una ladera (zona poco estable) que con el estudio debido será estabilizada y brindará toda la seguridad que las normas establecen.

Históricamente la construcción desorganizada e informal se ha presentado en el Ecuador, esto debido a falta de control de las autoridades pertinentes en

cada cantón. Por ello, este proyecto se registrará estrictamente a las normas y reglamentos existentes en el país, específicamente a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

En la figura 1.2, se puede observar el sitio de implantación del proyecto, el cual será en la terraza central de la ladera y consta de un edificio de 3 pisos. Este proyecto corresponde a la etapa II que es la continuación de varias etapas de construcción del hotel Nativa Bambú Ecolodge.



Figura 1.2. Vista en 3D del terreno donde se construirá el proyecto.
Fuente: Estudio previo realizado por Nativa Bambú Ecolodge.

La estabilización del talud es clave para poder realizar el diseño, en este proyecto se presentarán soluciones para la estabilización del mismo, y la propuesta geotécnica de cimentación para soportar las condiciones de carga sin que afecte a la estabilidad del terreno.

El proyecto comprende la segunda etapa de un conjunto de cambios y renovaciones que se están haciendo en el hotel, para incrementar la capacidad y comodidad de las personas que se hospeden; de esta forma generar más turismo en el lugar. El edificio tendrá una vista impresionante del mar, y se podrá apreciar desde toda Montañita como se aprecia en la figura 1.3.



Figura 1.3. Vista del lugar de la obra desde el centro de Montañita.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Diseñar estructuralmente un edificio de departamentos, habitaciones y suites de tres pisos en una ladera poco estable ubicada en la comuna Montañita, Santa Elena, Ecuador.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Obtener parámetros geotécnicos del suelo y la estratigrafía existente en el lugar.
- Realizar estudios geotécnicos para determinar las condiciones de estabilidad del talud donde se construirá el proyecto con la ayuda de softwares.
- Determinar soluciones geotécnicas para la estabilización de la ladera, verificando su estabilidad con el software GALENA.
- Presentar tres alternativas estructurales de edificaciones que se puedan implantar para usarse como hotel.
- Determinar las cargas de cada alternativa propuesta, verificando que la estabilización de la ladera no se vea afectada.
- Desarrollar un análisis geotécnico de cada alternativa con la ayuda del software GEO5.
- Seleccionar la alternativa que presenta los aspectos económicos, geotécnicos, ambientales y estructurales más propicios para el tipo de construcción y lugar de implantación del proyecto.
- Diseñar el edificio de la mejor alternativa en cuanto a aspectos técnicos, éticos, morales, sociales y ambientales, rigiéndose a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

- Modelar y simular la estructura del edificio con la ayuda del software SAP 2000.
- Diseñar y modelar la cimentación con la ayuda del software SAFE v14.
- Elaborar los planos estructurales de la edificación, mediante el uso de software AutoCAD.
- Determinar el presupuesto de construcción de la obra.
- Realizar el cronograma valorado de ambas etapas del proyecto (estabilización y edificación) con la ayuda del software Microsoft Project.
- Realizar un plan de manejo ambiental y de mitigación de impactos de las alternativas propuestas.

1.3 Justificación

Montañita es una zona turística con gran afluencia de personas en todo el año, pero en la temporada alta, en los meses de invierno la cantidad de personas que visitan el lugar exceden la capacidad hotelera necesaria para alojar a los turistas nacionales y extranjeros.

La construcción de una edificación para la ampliación de un hotel generará mayor demanda de turistas lo que produce un ingreso económico para el lugar. Las ganancias económicas serán para quien hace la inversión; pero, la comuna de Montañita gana como potencia turística, porque al tener hoteles de

calidad incrementará la visita de extranjeros, lo que generará ganancias no sólo para el hotel, sino para toda la comunidad.

El análisis que se propondrá dará soluciones para estabilizar el área donde se ejecutará la etapa II; pero, también estas soluciones servirán para futuras nuevas etapas de construcción que se realicen en el hotel. El presente trabajo está orientado a los estudios de diseño de la segunda etapa del proyecto mencionado. Ver Figura 1.4.

Nativa Bambú Ecolodge

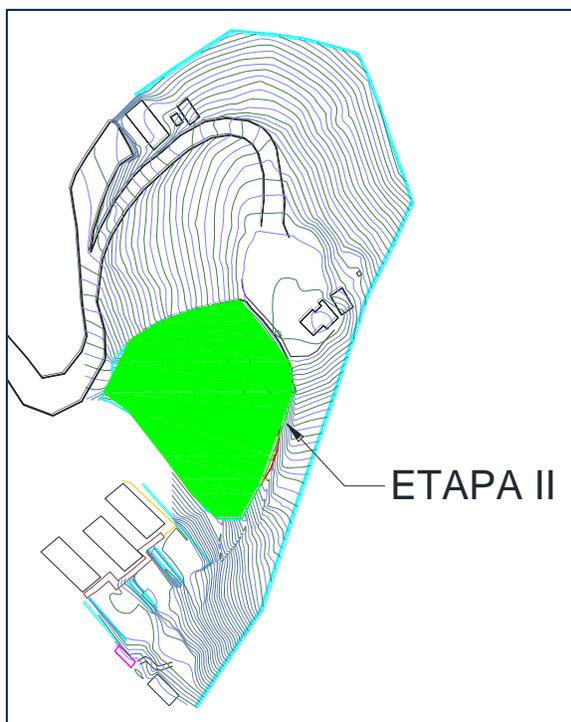


Figura 1.4. Ubicación de la etapa II de la ampliación del Hotel.
Fuente: Estudios previos realizado por el hotel Nativa Bambú Ecolodge.

El terremoto del pasado 16 de abril dio a notar la vulnerabilidad de las obras civiles cuando no han sido diseñadas para soportar fenómenos geodinámicos; tanto los taludes como las plataformas vinculadas a la construcción de edificaciones han sido afectados porque no se han adoptado las debidas soluciones técnicas. Muchas estructuras han fallado ostensiblemente y en mucho de los casos se han debido demoler. El diseño en todas sus partes considerará que Ecuador está en una zona altamente sísmica, por lo cual se diseñará la superestructura y la infraestructura tomando en cuenta las condiciones que se puedan presentar en el lugar según lo que establezcan las normas NEC 2015.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO

2.1 Aspecto físico

Geográficamente, la ubicación del área de trabajo es en la Comuna de Montañita, que pertenece a la parroquia Manglaralto, ubicada en la provincia de Santa Elena, en Ecuador. Se encuentra a 200 Km de la ciudad de Guayaquil, frente a la costa del Océano Pacífico.

Montañita limita al norte con la comuna Olón, al sur con la cabecera parroquial Manglaralto, al este con la cordillera Chongón Colonche y al oeste con el océano pacífico. En las figuras 2.1 y 2.2 se presentan la ubicación de la población de Montañita:

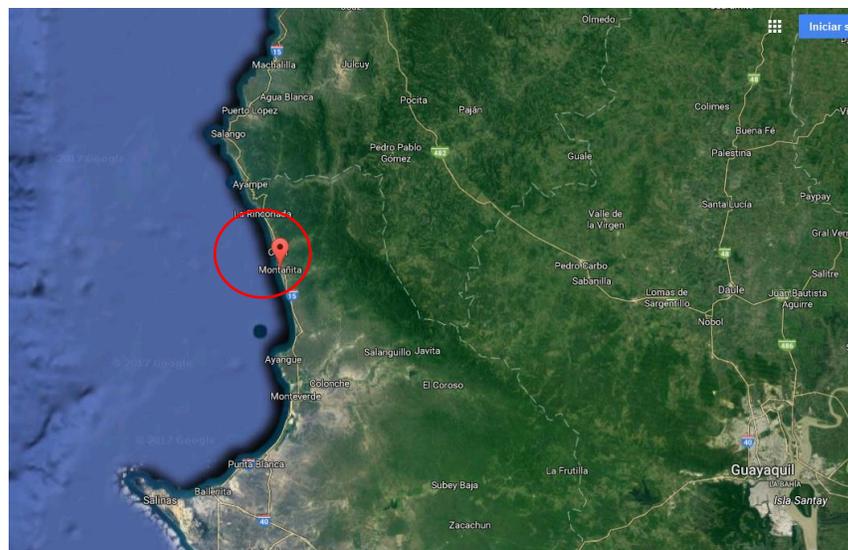


Figura 2.1. Mapa geográfico del sector Montañita.
Fuente: Google Earth, 2016.

El hotel Nativa Bambú Ecolodge tiene proyectado la construcción de un edificio, el cual será destinado para uso de suites, departamentos y habitaciones, ampliando las instalaciones actuales del lugar. Este se encuentra ubicado en una ladera a un costado de la Ruta E15 (ruta de Spondylus) en la parte alta de la población de Montañita.

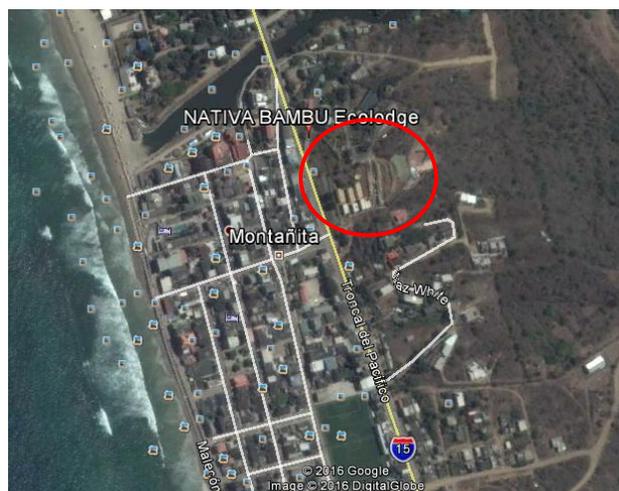


Figura 2.2. Ubicación del Hotel Nativa-Bambú Ecolodge.
Fuente: Google Earth, 2016.

El hotel Nativa Bambú Ecolodge cuenta con un área aproximada de 2.40 Ha., de la cual una parte ya está ocupada con las instalaciones existentes.

El área actualmente disponible para la construcción de la nueva infraestructura es de 1300 m², la cual se encuentra ubicada al sur de la ladera, a pocos metros de las instalaciones ya construidas. Ver figuras 2.4 y 2.5.



Figura 2.3. Ubicación del área aproximada del Hotel Nativa-Bambú.
Fuente: Google Earth, 2016.



Figura 2.4. Distribución de la infraestructura existente en el Hotel Nativa-Bambú Ec lodge.
Fuente: Google Earth, 2016.

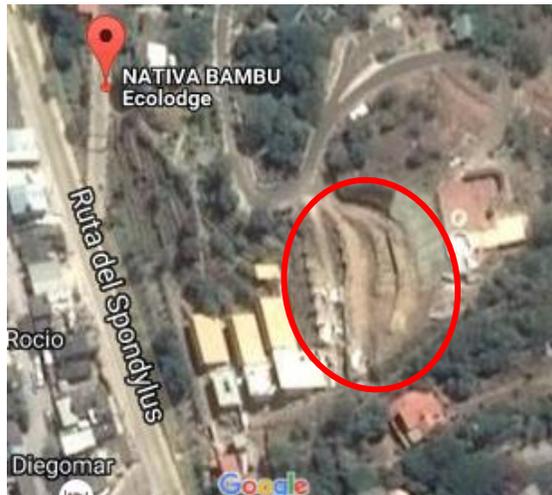


Figura 2.5. Ubicación del terreno destinado a la construcción de las nuevas instalaciones.
Fuente: Google Earth, 2016.

2.2 Información básica

2.2.1 Topografía

La comuna Montañita se encuentra ubicada a una altura promedio de 4 metros sobre el nivel mar (msnm). Las cotas del terreno en donde se propondrá la construcción del edificio, oscilan entre los 30 y 60 metros sobre el nivel mar (Figura 2.6). Las zonas de mayor elevación se encuentran en la parte noreste de la comuna, mientras que las elevaciones son menores en el suroeste.

En la Figura 2.6 se presenta el levantamiento topográfico efectuado para todo el proyecto (de dos etapas). Cabe notar que la parte más alta del área disponible está en la cota 64, en tanto que la cota más baja es 40

msnm. En las Figuras 2.7 y 2.8 se puede observar el terreno en diferentes vistas, mientras que en la Figura 2.9 se puede observar la implantación del edificio propuesto por el arquitecto que elaboró los planos arquitectónicos de toda la etapa II.



Figura 2.6. Topografía del terreno de la etapa II de ampliación del hotel Nativá Bambú Ecolodge.

Fuente: Estudio previo realizado por Nativá Bambú Ecolodge, 2015.



Figura 2.7. Ortofotografía del Hotel Nativa-Bambú Ecolodge.
Fuente: Estudio previo realizado por el Hotel Nativa-Bambú Ecolodge, 2015.



Figura 2.8. Vista lateral del lugar de la obra.
Fuente: Estudio previo realizado por el Hotel Nativa-Bambú Ecolodge, 2015.

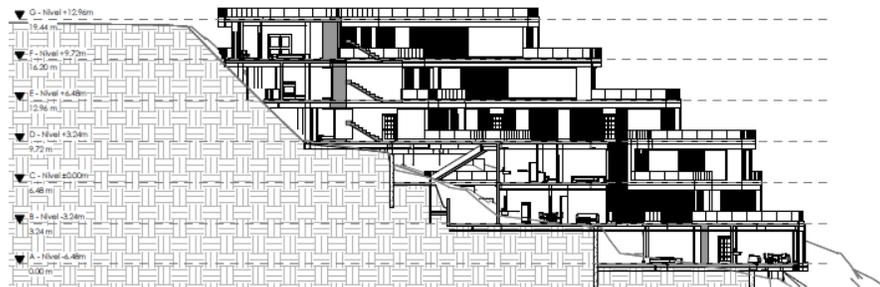


Figura 2.9. Perfil topográfico e implantación arquitectónica de la etapa II.
Fuente: Arq. Juan Abad, 2016.

Cabe recalcar que la etapa II comprende la implantación de un edificio de 6 pisos, pero al ser este un estudio de pre factibilidad se analizó que no es conveniente colocar un peso excesivo en la parte alta de la ladera, porque esto incrementaría los costos de la estabilización y cimentación de la estructura, esto debido a la forma y morfología del terreno, por lo tanto, se plantea el diseño estructural de un edificio de 3 pisos en una de las terrazas ya construidas. Esta información se explicará a detalle en los capítulos posteriores.

2.2.2 Geología

La parroquia Manglaralto (Montañita) se encuentra atravesada por la formación geológica Tosagua. (Ver figura 2.10)

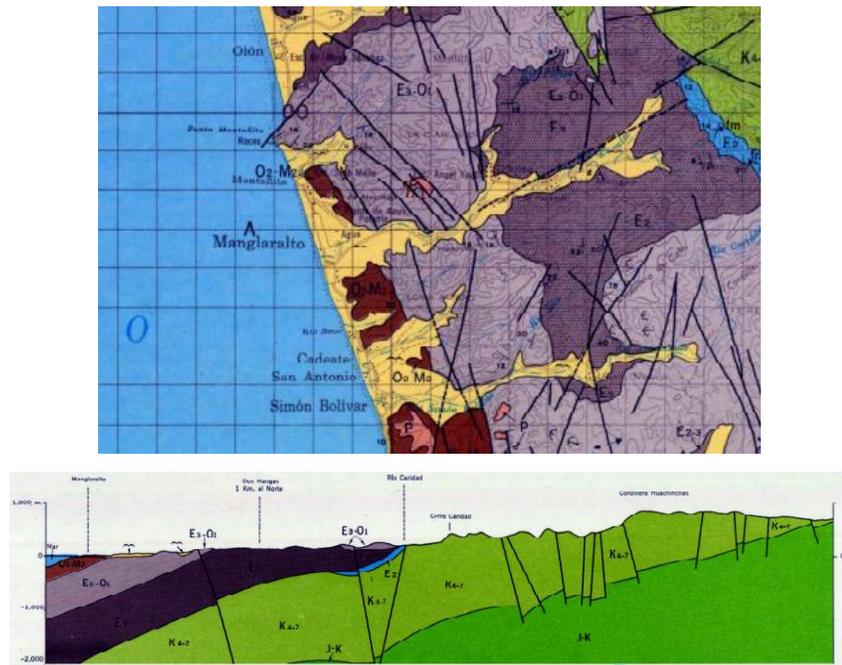


Figura 2.10. Formaciones geológicas presentes en la zona de estudio.
Fuente: Geo-Investigaciones.

Tabla I. Principal formación geológica presente en la Parroquia Manglaralto, Montañita.

Identificación.	Formación.	Descripción.
O₂-M₂	Tosagua	Conglomerados basales, areniscas, lutitas.

Fuente: Geo-Investigaciones.

Formación Tosagua (Oligoceno Superior- Mioceno Inferior).

Se encuentra emplazada entre las cuencas Progreso y Manabí, y descansa discordantemente sobre el Complejo Santa Elena (Progreso) y también sobre

la Formación San Mateo (Manabí). La formación está dividida en tres miembros:

Miembro Zapotal. - Está expuesto alrededor de las márgenes de la cuenca Progreso, el Miembro Zapotal consiste de conglomerados basales, areniscas tobáceas y lutitas sobrepasando los 1000 metros de espesor.

Miembro Dos Bocas. - El Miembro Dos Bocas comprende la mayoría de la Formación Tosagua: Las Dos Bocas consiste principalmente de lutitas de color chocolate, localmente con otras litologías (limolitas, areniscas, bentonita) y alcanza un espesor máximo de 2400 metros en la cuenca Progreso y 1000 metros en la Manabí.

Miembro Villingota. - Se encuentra yaciendo sobre el miembro Dos Bocas en forma progresiva y se presenta con lutitas tobáceas de color gris, blanco y café en capas delgadas, tipo tabletas, con algunas intercalaciones de areniscas amarillas. Las lutitas son frecuentemente fosfatadas.

La zona específica destinada para la implantación de las nuevas infraestructuras se encuentra emplazada esencialmente por el miembro Villingota, es decir en su mayoría está compuesta por rocas blandas a muy

blandas debido al tectonismo, la meteorización y el deterioro de las superficies expuestas.



Figura 2.11. Vista del sitio de obra donde se observa lutitas y limolitas bien laminadas y fracturadas que pertenecen al miembro Villingota.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

2.3 Aspecto Poblacional

La siguiente información a detallarse demuestra el nivel socio-económico medio de la comuna montañita.

2.3.1 Habitantes

Según la información brindada por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censo (INEC), del censo desarrollado en el año 2010, tenemos que la población existente es de 1,562 habitantes.

2.3.2 Planta Turística

Montañita cuenta con 3 hoteles, 27 hostales y 6 hosterías, 15 bares y discotecas, 1 agencia de viaje y 1 operadora que brindan los servicios respectivos para la satisfacción de los turistas.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA ESTABILIZACIÓN DEL ÁREA POCO ESTABLE (LA LADERA)

3.1. Visita técnica al lugar

Se realizaron dos visitas al sitio de estudio, la primera fue de reconocimiento del terreno en donde se apreciaron las características físicas del sitio, y la segunda fue para establecer las condiciones geológicas y geotécnicas del terreno, esta última visita fue con la participación del Ing. Miguel Ángel Chávez, PhD, Experto en geotecnia.

3.2. Características físicas del lugar.

Se logró establecer la morfología del sitio, constatando la ubicación geográfica del lugar y las construcciones existentes en el sitio. A continuación, en la figura 3.1 se muestra el terreno actual en donde se construirá el edificio.



Figura 3.1. Ortofoto del sector en donde se ubicará el proyecto.

Fuente: Análisis previo por Nativa-Bambú Ecologde.

En el lugar existen tres terrazas construidas anteriormente para poder construir la edificación, las mismas que están confinadas por muros de hormigón armado. A continuación, en la figura 3.2., se muestra las terrazas y muros mencionados.



Figura 3.2. Fotografías de terrazas y muros capturadas en la visita 1.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Las tres terrazas construidas están delimitadas por muros estructurales, teniendo la primera de arriba hacia abajo, una cota de 53.05 msnm con un

ancho promedio de 6.50 m, la segunda una cota de 50.26 msnm y 47.41 msnm la cual tiene un ancho promedio de 16.00 m, y finalmente, la tercera terraza de ancho promedio de 8.50 m, a una cota de 44.12 msnm.

Como se puede observar en las figuras 3.1. y 3.2., los muros delimitan estas terrazas. Estos muros estructuralmente se encuentran en condiciones óptimas y todo el análisis tendrá como hipótesis que los muros actúan correctamente para lo cual fueron diseñados.

Según la información adquirida estas terrazas fueron construidas para continuar con las demás etapas de ampliación del hotel. Pero debido al costo de la solución geotécnica para cimentación (pilotes) del edificio se paralizó y no se continuó con el proyecto.

Además, en la corona de la ladera estaba construida una piscina la cual a finales del 2015 empezó a fallar, puesto que, los muros laterales al pie del talud no soportaron el empuje del agua y ésta empezó a infiltrarse, poniendo en peligro la estabilidad del talud, por lo cual fue desmontada. En la figura 3.4., se muestra el lugar de la implantación de la piscina más grande que falló estructuralmente.



Figura 3.3. Lugar donde se implantó la piscina que falló en la corona del talud.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Justo debajo de la piscina existe el talud más pronunciado de aproximadamente 12.00 m de alto, con una pendiente de 1:1, el cual está cubierto por un muro de hormigón de color verde. Este muro ha estado por años en el lugar, y según la información otorgada no tuvo un diseño estructural realizado por un ingeniero; pero, se puede notar que el muro ha servido para contener el deterioro de la roca y el suelo en el talud. Justamente debajo de este talud esta la primera terraza. En la figura 3.4. Se aprecia el muro de hormigón construido en el lugar.



Figura 3.4. Muro de hormigón, construido en el talud más pronunciado de la ladera, justo detrás de donde se plantea construir la edificación.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Como se observa en la figura 3.5., el hotel Nativa Bambú Ecolodge ya cuenta con una implantación importante de suites y habitaciones las mismas que se encuentran ubicadas en la parte norte del terreno total del hotel, también se observa que existen construcciones aledañas al área de construcción de la infraestructura.

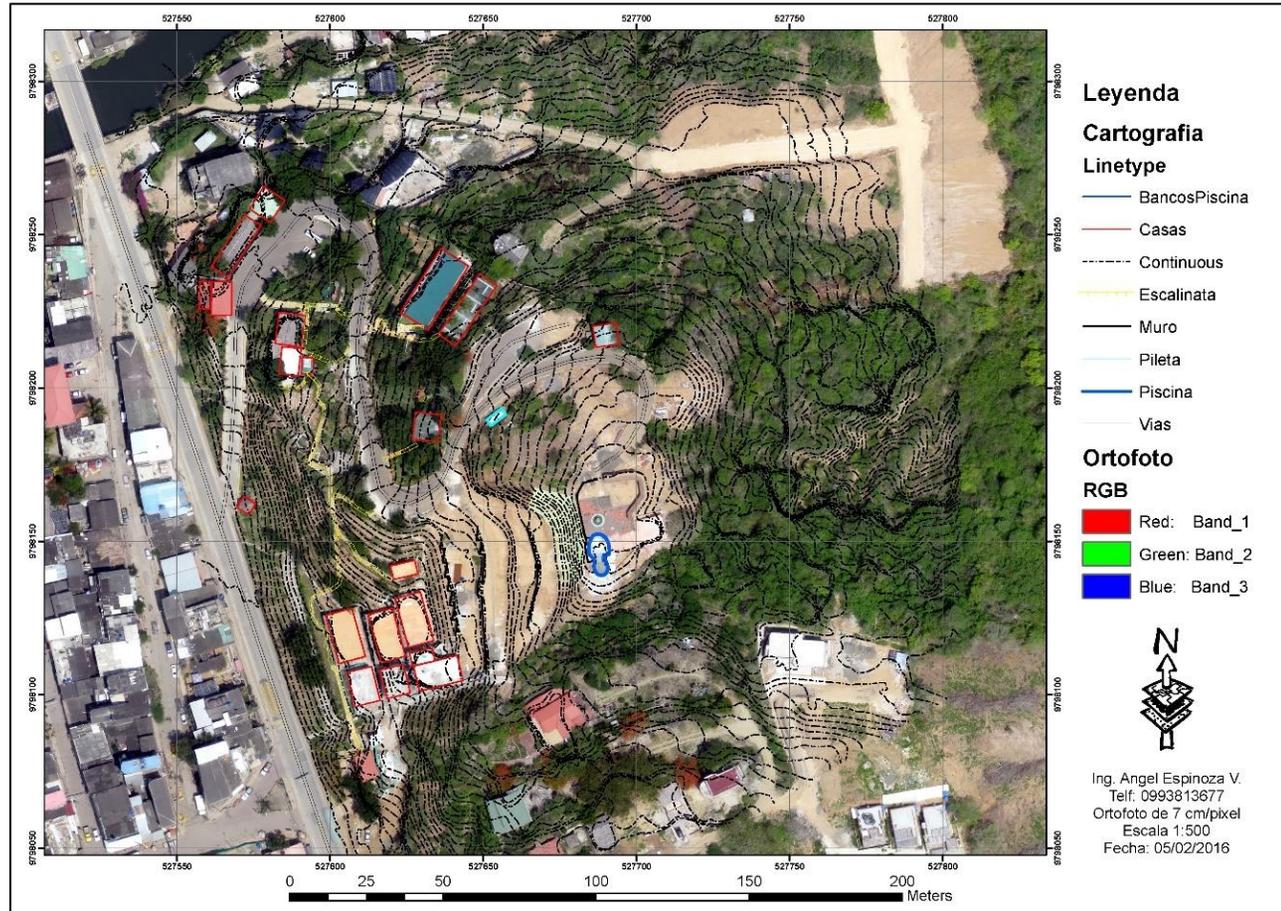


Figura 3.5. Implantación general de las construcciones existentes en el hotel.

Fuente: Ing. Ángel Espinoza para estudio previo de Nativa-bambú Ecologde.

En la parte inferior de la ladera se encuentra construida la primera etapa de las ampliaciones a realizarse (ver figura 3.4.), la cual corresponde a tres niveles de cabañas, y en la parte superior se encuentra el área de recreación y tres cisternas.



Figura 3.6. Fotografías correspondientes a la primera etapa construcción de suites para el proyecto de ampliación del hotel.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

3.2.1 Características geológicas y geotécnicas encontradas.

La visita de campo realizada con el Ing. Miguel Ángel Chávez, PhD., especialista geotécnico, sirvió para constatar las condiciones y características físicas del suelo y la roca del lugar.

En la cota 63.63 msnm (la más alta del terreno) donde se implanta una piscina, se realizó una excavación para llegar al material propio del terreno, ya que existe un relleno colocado de aproximadamente 50 cm de material granular, y así constatar visualmente el tipo de material subyacente, el cual corresponde a un suelo arcillo limoso. (Ver figura 3.7)



Figura 3.7. Fotografía del suelo existente en la cota 63 msnm (implantación de la piscina).

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Para interpretar el estado de los taludes se visualizó cada corte existente, esto sirvió para conocer el grado de meteorización y deterioro tiene el suelo y la roca. Como se observa en la figura 3.8., al lado del muro de hormigón que protege al talud más pronunciado, existen zonas expuestas en donde se nota claramente que hay pequeños deslizamientos; los mismos que son causados por el deterioro que tiene

el suelo; ya que, al ser un talud pronunciado y al estar expuesto a la intemperie, a medida que pasa el tiempo, el suelo va perdiendo resistencia al cortante, que como lo indica la teoría de Mohr-Coulomb (1776) la resistencia a corte depende de la cohesión y ángulo de fricción, las mismas que disminuyen considerablemente en este caso.



Figura 3.8. Fotografía del talud a un costado del muro de hormigón con presencia de material suelto producto de deslizamientos.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Se encontró la presencia de suelos residuales de roca sedimentaria tipo lutitas y limolitas, los cuales cuando está en su estado natural es muy firme. El terreno cuenta con bermas y taludes para hacer las diferentes etapas de ampliación del hotel, y es precisamente en los cortes en donde este tipo de suelos se deteriora y es propenso a sufrir deslizamientos. Se encontró además que los taludes presentan discontinuidades con

yeso, lo que puede constituirse en planos de deslizamiento al estar en contacto con el agua. (Ver figura 3.9)



Figura 3.9. Fotografía de los cortes presentes en el terreno, se observa suelo residual de roca sedimentaria tipo lutitas y limolitas con presencia de discontinuidades de yeso.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

3.3. Investigación geotécnica

Se logró conseguir información de sondeos geotécnicos realizados en el lugar, los mismos que se analizaron para determinar la estratigrafía existente. Durante los sondeos se realizaron recuperaciones de muestras de suelo cada

metro de profundidad, mediante un muestreador estándar tipo cuchara partida para muestras alteradas, propicio para ejecutar el ensayo de penetración estándar (SPT) según la Norma ASTM D-1586.

3.3.1. Sondeos mecánicos

En la cresta de la ladera se hicieron 3 perforaciones de 7.00 metros de profundidad, esto para constatar el terreno natural del sitio. Además, se cuenta con 4 perforaciones de 8.00 metros en el sector donde se construirá la etapa II, el nivel freático no fue encontrado hasta las profundidades de muestreo. Las coordenadas de los sondeos se presentan a continuación en tabla 2 y 3:

Tabla II. Sondeos realizados en la cresta del terreno. (Geocimientos S.A.)

SONDEO	COORDENADAS UTM		NIVEL FREÁTICO (m)	PROFUNDIDAD (m)
	NORTE	ESTE		
S1	527697	9798136	No	7
S2	527686	9798136	No	7
S3	527690	9798134	No	7

Tabla III. Sondeos realizados en área de ampliación etapa II. (SueloTec S.A.)

SONDEO	COORDENADAS UTM		NIVEL FREÁTICO (m)	PROFUNDIDAD (m)
	NORTE	ESTE		
S4	527670	9798130	No	8
S5	527669	9798151	No	5
S6	527658	9798137	No	8
S7	527650	9798132	No	8

Los sondeos son necesarios para poder tener una estratigrafía del lugar, de tal forma que mediante softwares y métodos empíricos o exactos se verifique la estabilidad de la ladera, de este modo cumpla con los factores de seguridad mínimos permisibles.

La ubicación de los sondeos se los puede visualizar en el siguiente plano topográfico (figura 3.8.)

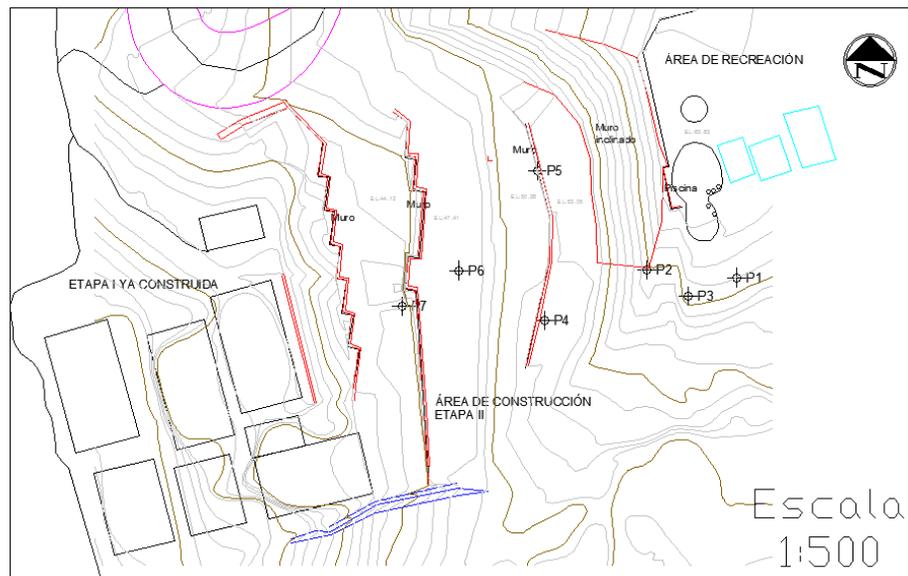


Figura 3.10. Ubicación de los sondeos realizados en varias zonas del terreno.

Fuente: Geocimientos S.A, 2016.

3.3.2. Caracterización geotécnica

Según los sondeos realizados en la parte más alta del talud (sondeos 1, 2 y 3) los suelos son residuales de roca sedimentaria del tipo limolitas y lutitas, en donde predominan las arcillas limosas con arena de consistencia muy firme a dura. Se tuvo valores de NSPT mayores a 20 a partir del tercer metro de perforación, llegando al rechazo (NSPT mayor a 50) a partir del quinto metro de perforación.

Superficialmente existe un relleno, esto es arcilla con gravillas de 50 cm de espesor, debajo una capa de arcilla limosa de consistencia media de 1.00 m, seguida de otra capa de arcilla limosa de consistencia muy dura.

Las siguientes perforaciones (sondeos 4, 5, 6 y 7) fueron realizadas en varias partes de la ladera, por los espesores de las capas de suelos varían. Todas las perforaciones llegan hasta los 8.00 m. En donde se tienen capas que oscilan desde los 4.00 m hasta los 6.50 m con valores de NSPT menores a 10, lo que es un indicativo que la resistencia al esfuerzo cortante es baja. La consistencia en las perforaciones, mediante el número de golpes del ensayo SPT, se va incrementando

linealmente conforme se profundiza, pasando desde medianamente firme hasta muy firme (NSPT mayores a 15).

Según los sondeos a medida que se desciende en la ladera la resistencia de los suelos es menor en las primeras capas, en donde el estrato resistente se encuentra a mayor profundidad que en la cresta del terreno, por lo tanto, se sospecha que ha existido deslizamientos pequeños en el pasado prehistórico del lugar (suelos coluviales).

De forma general, se tiene que la ladera está compuesta por material limo arcilloso de alta y baja plasticidad, seguido por limolitas y lutitas bien meteorizadas, y poco meteorizadas a mayor profundidad.

Caracterización de las propiedades físicas y mecánicas del suelo.

Según la información de las perforaciones ejecutadas, se realizará una caracterización de las propiedades físicas y mecánicas más importantes de los estratos de suelos subyacentes a la cimentación de la edificación, se usará esta información para realizar el análisis de estabilidad del terreno y el análisis de capacidad de carga y asentamientos.

A continuación, se muestran gráficas de número de golpes versus profundidad de los sondeos 4, 5 y 6, debido a que, estos sondeos son los más cercanos al lugar de implantación de la edificación.

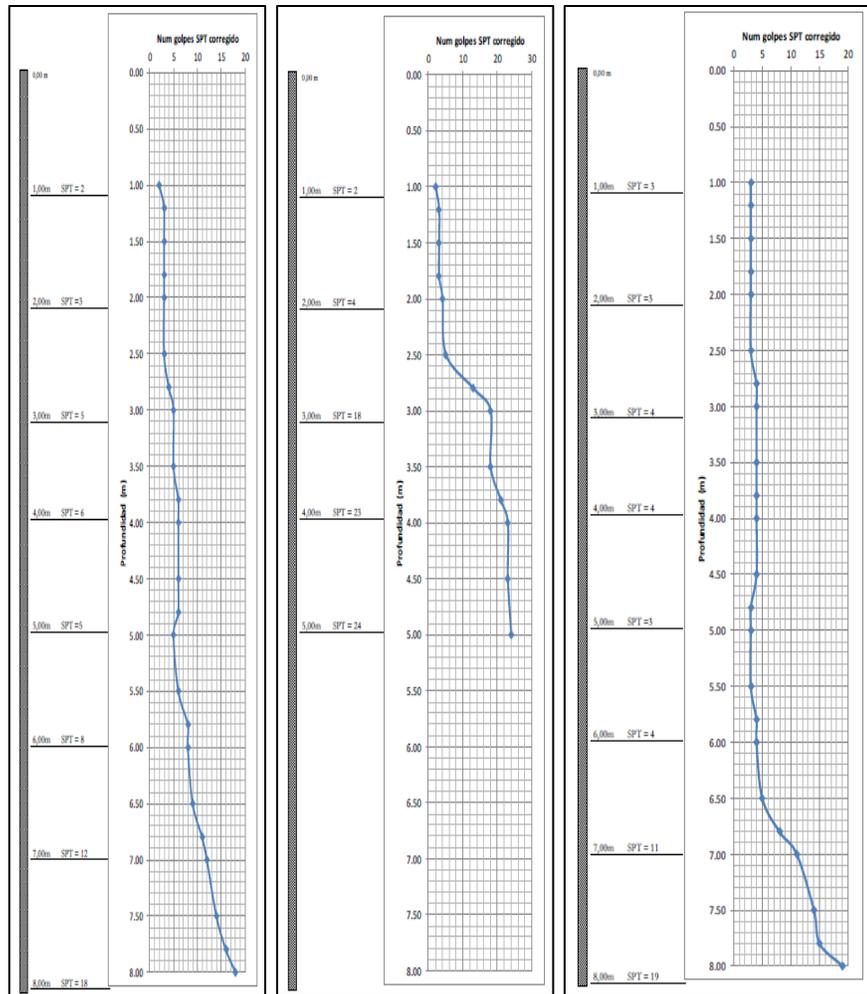


Figura 3.11. Gráficos de profundidad versus número de golpes del ensayo SPT de los sondeos 4, 5 y 6.

Fuente: SUELOTEC, 2015.

La caracterización consistió en hallar valores de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, en base a correlaciones que utilizan las propiedades obtenidas por los ensayos cada metro de los sondeos realizados.

Los valores de humedad natural, límite líquido, límite plástico, granulometría y clasificación fueron realizados en laboratorio según los ensayos que se muestran en la tabla IV; mientras que, para hallar número de golpes corregido “N60”, Angulo de fricción “ ϕ ” y cohesión del suelo “C” se usaron ecuaciones empíricas propuestas por varios investigadores.

Tabla IV. Ensayos realizados a las muestras de los sondeos.

ENSAYO	NORMA
Contenido de Agua (Humedad)	ASTM D-2216
Granulometría	ASTM D-1140
Límite Líquido y Límite Plástico	ASTM D-4318
Clasificación de suelos (SUCS)	ASTM D-2487
Clasificación de suelos (AASHTO)	ASTM D-3282

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

El N60 es una relación promedio del 60% de la energía utilizada para obtener los números de golpes del ensayo SPT corregidos por las condiciones de campo, la ecuación utilizada es la siguiente:

$$N_{60} = \frac{N \eta_H \eta_B \eta_S \eta_R}{60}$$

Donde:

η_H = Eficiencia del martillo (%).

η_B = Corrección por el diámetro de la perforación.

η_S = Corrección del muestreador.

η_R = Corrección por longitud de la barra.

Los valores de η varían según lo propuesto por Seed y colaboradores (1985) y Skempton (1978), en donde η_H es igual a 60% debido al tipo de caída del martillo, η_B es igual a 1 porque el diámetro de perforación ronda entre 60 y 120 mm, η_S es igual a 1 por ser muestreador estándar y el valor de η_R es 0.75 ya que, la longitud de la barra es menor a 4 m. Todo esto se calcula para los números de golpes N_{spt} por cada metro de perforación.

En cuanto a los valores de peso específico de cada material al no tener ensayos de compresión simple se usaron parámetros típicos, dependiendo del tipo de suelo existente, en las condiciones encontradas.

Para evaluar parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en los suelos granulares, como el ángulo de fricción interna (ϕ), se realizaron cálculos mediante fórmulas y correlaciones en función del número de golpes obtenido en el ensayo de penetración estándar (SPT), por el método propuesto por Peck (1974), utilizando la siguiente ecuación:

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

Para el caso de suelos Cohesivos se hallaron los valores de ϕ según tablas de parámetros típicos para el tipo de suelo. Según Carter, M. and Bentley, S. (1991), para limos inorgánicos sueltos en condiciones drenadas los valores de ϕ recomendable están alrededor de 27° a 30°, pero según el Departamento de Transporte de Minnesota (2007) un valor mínimo para limos de baja plasticidad es de 18° y uno máximo sería de 32°. Por lo cual, para los diseños y análisis conservadoramente se usarán valores promedios de ϕ según estas referencias.

Cuando se hallaron suelos cohesivos se utilizaron correlaciones empíricas, tales como la propuesta por Hettiarachchi y Brown (2009) en base al N60 para la selección del valor de resistencia al corte no drenado

(Su) teniendo en cuenta que este va a dar valores menores con respecto a la Cohesión (C) en condiciones drenadas, con la siguiente ecuación:

$$S_u = 4.1 * N_{60} \quad [\text{kPa}]$$

Como en estos sondeos el nivel freático no fue hallado, se puede utilizar la resistencia al corte drenado de los suelos o cohesión (C), la misma que se puede estimar según valores típicos para los suelos y de las condiciones halladas en el lugar.

A continuación, se muestran las tablas con los parámetros mecánicos y físicos a cada metro de perforación:

Tabla V. Caracterización de parámetros geomecánicos del sondeo 4.

SONDEO 4		PROPIEDADES ÍNDICE					ESFUERZOS			RESISTENCIA		
Profundidad	SUCS	Zo	ω	LL	IP	γ	σ_{vo}	σ'_{vo}	N	N ₆₀	ϕ	C
m		m	%	%	%	T/m ³	T/m ²	T/m ²	(SPT)		°	T/m ²
1,0	ML	0,5	18	44	14	1,4	0,7	0,7	2	1	27	0,8
2,0	ML	1,5	18	44	14	1,4	2,1	2,1	3	2	28	1,8
3,0	ML	2,5	18	43	14	1,5	3,6	3,6	5	3	28	2,1
4,0	ML	3,5	18	43	14	1,5	5,1	5,1	6	3	28	2,5
5,0	ML	4,5	18	43	14	1,5	6,6	6,6	5	3	28	2,1
6,0	ML	5,5	18	43	14	1,6	8,2	8,2	8	5	28	3,4
7,0	ML	6,5	18	43	14	1,7	9,9	9,9	12	7	29	5,1
8,0	ML	7,5	18	43	14	1,8	11,7	11,7	18	10	30	7,6

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla VI. Caracterización de parámetros geomecánicos del sondeo 5.

SONDEO 5		PROPIEDADES ÍNDICE					ESFUERZOS			RESISTENCIA		
Profundidad	SUCS	Zo	ω	LL	IP	γ	σ_{vo}	σ'_{vo}	N	N ₆₀	ϕ	C
m		m	%	%	%	T/m ³	T/m ²	T/m ²	(SPT)		°	T/m ²
1,0	ML	0,5	17	45	30	1,4	0,7	0,7	2	1	27	0,8
2,0	ML	1,5	17	45	30	1,5	2,2	2,2	4	2	28	1,8
3,0	ML	2,5	17	45	29	1,7	3,9	3,9	18	10	30	7,6
4,0	ML	3,5	17	45	29	1,8	5,7	5,7	23	13	31	9,7
5,0	ML	4,5	17	45	29	1,8	7,5	7,5	24	14	31	10,2

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla VII. Caracterización de parámetros geomecánicos del sondeo 6.

SONDEO 6		PROPIEDADES ÍNDICE					ESFUERZOS			RESISTENCIA		
Profundidad	SUCS	Zo	ω	LL	IP	γ	σ_{vo}	σ'_{vo}	N	N ₆₀	ϕ	C
m		m	%	%	%	T/m ³	T/m ²	T/m ²	(SPT)		°	T/m ²
1,0	ML	0,5	10	48	18	1,5	0,8	0,8	3	2	24	1,3
2,0	ML	1,5	10	48	18	1,5	2,3	2,3	3	2	24	1,8
3,0	ML	2,5	11	48	18	1,5	3,8	3,8	4	2	24	1,8
4,0	ML	3,5	11	48	18	1,5	5,3	5,3	4	2	24	1,8
5,0	ML	4,5	11	48	18	1,5	6,8	6,8	3	2	24	1,8
6,0	ML	5,5	11	38	14	1,5	8,3	8,3	4	2	24	3,6
7,0	SM	6,5	11	38	9	1,8	10,1	10,1	11	6	29	4,7
8,0	SM	7,5	11	38	9	1,8	11,9	11,9	19	11	30	8,0

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

3.3.3. Perfiles geotécnicos

Se muestran los perfiles estratigráficos en la corona de la ladera y en todo el perfil del terreno.

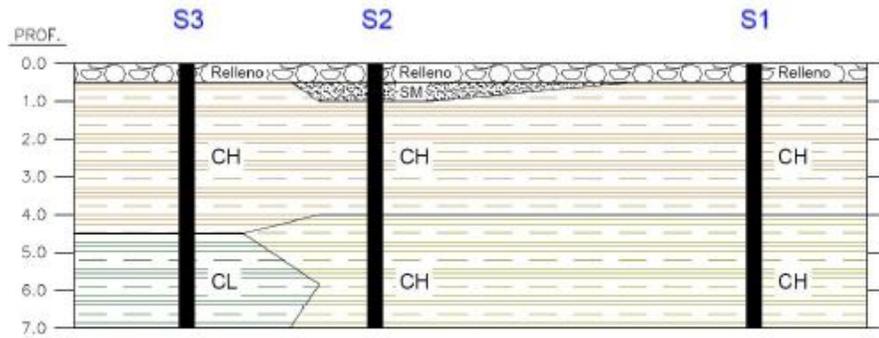


Figura 3.12. Estratigrafía en la corona de la ladera, según los sondeos 1, 2 y 3.

Fuente: Geocimientos S.A. 2016.

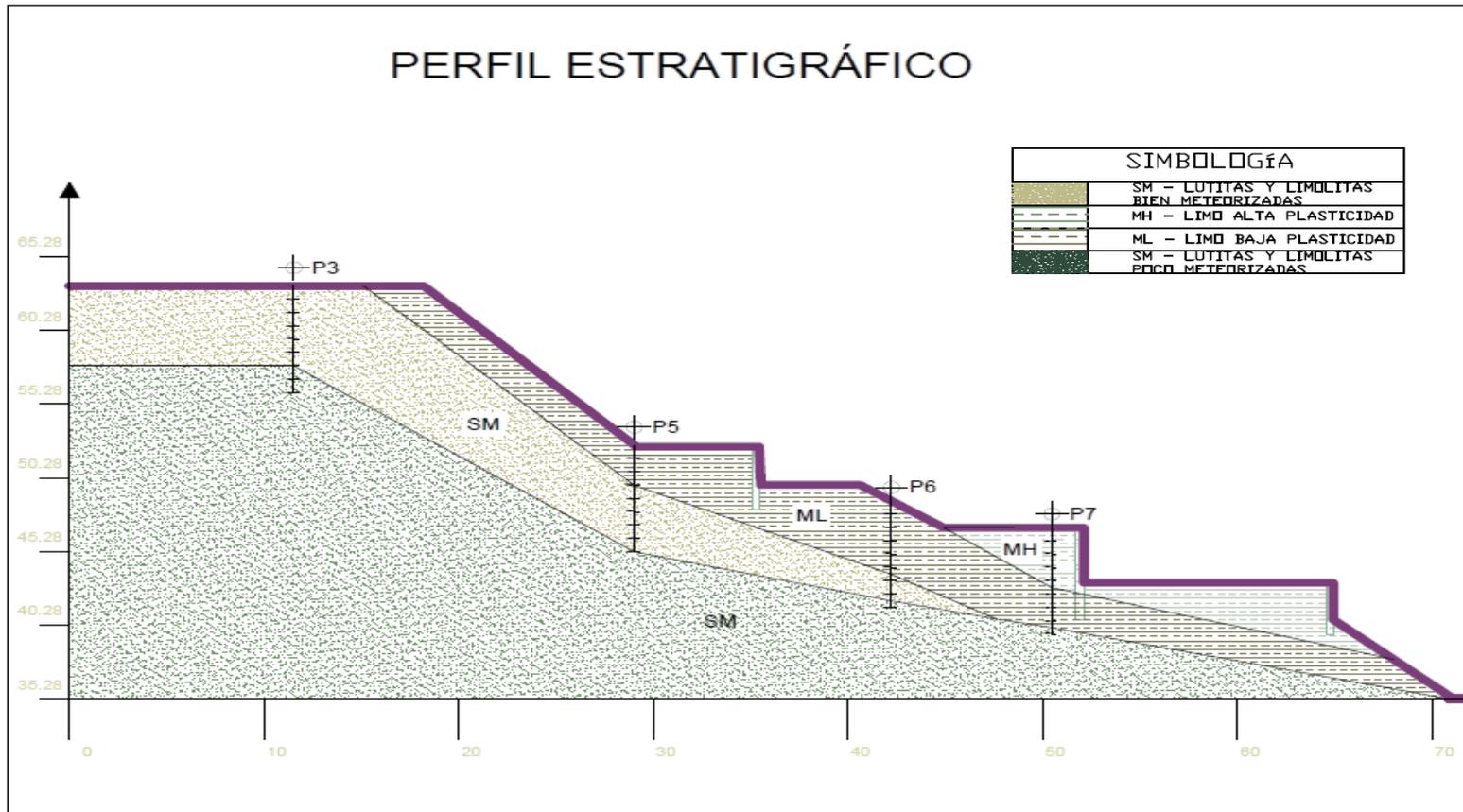


Figura 3.13. Estratigrafía de todo el terreno, según los sondeos realizados.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

El resumen de propiedades mecánicas de los suelos estratificados, son los que se muestran a continuación:

Tabla VIII. Tabla resumen de propiedades mecánicas de los suelos estratificados.

Estrato	Ángulo de fricción ϕ[°]	Cohesión [kPa]	γ [kN/m³]
Limo de baja plasticidad (ML)	22	18.00	16.00
Limo de alta plasticidad (MH)	18	18.00	15.50
Lutitas y Limolitas bien meteorizadas	28	38.00	19.00
Lutitas y Limolitas poco meteorizadas	30	40.00	19.50

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

3.4. Análisis de la zona inestable

3.4.1 Estabilidad de taludes

Para poder resolver un problema de estabilidad es importante tener en cuenta las ecuaciones de campo y los vínculos constitutivos. Las primeras tienen que ver con el equilibrio, mientras que los segundos describen el comportamiento del terreno. En esta sección se evalúa la estabilidad del terreno correspondiente a la zona de ampliación (Etapa II) de las instalaciones de Nativa Bambú Ecologde.

Causas de desestabilización de taludes

- Sobre excavación de la base del talud.
- Excavación de taludes escarpados.
- Condiciones hidrogeológicas: lluvia, presencia de agua subterránea, aumento del peso del terreno, procesos de meteorización, etc.
- Prácticas inadecuadas de perforación y voladura.
- Presencia de planos de debilidad (fracturas, planos de estratificación, zonas de cizalla, etc.)

Análisis de la estabilidad de terreno

Se realizó un análisis considerando el talud como finito. En este caso, el análisis de estabilidad de talud fue realizado mediante métodos de equilibrio límite, los cuales se basan exclusivamente en las leyes de estática para determinar el equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable, suponiendo un deslizamiento a lo largo de la superficie de corte. A continuación, se muestra un organigrama con los métodos existentes de cálculo de estabildades de taludes, llegando hasta el que se usará en el presente análisis.

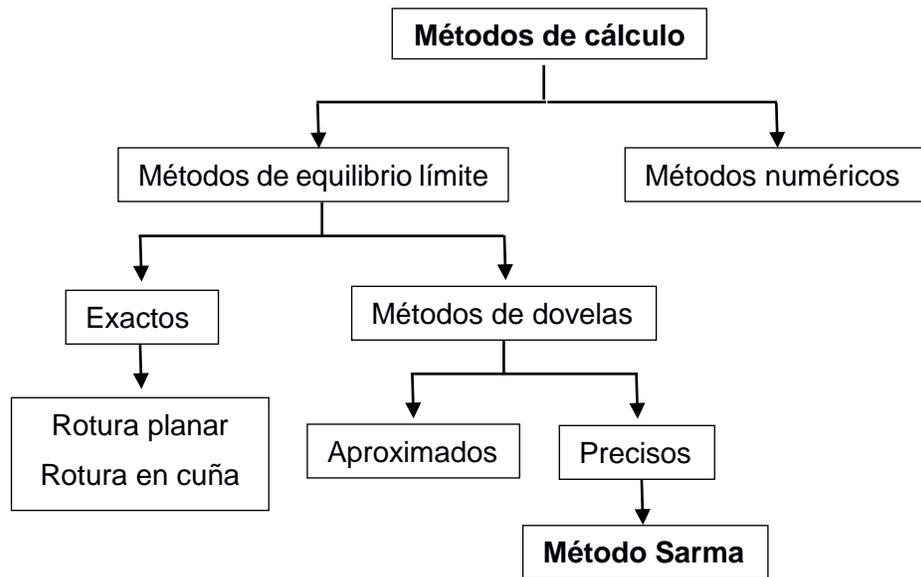


Figura 3.14. Falla en cuña de un talud.
Fuente: Garay F., Mayorga G., 2003.

Los métodos usados en el análisis consideran varias superficies de falla donde la masa deslizante está dividida en varias fajas verticales o dovelas, analizando el equilibrio de cada una.

Para el análisis del talud encontrado en la zona de implantación de la nueva estructura, se llevará a cabo el uso de un software llamado Galena, el cual será descrito a continuación.

3.4.2 Fundamentos del software GALENA.

GALENA es un sistema de análisis de estabilidad de pendientes, potente, completo y fácil de usar, desarrollado por ingenieros practicantes en el área de geotecnia. GALENA fue originalmente desarrollado para aplicaciones de minería, pero también ha sido ampliamente aceptado como una valiosa herramienta para el uso en construcciones civiles, para expandir los campos de la ingeniería geotécnica, y dentro de los campos de enseñanza e investigación. Este software incorpora métodos como Bishop (circular), Spencer-Wright (métodos circulares y no circulares) y Sarma (rodajas no verticales) para la resolución de problemas en los suelos y rocas. (Associates, 2016)

Método Sarma con fallas múltiples

El método Sarma generalmente se adapta a problemas más complejos usando límites de rebanadas no verticales. Las propiedades de los límites de las rebanadas se pueden ajustar independientemente de las propiedades del material circundante, permitiendo así el modelado de discontinuidades y fallas. Incluso se puede utilizar para simular problemas de cimientos.

El método es basado en el principio del equilibrio límite y de las franjas. Por lo tanto, se considera el equilibrio de una masa potencial de terreno en deslizamiento subdividida en n franjas verticales de espesor suficientemente pequeño como para asumir que el esfuerzo normal N_i actúa en el punto medio de la base de la franja. (Slope, 2015)

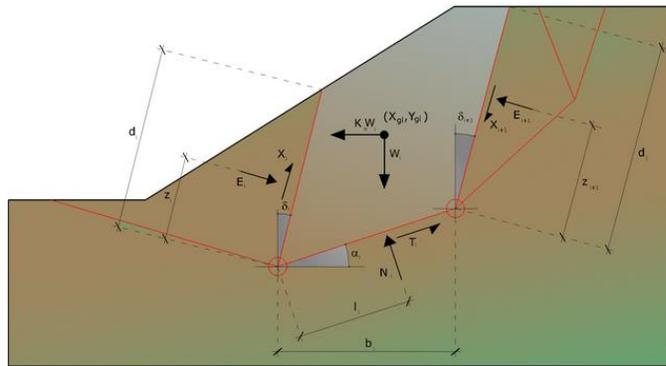


Figura 3.15. Acciones en la i -ésima rebanada, método de Sarma.
Fuente: RockNews, 2016.

Se emplea el criterio de falla lineal de Mohr–Coulomb, en el cual, la resistencia al corte del material, depende de la cohesión (c) y del ángulo de fricción (ϕ) del suelo, y son constantes con la profundidad.

3.4.3 Modelación en condiciones actuales del terreno sin carga.

Para un análisis en condiciones estáticas, el valor de FS deberá ser mayor o igual a 1.50, el cual es recomendable para el diseño de un talud estable; mientras que para un análisis en condiciones pseudo-estáticas, considerando fuerzas sísmicas, es aceptable un valor de FS mayor o

igual a 1.05, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, Capítulo de Geotecnia y Cimentaciones.

Terreno actual: Sin Cargas en condiciones estáticas

El resultado del análisis de estabilidad del talud se presenta en los siguientes gráficos (figura 3.14. y 3.15.), donde se puede observar que el Factor de Seguridad (FS) mínimo es igual a 1.28 con el nivel freático bajo y de 1.18 con el nivel freático alto calculado por el método Sarma en condiciones estáticas, aunque no cumple con la norma se puede considerar que es estáticamente estable.

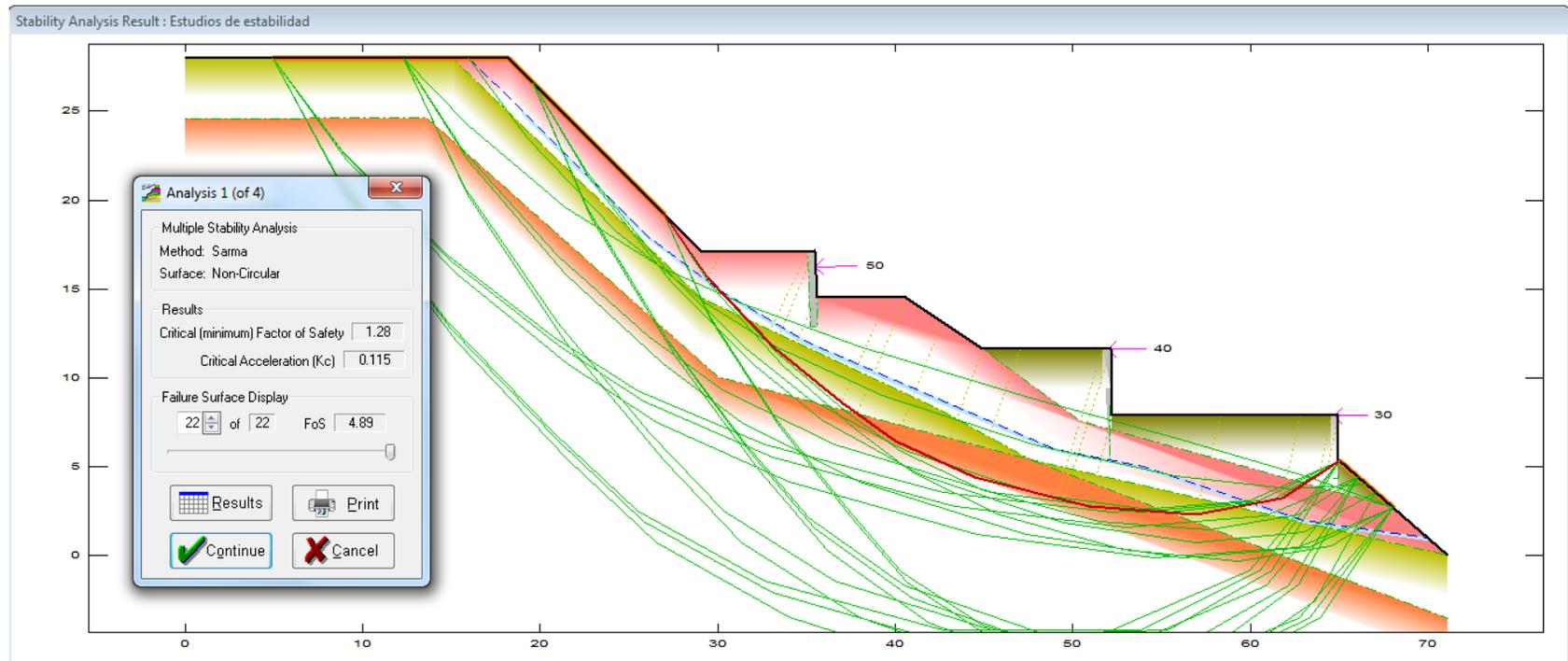


Figura 3.16. Modelación en el software Galena del talud en cuestión con nivel freático bajo en condiciones actuales, con factor de seguridad mínimo de 1.28.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

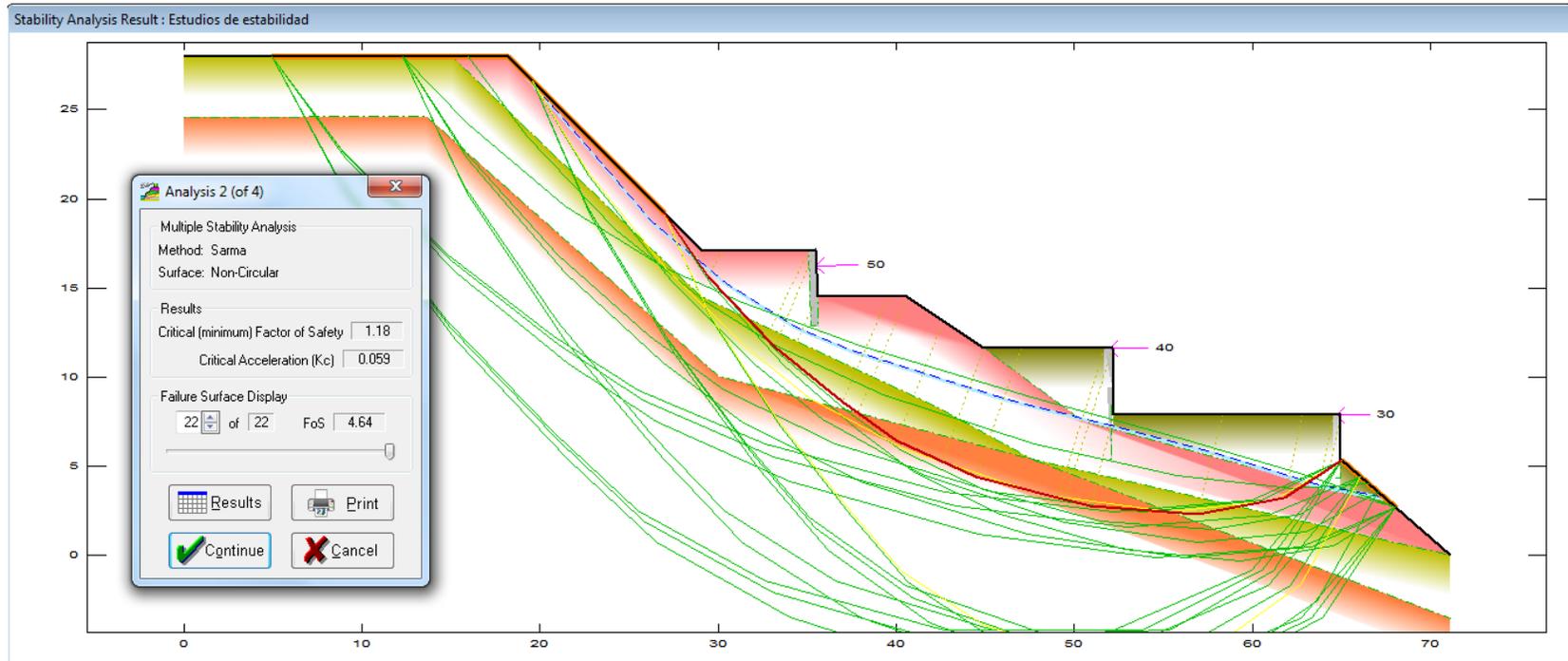


Figura 3.17. Modelación en el software Galena del talud en cuestión con nivel freático alto en condiciones actuales con factor de seguridad mínimo de 1.18.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Terreno actual: Sin Cargas en condiciones Pseudo-estáticas (Condiciones sísmicas).

El coeficiente horizontal de carga sísmica (k_h) para los análisis pseudo-estáticos como lo indica el capítulo de Geotecnia y Cimentaciones de la NEC 2015 comprende el 60% de la aceleración máxima del suelo (PGA), siguiendo la ecuación:

$$K_h = 0.60 \frac{a_{max}}{g},$$

Donde:

$$a_{max} = Z F a.$$

Los valores de Z y $F a$ se encuentran definidos en la NEC-2015. Para los análisis efectuados en el talud de estudio, el coeficiente de carga sísmica (k_h) fue igual a 0.30 (conservadoramente se usará como k_h máximo 0.40 típicamente usado en la zona).

El resultado del análisis de estabilidad del talud se presenta en los siguientes gráficos (figuras 3.16 y 3.17), donde se puede observar que el Factor de Seguridad (FS) considerando un K_h de 0.10 el cual supera al FS mínimo necesario, según la NEC-2015, que es de 1.05 para diseño

y 1.00 para construcción. Mientras que, con un K_h de 0.20 el Factor de Seguridad (FS) es de 0.99, el mismo que no cumple las especificaciones, aun no llegando al K_h de diseño por lo que se debe estabilizar las condiciones del terreno y volver a realizar el análisis.

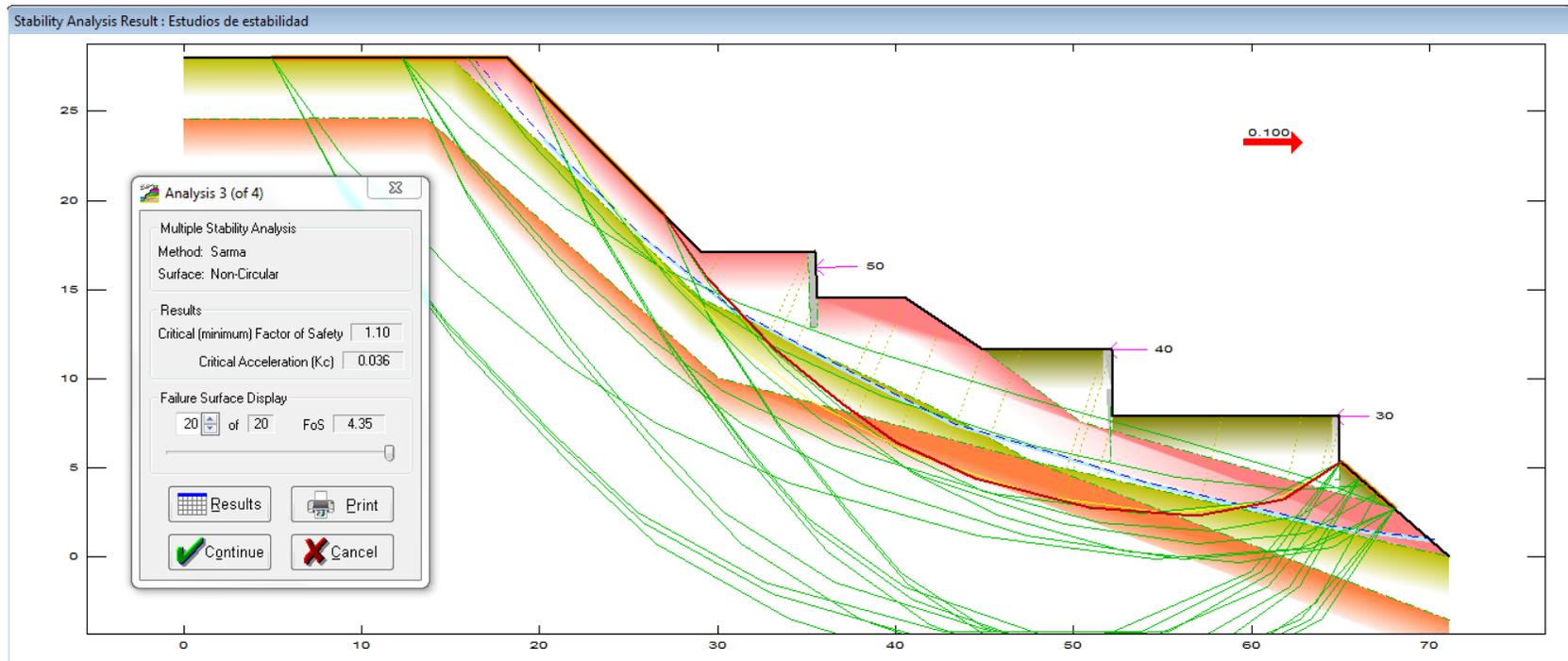


Figura 3.18. Modelación en el software Galena del talud en cuestión con nivel freático bajo y aceleración sísmica de 0.1g en condiciones actuales, con factor de seguridad mínimo de 1.10 (equilibrio crítico).

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

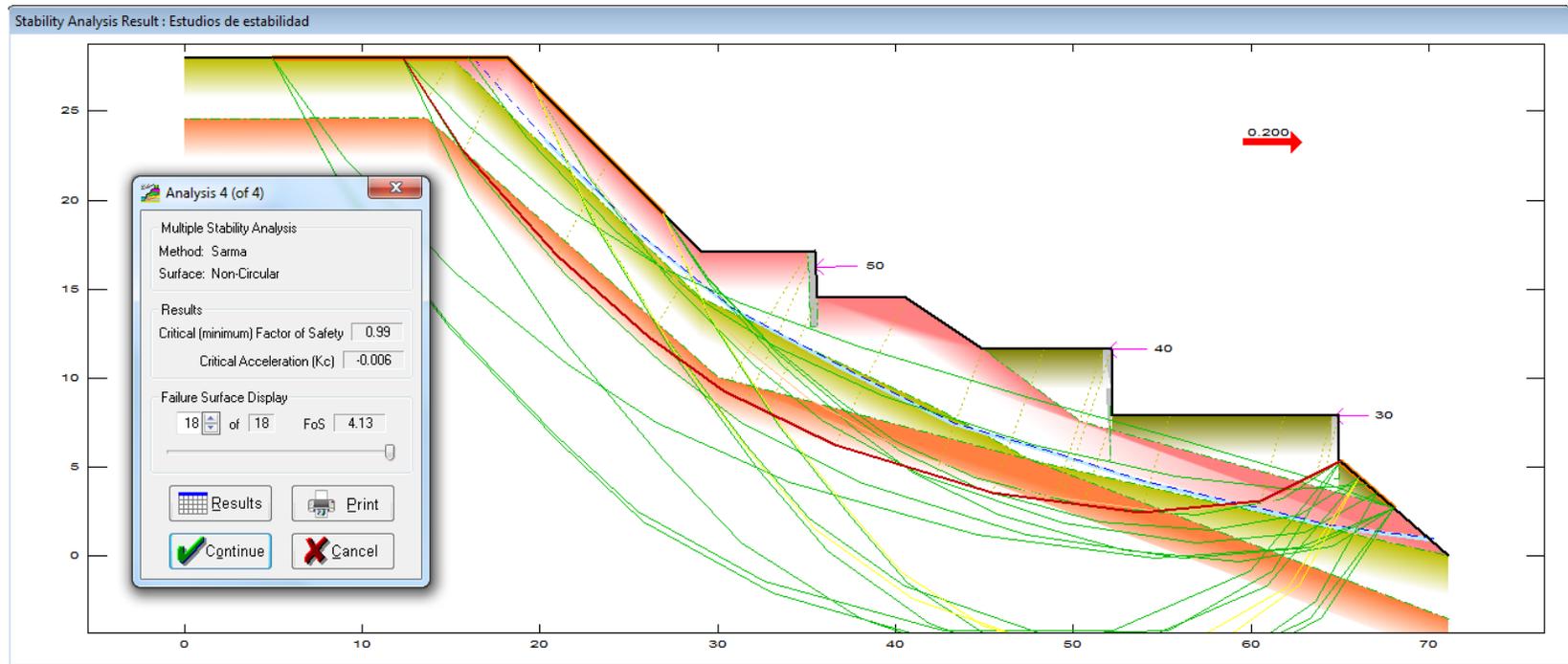


Figura 3.19. Modelación en el software Galena del talud en cuestión con nivel freático bajo y aceleración sísmica de 0.2g en condiciones actuales, con factor de seguridad mínimo de 0.99 (falla).

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

3.4.4 Método de anclajes continuos inyectados

En 1994 el profesor Miguel Ángel Chávez formuló una variante de las soluciones de barras pasivas, las que normalmente se construyen de forma horizontal o levemente inclinadas. Esta solución consiste en perforar y proceder a inyectar de tal manera que el mortero o lechada adherente quede ligada directamente a las paredes de la perforación y a una barra de acero, en toda su extensión.

La variante propuesta por el profesor Chávez consiste en la aplicación de un procedimiento similar, pero en perforaciones verticales, siendo el principal objetivo perforar macizos rocosos fracturados y con otras discontinuidades como son la estratificación y la foliación con la finalidad que una lechada fluida pueda introducirse en dichas discontinuidades mediante el proceso de inyección, el cual debe hacerse mediante presiones controladas.

El más importante objetivo de dicha solución es conferir cohesión a las discontinuidades abiertas, de tal manera que se incremente la resistencia al cortante y también a la compresión.

Esta solución es llamada como anclajes continuos inyectados, para diferenciar de los tirantes de anclaje que únicamente tienen una longitud de adherencia que es bastante menor que el cable de anclaje.

Según lo expuesto por el profesor Chávez la solución de tirantes de anclajes no debe ser aplicada en el caso de rocas blandas o muy blandas, puesto que el bulbo adherente no logra tener la suficiente resistencia a la tensión, debido a los bajos parámetros geotécnicos de dichas rocas blandas.

El método explicado anteriormente se planteará como solución para la estabilización de la ladera, puesto que la aplicación del mismo se ha dado de manera satisfactoria en algunas zonas de construcción. A continuación, se mostrarán algunos ejemplos de la aplicación del método.

La solución ya se ha aplicado en Ecuador en algunas obras para estabilidad de taludes y soportes de cargas, como por ejemplo en el río Portoviejo, provincia de Manabí en el 2008 se utilizó para estabilizar el talud a lo largo del cauce del río, previniendo así la erosión y los

constantes deslizamientos que provocaban daños en las construcciones aledañas y pérdidas económicas cada año en que se presentaban las crecientes, siendo esta, la solución que sirvió para controlar el daño, a pesar de que se habían usado ya múltiples soluciones fallidas hasta entonces.



Figura 3.20. Talud del río Portoviejo después de aplicada la solución de estabilización.

Fuente: Chávez, M., et al, 2008.

Otro ejemplo, es el caso del paso Pinhuapungo, en la provincia de Cotopaxi, que en el 2016 se realizó una solución geotécnica para ampliación e implementación de un tramo de la vía muy conflictiva, la cual estaba en la cresta de un cerro, lo que hacía que esta vía sea muy difícil de ampliar por su poco ancho de planicie en la superficie de la cresta. (Ver figura 3.21).

Como se aprecia en la figura 3.22 la implantación de los anclajes fue una solución, para realizar volados a cada lado de la vía, lo que permitió estabilizar el terreno y transmitir las cargas a un estrato más profundo, esta solución debe soportar las cargas vehiculares y el tráfico pesado existente en la zona.

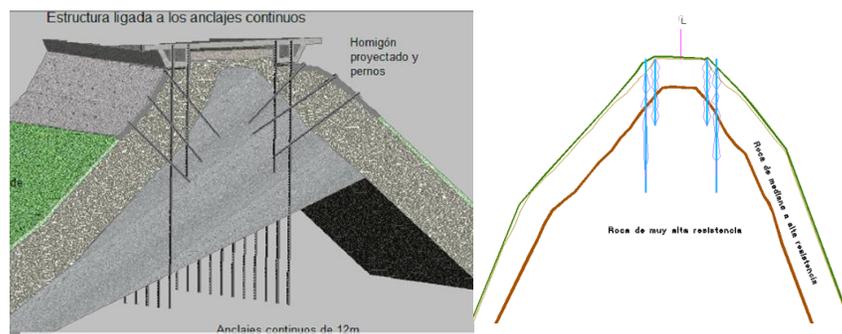


Figura 3.21. Concepto técnico de solución estabilizadora mediante anclajes continuos inyectados.

Fuente: Solución técnica en Paso Pinhuapungo, 2016.



Figura 3.22. Tramo de vía terminada con solución geotécnica aplicada.

Fuente: Solución técnica en Paso Pinhuapungo, 2016.

3.4.5 Metodología aplicada para la solución geotécnica

Considerando las características físicas y mecánicas de los suelos subyacentes, se propone aplicar la inyección de lechada de cemento reforzada con varillas de acero.

La solución de estabilización consiste en la inyección de la lechada de cemento en barrenos perforados y reforzados con barras de acero, los barrenos se perforan de 9 a 12 m para que cubran toda la masa de suelo, lo que conlleva a que la superficie de falla se interrumpa y se profundice, y mejore notoriamente la estabilidad de los taludes dando un factor de seguridad mucho mayor. (M. Chávez et al, 2008)

Esta solución establece una pantalla de barras pasivas verticales, que trabajan junto al cemento para dar estabilidad y resistencia al suelo. Que tendrá un radio de acción que combinado con una serie de inyecciones crean una pantalla resistente.

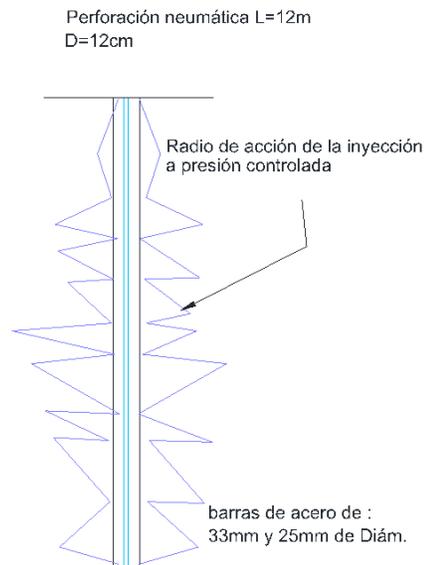


Figura 3.23. Radio de acción de la inyección a presión controlada.
Fuente: Solución técnica en Paso Pinhuapungo, 2016.

Se propone implementar tal solución debajo de la cimentación de la edificación, ya que, como el edificio se implantará en una de las terrazas la carga sobrepuesta genera inestabilidad y la posible falla de la ladera, con esta solución se logra que las cargas se transmitan directamente al estrato más resistente (como lo haría un pilote) o hasta donde se profundicen las barras (hasta un estrato conveniente), estas barras quedarán expuestas unos 20 a 40 cm sobre la superficie para que se intercalen y unan a los refuerzos de la cimentación y se fundan monolíticamente, de esta manera, la interacción de la edificación con la solución geotécnica aplicada sea eficiente y cumpla con el objeto planteado.

A demás, esta solución mejora notablemente las propiedades mecánicas del suelo, y esto es indispensable, ya que, los sondeos realizados en el lugar indican presencia de suelo coluviales con bajos valores de N_{spt} que implica una capacidad portante baja. Las inyecciones hacen que la cohesión incremente notablemente y la resistencia a la fricción también se vea aumentada, esto conlleva a tener una capacidad admisible del suelo mayor, propicia para soportar las cargas establecidas en este proyecto.

3.4.6 Perfil del terreno con la solución geotécnica implementada.

Para implementar la edificación, se decide realizar un corte en la terraza intermedia (segunda), con la finalidad de tener más área para la construcción de la edificación, este corte quedará expuesto, por lo cual se propone utilizar hormigón proyectado para evitar el deslizamiento del talud, además evita que se infiltre agua lo que podría generar la falla del terreno. (Ver figura 3.24.)

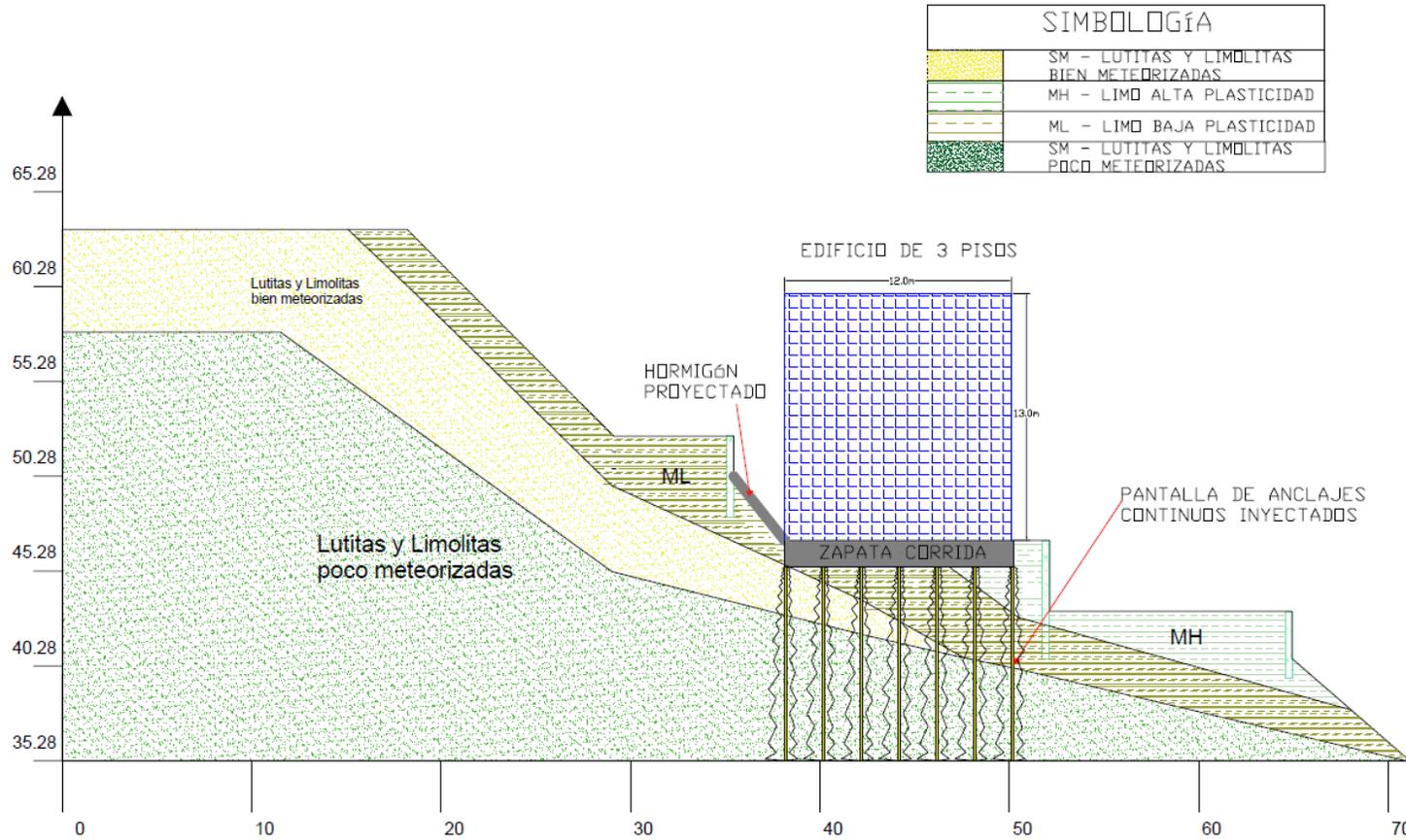


Figura 3.24. Perfil típico del terreno con la implantación de las soluciones geotécnicas planteadas.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017

CAPÍTULO 4
PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA EL
DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN

4.1 Descripción de la Estructura

En referencia a los planos arquitectónicos iniciales del edificio en cuestión, este constaría de 6 niveles, los cuales se distribuirían en las tres terrazas que presenta el terreno de construcción, pero debido a la irregularidad del mismo y a la carga que genera sobre el terreno, se propuso el diseño estructural de un edificio con características uniformes de 3 pisos.

El edificio tendrá departamentos, suites, habitaciones y corredores en cada uno de sus niveles, así mismo contará con una terraza comunal, la cual será usada para fines recreativos (reuniones y fiestas).

El edificio tendrá una altura aproximada de 13 metros por encima del nivel de superficie, es decir la altura de entrepiso será de 5 metros para el primer nivel y de 4 metros para los dos niveles siguientes, con un área de construcción de 1260 metros cuadrados. La geometría de la estructura es rectangular y simétrica, por lo que garantiza un adecuado comportamiento ante eventos sísmicos.

El sistema estructural del edificio estará compuesto por pórticos especiales a momento (PEM), los cuales se constituyen por la unión de vigas y columnas,

estos se encuentran ubicados de la siguiente manera; en la dirección “X”, se colocarán 3 pórticos con una separación de 6 metros, mientras que en la dirección “Y” se tendrán 6 pórticos separados 7 metros.

A continuación, se muestra un esquema arquitectónico (típico) en planta de la distribución de espacio que se dará en el edificio:

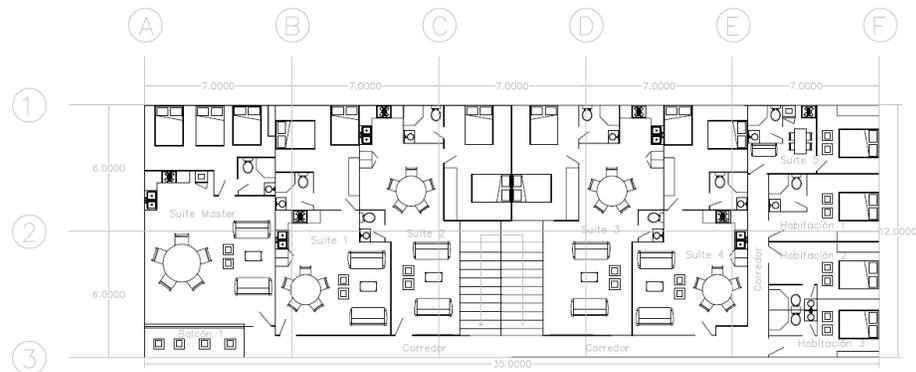


Figura 4.1. Vista en planta típica de los niveles.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Para ejecutar el diseño estructural de la edificación, en base a la información obtenida es fundamental realizar un análisis geotécnico, debido a que el proyecto está ubicado en un área poco estable lo que induce a tomar en cuenta características especiales en este análisis.

Se propondrán tres alternativas de diseño, donde para cada una se determinarán las cargas de servicio, de tal manera que se pueda diseñar geotécnicamente la cimentación adecuada para la edificación. De esta forma,

se analizará si cada alternativa cumple con el estado límite de falla. A su vez, para cada tipo de estructura se realizará el análisis de asentamientos o estado límite de servicio, ambos estados límites deben cumplir con las normativas vigentes en el Ecuador.

El proceso a seguir para el análisis geotécnico es el que sugiere la NEC-SE-CM (2015), el cual se lo presenta en el siguiente flujograma (Ver figura 5.1).

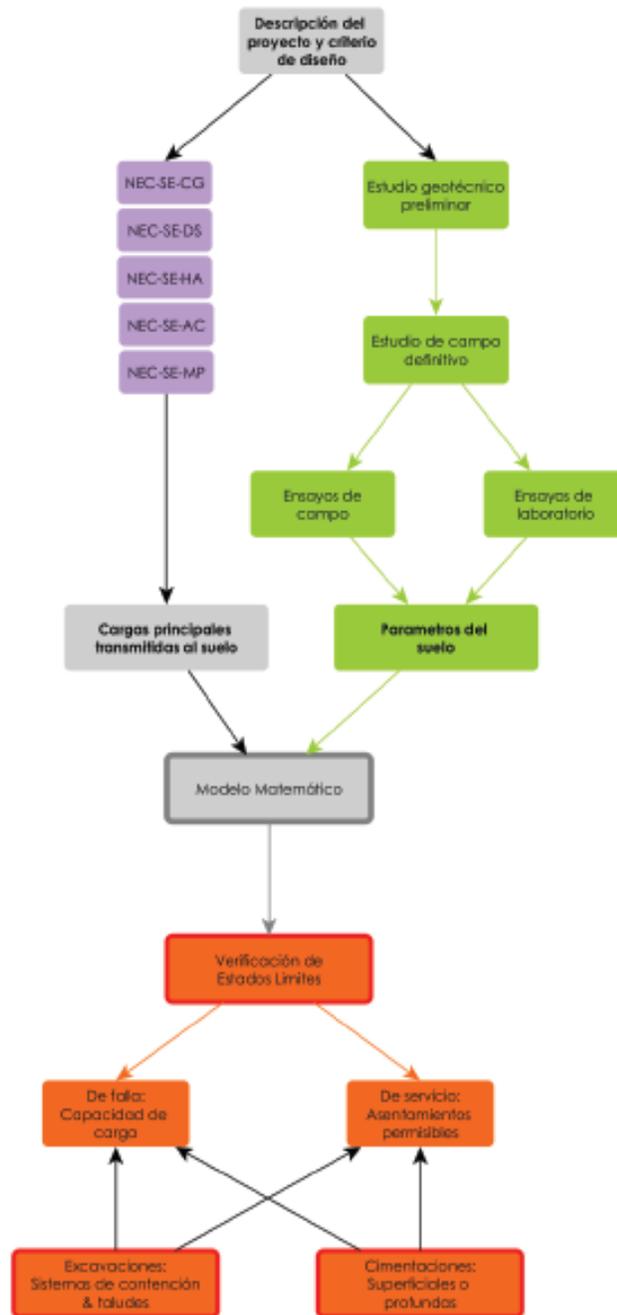


Figura 4.2. Flujograma a seguir para el diseño geotécnico de cimentaciones.
Fuente: NEC 2015.

Con los cálculos realizados, y en base a las características del proyecto y el terreno se realizará la selección de la alternativa más conveniente, la cual posteriormente será diseñada estructuralmente. A continuación, se muestran las alternativas planteadas.

4.2 Pórticos de concreto resistente a momento (PCRM).

4.2.1 Predimensionamiento de losa.

En Ecuador, la losa típica es la alivianada, por lo que las ecuaciones que se utilizan son las del ACI 318-08 (sección 9.5 control de deflexiones), para losas nervadas en dos direcciones. (Tabla IX)

Tabla IX. Espesor de losa nervada según ACI (Tabla 9.5c).

Espesor Mínimo h.		
Sin Ábacos		
Fy (Mpa)	Paneles exteriores con vigas de borde	Paneles interiores con vigas de borde
420	l/33	l/33

Fuente: ACI, 2008.

Las luces de eje a eje en dirección X son de 7 metros, mientras que en la dirección Y son de 6 metros. Considerando un ancho promedio de columnas de 35 cm, la longitud neta sería de 6.65 m, por lo que se

obtendría un espesor mínimo de 0.20 metros, es decir, se adopta a un espesor de 20 cm para todos los pisos de la estructura. Estará conformada por una loseta de compresión de 5 cm, y nervios con una altura de 15 cm y ancho de 10 cm, espaciados 60 cm. (Figura 4.3).

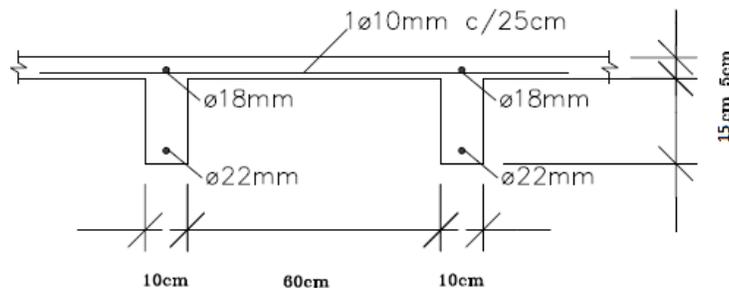


Figura 4.3. Corte transversal de losa alivianada (refuerzo asumido).
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

4.2.2 Estimación de cargas muertas y vivas.

Cargas muertas

La carga muerta de una edificación consta de los pesos de las paredes, cubiertas, techos, baldosas, instalaciones, escaleras, ascensores, cielorrasos y cualquier otra construcción permanente en la estructura.

Para estimar las cargas muertas del edificio se procedió analizar de la siguiente manera:

Paredes de Hormi-2

Con el fin de aligerar la carga se usará el sistema hormi-2 que permite reducir la carga muerta debido al peso de las paredes, ya que, está compuesta de un panel de poliestireno con baja densidad y una malla de acero electrosoldada por cada lado (Ver figura 5.3).

Según el tipo de panel que se use, se tendrá un peso estimado por metro cuadrado de paredes de hormigón. Para este proyecto se usarán paredes PSD 040 correspondiente a paredes simples, teniendo un peso total de 122.50 kg/m^2 , con un espesor total de 90 mm.

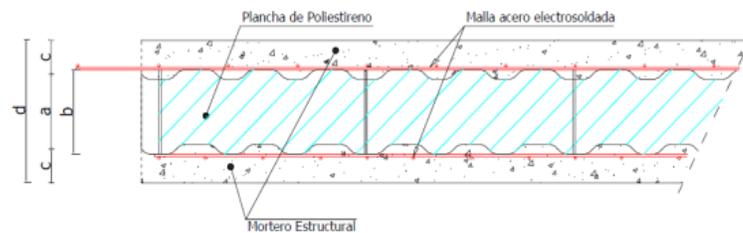


Figura 4.4. Esquema de paredes del sistema de hormi2.
Fuente: Tapia, 2010.

a= espesor nominal del panel de poliestireno expandido (40-80 mm).

b= distancia entre las armaduras longitudinales (a + 20 mm).

c= espesor de mortero estructural (≥ 25 mm).

d= espesor total (a + 2c).

Losa nervada en dos direcciones con cajonetas.

Tabla X. Peso de losa nervada.

Elemento	ρ horm. $\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}\right)$.	Espesor (m)	Carga Muerta $\left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$.
Losa de compresión	2.4	0.05	0.120
Nervios con Cajonetas	2.4	$0.15m$ $* \left(\frac{20cm}{140cm}\right) \times 2$	0.103

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga muerta para todos los niveles inferiores, excepto terraza:

Consideraciones:

- Habitaciones y suites en todos los niveles, excepto la terraza.

Tabla XI. Cargas muertas para todos los pisos, excepto la terraza.

WD (Ton/m²)	
Metrado de Carga Muerta de escalera	0.01
WD losa de compresión	0.12
WD nervios con Cajonetas sin bloques	0.10
Peso paredes de Hormi-2	0.12
Enlucidos y Ductos	0.04
Baldosas	0.08
Cielorrasos	0.02

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga muerta para la terraza:

Consideraciones:

- Acceso a todos los hospedados.
- Si hay baldosas.
- No hay paredes internas, solo paredes perimetrales (10% del peso de paredes).
- Ductos del entrepiso anterior.
- Sistemas de A/C.

Tabla XII. Cargas muertas para la terraza.

WD (Ton/m2)	
WD A/C	0.10
WD losa de compresión	0.12
WD nervios con Cajonetas sin bloques	0.10
Peso paredes de Hormi-2 (10%)	0.01
Enlucidos y Ductos	0.03
Baldosas	0.08
Cielorrasos	0.02

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga muerta debido al peso propio de los elementos (Vigas y Columnas)

Para el pre-dimensionamiento se tomó en cuenta el peso propio de los elementos, el cual según experiencias varía entre 0.25 y 0.50 Ton/m2.

Entonces se procedió a tomar como peso propio muerto W_{pp} :

Tabla XIII. Peso propio W_{pp} .

Wpp (Ton/m²)	
Plantas Inferiores	0.30
Terraza Se asumió un 70% del W_{pp} anterior ya que este nivel no lleva columnas	0.21

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Resumen de cargas muertas:

Tabla XIV. Resumen de Cargas muertas.

Piso	WD (Ton/m²)	Wpp (Ton/m²)	WD+Wpp (Ton/m²)
Terraza	0.44	0.21	0.65
Segundo Nivel	0.49	0.30	0.79
Primer Nivel	0.49	0.30	0.79

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga viva

Las particiones temporales o móviles deben considerarse como carga viva de piso. Las cargas de diseño según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (NEC-SE-CG) sección 4.2, para Hoteles (Habitaciones), son las siguientes:

Tabla XV. Cargas vivas.

Área	Cargas (KN/m ²)
Terraza	4.80
Habitaciones	2.00

Fuente: NEC-2015.

Resumen de cargas

Tabla XVI. Cargas muertas y vivas.

Piso	WD (Ton/m ²)	Wpp (Ton/m ²)	WD+Wpp (Ton/m ²)	WL (Ton/m ²)
Terraza	0.44	0.21	0.65	0.48
Segundo Nivel	0.49	0.30	0.79	0.20
Primer Nivel	0.49	0.30	0.79	0.20

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

4.2.3 Análisis geotécnico para la cimentación del edificio

Análisis de capacidad de carga

Los cálculos de la capacidad portante del suelo han sido realizados a partir de los resultados obtenidos en la exploración geotécnica con los sondeos ejecutados. Los análisis fueron realizados con el software geotécnico Spread Footing de la firma GEO 5 (ZAPATA), el cual permite crear un modelo del perfil actual del terreno. El programa considera un análisis para obtener la capacidad portante del suelo y el esfuerzo de contacto al suelo, de esta manera se obtienen factores de seguridad por

capacidad de carga de la estructura y se evalúa la estabilidad de la misma.

Se ingresa el perfil estratigráfico existente en el sitio y las cargas estimadas de cada tipo de estructura, que incluyen la carga propia de la estructura, peso del relleno sobre la cimentación, el peso propio de la cimentación y fuerza horizontal por sismo. Las dimensiones de la cimentación se iteraron hasta que cumpla con los estados límites de falla de diseño.

El análisis fue realizado mediante métodos basados en la teoría de equilibrio límite, partiendo de la ecuación general de capacidad de carga, donde se estimó una falla general por corte en el suelo bajo las cimentaciones. Por el tipo de suelo encontrado, se realizó un análisis de la capacidad de carga en condiciones drenadas. En donde la capacidad portante vertical de la cimentación depende de la resistencia al corte sin drenar del suelo C y del ángulo de fricción efectivo ϕ . (GEO 5, 2016). La ecuación de capacidad portante que utiliza el software es la propuesta por J. Brinch – Hansen (1961), la cual es presentada a continuación:

$$R_d = C N_e S_e d_e i_e b_e g_e + q_o N_d S_d d_d i_d b_d g_d + \frac{b}{2} \gamma N_b S_b d_b i_b b_b g_b$$

Donde:

- N_e , N_d y N_b son coeficientes dependientes del ángulo de rozamiento interno.
- C es la cohesión del terreno.
- b es el ancho transversal de la cimentación.
- γ es el peso específico efectivo del suelo.
- S_e , S_d y S_b son factores de forma.
- i_e , i_d y i_b son factores de inclinación de la carga actuante.
- g_e , g_d y g_b son factores de inclinación del terreno.

Para realizar el análisis de capacidad de carga de la cimentación se tuvo que elegir la cimentación adecuada para la carga y tipo de suelo existente. Se utilizará una cimentación superficial gracias a la solución planteada de estabilización de la ladera, debido a que, estas inyecciones de lechada mejoran notablemente la cohesión del suelo y al tener una varilla actúa como un pilotín que ayuda a conducir la carga hasta un estrato más resistente (como se mencionó anteriormente), lo que brinda estabilidad de la ladera bajo las cargas impuestas.

Primer Análisis

Conservadoramente, se realiza un análisis preliminar con parámetros del suelo, no mejorado. Los tipos de suelos que se utilizaron en el software Zapata de GEO 5 son los que se muestran en la tabla XVII.

Tabla XVII. Tipos de suelos utilizados para el análisis de cimentación.

Estrato	Nombre	Trama	ϕ_{ef}	c_{ef}	γ
			[°]	[kPa]	[kN/m ³]
1	Limo de baja plasticidad (ML, MI), consistencia blanda		18,00	18,00	16,00
2	Arena limosa (SM) Lutitas y limolitas bien meteorizadas		29,00	5,00	18,00
3	Mejoramiento - Grava bien graduada (GW)		32,50	4,00	19,00

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Según los sondeos realizados se estableció el perfil del suelo subyacente bajo el cimiento, el cual en el software GEO 5 se lo estableció como se muestra en la figura 4.5. En donde existe un estrato de 5.5 m de limo de baja plasticidad, y debajo de este un estrato de 2.0 m de arena limosa.

Se decide utilizar una zapata corrida en una dirección, debido a que, las condiciones del terreno pueden variar de una posición a otra, siendo susceptible a asentamientos diferenciales; además, para este tipo de edificación es recomendable utilizar zapatas corridas, siempre y cuando cumplan con el diseño por estado límite de falla y de servicio.

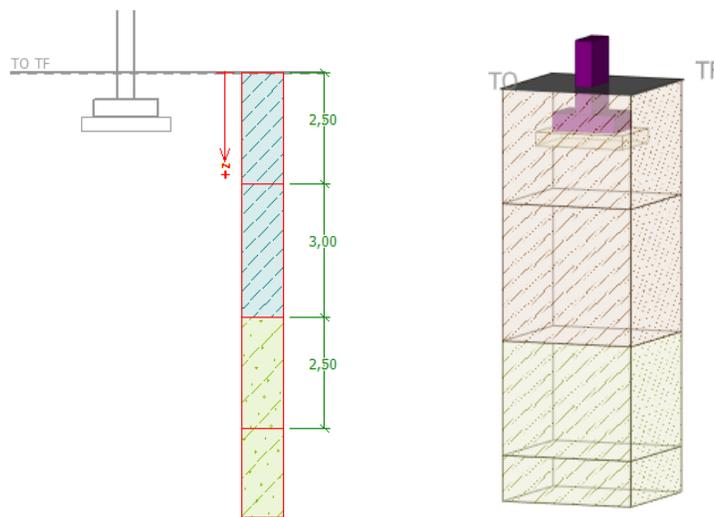


Figura 4.5. Estratigrafía bajo la cimentación modelada en GEO5.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

En cuanto a las cargas aplicadas a la cimentación tenemos que para la estructura de hormigón en los pisos 1 y 2 descarga 0.99 ton/m^2 por piso, mientras para la terraza 1.13 ton/m^2 , dando un total de 3.11 ton/m^2 de carga de servicio.

Las dimensiones por piso son de 12 m por 35 m dando un área de 420 m², multiplicando por la carga de servicio da un total de 1306.2 ton las cual va a descender por las 18 columnas del edificio, teniendo que por cada columna descarga 72.6 ton.

Las zapatas corridas irán del lado en donde la distancia entre columnas sea menor, para que los esfuerzos que se generen en la zapata sean menores y su dimensionamiento estructural sea más económico. Al tener tres columnas espaciadas 6.0 m de centro a centro del lado más corto del edificio se tiene que en la zapata corrida descarga un total de 217.7 ton, dividiéndolo para 12.0 m que tiene el largo de la zapata se obtiene una carga linealmente distribuida de 18.15 ton/m, la cual se ingresa en el software para el análisis.

Se plantea desplantar la zapata 1.0 m, donde se debe realizar una reposición del suelo con material seleccionado (grava bien graduada), con un espesor de 0.30 m debajo de la zapata para incrementar la capacidad de carga del mismo. El material cumple con las especificaciones mostradas en la tabla XVII. Además, este material

deberá tener un límite líquido menor a 35% y un índice plástico menor a 12%.

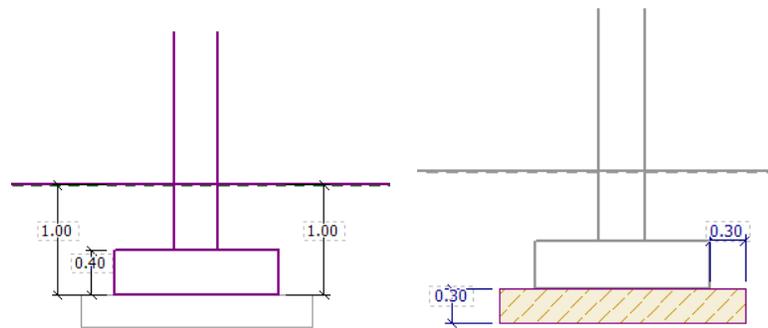


Figura 4.6. Vista transversal de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Iterando el ancho de la zapata para que satisfaga el factor de seguridad vertical, se tiene que es de B igual a 1.80 m, los espesores de la viga central y de la altura de la zapata fueron asumidos de 0.40 m, los cuales se deben verificar en el diseño estructural.

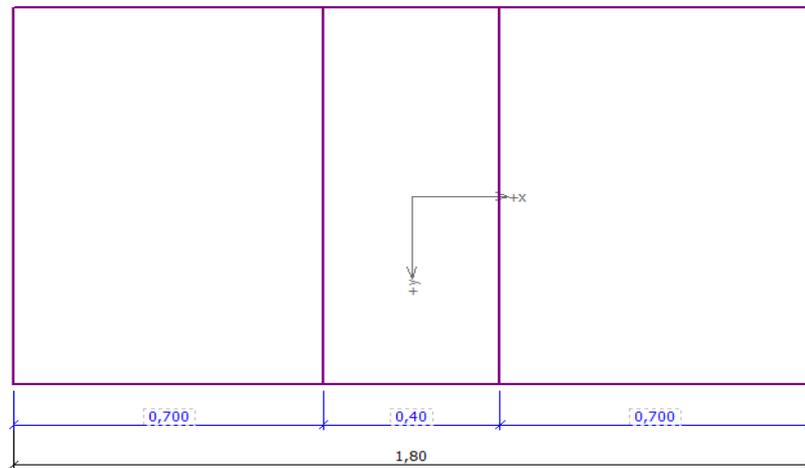


Figura 4.7. Vista en planta de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

La NEC 2015 en el capítulo de Geotecnia y cimentaciones establece que los factores de seguridad indirecta mínimos para capacidad portante en cimientos superficiales y de punta son los siguientes:

Tabla XVIII. Factores de seguridad indirectos (FSIM).

Condición	F.S.I.M. Admisible
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de diseño pseudo estático	1.5

Fuente: NEC SE CM (2015).

Según las características de la zapata corrida, estratigrafía del suelo y carga gravitacional impuesta en el software se tiene:

- Esfuerzo de Contacto (q): 129.11 kPa.
- Capacidad portante del suelo (q_u): 393.88 kPa.

Donde:

$$FS = \frac{q_u}{q} = 3.05 \text{ Mayor que } 3.00 \text{ impuesto por la NEC 2015}$$

Por lo tanto, cumple con estado límite de falla (caso estático).

Para un análisis pseudo estático se impone una carga horizontal a la zapata, siendo esta conservadoramente un 20% de la carga de servicio.

En estas condiciones se tiene:

- Esfuerzo de Contacto (q): 139.36 kPa.
- Capacidad portante del suelo (q_u): 268.36 kPa.

Donde:

$$FS = \frac{q_u}{q} = 1.92 \text{ Mayor que } 1.50 \text{ impuesto por la NEC 2015}$$

Por lo tanto, cumple con estado límite de falla (caso pseudo estático).

En conclusión, se tiene que el q_{adm} del suelo es de 131.3 kPa (13.1 ton/m²).

Segundo Análisis

Se realiza un análisis final con parámetros del suelo mejorados, debido a la solución de los anclajes continuos inyectados usando como referencia los valores recomendados por el Departamento transporte y diseño de pavimentos de Minnesota (2007). Los tipos de suelos que se utilizaron en el software Zapata de GEO 5 son los que se muestran en la tabla XIX.

Tabla XIX. Tipos de suelos utilizados para el análisis de cimentación.

Estrato	Nombre	Trama	ϕ ef	c_{ef}	γ
			[°]	[kPa]	[kN/m ³]
1	Limo de baja plasticidad (ML, MI), consistencia blanda		18,00	60,00	18,00
2	Arena limosa (SM) Lutitas y limolitas bien meteorizadas		42,00	250,00	22,00

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Realizando el análisis para hallar la capacidad portante del suelo se obtiene:

- Capacidad portante del suelo (q_u) es 1001.28 kPa.
- q_{adm} del suelo es 333.76 kPa (33.8 ton/m²).

El incremento en la capacidad admisible del suelo es de 60.66%, por lo tanto, el ancho de la zapata (B) puede disminuir en el análisis estructural de la cimentación, se propone B igual a 1.20 m (puede variar), y la reposición del suelo que se realizaba debajo de la cimentación ya no será necesario colocarla, las vistas en estas nuevas condiciones se muestran en la figura 4.8.

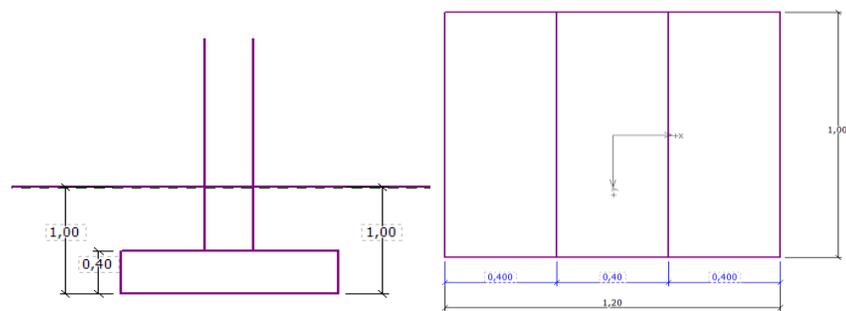


Figura 4.8. Secciones propuestas para la cimentación del edificio de hormigón.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Análisis de Asentamientos

El incremento de esfuerzo causado por la construcción de la cimentación y la carga de la estructura y la diferencia en peso del relleno a colocar producirá una deflexión en las capas de suelo. La magnitud de los asentamientos dependerá de la flexibilidad de la cimentación y del tipo de material sobre el cual se desplanta.

Considerando bajo la profundidad de desplante de la cimentación existen materiales areno limosos sin presencia de nivel freático (por ser una ladera), se producirán asentamientos inmediatos, producto de la aplicación de una carga en un suelo no saturado.

Para el cálculo de asentamientos elásticos se usará la teoría de la elasticidad para cimientos flexibles dada por Scheilcher (1926), el asentamiento se puede expresar como:

$$S_e = q_o(\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

Donde:

q_o = presión neta aplicada sobre la cimentación.

μ_s = coeficiente de Poisson para el suelo.

E_s = módulo de elasticidad medio ponderado del suelo debajo de la cimentación recomendado por Bowles (1987).

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}}$$

$E_{s(i)}$ = módulo de elasticidad del suelo dentro de una profundidad Δz .

$Z = H$ o $5B$, el que sea menor.

$B' = B/2$ para el centro de la cimentación y B para la esquina.

I_s = factor de forma (Steinbrenner, 1934).

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2$$

I_f = factor de profundidad (Fox, 1948)

α = factor que depende de la ubicación de la cimentación en donde el asentamiento está siendo calculado.

Para hallar los valores de F_1 y F_2 por medio de tablas que presenta el libro de Das fundamentos de Ingeniería Geotécnica 4ta edición, es necesario hallar valores de m' y n' , para asentamientos en el centro tenemos que:

$$m' = \frac{L}{B}$$

$$n' = \frac{2H}{B}$$

Para hallar el valor de I_f se ingresa a otra tabla con $D_f/2$ y B/L .

Primer análisis

Al igual que en el análisis de capacidad portante, conservadoramente, se realiza un análisis preliminar con parámetros del suelo, no mejorados.

Entonces tenemos los siguientes datos para el análisis:

$D_f = 1.00$ m existiendo tres estratos debajo del cimiento (material de mejoramiento, limo de baja plasticidad y arena limosa)

El espesor del material de mejoramiento es de 0.30 m, del limo 4.70 m y de la arena 2.00 m, cumpliendo con el criterio de escoger la menor entre H o $5B$ el cual corresponde a los 7 m debajo de la cimentación. (Ver figura 4.6).

Los módulos de elasticidad son asumidos para el análisis según Obrzud & Truty (2012) con valores típicos al estrato correspondiente, en donde $E_s(1)=70$ MPa, $E_s(2)=2.5$ MPa y $E_s(3)=10$ MPa.

Realizando la media ponderada usando la siguiente ecuación, el modulo elástico ponderado es:

$$E_s = \frac{0.3 * 70 + 4.7 * 2.5 + 2 * 10}{7}$$

$$E_s = 7.54 \text{ MPa}$$

Para obtener los valores de F1 y F2 se calculó primero m' y n' , teniendo en cuenta que B es 1.5 m y L es 12 m, entonces $m' = 8$ y $n' = 9.3$, por lo cual $F1 = 0.75$ y $F2 = 0.103$.

El valor del coeficiente de poisson se asumió 0.4 típico para suelos en las condiciones establecidas, por lo tanto, se obtiene que:

$$I_s = 0.75 + \frac{1 - 2 * 0.4}{1 - 0.4} 0.103$$

$$I_s = 1.025$$

Hallando las relaciones $D_f/2$ y B/L se obtiene que el valor de $I_f = 0.94$, el q_0 es obtenido del análisis de capacidad portante, el cual es 150.85 kPa.

Se tiene que el asentamiento en el centro de la cimentación flexible es:

$$S_e = 129.11 \left(4 * \frac{1.5}{2} \right) \frac{1 - 0.4^2}{7.54} 1.025 * 0.94$$

$$S_e = 41.59 \text{ mm}$$

El asentamiento elástico de una cimentación rígida puede ser estimado como el 93% de la flexible, en este caso la cimentación es rígida, entonces el asentamiento final es:

$$S_e = 0.93 * 41.59$$

$$S_e = 38.67 \text{ mm}$$

El software Zapata de la firma GEO 5 calcula estos asentamientos también los cuales dan un valor de 47.00 mm, similar al calculado anteriormente. En la figura 4.9., se muestra la profundidad de la transmisión de presiones de la zapata.

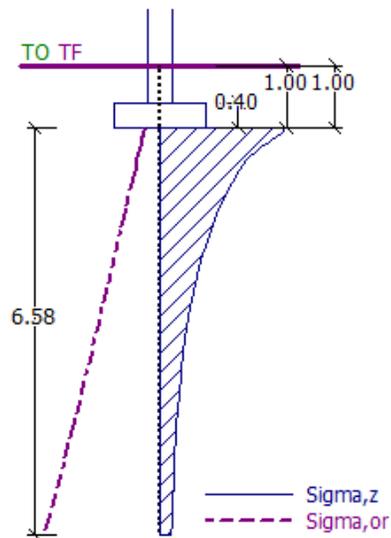


Figura 4.9. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Segundo análisis

Ahora con el fin de verificar que los asentamientos disminuyan, con la aplicación de los anclajes continuos inyectados, se incrementan los parámetros mecánicos de los estratos de suelo de la siguiente forma:

Los módulos de elasticidad se ven incrementado por la acción de las inyecciones, recordando que ya no existe la capa de 30 cm de

mejoramiento bajo la cimentación, se utilizan módulos de elasticidad mejorados (con suelos rígidos por la acción de las inyecciones) según Obrzud y Truty (2012) compilado de Kezdi (1974) and Prat et al. (1995), entonces $E_{s(1)}=60$ MPa y $E_{s(2)}=80$ MPa.

Basado en estos parámetros, realizando un análisis similar al anterior, se obtiene que por el método elástico:

$$S_e = 0.93 * 5.53$$

$$S_e = 5.14 \text{ mm}$$

Y por medio del software Zapata de la firma GEO 5 los asentamientos máximos dan un valor de 4.4 mm, menores aún al calculado anteriormente.

En la figura 4.10. se muestra la profundidad de la transmisión de presiones de la zapata la misma que también disminuye.

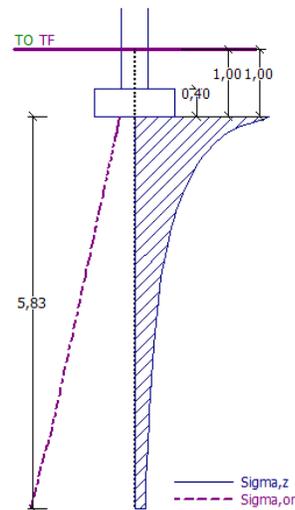


Figura 4.10. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

4.2.4 Análisis de estabilidad con la implantación del edificio

Considerando las cargas de la edificación (31 kPa) y de la piscina (15 kPa) que existe en la parte alta de la ladera, se modeló el terreno en el programa GALENA y se verificó la estabilidad del mismo con el método SARMA, al igual como se realizó en el capítulo 3, pero en este caso, ya se ha considerado la aplicación de la solución geotécnica para la estabilización.

Para que el software GALENA considere que se está mejorando las capas subyacentes a la implantación del edificio, se modela una pantalla llamada “Capas tratadas” cuyas propiedades mecánicas se ingresaron considerando valores mayores en comparación al análisis geotécnico de

la cimentación, ya que, en esta etapa se debe considerar el efecto que tienen los anclajes continuos inyectados, cuyo propósito es estabilizar la ladera y contrarrestar el efecto que tiene sobre imponer una carga en una ladera inestable. A continuación, se detallan los parámetros del suelo utilizados en las corridas del software GALENA.

Tabla XX. Tabla de propiedades mecánicas ingresadas al software GALENA.

Estrato	Ángulo de fricción ϕ [°]	Cohesión [kPa]	γ [kN/m ³]
Limo de baja plasticidad (ML)	22	18.00	16.00
Limo de alta plasticidad (MH)	18	18.00	15.50
Lutitas y Limolitas bien meteorizadas	28	38.00	19.00
Lutitas y Limolitas poco meteorizadas	30	40.00	19.50
Capas Tratadas	42	250.00	22.00

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Los resultados de las corridas se muestran a continuación, en condiciones estáticas y pseudo estáticas, las mismas que demuestran que la solución propuesta cumple con el factor de seguridad mínimo establecido por la NEC 2015, por lo tanto, la ladera es estable bajo las cargas y condiciones aplicadas.

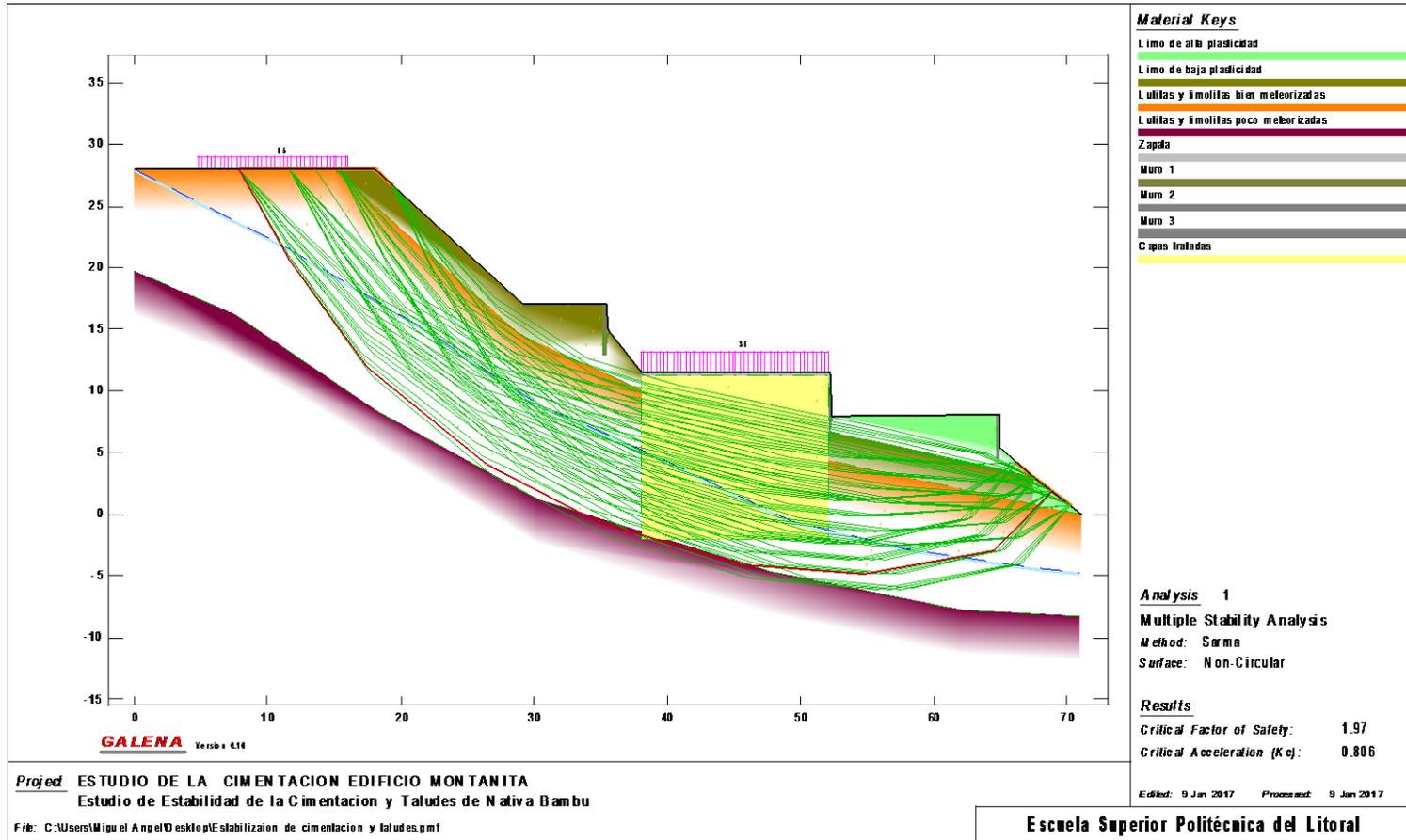


Figura 4.11. Estabilidad del terreno con un factor de seguridad de 1.97 (mayor a 1.5 impuesto por la NEC 2015 en condiciones estáticas)

Fuente: GALENA.

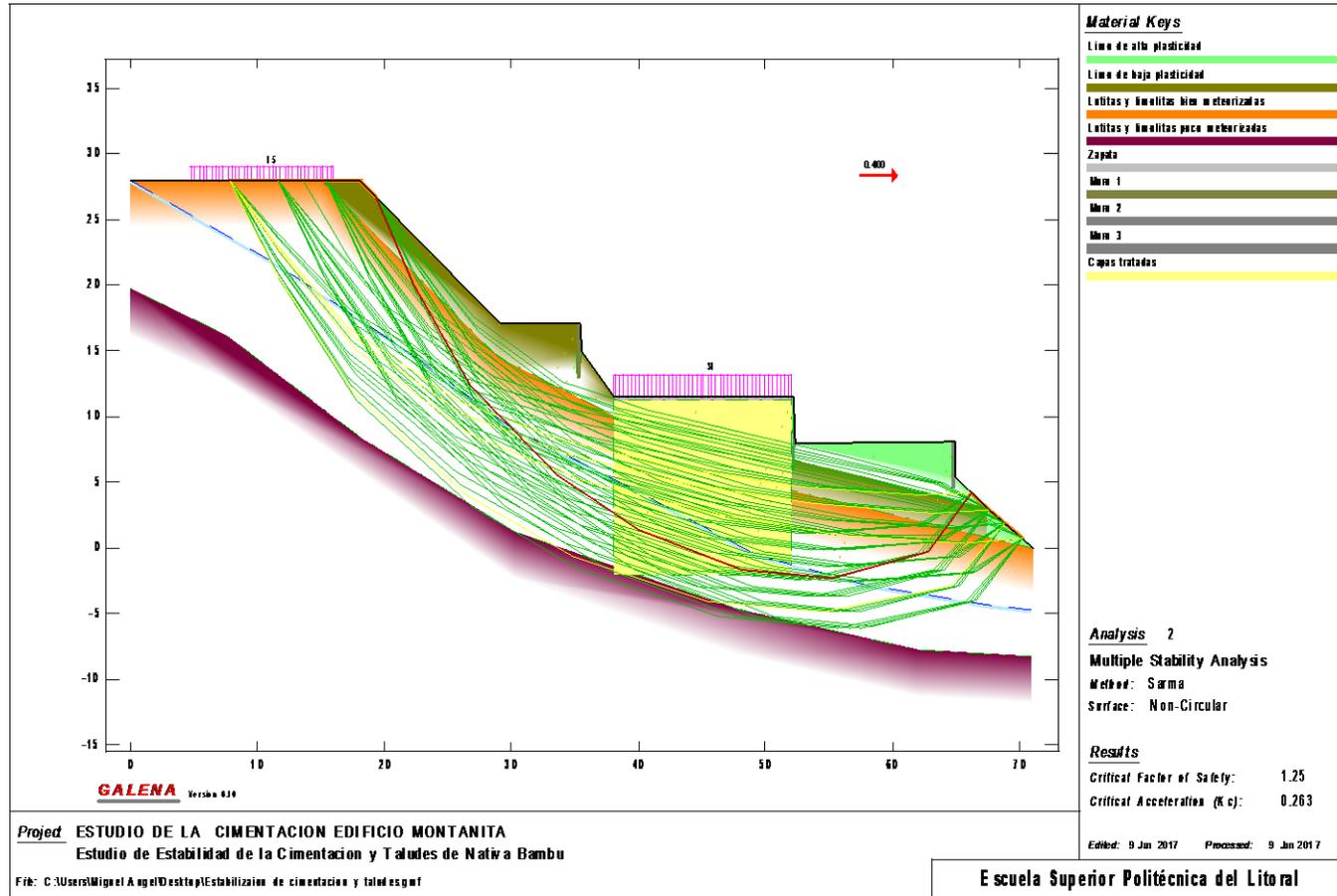


Figura 4.12. Estabilidad del terreno con un factor de seguridad de 1.25 (mayor a 1.05 impuesto por la NEC 2015 en condiciones pseudo estáticas $K_h=0.4g$)

Fuente: GALENA

4.3 Sistema de pórticos de concreto con losa metal deck (estructura mixta).

4.3.1 Antecedentes

Esta alternativa se realiza en base a la planteada anteriormente, en donde se busca disminuir la carga del edificio considerando en lugar de losa de hormigón una losa de metal deck para que de esta manera se obtenga un comportamiento satisfactorio del suelo ante la estructura.

4.3.2 Estimación de cargas

Carga Muerta

Se considera losa metálica para aligerar el peso de la estructura.

Carga muerta para todos los niveles inferiores, excepto terraza:

Consideraciones:

- Habitaciones y suites en todos los niveles, excepto la terraza.

Tabla XXI. Cargas muertas para todos los pisos, excepto la terraza.

WD (Ton/m ²)	
Metrado de Carga Muerta de escalera	0.01
Losa (MetalDeck)	0.175
Peso paredes de Hormi-2	0.12
Enlucidos y Ductos	0.03
Baldosas	0.08
Cielorrasos	0.02
WD	0.435

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga muerta para la terraza:

Consideraciones:

- Acceso a todos los hospedados.
- Si hay baldosas.
- No hay paredes internas, solo paredes perimetrales (10% del peso de paredes).
- Ductos del entrepiso anterior.
- Sistemas de A/C.

Tabla XXII. Cargas muertas para la terraza.

WD (Ton/m ²)	
WD A/C	0.10
Losa (MetalDeck)	0.175
Peso paredes de Hormi-2 (10%)	0.01
Enlucidos y Ductos	0.04
Baldosas	0.08
Cielorrasos	0.02
WD	0.425

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga muerta debido al peso propio de los elementos (Vigas y Columnas)

Para el pre-dimensionamiento se tomó en cuenta el peso propio de los elementos, el cual según experiencias varía entre 0.25 y 0.50 Ton/m².

Entonces se procedió a tomar como peso propio muerto Wpp:

Tabla XXIII. Peso propio Wpp.

Wpp (Ton/m²)	
Plantas Inferiores	0.30
Terraza	0.21
Se asumió un 70% del Wpp anterior ya que este nivel no lleva columnas	

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Resumen de cargas muertas:

Tabla XXIV. Resumen de Cargas muertas.

Piso	WD (Ton/m²)	Wpp (Ton/m²)	WD+Wpp (Ton/m²)
Terraza	0.424	0.21	0.634
Segundo Nivel	0.434	0.30	0.734
Primer Nivel	0.434	0.30	0.734

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga Viva

Tabla XXV. Cargas vivas.

Área	Cargas (KN/m²)
Terraza	4.80
Habitaciones	2.00

Fuente: NEC-2015.

Resumen de cargas

Tabla XXVI. Cargas muertas y vivas.

Piso	WD (Ton/m ²)	Wpp (Ton/m ²)	WD+Wpp (Ton/m ²)	WL (Ton/m ²)
Terraza	0.424	0.21	0.634	0.48
Segundo Nivel	0.434	0.30	0.734	0.20
Primer Nivel	0.434	0.30	0.734	0.20

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

4.3.3 Análisis geotécnico para la cimentación del edificio

Análisis de capacidad de carga

De igual manera que las estructuras de hormigón, los cálculos de la capacidad portante del suelo y factores de seguridad de la cimentación han sido realizados a partir de los resultados obtenidos en la exploración geotécnica con los sondeos ejecutados. Los análisis fueron realizados con el software geotécnico Spread Footing de la firma GEO 5 (ZAPATA).

La ecuación de capacidad portante que utiliza el software es la propuesta por J. Brinch – Hansen (1961), la cual es presentada a continuación:

$$R_d = C N_e S_e d_e i_e b_e g_e + q_o N_d S_d d_d i_d b_d g_d + \frac{b}{2} \gamma N_b S_b d_b i_b b_b g_b$$

Al igual que la estructura sólo de hormigón, se decide utilizar una zapata corrida en una dirección, debido a que, las condiciones del terreno pueden variar de una posición a otra, siendo susceptible a asentamientos diferenciales; además, para este tipo de edificación es recomendable utilizar zapatas corridas, siempre y cuando cumplan con el diseño por estado límite de falla y de servicio.

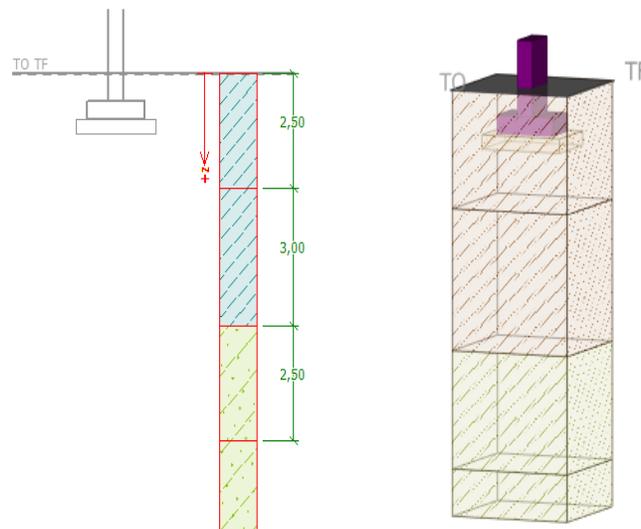


Figura 4.13. Estratigrafía bajo la cimentación modelada en GEO5.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Primer Análisis

Conservadoramente, se realiza un análisis preliminar con parámetros del suelo, no mejorado. Los tipos de suelos que se utilizaron en el software Zapata de GEO 5 son los que se muestran en la tabla XVII.

En cuanto a las cargas aplicadas a la cimentación tenemos que para la estructura mixta en los pisos 1 y 2 descarga 0.93 ton/m² por piso, mientras para la terraza 1.11 ton/m², dando un total de 2.97 ton/m² de carga de servicio.

Las dimensiones por piso son de 12 m por 35 m dando un área de 420 m², multiplicando por la carga de servicio da un total de 1249.08 ton las cual va a descender por las 18 columnas del edificio, teniendo que por cada columna descarga 69.39 ton.

Las zapatas corridas irán del lado en donde la distancia entre columnas sea menor, para que los esfuerzos que se generen en la zapata sean menores y su dimensionamiento estructural sea más económico. Al tener tres columnas espaciadas 6.0 m de centro a centro del lado más corto del edificio se tiene que en la zapata corrida descarga un total de 208.18 ton, dividiéndolo para 12.0 m que tiene el largo de la zapata se obtiene una carga linealmente distribuida de 17.35 ton/m, la cual se ingresa en el software para el análisis.

De la misma forma que en la alternativa anterior, se plantea desplantar la zapata 1.0 m, donde se debe realizar una reposición del suelo con material seleccionado (grava bien graduada), con un espesor de 0.30 m debajo de la zapata para incrementar la capacidad de carga del mismo. El material cumple con las especificaciones mostradas en la tabla XXVII. Además, este material deberá tener un límite líquido menor a 35% y un índice plástico menor a 12%.

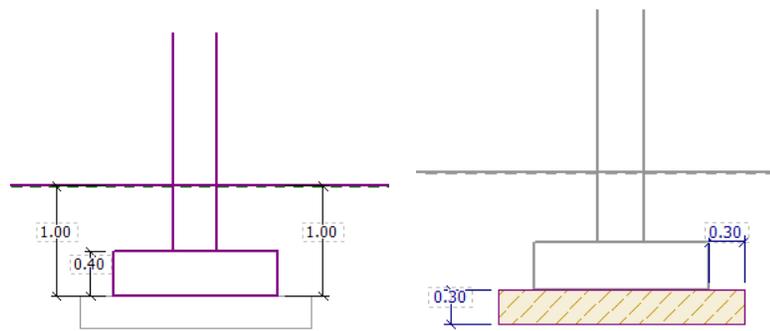


Figura 4.14. Vista transversal de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Iterando el ancho de la zapata para que satisfaga el factor de seguridad vertical, se tiene que es de B igual a 1.50 m, los espesores de la viga central y de la altura de la zapata fueron asumidos de 0.40 m, los cuales se deben verificar en el diseño estructural.

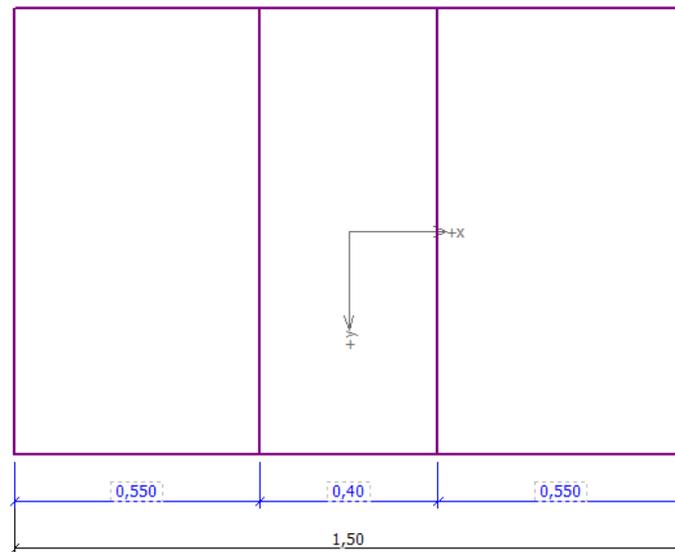


Figura 4.15 Vista en planta de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Según las características de la zapata corrida, estratigrafía del suelo y carga gravitacional impuesta en el software se tiene:

- Esfuerzo de Contacto (q): 127.52 kPa.
- Capacidad portante del suelo (q_u): 391.13 kPa.

Donde:

$$FS = \frac{q_u}{q} = 3.07 \text{ Mayor a } 3.00 \text{ impuesto por la NEC 2015}$$

Por lo tanto, cumple con estado límite de falla (caso estático).

Para un análisis pseudo estático se impone una carga horizontal a la zapata, siendo esta conservadoramente un 20% de la carga de servicio.

En estas condiciones se tiene:

- Esfuerzo de Contacto (q): 140.44 kPa.
- Capacidad portante del suelo (qu): 266.34 kPa.

Donde:

$$FS = \frac{q_u}{q} = 1.90 \text{ Mayor que } 1.50 \text{ impuesto por la NEC 2015}$$

Por lo tanto, cumple con estado límite de falla (caso pseudo estático).

En conclusión, se tiene que el q_{adm} del suelo es de 130.4 kPa (13.0 ton/m²).

Segundo Análisis

Se realiza un análisis final con parámetros del suelo mejorados, debido a la solución de los anclajes continuos inyectados usando como referencia los valores recomendados por el Departamento transporte y diseño de pavimentos de Minnesota (2007). Los tipos de suelos que se utilizaron en el software Zapata de GEO 5 son los que se muestran en la tabla XIX.

Realizando el análisis para hallar la capacidad portante del suelo se obtiene:

- Capacidad portante del suelo (q_u) es 1001.38 kPa.
- q_{adm} del suelo es 333.79 kPa (33.8 ton/m²).

El incremento en la capacidad admisible del suelo es de 60.93%, por lo tanto, el ancho de la zapata (B) puede disminuir en el análisis estructural de la cimentación, se propone B igual a 1.10 m (puede variar), y la reposición del suelo que se realizaba debajo de la cimentación ya no será necesario colocar, las vistas en estas nuevas condiciones se muestran en la figura 4.16.

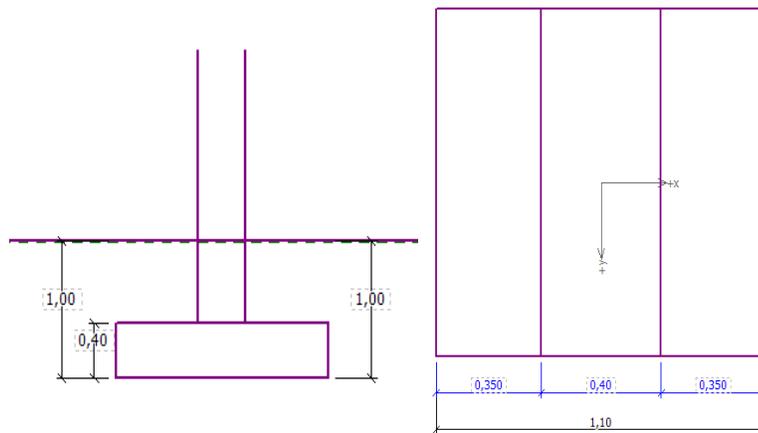


Figura 4.16. Secciones propuestas para la cimentación del edificio mixto.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Análisis de Asentamientos

La consideración para todas las alternativas es que bajo la profundidad de desplante de la cimentación existen suelos arenos limosos sin presencia de nivel freático (por ser una ladera), se producirán asentamientos inmediatos, producto de la aplicación de una carga en un suelo no saturado.

Al igual que la alternativa anterior para el cálculo de asentamientos elásticos se usará la teoría de la elasticidad para cimientos flexibles dada por Scheilcher (1926), el asentamiento se puede expresar como:

$$S_e = q_o(\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

Primer análisis

Al igual que en el análisis de capacidad portante, conservadoramente, se realiza un análisis preliminar con parámetros del suelo, no mejorados.

Entonces tenemos los siguientes datos para el análisis:

Df = 1.00 m existiendo tres estratos debajo del cimiento (material de mejoramiento, limo de baja plasticidad y arena limosa).

El espesor del material de mejoramiento es de 0.30 m, del limo 4.70 m y de la arena 2.00 m, cumpliendo con el criterio de escoger la menor entre H o 5B el cual corresponde a los 7 m debajo de la cimentación. (Ver figura 4.13).

Los módulos de elasticidad son asumidos para el análisis según Obrzud & Truty (2012) con valores típicos al estrato correspondiente, en donde $E_s(1)=70$ MPa, $E_s(2)=2.5$ MPa y $E_s(3)=10$ MPa.

El modulo elástico ponderado es:

$$E_s = \frac{0.3 * 70 + 4.7 * 2.5 + 2 * 10}{7}$$

$$E_s = 7.54 \text{ MPa}$$

Para obtener los valores de F_1 y F_2 primero se calculó m' y n' , teniendo en cuenta que B es 1.3 m y L es 12 m, entonces $m' = 9.23$ y $n' = 10.77$, por lo cual $F_1=0.80$ y $F_2=0.105$ (obtenido de tabla).

El valor del coeficiente de poisson se asumió 0.4 típico para suelos en las condiciones establecidas, por lo tanto, se obtiene que:

$$I_s = 0.80 + \frac{1 - 2 * 0.4}{1 - 0.4} 0.105$$

$$I_s = 1.08$$

Hallando las relaciones $D_i/2$ y B/L se obtiene que el valor de $I_f = 0.85$, el q_0 es obtenido del análisis de capacidad portante, el cual es 150.92 kPa.

El asentamiento en el centro de la cimentación flexible:

$$S_e = 166.47 \left(4 * \frac{1.3}{2} \right) \frac{1 - 0.4^2}{7.54} 1.08 * 0.85$$

$$S_e = 34.70 \text{ mm}$$

El asentamiento elástico de una cimentación rígida puede ser estimado como el 93% de la flexible, en este caso la cimentación es rígida, entonces el asentamiento final es:

$$S_e = 0.93 * 34.70$$

$$S_e = 32.27 \text{ mm}$$

El software Zapata de la firma GEO 5 calcula estos asentamientos también los cuales dan un valor de 32.30 mm, similar al calculado anteriormente. En la figura 4.17. se muestra la profundidad de la transmisión de presiones de la zapata.

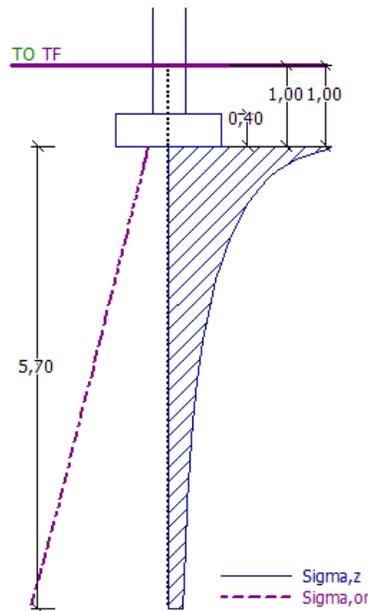


Figura 4.17. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Segundo análisis

Se incrementan los parámetros mecánicos de los estratos de suelo con el fin de verificar que los asentamientos disminuyan, de la siguiente forma:

Los módulos de elasticidad se ven incrementado por la acción de las inyecciones, recordando que ya no existe la capa de 30 cm de mejoramiento bajo la cimentación, se utilizan módulos de elasticidad mejorados (con suelos rígidos por la acción de las inyecciones) según

Obrzud y Truty (2012) compilado de Kezdi (1974) and Prat et al. (1995), entonces $E_{s(1)}=60$ MPa y $E_{s(2)}=80$ MPa.

Basado en estos parámetros, realizando un análisis similar al anterior, se obtiene que por el método elástico:

$$S_e = 0.93 * 4.716$$

$$S_e = 4.40 \text{ mm}$$

Y por medio del software Zapata de la firma GEO 5 los asentamientos máximos dan un valor de 3.7 mm, aún menor al calculado anteriormente.

En la figura 4.18 se muestra la profundidad de la transmisión de presiones de la zapata la misma que también disminuye.

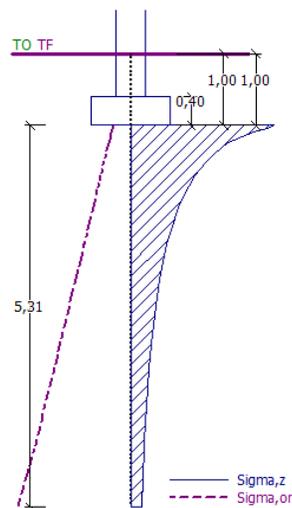


Figura 4.18. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

4.3.4 Análisis de estabilidad con la implantación del edificio.

Considerando las cargas de la edificación (29.5 kPa) y de la piscina (15 kPa) que existe en la parte alta de la ladera. Los resultados de las corridas se muestran a continuación, en condiciones pseudo estáticas, las mismas que demuestran que la solución propuesta cumple con el factor de seguridad mínimo establecido por la NEC 2015, por lo tanto, la ladera es estable bajo las cargas y condiciones aplicadas.

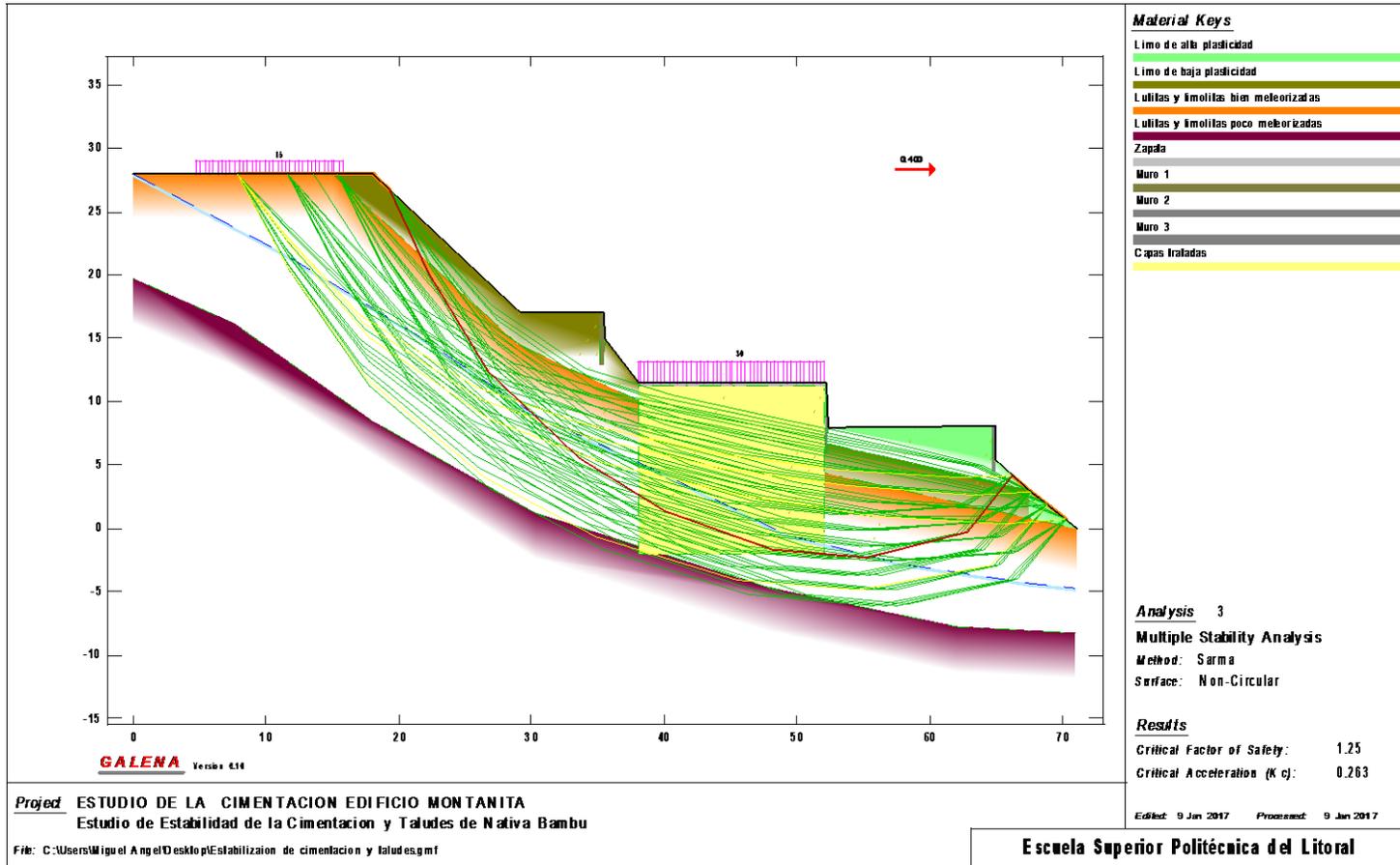


Figura 4.19. Estabilidad del terreno con un factor de seguridad de 1.25 (mayor a 1.05 impuesto por la NEC 2015 en condiciones pseudo estáticas $K_h=0.4g$)
 Fuente: GALENA.

4.4. Sistema de pórticos de acero estructural.

4.4.1. Antecedentes

El análisis de la estructura metálica se realiza en base a lo descrito en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción” (NEC 2015) en conjunto con guías internacionales como ANSI/AISC 360-10 y AISC 341-10.

La configuración estructural del edificio consistirá en Deck metálico sobre vigas de Acero (A36) conectadas a columnas de Acero (A36).

4.4.2. Consideraciones iniciales

Las características de los materiales que se utilizarán para el diseño de los elementos estructurales como vigas, columnas, y cimentación para el edificio, son los siguientes:

Hormigón:

- Resistencia a la compresión: $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. (losa)
- Resistencia a la compresión: $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. (cimentación)
- Módulo de elasticidad: $E_c = 12600 \sqrt{F'c} = 210838.33 \text{ kg/cm}^2$.

Acero:

El acero recomendado para edificios es el A36 y A572 Gr50, se escoge el acero A36.

Límite de fluencia de los perfiles para vigas, columnas $F_y=2531.05$ kg/cm².

Límite de fluencia de las varillas utilizadas en la cimentación $F_y=4200$ kg/cm².

Módulo de elasticidad: $E=2100000$ kg/cm².

4.4.3. Estimación de cargas.

Cargas muertas

La carga muerta de una edificación consta de los pesos de las paredes, cubiertas, techos, baldosas, instalaciones, escaleras, ascensores, cielorrasos y cualquier otra construcción permanente en la estructura. Para estimar las cargas muertas del edificio se realizan las siguientes consideraciones:

Losa MetalDeck con espesor de 0.75 mm (Deck) y un espesor total de losa de 10cm.

Carga muerta para todos los niveles inferiores, excepto terraza:

Consideraciones:

- Habitaciones y suites en todos los niveles, excepto la terraza.

Tabla XXVII. Cargas muertas para todos los pisos, excepto la terraza.

WD (Ton/m²)	
Losa (MetalDeck)	0.175
Peso paredes de Hormi-2	0.12
Enlucidos y Ductos	0.04
Baldosas	0.08
Cielorrasos	0.02
WD	0.435

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga muerta para la terraza:

Consideraciones:

- Acceso a todos los hospedados.
- Si hay baldosas.
- No hay paredes internas, solo paredes perimetrales (10% del peso de paredes).
- Ductos del entrepiso anterior.
- Sistemas de A/C.

Tabla XXVIII. Cargas muertas para la terraza.

WD (Ton/m ²)	
WD A/C	0.10
Losa (MetalDeck)	0.175
Peso paredes de Hormi-2 (10%)	0.01
Enlucidos y Ductos	0.03
Baldosas	0.08
Cielorrasos	0.02
WD	0.415

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga muerta debido al peso propio de los elementos (Vigas y Columnas):

Para el pre-dimensionamiento se tomó en cuenta el peso propio de los elementos, el cual según experiencias varía entre 0.04 y 0.07 Ton/m².

Entonces se procedió a tomar como peso propio muerto W_{pp} :

Tabla XXIX. Peso propio W_{pp} .

W_{pp} (Ton/m²)	
Plantas Inferiores	0.050
Terraza Se asumió un 70% del W_{pp} anterior ya que este nivel no lleva columnas	0.035

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Resumen de cargas muertas:

Tabla XXX. Resumen de Cargas muertas.

Piso	WD (Ton/m²)	Wpp (Ton/m²)	WD+Wpp (Ton/m²)
Terraza	0.415	0.030	0.445
Segundo Nivel	0.435	0.050	0.485
Primer Nivel	0.435	0.050	0.485

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga viva

Las particiones temporales o móviles deben considerarse como carga viva de piso. Las cargas de diseño según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 (NEC-SE-CG) sección 4.2, para Hoteles (Habitaciones), son las siguientes:

Tabla XXXI. Cargas vivas.

Área	Cargas (KN/m²)
Terraza	4.80
Habitaciones	2.00

Fuente: NEC-2015.

Resumen de cargas

Tabla XXXII. Cargas muertas y vivas.

Piso	WD (Ton/m²)	Wpp (Ton/m²)	WD+Wpp (Ton/m²)	WL (Ton/m²)
Terraza	0.415	0.030	0.445	0.48
Segundo Nivel	0.435	0.050	0.485	0.20
Primer Nivel	0.435	0.050	0.485	0.20

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga Factorada

$$W_u = 1.2WD + 1.6WL$$

Tabla XXXIII. Cargas Factorizadas.

Carga Factorada (T/m²)	
Terraza	1.27
Segundo Nivel	0.84
Primer Nivel	0.84

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Carga de servicio

$$W_u = WD + WL$$

Tabla XXXIV. Cargas de servicio.

Carga de servicio (T/m²)	
Terraza	0.90
Segundo Nivel	0.64
Primer Nivel	0.64

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

4.4.4 Análisis geotécnico para la cimentación del edificio

Análisis de capacidad de carga

De igual manera que las estructuras de hormigón y mixta, los cálculos de la capacidad portante del suelo y factores de seguridad de la cimentación han sido realizados a partir de los resultados obtenidos en la exploración geotécnica con los sondeos ejecutados. Los análisis también fueron realizados con el software geotécnico Spread Footing de la firma GEO 5 (ZAPATA).

La ecuación de capacidad portante que utiliza el software es la propuesta por J. Brinch – Hansen (1961), la cual es presentada a continuación:

$$R_d = C N_e S_e d_e i_e b_e g_e + q_o N_d S_d d_d i_d b_d g_d + \frac{b}{2} \gamma N_b S_b d_b i_b b_b g_b$$

Al igual que la estructura sólo de hormigón y mixta, se decide utilizar una zapata corrida en una dirección.

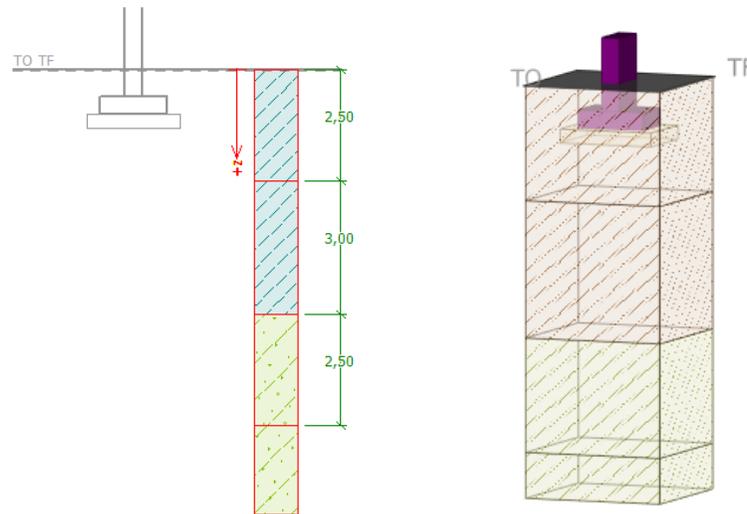


Figura 4.20. Estratigrafía bajo la cimentación modelada en GEO5.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Primer Análisis

Consecuentemente, se realiza un análisis preliminar con parámetros del suelo, no mejorado. Los tipos de suelos que se utilizaron en el software Zapata de GEO 5 son los que se muestran en la tabla XVII.

En cuanto a las cargas aplicadas a la cimentación tenemos que para la estructura metálica en los pisos 1 y 2 descarga 0.685 ton/m^2 por piso, mientras para la terraza 0.925 ton/m^2 , dando un total de 2.298 ton/m^2 de carga de servicio.

Las dimensiones por piso son de 12 m por 35 m dando un área de 420 m², multiplicando por la carga de servicio da un total de 965.16 ton las cual va a descender por las 18 columnas del edificio, teniendo que por cada columna descarga 53.62 ton.

Las zapatas corridas irán del lado en donde la distancia entre columnas sea menor, para que los esfuerzos que se generen en la zapata sean menores y su dimensionamiento estructural sea más económico. Al tener tres columnas espaciadas 6.0 m de centro a centro del lado más corto del edificio se tiene que en la zapata corrida descarga un total de 160.86 ton, dividiéndolo para 12.0 m que tiene el largo de la zapata se obtiene una carga linealmente distribuida de 13.41 ton/m, la cual se ingresa en el software para el análisis.

De la misma forma que en la alternativa anterior, se plantea desplantar la zapata 1.0 m, donde se debe realizar una reposición del suelo con material seleccionado (grava bien graduada), con un espesor de 0.30 m debajo de la zapata para incrementar la capacidad de carga del mismo. El material cumple con las especificaciones mostradas en la tabla XVII.

Además, este material deberá tener un límite líquido menor a 35% y un índice plástico menor a 12%.

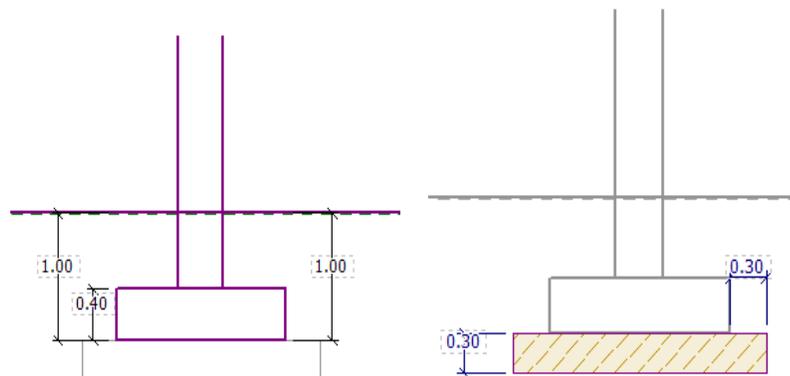


Figura 4.21. Vista transversal de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Iterando el ancho de la zapata para que satisfaga el factor de seguridad vertical, se tiene que es de B igual a 1.20 m, los espesores de la viga central y de la altura de la zapata fueron asumidos de 0.40 m, los cuales se deben verificar en el diseño estructural.

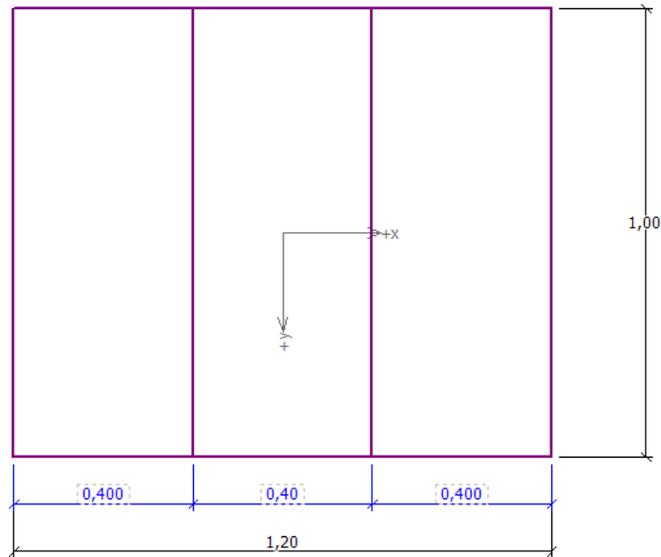


Figura 4.22. Vista en planta de la cimentación propuesta, modelada en GEO 5.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Según las características de la zapata corrida, estratigrafía del suelo y carga gravitacional impuesta en el software se tiene:

- Esfuerzo de Contacto (q): 128.55 kPa.
- Capacidad portante del suelo (q_u): 389.82kPa.

Donde:

$$FS = \frac{q_u}{q} = 3.03 \text{ Mayor a } 3.00 \text{ impuesto por la NEC 2015}$$

Por lo tanto, cumple con estado límite de falla (caso estático).

Para un análisis pseudo estático se impone una carga horizontal a la zapata, siendo esta conservadoramente un 20% de la carga de servicio.

En estas condiciones se tiene:

- Esfuerzo de Contacto (q): 145.40 kPa.
- Capacidad portante del suelo (qu): 264.84 kPa.

Donde:

$$FS = \frac{q_u}{q} = 1.82 \text{ Mayor a } 1.50 \text{ impuesto por la NEC 2015}$$

Por lo tanto, cumple con estado límite de falla (caso pseudo estático).

En conclusión, se tiene que el q_{adm} del suelo es de 130.4 kPa (13.0 ton/m²).

Segundo Análisis

Al igual que las dos alternativas anteriores, se realiza un análisis final con parámetros del suelo mejorados, debido a la solución de los anclajes continuos inyectados usando como referencia los valores recomendados por el Departamento transporte y diseño de pavimentos de Minnesota (2007). Los tipos de suelos que se utilizaron en el software Zapata de GEO 5 son los que se muestran en la tabla XIX.

Realizando el análisis para hallar la capacidad portante del suelo se obtiene:

- Capacidad portante del suelo (q_u) es 1001.98 kPa.
- q_{adm} del suelo es 333.99 kPa (34.0 ton/m²).

El incremento en la capacidad admisible del suelo es de 60.96%, por lo tanto, el ancho de la zapata (B) puede disminuir en el análisis estructural de la cimentación, se propone B igual a 1.00 m (puede variar), y la reposición del suelo que se realizaba debajo de la cimentación ya no será necesario colocar, las vistas en estas nuevas condiciones se muestran en la figura 4.23.

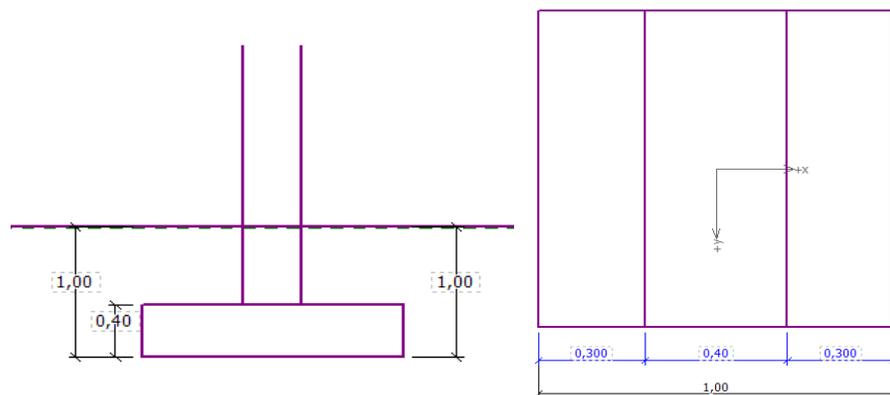


Figura 4.23. Secciones propuestas para la cimentación del edificio metálico.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Análisis de Asentamientos

La consideración para todas las alternativas es que bajo la profundidad de desplante de la cimentación existen suelos arenos limosos sin presencia de nivel freático (por ser una ladera), se producirán asentamientos inmediatos, producto de la aplicación de una carga en un suelo no saturado.

Para el cálculo de asentamientos elásticos se usará la teoría de la elasticidad para cimientos flexibles dada por Scheilcher (1926), el asentamiento se puede expresar como:

$$S_e = q_o(\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

Primer análisis

Como se ha venido realizando en el análisis de capacidad portante, conservadoramente, se realiza un análisis preliminar con parámetros del suelo, no mejorado.

Entonces tenemos los siguientes datos para el análisis:

Df = 1.00 m existiendo tres estratos debajo del cimiento (material de mejoramiento, limo de baja plasticidad y arena limosa)

El espesor del material de mejoramiento es de 0.30 m, del limo 4.70 m y de la arena 2.00 m, cumpliendo con el criterio de escoger la menor entre H o 5B el cual corresponde a los 7 m debajo de la cimentación. (Ver figura 4.21).

Los módulos de elasticidad son asumidos para el análisis según Obrzud & Truty (2012) con valores típicos al estrato correspondiente, en donde $E_{s(1)}=70$ MPa, $E_{s(2)}=2.5$ MPa y $E_{s(3)}=10$ MPa.

El modulo elástico ponderado es:

$$E_s = \frac{0.3 * 70 + 4.7 * 2.5 + 2 * 10}{7}$$

$$E_s = 7.54 \text{ MPa}$$

Para obtener los valores de F_1 y F_2 primero se calculó m' y n' , teniendo en cuenta que B es 1.3 m y L es 12 m, entonces $m'=12$ y $n'=14$, por lo cual $F_1=0.87$ y $F_2=0.092$ (obtenido de tabla).

El valor del coeficiente de poisson se asumió 0.4 típico para suelos en las condiciones establecidas, por lo tanto, se obtiene que:

$$I_s = 0.87 + \frac{1 - 2 * 0.4}{1 - 0.4} 0.092$$

$$I_s = 1.114$$

Hallando las relaciones $D_i/2$ y B/L se obtiene que el valor de $I_f = 0.82$, el q_0 es obtenido del análisis de capacidad portante, el cual es 150.92 kPa.

Se tiene que el asentamiento en el centro de la cimentación flexible:

$$S_e = 128.55 \left(4 * \frac{1.0}{2} \right) \frac{1 - 0.4^2}{7.54} 1.114 * 0.82$$

$$S_e = 18.70 \text{ mm}$$

El asentamiento elástico de una cimentación rígida puede ser estimado como el 93% de la flexible, en este caso la cimentación es rígida, entonces el asentamiento final es:

$$S_e = 0.93 * 18.70$$

$$S_e = 17.39 \text{ mm}$$

El software Zapata de la firma GEO 5 calcula estos asentamientos también los cuales dan un valor de 26.5 mm, similar al calculado anteriormente. En la figura 4.24., se muestra la profundidad de la transmisión de presiones de la zapata.

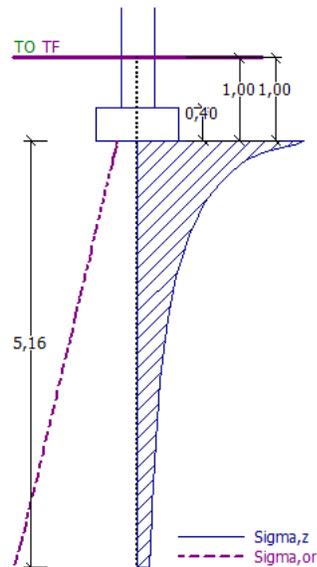


Figura 4.24. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Segundo análisis

Ahora con el fin de verificar que los asentamientos disminuyan, con la aplicación de los anclajes continuos inyectados, se incrementan los parámetros mecánicos de los estratos de suelo de la siguiente forma:

Los módulos de elasticidad se ven incrementado por la acción de las inyecciones, recordando que ya no existe la capa de 30 cm de mejoramiento bajo la cimentación, se utilizan módulos de elasticidad mejorados (con suelos rígidos por la acción de las inyecciones) según

Obrzud y Truty (2012) compilado de Kezdi (1974) and Prat et al. (1995), entonces $E_{s(1)}=60$ MPa y $E_{s(2)}=80$ MPa.

Basado en estos parámetros, realizando un análisis similar al anterior, se obtiene que por el método elástico:

$$S_e = 0.93 * 2.51$$

$$S_e = 2.33 \text{ mm}$$

Y por medio del software Zapata de la firma GEO 5 los asentamientos máximos dan un valor de 2.5 mm, similar al calculado anteriormente. En la figura 4.25 se muestra la profundidad de la transmisión de presiones de la zapata la misma que también disminuye.

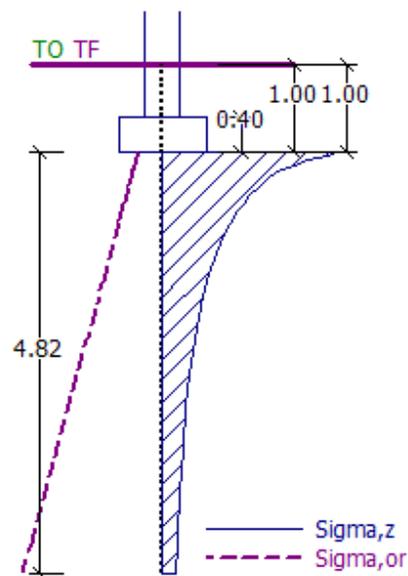


Figura 4.25. Transmisión de esfuerzos en el suelo subyacente de la zapata (GEO 5).
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

4.4.5 Análisis de estabilidad con la implantación del edificio

Considerando las cargas de la edificación (24.1 kPa) y de la piscina (15 kPa) que existe en la parte alta de la ladera. Los resultados de las corridas se muestran a continuación, en condiciones pseudo estáticas, las mismas que demuestran que la solución propuesta cumple con el factor de seguridad mínimo establecido por la NEC 2015, por lo tanto, la ladera es estable bajo las cargas y condiciones aplicadas.

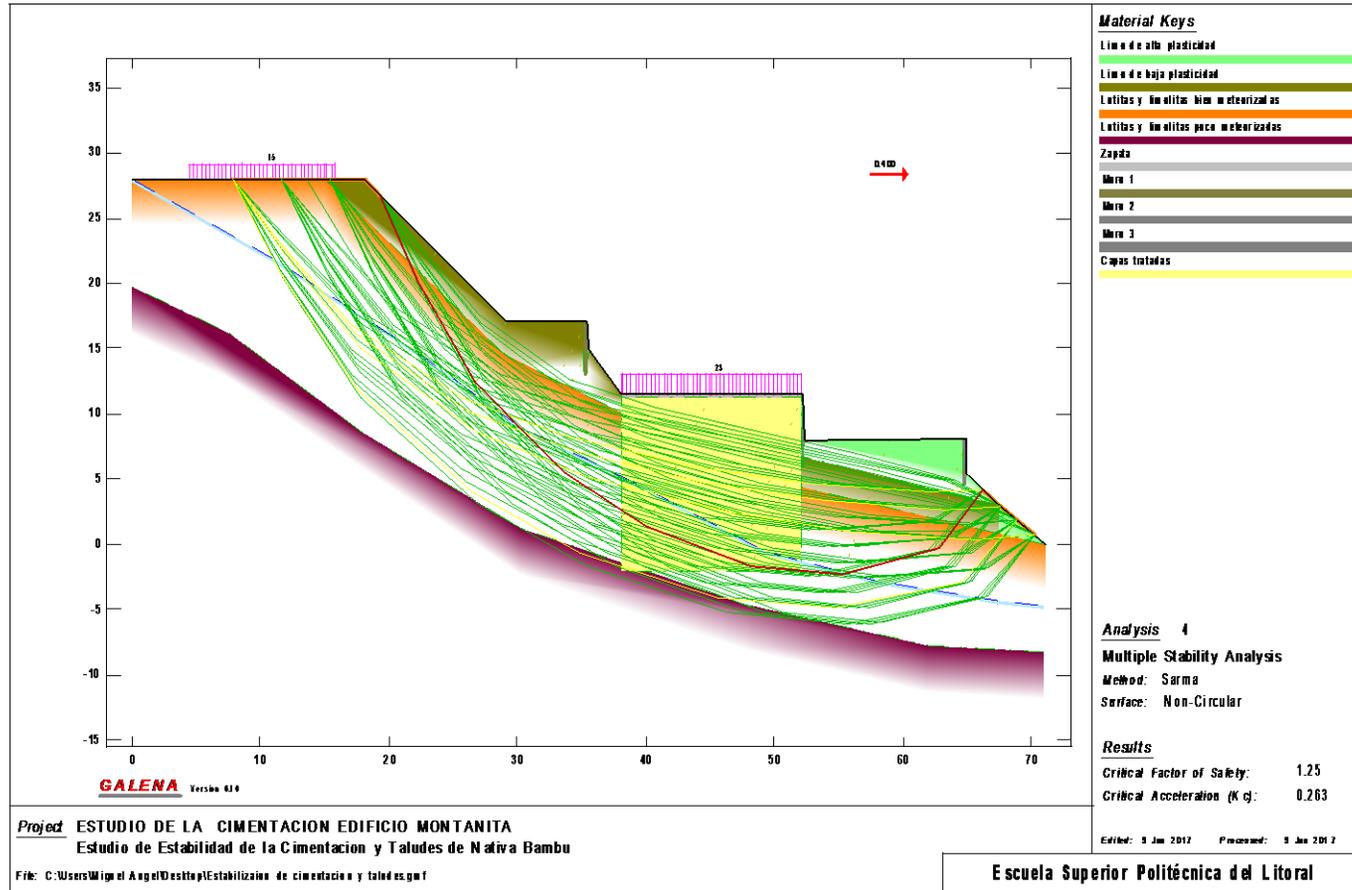


Figura 4.26. Estabilidad del terreno con un factor de seguridad de 1.25 (mayor a 1.05 impuesto por la NEC 2015 en condiciones pseudo estáticas $K_h=0.4g$)
 Fuente: GALENA

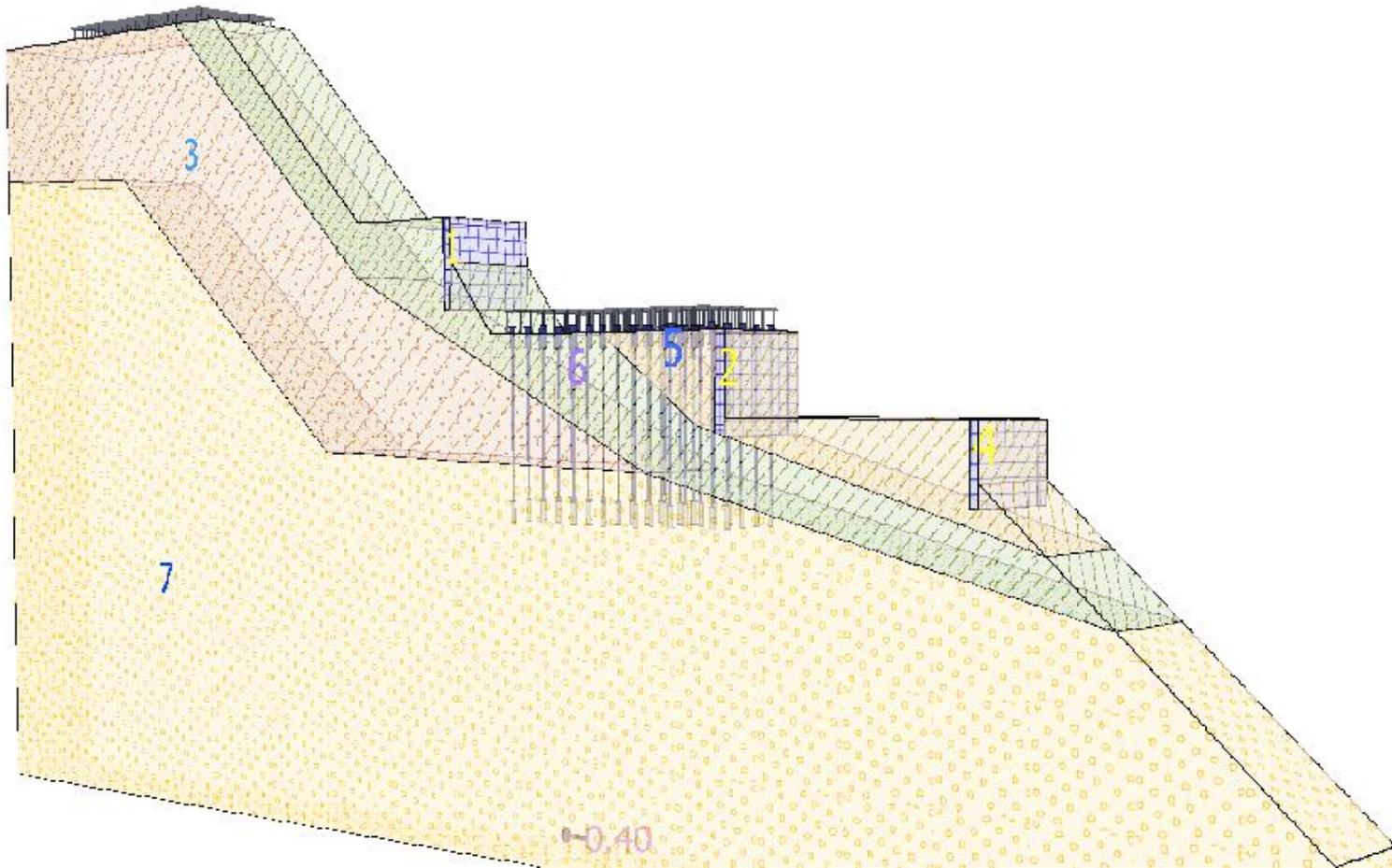


Figura 4.27. Modelación de estabilidad del terreno con el software Estabilidad de Taludes.
Fuente: Estabilidad de taludes, GEO 5 v17.

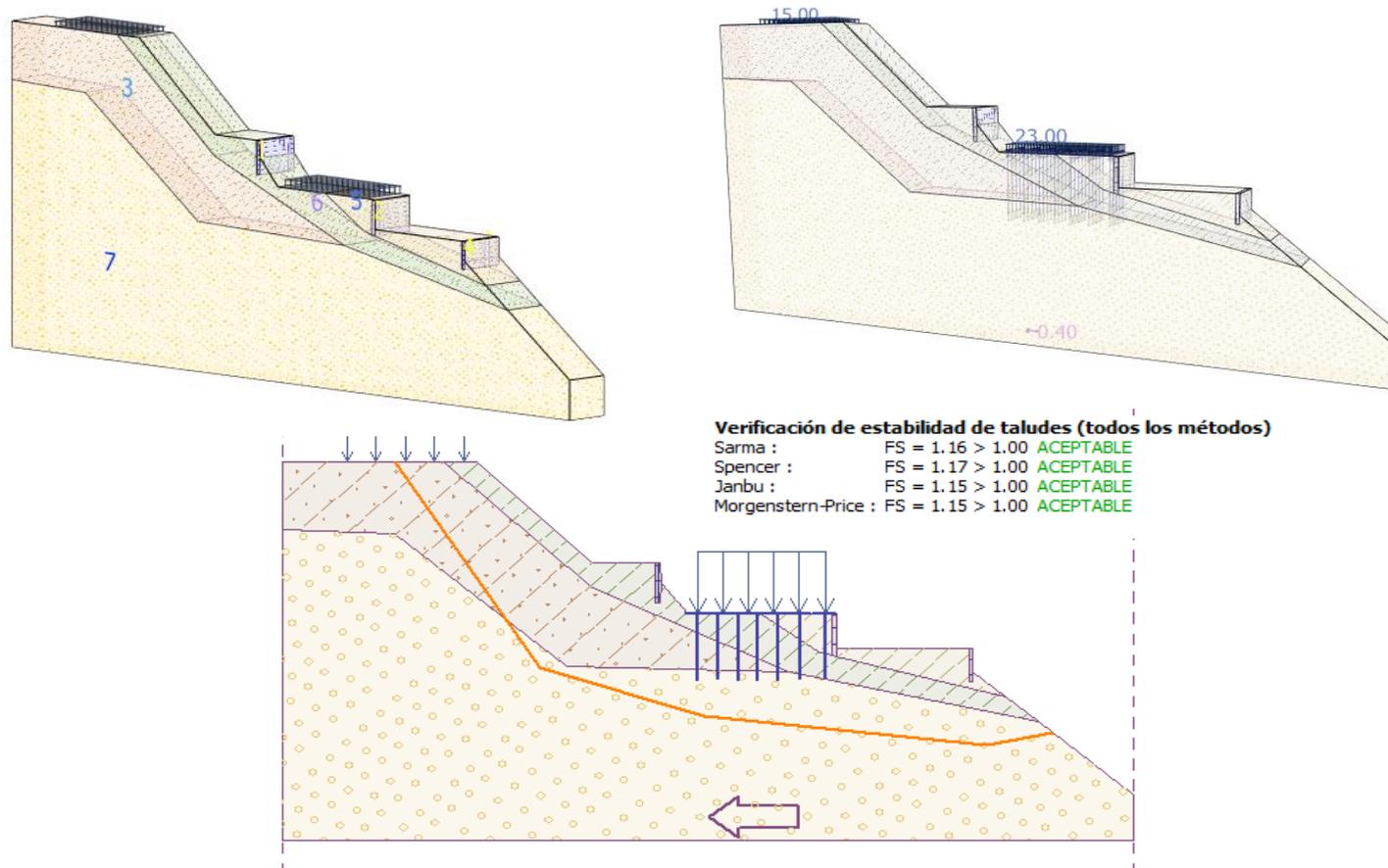


Figura 4.28. Comprobación de estabilidad del terreno con otro software con varios métodos de falla no circular dando factor de seguridad mínimo de 1.16 (mayor a 1.05 impuesto por la NEC 2015 en condiciones pseudo estáticas $K_h=0.4g$)

Fuente: Estabilidad de taludes, GEO 5 v17.

4.5 Criterios para la selección de alternativa.

Para seleccionar la alternativa correcta, se debe analizar varios aspectos importantes, una de ellas, son las características físicas de la edificación, las cuales no deben generar daños en presencia de un evento sísmico (irregularidades en planta y elevación), de mismo modo, que la propuesta cumpla con el propósito para la cual se va a ser diseñada, para así brindar seguridad a sus usuarios, pero, que económicamente sea rentable y beneficiosa al inversionista del proyecto.

El edificio al estar ubicado en una ladera, tendrá consideraciones especiales para poder ejecutar el diseño estructural. Es decir, que el análisis geotécnico es fundamental para seleccionar la alternativa más favorable para las condiciones del proyecto.

Para comparar las alternativas se realiza dos tablas que resumen los resultados en base a cada tipo de edificación. Un sin considerar el mejoramiento que realiza la inclusión de los anclajes continuos inyectados, y otra considerándolos.

Tabla XXXV. Resumen de parámetros de cada alternativa sin considerar la acción de los anclajes.

Alternativa	Peso de la estructura (Carga de servicio en Ton/m²)	Ancho de la zapata de cimentación B (m)	Asentamiento elástico bajo la cimentación (mm)	Factor de seguridad para estabilidad de la ladera (FS)
Edificio de hormigón PCRM	3.11	1.80	45.19	0.99
Edificio de estructura Mixta	2.97	1.50	37.28	0.99
Edificio Metálico PMRM	2.30	1.20	20.32	0.99

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla XXXVI. Resumen de parámetros de cada alternativa considerando la acción de los anclajes.

Alternativa	Peso de la estructura (Carga de servicio en Ton/m²)	Ancho de la zapata de cimentación B (m)	Asentamiento elástico bajo la cimentación (mm)	Factor de seguridad para estabilidad de la ladera (FS)
Edificio de hormigón PCRM	3.11	1.20	5.14	1.25

Edificio de estructura Mixta	2.97	1.10	4.40	1.25
Edificio Metálico PMRM	2.30	1.00	2.33	1.25

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Para un análisis más exhaustivo se analizará por separado cuanto se reducen estos parámetros al comparar la estructura de hormigón con la metálica y la mixta.

Comparación de cargas

Tabla XXXVII. Reducción de carga de estructura de hormigón a mixta.

Alternativa	Peso de la estructura (Carga de servicio en Ton/m ²)	Reducción
Edificio de hormigón PCRM	3.11	4.50 %
Edificio de estructura Mixta	2.97	

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla XXXVIII. Reducción de carga de estructura de hormigón a metálica.

Alternativa	Peso de la estructura (Carga de servicio en Ton/m²)	Reducción
Edificio de hormigón PCRM	3.11	
Edificio Metálico PMRM	2.30	26.05 %

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Como se puede observar en las tablas XXXVII y XXXVIII como se esperaba el edificio metálico presenta mayor reducción de carga, lo que es favorable dado a que, la edificación se construirá en una ladera que a pesar que se estabilizará siempre será favorable ejercer menor carga, para evitar problemas consecuentes con la estabilización.

Comparación de ancho de la zapata corrida (antes de mejorar el suelo).

Tabla XXXIX. Reducción del ancho de la cimentación de estructura de hormigón a mixta (antes de mejorar el suelo).

Alternativa	Ancho de la zapata de cimentación B (m)	Reducción
Edificio de hormigón PCRM	1.50	13.33 %
Edificio de estructura Mixta	1.30	

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla XL. Reducción del ancho de la cimentación de estructura de hormigón a metálica (antes de mejorar el suelo).

Alternativa	Ancho de la zapata de cimentación B (m)	Reducción
Edificio de hormigón PCRM	1.50	33.33 %
Edificio Metálico PMRM	1.00	

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Comparación de ancho de la zapata corrida (después de mejorar el suelo)

Tabla XLI. Reducción del ancho de la cimentación de estructura de hormigón a mixta (después de mejorar el suelo).

Alternativa	Ancho de la zapata de cimentación B (m)	Reducción
Edificio de hormigón PCRM	1.20	
Edificio de estructura Mixta	1.10	8.33 %

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla XLII. Reducción del ancho de la cimentación de estructura de hormigón a metálica (después de mejorar el suelo).

Alternativa	Ancho de la zapata de cimentación B (m)	Reducción
Edificio de hormigón PCRM	1.20	
Edificio Metálico PMRM	1.00	16.67 %

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Como se puede observar en las tablas XLI y XLII la zapata corrida del edificio metálico presenta una reducción del 33.33% con respecto a la de hormigón y 23.08% con respecto a la mixta antes de mejorar las condiciones del suelo. Luego de la solución geotécnica se logra reducir hasta un 16.17% (puede variar), lo que representa un ahorro económico importante en el presupuesto de la infraestructura.

Comparación de asentamientos

Tabla XLIII. Reducción asentamientos antes y después uso de anclajes continuos inyectados.

Estado	Asentamientos del Edificio de hormigón (mm)	Reducción
Antes de la inclusión de los Anclajes continuos inyectados.	38.67	
Después de la inclusión de los Anclajes continuos inyectados	5.14	86.71 %

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla XLIV. Reducción asentamientos antes y después uso de anclajes continuos inyectados.

Estado	Asentamientos del Edificio mixto (mm)	Reducción
Antes de la inclusión de los Anclajes continuos inyectados.	32.27	
Después de la inclusión de los Anclajes continuos inyectados	4.40	86.37 %

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla XLV. Reducción asentamientos antes y después uso de anclajes continuos inyectados.

Estado	Asentamientos del Edificio metálico (mm)	Reducción
Antes de la inclusión de los Anclajes continuos inyectados.	17.39	
Después de la inclusión de los Anclajes continuos inyectados	2.33	86.60 %

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Los asentamientos bajan notablemente cuando se aplica la solución geotécnica, siendo la estructura metálica la que presenta los menores asentamientos.

Comparación de capacidad admisible del suelo (q_{adm})

Tabla XLVI. Aumento de la capacidad admisible del suelo antes y después uso de anclajes continuos inyectados.

Estado	Capacidad admisible del suelo q_{adm} (Ton/m ²)	Aumento
Antes de la inclusión de los Anclajes continuos inyectados.	13.00	161.54 %
Después de la inclusión de los Anclajes continuos inyectados	34.00	

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Queda demostrado que la inclusión de los anclajes además de estabilizar la ladera, va a mejorar la capacidad admisible del suelo donde se implantara el edificio.

4.5.1 Restricciones

- La que se ha venido mencionando durante todo el proyecto, al estar ubicado el edificio en una ladera la carga que se le imponga debe ser lo menor posible.

- La edificación se encuentra en un hotel en funcionamiento, por lo que la construcción debe ser rápida y sin generar molestias.
- Necesidad de proteger el material cuando el edificio se encuentra en un ambiente agresivo, lo que puede provocar corrosión. (edificio metálico y mixto)
- Se necesita traer el hormigón desde grandes distancias (edificio de hormigón)
- El agua no es de fácil acceso en la zona.
- Necesidad de protección por la vulnerabilidad al fuego. (edificio metálico)
- Necesidad de mano de obra especializada. (edificio metálico y mixto)
- Control de calidad riguroso. (edificio metálico y mixto)
- Los costos aumentan por la solución geotécnica previa a la construcción del edificio.
- Los perfiles muchas veces tienen que ser importados. (edificio metálico)

4.5.2 Selección de la alternativa.

En base a lo presentado, la estructura metálica tiene una notoria ventaja frente a las otras dos alternativas, cabe recalcar algunos aspectos en que las edificaciones metálicas tienen mejores resultados que otras como se indica a continuación. (c. Vélez, 2004)

Ventajas constructivas.

- Se puede construir en terrenos de poca capacidad de soporte (como es el caso).
- Menor tiempo de construcción, se reduce notoriamente el tiempo de construcción respecto a las otras alternativas.
- Facilidades para reformar o ampliar la edificación en el futuro.
- Requiere poco espacio en patio de operaciones.

Ventajas Estructurales.

- En caso de un sismo ofrece mejor respuesta a este tipo de cargas ocasionales.
- Presenta una menor fisuración por el tráfico derivado del trabajo del metal deck.
- El clima no afecta severamente las condiciones de montaje.

Ventajas Ambientales.

- Construcción seca.
- Bajo nivel de ruido y polvo.
- Bajo nivel de escombros y desechos.

Ventajas en el costo.

- La rapidez del montaje de la estructura y la mecanización hacen que la edificación se ejecute en menos tiempo que estructuras de hormigón reforzado, lo que induce a que los costos financieros y de operación se reduzcan.
- Su poco peso repercute a que la cimentación sea de menor tamaño que con otras estructuras. (análisis verificado)

Ventajas en la vida del edificio.

- Gran flexibilidad como resultado de un número limitado de soportes.
- Son capaces de absorber y disipar energía en presencia de un sismo, lo que implica un mejor comportamiento.
- Adaptabilidad a los cambios de uso y destinación, y como consecuencia incremento en la vida útil del edificio.
- Fácil demolición o desmantelamiento.

4.5.3 Conclusión del análisis de alternativas.

En relación al análisis realizado, se escoge la alternativa tres, que comprende a una edificación compuesta por Pórticos Metálicos Resistentes a Momentos (PMRM). Donde las ventajas económicas,

estructurales, geotécnicas y ambientales se adaptan al lugar de implantación de la obra.

Un aspecto muy importante para la selección de esta alternativa es que el tiempo de ejecución de la obra será menor con relación a las demás alternativas, y al ser un hotel se requiere terminar la obra lo más antes posible para no causar molestias a los huéspedes.

Se debe tener en cuenta que todo el análisis realizado contempla la aplicación de la solución geotécnica planteada para la estabilidad de la ladera, en donde la fundición de la cimentación debe ser monolítica con la varilla de refuerzo de los anclajes colocados bajo la misma, para que las cargas se asienten en el estrato resistente al final de la columna de inyección, y el comportamiento suelo estructura sea óptimo. Además, como es de esperarse la cimentación será más económica ya que se reduce volumen de hormigón por el tamaño de la cimentación, por consiguiente, los asentamientos elásticos serán menores y permisibles en la estructura metálica.

CAPÍTULO V
SISTEMA DE PÓRTICOS DE ACERO
RESISTENTES A MOMENTOS (PARM)

5.1 Filosofía de diseño sismo resistente.

En el capítulo de Peligro Sísmico presentado por la norma “NEC-2015”, en la sección 4.2 se menciona la filosofía de diseño, la cual se puede resumir de la siguiente manera:

“La filosofía de diseño sismo resistente permite evidenciar el nivel de seguridad de vidas humanas que se debe presentar en una estructura ante un sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, es decir tiene una probabilidad de ocurrencia del 10% durante la vida útil promedio de una estructura convencional. Esto es semejante a un periodo de retorno de 475 años.” (NEC, 2015)

5.2 Requisitos mínimos de diseño

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. (NEC, 2015)
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. (NEC, 2015)

- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes. (NEC, 2015)

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas que especifica la norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

5.3 Evaluación del peligro sísmico

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a) según la NEC 2015 en su capítulo de peligro sísmico (NEC_SE_DS), está dado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, sus componentes se proporcionan en la Figura 5.1, y son determinados con:

- El factor de zona sísmica Z .
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.

- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

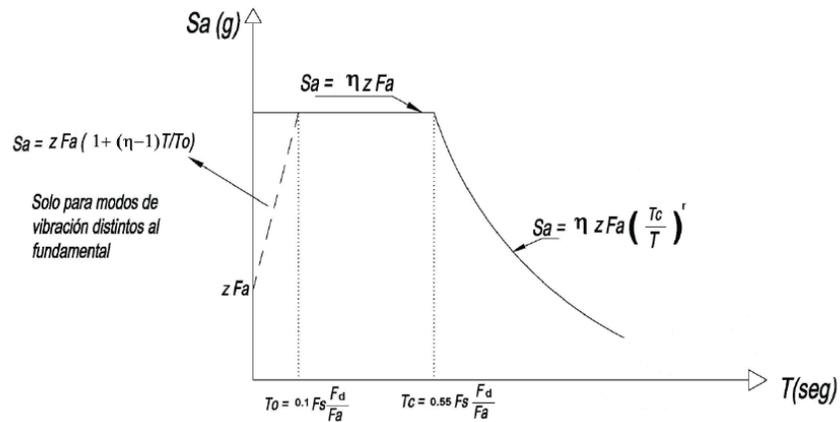


Figura 5.1. Espectro sísmico elástico horizontal de diseño.
Fuente: "NEC-2015".

5.3.1 Caracterización del peligro sísmico y factor de zona sísmica Z .

En la figura 5.2 se aprecia que existe un mayor peligro sísmico en la región costa, la misma que va disminuyendo progresivamente conforme se avanza a la región oriente; en donde el peligro sísmico es menor y se lo caracteriza como intermedio. La población Montañita perteneciente a la parroquia Manglaralto, provincia de Santa Elena al ser parte de la región costa se encuentra en una zona sísmica VI, caracterizada como muy alta, por lo que se adopta un factor de zona sísmica $Z=0.50$, dado por la tabla 10.2, de la NEC 2015 en su capítulo de peligro sísmico (NEC_SE_DS).

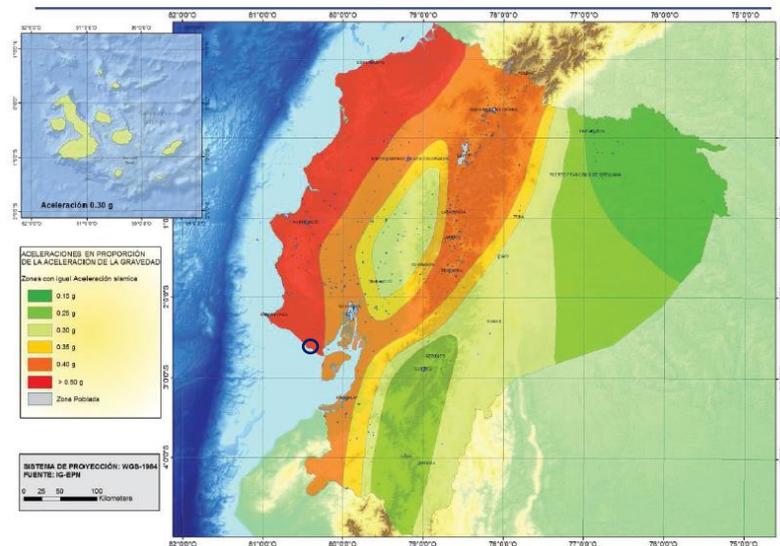


Figura 5.2 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor de factor de zona Z.

Fuente: "NEC-2015".

Tabla XLVII. 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	0.3	0.35	0.4	0.5
Caracterización del peligro sísmico	Indeterminada	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: "NEC-2015".

5.3.2 Determinación del tipo de suelo para el diseño sísmico.

A pesar de no haber realizado una exploración de 30 metros de profundidad, con ayuda de la topografía, geología del sitio, el tipo de perfil de suelo donde se construirá el proyecto, y conforme a la estratigrafía encontrada y a la Sección 3.2.1, de la clasificación de los

perfiles de suelo según la NEC-2015 y la IBC-2009 (International Building Code), se cataloga el suelo como tipo "E", ya que se clasifica como un "perfil de arcillas blandas", por predominar suelos cohesivos con un número de golpes en el ensayo SPT menor a 15.

A continuación, se muestra el cuadro de clasificación según el capítulo NEC-SE-DS, (NEC-2015).

Tabla XLVIII. Clasificación de los perfiles de suelo.

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

B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: "NEC-2015".

- b) Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tabla L. Tipo de suelo y factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
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	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: "NEC-2015".

- c) Fs: comportamiento no lineal de los suelos.

Tabla LI. Tipo de suelo 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	0.4	≥0.50
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	2.00
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: "NEC-2015".

5.3.4 Relación de amplificación espectral, η .

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.

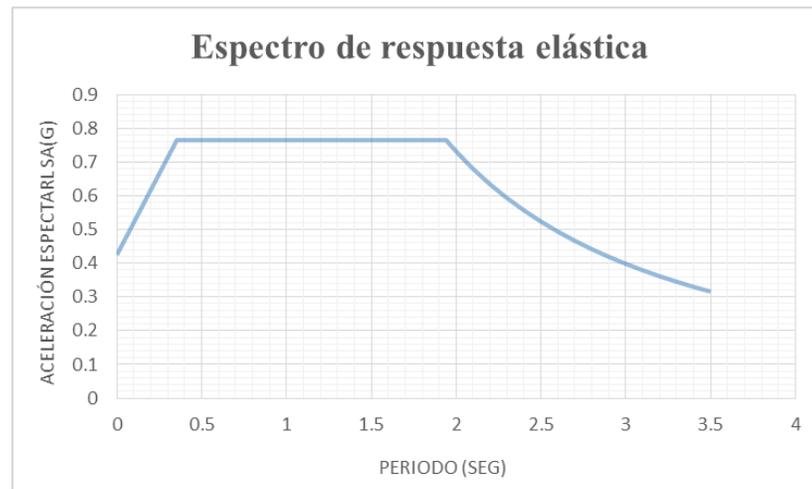
5.3.5 Construcción del espectro de respuesta elástica de diseño.

Con la ayuda de la figura 5.1, junto con los parámetros obtenidos en base a lo descrito anteriormente; presentados en la tabla LII y una relación de amplificación espectral $\eta = 1.80$, se procede a construir el espectro de respuesta elástica.

Tabla LII. Factores de sitio y parámetros.

Parámetros para el espectro de respuesta elástica.	
Tipo de Suelo: E	Fa: 0.85
Zona Sísmica: VI	Fd: 1.50
Factor sísmico Z: 0.5	Fs: 2.00

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

**Figura 5.3.** Espectro de respuesta elástica de diseño

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.4 Determinación del periodo fundamental de la estructura T

Se obtiene el valor de T, a partir de dos métodos que proporciona la NEC-2015, de los cuales se obtiene una estimación inicial bastante razonable que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas que se aplican sobre la estructura y de esta forma se logra realizar su dimensionamiento.

5.4.1 Método 1

Para estructuras de edificios, se puede determinar el valor de T de manera aproximada mediante la siguiente ecuación:

$$T = Ct * Hn^{\alpha}$$

Donde:

Ct: Coeficiente que depende del sistema estructural.

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

T: Período de vibración

Para la dirección “X” y “Y” se asumirán pórticos de acero especiales a momentos (PEM).

Tabla LIII. Cálculo del periodo fundamental, en dirección X y Y.

Tipo de estructura	Pórticos “X” (PEM)	Pórticos “Y” (PEM)
Ct=	0.072	0.072
Hn=	13.00 m	13.00 m
α=	0.80	0.80
T=	0.560	0.560

Fuente: NEC-2015.

A cada periodo de vibración de la estructura le corresponde un valor de aceleración espectral dada en el espectro de respuesta elástico construido en la sección 5.3.5:

Tabla LIV. Periodo fundamental de vibración para la dirección X y Y.

T	Sa
T_x= 0.560	0.765
T_y= 0.560	0.765

Fuente: NEC-2011.

5.4.2 Método 2

En este método el período fundamental T también puede ser calculado mediante un análisis apropiado, en donde se utilizan tanto las propiedades estructurales como las características de deformación de los elementos resistentes. Es decir, se realiza un análisis modal mediante el software SAP2000.

Sin embargo, se debe tener en cuenta que el valor de T calculado mediante este método no debe ser mayor a un 30% del valor de T calculado en el método 1.

Se debe tener en cuenta que este método se lo realiza a partir del pre diseño de la estructura, es decir después de realizar el modelamiento inicial del edificio en el software SAP2000. Al analizar los periodos fundamentales obtenidos por el modal, según la NEC-2011, no pueden existir variaciones de más del 10% respecto a los calculados anteriormente con el método 1; por tanto, si este límite sobrepasa se procede a recalcular las fuerzas sísmicas de la estructura hasta que la condición se cumpla.

5.5 Coeficiente de respuesta sísmica

Se halla multiplicando las ordenadas del espectro elástico por un factor de importancia I y dividiéndolo para un coeficiente de reducción de resistencia sísmica R. Al usar el coeficiente de respuesta sísmica (Cs) deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

- La estructura debe poseer una “Ductilidad Adecuada” a fin de compensar que esta tiene una capacidad de resistencia muy por debajo a la obtenida con el análisis elástico.
- Se obtiene una estructura económica en comparación con la que se obtiene con un análisis elástico.

El coeficiente de respuesta sísmico se calcula con la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{I * S_a}{R \phi_p \phi_e}$$

5.6 Factor de importancia.

La estructura a construir es parte de la ampliación del Hotel Nativa Bambú Ecolodge, será un edificio destinado para habitaciones y suites, en el cual no se tendrá gran afluencia de personas. Según la clasificación de la NEC, conservadoramente se ha categorizado a la estructura como “Otras estructuras”, obteniéndose un factor de importancia de $I=1.00$.

5.7 Factor R de reducción de respuesta sísmica.

El factor R permite reducir significativamente la ordenada del espectro elástico, siempre que se disponga de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proporcionando una adecuada ductilidad y capacidad de disipación de energía suficiente, de tal manera que impida el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos. La NEC en el capítulo de peligro sísmico, presenta tablas para hallar el valor de R, sin embargo, también estipula que para casos especiales como pórticos de acero especiales a momento se deberá consultar el capítulo de estructuras de acero NEC_SE_AC.

Pórticos especiales a momento (PEM).

Los pórticos especiales a momento (PEM) deben de ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. (NEC-2015)

Así mismo como en el capítulo de peligro sísmico el factor R depende mayoritariamente del sistema estructural a utilizar, en el capítulo de acero teniendo en cuenta que se diseñarán pórticos especiales a momento, las estructuras se clasificarán como Estructuras Tipo 1 o 2 (NEC-2015):

- Tipo 1: todos sus pórticos, tanto interiores como exteriores, son diseñados como PEM.
- Tipo 2: solamente sus pórticos perimetrales se diseñan como PEM.

Las vigas y columnas de los PEM deben cumplir con los requerimientos de la NEC capítulo de Estructuras de acero (NEC_SE_AC) Sección 6.2 (Secciones Sísmicamente Compactas).

Para el diseño de las estructuras:

- Tipo 1: en Ecuador se basa en un coeficiente de reducción de respuesta sísmica, $R=6$.

- Tipo 2: la práctica generalizada en los Estados Unidos de Norteamérica, se basa en un coeficiente de reducción de respuesta sísmica, $R=8$.

Se define a la estructura como tipo 1; por tanto, se decide utilizar un factor de reducción sísmica $R=6$.

5.8 Coeficientes de configuración en planta y elevación.

El diseño arquitectónico de la estructura presenta una configuración regular tanto en planta como en elevación, de tal forma que se logra obtener un adecuado desempeño sísmico. Se dice que la configuración en planta es ideal cuando el centro de masa y rigidez son bastantes próximos, por tal motivo con la ayuda de las recomendaciones mostradas en la tabla 11 de la sección 5.2 de la NEC_SE_DS, se escogen los siguientes coeficientes: $\phi_p=1.00$ (*planta*) $\phi_e=1.00$ (*elevacion*).

5.9 Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica.

Los parámetros principales para el cálculo del coeficiente de respuesta sísmica para los pórticos en la dirección X y Y, se presentan en la siguiente tabla:

Tabla LV. Parámetros para el cálculo del coeficiente de respuesta sísmica C_s .

Parámetros para C_s	
I	1.00
R	6.00
Φ_p	1.00
Φ_e	1.00

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla LVI. Periodos y coeficientes de respuesta.

T	S_a	C_s
$T_x = 0.56$	0.7650	0.1275
$T_y = 0.56$	0.7650	0.1275

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.10 Comparación de los espectros de respuesta sísmica.

A fin de lograr diseños económicos, las estructuras convencionales se diseñan para resistir el sismo probable más fuerte, pero con cierto nivel de daño (deformaciones inelásticas), por tal motivo se procede a la construcción del espectro de respuesta inelástica.

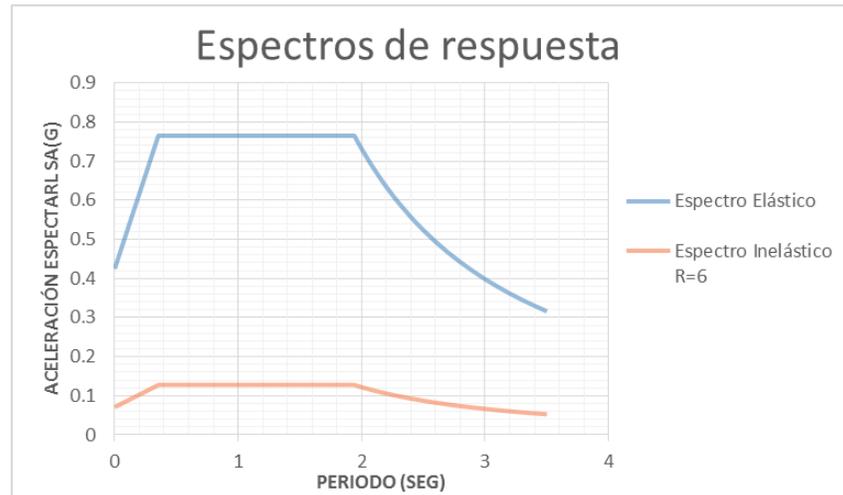


Figura 5.4. Espectros de respuesta elástica e inelástica.
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.11 Cálculo del peso sísmico de la estructura.

El peso sísmico efectivo W de una estructura debe incluir la carga muerta y el peso propio de los elementos ($W_d + W_{pp}$).

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

Donde:

- N = número de pisos.
- A = área de cada piso.

Para el cálculo del peso sísmico efectivo se asumirá un valor de peso propio para los elementos estructurales, para el primer y segundo piso de 0.05 T/m² y para la cubierta de 0.03 T/m². Se debe tener en cuenta que una vez pre-dimensionada la estructura, el software SAP2000 calcula el peso propio de los

elementos por piso, por lo que en las siguientes iteraciones se debe modificar este peso propio.

Tabla LVII. Carga muerta y peso propio para el piso 1 y 2.

PISOS 1 y 2	
W_D	0.44 T/m ²
W_{pp}	0.05 T/m ²
W_{total}	0.49 T/m ²

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla LVIII. Carga muerta y peso propio para la Terraza.

Terraza	
W _D	0.42 T/m ²
W _{PP}	0.03 T/m ²
W _{total}	0.45 T/m ²

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

- Área piso 1 y 2: 378.00 m²
- Área terraza: 378.00 m²

A continuación, se muestra el peso sísmico por piso y el peso sísmico efectivo a utilizar.

Tabla LIX. Peso sísmico por piso.

Pisos	W piso	Área	Peso sísmico por piso
1 y 2	0.49 T/m ²	378.00	183.33
3	0.45 T/m ²	378.00	168.97

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla LX. Peso sísmico efectivo.

Peso sísmico efectivo	
535.63 T	Calculado

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.12 Cortante basal de diseño V.

El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas ultimas, aplicado a la estructura en las direcciones X y Y, se determinará mediante las siguientes expresiones.

$$V_{x,y} = C_{sx,y} * W_{efectivo}$$

Tabla LXI. Cortante basal para la dirección X y Y.

Cortante Basal en dirección X y Y.	
Vx	68.00 T
Vy	68.00 T

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.13 Distribución vertical de fuerzas sísmicas.

Se procede a especificar las fuerzas sísmicas individuales aplicadas en cada piso del edificio, la suma de estas fuerzas debe ser igual al cortante basal calculado anteriormente. Se asume una distribución lineal de aceleraciones.

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

El valor de k se lo obtiene de la siguiente tabla:

Tabla LXII. Valores de k para la distribución vertical de fuerzas sísmicas.

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

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

A continuación, se detallan las fuerzas sísmicas en dirección X y Y, las cuales son iguales en ambas direcciones debido a que, tanto en la dirección X como en la Y, se usaron pórticos especiales a momentos (PEM):

Tabla LXIII. Distribución vertical de fuerzas sísmicas, dirección X.

Cortante de entre piso en la dirección X						
Vx	68.34 T			Vx	68.00 T	
T	0.560 seg					
K	1.030					
Nivel	Altura	Wx	Wxhx^k	Cvx	Fx	Vx
3	13	168.97	2374	0.466	31.66	31.66
2	9	183.33	1763	0.346	23.51	55.17
1	5	183.33	962	0.189	12.83	68.00
		Total	5099	1		

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla LXIV. Distribución vertical de fuerzas sísmicas, dirección Y.

Cortante de entre piso en la dirección Y						
Vy	68.34 T			Vy	68.00 T	
T	0.560 seg					
K	1.030					
Nivel	Altura	Wx	Wxhx^k	Cvx	Fx	Vx
3	13	168.97	2374	0.466	31.66	31.66
2	9	183.33	1763	0.346	23.51	55.17
1	5	183.33	962	0.189	12.83	68.00
		total	5146	1		

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.14 Pre dimensionamiento de vigas secundarias

Las vigas secundarias se colocarán paralelas a las vigas principales de los ejes (A-F), las mismas que se dispondrán de la siguiente manera: 2 VS entre los ejes (A-B, B-C, C-D, D-E, E-F).

La carga que actúa sobre las vigas secundarias se la obtiene con la siguiente ecuación:

$$q = W_u * S * f$$

$f = 1.05$ (se considera el peso propio de la viga).

5.14.1 Momento último

Para el cálculo del momento máximo que soportará la viga secundaria se asumirá que es una viga continua de dos vanos iguales, como se muestra a continuación:

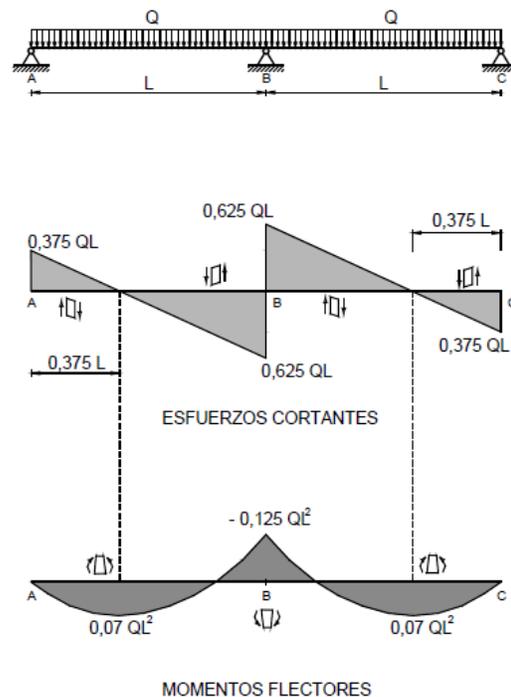


Figura 5.5. Cortantes y Momentos flectores de una viga continua con dos vanos iguales.

Fuente: Formulario para vigas y pórticos.

El momento máximo está dado por la siguiente ecuación:

$$M_{m\acute{a}x} = 0.125 * Q * l^2$$

A continuación, se presenta la tabla con los momentos máximos soportados por las vigas:

Tabla LXV. Momentos máximos soportados por las vigas secundarias.

Pisos	q (T/m)	L (m)	Mu (T-m)
Piso 1 y 2	2.06	6.00	9.27
Cubierta	3.06	6.00	13.77

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.14.2 Selección del perfil a partir del módulo de sección plástico.

Para el pre-dimensionamiento de las vigas secundarias se asume vigas compactas, en donde, no ocurrirá pandeo lateral si el ala a compresión de un miembro se soporta (arriestra) lateralmente a intervalos frecuentes.

Se asume que las vigas secundarias tienen arriostros laterales continuos debido a la acción de la losa (Metal Deck) y sus conectores de corte, es decir, $L_b \leq L_p$, por lo que el perfil se encuentra en la zona 1 o zona de fluencia, donde todas las fibras alcanzan F_y .

Tomando como referencia el AISC 360-10 capítulo F sección F2, la resistencia nominal de flexión $\phi_b M_n$, debe ser menor o igual al valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo torsional lateral, en esta misma sección se define el estado límite de fluencia como:

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x$$

En donde:

$$\phi_b = 0.90$$

El momento nominal proporcionado por el perfil debe ser mayor que el M_u desarrollado por las cargas gravitacionales, de esta manera se comprueba que el perfil seleccionado es satisfactorio, es decir:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

Igualando las ecuaciones anteriormente descritas y despejando el módulo de sección plástico tenemos:

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

La ecuación anterior representa el valor del módulo plástico mínimo requerido debido a la demanda impuesta por cargas vivas y muertas. Cabe recalcar que las vigas secundarias son simplemente vigas de apoyo para la losa (Metal Deck) por lo que, no se diseñan para soportar fuerzas sísmicas, sino cargas gravitacionales.

A continuación, en la tabla LXVI se presentan los módulos de sección plásticos requeridos para cumplir con la demanda de cargas gravitacionales en cada piso.

Tabla LXVI. Módulos de sección plástico requerido, vigas secundarias.

Pisos	q (T/m)	Mu (T-m)	Z req (cm³)
Piso 1 y 2	2.06	9.27	406.95
Cubierta	3.10	13.95	612.39

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Una vez obtenidos los valores del módulo de sección plástico se procede a la selección del perfil más óptimo con igual o mayor módulo de sección, se elegirán perfiles comerciales tipo IPE, puesto que se dispone de un catálogo proporcionado por la empresa DIPAC. Ver anexo F.

Tabla LXVII. Perfiles seleccionados para las vigas secundarias.

Piso	Perfil
Piso 1 y 2	IPE 270
Cubierta	IPE 330

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.14.3 Revisión de los perfiles según estados límites de servicio.

Las vigas secundarias se diseñarán siguiendo las recomendaciones del AISC 360-10, capítulo L, sobre “Diseño para estados límites de servicio”. Se va a revisar solo el estado límite de deflexión, no se considerará vibración ya que las luces son pequeñas y en todos los pórticos se colocará mampostería, lo cual amortigua la vibración.

Las deflexiones a veces controlan el diseño de vigas. Las deflexiones excesivas pueden dañar los elementos no estructurales tales como: paredes, ventanas y puertas, por lo que la apariencia de la estructura se ve afectada, debido a eso se revisará que la deflexión de la viga sea menor que la deflexión máxima recomendada por AISC 360-10.

$$\Delta_{m\acute{a}x} \leq \Delta_{adm}$$

Bajo cargas vivas

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

Bajo cargas vivas y muertas

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

Para el cálculo de las deflexiones máximas que sufren las vigas secundarias, se toman las cargas vivas y cargas de servicio definidas en la sección 4.4.3., y se las multiplica por el ancho de influencia de las respectivas vigas. Sin embargo, para obtener el valor más exacto de las deflexiones que sufren las vigas se utilizó el software Sap2000.

A continuación, en la tabla LXVIII se realizan las comparaciones de deflexiones máximas y deflexiones admisibles de los perfiles escogidos. Para el cálculo de las deflexiones máximas se modelo una viga continua en el software SAP2000 y se la sometió a los estados de cargas pertinentes.

Tabla LXVIII. Comprobación de deflexiones máximas y admisibles, vigas secundarias.

Vigas	$\Delta_{m\acute{a}x}$ Cs (cm)	Δ_{adm} Cs (cm)	Comp.	$\Delta_{m\acute{a}x}$ WL (cm)	Δ_{adm} WL (cm)	Comp.
IPE270	0.9867	2.50	Ok	0.3051	1.67	Ok
	0.9867	2.50	Ok	0.3051	1.67	Ok
IPE330	0.6908	2.50	Ok	0.3613	1.67	Ok
	0.6908	2.50	Ok	0.3613	1.67	Ok

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.14.4 Verificación de sección compacta.

La NEC 2015 en su capítulo de estructuras metálicas (NEC_SE_AC) en la sección 6.2., clasifica a las vigas según su relación ancho espesor en secciones compactas y sísmicamente compactas.

Las vigas secundarias se diseñan únicamente para resistir cargas gravitacionales, es decir, se deberá cumplir que las vigas secundarias seleccionadas sean compactas para evitar problemas como pandeo local del ala. Estas relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_{ps} de las tablas B4. 1.a y B4.1.b de la especificación AISC 360-10.

Para que el ala sea compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_f \leq \lambda_p$$

Donde:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f}$$

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

$$\lambda_p = 10.95$$

Para que el alma sea compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_w \leq \lambda_p$$

Donde:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

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

$$\lambda_p = 108.30$$

Tabla LXIX. Relación ancho-espesor de las vigas secundarias.

Perfiles	λ_f	$\lambda_f < \lambda_p$	λ_w	$\lambda_w < \lambda_p$
IPE 270	6.62	OK	37.82	OK
IPE 330	6.96	OK	40.93	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.14.5 Cálculo del momento nominal de las vigas.

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x$$

Tabla LXX. Verificación del momento nominal de las vigas secundarias.

Perfil	Mu (T-m)	Z (cm ³)	$\phi_b M_n$ (T-m)	Mu < $\phi_b M_n$
IPE270	9.27	429.00	9.77	OK
IPE330	13.95	713.00	16.24	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.14.6 Resistencia de diseño al cortante.

Se aplica a almas de miembros simples y doblemente simétricos y canales sujetos a corte en el plano del alma. De acuerdo a los estados límites de fluencia por cortante o pandeo por cortante, la resistencia de diseño al cortante, se define como:

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

Para almas de miembros con perfiles I rolados con:

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.52$$

Tabla LXXI. Relación alto-espesor del alma de las vigas secundarias.

Perfiles	h/tw	h/tw ≤ 64.52
IPE270	37.82	OK
IPE330	40.93	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Se tiene:

$$\phi_v = 1.00 \quad y \quad C_v = 1.00$$

La resistencia al corte se cumple cuando:

$$\phi_v V_n \geq V_u$$

Donde el cortante último para una viga continua de dos vanos iguales se puede revisar en la Figura 5.5.

$$V_u = 0.625 q_u L$$

Tabla LXXII. Revisión de fuerzas cortantes en las vigas secundarias.

PERFIL	q_u (T/m)	L (m)	V_u (T)	$\phi_v V_n$ (T)	$V_u < \phi_v V_n$
IPE270	2.06	6.00	7.72	27.06	OK
IPE330	3.10	6.00	11.64	37.59	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.15 Pre dimensionamiento de vigas principales en dirección Y.

Estas vigas están paralelas a las vigas secundarias y serán diseñadas de tal manera que sean capaz de resistir no solo las fuerzas gravitacionales, sino también las fuerzas sísmicas obtenidas a partir de un análisis espectral estático.

En el modelo estructural se ingresarán las secciones escogidas y no solo se colocarán los estados de carga q_d y q_l , sino también los estados de carga de sismo en dirección X (SX) y dirección Y (SY), estos dos últimos estados de cargas serán definidos en las siguientes secciones de este capítulo.

La carga actuante sobre las vigas principales se define como:

$$q = W_{D-L} x S x f$$

La carga q se analizará para dos estados de carga, muerta y viva definidos en la sección 4.4.3., se deberá añadir la carga sísmica para hallar finalmente el momento último que soportara la viga principal.

Se calculará la carga distribuida con un ancho de influencia de $S=2.33$ metros, los resultados se muestran a continuación:

Tabla LXXIII. Carga muerta y viva lineal.

Pisos	S(m)	QD(t/m)	QL(t/m)
Piso 1 y 2	2.33	1.06	0.49
Terraza	2.33	1.02	1.17

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.15.1 Momentos por carga viva y muerta.

Se realizará el pre diseño de la VPY más crítica, es decir, la que cuenta con un mayor ancho de influencia y conservadoramente se asumirá la misma sección para el resto de VPY, se hará un análisis para el piso 1 y 2; debido a que ambos niveles soportan la misma carga, y otro para la terraza.

Para el cálculo del momento máximo dado por las cargas gravitacionales que soportará la viga principal en dirección Y se asumirá que es una viga continua con dos vanos iguales, por lo que se obtendrán los momentos de la figura 5.5 descrita anteriormente en el pre diseño de las vigas secundarias. En donde el momento máximo está dado por la siguiente ecuación:

$$M_{m\acute{a}x} = 0.125 * Q * l^2$$

En donde l , es el valor de la luz libre de la viga para el cual se asumirá una columna rectangular de 40 x 40 cm, estos valores asumidos de dimensiones de columnas se revisarán más adelante en el pre diseño de columnas.

A continuación, los resultados de los momentos obtenidos:

Tabla LXXIV. Momentos máximos por carga viva y muerta.

PISOS	CARGA MUERTA		CARGA VIVA	
	Qd (t/m)	Mmáx (t-m)	Ql (t/m)	Mmáx (t-m)
Piso 1 y 2	1.06	4.17	0.49	1.92
Terraza	1.02	4.59	1.17	5.28

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.15.2 Momentos por fuerza sísmica

Para proceder a la estimación del momento producido por las fuerzas sísmicas se realiza primero el método del portal, el cual es un método aproximado para analizar estructuras hiperestáticas sujetas a cargas laterales (sismo), con el cual se calcularán fuerzas internas y reacciones.

Método del portal pisos 1 y 2

Se aplicarán las fuerzas sísmicas calculadas en la sección 5.13, estas fuerzas de entrepiso serán soportadas por el número de pórticos perpendiculares a la acción de las mismas. A continuación, se muestra la tabla con los valores de las fuerzas a las que serán sometidos los pórticos.

Tabla LXXV. Fuerzas sísmicas por pórtico en dirección Y.

FUERZAS SÍSMICAS			
NIVEL	F_y	PÓRTICOS EN X	FUERZA POR PÓRTICO
3	31.66	6	5.28
2	23.51	6	3.92
1	12.83	6	2.14

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

La fuerza sísmica produce una reacción de cortante en la viga en dirección Y del piso inferior de 2.41 T la cual se multiplica por un brazo de momento de 3.00 metros.

$$M'_E = V_v \times \left(\frac{l}{2}\right)$$

$$M'_E = 7.24 \text{ T.m}$$

El momento hallado anteriormente toma en cuenta la longitud total de la viga, por lo que para hallar el momento en la cara de la columna se debe tomar la longitud neta, tomando en cuenta que se asumió una sección cuadrada de 40 x 40 cm para las columnas, el nuevo brazo de momento sería 2.80 metros.

$$M'_E = V_v \times (ln/2)$$

$$M'_E = 6.75 \text{ T.m}$$

Método del portal planta alta

La fuerza sísmica produce una reacción de cortante en la viga en dirección Y del piso inferior de 0.88 T la cual se multiplica con un brazo de momento de 3.00 metros.

$$M'_E = 2.64 \text{ T.m}$$

El momento hallado anteriormente toma en cuenta la longitud total de la viga, por lo que para hallar el momento en la cara de la columna se debe tomar la longitud neta, tomando en cuenta que se asumió una sección cuadrada de 40 x 40 cm para las columnas, el nuevo brazo de momento sería 2.80 metros.

$$M'_E = 2.46 T.m$$

5.15.3 Momento último

Para el cálculo del momento último se elegirá de las combinaciones de cargas que involucran carga por sismo dadas en la NEC-2015. Las combinaciones utilizadas son las siguientes:

- Momento último por cargas vivas y muertas

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L$$

- Momento último incluyendo momento por sismo

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E$$

A continuación, se presenta la tabla con los momentos últimos calculados con las ecuaciones anteriormente descritas, el mayor de los momentos controlará el diseño.

Tabla LXXVI. Momentos últimos por cargas gravitacionales y sismo, en dirección Y.

Pisos	Piso 1 y 2	Terraza
Mu (D-L) (T-m)	8.08	13.96
Mu (D-L-E) (T-m)	13.68	13.26

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Observando la tabla LXXVI se tiene que para los pisos 1 y 2 controla el momento último que incluye el momento por sismo, mientras que para la terraza controla el momento último por cargas vivas y muertas, esto se debe a que en la terraza el momento por sismo es menor puesto que el cortante por sismo disminuye con la altura, sin embargo cabe recalcar que para este proyecto las cargas vivas planteadas en la terraza son mayores a la de los pisos inferiores, por tal razón controla el momento por cargas vivas y muertas en dicho piso.

5.15.4 Selección del perfil a partir del módulo de sección plástico.

En base a lo expuesto en la sección 5.14.2 del pre diseño de vigas secundarias, se utilizan las mismas ecuaciones para la selección del perfil a partir del módulo de sección plástico. La resistencia nominal de

flexión ϕbM_n , debe ser menor al valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo torsional lateral.

El momento nominal proporcionado por el perfil debe ser mayor que el M_u desarrollado por las cargas gravitacionales, de esta manera se comprueba que el perfil seleccionado es satisfactorio.

Cabe destacar que las vigas principales en la dirección Y son parte de un sistema estructural de pórticos especiales a momentos, es decir, tendrán un diseño sismo resistente en donde se deberá verificar que la sección escogida sea sísmicamente compacta.

A continuación, en la tabla LXXVII se presentan los módulos de sección plásticos requeridos para cumplir con la demanda de cargas gravitacionales y por sismo en cada piso.

Tabla LXXVII. Módulos de sección plástico requerido, vigas principales en dirección Y.

Pisos	Mu (T-m)	Z req (cm³)
Piso 1 y 2	13.68	608.00
Cubierta	13.96	613.00

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Una vez obtenidos los valores del módulo de sección plástico se procede a la selección del perfil más óptimo con igual o mayor módulo de sección, se elegirán perfiles comerciales tipo IPE, puesto que se dispone de un catálogo proporcionado por la empresa DIPAC. Ver anexo F.

Tabla LXXVIII. Perfiles seleccionados para las vigas principales en Y.

Piso	Perfil
Piso 1 y 2	IPE 330
Cubierta	IPE 330

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.15.5 Revisión de los perfiles según estados límites de servicio.

Según lo expuesto en la sección 5.14.3., para el cálculo de las deflexiones máximas que sufren las vigas principales se toman las cargas vivas y cargas de servicio definidas en la sección 4.4.3., y se las multiplica por el ancho de influencia de las respectivas vigas. Sin embargo, para obtener el valor más exacto de las deflexiones que sufren las vigas se utilizó el software Sap2000.

A continuación, en la tabla LXXIX se realizan las comparaciones de deflexiones máximas y deflexiones admisibles de los perfiles escogidos.

Para el cálculo de las deflexiones máximas se modeló una viga continua en el software SAP2000 y se la sometió a los estados de cargas pertinentes.

Tabla LXXIX. Comprobación de deflexiones máximas y admisibles (cm), vigas principales en dirección Y.

Vigas	$\Delta_{\text{máx}}$ Cs (cm)	Δ_{adm} Cs (cm)	Comp.	$\Delta_{\text{máx}}$ WL (cm)	Δ_{adm} WL (cm)	Comp.
IPE330	0.493	2.50	Ok	0.151	1.67	Ok
	0.493	2.50	Ok	0.151	1.67	Ok
IPE330	0.949	2.50	Ok	0.498	1.67	Ok
	0.949	2.50	Ok	0.498	1.67	Ok

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.15.6 Verificación de sección sísmicamente compacta.

Para que el ala de la viga sea sísmicamente compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_f \leq \lambda_p$$

Donde:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f}$$

$$\lambda_p = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 8.64$$

Para que el alma sea sísmicamente compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_w \leq \lambda_p$$

Donde:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 70.57$$

Tabla LXXX. Relación ancho-espesor y alto-espesor de las vigas principales en dirección Y.

Perfiles	λ_f	$\lambda_f < \lambda_p$	λ_w	$\lambda_w < \lambda_p$
IPE 330	6.96	OK	40.93	OK
IPE 330	6.96	OK	40.93	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.15.7 Cálculo del momento nominal de las vigas.

Debido a la acción de la losa se asume que las vigas poseen soporte lateral continuo, por lo tanto, los perfiles se encuentran en la zona 1, donde todas las fibras alcanzan F_y , para que la sección sea satisfactoria el momento nominal debe ser mayor al momento último.

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x$$

Tabla LXXXI. Verificación del momento nominal de las vigas principales en dirección Y.

Perfil	Mu (T-m)	Z (cm ³)	$\phi_b M_n$ (T-m)	Mu < $\phi_b M_n$
IPE330	13.68	713.00	16.24	OK
IPE330	13.96	713.00	16.24	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.15.8 Resistencia de diseño al cortante.

Se realiza la revisión de diseño al corte según lo expuesto en la sección 5.14.6., del pre diseño de vigas secundarias.

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

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.52$$

Tabla LXXXII. Relación alto-espesor del alma de las vigas principales en Y.

Perfiles	h/tw	h/tw ≤ 64.52
IPE330	40.93	OK
IPE330	40.93	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Se tiene:

$$\phi_v = 1.00 \quad y \quad C_v = 1.00$$

La resistencia al corte se cumple cuando:

$$\phi_v V_n \geq V_u$$

Donde el cortante último para una viga continua de dos vanos iguales se puede revisar en la figura 5.5.

$$V_u = 0.625 q_u L$$

Cortante por carga muerta

$$V_D = 0.625 q_D L$$

Cortante por carga viva

$$V_L = 0.625 q_L L$$

Cortante por carga sísmica

Este valor se lo obtuvo en la sección 5.15.2., en el desarrollo del método del portal.

Las combinaciones más críticas según lo descrito en la NEC-2015, son las siguientes:

- Cortante último por cargas vivas y muertas

$$V_u = 1.2V_D + 1.6V_L$$

- Cortante último incluyendo cortante por sismo

$$V_u = 1.2V_D + V_L + V_E$$

Tabla LXXXIII. Fuerzas cortantes últimas en las vigas principales en dirección Y.

PERFIL	VD (T)	VL (T)	VE (T)	Vu (D-L) (T)	Vu (D-L-E) (T)
IPE330	3.72	1.71	2.41	7.21	8.59
IPE330	3.57	4.11	0.88	10.65	9.27

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla LXXXIV. Revisión de fuerzas cortantes en las vigas principales en dirección Y.

PERFIL	Vu (T)	$\phi_v V_n$ (T)	Vu < $\phi_v V_n$
IPE270	8.59	37.59	OK
IPE330	10.65	37.59	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.16 Pre dimensionamiento de vigas principales en dirección X.

Estas vigas se encuentran perpendiculares a las vigas secundarias, es decir, son las vigas cargadoras de las vigas secundarias, serán diseñadas de tal manera que sean capaz de resistir no solo las fuerzas gravitacionales, sino también las fuerzas sísmicas obtenidas a partir de un análisis espectral estático.

Para el análisis de cargas gravitacionales y sísmicas se definirá la condición de apoyos de estas vigas como empotradas. Considerando también que la carga que soportaran estas vigas será analizada como carga puntual de acuerdo a la cantidad de vigas secundarias que este soportando.

A continuación, se define la carga actuante sobre las vigas principales en dirección X. Se tienen dos estados de carga:

- Carga por peso propio de la viga (se asumirán los pesos propios):

$$W_{pp1-2} = 0.09 \frac{T}{m}$$

$$W_{ppTerraza} = 0.07 \frac{T}{m}$$

- Cargas puntuales por la acción de las vigas secundarias:

Tabla LXXXV. Cargas lineales de las vigas secundarias.

PISOS	qd (T/m)	ql (T/m)
Piso 1 y 2	1.06	0.49
Terraza	1.02	1.17

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Para obtener las cargas puntuales que generan las vigas secundarias sobre las vigas principales en dirección X, se hace referencia a la figura 5.6, en donde se encontrará la máxima reacción que genera una viga secundaria continua con dos vanos iguales.

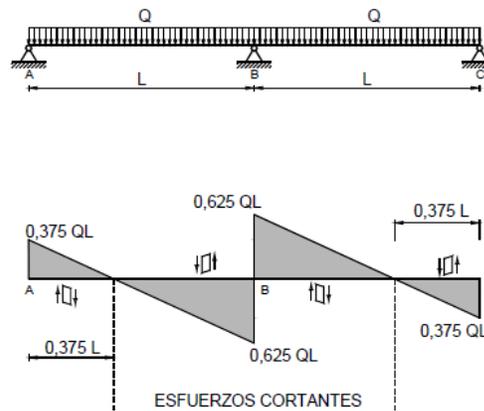


Figura 5.6. Esfuerzos cortantes de una viga continua con dos vanos iguales.

Fuente: Formulario para vigas y pórticos.

En el apoyo B se obtiene la máxima reacción:

$$R_B = \frac{5}{4} qL$$

Ésta será la máxima carga puntual que soportarán las vigas principales en dirección X.

Tabla LXXXVI. Cargas puntuales que soportan las vigas principales en X.

Pisos	Carga Puntual (T)	
	Qd	Ql
Piso 1 y 2	7.98	3.67
Terraza	7.65	8.81

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.16.1 Momentos por carga viva y muerta.

- Momento por cargas puntuales

De la tabla 3.22a obtenida del AISC (Steel construction manual 13th), para una viga doblemente empotrada y sometida a dos cargas puntuales a los tercios de la viga el momento máximo está dado por:

$$M_{m\acute{a}x} = 0.222 PL$$

$$P = R_B = \frac{5}{4} qL$$

- Momento por cargas distribuidas

Anteriormente se asumió la carga distribuida a la que estará sometida la viga principal en dirección X, es decir su peso propio. Para una viga doblemente empotrada el momento máximo en sus extremos está definido como:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{wl^2}{12}$$

A continuación, se observan los valores de momentos máximos producidos por las cargas de las vigas secundarias y por el peso propio de la viga principal en X.

Tabla LXXXVII. Momentos máximos dados por la carga puntal y distribuida.

PISOS	CARGA PUNTUAL (T)				CARGA DISTRIBUIDA (T/m)	
	Qd	Md (T-m)	QL	ML (T-m)	Qd	Md (T-m)
Piso 1 y 2	7.98	11.69	3.67	5.38	0.09	0.33
Terraza	7.65	11.38	8.81	13.10	0.07	0.26

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.16.2 Momentos por fuerza sísmica

Para proceder a la estimación del momento producido por las fuerzas sísmicas se realiza primero el método del portal, el cual es un método

aproximado para analizar estructuras hiperestáticas sujetas a cargas laterales (sismo), con el cual se calcularán fuerzas internas y reacciones.

Método del portal pisos 1 y 2

Se aplicarán las fuerzas sísmicas calculadas en la sección 5.13, estas fuerzas de entrepiso serán soportadas por el número de pórticos perpendiculares a la acción de las mismas. A continuación, se muestra la tabla con los valores de las fuerzas a las que serán sometidos los pórticos.

Tabla LXXXVIII. Fuerzas sísmicas por pórtico en dirección X.

FUERZAS SÍSMICAS			
NIVEL	F_y	PÓRTICOS EN X	FUERZA POR PÓRTICO
3	31.66	3	10.55
2	23.51	3	7.84
1	12.83	3	4.28

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

La fuerza sísmica produce una reacción de cortante en la viga en dirección X del piso inferior de 1.65 T la cual se multiplica por un brazo de momento de 3.50 metros.

$$M'_E = V_v x \left(\frac{l}{2} \right)$$

$$M'_E = 5.79 T.m$$

El momento hallado anteriormente toma en cuenta la longitud total de la viga, por lo que para hallar el momento en la cara de la columna se debe tomar la longitud neta, tomando en cuenta que se asumió una sección cuadrada de 40 x 40 cm para las columnas, el nuevo brazo de momento sería 3.30 metros.

$$M'_E = V_v \times (ln/2)$$

$$M'_E = 5.46 T.m$$

Método del portal planta alta

La fuerza sísmica produce una reacción de cortante en la viga en dirección Y del piso inferior de 0.60 T la cual se multiplica con un brazo de momento de 3.50 metros.

$$M'_E = 2.11 T.m$$

El momento hallado anteriormente toma en cuenta la longitud total de la viga, por lo que para hallar el momento en la cara de la columna se debe tomar la longitud neta, tomando en cuenta que se asumió una sección cuadrada de 40 x 40 cm para las columnas, el nuevo brazo de momento sería 3.30 metros.

$$M'_E = 1.99 T.m$$

5.16.3 Momento último

Para el cálculo del momento último se elegirá de las combinaciones de cargas que involucran carga por sismo dadas en la NEC-2015. Las combinaciones utilizadas son las siguientes:

- Momento último por cargas vivas y muertas

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L$$

- Momento último incluyendo momento por sismo

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E$$

A continuación, se presenta la tabla con los momentos últimos calculados con las ecuaciones anteriormente descritas, el mayor de los momentos controlará el diseño.

Tabla LXXXIX. Momentos últimos por cargas gravitacionales y sismo, en dirección X.

Pisos	Piso 1 y 2	Terraza
Mu (D-L) (T-m)	21.71	32.44
Mu (D-L-E) (T-m)	24.13	27.13

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Observando la tabla LXXXIX se tiene que para los pisos 1 y 2 controla el momento último que incluye el momento por sismo, mientras que para la terraza controla el momento último por cargas vivas y muertas, esto se debe a que en la terraza el momento por sismo es menor puesto que el cortante por sismo disminuye con la altura, sin embargo cabe recalcar que para este proyecto las cargas vivas planteadas en la terraza son mayores a la de los pisos inferiores, por tal razón controla el momento por cargas vivas y muertas en dicho piso.

5.16.4 Selección del perfil a partir del módulo de sección plástico.

En base a lo expuesto en la sección 5.14.2 del pre diseño de vigas secundarias, se utilizan las mismas ecuaciones para la selección del perfil a partir del módulo de sección plástico. La resistencia nominal de flexión $\phi_b M_n$, debe ser menor al valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo torsional lateral.

El momento nominal proporcionado por el perfil debe ser mayor que el M_u desarrollado por las cargas gravitacionales, de esta manera se comprueba que el perfil seleccionado es satisfactorio.

Cabe destacar que las vigas principales en la dirección Y son parte de un sistema estructural de pórticos especiales a momentos, es decir, tendrán un diseño sismo resistente en donde se deberá verificar que la sección escogida sea sísmicamente compacta.

A continuación, en la tabla XC se presentan los módulos de sección plásticos requeridos para cumplir con la demanda de cargas gravitacionales y por sismo en cada piso.

Tabla XC. Módulos de sección plástico requerido, vigas principales en dirección X.

Pisos	Mu (T-m)	Z req (cm³)
Piso 1 y 2	24.13	1072
Cubierta	32.44	1442

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Una vez obtenidos los valores del módulo de sección plástico se procede a la selección del perfil más óptimo con igual o mayor módulo de sección, se elegirán perfiles comerciales tipo IPE, puesto que se dispone de un catálogo proporcionado por la empresa DIPAC. Ver anexo F.

Tabla XCI. Perfiles seleccionados para las vigas principales en X.

Piso	Perfil
Piso 1 y 2	IPE 400
Cubierta	IPE 450

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.16.5 Revisión de los perfiles según estados límites de servicio.

Según lo expuesto en la sección 5.14.3., para el cálculo de las deflexiones máximas que sufren las vigas principales se toman las cargas vivas y cargas de servicio definidas en la sección 4.4.3., y se las multiplica por el ancho de influencia de las respectivas vigas. Sin embargo, para obtener el valor más exacto de las deflexiones que sufren las vigas se utilizó el software Sap2000.

A continuación, en la tabla XCII se realizan las comparaciones de deflexiones máximas y deflexiones admisibles de los perfiles escogidos. Para el cálculo de las deflexiones máximas se modelo una viga continua en el software SAP2000 y se la sometió a los estados de cargas pertinentes.

Tabla XCII. Comprobación de deflexiones máximas y admisibles (cm), vigas principales en dirección X.

Vigas	$\Delta_{\text{máx}}$ Cs (cm)	Δ_{adm} Cs (cm)	Comp.	$\Delta_{\text{máx}}$ WL (cm)	Δ_{adm} WL (cm)	Comp.
IPE400	0.55	2.75	Ok	0.17	1.83	Ok
IPE450	0.53	2.75	Ok	0.29	1.83	Ok

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.16.6 Revisión de los perfiles según estados límites de servicio.

Para que el ala de la viga sea sísmicamente compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_f \leq \lambda_p$$

Donde:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{t_f}$$

$$\lambda_p = 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 8.64$$

Para que el alma sea sísmicamente compacta se debe cumplir que:

$$\lambda_w \leq \lambda_p$$

Donde:

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_p = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_p = 70.57$$

Tabla XCIII. Relación ancho-espesor y alto-espesor de las vigas principales en dirección X.

Perfiles	λ_f	$\lambda_f < \lambda_p$	λ_w	$\lambda_w < \lambda_p$
IPE 400	6.67	OK	43.37	OK
IPE 450	6.51	OK	44.77	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.16.7 Cálculo del momento nominal de las vigas.

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x$$

Tabla XCIV. Verificación del momento nominal de las vigas principales en dirección X.

Perfil	Mu (T-m)	Z (cm ³)	$\phi_b M_n$ (T-m)	Mu < $\phi_b M_n$
IPE400	24.13	1160	26.42	OK
IPE450	32.44	1500	34.17	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.16.8 Resistencia de diseño al cortante.

Se realiza la revisión de diseño al corte según lo expuesto en la sección 5.14.6., del pre diseño de vigas secundarias.

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

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 64.52$$

Tabla XCV. Relación alto-espesor del alma de las vigas principales en X.

Perfiles	h/tw	h/tw ≤ 64.52
IPE400	61.48	OK
IPE450	44.77	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Se tiene:

$$\phi_v = 1.00 \quad y \quad C_v = 1.00$$

La resistencia al corte se cumple cuando:

$$\phi_v V_n \geq V_u$$

Donde el cortante último para una viga doblemente empotrada y con cargas puntuales es igual a la máxima reacción que generan las cargas.

$$V_u = R_B = \frac{5}{4} qL$$

Cortante por carga muerta incluyendo cortante por peso propio

$$V_D = 8.28 T$$

Cortante por carga viva

$$V_L = 3.67 T$$

Cortante por carga sísmica

Este valor se lo obtuvo en la sección 5.16.2., en el desarrollo del método del portal.

Las combinaciones más críticas según lo descrito en la NEC-2015, son las siguientes:

- Cortante último por cargas vivas y muertas

$$V_u = 1.2V_D + 1.6V_L$$

- Cortante último incluyendo cortante por sismo

$$V_u = 1.2V_D + V_L + V_E$$

Tabla XCVI. Fuerzas cortantes últimas en las vigas principales en dirección X.

PERFIL	VD (T)	VL (T)	VE (T)	Vu (D-L) (T)	Vu (D-L-E) (T)
IPE400	8.28	3.67	1.65	15.81	15.26
IPE450	7.88	8.81	0.60	23.55	18.87

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla XCVII. Revisión de fuerzas cortantes en las vigas principales en dirección X.

PERFIL	Vu (T)	$\phi_v V_n$ (T)	Vu < $\phi_v V_n$
IPE400	15.81	32.35	OK
IPE450	23.55	64.24	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.17 Pre dimensionamiento de columnas.

5.17.1 Criterio columna fuerte viga débil.

El criterio de columna fuerte - viga débil tiene como finalidad contar con un sistema estructural en el cual las columnas sean generalmente más fuertes que las vigas a fin de causar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en los diferentes niveles de los PEM cuando éstos estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. De esta forma, se logra una gran disipación de energía.

Se debe satisfacer la siguiente relación en la conexión viga – columna:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$ Es la suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.

$\sum M_{pv}^*$ Es la suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.

Y a su vez:

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

$$\sum M_{pv}^* = \sum 1.20 R_y F_{yv} Z_v$$

Una vez realizada la sumatoria de momentos e igualando las ecuaciones anteriormente descritas, se realiza el diseño de columnas a partir del módulo de sección de la columna Z_c , donde Z_v es el mayor valor de módulo de sección de las vigas que llegan a la columna:

$$Z_c \geq 1.5 R_y Z_v$$

Tabla XCVIII. Valores de factores de fluencia y tensión probables para planchas de acero.

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (Ry)	Factor de Tensión Probable (Rt)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr.50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr.50	1.15	1.15

Fuente: NEC-2015.

Se obtienen los valores de los módulos de sección de las vigas tanto en dirección X como en Y, y se procede a obtener el valor del módulo de sección requerido por la columna Zc.

Tabla XCIX. Módulos de sección de las vigas y el requerido por las columnas.

PISO	Zvx	Zvy	Zc (cm3)
Piso 1	1160.00	713.00	2262
Piso 2	1160.00	713.00	2262
Terraza	1500.00	713.00	2925

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Además, se debe cumplir que el perfil seleccionado sea sísmicamente compacto, según la tabla 4 de la sección 6.2 de la NEC_SE_AC:

$$\lambda_{ps} \leq 0.60 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{ps} \leq 17.28$$

$$\lambda_{ps} = \frac{b - 2t}{t} \leq 17.28$$

Para el primer y segundo piso se seleccionará un perfil tubular cuadrado de dimensiones:

$$B = 35.00 \text{ cm}$$

$$H = 35.00 \text{ cm}$$

$$t = 2.00 \text{ cm}$$

Con estas dimensiones el valor de módulo de sección y la relación ancho espesor cumplen con los requeridos para el criterio de columna fuerte viga débil.

$$Z_c = 3271.00 \text{ cm}^3 \geq 2262 \text{ cm}^3 \text{ OK}$$

$$\lambda_{ps} = 15.50 \leq 17.28 \text{ OK}$$

Para la terraza se seleccionará un perfil tubular cuadrado de dimensiones:

$$B = 35.00 \text{ cm}$$

$$H = 35.00 \text{ cm}$$

$$t = 2.00 \text{ cm}$$

Con estas dimensiones el valor de módulo de sección y la relación ancho espesor cumplen con los requeridos para el criterio de columna fuerte viga débil.

$$Z_c = 3271.00 \text{ cm}^3 \geq 2925 \text{ cm}^3 \text{ OK}$$

$$\lambda_{ps} = 15.50 \leq 17.28 \text{ OK}$$

5.17.2 Carga última actuante sobre las columnas.

Tabla C. Carga última actuante sobre las columnas.

CARGA	PISO 1 y 2	CUBIERTA
WD	0.44 T/m ²	0.42 T/m ²
WPP	0.06 T/m ²	0.02 T/m ²
WL	0.12 T/m ²	0.48 T/m ²
Wu	0.62 T/m²	0.92 T/m²

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.17.3 Carga axial sobre las columnas debido a Wu.

La carga axial sobre las columnas está definida por la siguiente fórmula:

$$P_{ui} = \sum_{i=1}^n W_u \left(\frac{L1 + L2}{2} \right) \left(\frac{L3 + L4}{2} \right)$$

A continuación, se presenta la tabla con los valores de carga axial que soportan las columnas de todos los pisos:

Tabla CI. Carga axial actuante en las columnas.

PISOS	WuxAi	Pi ton
Terraza	38.51	38.51
Piso 2	25.85	64.37
Piso 1	25.85	90.22

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Se asumirá una relación de esbeltez de 50 en función de la longitud efectiva de la columna. El valor asumido es óptimo para el pre diseño de columnas.

Tabla CII. Valores típicos de relación de esbeltez.

Le (m)	Kl/r
3.05-4.57	40-60
4.57-9.14	60-80
>9.14	80-120

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Con el valor de relación de esbeltez asumido se obtiene el esfuerzo de pandeo elástico, el cual nos permite definir que las columnas del pre diseño son columnas cortas e intermedias; pandeo inelástico. Donde el esfuerzo crítico está definido por la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y$$

A continuación, se presenta la tabla con los valores del área de la sección transversal mínima para cubrir la demanda de la columna en pulgadas y centímetros cuadrados.

Tabla CIII. Área gruesa mínima requerida para las columnas.

PISOS	Pi ton	Pi (k)	Kl/r	$\phi_c F_{cr}$ (Ksi)	Ag (pulg ²)	Ag (cm ²)
Terraza	38.51	84.91	50	28.51348345	2.98	19.21
Piso 2	64.37	141.90	50	28.51348345	4.98	32.11
Piso 1	90.22	198.90	50	28.51348345	6.98	45.00

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.17.4 Comparación de la demanda – capacidad de las columnas.

Para obtener los valores de la resistencia de diseño de las columnas pre diseñadas se calcula su relación de esbeltez considerando el factor de longitud efectiva, el cual se obtiene a partir de los factores de relación de rigideces, debido a que se trata de pórticos no arriostrados se usan los nomogramas de la SSRC “Structural Stability Research Council” (Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural):

Donde:

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)}$$

G: factor de relación de rigideces relativas.

G_a= 1 (Empotramiento en base).

G_b= 8.23.

A partir, de los valores anteriores se obtiene con la ayuda del nomograma dado en la figura C.C24 de la SSRC, el valor de $K= 2.00$.

Tabla CIV. Comparación demanda – capacidad de columnas.

PISOS	K	KL	KL/r	Fe	ØFcr	P (k)	Pu (K)
Terraza	2.00	8.00	59.27	81.47	26.93	1101.94	84.9
Piso 2	2.00	8.00	59.27	81.47	26.93	1101.94	141.9
Piso 1	2.00	10.00	74.09	52.14	24.27	993.06	198.9

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.18 Análisis estructural

Con los elementos pre dimensionados se procede a realizar el análisis de la estructura por medio del software SAP 2000.

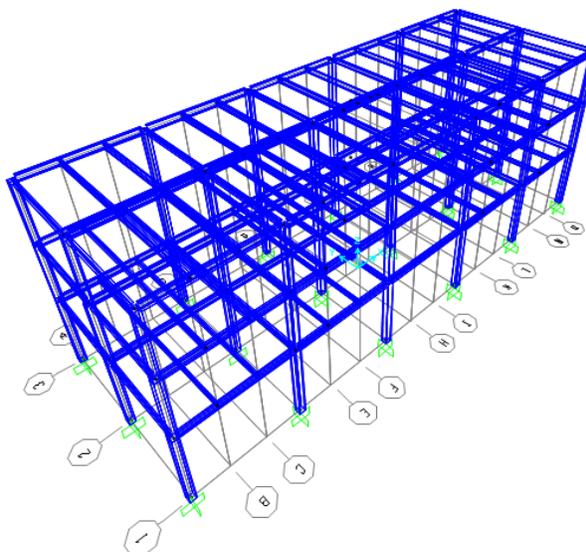


Figura 5.7. Vista en 3D de la estructura.
Fuente: SAP 2000.

5.18.1 Ingreso de datos

Los perfiles seleccionados en el pre dimensionamiento se definieron y asignaron en el programa para poder realizar el análisis. Las vistas típicas de las asignaciones de secciones de secciones se muestran a continuación.

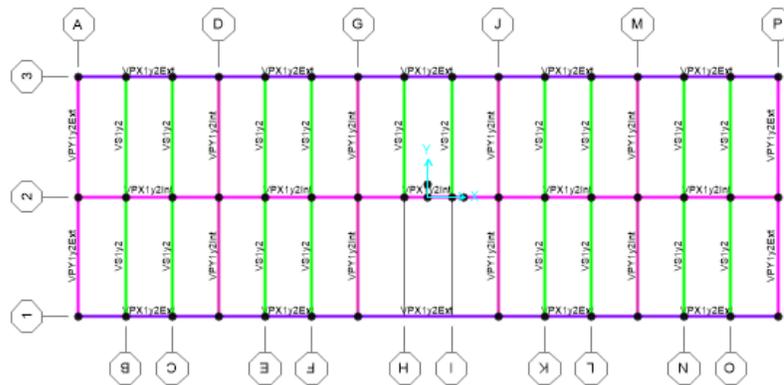


Figura 5.8. Vista en planta típica de la estructura con la asignación de las secciones.

Fuente: SAP 2000.

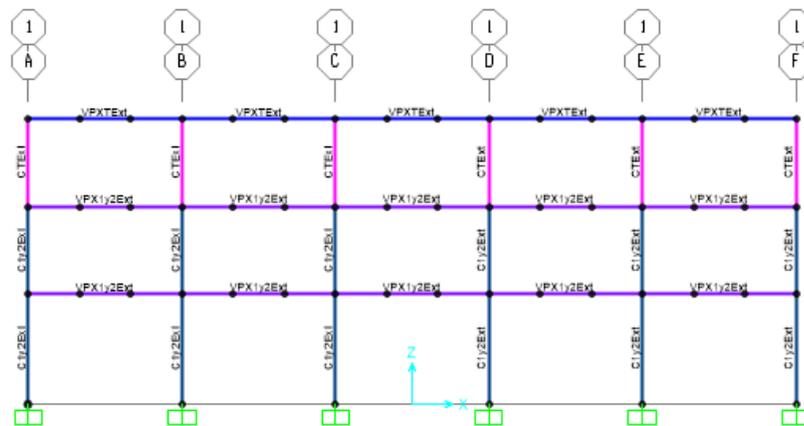


Figura 5.9. Vista en elevación típica en el sentido X de la estructura con la asignación de las secciones.

Fuente: SAP 2000.

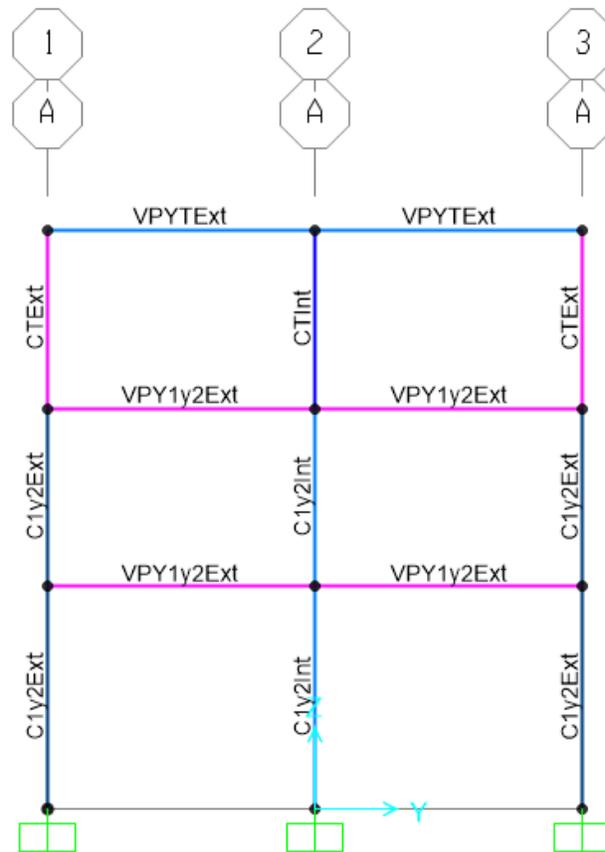


Figura 5.10. Vista en elevación típica en el sentido Y de la estructura con la asignación de las secciones.

Fuente: SAP 2000.

5.18.2 Excentricidades

Las fuerzas sísmicas están aplicadas a cierta distancia del centro de masas de la estructura, pero, en este caso el centro de masas va a estar en la misma ubicación del centro de rigideces, por ser este un edificio totalmente regular.

Las excentricidades a usar según la NEC 2015 (peligro sísmico sección 6.3.5.) es:

$$e_{x,d} = e_x + 0.05L$$

$$e_{y,d} = e_y + 0.05B$$

Como es una edificación regular, el cálculo se simplifica a desplazar los puntos un 5% de los lados respectivamente. Entonces, se obtienen los puntos en donde serán aplicadas las fuerzas sísmicas en cada piso:

Tabla CV. Coordenadas de la aplicación de fuerzas sísmicas.

Sismo en X		Sismo en Y	
X	Y	X	Y
17.50	3.30	19.25	3.00

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

5.18.3 Estados de Carga

Para definir estados de carga es necesario que se haya definido correctamente los diafragmas rígidos en cada piso, y que las zonas rígidas en las uniones viga columna estén asignadas.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
D	DEAD	1	
D	DEAD	1	
L	LIVE	0	None
Ex	QUAKE	0	None
Ey	QUAKE	0	None
LR	LIVE	0	None

Figura 5.11. Estados de carga ingresados
Fuente: SAP 2000.

5.18.4 Combinaciones de cargas.

Se utilizan las combinaciones de cargas dispuestas por la NEC 2015 capítulo de cargas sísmicas sección 3.4.3., las cuales se muestran a continuación:

Load Combination
U1=1.4D
U2=1.2D+1.6L+0.5LR
U3=1.2D+1.6LR+L
U4=1.2D+0.5LR+L
U5=1.2D+Ex+L
U6=1.2D-Ey+L
U7=1.2D+Ey+L
U8=1.2D-Ey+L
U9=0.9D
U10=0.9D+Ex
U11=0.9D-Ey
U12=0.9D+Ey
U13=0.9D-Ey
EnvX
EnvY

Figura 5.12. Combinaciones de cargas ingresadas según la NEC
Fuente: SAP 2000.

5.18.5 Verificaciones

En esta sección se verificarán que la estructura cumpla con las especificaciones de diseño que establece la NEC.

Torsión en planta

Se debe realizar un análisis modal de la estructura, este análisis solo depende del material de la estructura y de las secciones de la misma.

Al ser una edificación totalmente regular no debería presentar torsión en planta, lo cual se corrobora haciendo el análisis modal 1 en el programa. En la figura 5.13., se encuentra el primer modo de vibración de la estructura, en donde con una inspección visual se observa que no se presenta el problema.

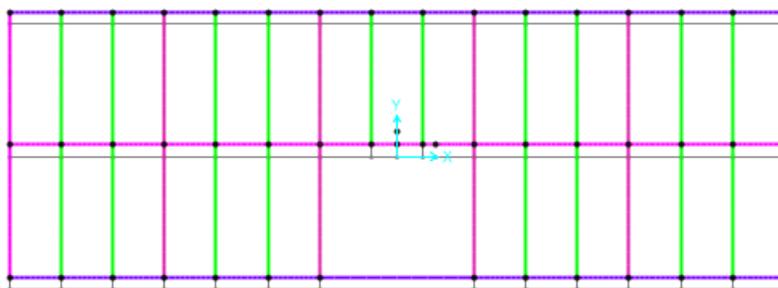


Figura 5.13. Vista en planta del análisis modal 1.
Fuente: SAP 2000.

Al realizar un análisis un segundo análisis modal, se presenta una torsión, la cual debe cumplir con la fórmula que establece la NEC 2015 (peligro sísmico) para no ser considerado como un problema.

$$\Delta_1 \geq 1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

$$\Delta_1 = 0.0865 \text{ m}$$

$$\Delta_2 = 0.0865 \text{ m}$$

$$1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} = 0.104 \text{ m}$$

$$0.0865 \leq 0.104 \text{ (No existe problemas de torsión en planta)}$$

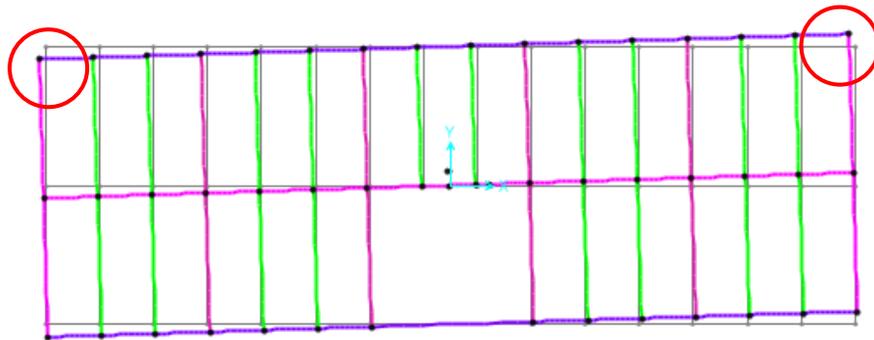


Figura 5.14. Vista en planta del análisis modal 3.
Fuente: SAP 2000.

La edificación es totalmente regular, por lo tanto, no presenta irregularidades en planta, ni en elevación. De esta manera se evita futuros problemas en presencia de eventos sísmicos, y se logra un buen

desempeño de la estructura. Lo que comprueba que los coeficientes de configuración en planta y elevación son igual a 1.

Comprobación de periodo de vibración

Luego de ejecutar el programa se puede notar como se deforma la estructura y se pueden obtener los distintos periodos a los que estará sujeto el edificio, los cuales permitirán recalcular las fuerzas sísmicas, lo que conlleva a hacer una corrección en las cargas impuestas.

Según la NEC 2015.SE.DS Sección 6.3.3, una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o 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 iteraciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10%.

A continuación, se muestran los periodos de vibración modal que genera el programa de acuerdo al análisis estructural planteado y se presentan los valores directos de la distribución vertical de las fuerzas sísmicas.

Tabla CVI. Periodos del análisis modal.

Caso	Periodo (seg)
Modal 1	0.8490
Modal 2	1.0450

Fuente: SAP 2000.

Como ambos periodos del análisis modal varían en más de un 10% con respecto los periodos teóricos calculados anteriormente, se deben recalcular la distribución de fuerzas del edificio.

Del espectro elástico de respuesta se tiene:

- Para $T = 0.8490$ seg; $S_a = 0.765$

$$C_s = 0.128$$

- Para $T = 1.0450$ seg; $S_a = 0.765$

$$C_s = 0.128$$

Re distribución de Fuerzas sísmicas (primera iteración)

Tabla CVII. Distribución de fuerzas sísmicas dirección X (1era iteración).

Cortante de entre piso en la dirección X						
Vx	68.34 T		Vx	68.34 T		
T	0.849 seg					
K	1.175					
Nivel	Altura	Wx	Wxhx^K	Cvx	Fx	Vx
3	13	168.97	3437	0.486	33.21	33.21
2	9	183.33	2421	0.342	23.40	56.61
1	5	183.33	1214	0.172	11.73	68.34
		Total	7072	1		

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla CVIII. Distribución de fuerzas sísmicas dirección Y (1era iteración).

Cortante de entre piso en la dirección Y						
Vy	68.34 T		Vy	68.34 T		
T	1.045 seg					
K	1.273					
Nivel	Altura	Wx	Wxhx^K	Cvx	Fx	Vx
2	13	168.97356	4419	0.500	34.15	34.15
3	9	183.33	3003	0.340	23.21	57.36
1	5	183.33	1421	0.161	10.98	68.34
		total	8843	1		

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Debido a que, el sismo puede tener cualquier dirección, por eso se asume un 30% a la dirección perpendicular a la del análisis, con eso se tiene:

Tabla CIX. Fuerzas sísmicas para el análisis estático (1era iteración).

Nivel	Sismo "X"		Sismo "Y"	
	Fx (T)	Fy(T)	Fy (T)	Fx (T)
3	33.21	9.964	34.15	10.245
2	23.40	7.019	23.21	6.962
1	11.73	3.519	10.98	3.295

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Se vuelve a correr el programa y obtienen los nuevos periodos fundamentales de la estructura, entonces:

Tabla CX. Periodos del análisis modal. (1era iteración).

Caso	Periodo (seg)
Modal 1	0.8490
Modal 2	1.0450

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Como ambos periodos del análisis modal varían menos del 10 % con respecto los periodos obtenidos anteriormente, las fuerzas sísmicas se mantienen. Por lo tanto, el análisis es aceptable.

5.18.6 Control de derivas de piso

En el capítulo peligro sísmico, sección 4.2.2., de la NEC 2015, la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de la deriva inelástica establecida en la siguiente tabla.

Tabla CXI. Valores de Δ_m máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

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

Fuente: NEC, 2015

Se debe verificar que: Δ_m debe ser menor que Δ_m máxima, es decir menor a 0.02.

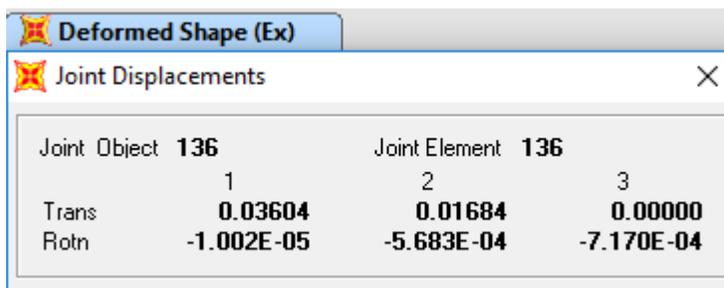
Dónde:

$$\Delta_m = 0.75R \Delta_E$$

$$\Delta_m = 0.75 * 6 * \Delta_E$$

Los valores de Δ_E son obtenidos del SAP 2000, que corresponden a los desplazamientos elásticos que sufre la estructura en presencia de las fuerzas sísmicas tanto en X como en Y. A continuación, se muestran figuras de capturas de pantalla del programa para adquirir los desplazamientos elásticos en el centro del edificio.

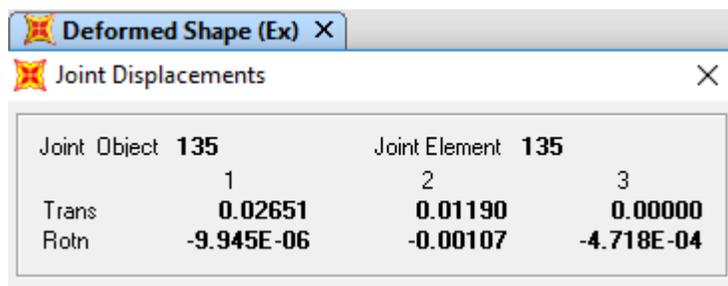
Piso 3 Ex



Joint Object		Joint Element		
136		1	2	3
Trans	0.03604	0.01684	0.00000	
Rotn	-1.002E-05	-5.683E-04	-7.170E-04	

Figura 5.15. Desplazamientos elásticos del piso 3, debido a Ex.
Fuente: SAP 2000.

Piso 2 Ex



Joint Object		Joint Element		
135		1	2	3
Trans	0.02651	0.01190	0.00000	
Rotn	-9.945E-06	-0.00107	-4.718E-04	

Figura 5.16. Desplazamientos elásticos del piso 2, debido a Ex.
Fuente: SAP 2000.

Piso 1 Ex

Joint Object		Joint Element		
105		105		
	1	2	3	
Trans	0.01303	0.00540	0.00000	
Rotn	-6.842E-06	-0.00117	-2.022E-04	

Figura 5.17. Desplazamientos elásticos del piso 1, debido a Ex.
Fuente: SAP 2000.

Piso 3 Ey

Joint Object		Joint Element		
136		136		
	1	2	3	
Trans	0.00888	0.04598	0.00000	
Rotn	-2.673E-05	-1.322E-04	4.875E-04	

Figura 5.18 Desplazamientos elásticos del piso 3, debido a Ey.
Fuente: SAP 2000.

Piso 2 Ey

Joint Object		Joint Element		
135		135		
	1	2	3	
Trans	0.00663	0.03292	1.034E-06	
Rotn	-2.669E-05	-2.582E-04	3.430E-04	

Figura 5.19. Desplazamientos elásticos del piso 2, debido a Ey.
Fuente: SAP 2000.

Piso 1 Ey

Deformed Shape (Ey)			
Joint Displacements			
Joint Object	105		Joint Element
	1	2	3
Trans	0.00329	0.01510	1.119E-06
Rotn	-1.860E-05	-2.933E-04	1.558E-04

Figura 5.20 Desplazamientos elásticos del piso 1, debido a Ey.

Fuente: SAP 2000.

Dirección X

Tabla CXII. Derivas obtenidas en dirección X.

R*0.75		4.5					
Pisos	Altura	dxe (SAP2000)	dxi	dxi-dxi-1	deriva	%	Verific.
3	4	0.0360	0.1622	0.0429	0.011	1.1	PASA
2	4	0.0265	0.1193	0.0608	0.015	1.5	PASA
1	5	0.0130	0.0585	0.0585	0.012	1.2	PASA

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Dirección Y

Tabla CXIII. Derivas obtenidas en dirección Y.

R*0.75		4.5					
Pisos	Altura	dxe (SAP2000)	dxi	dxi-dxi-1	deriva	%	Verific.
3	4	0.0460	0.2069	0.0629	0.016	1.57	PASA
2	4	0.0320	0.1440	0.0761	0.019	1.90	PASA
1	5	0.0151	0.0680	0.0680	0.014	1.36	PASA

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Como se observa en las tablas CXII y CXIII, se obtuvo la deriva de cada entrepiso, en donde Δ_m es menor que Δ_m máxima (2% según NEC 2015). Por lo tanto, las secciones planteadas son aceptables.

5.18.7 Efectos de segundo orden P- Δ

Los efectos P- Δ corresponden a efectos que se deben considerar adicionalmente en las dos direcciones principales de la estructura, esto, causado por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- Para el cálculo de dichos incrementos
- Para la evaluación de la estabilidad estructural global

El índice de estabilidad Q_i , para el piso i y en la dirección de análisis, se obtiene de la siguiente ecuación:

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

Dirección X**Tabla CXIV.** Determinación de Qi por cada piso en la dirección X.

Nivel	hi (m)	WD (T/m2)	Wpp (T/m2)	WL (T/m2)	Pi (Ton)	Pi (Ton) Acum.	Vi (Ton)	Deriva	Qi
3	4	0.415	0.03	0.48	388.5	388.5	32.64	0.01072	0.03190
2	4	0.435	0.05	0.2	287.7	676.2	56.14	0.01520	0.01947
1	5	0.435	0.05	0.2	287.7	963.9	68.34	0.01170	0.00985

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Dirección Y**Tabla CXV.** Determinación de Qi por cada piso en la dirección Y.

Nivel	hi (m)	WD (T/m2)	Wpp (T/m2)	WL (T/m2)	Pi (Ton)	Pi (Ton) Acum.	Vi (Ton)	Deriva	Qi
3	4	0.415	0.03	0.48	388.5	388.5	33.53	0.01573	0.04555
2	4	0.435	0.05	0.2	287.7	676.2	56.87	0.01901	0.02405
1	5	0.435	0.05	0.2	287.7	963.9	68.34	0.01359	0.01144

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Según la NEC SE DS 2015 en la sección 6.3.8. los efectos P- Δ no necesitan considerarse cuando el índice de estabilidad es menor a 0.10, como en este caso todos los Qi son menores, los efectos de segundo orden no se consideran en el análisis.

CAPÍTULO VI
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA
INFRAESTRUCTURA

6.1 Diseño del sistema de pórticos de acero estructural especiales a momento.

Al modelo estructural realizado en SAP 2000 se ingresaron los valores de carga viva y muerta en las vigas secundarias y principales en Y, las cuales se encargan de distribuir las cargas a los elementos restantes que son las columnas y las vigas principales en X, además se ingresaron las fuerzas sísmicas por cada piso.

Cuando cada piso tenga su respectivo valor de carga, se procede a correr el análisis estructural, en donde se obtienen los siguientes resultados.

6.1.1 Diagramas de momento, cortante, axial y torsión en vigas y columnas.

Se debe considerar las posibles combinaciones de cargas que propone la NEC 2015, para luego definir cuál es la más crítica en el programa. Para los pórticos en X se obtuvo que la envolvente más crítica es la de la dirección X, por lo consiguiente para los pórticos en Y la envolvente más crítica es en la dirección Y. Todas las combinaciones de carga que involucran la carga sísmica en sus respectivas direcciones y cargas gravitacionales.

A continuación, se presentan los pórticos más críticos en dirección X (eje 2) y Y (eje M).

Diagramas de momentos

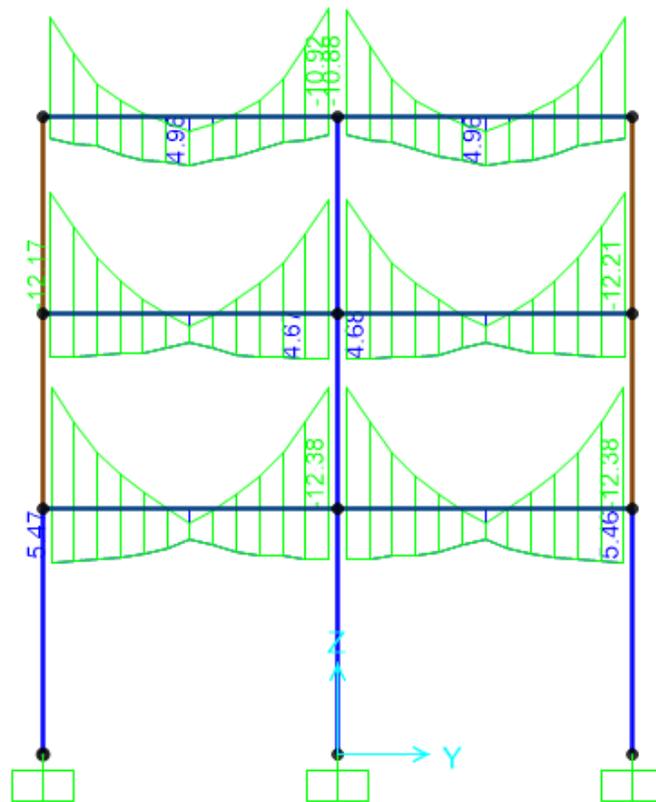


Figura 6.1. Diagrama de momentos en el Eje M (ENV-Y)
Fuente: SAP 2000.

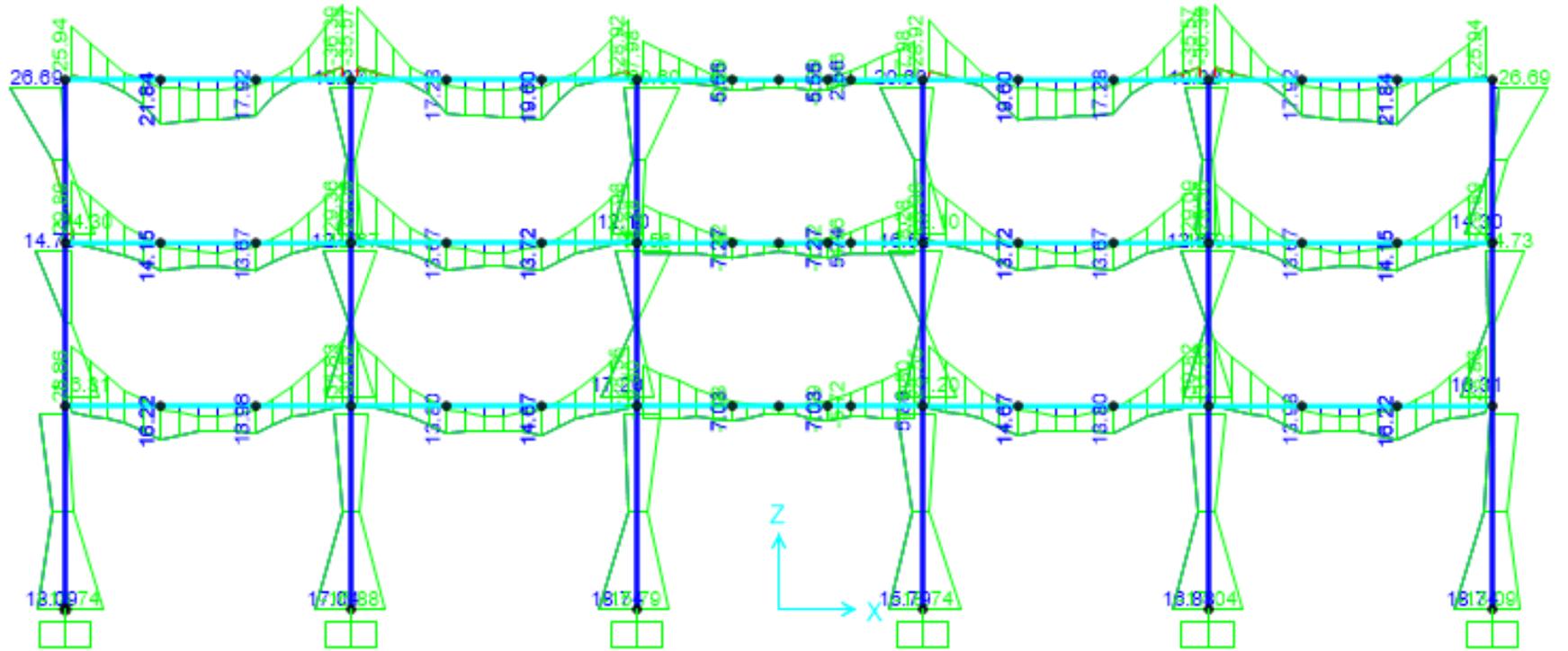


Figura 6.2. Diagrama de momentos en el Eje 2 (ENV-X)
Fuente: SAP 2000.

Diagramas de cortante, axial y torsión.

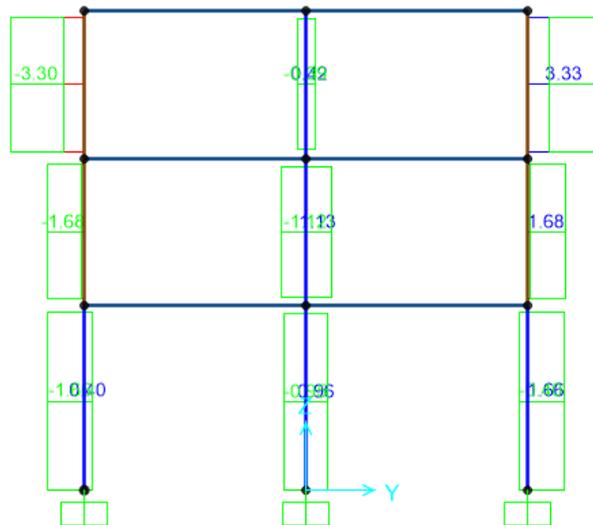
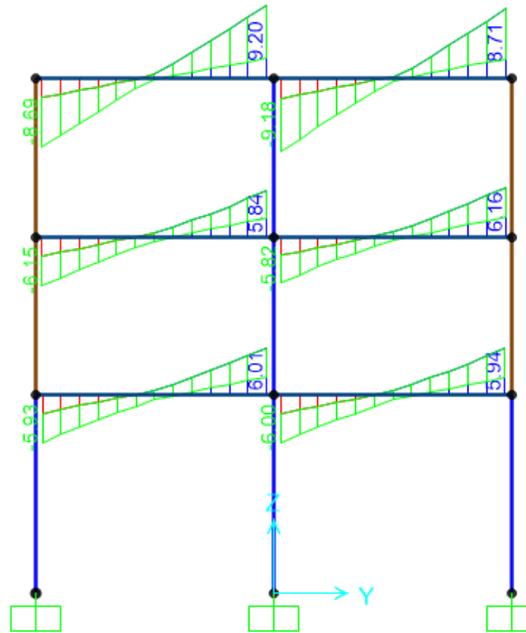


Figura 6.3. Diagrama de cortante en el Eje M (ENV-Y)
Fuente: SAP 2000.

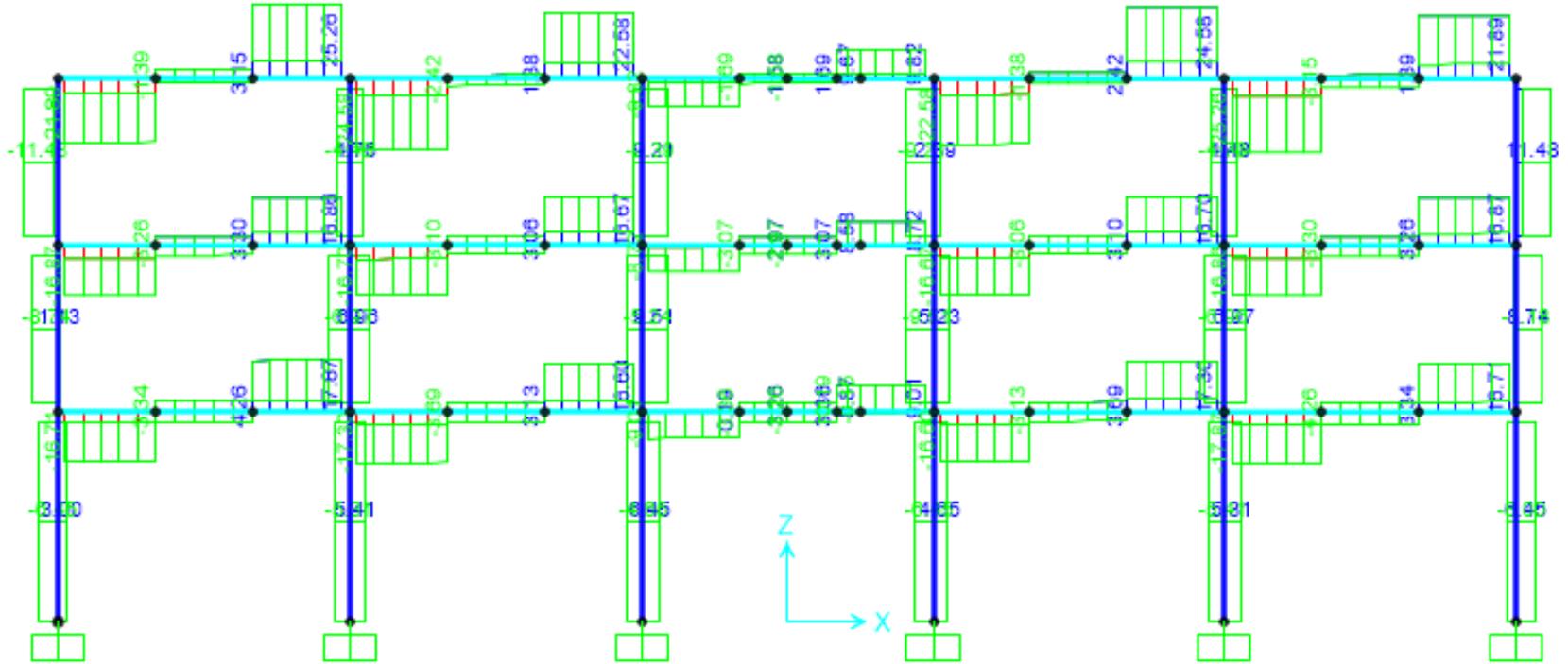


Figura 6.4. Diagrama de cortante en el Eje 2 (ENV-X)
Fuente: SAP 2000.

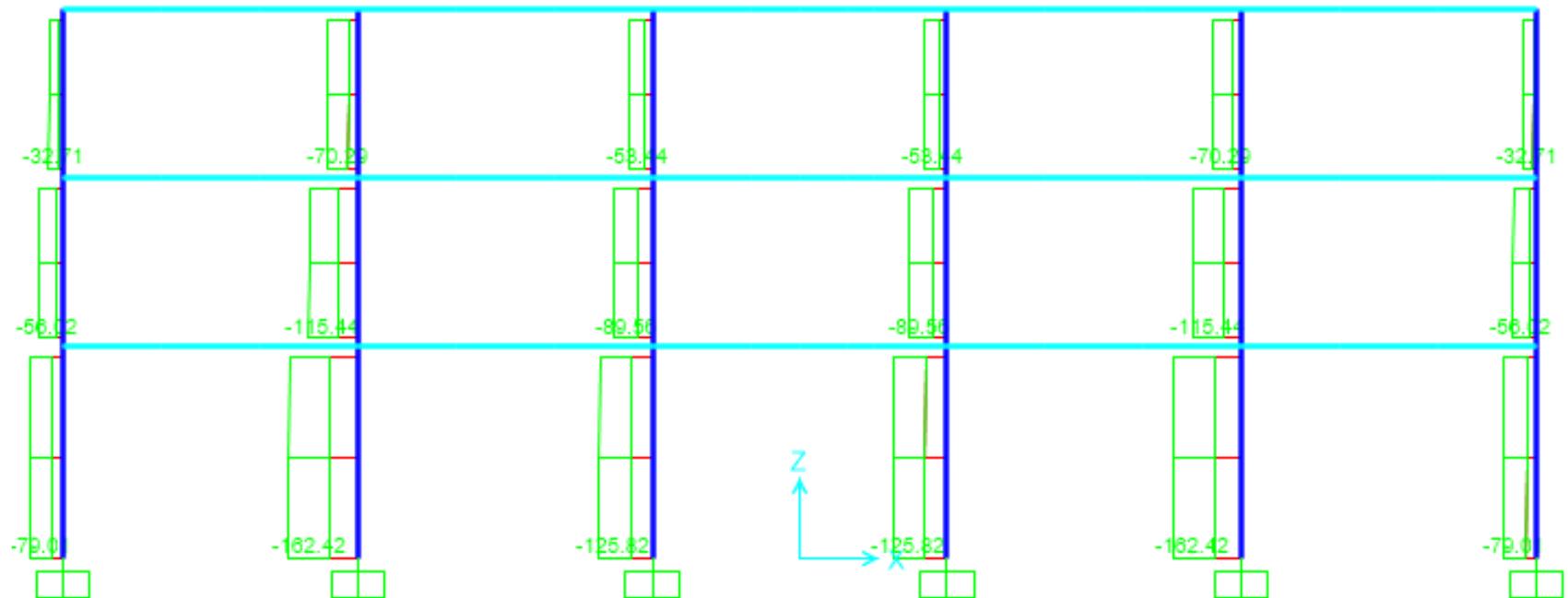


Figura 6.5. Diagrama de axial en el Eje 2 (ENV-X)
Fuente: SAP 2000.

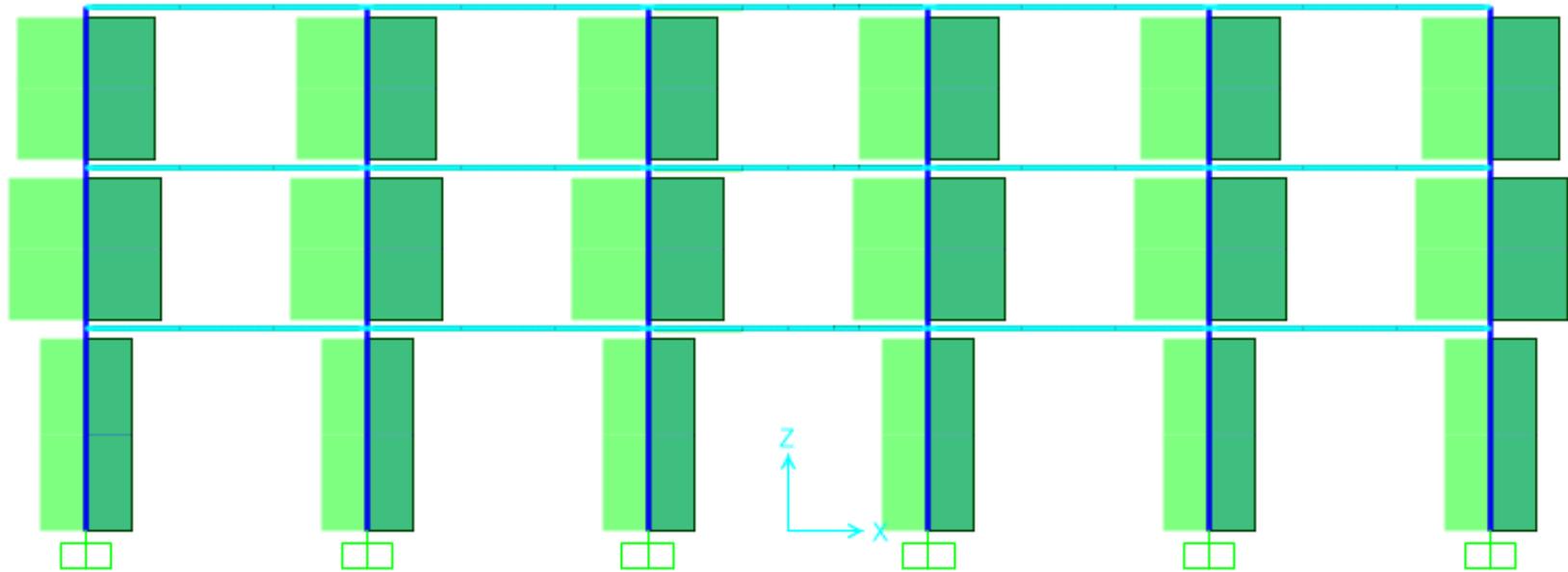


Figura 6.6. Diagrama de torsión en el Eje 2 (ENV-X)
Fuente: SAP 2000.

6.1.2 Diseño de los elementos.

Para el diseño de los elementos sometidos a flexión se hace referencia al capítulo F (p. 444) de la AISC. Se parte del pre diseño de vigas definido en el capítulo anterior, es decir el diseño se basa en cuatro estados límites:

1. Fluencia.
2. Pandeo Torsional Lateral.
 - a) Inelástico
 - b) Elástico
3. Pandeo Local del Ala.
4. Pandeo Local del Alma.

Para miembros con perfiles I compactos doblemente simétricos y canales:

1. Fluencia (Pandeo Plástico; $L_b \leq L_p$)

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x$$

2. Pandeo Torsional Lateral

2.a) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$ (Pandeo Inelástico).

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

Cb= Factor de modificación para pandeo torsional lateral que depende de la no uniformidad del diagrama de momentos. Se escogió Cb igual a 1 para ser conservadores.

Lb= Longitud entre soportes laterales.

Lp= Longitud máxima sin soporte lateral para el estado límite de fluencia.

Lr= Longitud máxima sin soporte lateral para el estado límite de pandeo torsional lateral inelástico.

Φb= 0.90

Sx= Módulo de sección.

Valores de Lp y Lr:

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

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J * c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)^2}}$$

En donde:

$$r_{ts} = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$c = 1$$

h_o= distancia entre centroides de las alas.

E= Módulo de elasticidad del acero.

J= Constante torsional, pulg⁴ (mm⁴).

C_w= Constante de alabeo, pulg⁶ (mm⁶).

2.b) Cuando $L_b > L_r$ (Pandeo Elástico),

$$\phi_b M_n = \phi_b F_{cr} S_x \leq \phi_b M_p$$

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

Diseño de Vigas Secundarias.

Se verifican las secciones escogidas en el pre diseño de vigas secundarias:

Tabla CXVI. Perfiles seleccionados para las vigas secundarias.

Piso	Perfil
Piso 1 y 2	IPE 270
Cubierta	IPE 330

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla CXVII. Valores de las longitudes L_b , L_p y L_r de las vigas secundarias.

	Piso 1 y 2	Terraza
L_b (m)	1.38	1.24
L_p (m)	1.57	1.84
L_r (m)	5.09	5.78

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tanto en el piso 1 y 2 como en la terraza L_b es menor a L_p , por tanto, se está en el estado límite de fluencia (pandeo plástico). A continuación, se muestran los valores del momento de diseño de ambas secciones.

Tabla CXVIII. Verificación del momento nominal de las vigas secundarias.

Pisos	Condición	$\phi_b M_n$ (T-m)	M_u (T-m)	$M_u < \phi_b M_n$
Pisos 1 y 2	Pandeo	10.46	5.49	OK
	Plástico			
Terraza	Pandeo	17.32	8.47	OK
	Plástico			

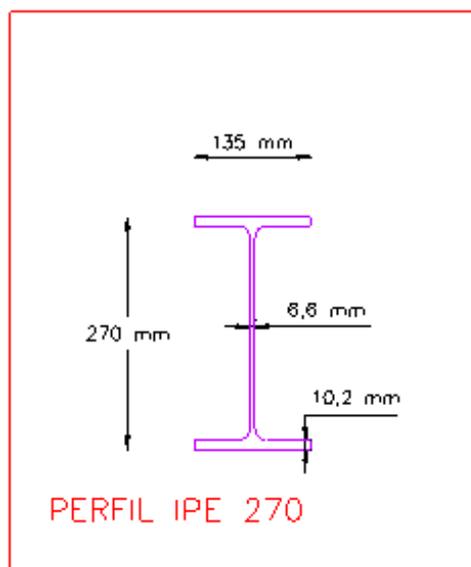
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla CXIX. Verificación de la fuerza cortante de las vigas secundarias.

Pisos	Condición	$\phi_v V_n$ (T-m)	V_u (T-m)	$V_u < \phi_v V_n$
Pisos 1 y 2	Pandeo Plástico	27.06	7.76	OK
Terraza	Pandeo Plástico	37.59	11.6	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

A continuación, se presenta en la figura 6.7 la sección del perfil escogido del catálogo proporcionado por la empresa DIPAC. El detallamiento final se encuentra en el anexo G.

**Figura 6.7.** Sección típica de vigas secundarias.

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Diseño de Vigas principales en dirección Y.

Se verifican las secciones escogidas en el pre diseño de vigas principales en dirección Y:

Tabla CXX. Perfiles seleccionados para las vigas principales en dirección Y.

Piso	Perfil
Piso 1 y 2	IPE 330
Cubierta	IPE 330

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla CXXI. Valores de las longitudes Lb, Lp y Lr de las vigas principales en Y.

	Piso 1 y 2	Terraza
Lb (m)	2.38	2.16
Lp (m)	1.73	1.84
Lr (m)	5.49	5.78

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tanto en el piso 1 y 2 como en la terraza Lb está entre Lp y Lr, por tanto, se está en el estado límite de pandeo torsional lateral (pandeo inelástico). A continuación, se muestran los valores del momento de diseño de ambas secciones.

Tabla CXXII. Verificación del momento nominal de las vigas principales en Y.

Pisos	Condición	ϕbM_n (T-m)	M_u (T-m)	$M_u < \phi bM_n$
Pisos 1 y 2	Pandeo	12.78	10.06	OK
	Torsional (Inelástico)			
Terraza	Pandeo	16.79	9.68	OK
	Torsional (Elástico)			

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla CXXIII. Verificación de la fuerza cortante de las vigas principales en Y.

Pisos	Condición	ϕvV_n (T-m)	V_u (T-m)	$V_u < \phi vV_n$
Pisos 1 y 2	Pandeo	37.59	7.05	OK
	Torsional (Inelástico)			
Terraza	Pandeo	37.59	8.76	OK
	Torsional (Inelástico)			

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

A continuación, se presenta en la figura 6.8 la sección del perfil escogido del catálogo proporcionado por la empresa DIPAC. El detallamiento final se encuentra en el anexo G.

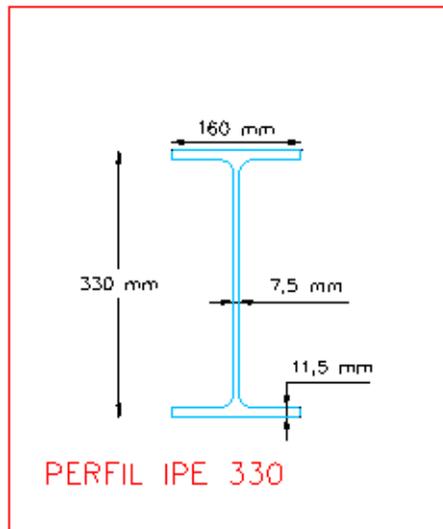


Figura 6.8. Sección típica de vigas principales en dirección Y (pórtico interno).
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Diseño de Vigas principales en dirección X.

Se verifican las secciones escogidas en el pre diseño de vigas principales en dirección X:

Tabla CXXIV. Perfiles seleccionados para las vigas principales en dirección X.

Piso	Perfil
Piso 1 y 2	IPE 400
Cubierta	IPE 450

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla CXXV. Valores de las longitudes L_b , L_p y L_r de las vigas principales en X.

	Piso 1 y 2	Terraza
L_b (m)	2.00	1.90
L_p (m)	2.05	2.13
L_r (m)	6.38	6.59

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tanto en el piso 1 y 2 como en la terraza L_b es menor a L_p , por tanto, se encuentra en el estado límite de Fluencia (pandeo plástico). A continuación, se muestran los valores del momento de diseño de ambas secciones.

Tabla CXXVI. Verificación del momento nominal de las vigas principales en X.

Pisos	Condición	$\phi_b M_n$ (T-m)	M_u (T-m)	$M_u < \phi_b M_n$
Pisos 1 y 2	Pandeo	28.12	26.16	OK
	Plástico			
Terraza	Pandeo	36.88	36.54	OK
	Plástico			

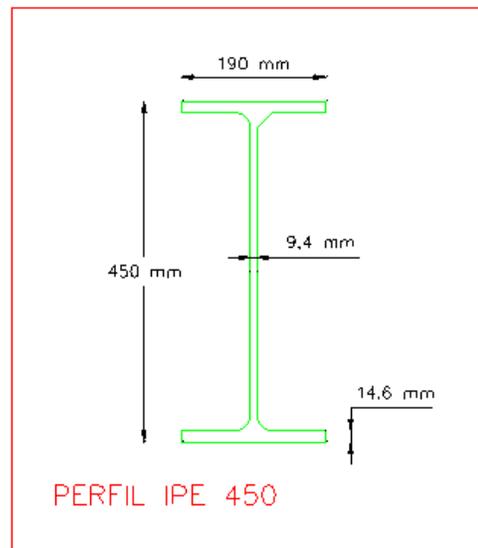
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla CXXVII. Verificación de la fuerza cortante de las vigas principales en X.

Pisos	Condición	$\phi_v V_n$ (T-m)	V_u (T-m)	$V_u < \phi_v V_n$
Pisos 1 y 2	Pandeo Plástico	32.35	16.05	OK
Terraza	Pandeo Plástico	64.29	25.27	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

A continuación, se presenta en la figura 6.9 la sección del perfil escogido del catálogo proporcionado por la empresa DIPAC. El detallamiento final se encuentra en el anexo G.

**Figura 6.9.** Sección típica de vigas principales en dirección X (pórtico interno).

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Diseño de Columnas.

Para el diseño de miembros sujetos a carga axial combinada con flexión, dado por el AISC 2010, Capitulo H, pág.73. Se utilizan fórmulas de interacción semi-empíricas. Para miembros simétricos:

a) Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$ (*Carga axial grande*)

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

b) Si $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ (*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 ; Tensión o Compresión).

P_c = Resistencia de diseño a carga axial.

$$P_c = \phi P_n ; \phi_c = 0.90$$

M_r = Resistencia requerida por flexión (M_u).

M_c = Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n ; \phi_b = 0.90$$

Resistencia requerida por flexión

Para estructuras diseñadas usando análisis elástico (SAP 2000), para conexiones vigas-columnas y miembros conectados sujetos a carga axial de compresión combinada con flexión, deberá determinarse mediante un análisis elástico de segundo orden o mediante un análisis aproximado de segundo orden descrito a continuación:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Donde:

M_{nt} = Resistencia requerida a la flexión asumiendo que no hay desplazamiento lateral en el pórtico.

M_{lt} = Resistencia requerida a la flexión asumiendo que hay desplazamiento lateral en el pórtico.

B_1 = Factor de amplificación para tomar en cuenta el efecto P-d.

B_2 = Factor de amplificación para tomar en cuenta el efecto P-Δ.

Determinación de B_1

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{el}}} \geq 1.00$$

En donde: P_{el} = Carga de Euler para columnas en pórticos sin desplazamiento lateral.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

Para el cálculo de B_1 , se puede usar la carga axial de primer orden $P_r = P_{nt} + P_{lt}$.

C_m = Coeficiente basado en análisis elástico de primer orden asumiendo que no hay desplazamiento lateral.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

Donde conservadoramente $M_1/M_2 = 1.00$, por tanto, $C_m = 0.2$.

Determinación de B_2

$$B_2 = \frac{1}{1 - \alpha \frac{\sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1.00$$

En donde:

$\sum P_{nt}$ = carga axial Factorada de todas las columnas de un entrepiso.

$\alpha = 1.00$.

ΣP_{e2} = carga de Euler para columnas en pórticos con desplazamiento lateral.

Para todos los sistemas resistentes a fuerzas laterales, se permite usar:

$$\sum P_{e2} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}$$

En donde:

$R_M = 0.85$ para pórticos resistentes a momento y sistemas combinados.

Δ_H = deflexión lateral de entrepiso debido a fuerzas laterales.

H = Cortante de entrepiso en la dirección considerada producido por las fuerzas laterales usadas para calcular Δ_H .

L = altura de entrepiso.

Tabla CXXVIII. Factor de amplificación B1 en dirección X y Y.

Pisos	C_{mx}	C_{my}	P_{elx}	P_{ely}	B_{1x}	B_{1y}
3	0.20	0.20	4752.30	3433.54	0.203	0.203
2	0.20	0.20	4752.30	3433.54	0.205	0.205
1	0.20	0.20	3041.49	2197.47	0.211	0.212

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Debido a lo expuesto anteriormente el factor de amplificación B1 debe ser mayor o igual a 1, por tanto, se toman todos los factores igual a 1.

Tabla CXXIX. Factor de amplificación B2 en dirección X y Y.

Pisos	ΣP_{ntx}	ΣP_{nty}	ΣP_{e2x}	ΣP_{e2y}	B_{2x}	B_{2y}
3	313.20	97.80	6415.09	5026.09	1.051	1.020
2	522.38	165.24	8721.24	7225.00	1.064	1.023
1	734.48	233.19	22230.77	19266.67	1.034	1.012

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla CXXX. Resistencia requerida por flexión en dirección X y Y.

Pisos	M_{ntx} (T-m)	M_{nty} (T-m)	M_{ltx} (T-m)	M_{lty} (T-m)	M_{rx} (T-m)	M_{ry} (T-m)
3	0.88	13.52	10.31	2.34	11.72	15.90
2	0.28	7.08	12.71	3.18	13.80	10.33
1	0.25	4.37	16.93	4.26	17.76	8.68

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Resistencia de diseño a carga axial:

Debido a que el factor k es mayor en el sentido Y, la resistencia de diseño por carga axial es la más crítica en esta dirección.

Tabla CXXXI. Resistencia de diseño por carga axial en dirección Y (crítica).

PISOS	K_y	K_yL	$(KL/r)_y$	F_e	ϕF_{cr}	$\phi_c P_n$ (kips)
3	2.00	8.00	59.27	81.47	26.93	1101.94
2	2.00	8.00	59.27	81.47	26.93	1101.94
1	2.00	10.00	74.09	52.14	24.27	993.06

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Se debe verificar que $L_b \leq L_p$ para considerar estado de fluencia (Zona 1).

Donde:

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

$$L_b = (\text{Long. de columna})$$

Por tanto:

$$\phi_b M_n = 74.51 T - m$$

Comprobando la ecuación de interacción, tenemos:

Tabla CXXXII. Comprobación de zona de fluencia $L_b \leq L_p$.

Pisos	Lb (m)	Lp (m)	Lb ≤ Lp	Pu = Pr	Pr/Pc	Carga Axial
3	4.00	6.82	Ok	53.50	0.11	Pequeña
2	4.00	6.82	Ok	89.62	0.19	Pequeña
1	5.00	6.82	Ok	125.84	0.28	Grande

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Por tanto:

Tabla CXXXIII. Comprobación de ecuación de interacción.

Pisos	Carga Axial	Ec. De Interacción	≤	Estado
3	Pequeña	0.42	1.00	Ok
2	Pequeña	0.41	1.00	Ok
1	Grande	0.60	1.00	Ok

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Al cumplir que la ecuación de interacción es menor a 1, se dice que las columnas diseñadas son satisfactorias.

A continuación, se presenta en la figura 6.10 una sección típica de las columnas escogidas. El detallamiento final se encuentra en el anexo G.

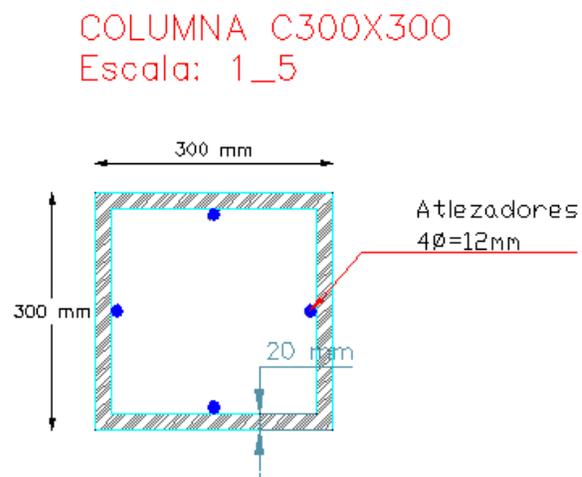


Figura 6.10. Sección típica de columnas del entepiso 2 y 3 (externas).
Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Secciones finales.

Las secciones finales de vigas y columnas se muestran a continuación:

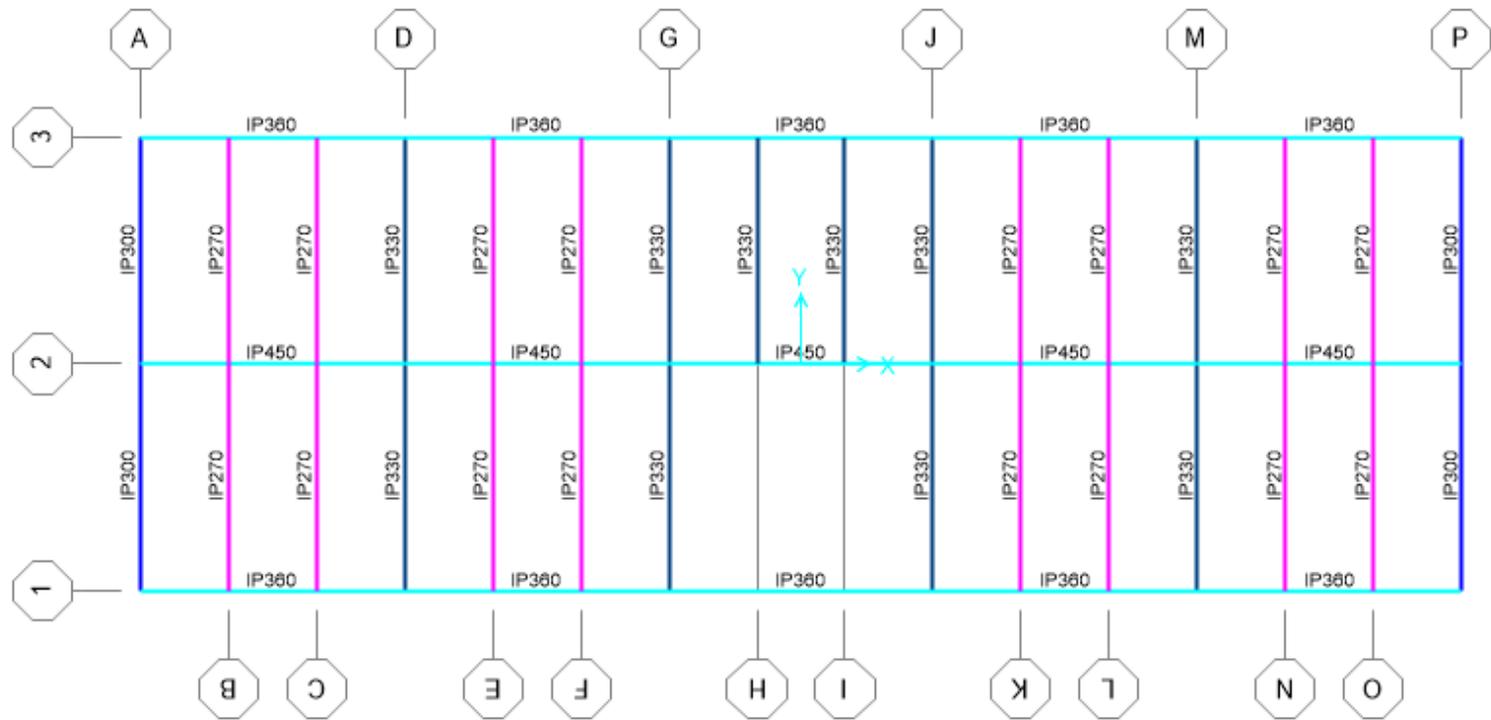


Figura 6.11. Vista en planta con las secciones del piso 1 y 2.
Fuente: SAP 2000.

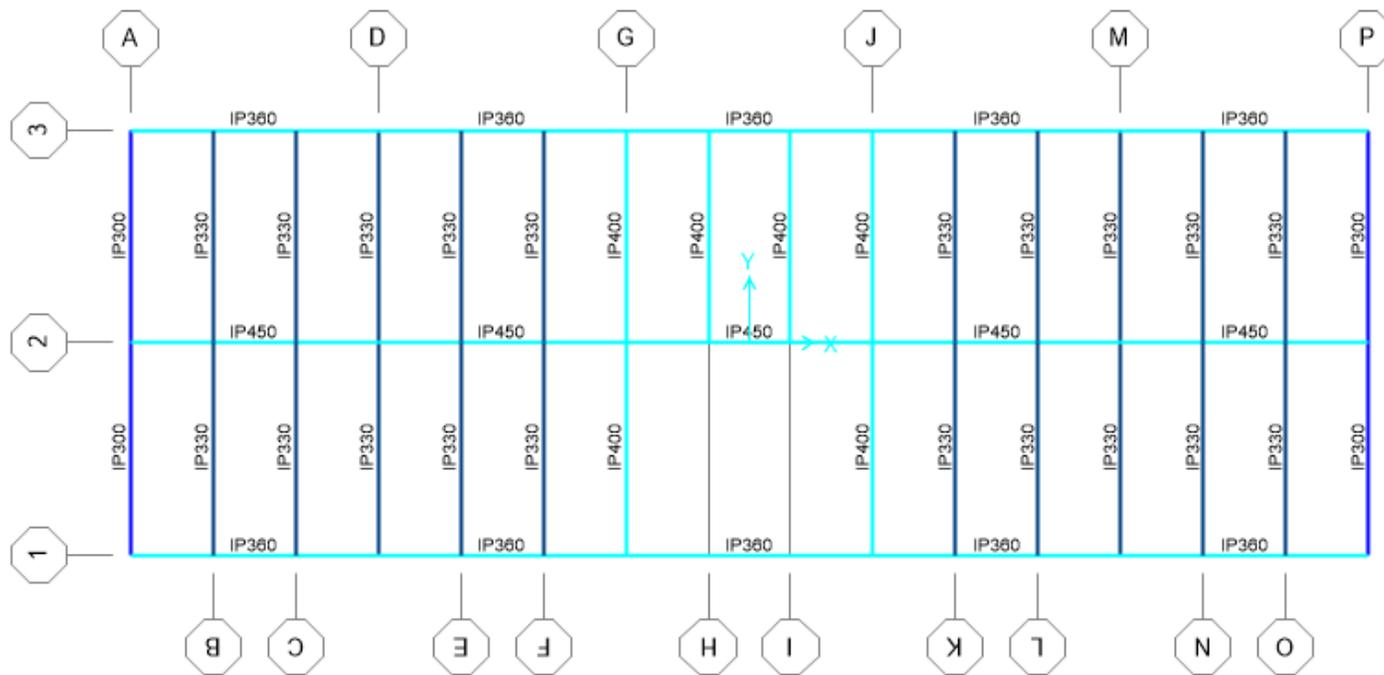


Figura 6.12. Vista en planta con las secciones del piso 3.
Fuente: SAP 2000.

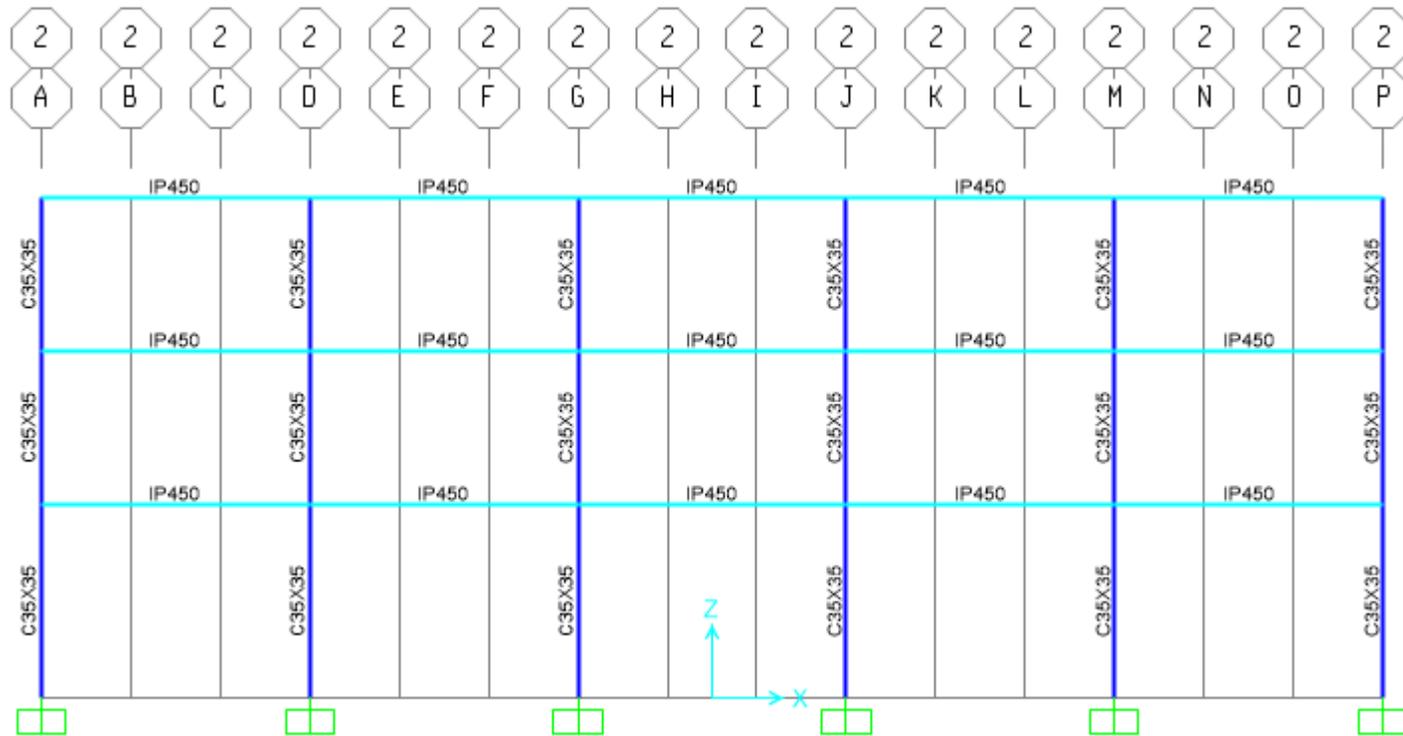


Figura 6.13. Vista en elevación del pórtico interior.
Fuente: SAP 2000.

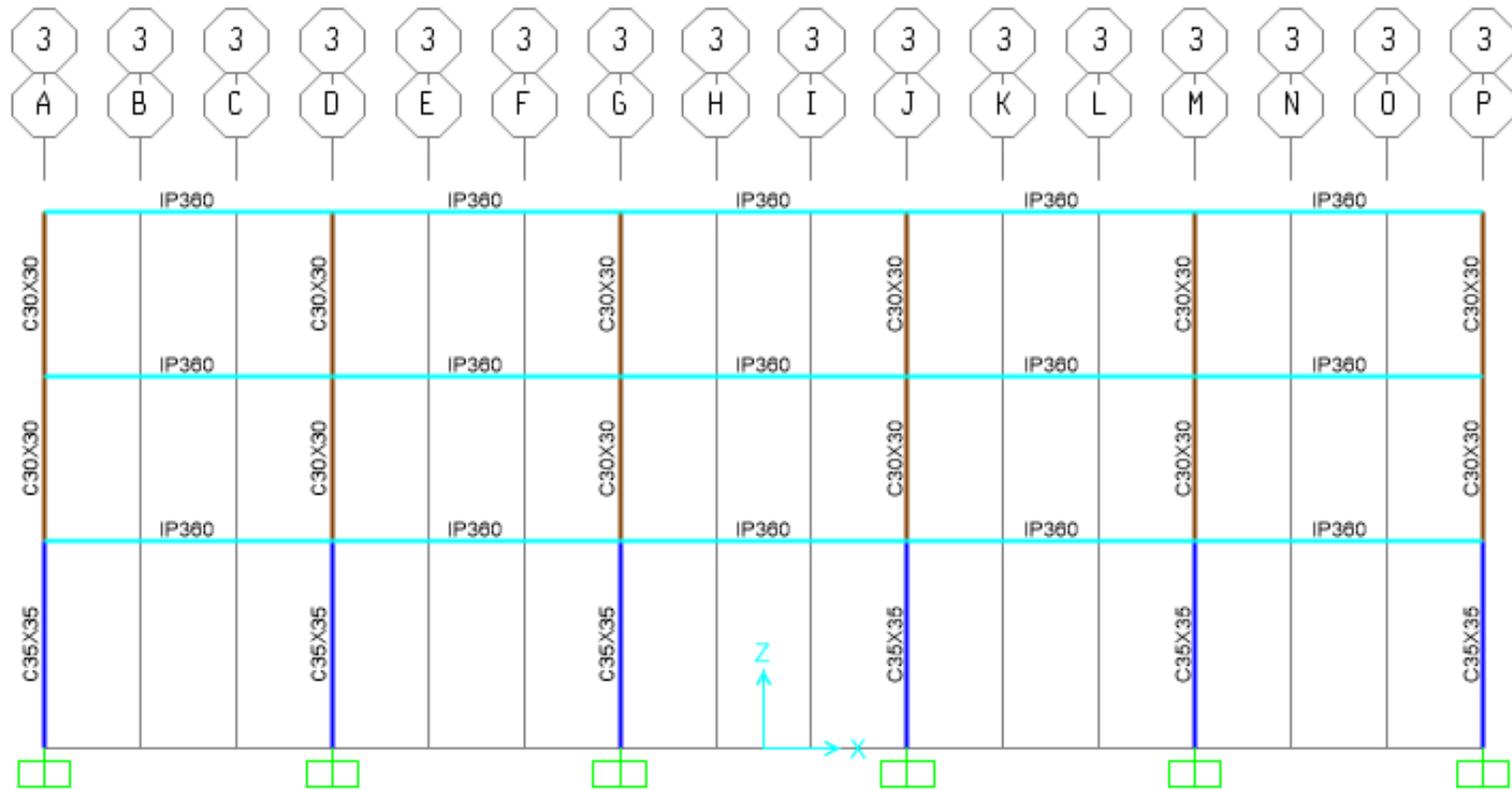


Figura 6.14. Vista en elevación de los pórticos exteriores
Fuente: SAP 2000

6.2 Diseño de la cimentación

La estructura consta de 3 niveles, con una altura hasta su segunda losa de 13m, sobre esta existe una terraza para eventos, en donde existirán paredes de borde de 1.30 m de altura. El área en planta es 420 m², existen 18 columnas por planta, las cuales transmiten las cargas hasta la cimentación del edificio.

Como se indicó en el capítulo 4, la cimentación consta de zapatas corridas en la dirección más corta (eje Y). La misma que estará desplantada 1.0 m, la zapata corrida estará sobre la pantalla de anclajes continuos inyectados (ver figura 6.15), donde la capacidad admisible del suelo es de 34.00 ton/m².

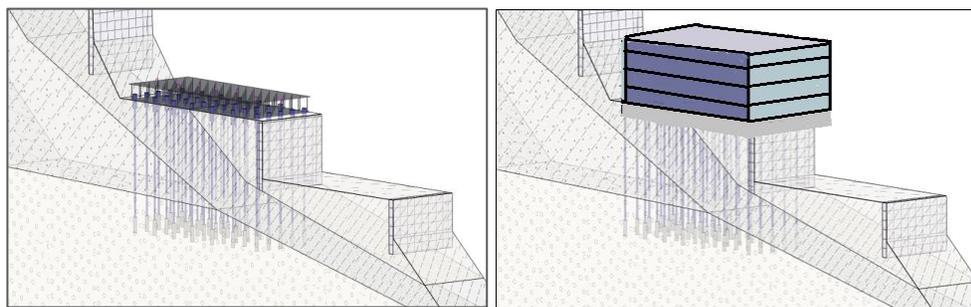


Figura 6.15. Simulación de la edificación sobre la pantalla de anclajes continuos inyectados.

Fuente: Estabilización de taludes, GEO 5 v17.

6.2.1 Cálculo de las dimensiones de la zapata

Combinación D+L

$$A = \frac{P}{q_{adm}}$$

Combinación D+L+E

$$A = \frac{P}{1.33 * q_{adm}}$$

El esfuerzo admisible del suelo se ve reducido por el peso propio de la cimentación y el peso del relleno para lo cual se adopta 2,4 ton/m² y 1.8 ton/m² respectivamente. Teniendo así un q_{adm} de 29.8 ton/m².

A la viga de cimentación descargan 3 columnas, en donde se transmiten las siguientes cargas:

Tabla CXXXIV. Cargas transmitidas a la cimentación del pórtico más crítico.

Carga	Cargas por Columna (Ton)		
	1	2	3
Muerta	20.54	57.89	30.70
viva	11.01	35.23	17.67
Sísmica	6.65	0.05	6.65

Fuente: SAP 2000.

Tabla CXXXVI. Cálculo de dimensiones de la viga de cimentación.

Combinación	Carga Axial (ton)	Área (m ²)
D+L	173.02	5.80
D+L+E	186.34	6.25

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Debido a las dimensiones del edificio y al área disponible se asume una viga de 13 metros de largo, entonces el ancho de la zapata según esas condiciones es de menor de 0.80 m. Pero por cuestión de diseño estructural se asume un ancho B de 1,00 m. (como se planteó en el estudio geotécnico).

Se asumirá:

$$B = 1 \text{ m}$$

$$L = 13 \text{ m}$$

Chequeo de excentricidades

$$e_{max} = \frac{L}{6}$$

$$e_{max} = \frac{13}{6} = 2.67 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{P}$$

Tabla CXXXVI. Chequeo de excentricidades de la zapata.

Combinación	Momento (ton-m)	Exc. (m)	$e \leq e_{m\acute{a}x}$
D+L+E	18.51	0.20	OK

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Chequeo de presión de contacto máxima

Combinación D+L

$$q_{max} = \frac{p}{A} < q_{admsuelo}$$

$$14.33 \frac{Ton}{m^2} < 29.8 \frac{Ton}{m^2}$$

Combinación D+L+E

$$q_{max} = \frac{p}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) < 1.33 q_{admsuelo}$$

$$15.65 \frac{Ton}{m^2} < 38.44 \frac{Ton}{m^2}$$

Diseño de la zapata corrida (viga de cimentación)

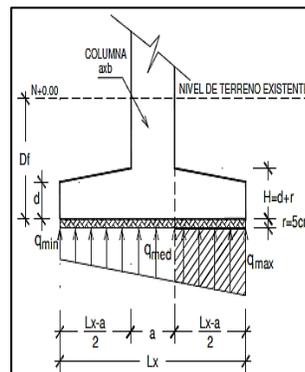
Para cumplir con este propósito, se utilizan las cargas mayoradas en el pórtico más crítico, teniendo las siguientes:

Tabla CXXXVII. Cargas mayoradas.

Combinación crítica	Cargas por Columna (Ton)		
	1	2	3
Env X	42.30	125.82	65.11

Fuente: SAP 2000.

Donde:

Figura 6.16. Determinación de q_{max} .

Fuente: Anzules, 2009.

$$q_{max} = \frac{p}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{max} = 23.80 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Utilizando el software SAFE 2014 se modela una viga, para realizar el análisis estructural, y prediseñar la viga de cimentación, se obtienen los siguientes resultados:

D.M.F.

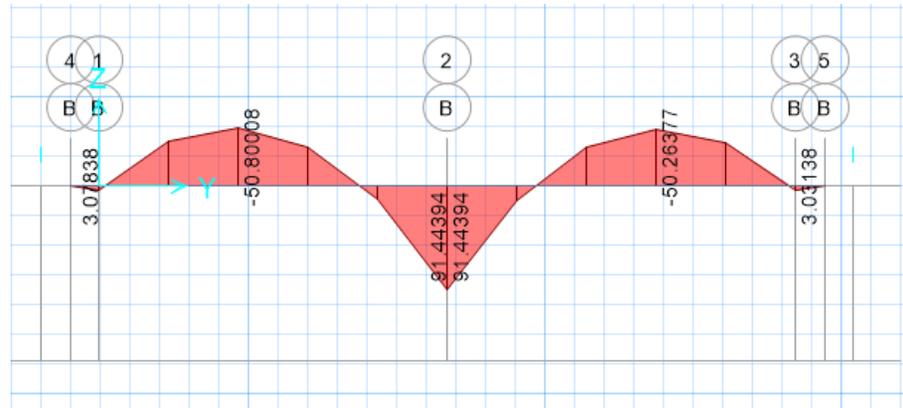


Figura 6.17. Diagrama de momentos flectores de la viga de cimentación.
Fuente: SAFE 2014.

D.F.A.

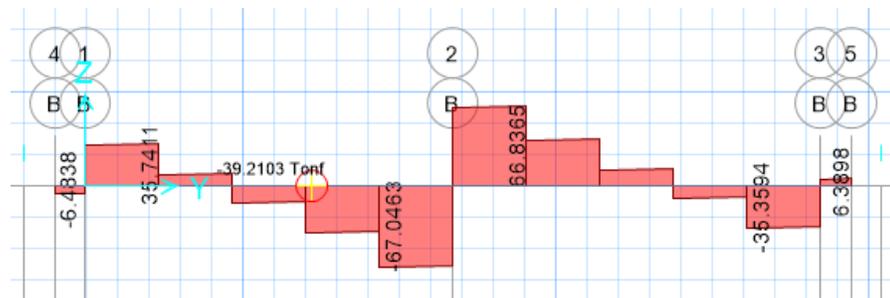


Figura 6.18. Diagrama de fuerza axial de la viga de cimentación.
Fuente: SAFE 2014.

De este modo, se obtienen los momentos máximos y fuerza axial máxima:

$$M^+_{\max} = 91.44 \text{ Ton-m.}$$

$$M^-_{\max} = -50.80 \text{ Ton-m.}$$

$$V_{\max} = 67.05 \text{ Ton.}$$

Peralte de la viga:

Para determinar de la viga el peralte uso la siguiente ecuación:

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

El $f'c$ es 280 kg/cm^2 y el b_w es asumido de 50 cm .

$$d = 67.12 \text{ cm}$$

Donde:

$$H = d + rec + \varphi_e + \frac{\varphi_b}{2} = 77.22 \text{ cm}$$

Debido a que el desplante es de 1 m :

$$H = 100 \text{ cm}$$

$$d = 89.9 \text{ cm}$$

Revisión por cortante

$$Vu = \emptyset Vc + \emptyset Vs; \quad \emptyset = 0.75$$

Donde:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$V_c = 39864.34 \text{ kg}$$

Y,

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 49535.65 \text{ kg}$$

Pero,

$$V_s \leq 2.2 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$49535.65 \text{ kg} \leq 165474.62 \text{ kg} \quad OK$$

Por lo tanto, la sección es satisfactoria a cortante.

Peralte de las alas:

Las vigas tendrán un ancho total de 100 cm, entonces las alas tienen un ancho de 25 cm, teniendo que el esfuerzo de contacto es 23.80 ton/m²:

$$V_u = q b_f x 1 = 5.95 \text{ ton}$$

Y,

$$M_u = q \frac{b_f^2}{2} x 1 = 0.74 \text{ ton m}$$

Dado que,

$$V_u = \phi(0.53 \sqrt{f'c} b d_0)$$

$$d_0 = 8.99 \text{ cm}$$

$$h_0 = d_0 + rec + \varphi_e = 17.7 \text{ cm}$$

Conservadoramente asumimos:

$$h_0 = 30 \text{ cm}$$

$$d_0 = 20.5 \text{ cm}$$

Refuerzo a flexión de las alas de la Zapata:

$$A_{s_{req}} = \frac{Mu}{3400 d} = 1.06 \text{ cm}^2$$

Pero, debe cumplir que:

$$A_{s_{min}} = \max \left[0.25 \frac{\sqrt{f'_c} b d_0}{f_y} ; 1.4 \frac{b d_0}{f_y} \right]$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \max [2.04 \text{ cm}^2; 0.7 \text{ cm}^2] = 2.04 \text{ cm}^2 > 1.92 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto;

$$A_{s_{req}} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Usar 1 ϕ 12 mm cada 50 cm

Requerimiento de la viga para resistir a flexión

Con el pre diseño realizado, se ingresó a el programa SAFE 2014 para obtener los momentos de diseño y fuerzas cortantes máximas. En el software SAFE se modela la cimentación propuesta. (Ver figura 6.19)

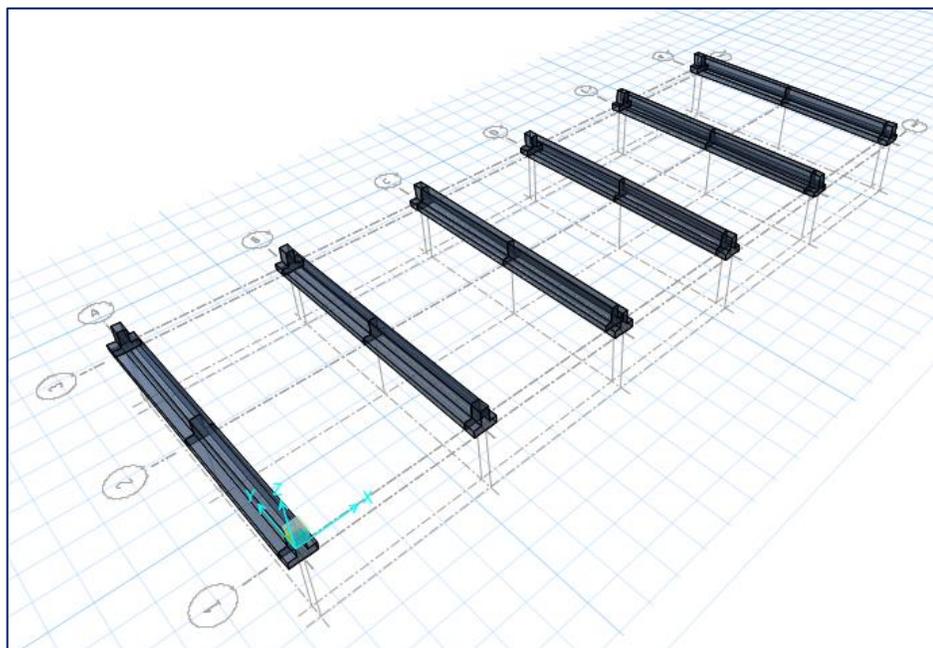


Figura 6.19. Modelación de las zapatas continuas.

Fuente: SAFE 2014.

Las cargas que bajan por cada columna hacia la cimentación son obtenidas del modelo SAP, las cuales son asignadas en el modelo SAFE como se muestra a continuación.

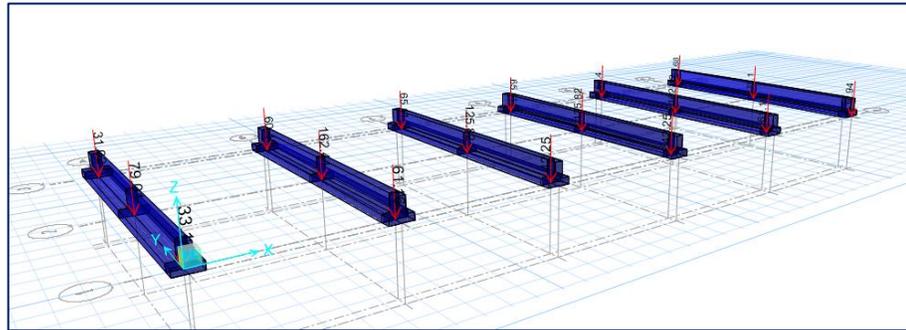


Figura 6.20. Fuerzas aplicadas al modelo.

Fuente: SAFE 2014.

La zapata crítica está en el eje B, la cual presenta las áreas de acero requeridas máximas:

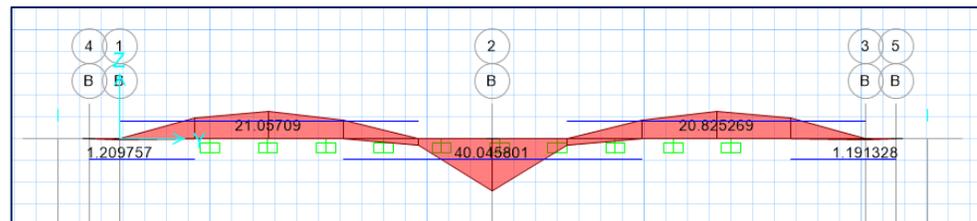


Figura 6.21. Área acero para refuerzo longitudinal.

Fuente: SAFE 2014.

Tabla CXXXVIII. Refuerzo a flexión negativo (parte inferior de la viga).

$A_{s_{req}}$	Refuerzo	$A_{s_{disp}}$
40.04	7 ϕ 28 mm	43.10
1.21 (menor a $A_{s_{min}}$)	4 ϕ 12 mm	4.02

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Tabla CXXXIX. Refuerzo a flexión positivo (parte superior de la viga).

$A_{s_{req}}$	Refuerzo	$A_{s_{disp}}$
20.85	6 ϕ 22 mm	22.81

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Longitud de desarrollo

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

$$l_{dh} = 40.86 \text{ cm} \geq 22.4 \text{ cm ó } 15 \text{ cm} \quad OK$$

Por lo tanto,

$$l_{dh} = 45 \text{ cm}$$

Requerimiento de la viga para resistir a cortante

Debido a que la cimentación debe soportar carga sísmica se asume:

$$V_e = \frac{V_s}{2}; V_c = 0; V_u = \phi V_s$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = 89.39 \text{ ton}$$

Pero,

$$V_s < V_{smax} = 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$89.39 \text{ ton} < 165.47 \text{ ton} \quad OK$$

Asumimos,

$$\phi_{est} \text{ 10 mm con } A_v = 0.785 \text{ cm}^2$$

Donde S_{max} es:

$$S_{max} \begin{cases} \frac{d}{4} = 22.5 \text{ cm} \\ 6d_b = 15 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Por lo tanto;

$$\phi_{est} \text{ 10 mm cada 15 cm}$$

Finalmente, longitud de empalme:

$$l_{emp} = 48 d_b = 134.4 \text{ cm} = 135 \text{ cm}$$

El detallamiento final se encuentra en la sección de anexos (Planos), donde se tomó en cuenta lo recomendado por la NEC 2015.

A continuación, se presenta en la figura 6.22., un esquema de la sección transversal de la unión columna – zapata, mostrando también la conexión con los pernos de anclaje y los anclajes continuos inyectados.

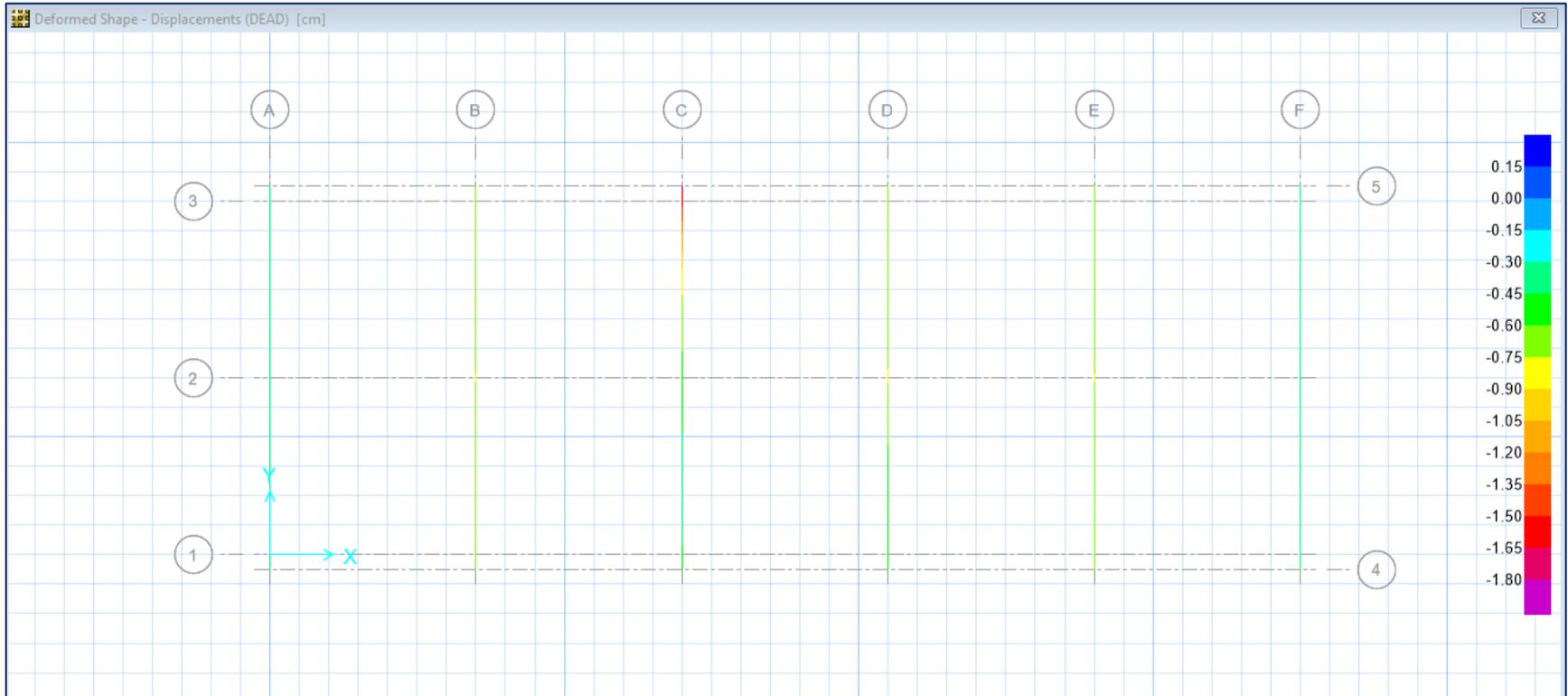


Figura 6.23. Asentamientos debidos a cargas de servicio.

Fuente: SAFE.

Revisión de momentos máximos

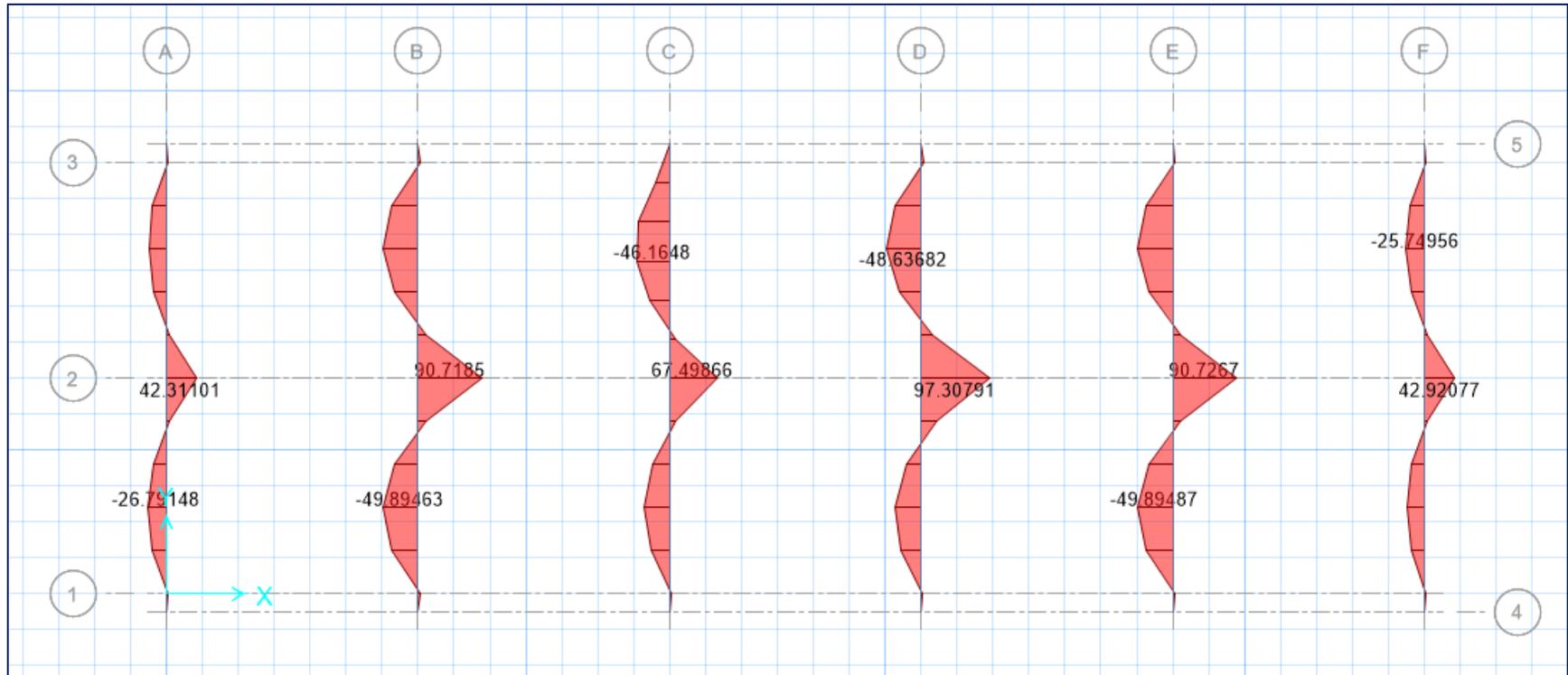


Figura 6.24. Momentos máximos.

Fuente: SAFE.

Cortantes máximas

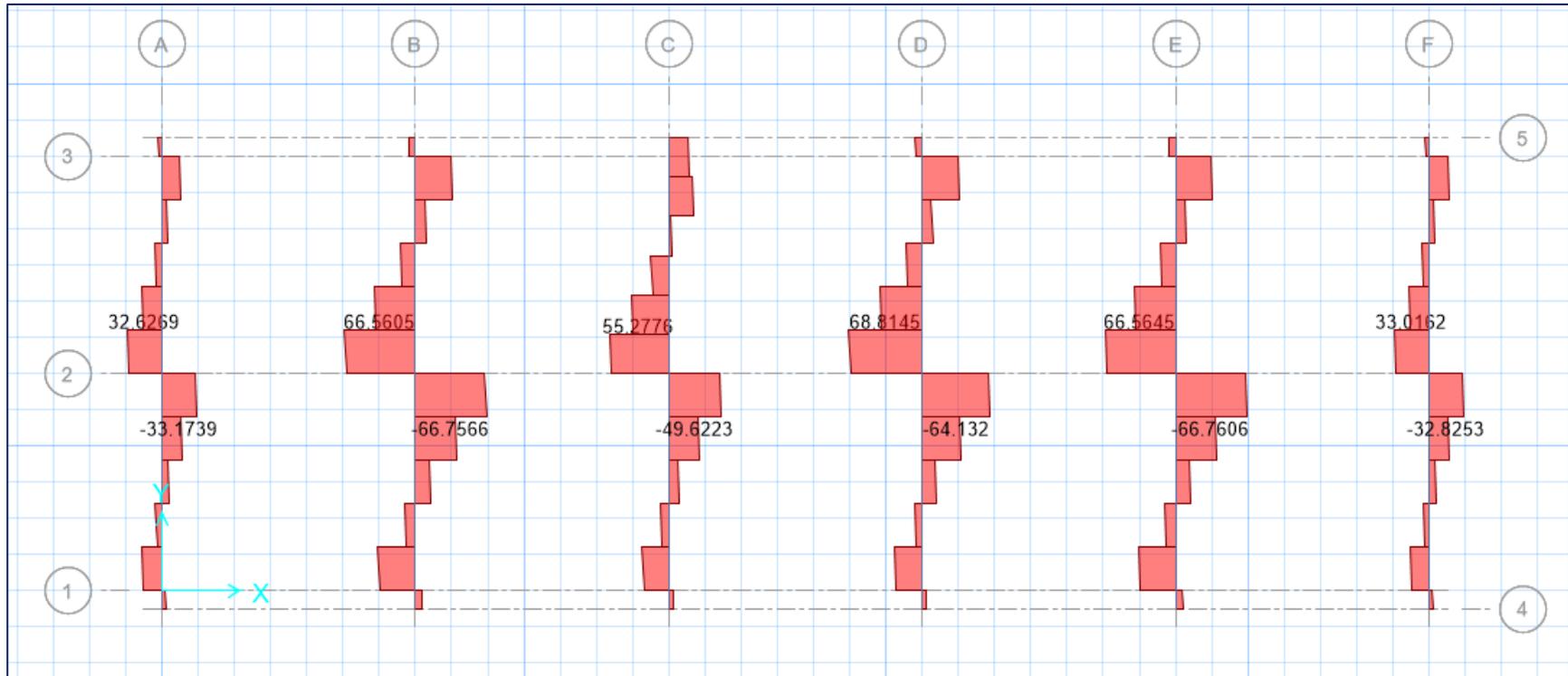


Figura 6.25. Cortantes máximas.

Fuente: SAFE.

CAPÍTULO VII
ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

7.1 Antecedentes

Este capítulo permite evaluar, prevenir e identificar los diferentes impactos ambientales que producirá un proyecto en su entorno durante las etapas de construcción, es decir ayuda a tener una percepción de lo perjudiciales o beneficiosos que pueden ser, con la finalidad de prevenirlos, disminuirlos o eliminarlos con las respectivas medidas de mitigación, control, prevención o prohibición.

Se pretende llevar un adecuado manejo ambiental, que garantice la subsistencia del entorno, de tal manera que las personas aledañas al sitio de construcción se desarrollen en un ambiente saludable y libre de contaminantes. Los procesos que implican el correcto manejo ambiental deberán cumplir con lo estipulado en el Texto Unificado de la Ley Secundaria del Medio Ambiente (TULSMA).

7.2 Descripción del aspecto físico del área de estudio

La información detallada acerca de la descripción de la obra se encuentra en el Capítulo 2 descrito anteriormente.

7.3 Procedimientos generales que se deben seguir según la constitución de la república.

A modo de mejoramiento del MGA (Manual de Gestión Ambiental), y como parte primordial constitutiva, se ha desarrollado el Plan de Manejo Ambiental de Obras, PMA. Este plan implanta la responsabilidad en la protección del medio ambiente durante la ejecución de una obra. Esta responsabilidad será observada efectuando los siguientes compromisos:

- I. Efectuar con lo conveniente en el Plan de Manejo Ambiental establecido por la Constitución de la República, por lo cual se derivará entre otras cosas a llevar a cabo una adecuada gestión de todos los residuos sólidos, líquidos y semisólidos generados durante la etapa de construcción.
- II. Efectuar con las normas vigentes para la protección del medio ambiente y las condiciones ecológicas de los lugares.
- III. Demandar a todos los contratistas que ejecutan tareas de obras que estén comprometidos y enterados, y den cumplimiento con las

exigencias ambientales especificadas en el proyecto durante todas sus actividades de obra.

7.4 Descripción de la línea base

Los elementos o factores ambientales que caracterizan el área de estudio podrán ser afectados por las actividades que se llevarán a cabo durante la construcción del edificio de habitaciones, por lo que se realizará un análisis de los impactos que se generan sobre dichos elementos de acuerdo a su importancia.

*** Recurso suelo**

- Contaminación del suelo por medio de filtraciones a causa de derrames de lubricantes, gasolina y aceites provenientes de la maquinaria pesada y herramientas de trabajo.
- Contaminación del suelo debido a la exposición de materiales extraños, trapos, plásticos, envases desechables, etc.
- Contaminación del suelo por la generación de aguas grises y negras.
- Contaminación del suelo debido a los residuos de pintura usada en la construcción.

* Recurso agua

Se debe destacar que debido a que el nivel freático se encuentra muy profundo, no existirá contaminación de aguas subterráneas en el área del proyecto. Sin embargo, los posibles impactos que pudieran presentarse en el agua superficial son:

- Contaminación de aguas superficiales por descargas de aguas aceitosas, resultantes de derrames provenientes de las maquinarias utilizadas en la construcción.
- Uso excesivo del agua para mezclas en la construcción.
- Contaminación del agua por mal manejo de desechos sólidos generados en el sitio de estudio.

* Recurso aire

El factor atmosférico se verá afectado principalmente por las siguientes causas:

- Contaminación del aire por la generación de polvo.
- Contaminación del aire por emisiones de gases de las maquinarias utilizadas en la construcción (soldadora, concretera), pintura de acabados.

- Generación de ruido en la zona de construcción por la presencia de maquinaria pesada, grúas, uso de combos, martillos, amoladoras, etc.

* Factor socioeconómico

En el aspecto socioeconómico se consideran los factores sociodemográficos, socioculturales, salud y seguridad tanto de la población cercana como de los empleados de la obra. Entre los principales impactos tenemos:

- Generación de fuentes de empleo locales y provinciales.
- Incremento de riesgo de enfermedades y molestias (ruido, polvo, emisiones, vibraciones), tanto en el personal que labore en la construcción como en los poblados cercanos.
- Se pueden crear graves problemas de salud por vertimiento de residuos sólidos, líquidos y gaseosos en el agua y en el aire.

* Fauna y Flora

Existe cerca del lugar la presencia de fauna y flora endémica de la zona, sin embargo, cabe recalcar que la zona de estudio no generará afectación a estos factores, ya que el perímetro de la construcción está considerablemente lejos

de los mismos y el sitio de la obra está totalmente descubierto, por lo que no fue necesario realizar el desbroce del lugar.

7.5 Descripción de las actividades a evaluar

Actividades en Fase de Construcción:

- Excavación.
- Colocación de anclajes continuos inyectados.
- Armado y encofrado de cimentación.
- Hormigonado de cimentación.
- Montaje de la estructura metálica.
- Mampostería.
- Generación de desechos sólidos.
- Generación de aguas residuales.

7.6 Metodología de evaluación de impacto ambiental

La evaluación de impacto ambiental es una herramienta preventiva que permite anticipar los impactos positivos o negativos que se producirán sobre los componentes ambientales debido la ejecución del proyecto en la zona de estudio.

Se aplica la metodología de los Criterios Relevantes Integrados (Buroz, 1994), la cual está basada en un análisis multi-criterio, partiendo de la idea de que un impacto ambiental se puede estimar a partir de la discusión y análisis de criterios con valoración ambiental, de los cuales se seleccionan dependiendo de la naturaleza del proyecto.

Para identificar los impactos que están operando o interactuando sobre el área previamente seleccionada, es requisito indispensable conocer las diferentes actividades que se generan durante la ejecución del proyecto y las cuales producen efectos sobre el medio físico, biológico y socio-económico.

Este método considera que el valor del impacto ambiental (VIA), generado por una acción es producto de las siguientes variables:

- Intensidad (I): Cuantificación de la fuerza, peso o rigor con que se manifiesta el impacto debido a las actividades del proyecto. El valor numérico de la intensidad varía de 1 a 10 dependiendo del grado de cambio sufrido, siendo 10 el valor indicativo de mayor cambio (irreversible), y 1 el de menor cambio (muy bajo impacto), se designa el valor 0 a los impactos muy leves o imperceptibles.

- Extensión (E): Considera la superficie afectada por la acción antrópica. Es decir, medida del ámbito espacial o superficie donde ocurre la afectación, tanto directa como indirectamente.

Tabla CXL. Escala de valoración de la extensión de los impactos ambientales.

Extensión	Valoración
Regional	10
Local	5
Puntual	1

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

- Duración (D): Lapso o tiempo que dura la perturbación. Es decir, periodo durante el cual se sienten las repercusiones del proyecto o el número de años que dura la acción que genera el impacto.

Tabla CXLI. Escala de valoración de la duración en años de los impactos ambientales.

Duración (Años)	Plazo	Valoración
>10	Permanente	10
5-10	Periódico	5
0-5	Temporal	1

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Una vez obtenidos los datos de las variables mencionadas anteriormente, se asigna el valor del peso para cada una, los mismos que sumados deben dar uno (1) como resultado.

Los factores se representan por:

- I = Intensidad
- E = Extensión
- D = Duración

Los pesos se representan por las siglas indicadas y numéricamente equivalen a:

- WI = peso del factor intensidad = 0.6
- WE = peso del factor extensión = 0.2
- WD = peso del factor duración = 0.2

Con estos datos se valora cada interacción y se representa la magnitud del impacto a producirse; éste es el indicador que sintetiza la intensidad, duración y extensión, se obtiene mediante la siguiente operación:

$$M_i = \sum [(I_i * W_I) + (E_i * W_E) + (D_i * W_D)]$$

Al valor final de la magnitud se le asigna el signo positivo o negativo de acuerdo a si el impacto que se genera es perjudicial o beneficioso.

Una vez obtenida la matriz magnitud de los impactos, se continúa con la segunda fase de evaluación:

- Reversibilidad (Rv): Mide la posibilidad o dificultad del entorno para retornar a una situación similar o equivalente a la inicial. La valoración se la realiza de la siguiente manera:

Tabla CXLII. Escala de valoración de la reversibilidad de los impactos ambientales.

Categoría	Capacidad de reversibilidad	Valoración
Irreversible	Baja o irrecuperable. El impacto puede ser recuperable a muy largo plazo (>30 años) y a elevados costos	10
	Parcialmente Reversible	Media. Impacto reversible a largo y mediano plazo
Reversible	Alta. Impacto reversible de forma inmediata o a corto plazo	1

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

- Riesgo o probabilidad del suceso (Rg): Probabilidad de que el efecto ocurra.

Tabla CXLIII. Escala de valoración de la probabilidad de ocurrencia de los impactos ambientales.

Probabilidad	Rango de Ocurrencia	Valoración
Alta	Si el impacto tiene una probabilidad de ocurrencia mayor al 50%	10
Media	Si el impacto tiene una probabilidad de ocurrencia entre el 10 y 50%	5
Baja	Si el impacto tiene una probabilidad de ocurrencia casi nula en un rango entre 0 al 10%	1

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Luego de obtenidos los valores de la magnitud, reversibilidad y riesgo, se calcula la valoración de impacto ambiental VIA; el desarrollo del índice de impacto se logra a través de un proceso de amalgamiento mediante la siguiente expresión matemática:

$$VIA = \sum (Rv_i^{WRv} * Rg_i^{WRg} * M_i^{WM})$$

Donde:

- WRv: Peso del criterio reversibilidad = 0.2.
- WRg: Peso del criterio riesgo = 0.5

- WM: Peso del criterio magnitud = 0.3

Una vez obtenida la matriz de valoración se procesa y analiza los resultados, los valores resultantes estarán en el rango de 0 a 10 y se los valorara de la siguiente manera:

Tabla CXLIV. Escala de valoración de la jerarquía de los impactos ambientales.

Jerarquización	Rango
Bajo	1-3.99
Medio	4-6.99
Alto	7-10

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

A continuación, se presentan las matrices de evaluación de impactos ambientales, las cuales fueron valoradas y caracterizadas en base a la metodología descrita anteriormente:

- Matriz de Magnitud:

Tabla CXLV. Matriz Magnitud.

Actividades	Medio Físico					Factor Socioeconómico		
	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Generación de empleo	Salud	Seguridad
	Superficial	Subterránea		Niveles de Ruido	Calidad del aire			
Excavación	-1.2	-1.2	-8.2	-6.0	-6.0	8.2	-3.0	-4.2
Colocación de anclajes continuos inyectados	-1.8	-1.0	-7.6	-6.0	-6.0	8.2	-1.8	-3.6
Armado y encofrado de cimentación	-0.4	-0.4	-2.8	-3.4	-3.4	8.2	-1.0	-2.2
Hormigonado de cimentación	-0.4	-0.4	-5.2	-3.4	-3.4	8.2	-1.0	-2.2
Montaje de la estructura metálica	-0.4	-0.4	-2.2	-5.2	-2.2	8.2	-2.2	-3.4
Mampostería	-0.4	-0.4	-2.2	-0.4	-2.2	8.2	-1.0	-2.2
Generación de desechos sólidos	-3.6	-2.2	-5.2	-0.4	-7.8	10.0	-6.0	-4.8
Generación de aguas residuales	-4.8	-2.2	-5.2	-0.4	-7.8	10.0	-6.0	-4.8
TOTAL	-13	-8.2	-38.6	-25.2	-38.8	69.2	-22	-27.4

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

- Matriz de Valoración de Impacto Ambiental (VIA):

Tabla CXLVI. Matriz de Valoración de Impacto Ambiental (VIA).

Actividades	Medio Físico					Factor Socioeconómico		
	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Generación de empleo	Salud	Seguridad
	Superficial	Subterránea		Niveles de Ruido	Calidad del aire			
Excavación	2.7	1.5	5.9	5.4	3.8	5.9	3.1	3.4
Colocación de anclajes continuos inyectados	1.2	1.4	9.2	5.4	3.8	5.9	2.7	3.3
Armado y encofrado de cimentación	0.8	1.0	4.3	4.6	1.4	5.9	1.0	2.8
Hormigonado de cimentación	1.0	1.0	5.2	3.2	1.4	5.9	1.0	2.8
Montaje de la estructura metálica	1.0	1.0	1.2	3.7	1.3	5.9	1.3	3.2
Mampostería	0.8	1.0	1.2	2.2	1.3	5.9	1.0	2.8
Generación de desechos sólidos	5.2	2.3	6.7	0.8	5.9	5.9	6.5	3.1
Generación de aguas residuales	6.1	3.1	6.7	0.8	5.9	5.9	6.5	3.1

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

- Matriz de Significancia:

Tabla CXLVII. Matriz de Significancia de la matriz VIA.

Actividades	Medio Físico					Factor Socioeconómico		
	Recurso Agua		Recurso Suelo	Recurso Aire		Generación de empleo	Salud	Seguridad
	Superficial	Subterránea		Niveles de Ruido	Calidad del aire			
Excavación	BAJO	BAJO	MEDIO	MEDIO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO
Colocación de anclajes continuos inyectados	BAJO	BAJO	ALTO	MEDIO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO
Armado y encofrado de cimentación	BAJO	BAJO	MEDIO	MEDIO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO
Hormigonado de cimentación	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO
Montaje de la estructura metálica	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO
Mampostería	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO	MEDIO	BAJO	BAJO
Generación de desechos sólidos	MEDIO	BAJO	MEDIO	BAJO	MEDIO	MEDIO	MEDIO	BAJO
Generación de aguas residuales	MEDIO	BAJO	MEDIO	BAJO	MEDIO	MEDIO	MEDIO	BAJO

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

7.7 Plan de manejo ambiental

Durante la fase constructiva de la obra. Las normas tanto de seguridad industrial y ambiental exigen el cumplimiento de parámetros establecidos por las mismas. Estas normas tienen como fin la seguridad de las personas que ejercen labores en la construcción y la preservación de la vida de todos los

seres del planeta, por lo tanto, es necesario que según lo observado en la fase de construcción se aplique lo siguiente:

Encargado de la obra

- Hacer uso en todo momento que se encuentre en el interior de la obra del casco de seguridad y chaleco.
- Utilización de mascarilla.
- Empleo de guantes y orejeras según amerite el caso.

Obreros

- Todo el personal debe poseer los respectivos equipos de protección personal para la seguridad de los mismos.
- Los trabajadores tienen la obligación de usar arnés de seguridad desde mínimo 3m de altura, en actividades que se encuentre en riesgo de caer.
- Colocación de guantes cuando se requiera como por ejemplo en el desmontaje del encofrado, debido a que pueden ocurrir accidentes como la incrustación de elementos puntiagudos en las manos de los obreros.
- Uso frecuente de mascarillas por motivo del material particulado que se encuentra presente en el aire a causa de las actividades del trabajo.

- Uso de tapones de oído y orejeras por motivo del ruido ocasionado por las maquinarias durante las horas de trabajo.

Área Perimetral de la Obra

- Disponer del uso de conos y cintas u otros implementos de seguridad correctamente ubicados que permitan a quienes transiten por lugares aledaños a la obra no tengan ningún tipo de incidentes durante la construcción.
- Uso de aisladores de ruido para evitar que los ruidos emitidos por las maquinarias pesadas afecten en gran escala a los moradores aledaños a la obra.

En lo que respecta a los impactos ocasionados al ambiente a causa de las actividades a realizar, como medidas de mitigación de impactos se plantean las siguientes:

Descripción de actividades en fase de construcción:

- Excavación
 - Humedecer el terreno cada cierta profundidad, mientras se avanza en la excavación para evitar la generación de polvo.

- Se exigirá a los contratistas que las maquinarias y los vehículos utilizados, hayan pasado las inspecciones reglamentarias y que cumplan con la legislación vigente en cuanto se refiere a las emisiones de gases y ruidos. Es decir, las maquinarias deberán estar en buen estado mecánico y ser dotadas de aditamentos que disminuyan la salida de humo de los tubos de escape.
 - Chequeo y mantenimiento periódico de los equipos y carburación de los vehículos durante la construcción.
- Colocación de anclajes continuos inyectados
 - Se realizarán las perforaciones en el sitio e inmediatamente en cada orificio perforado, se procederá a la inyección de lechada de consolidación, para evitar que se produzca algún tipo de pérdida de resistencia de la roca, puesto que se rellenarán las fisuras naturales y artificiales, allí existentes. La lechada deberá ser de fraguado rápido para producir la consolidación e impermeabilización en el menor tiempo posible.
 - Las maquinarias deberán estar en buen estado mecánico y ser dotadas de aditamentos que disminuyan la salida de humo de los

tubos de escape y para que la generación del ruido debido a las perforaciones sea menor.

- En la actividad de armado y encofrado de la cimentación, se recomienda:
 - Emplear encofrado metálico con la finalidad de poder reutilizarlo posteriormente, y de esta manera evitar la generación de residuos en gran escala.
 - Si se desea utilizar madera para la elaboración de los encofrados, orientar procesos de reutilización de los encofrados utilizados según avancen las fundiciones.

- Hormigonado
 - Se exigirá a los contratistas que las maquinarias y los vehículos utilizados, hayan pasado las inspecciones reglamentarias y que cumplan con la legislación vigente en cuanto se refiere a las emisiones de gases y ruidos. Es decir, las maquinarias deberán estar en buen estado mecánico y ser dotadas de aditamentos que disminuyan la salida de humo de los tubos de escape.
 - Chequeo y mantenimiento periódico de los equipo y carburación de los vehículos durante la construcción.

- Se establecerán zonas definidas de lavado de las cubetas de hormigón. Dichas zonas no deberán estar situadas en las proximidades de un cauce.
 - No verter aguas negras o contaminadas a los cauces públicos (ríos, arroyos, lagunas, etc.)
 - Mantener húmeda las vías de circulación de los vehículos.
- Montaje de la estructura metálica
 - Se deberá contratar personal especializado para el montaje de la estructura metálica, así mismo el personal autorizado deberá contar con el equipo personal de protección adecuado para evitar accidentes.
 - Los trabajadores tienen la obligación de usar arnés de seguridad desde mínimo 3m de altura, en actividades que se encuentre en riesgo de caer.
 - Las soldaduras de la estructura metálica deben ser realizadas por personal capacitado.
 - Todos los elementos metálicos deben ser lijados y pintados con pintura epóxica, para evitar el deterioro de la estructura debido a que se encuentra expuesta en un medio salino.

- Mampostería
 - Realizar actividades de reutilización de los residuos generados por la colocación de la mampostería.

- Generación de desechos sólidos
 - Para evitar cualquier tipo de contaminación al suelo, se deben disponer los residuos producidos en función de su naturaleza.
 - El uso del suelo en la zona de obras será el mínimo posible y no se ocupará mayor superficie que la que defina la Dirección de Obra.
 - Instalación de correcta señalización de los caminos y de las áreas de actuación. De esta manera se optimizará la ocupación el suelo, así como posibles afecciones sobre el mismo y sobre la vegetación del entorno.
 - Incentivar programas de Co-procesamiento de residuos en la industria como en las cementeras.

- Generación de aguas residuales
 - No verter aguas negras o contaminadas a los cauces públicos (ríos, arroyos, lagunas, etc.)

- Se proyecta disponer de dos canecas en los frentes de obra, para recolectar el producto de derrames accidentales o cualquier incidente de este tipo, que pueda generarse en el transcurso de la ejecución de las obras.
- Construcción y mantenimiento para una correcta disposición de los efluentes (sistema de drenaje, desbaste, cámara sedimentadora de sólidos, etc.)
- Adquisición de baños químicos

Una actividad de mitigación general será brindar charlas trimestrales para sensibilizar a todo el personal que sea vinculado a la obra, sobre temas ambientales, sociales, seguridad industrial y salud ocupacional, con el fin de incentivar la conciencia ambiental de los trabajadores, frente a la ejecución de sus funciones, para prevenir los potenciales impactos de gran relevancia

CAPÍTULO VIII

PRESUPUESTO

8.1 Factor de sobrecosto

Luego de analizar todos los componentes de las etapas del proyecto, se llega a realizar la evaluación del costo final de todo el proyecto, el cual comprende la estabilización de la ladera y la implementación del edificio.

La duración del proyecto se estimó en 4 meses, se va a considerar un factor de sobrecosto que lleve relación con la economía actual del Ecuador.

El valor de sobrecosto asumido es de 20%, el cual representa el mínimo valor de total de indirectos en una obra determinada. (Aguirre Sosapanta & Figueroa Bernal, 2008).

8.2 Análisis de precios unitarios

El análisis detallado de precios unitarios se adjunta en el anexo E, a continuación, se muestra el presupuesto general de toda la obra.

Tabla CXLVIII. Tabla de presupuesto general.

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UN	CNT.	PRECIO UNITARIO USD	PRECIO TOTAL
1	ESTABILIZACIÓN DE LA LADERA				
1.1	REPLANTEO DEL TERRENO GENERAL	M2	420.00	\$1.42	\$596.40
1.2	EXCAVACIÓN Y DESALOJO A MÁQUINA	M3	555.33	\$9.61	\$5,336.72

1.3	EXCAVACIÓN MANUAL	M3	70.00	\$9.88	\$691.60
1.4	REPLANTEO Y NIVELACION DEL TERRENO DEL EDIFICIO	M2	71.00	\$1.42	\$100.82
1.5	ANCLAJES CONTINUOS INYECTADOS DE 12 m	U	42.00	\$1,028.77	\$43,208.34
1.6	MALLA ELECTROSOLDADA DE 150X150X8mm PARA TALUD	M2	201.33	\$58.37	\$11,751.63
1.7	HORMIGÓN PROYECTADO e=10 cm	M2	201.33	\$77.01	\$15,504.42
				SUBTOTAL	\$77,189.93
2	PROVISIONALES				
2.1	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	M2	25.00	\$35.78	\$894.50
2.2	CERRAMIENTO PROVINCIONAL	M	90.00	\$20.65	\$1,858.50
2.3	LIMPIEZA DE LA OBRA Y DESALOJO	MES	4.00	\$241.78	\$967.12
				SUBTOTAL	\$3,720.12
3	CIMENTACIÓN				
3.1	REPLANTILLO F´C=140 kg/cm2 e=0.05 m	M2	78.00	\$7.86	\$613.08
3.2	ACERO DE REFUERZO FY=4200kg/cm2 (inc. Alambre # 18)	KG	6,742.63	\$1.70	\$11,462.47
3.3	HORMIGÓN PREMEZCLADO F´C=280 kg/cm2 (CIMENTACIÓN)	M3	50.70	\$361.48	\$18,327.04
3.4	CONTRAPISO e=8cm F´C= 180 Kg/cm2	M2	420.00	\$17.65	\$7,413.00
				SUBTOTAL	\$37,815.59
4	ESTRUCTURA METÁLICA				
4.1	PROV. E INST. DE COLUMNAS e=20 mm	M	234.00	\$207.79	\$48,622.86
4.2	PLACA DE ANCLAJE 450X450 EMPERNADA	UNIDAD	18.00	\$75.38	\$1,356.84
4.3	PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 270	M	194.72	\$64.20	\$12,501.02
4.4	PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 300	M	68.40	\$82.63	\$5,651.89
4.5	PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 330	M	236.08	\$95.79	\$22,614.10
4.6	PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 360	M	199.50	\$112.01	\$22,346.00
4.7	PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 400	M	57.96	\$131.95	\$7,647.82

4.8	PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 450	M	99.75	\$153.10	\$15,271.73
4.9	LOSA H.A e=10cm (METALDECK) F`C=210 kg/cm2	M2	756.00	\$89.05	\$67,321.80
5.0	ESCALERA (METALDECK) F`C=210 kg/cm2	M2	126.00	\$67.95	\$8,561.70
				SUBTOTAL	\$211,895.76
5	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL				
5.1	MITIGACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES	GLOBAL	1	\$24,356.64	\$24,356.64
5.2	HUMECTACIÓN PARA EL CONTROL DE MATERIAL PARTICULADO	M2	20.00	\$5.88	\$117.60
5.3	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE LETREROS TIPO 1	UNIDAD	2.00	\$53.42	\$106.84
				SUBTOTAL	\$24,581.08
				TOTAL	\$355,202.48

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

El costo por metro cuadrado de construcción es de \$ 281.91. (Incluyendo la solución geotécnica para la estabilización de la ladera). El valor total del proyecto es de \$355,202.48, el desglose resumido por cada rubro es el siguiente:

Tabla CXLIX. Porcentaje de participación de rubros dentro de la obra.

Rubro	Costo	Porcentaje
Estabilización de la ladera	\$ 77,189.93	22%
Cimentación	\$ 37,815.59	12%
Estructura Metálica	\$ 211,895.76	58%

Obras restantes	\$	28,301.20	8%
TOTAL	\$	355,202.48	100%

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

8.3 Duración y Cronograma del proyecto

Luego de obtener el presupuesto, se estimó el tiempo de duración de la obra, la cual dependiendo de los equipos de trabajo que se formen y los rendimientos calculados, se estima que es 4 meses en total.

La estimación en días por cada rubro, se realizó por medio del rendimiento calculado para cada actividad, la tabla CXLX resume los tiempos en días estimados.

Tabla CXLX. Duración en días de cada rubro.

DESCRIPCIÓN	UN	DÍAS
ESTABILIZACIÓN DE LA LADERA		
REPLANTEO DEL TERRENO GENERAL	M2	4.00
EXCAVACIÓN Y DESALOJO A MÁQUINA	M3	8.00
EXCAVACIÓN MANUAL	M3	7.00
REPLANTEO Y NIVELACION DEL TERRENO DEL EDIFICIO	M2	1.00
ANCLAJES CONTINUOS INYECTADOS DE 12 m	U	11.00
MALLA ELECTROSOLDADA DE 150X150X8mm PARA TALUD	M2	2.00

HORMIGÓN PROYECTADO e=10 cm	M2	3.50
PROVISIONALES		
CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	M2	2.00
CERRAMIENTO PROVINCIONAL	M	2.00
LIMPIEZA DE LA OBRA Y DESALOJO	MES	1.00
CIMENTACIÓN		
REPLANTILLO F´C=140 kg/cm ² e=0.05 m	M2	1.00
ACERO DE REFUERZO FY=4200kg/cm ² (inc. Alambre # 18)	KG	14.00
HORMIGÓN PREMEZCLADO F´C=280 kg/cm ² (CIMENTACIÓN)	M3	6.50
CONTRAPISO e=8cm F´C= 180 Kg/cm ²	M2	6.50
ESTRUCTURA METÁLICA		
PROV. E INST. DE COLUMNAS e=20 mm	M	16.50
PLACA DE ANCLAJE 450X450 EMPERNADA	U	1.00
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 270	M	4.00
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 300	M	2.00
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 330	M	4.00
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 360	M	4.00
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 400	M	1.00
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 450	M	2.00
LOSA H.A e=10cm (METALDECK) F´C=210 KG/CM ²	M2	19.00
ESCALERA (METALDECK) F'C=210 KG/CM ²	M2	6.50
PLAN DE MANEJO AMBIENTAL		

MITIGACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES	GB	Durante toda la obra
HUMECTACIÓN PARA EL CONTROL DE MATERIAL PARTICULADO	M2	1.00
SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE LETREROS TIPO 1	U	1.00

Fuente: Andrade, H., Solano, D., 2017.

Se realizó el cronograma general de la obra en el software Microsoft Project 2016, en donde se obtuvo un total de 80 días laborables para la conclusión de la obra, lo que representa 4 meses de trabajo aproximadamente (tomando en cuenta que se trabaja de lunes a viernes en jornada de 8 horas). (Ver figura 8.1)

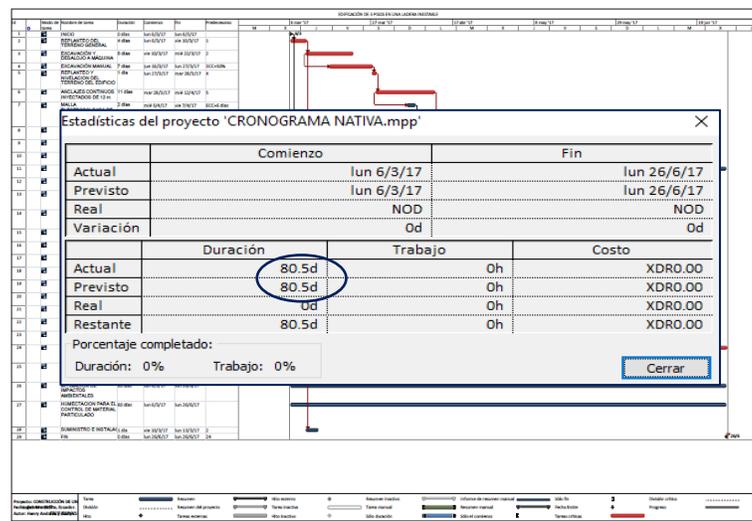


Figura 8.1. Duración estimada de la obra.

Fuente: Microsoft Project.

El cronograma general realizado en Project se lo presenta a continuación:

CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJO (en US Dolares)															
RUBROS	CANT.	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	TIEMPO EN: 90 DIAS											
				1 MES		2 MES		3 MES		4 MES					
				1er. QUINCENA	2do. QUINC.	3er. QUINC.	4to. QUINC.	5to. QUINC.	6to. QUINC.	7to. QUINC.	8to. QUINC.				
REPLANTEO DEL TERRENO GENERAL	420.00	1.42	596.40	100.00%	596.40										
EXCAVACIÓN Y DESALOJO A MAQUINA	555.33	9.61	5,336.72		100.00%	5,336.72									
EXCAVACIÓN MANUAL	70.00	9.88	691.60		100.00%	691.60									
ANCLAJES CONTINUOS INYECTADOS DE 1	42.00	1,028.77	43,208.34		20.00%	8,641.67	80.00%	34,566.67							
HORMIGÓN PROYECTADO e=10 cm	201.33	77.01	15,504.42			100.00%	15,504.42								
CONSTRUCCIONES PROVISIONALES	25.00	35.78	894.50	100.00%	894.50										
CERRAMIENTO PROVISIONAL	90.00	20.65	1,858.50	100.00%	1,858.50										
LIMPIEZA DE LA OBRA Y DESALOJO	4.00	241.78	967.12	10.00%	96.71	15.00%	145.07	15.00%	145.07	5.00%	48.36	5.00%	48.36	5.00%	48.36
REPLANTILLO F' C=140 kg/cm2 e=0.05 m	78.00	7.86	613.08					100.00%	613.08						
ACERO DE REFUERZO FY=4200kg/cm2 (Inc.	3,966.25	1.70	6,742.63					70.00%	4,719.84	30.00%	2,022.79				
HORMIGÓN PREMEZCLADO F' C=280 kg/cm2	50.70	361.48	18,327.04					60.00%	10,996.22	40.00%	7,330.82				
PROV. E INST. DE COLUMNAS e=20 mm	234.00	207.79	48,622.86					25.00%	12,155.72	75.00%	36,467.15				
PLACA DE ANCLAJE 450X450 EMPERNADA	18.00	75.38	1,356.84					25.00%	339.21	75.00%	1,017.63				
CONTRAPISO e=8cm F' C= 180 Kg/cm2	420.00	17.65	7,413.00							100.00%	7,413.00				
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 270	194.72	64.20	12,501.02									100.00%	12,501.02		
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 300	68.40	82.63	5,651.89									100.00%	5,651.89		
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 330	236.08	95.79	22,614.10									100.00%	22,614.10		
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 360	199.50	112.01	22,346.00									100.00%	22,346.00		
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 400	57.96	131.95	7,647.82									100.00%	7,647.82		
PROV. E NST. DE PERF.MET. IPE 450	99.75	153.10	15,271.73									100.00%	15,271.73		
LOSA H.A e=10cm (METALDECK) F' C=210 Kg/cm2	756.00	89.05	67,321.80										30.00%	20,196.54	
ESCALERA (METALDECK) F' C=210 KG/CM2	126.00	67.95	8,561.70										70.00%	47,125.26	
HUMECTACIÓN PARA EL CONTROL DE MA	20.00	5.88	117.60					33.33%	39.20	33.33%	39.20			100.00%	8,561.70
SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE LETRERO	2.00	53.42	106.84	100.00%	106.84										

Figura 8.2. Cronograma valorado de trabajo.
Fuente: Microsoft Project.

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

A lo largo de los años de estudio se adquirieron conocimientos y experiencia en todos los ámbitos relacionados a la carrera de ingeniería civil, donde los principios morales, sociales, éticos y ambientales han sido parte primordial de este proceso. La ESPOL impartió todas las herramientas necesarias para desarrollar un proyecto como este, en el cual, la finalidad principal es integrar conocimientos, criterios y trabajo autónomo. Se concluye que el proyecto relaciona varias ramas de la ingeniería y es claramente viable la ejecución del mismo, lo que generaría grandes beneficios en el sector turístico del país. Los resultados que se obtuvieron son los siguientes:

1. Al modelar en el software GALENA la ladera en las condiciones actuales, sin considerar las cargas extras sobreimpuestas por la implementación de la edificación, ni las fuerzas sísmicas, el talud en general presenta estabilidad, pero al modelar en condiciones críticas considerando las fuerzas sísmicas con un coeficiente de aceleración horizontal (K_h) de 0.40, la estabilidad de la ladera falla teniendo un factor de seguridad de 0.99, siendo menor que lo permitido por la NEC 2015 que impone al menos 1.05. Por esta razón se encontró una solución que estabilice la ladera aún con la carga del edificio extra en el terreno.

2. Se escogió los anclajes continuos inyectados para solucionar la inestabilidad que presenta la ladera en presencia de fuerzas sísmicas. La solución consiste en reforzar los suelos subyacentes bajo la cimentación, con un sistema de perforaciones al cual se le inyecta lechada de cemento y se ancla una barra pasiva que se conecta a la cimentación de la estructura, esta solución ayuda a incrementar la capacidad admisible del suelo, que según los sondeos obtenidos y el análisis geotécnico realizado era baja, incrementando de 13 ton/m² a 34 ton/m² y a la vez, este método actúa como un conductor de las cargas hasta un estrato más resistente.

Estos anclajes tendrán una longitud de 12 m llegando hasta la roca poco meteorizada que se encuentra fragmentada, donde la lechada de cemento actúa como un ligante a lo largo del radio de la perforación, aumentando la cohesión y fricción natural que existe en los estratos.

3. Para la construcción del edificio se realizó una modificación al perfil existente de la ladera, haciendo un corte en una de sus terrazas para ganar terreno para su ejecución. Como en la ladera cada terraza está dividida con muros en voladizo al realizar este corte se le quita parte del esfuerzo pasivo que ejercía el suelo sobre él, la solución fue la aplicación de hormigón

proyectado de espesor de 10 cm en toda el área de corte, esta solución también sirve para impermeabilizar el terreno.

4. Se escogieron tres alternativas de diseño estructural para la construcción del edificio, la primera consiste en pórticos de hormigón resistentes a momentos, la segunda también, pero en vez de usar losas en dos direcciones aligeradas se usa losas metálicas (metal deck), y la tercera es pórticos de acero resistentes a momentos. Estas tres alternativas se las propone con la finalidad de ir disminuyendo las cargas que ejerce la estructura sobre la ladera, porque el edificio está en una parte alta del terreno, y la carga que se imponga puede beneficiar a la falla del terreno. Por el mismo propósito, se consideró utilizar para todas las alternativas paredes de hormi².

5. La cimentación sugerida para todas las alternativas de edificaciones son vigas de cimentación (zapatas corridas), ya que los anclajes continuos inyectados van a estar distribuidos en la franja de cimentación generando una pantalla de suelo mejorado bajo la cimentación. El ancho de la zapata se lo calculó con el software GEO5 (zapata) en donde la estructura de

hormigón requería un ancho 16.67% mayor que la metálica y 8.33% mayor que la estructura mixta.

6. Para cada alternativa se verificó como la inclusión de los anclajes continuos inyectados disminuyen los asentamientos, el ancho de la cimentación y aumentan la capacidad de carga, concluyendo que con esta solución de estabilización es factible implantar cualquiera de las 3 alternativas, donde el factor de seguridad de estabilidad del talud fue de 1.25 cumpliendo con las especificación de la NEC 2015, por lo tanto, la selección de la alternativa correcta es en base de las restricciones propias del lugar, ya que al ser un hotel se requiere que la obra se termine rápido, que sea lo menos contaminante posible, y que sea más económica, siendo la más factible la estructura metálica.

7. El diseño del sistema de pórticos especiales de acero resistentes a momentos, se realizó siguiendo la norma AISC 360-10, y la norma NEC 2015, cumpliendo con todas las verificaciones que especifican para una estructura metálica. La edificación tiene un diseño sismo resistente, detalle primordial en Ecuador por estar en el cinturón de fuego del pacífico. Los

perfiles utilizados para vigas y columnas fueron optimizados para que sea lo más económica posible.

8. Los impactos ambientales en general no tienen una alta influencia en la afectación del medio ambiente y la salud de los seres vivos, ya que, al estar el terreno sin vegetación, la aplicación de este proyecto no generaría mayores impactos. Cabe recalcar, que el recurso más afectado es el suelo, debido a la aplicación de los anclajes, pero siguiendo el plan de manejo ambiental propuesto, todos los factores que influyan se verán minimizados.

9. El análisis de costos comprende dos etapas en sí, la solución geotécnica para estabilización y el diseño propio de la edificación, considerando estos dos procesos el costo por metro cuadrado del edificio es de \$ 281.91. El costo de la estabilización del talud asciende a \$ 77,189.93 mientras que, el costo de la estructura, cimentación, plan de manejo ambiental, y estructuras provisionales asciende a \$ 278,012.55 dando un total de \$ 355,202.48.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda impermeabilizar el terreno que existe a los lados del muro superior de la ladera, ya que el suelo está expuesto a la intemperie y en la visita técnica se pudo observar presencia de yeso en el suelo meteorizado, que con la acción del agua puede debilitarse y crear cuñas y planos de falla.
2. Se recomienda seguir las especificaciones técnicas adecuadas para la colocación de los anclajes continuos inyectados, y no inyectar agua previa a su colocación, porque esta podría causar la falla de los taludes presentes en la ladera.
3. El estudio geotécnico realizado es en base a información otorgada por varias empresas geotécnicas, se recomienda verificar con sondeos SPT en varios puntos donde no se tenga información del suelo subyacente.
4. Se recomienda obtener el periodo de resonancia del suelo, debido a que no puede ser igual al de la estructura, porque podría entrar en resonancia con el suelo y magnifique los efectos del sismo en la edificación.

5. Se debe dar mantenimiento a la estructura con pintura anticorrosiva (epóxica), debido a que la edificación está en un ambiente salino, vulnerable a la corrosión.

6. Se recomienda que los anclajes continuos inyectados sobresalgan al menos 30 cm sobre el terreno natural, para que intersecten dentro del armado de la cimentación.

BIBLIOGRAFÍA

Abad, J. (2016). Diseño Arquitectónico de propuesta de edificación de 6 pisos en Nativa Bambú Ecolodge. Montañita, Ecuador.

Aguirre, C. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero. Santiago de Chile, Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.

American Institute of Steel Construction, (2005). Inc. Steel Construction Manual. Chicago, Estados Unidos.

ASCE, 7.-1. Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE, 2010.

Das, B. (2012). Teoría de la Elasticidad para Cimientos Flexibles presentada por Scheilcher en 1926. Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. 7ma Edición ISBN: 987-607-481-823-9.

Carter, M. and Bentley, S. 1991. Correlations of soil properties. Penetech Press Publishers, London.

Chávez, M. (2016). Solución Técnica en Paso Pinhuapungo. Cantón Pinhuapungo, Cotopaxi, Ecuador.

Chávez, M., Blanco, R., Watson, R. 2008. Estabilización de taludes en el río Portoviejo. Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra. ESPOL. Guayaquil, Ecuador.

DIPAC S.A. 2015. Perfiles. Catálogo de Acero, 6-15.

Espinoza, Á. (2015). Estudio Topográfico y Aerofotogrametría del Terreno del Hotel Nativa Bambú Ecolodge. Montañita, Ecuador.

Federal Emergency Management Agency. 2010. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.

GEO5, Guía de Usuario. 2017. Fine Ltd 2016. Pg. 1130-1133.

GEOCIMENTOS S.A. 2016. Estudio Geotécnico: Talud para Protección de Piscina en Terrenos del Hotel Nativa Bambú. Montañita, Ecuador.

González, C. (2013). Evaluación de Impacto Ambiental y Sociocultural, Método de Criterios Relevantes Integrados (Buroz, 1990). Bolívar, Venezuela.

Granizo, S. (2013). Estudio de la configuración estructural en planta y elevación y su incidencia en la estabilidad de un edificio. Ambato.

INEC Resumen Ejecutivo. 2014. Encuesta de Hoteles, Restaurantes y Servicios (Empalme con la serie histórica). Ecuador.

Collot, Y., Sallares, V., Pazmiño, N. 2009. Geología y Geofísica Marina y Terrestre del Ecuador desde la Costa Continental hasta las Islas Galápagos. Guayaquil, Ecuador.

Kezdi, A. 1974. Handbook of Soil Mechanics. Elsevier, Amsterdam.

Koloski, W., Schwarz, D., and Tubbs, W. 1989. Geotechnical Properties of Geologic Materials, Engineering Geology in Washington, Vol 1, Washington Division of Geology and Earth Resources Bulletin 78.

Meyerhof, G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. J Soils Mechanics and Foundation Division ASCE, 82(SM1).

Minnesota Department of Transportation, Pavement Design, 2007.

NEC. Norma Ecuatoriana de la Construcción. 2015. En Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

NEC-SE-AC. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Estructuras de acero). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

NEC-SE-CG. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Cargas no sísmicas). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

NEC-SE-DS. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Peligro sísmico diseño sismoresistente). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

NEC-SE-GC. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Geotécnia y Cimentaciones). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

NEC-SE-HM. 2015. Norma ecuatoriana de la construcción (Estructuras de hormigón armado). Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

Obrzud R., Truty, A. 2012. The Hardening Soil Model - A Practical Guidebook
Z Soil.PC 100701 report.

Peck, R., Hanson, W., Thornburn, T. 1974. Foundation Engineering Handbook. Wiley, London.

Pesantes, J. (2016). Estudio de suelo para una residencia particular. Salinas: aetconsultora.

Prat, M., Bisch, E., Millard, A., Mestat, P., Cabot, G. 1995. La modelisation des ouvrages. Hermes, Paris.

RocNews Winter. 2016. Sarma Wedge Analysis In Slide 7.0.

Rodríguez, N., Salvatierra, G. (2016). Diseño Sismo resistente De Estructura Para Aulas De Clases, Ampliación Del Colegio Técnico "Salinas Siglo XXI" Ubicado En La Parroquia José Luis Tamayo Provincia De Santa Elena. ESPOL, Guayaquil.

SUELOTEC, 2015. Estudio Geotécnico para la Ampliación de la Hostería Nativa Bambú Etapa II. Montañita, Ecuador.

Tapia, C. (2010). Propuesta de mejoramiento del proceso constructivo para viviendas unifamiliares con sistema Hormi-2, en la empresa J.V.W. Quito.

Vélez, C. (2004). Ejecución de Edificios en Acero Estructural. Universidad de Colombia. Medellín.

ANEXOS