

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Diseño estructural del Condominio “Alamar” en Punta Blanca, mediante un análisis lineal, y un análisis estático no lineal (Pushover). Usando mampostería alivianada y aplicando la normativa local.

PROYECTO INTEGRADOR

**Previo a la obtención del título de:
Ingeniero Civil**

Presentado por:

Patricio Alejandro Bravo Montero

pbravo@espol.edu.ec

Ángel Santiago González de la Torre.

asgonzal@espol.edu.ec

GUAYAQUIL-ECUADOR

11/febrero/2020

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTO

El presente proyecto se lo dedicó a mamá, por haberme hecho la persona que soy hoy. Espero ser el hijo que te mereces. A papá por su apoyo durante estos cinco años. A mis hermanas, que son mi inspiración y motor. Así mismo, quisiera agradecer a mis profesores de carrera, en particular a mis tutores de tesis, por buscar ir siempre más allá del deber de un profesor. A mis amigos, compañeros y pronto colegas, su amistad durante los últimos años ha significado más para mí de lo que estas líneas pueden reflejar.

Patricio Alejandro Bravo Montero

El presente proyecto se lo dedico a Dios, por su bendición durante todos estos años. A mis padres Martha y Gustavo, por su infinitito amor y apoyo incondicional en todo momento. A mi familia en general por estar pendiente del avance de mis estudios, siempre motivándome para seguir adelante. A mis profesores, por el conocimiento y amistad brindadas durante todos estos años. A mis compañeros de trabajo, por enseñarme acerca del oficio de un ingeniero civil, por la paciencia con la que me aclararon conceptos que no entendía y por las muchas veces que se pusieron en el papel de profesor. Por último, pero no menos importante, a mis amigos; en especial a Patricio, por estar en las buenas y en las malas hasta el proyecto final.

Ángel Santiago González de la Torre

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponden conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; *Patricio Alejandro Bravo Montero* y *Ángel Santiago González de la Torre* damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Patricio Alejandro
Bravo Montero

Ángel Santiago
González de la Torre

EVALUADORES

P.hD. Miguel Ángel Chávez M.

PROFESOR DE LA MATERIA

Ing. Guillermo J. Muñoz Villa M. Sc.

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

La construcción informal es uno de los mayores problemas del país, dejando ya varias víctimas durante eventos sísmicos pasados. Una forma de asegurar el correcto desempeño de una estructura es siguiendo las normativas modernas de diseño estructural, como NEC 2015 y ACI 318-14. Sin embargo, esto no garantiza la estabilidad o resistencia de los elementos no estructurales. Esto hace que sea necesario el uso de materiales nuevos para evitar pérdidas económicas o de vida por culpa de colapsos de paredes. Tomando esto en mente, se determinó realizar el diseño estructural del condominio “Alamar” usando un análisis estático lineal y pseudo dinámico espectral. Así mismo, para suplir la falta de análisis en el rango inelástico de la estructura, se realizó un análisis estático no lineal Pushover, para verificar el desempeño de la estructura. Obteniéndose de esta manera una estructura que cumple con la filosofía de diseño, con los requerimientos y nivel de detallamiento especificado en las normas.

Palabras Clave: *Diseño Estructural, análisis lineal, Pushover, elementos no estructurales, filosofía de diseño.*

ABSTRACT

Informal construction is one of the worst problems in the country, leaven already several victims during the past seismic events. A way to ensure the correct performance of a structure is to follow modern structural design codes, such as NEC 2015 and ACI 318-14. However, this does not guarantee the stability or resistance of non-structural elements. This makes it necessary to use new materials to avoid economic or life losses due to collapse of walls. Taking this in mind, it was determined to perform the structural design of the “Alamar” condominium using a linear static analysis and pseudo dynamic spectral. Likewise, to replace the lack of analysis in the inelastic range of the structure, a non-linear static Pushover analysis was performed to verify the performance of the structure. Obtaining in this way a structure that complies with the design philosophy, with the requirements and the level of detail specified in the standards.

Key Words: Structural design, linear analysis, Pushover, non-structural elements, desing philosophy.

TABLA DE CONTENIDO

Resumen	V
Abstract.....	VI
Tabla de contenido	VII
ABREVIATURAS	X
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Descripción del Problema.....	1
1.2. Justificación del problema y Alcance.....	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1. Objetivo general	3
1.3.2. Objetivos específicos	4
1.4. Marco teórico	4
1.4.1. Análisis con elementos finitos.....	4
1.4.2. Análisis Estático Lineal.....	4
1.4.3. Análisis Estático No Lineal	5
1.4.4. Análisis Pushover.....	5
1.4.5. Capacidad de disipación de energía	5
1.4.6. Cargas	6
1.4.7. Columna	7
1.4.8. Diseño Estructural	7
1.4.9. Materiales Estructurales.	8
1.4.10. Rotula plástica	9
1.4.11. Deflexión máxima.....	9
2. METODOLOGIA.....	10

2.1.	Formulación de alternativas.....	10
2.1.1.	Losa.....	11
2.1.2.	Paredes.....	11
2.1.3.	Material estructural.....	12
2.1.4.	Cimentaciones.....	12
2.2.	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	12
2.2.1.	Vigas.....	12
2.2.2.	Nervios.....	12
2.2.3.	Columnas.....	13
2.2.4.	Losa.....	13
2.2.5.	Zapatas Corridas.....	14
2.2.6.	Vigas de cimentación.....	14
2.3.	Tipos de análisis.....	15
2.3.1.	Análisis estático lineal.....	15
2.3.2.	Análisis pseudo-dinámico espectral.....	16
2.3.3.	Análisis estático incremental no lineal Pushover.....	19
2.4.	Diseño estructural.....	22
2.4.1.	Materiales.....	22
2.4.2.	Combinaciones de cargas.....	22
2.4.3.	Cargas.....	23
2.4.4.	Vigas.....	23
2.4.5.	Nervios.....	24
2.4.6.	Columnas.....	25
2.4.7.	Losa.....	28
2.4.8.	Zapatas (zapatas corridas).....	28
2.4.9.	Vigas de cimentación.....	30
2.4.10.	Escalera.....	30
2.5.	PRESUPUESTOS.....	32

2.5.1.	Cronograma de actividades:.....	33
3.	RESULTADOS Y ANÁLISIS	34
3.1.	Resultados	34
3.1.1.	Análisis estático lineal	34
3.1.2.	Análisis pseudo-dinámico espectral	37
3.1.3.	Análisis estático no lineal, Pushover	40
3.1.4.	Diseño estructural	41
3.1.5.	Presupuestos y cronograma de obra	52
4.	EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL.....	54
4.1.	Ubicación e implantación del proyecto.....	54
4.2.	Coordenadas de ubicación del proyecto.....	54
4.3.	Regularización ambiental	55
4.4.	Línea Base del proyecto.....	55
4.4.1.	Medio Físico.	55
4.4.2.	Medio Biótico.	57
4.4.3.	Medio Humano.....	57
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	58
5.1.	Conclusiones.....	58
5.2.	Recomendaciones	58
	BIBLIOGRAFÍA	60

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
ASTM	American Society for Testing and Materials
NEC	Norma Ecuatoriana de la construcción
ACI	American Concrete Institute
FEMA	Federal Emergency Management Agency
ANL	Análisis no lineal
CCG	Cámara de la construcción de Guayaquil.}

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1.1 Espectro de diseño elástico e inelástico. [Fuente Propia]	2
Ilustración 1.2 “Typical Distribution of construction cost in buildings” [Taghavi and Miranda, 2003].....	3
Ilustración 1.3 Relación esfuerzo deformación, linealidad y no linealidad. (ESTEBA, 2012)	5
Ilustración 1.4. Modelo del Condominio Alamar en ETBAS.....	8
Ilustración 2.1 Áreas tributarias de columnas, áreas de ambientes.....	13
Ilustración 2.2. Propiedades de NOVALOSA 76 según catálogo de Novacero	14
Ilustración 2.3. Definición de los Load Patterns para el sismo estático.	16
Ilustración 2.4. Valor de los coeficientes C y k para el análisis estático lineal.....	16
Ilustración 2.5. Espectro de respuesta, para la zona de Punta Blanca, utilizado. [Fuente propia]	18
Ilustración 2.6. Curva generalizada de fuerza-deformación para elementos de hormigón armado [ACI 369]	19
Ilustración 2.7. Load Case de las cargas gravitacionales no lineales [Fuente propia]... ..	19
Ilustración 2.8. Load Pattern FHEx [Fuente propia].....	20
Ilustración 2.9. Load Pattern FHEy [Fuente propia].....	20
Ilustración 2.10. Load Case PushX [Fuente propia]	20
Ilustración 2.11. Load Case PushY [Fuente propia]	20
Ilustración 2.12. Acero de refuerzo en columnas.....	21
Ilustración 2.13. Acero de refuerzo en vigas.....	21
Ilustración 2.14. Ubicación de las rotulas plásticas asignadas.	21
Ilustración 2.15. Rotulas plásticas en vigas.	22
Ilustración 2.16. Rotulas plásticas en columnas.	22
Ilustración 2.17. Perfil IPE200 seleccionado como nervio de losa.....	25
Ilustración 2.18. Columnas existentes en el Condominio Alamar.	25
Ilustración 2.19. Propiedades de Novalosa 55.	28
Ilustración 2.20 Modelado de Zapatas y vigas de cimentación en Sap2000	30
Ilustración 2.21 Viga de escalera.....	31
Ilustración 2.22 Modelado de Escalera en Etabs.....	32
Ilustración 3.1. Desplazamiento de pisos en la dirección X.....	34

Ilustración 3.2. Desplazamiento de pisos en la dirección Y	34
Ilustración 3.3. Derivas de entrepisos en la dirección X	35
Ilustración 3.4. Derivas de entrepisos en la dirección Y	35
Ilustración 3.5. Fuerzas cortantes de pisos, dirección X.....	37
Ilustración 3.6. Fuerzas cortantes de pisos, dirección Y.....	37
Ilustración 3.7. Desplazamiento de pisos en la dirección X.....	37
Ilustración 3.8. Desplazamiento de pisos en la dirección Y	37
Ilustración 3.9. Derivas de entrepisos en la dirección X	38
Ilustración 3.10. Derivas de entrepisos en la dirección Y	38
Ilustración 3.11. Derivas de entrepisos en la dirección X	39
Ilustración 3.12. Derivas de entrepisos en la dirección Y	39
Ilustración 3.13. Curva de capacidad para el caso Push X	40
Ilustración 3.14. Curva de capacidad para el caso Push Y	40
Ilustración 3.15. Primer paso PushX	41
Ilustración 3.16. Ultimo paso PushX.....	41
Ilustración 3.17. Primer paso PushY	41
Ilustración 3.18. Ultimo paso PushY.....	41
Ilustración 3.24. Clasificación de columnas en planta	45
Ilustración 3.25. Columnas en perspectiva 3D	45
Ilustración 3.26. Vigas de pisos 1 y 2	47
Ilustración 3.27. Vigas de pisos 3 y 4	48
Ilustración 3.28. Vigas de pisos 5	49
Ilustración 3.29. Vigas de terraza	50
Ilustración 4.1. Perímetro de Punta Blanca. Imagen obtenida de Google Maps.....	54
Ilustración 4.2. Ubicación del proyecto Condominio Alamar.....	54
Ilustración 4.3. Consulta de actividades ambientales	55
Ilustración 4.4. Resumen del clima en Santa Elena. Ilustración obtenida de es.weatherspark.com	55
Ilustración 4.5. Temperatura promedio en Santa Elena. Ilustración obtenida de es.weatherspark.com	56
Ilustración 4.6. Precipitación diaria en Santa Elena. Ilustración obtenida de es.weatherspark.com	56
Ilustración 4.7. Calicata para estudio de suelo	57

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Factor de sobre carga. NEC 2015	6
Tabla 2.1. Deflexión máxima admisible calculada. Fuente: ACI 318S-14	12
Tabla 2.2 Calculo coeficiente k [NEC 2015]	15
Tabla 2.3. Valores de factor Z. Fuente: NEC-SE-DS.....	17
Tabla 2.4. Coeficiente que depende del tipo de estructura	17
Tabla 2.5. Materiales utilizados para análisis, diseño y presupuesto [Fuente propia] ...	22
Tabla 2.6 Calculo de cargas muertas [Fuente propia]	23
Tabla 2.7 Cargas vivas y muertas de distintas partes del edificio.	23
Tabla 3.1. Resultados de los coeficientes C y k	34
Tabla 3.2. Comprobación de las derivas inelásticas con la máxima admisible por la NEC 2015	35
Tabla 3.3. Modos de vibración, periodos y masas participantes	36
Tabla 3.4. Comprobación de las derivas inelásticas con la máxima admisible por la NEC 2015	39
Tabla 3.5 Tabla resumen de cimentaciones	41
Tabla 3.6 C1: 10, 11, 14, 15, 6 y 7.	42
Tabla 3.7 C2: 17, 18	42
Tabla 3.8 C3: 4, 5, 8, 9, 12, 13 y 16	42
Tabla 3.9 C4: 1 y 2	43
Tabla 3.10 C5: 3	43
Tabla 3.11 Armado columna C1	44
Tabla 3.12 Armado columna C2	44
Tabla 3.13 Armado columnas C3	44
Tabla 3.14 Armado C4	44
Tabla 3.15 Armado C5	45
Tabla 3.16 Requerimientos columnas ACI y NEC	45
Tabla 3.17 Armado de vigas Piso 1 y 2	46
Tabla 3.18 Vigas piso 3 y 4	47
Tabla 3.19 Armado vigas piso 5	48
Tabla 3.20 Armado vigas piso 6	49
Tabla 3.21 Requerimientos ACI para vigas [Fuente propia]	50
Tabla 3.22 Cronograma de obra del condominio "Alamar" [Fuente propia].....	53

Tabla 4.1. Coordenadas del Condominio Alamar en sistema WGS-8454

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Descripción del Problema

El Condominios Alamar es un proyecto residencial de departamentos habitacionales ubicado en la comunidad de Punta Blanca en la provincia de Santa Elena, a 10 kilómetros de Salinas. Al igual que el resto de la costa ecuatoriana, la localidad es propensa grandes aceleraciones en roca durante un evento sísmico, teniendo una caracterización del peligro sísmico muy alta (NEC, 2015b).

Es durante estos desastres naturales que tanto la integridad de las estructuras como la de sus ocupantes peligran, la forma más apropiada de prevenir el colapso de una edificación es a través del uso de las normativas, tanto locales como internacionales, las mismas que detallan los requerimientos para los elementos estructurales.

Sin embargo, los elementos no estructurales como: paredes, equipos, techos falsos, etc. demandan un porcentaje importante de la inversión económica, y su daño parcial o total durante un sismo puede suponer grandes pérdidas monetarias, y un peligro para los ocupantes de la estructura. (Mohsenian et al., 2019)

Las normativas NEC 2015 y ACI 318-14, proponen ingeniería sísmica tradicional. La cual mediante un número de requerimientos en demandas y estallamientos estructurales, garantiza hasta cierto nivel el desempeño de los elementos estructurales. Analizándola en su rango lineal, considera la deformación de los elementos y su plasticidad con el uso de un valor de reducción R . Este es un valor empírico obtenido y refinado a lo largo de los años, a través de la experiencia y la evaluación de la actuación de estructuras durante eventos sísmicos.

En este proyecto, se busca realizar un diseño estructural basado en un análisis estático lineal y un análisis pseudo-dinámico espectral como lo exige la Norma Ecuatoriana de la Construcción -NEC 2015- ; adicional a esto, se realizará un análisis estático no lineal de fuerzas incrementales, también conocido como Pushover, para verificar el nivel de desempeño de la estructura.

1.2. Justificación del problema y Alcance

Una de las consecuencias de los sismos a gran escala es la pérdida económica y de vidas, y la paralización del país después de un evento como este. El sismo de 7.8 Mw ocurrido en Manabí, en abril de 2016 demuestran que muchas de las estructuras edificadas en el país, aun son resultado de la construcción informal.

Las normativas proponen un diseño a partir del cual el edificio tendría un nivel de desempeño de prevención al colapso. El espectro obtenido para este evento sísmico, es reducido en un valor R, proporcionado por las normativas, que permite considerar la sobrerresistencia de los materiales, así como la ductilidad y deformación.

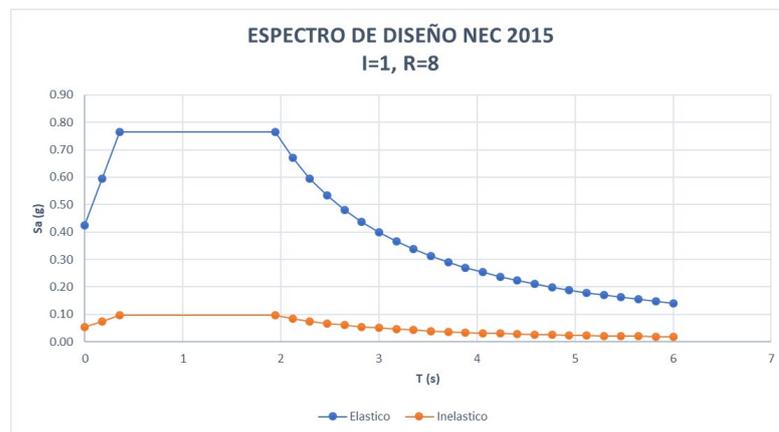
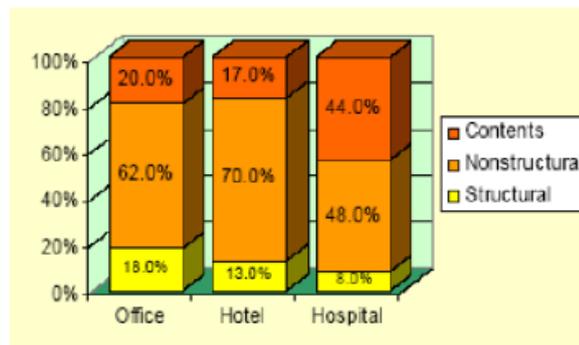


Ilustración 1.1 Espectro de diseño elástico e inelástico. [Fuente Propia]

Este valor R es un valor empírico, el cual es obtenido de la experiencia, y refinado con cada evento sísmico, pues la actuación de las estructuras permite observar su efectividad. Este valor es necesario debido a que la ingeniería sísmica tradicional propone un análisis lineal, donde los elementos de la estructura, así como los materiales se consideran elásticos, conservando la misma relación esfuerzo deformación.

Al considerar el rango no lineal de los elementos, se permite un punto de vista diferente para conocer el nivel de desempeño de nuestra estructura y concluir si el diseño estructural planteado pudiera ser el más eficiente o no.

Eduardo Miranda (Shahram Taghavi, 2003) realizó un estudio estadístico sobre el costo de diferentes tipos de edificios con distintos objetivos de protección. Es importante realizar la distinción entre las distintas partes de un edificio pues se encontró que los componentes estructurales de una construcción componen en general menos del 20% del costo total.



**Ilustración 1.2 “Typical Distribution of construction cost in buildings”
[Taghavi and Miranda, 2003]**

El caso más crítico, es el de un hospital, siendo este de un edificio de categoría esencial. En este caso, los elementos estructurales componen menos del 10% del costo total, y los contenidos componen tanto como un 44%.

Por lo que la investigación sobre la disponibilidad de mampostería más resistente y más liviana, y por lo tanto menos propensa a ser afectada y destruirse es adecuada. Así como la obtención del efecto de este nuevo producto en el presupuesto y cronograma de obra.

Debido a que este proyecto está más enfocado al diseño estructural se determinarán el presupuesto para obra gris, se realizará una evaluación de impacto ambiental de la edificación, y se propondrá un plan de manejo ambiental. Para este proyecto no se realizó diseño de instalaciones, ni fueron considerados en el presupuesto

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Realizar un diseño estructural del Condominio Alamar, aplicando un análisis estático lineal y un análisis pseudo-dinámico espectral y evaluar este diseño con un análisis estático no lineal, por medio del método Pushover.

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar un análisis estático lineal utilizando los coeficientes C -del cortante basal- y k -que depende del periodo de la estructura- basados en la NEC 2015.
- Diseñar los elementos estructurales basándose en los resultados de los análisis previamente mencionados.
- Verificar el nivel de desempeño de la estructura con el diseño estructural realizado, por medio de un análisis estático no lineal Pushover.
- Obtener el presupuesto de la construcción de la parte estructural y manpostería de la obra.

1.4. Marco teórico

1.4.1. Análisis con elementos finitos

El análisis con elementos finitos (*finite element analysis*) es un análisis en el cual se modela una estructura y esta se divide en un número de elementos discretos. (ACI, 2014)

1.4.2. Análisis Estático Lineal

En el Análisis lineal se considera que tanto el material como los elementos estructurales mantienen un comportamiento lineal y directamente proporcional entre la deformación y el esfuerzo. Es decir que se cumple la Ley de Hook. En la realidad, las estructuras mantienen un comportamiento lineal hasta nivel de carga, después del cual los elementos de la misma comienzan a plastificar y deformarse.

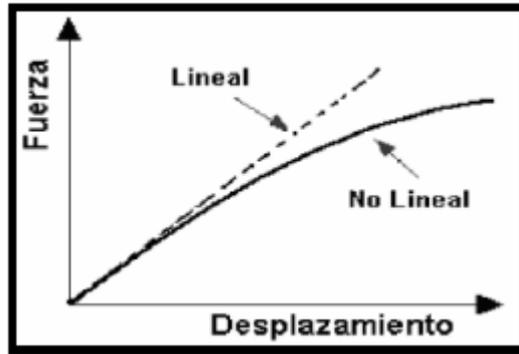


Ilustración 1.3 Relación esfuerzo deformación, linealidad y no linealidad. (ESTEBA, 2012)

1.4.3. Análisis Estático No Lineal

Un análisis no lineal es aquel que considera el comportamiento de un elemento cuando este sufre deformaciones permanentes. El método Pushover es uno de los métodos más utilizados para un análisis estático no lineal debido a que es relativamente simple de usar en comparación con otros análisis con el mismo fin. (Tomás et al., 2017) Gracias a este análisis podemos establecer una relación entre la fuerza cortante en la base de una estructura y el desplazamiento superior de la misma. (Kilar & Fajfar, 1996)

1.4.4. Análisis Pushover

El análisis Pushover muestra el comportamiento de una estructura cuando esta sufre deformaciones permanentes, es decir, cuando entra en un rango de deformación no lineal.

En un análisis Pushover, la estructura es sometida a cargas gravitacionales no lineales y a un patrón de cargas laterales incrementales las cuales desplazan los nodos de la estructura, hasta una distancia objetivo.

El Análisis Pushover Tradicional (FEMA-273, ATC- 40) sólo considera el primer modo de vibración, el cual es considerado como dominante por poseer, generalmente, el mayor factor de participación modal.

1.4.5. Capacidad de disipación de energía

Se conoce como capacidad de disipación de energía de un elemento estructural o un conjunto de elementos estructurales a la capacidad -valga la redundancia- de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin ver afectada su resistencia. (NEC, 2015)

1.4.6. Cargas

Se conoce como carga a una fuerza u otra acción proveniente del peso propio de un material, de los ocupantes dentro de una estructura y sus mobiliarios, a varios efectos provocados por condiciones climáticas, acontecimientos naturales y fuerzas externas (ACI, 2014).

Para este documento, tanto cargas vivas como muertas fueron obtenidas usando los valores de referencia dados por NEC 2015.

El hecho que la carga viva sea máxima en una superficie grande es poco probable, es por esto por lo que la mayoría de los códigos permiten realizar una reducción de esta. Según NEC 2015 Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, se podrán reducir si:

$$K_{LL}A_T \geq 35 \text{ m}^2 \quad \text{(Ecuación 1.1)}$$

De tal manera que:

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad \text{(Ecuación 1.2)}$$

Dónde:

- **L**: Sobrecarga distribuida en kN/m², aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.
- **L_o**: Sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.
- **K_{LL}**: Factor de sobrecarga según el elemento de soporte.
- **A_T**: Área tributaria en metros cuadrados

Tabla 1.1 Factor de sobre carga. NEC 2015

Elemento	K _{LL} *
Columnas	
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2

1.4.7. Columna

Elemento estructural en su mayoría vertical, usado principalmente para resistir cargas axiales de compresión, aunque también son capaces de resistir —de manera combinada— momentos, cortantes y torciones cuando forman parte de un sistema resistente a fuerzas laterales (ACI 318, 2014)

1.4.8. Diseño Estructural

En el presente capítulo se plantea el análisis a partir del cual se decide realizar el diseño estructural del edificio expuesto en los literales anteriores. Es importante tomar en cuenta, que es el trabajo de un diseñador estructural es distribuir fuerzas y dimensionar las estructuras y sus componentes, de forma que estas sean capaces de resistir eficientemente las cargas a las que estará expuesta. (McCormac & Csernak, 2013)

Con la ayuda de un modelo estructural, que se realiza a partir de una herramienta computacional; y a través de un análisis se determinan las fuerzas y esfuerzos a los cuales estará sometida dicha estructura, mismos que permitirán el diseño de los miembros. Además, de la determinación de deflexiones y deformaciones, que muchas veces gobiernan el diseño final. Por último, también se obtienen las reacciones, que proporcionan la información que permite el diseño de las cimentaciones de la estructura.

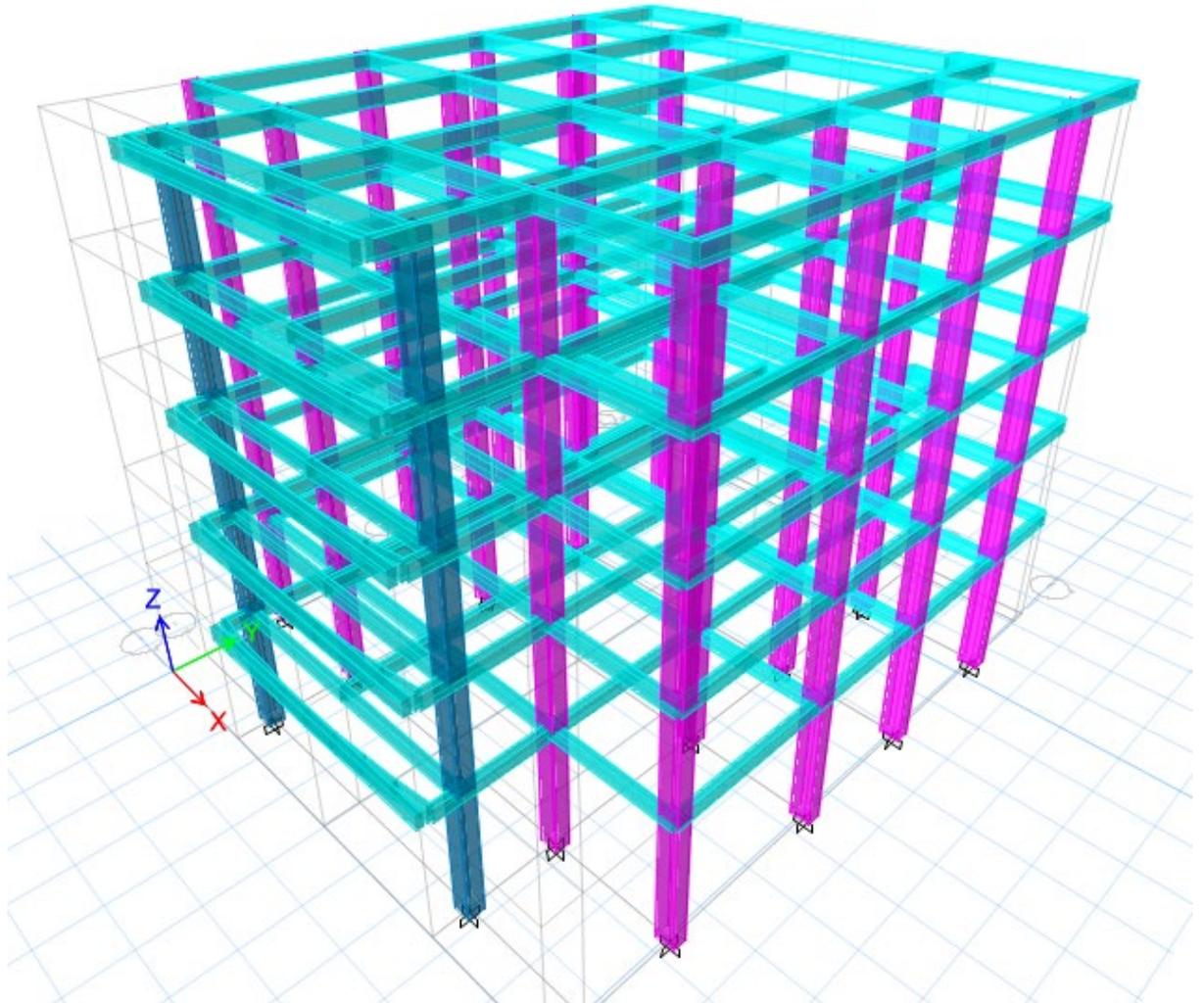


Ilustración 1.4. Modelo del Condominio Alamar en ETBAS

Las cargas tanto gravitacionales como laterales son obtenida a través de los códigos, en el presente trabajo se hace uso de ACI 318-14 y NEC 2015.

1.4.9. Materiales Estructurales.

1.4.9.1. Hormigón

El hormigón, también conocido como concreto, es una mezcla de cemento, agregado (arena, grava, entre otros), agua y, en ciertos casos, aditivos. (NEC, 2014b). El hormigón es uno de los materiales más usados, en nuestro país, para la construcción de estructuras. Una de las propiedades más importantes del hormigón es su resistencia a esfuerzos de compresión. Por otro lado, el hormigón por sí solo no tiene una baja resistencia a la tensión.

1.4.9.2. Hormigón Armado

El hormigón armado, conocido también como concreto reforzado, es la fusión del hormigón y un confinamiento de acero. En esta combinación, el acero de refuerzo proporciona al hormigón con la resistencia a la tensión que por sí solo carece. (Jack McCormac, n.d.)

1.4.9.3. Agregado

Tanto el agregado fino como grueso son elementos inherentes del concreto, puesto que no reaccionan químicamente con el cemento. Constituyen así mismo, estructura granular del hormigón. El agregado fino y grueso deben cumplir con los requisitos de las normas ASTM-C33-99a. (Harmsen, 2002)

De igual modo según ACI 318-14, los diámetros del agregado grueso no pueden ser superiores a:

- 1/5 de la menor separación dada por encofrado
- 1/3 de la altura de losa
- $\frac{3}{4}$ del espacio libre entre barras de refuerzo.

1.4.10. Rotula plástica

La presencia de flujo plástico, sin restricciones, en una sección de un elemento estructural nos lleva al concepto de la formación de rotulas plásticas. (Megson, 2000) En otros términos, una rotula plástica ocurre cuando en un elemento estructural se excede el momento de cedencia de su sección, esto provoca altos niveles de deformaciones sin que haya un incremento notable de carga.

1.4.11. Deflexión máxima

Para controlar la deflexión de vigas de cubierta o entrepisos que soportan o están ligadas a elementos no estructurales, se tiene que cumplir con una deflexión máxima admisible dada por ACI 318S-14 en la Tabla 24.2.2.

CAPÍTULO 2

2. METODOLOGIA

2.1. Formulación de alternativas

Para realizar el análisis estático lineal y pseudo-dinámico espectral se necesitó realizar un prediseño de la estructura del Condominio Alamar, para esto se tuvo que conocer qué cargas estarían actuando sobre esta. Las cargas actuantes se dividieron en tres: carga muerta, carga viva y carga sísmica.

En el caso de la carga muerta, tras estudiar la arquitectura del proyecto, se consideró las cargas de:

- Losa (considerando el Steel panel colaborante y los nervios)
- Baldosas
- Paredes
- Enlucidos
- Jacuzzi (tanto estructura como la carga del agua)

Estas cargas se pueden observar en el Capítulo 3, en la parte de resultados.

A pesar de que el Condominio Alamar es un edificio netamente de departamentos, existen distintos ambientes en el edificio. Estos ambientes representan distintas cargas conocidas como “cargas vivas”. Para este tipo de cargas, se usaron las cargas propuestas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo NEC-SE-CG, sección 4.2 “Carga viva: sobrecargas mínimas”. Las cargas que se usaron fueron:

- Departamentos
- Balcón
- Terraza
- Cubierta
- Jacuzzi
- Plataforma
- Sala Publica

Estas cargas se pueden observar en el Capítulo 2, en el apartado cargas.

Por otra parte, para las cargas sísmicas a usarse, se utilizaron los diferentes parámetros propuestos por la normativa local en su capítulo NEC-SE-DS, estos parámetros fueron:

- Factor de zona sísmica, Z
- Tipo de suelo

- Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA, η
- Coeficiente que depende del tipo de edificio, C_t
- Coeficiente de importancia, I
- Coeficiente de regularidad en planta, φ_p
- coeficiente de regularidad en elevación, φ_E
- factor de reducción de resistencia, R

Estas cargas se pueden observar en el Capítulo 3, en la parte de resultados.

Como alternativas a lo previamente mencionado se tuvo:

2.1.1. Losa

Para el caso de la losa, las alternativas principalmente consideradas fueron las siguientes:

- Losa de hormigón
- Losa de hormigón con Steel panel colaborante

Sin embargo, en la actualidad es la losa colaborante la más utilizada, puesto que su peso es mucho menor comparado con el de una losa maciza, además su instalación es mucho más rápida y eficiente, ahorrando valioso tiempo de obra.

2.1.2. Paredes

Para el caso de las paredes, se consideraron las siguientes alternativas:

- Paredes de bloques tradicionales
- Paredes alivianadas

Las paredes alivianadas fueron sugerencia del cliente, puesto estaba interesado en conocer los beneficios del uso de estas, pues al ser más livianas contribuyen en menos peso muerto y, por lo tanto, menor fuerzas sísmicas. Además del impacto que tienen en la seguridad de los usuarios, como ya se explicó en capítulos anteriores. Al ser más ligeros y resistentes que la mampostería tradicional tienen menos probabilidades de destruirse durante un evento sísmico, teniendo un menor impacto económico.

Otro beneficio del uso de esta mampostería es la rapidez de su instalación, que así mismo influye en el cronograma de obra.

2.1.3. Material estructural

Se consideró también la opción de que los elementos estructurales -vigas y columnas- fueran metálicos, pero debido a la ubicación del proyecto se optó por hacerlos de hormigón armado, puesto que a que los perfiles metálicos pueden corroerse debido a la salinidad del ambiente si no son correctamente tratados.

2.1.4. Cimentaciones

En nuestro medio es muy común el uso de zapatas aisladas o plintos, sobre todo para residencias. Sin embargo, en este caso se trata de un condominio de 6 plantas, con parqueos y terraza exterior. Considerando esto y según lo recomendado por el estudio de suelos, se determinó usar zapatas corridas.

2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

2.2.1. Vigas

Para el prediseño de vigas se tuvo en cuenta:

- A. Deflexión máxima admisible (Deformaciones)
- B. Momentos máximos (Resistencia del material)

2.2.1.1. Deflexión máxima admisible

Controlando la deflexión de vigas según la Tabla 24.2.2 dada por ACI 318S-14 se obtiene lo siguiente.

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L , S y R	$\ell/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$\ell/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$\ell/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240^{[4]}$

Tabla 2.1. Deflexión máxima admisible calculada. Fuente: ACI 318S-14

2.2.1.2. Momentos máximos

Calculando el momento máximo de una viga empotrada

$$M_{max} = \frac{q * L^2}{24} \quad \text{(Ecuación 2.1)}$$

2.2.2. Nervios

Para el predimensionamiento de los nervios metálicos, se consideró a estas vigas secundarias como elementos simplemente apoyados, actuando bajo una carga lineal obtenida con las cargas muertas y vivas mencionadas anteriormente.

A partir de la fórmula de momento que involucra la resistencia de fluencia del acero, el módulo plástico y el factor de reducción

$$M = f_y * z * \phi \quad \text{(Ecuación 2.2)}$$

De esa fórmula se calculó el módulo plástico para su selección de un catálogo.

2.2.3. Columnas

Para el predimensionamiento de las columnas, se usaron las áreas tributarias de cada elemento vertical. Considerando únicamente las cargas de servicio (cargas muertas y vivas). Para esto se tomó en cuenta la reducción de carga viva, explicada en capítulos anteriores: Tal como se lo presenta en las siguientes imágenes.

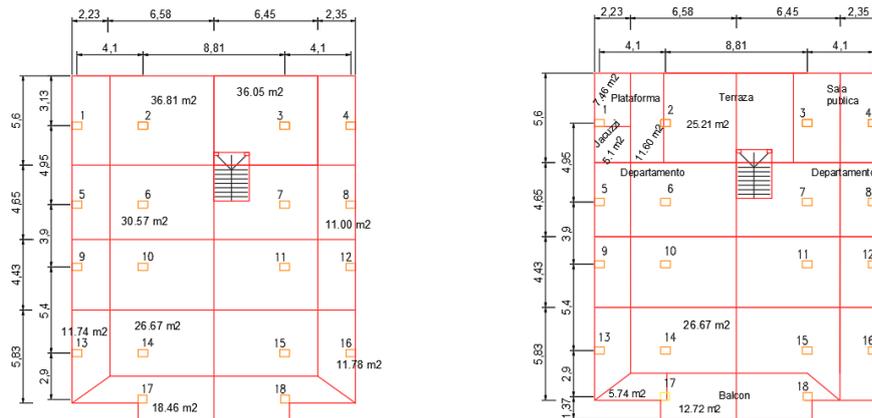


Ilustración 2.1 Áreas tributarias de columnas, áreas de ambientes.

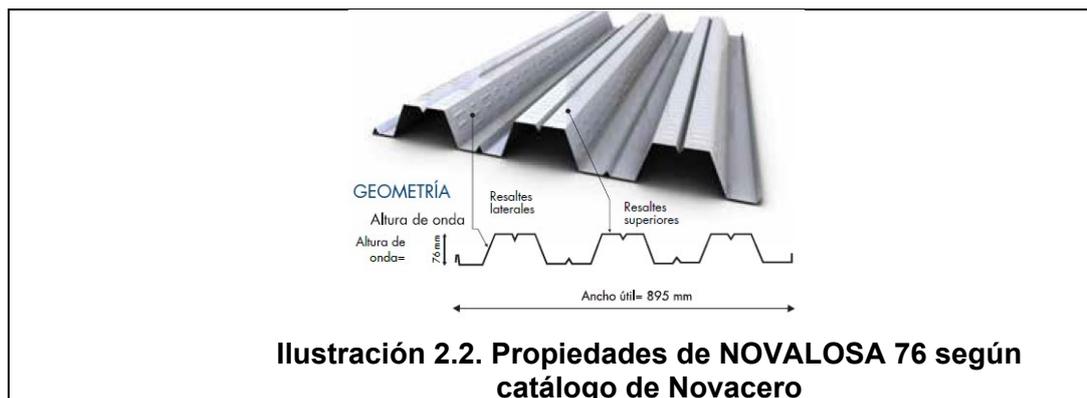
Tal que, el área la columna se obtiene con:

$$A_e = \frac{P_i}{\alpha * f'_c} \quad \text{(Ecuación 2.3)}$$

Siendo P_i la fuerza obtenida de la carga de servicio distribuida en el área tributaria.

2.2.4. Losa

Para el predimensionamiento de la losa, se consideró una carga muerta 586 kg/m^2 y una carga viva de 200 kg/m^2 . Con una carga mayorada de 1023.2 kg/cm^2 se seleccionó una losa NOVALOSA 76 de 10 cm de espesor.



2.2.5. Zapatas Corridas

Para el prediseño de tanto las zapatas corridas, como de las vigas de cimentación, se parte de los resultados del análisis estructural (especificado más adelante), usando las cargas de servicio.

Tomando en cuenta las consideraciones del estudio geotécnico, del cual se obtuvo una capacidad admisible de $15 T/m^2$, considerando ancho de zapata de ancho $B = 2.00 m$, y un grosor promedio de $T = 0.50 m$. Por lo que:

$$Q_{efectivo} = Q_{admisible} - W_{zapata} - W_{relleno} \quad \text{(Ecuación 2.4)}$$

Se realizó el predimensionamiento para un Esfuerzo efectivo de $11.1 \text{ Ton}/m^2$

Así, se determinó la cantidad de carga puntual que se distribuye en las zapatas en X y en las zapatas en Y. Para lo cual consideraremos la inversa de la longitud como medida de rigidez. De esta manera:

$$\sum F_x = \frac{P * \left(\sum \frac{1}{L_x} \right)}{\sum \frac{1}{L_x} + \sum \frac{1}{L_y}} \quad \text{(Ecuación 2.5)}$$

Obteniendo las cargas para las distintas zapatas. Y así, se determinó el área de zapata requerida. Se comprobó el equilibrio de momentos producido por la resistencia del suelo y por las cargas puntuales de la estructura. Para así obtener la longitud ideal de la zapata y por lo tanto su ancho.

2.2.6. Vigas de cimentación

Para el prediseño de las cimentaciones se usó el mismo criterio que para zapatas, con la diferencia que se usó las cargas obtenidas por la envolvente.

De esta manera se puede determinar una carga distribuida, considerando la longitud previamente obtenida para zapatas, puesto que es la misma que la de las vigas.

De forma conservadora, se usó el coeficiente para momento máximo:

$$M_u = \frac{ql^2}{8} \quad \text{(Ecuación 2.6)}$$

Por lo que se puede determinar el peralte de la viga, asumiendo un ancho previo.

$$d = \sqrt{\frac{M_u b}{K_u}} \quad \text{(Ecuación 2.7)}$$

2.3. Tipos de análisis

2.3.1. Análisis estático lineal

El análisis estático lineal, exigido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 6.2 Métodos de análisis para el DBF) se realizó utilizando el coeficiente del cortante basal de diseño C y el coeficiente k , relacionado con el periodo de vibración de la estructura T (NEC-SE-DS, 6.3.5).

Para el cálculo del coeficiente del cortante basal de diseño se utilizó la fórmula

$$C = \frac{I * S_a}{R * \varphi_p * \varphi_E} \quad \text{(Ecuación 2.8)}$$

Y para el cálculo de k , se basa en la tabla

Tabla 2.2 Calculo coeficiente k [NEC 2015]

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

Aquellos datos se ingresan en el programa ETABs en los *Load Patterns* de los sismos estáticos definidos como Ex y Ey.

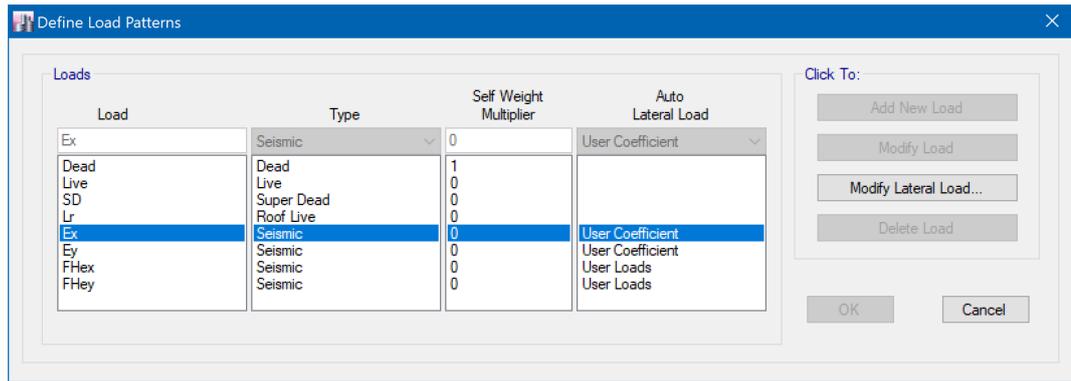


Ilustración 2.3. Definición de los Load Patterns para el sismo estático.

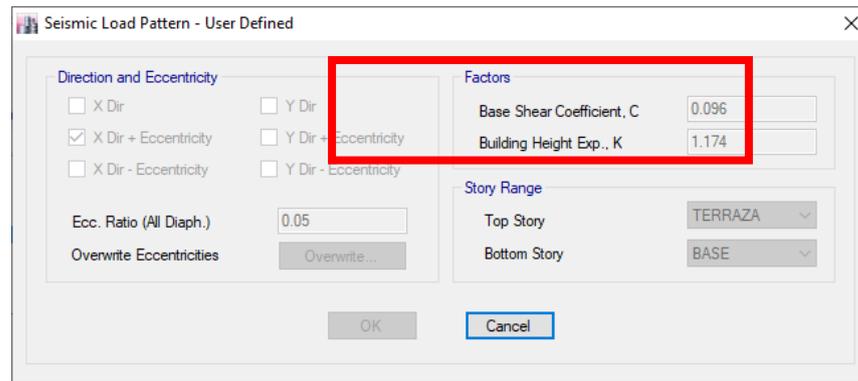


Ilustración 2.4. Valor de los coeficientes C y k para el análisis estático lineal.

2.3.2. Análisis pseudo-dinámico espectral

Para el análisis pseudo-dinámico espectral, exigido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 6.2 Métodos de análisis para el DBF) se utilizó los datos dados por la norma para los siguientes parámetros:

2.3.2.1. Factor de zona sísmica, Z

El factor de zona sísmica se tomó de la NEC 2015, NEC-SE-DS, 3.1 Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico en el cual se indica que el litoral ecuatoriano presenta una amenaza sísmica alta.

ZONA SÍSMICA	I	II	III	IV	V	VI
VALOR FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
CARACTERIZACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 2.3. Valores de factor Z. Fuente: NEC-SE-DS

2.3.2.2. Tipo de suelo

El tipo de suelo que se utilizó para los análisis estructurales y la definición del espectro fue un tipo de suelo E, obtenido tras un estudio de suelo realizado en el sitio en donde se planea construir el proyecto.

2.3.2.3. Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA, η

La razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA (*peak ground acceleration*), η está definida por la NEC-SE-DS, 3.3 *Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño* con un valor de 1.80 para las provincias de la costa excepto para Esmeraldas.

2.3.2.4. Coeficiente que depende del tipo de edificio, C_t

El coeficiente que depende del tipo de edificio C_t y el exponente α está dado por la NEC-SE-DS, 6.3.3 *Determinación del periodo de vibración T*.

Tabla 2.4. Coeficiente que depende del tipo de estructura

Tipo de estructura	C_t	α
<i>Pórticos especiales de hormigón armado Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores</i>	0.055	0.9

2.3.2.5. Coeficiente de importancia, I

La estructura está catalogada como una estructura de importancia I=1 según la NEC-SE-DS, 4.1 *Categoría de edificio y coeficiente de importancia I*.

2.3.2.6. Coeficiente de regularidad en planta, φ_p

La geometría de la estructura es muy regular por lo que según la clasificación propuesta por la NEC-SE-DS, 5.2 *Regularidad/configuración estructural*, el coeficiente de regularidad en planta es $\varphi_p = 1$.

2.3.2.7. Coeficiente de regularidad en elevación, φ_E

Los niveles de elevación de la estructura son regulares de piso a piso, por lo que según la clasificación propuesta por la NEC-SE-DS, 5.2 *Regularidad/configuración estructural*, el coeficiente de regularidad en planta es $\varphi_e = 1$.

2.3.2.8. Factor de reducción de resistencia, R

Se utilizó un valor de $R = 8$, según lo estipulado en la NEC- SE-DS, 6.3 Procedimiento de cálculo del DBF. (NEC, 2014a)

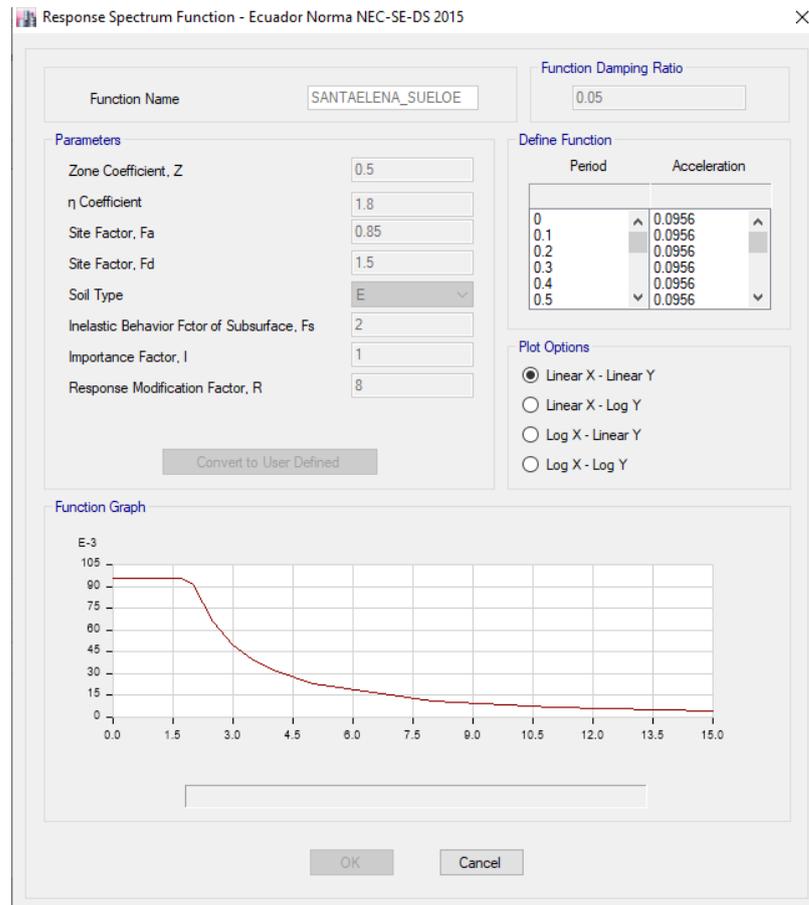


Ilustración 2.5. Espectro de respuesta, para la zona de Punta Blanca, utilizado. [Fuente propia]

2.3.3. Análisis estático incremental no lineal Pushover

Para el análisis estático incremental no lineal, se basó en la normativa ACI 369R-11 *Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings and Commentary* el cual se basa en el formato y contenido del ASCE/SEI 41-06, que describe métodos para la estimación del desempeño sísmico de elementos de hormigón armado, tanto de estructuras existentes como nuevas.

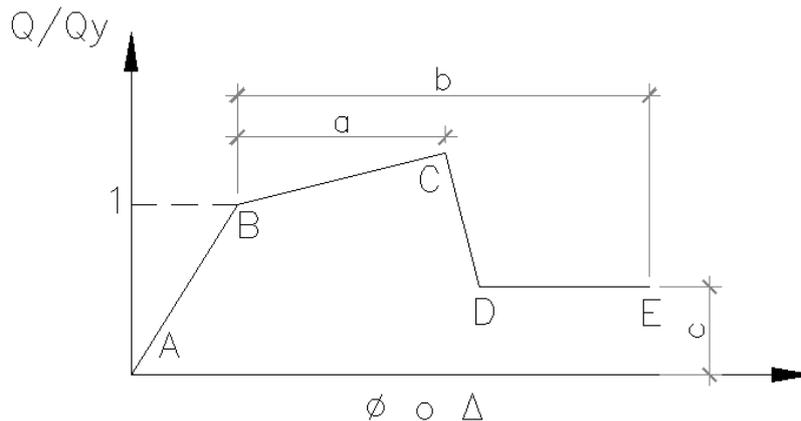


Ilustración 2.6. Curva generalizada de fuerza-deformación para elementos de hormigón armado [ACI 369]

Para realizar el Pushover a nuestra estructura, se creó un nuevo Load Case para las cargas gravitacionales no lineales, CGNL, previo a las cargas laterales no lineales a las que se someterá la estructura. En este Load Case se consideró el cien por ciento (100%) de la carga muerta y un veinticinco por ciento (25%) de la carga viva.

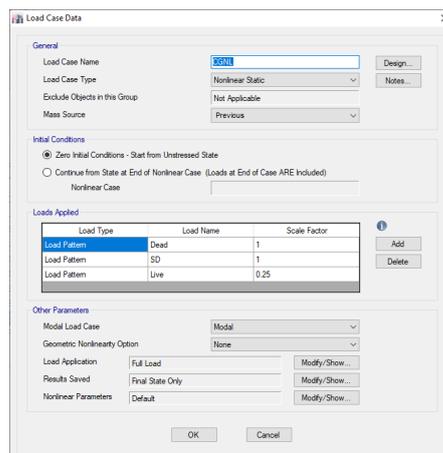


Ilustración 2.7. Load Case de las cargas gravitacionales no lineales [Fuente propia]

Por otro lado, se crearon dos Load Patterns, FHEX y FHEY para las fuerzas laterales incrementales que actuaran en el Pushover en las direcciones X y Y respectivamente. Estas fuerzas fueron tomadas de los resultados de los análisis anteriormente mencionados.

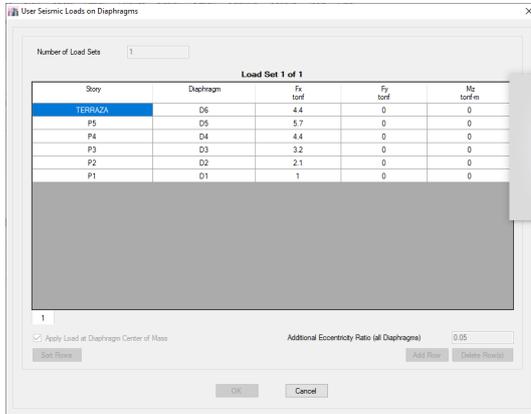


Ilustración 2.8. Load Pattern FHEX [Fuente propia]

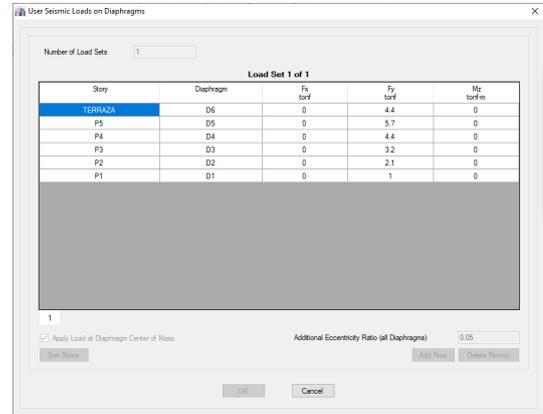


Ilustración 2.9. Load Pattern FHEY [Fuente propia]

Por último, se crearon dos load cases adicionales PushX para el Pushover en el sentido X y PushY para el Pushover en el sentido Y. Estas toman como punto de partida las deformaciones causadas por las cargas gravitacionales no lineales.

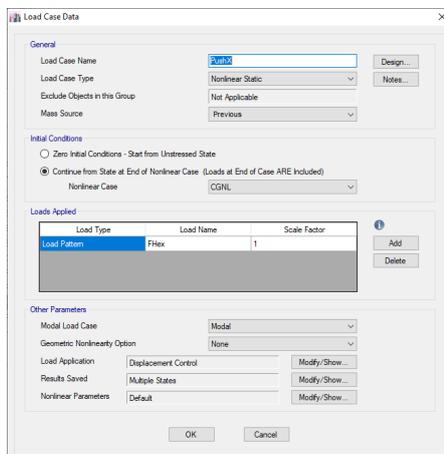


Ilustración 2.10. Load Case PushX [Fuente propia]

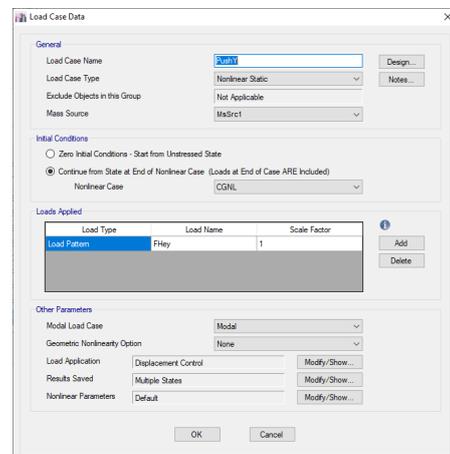


Ilustración 2.11. Load Case PushY [Fuente propia]

2.3.3.1. Rotulas Plásticas

Una vez finalizado el diseño estructural tanto de vigas como de columnas, se ingresaron los valores de las áreas de acero correspondientes a cada sección al programa ETABS.

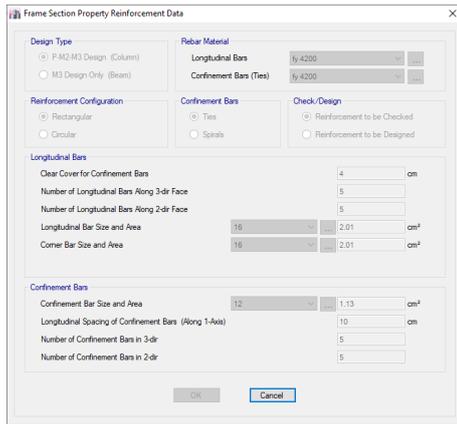


Ilustración 2.12. Acero de refuerzo en columnas

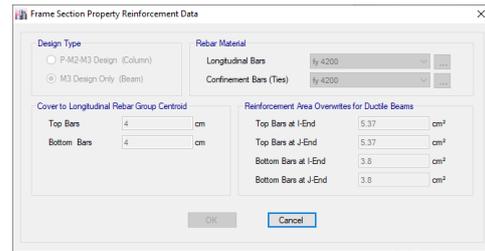


Ilustración 2.13. Acero de refuerzo en vigas

Se procede a asignar las rotulas plásticas en los distintos estos elementos. Se asignó una rotula plástica al cinco por ciento (5%) de cada extremo de los elementos. Los parámetros para la asignación de las rotulas plásticas fueron tomados de las tablas que ofrece ASCE 41-13 tanto para vigas como para columnas.

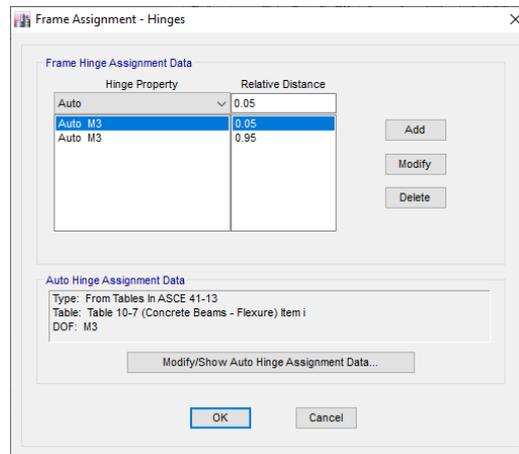


Ilustración 2.14. Ubicación de las rotulas plásticas asignadas.

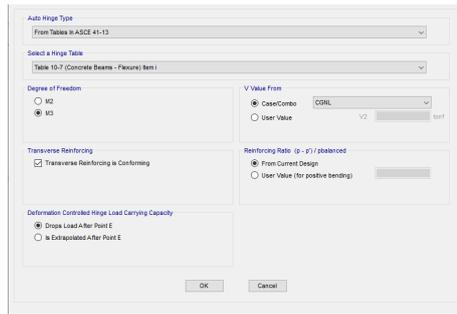


Ilustración 2.15. Rotulas plásticas en vigas.

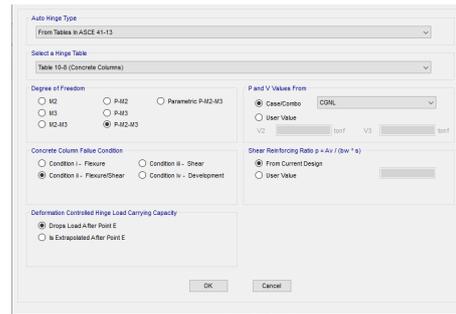


Ilustración 2.16. Rotulas plásticas en columnas.

2.4. Diseño estructural

2.4.1. Materiales

Los materiales que se consideraron para los análisis estructurales, diseño estructurales y presupuestos son los siguientes:

<i>Material</i>	<i>Propiedad</i>
Concreto (hormigón)	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Acero estructural	A36

Tabla 2.5. Materiales utilizados para análisis, diseño y presupuesto [Fuente propia]

2.4.2. Combinaciones de cargas

Para el análisis y diseño estructural se usaron las siguientes combinaciones de cargas tomadas tanto de la NEC 2015, y el ACI 318S-14.

- $1.4D + 1.4SD$ (Ecuación 2.9)
- $1.2D + 1.2SD + 1.6L + 0.5L_r$ (Ecuación 2.10)
- $1.2D + 1.2SD + 1.6L_r + 0.5L$ (Ecuación 2.11)
- $1.2D + 1.2SD + 1.0S_Y + 0.3S_X + 0.5L$ (Ecuación 2.12)
- $1.2D + 1.2SD + 1.0S_X + 0.3S_Y + 0.5L$ (Ecuación 2.13)
- $SERVICIO = 1.0D + 1.0SD + 0.5L + 0.5L_r$ (Ecuación 2.14)

- $ENVOLVENTE = SERVICIO + 1) + 2) + 3) + 4) + 5)$ (Ecuación 2.15)

Donde,

- D : carga muerta
- L : carga viva
- L_p : carga viva de cubierta
- S_x, S_y : cargas sísmicas

2.4.3. Cargas

**Tabla 2.6 Calculo de cargas muertas [Fuente propia]
CARGAS MUERTAS**

NOVALOSA	0.01	Ton/m2
HORMIGON 10CM	0.3	Ton/m2
NERVIOS M. 200X100X3	0.018	Ton/m2
CAJONETA 20CM	0.144	Ton/m2
BALDOSA	0.1	Ton/m2
PAREDES (ABATIDOS)	0.15	Ton/m2
ENLUCIDOS, DUCTOS..	0.04	Ton/m2
JACUZZI AGUA	0.38	Ton/m2
JACUZZI	0.1	Ton/m2

Tabla 2.7 Cargas vivas y muertas de distintas partes del edificio.

Ambiente	WL (kN/m2)	WL (Ton/m2)	WD (Ton/m2)
Departamento	2	0.2	0.618
Balcon	4.8	0.49	0.618
Terraza	4.8	0.49	0.468
Cubierta	0.7	0.07	0.512
Jacuzzi	4.8	0.49	1.308
Plataforma	4.8	0.49	0.468
Sala publica	4.8	0.49	0.618
Nada	0	0	0

2.4.4. Vigas

Después de realizados el análisis estático lineal y el análisis pseudo-dinámico espectral, se tuvo como resultado la cantidad de acero necesaria que nuestros

elementos estructurales requerían para el cumplimiento del requisito general de

$$\varphi S_n < U \quad \text{(Ecuación 2.16)}$$

Según el ACI 318-14, 9.5 *Resistencias de diseño*, estos incluyen:

- $\varphi M_n \geq M_u$ (Ecuación 2.17)

- $\varphi V_n \geq V_u$ (Ecuación 2.18)

- $\varphi T_n \geq T_u$ (Ecuación 2.19)

Así mismo, los elementos fueron diseñados para que cumpla lo estipulado en el artículo 18.6.2 *Limites dimensionales de vigas de pórticos especiales resistentes a momento*, cuyas condiciones son:

- Luz libre l_n no debe ser menor que $4d$
- El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm
- La mayor proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0.75c_1$.

Otro punto para cumplir es el de la separación de estribos, estipulado en el ACI 318-14, 18.6.4 Refuerzo transversal, que indica que el espaciamiento de los estribos cerrados no debe exceder a la menor de:

- $d/4$
- seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas
- 150 mm

Los diseños de los elementos estructurales se los puede observar en el Capítulo 3 en la parte de resultados.

Un ejemplo de los cálculos desarrollados se resume en un Excel utilizado para el diseño de los elementos, este se puede ver en la parte de Anexos.

2.4.5. Nervios

Después de calcular el módulo plástico requerido, en la parte del predimensionamiento para soportar la demanda asignada, se seleccionó un perfil IPE200 para ser usado como nervio o viga secundaria en nuestra losa ya que este tenía un momento plástico mayor al calculado.

PERFILES LAMINADOS IPE

Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A 36
Otras calidades	Previa Consulta
Largo normal	6,00m y 12,00m
Otros largos	Previa Consulta
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa Consulta



DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION		TIPOS			
	h mm	s mm	g mm	t mm	R mm	cm ²	kg/mt	Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³
IPE 80	80	46	3.20	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.69
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	34.20	5.79
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	63.00	8.65
IPE 140	140	73	4.70	6.90	7	16.40	12.90	541	44.90	77.30	12.30
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	109.00	16.70
IPE 180	180	91	5.30	8.00	7	23.90	18.80	1320	101.00	140.00	22.20
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	194.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	252.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	324.00	47.30
IPE 270	270	135	6.60	10.20	12	45.90	36.10	5790	420.00	429.00	62.20
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.90	42.20	8360	604.00	557.00	90.50
IPE 330	330	160	7.50	11.50	15	62.60	49.10	11770	788.00	713.00	98.50
IPE 360	360	170	8.00	12.70	118	72.70	57.10	16270	1040.00	904.00	123.00
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	84.50	63.30	23130	1320.00	1160.00	146.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	98.80	77.70	33740	1680.00	1500.00	176.00
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	90.70	48200	2140.00	1930.00	214.00
IPE 550	550	210	11.10	17.20	24	134.00	106.00	67120	2670.00	2440.00	254.00

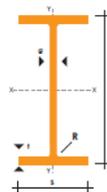


Ilustración 2.17. Perfil IPE200 seleccionado como nervio de losa
2.4.6. Columnas

Usando los resultados del análisis computacional realizado en ETABs, y realizando un análisis geométrico, se separó a las columnas en varios grupos y se diseñaron usando las cargas mayores de cada grupo. Las secciones y cargas máximas obtenidas del análisis se muestran en el capítulo 3.

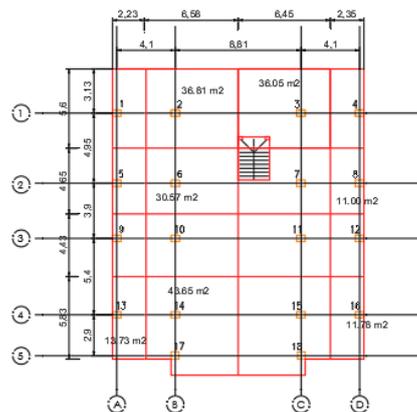


Ilustración 2.18. Columnas existentes en el Condominio Alamar.

Con las combinaciones de momentos y carga axial mostradas en el capítulo 3, en primer lugar, se comprobó que el área gruesa cumplía lo siguiente:

$$A_g (trial) \geq \frac{P_u}{0.40(f'c + f_y\rho_g)} \quad \text{(Ecuación 2.20)}$$

Para el diseño del momento biaxial se usó el método de las excentricidades equivalentes, donde se obtiene que el momento resultante es:

$$M_{oy} = P_u e_{ox} \quad \text{(Ecuación 2.21)}$$

Siendo e_{ox} la excentricidad equivalente obtenida

$$e_{ox} = e_x + \frac{\alpha e_y l_x}{l_y} \quad \text{(Ecuación 2.22)}$$

Donde e_x y e_y son las excentricidades individuales de los momentos.

$$M_{uy} = P_u e_x \quad \text{(Ecuación 2.23)}$$

$$M_{ux} = P_u e_y \quad \text{(Ecuación 2.24)}$$

Así mismo se debe considerar que se cumplan los requisitos establecidos por [ACI 318-14] y {NEC 2015}, si es que:

$$P_u > \frac{A_g * f'c}{10} \quad \text{(Ecuación 2.25)}$$

Requisito de secciones ACI 318-14 [18.7.2.1] y NEC2015 {4.3.1}:

- $c_1 > 30\text{cm}$
- $c_1/c_2 > 0.4$

Siendo c_1 la menor sección y c_2 su perpendicular.

Requisito de cuantía longitudinal ACI 318-14 [18.7.4.1] y NEC2015 {4.3.3}:

- $0.01 < p_g < 0.03$

Otro requisito importante a tomar en cuenta es el criterio columna fuerte viga débil ACI 318-14 [18.7.3.2]:

$$\bullet \quad \sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad \text{(Ecuación 2.26)}$$

Siendo M_{nc} el momento nominal de las columnas y M_{nb} el momento nominal de las vigas con un ancho efectivo de losa tal y como lo establece ACI 318-14 [6.3.2.1]

Por último, se debe verificar el refuerzo transversal.

Para el confinamiento, se debe considerar una longitud l_o como lo establece ACI 318-14 [18.7.5.3] y NEC2015 {4.3.4}:

$$\bullet \quad l_o \geq \begin{cases} c_2 \\ \frac{1}{6} l_n \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Durante la cual el espaciamiento máximo es de:

$$\bullet \quad s_{max} = \begin{cases} 0.25 * c_1 \\ 6 \text{ db} \\ s_x = 10 + \frac{35-h_x}{3} \quad 10 \text{ cm} < s_x < 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Y el refuerzo transversal debe cumplir:

$$\bullet \quad A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3(s)(h_c) \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yh}} \\ 0.09(s)(h_c) \frac{f'_c}{f_{yh}} \end{cases}$$

Siendo:

- f_{yh} = Resistencia a la fluencia del refuerzo transversal
- s = Espaciamiento del refuerzo transversal
- h_c = Dimensión del núcleo de la columna, medido entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.
- A_{ch} = área de la sección transversal, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

Este refuerzo transversal debe ser capaz de resistir las fuerzas máximas que se desarrollen en las caras de la columna. Para la base de la primera columna, se puede asumir de forma conservadora el momento balanceado (obtenido del

diagrama de interacción), para las caras de entrepiso se usa el momento obtenido cuando la viga alcanza el momento probable M_{pr} , considerando $1.25f_y$.

Los resultados del diseño de columnas se encuentran en el Capítulo 3 de este documento. Un ejemplo del desarrollo y los cálculos realizados para el diseño de columnas se encuentra en la parte de Anexos.

2.4.7. Losa

Para el diseño de la losa, se consideró la carga muerta y carga viva expuesta en el punto 2.1 *Formulación de Alternativas* de este documento. Se seleccionó una losa NOVALOSA 55 de 1mm de espesor de la placa de zinc y 10 cm de espesor de la losa, con una separación de nervios de 1.5 m y unas varillas de 8 mm de diámetro como conectores de corte.

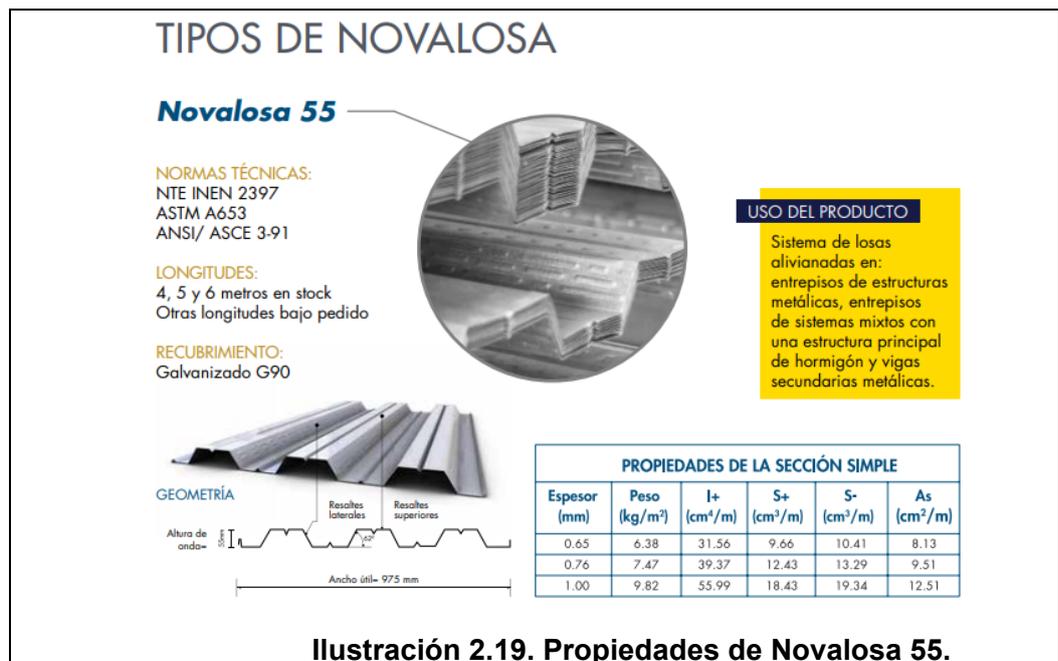


Ilustración 2.19. Propiedades de Novalosa 55.

2.4.8. Zapatas (zapatas corridas)

Una vez obtenidas las dimensiones a través del prediseño, se decidió usar las cargas obtenidas de la envolvente para determinar el esfuerzo del suelo sobre la zapata. Se consideró un ancho de 1m en dirección de la longitud de las zapatas, para que de esta manera obtener la carga distribuida de forma lineal en el ala de esta.

$$Ql = \frac{Q}{L * B} \quad \text{(Ecuación 2.27)}$$

Siendo:

- Q: La carga envolvente transmitida a la Zapata en una dirección.
- L: La longitud de la zapata
- B: El ancho de zapata

$$\bullet \quad b_{wo} = \frac{B-b_w}{2} \quad \text{(Ecuación 2.28)}$$

- b_{wo} : Ancho de ala de zapata
- b_w : Ancho de viga de cimentación

$$\bullet \quad M = \frac{Ql*b_{wo}^2}{2} \quad \text{(Ecuación 2.29)}$$

Este momento permite encontrar el peralte de las alas, y de esta manera considerando un recubrimiento de 8cm. Tal que:

$$d = \frac{M [kg * cm]}{Ku * (100cm)} \quad \text{(Ecuación 2.30)}$$

Siendo $Ku = 40.60 \text{ kg/cm}^2$, para $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Una vez obtenido una altura de zapata h_o , el cual es usualmente un valor redondeado, se asumió un diámetro de varilla estándar, para que de esta manera determinar el acero de refuerzo requerido.

$$As_{req} = \frac{M [kg * cm]}{0.9 * 0.9 * f_y * d_o} \quad \text{(Ecuación 2.31)}$$

Mismo acero que fue comparado con el acero mínimo.

$$As_{min} = \begin{cases} \frac{14}{f_y} (100) d_o \\ 0.8 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} (100) d_o \end{cases}$$

Se escogió el As mayor de los mostrados.

Debido a que se asumió diámetro de varilla, se puede determinar la separación de la disposición.

$$S = \frac{As}{As_{\phi}} \quad \text{(Ecuación 2.32)}$$

2.4.9. Vigas de cimentación

Una vez obtenidos el predimensionamiento de las vigas, se modelo las zapatas y vigas en SAP 2000. Para de esta manera obtener el análisis de esta.

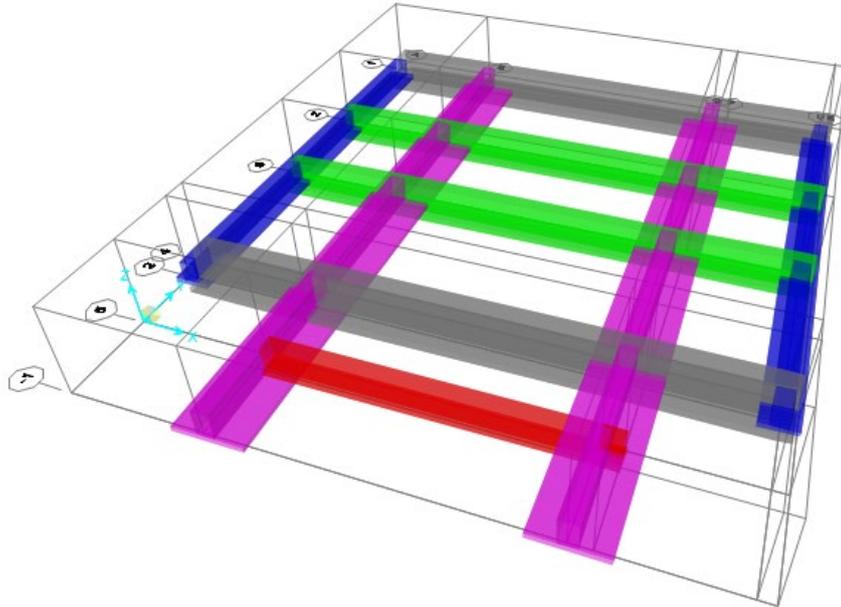


Ilustración 2.20 Modelado de Zapatas y vigas de cimentación en Sap2000

Con los valores obtenidos del análisis computacional se hace un diseño similar al de las vigas mostradas anteriormente. Donde se debe buscar cumplir ACI318-14 18.6.2.

Los resultados de este diseño se exponen en el Capítulo 3 y en Anexos si muestran los cálculos.

Por último, se consideró el diseño por el cortante máximo mostrado en el programa.

De forma conservadora se asumió que el hormigón no ofrece resistencia al cortante.

$$V_{s\ req} = \frac{V_u}{0.75} \quad \text{(Ecuación 2.33)}$$

Además, se comprobó que:

$$V_s < V_{s\ MAX} = 2.2\sqrt{f'_c} * b_w d \quad \text{(Ecuación 2.34)}$$

Por lo que, tomando un diámetro de varilla asumido y un estribo de 2 ramales:

$$S_{req} = 2(A_\phi)f_y d / V_s \quad \text{(Ecuación 2.35)}$$

2.4.10. Escalera

Para el diseño de la escalera, se tomó en cuenta la combinación de carga 1.2CM+1.6CV, dado que la escalera se diseña para cargas de servicio. Usando el ancho de escalera se obtiene una carga lineal W_l . Además, se consideró:

$$T = \frac{Ln}{25} \quad \text{(Ecuación 2.36)}$$

Los momentos de diseños se consideraron:

$$M^+ = \frac{W_l * L^2}{8} \quad \text{(Ecuación 2.37)}$$

Asumiendo una unión monolítica con el borde

$$M^- = \frac{M^+}{2} \quad \text{(Ecuación 2.38)}$$

De esta manera, se determinan los Aceros requeridos.

$$A_s = \frac{w(b * d)}{f_y} f'c \quad \text{(Ecuación 2.39)}$$

Donde w , es la cuantía mecánica tal que:

$$\phi M_n = \phi b_w^2 * f'c * w(1 - 0.59w) \quad \text{(Ecuación 2.40)}$$

Obtenido las dimensiones de la escalera, se pudo realizar un modelado de esta, para con los resultados realizar un diseño de los pilaretes y viga de escalera.

De manera similar a lo mostrado en apartados anteriores.

Para la vigueta se tomó en cuenta que la altura fuera lo suficiente para incluir dos escalones y la losa de escalera, así:

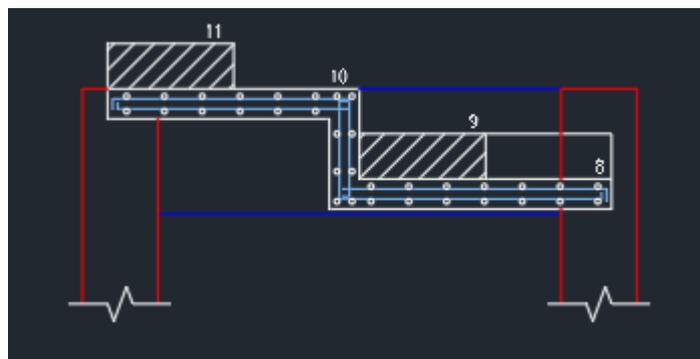
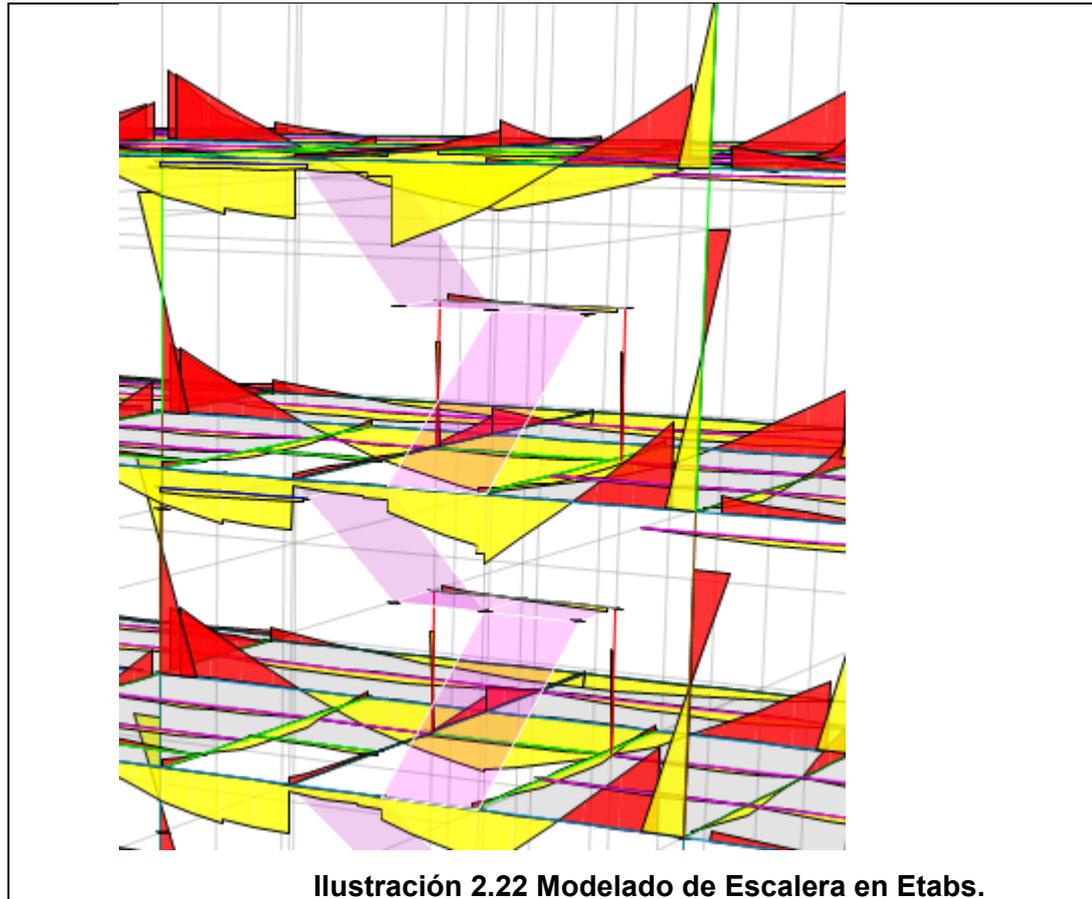


Ilustración 2.21 Viga de escalera



2.5. PRESUPUESTOS

Para el cálculo de los presupuestos se realizó en su mayoría a través de un análisis de precios unitarios. Debido a la naturaleza del proyecto, más enfocada al análisis estructural; se limitó el cálculo a: obras preliminares, subestructura, super estructura y albañilería de forma limitada.

Para esto se realizó una investigación y cotización de precios del mercado. Obteniendo valores de los siguientes distribuidores, para los materiales de los elementos estructurales y la mampostería:

- Holcim
- Novacero
- Disensa
- Kubiec

Para la mano de obra, se obtuvieron los salarios actualizados para el año 2020 de la contraloría general del estado. Así mismo se hizo uso del texto “Costos y

presupuestos en edificación” para obtener los tamaños de cuadrilla por rubro, así como los rendimientos de esta. Este dato también fue utilidad para la obtención de cronograma de obra. Algunos rubros como el de la losa colaborante, no pudieron ser encontrados en el texto, fueron obtenidos de páginas web, y publicaciones como la revista de la “Cámara de la Construcción de Guayaquil”.

De esta última publicación en particular se hizo uso para un cálculo referencial de algunas de las obras preliminares.

Como se realizó un modelamiento en BIM de la estructura gris, se obtuvieron las cantidades en obra de forma bastante precisa. Mismas cantidades fueron corroboradas a mano, algunas de ellas se muestran en las cuantías del proyecto, disponibles en los planos estructurales.

El presupuesto de obra gris obtenido se muestra en el Capítulo 3, mientras que el cálculo de cantidades se muestra en los Anexos y Planos estructurales.

2.5.1. Cronograma de actividades:

Con las cantidades obtenidas y los rendimientos específicos por rubro, se realizó un cronograma de actividades de la obra gris.

En orden de intentar obtener la mayor precisión de cálculo, los rubros fueron distribuidos por pisos, para de esta manera observar el avance de la obra en los niveles de la estructura.

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1. Resultados

3.1.1. Análisis estático lineal

3.1.1.1. Coeficientes C y k

Se calcularon los valores de los coeficientes C y k según NEC-SE-DS, 6.2 *Métodos de análisis para el DBF*.

Coeficiente C	Coeficiente k
0.096	1.174

Tabla 3.1. Resultados de los coeficientes C y k

3.1.1.2. Desplazamientos de pisos

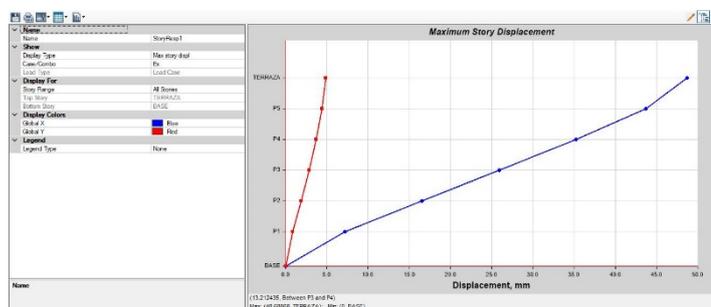


Ilustración 3.1. Desplazamiento de pisos en la dirección X



Ilustración 3.2. Desplazamiento de pisos en la dirección Y

Se puede observar cómo los pisos se desplazan de manera incremental, siendo el desplazamiento de techo el mayor en ambos casos, tanto en el sentido X como en el sentido Y.

Para el desplazamiento de techo en el sentido X, se tuvo un máximo de 48.68 mm. Por otro lado, se tuvo un máximo de 58.16 mm para el desplazamiento de techo en el sentido Y.

3.1.1.3. Derivas de pisos

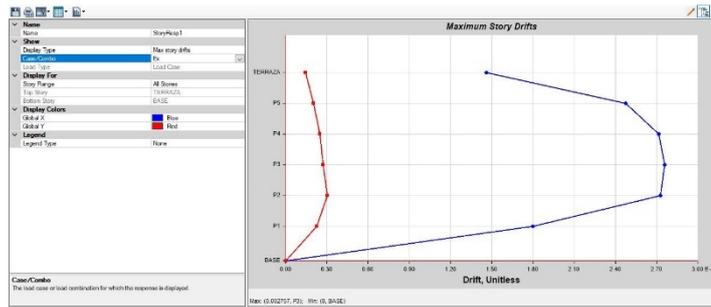


Ilustración 3.3. Derivas de entresijos en la dirección X

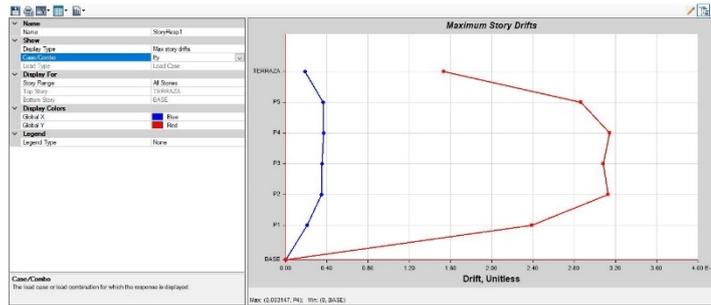


Ilustración 3.4. Derivas de entresijos en la dirección Y

CASE	PISO	ELEVATION	ΔM	$\Delta M \leq 0.02$
Ex	TERRAZA	20.91	0.88%	OK
Ex	P5	17.49	1.49%	OK
Ex	P4	14.07	1.63%	OK
Ex	P3	10.65	1.65%	OK
Ex	P2	7.23	1.64%	OK
Ex	P1	3.81	1.26%	OK
Ey	TERRAZA	20.91	0.11%	OK
Ey	P5	17.49	0.22%	OK
Ey	P4	14.07	0.22%	OK
Ey	P3	10.65	0.21%	OK
Ey	P2	7.23	0.21%	OK
Ey	P1	3.81	0.17%	OK

Tabla 3.2. Comprobación de las derivas inelásticas con la máxima admisible por la NEC 2015

3.1.1.4. Porcentaje de masas participante

Cas e	Mod e	Period [s]	UX	UY	UZ	Sum UZ
Mod al	1	1.11	1.07E-05	8.06E-01	0.00E+00	0.00E+00
Mod al	2	1.00	7.92E-01	6.31E-06	0.00E+00	0.00E+00

Modal	3	0.96	3.00E-04	2.50E-03	0.00E+00	0.00E+00
Modal	4	0.40	7.77E-06	1.22E-01	0.00E+00	0.00E+00
Modal	5	0.35	1.27E-01	1.49E-05	0.00E+00	0.00E+00
Modal	6	0.34	6.00E-04	3.00E-04	0.00E+00	0.00E+00
Modal	7	0.23	2.70E-06	3.67E-02	0.00E+00	0.00E+00
Modal	8	0.20	2.05E-02	8.76E-06	0.00E+00	0.00E+00
Modal	9	0.20	2.08E-02	1.96E-05	0.00E+00	0.00E+00
Modal	10	0.17	9.46E-06	1.49E-02	0.00E+00	0.00E+00
Modal	11	0.15	6.50E-03	2.00E-04	0.00E+00	0.00E+00
Modal	12	0.14	1.11E-02	1.00E-04	0.00E+00	0.00E+00

Tabla 3.3. Modos de vibración, periodos y masas participantes

Del análisis modal se obtienen los diferentes periodos para los 12 modos calculados. Se puede observar que el primer periodo tiene la mayor participación de masas en el sentido Y, llegando a un 80% de la masa, concluyendo que el primer modo es de traslación. Por otro lado, se puede observar que el segundo modo de vibración tiene un 79% de la masa participante en el sentido X, siendo este también un modo de traslación. Por último, se obtiene un 90% de las masas participantes para ambos casos en el modo 6.

3.1.1.5. Fuerzas cortantes

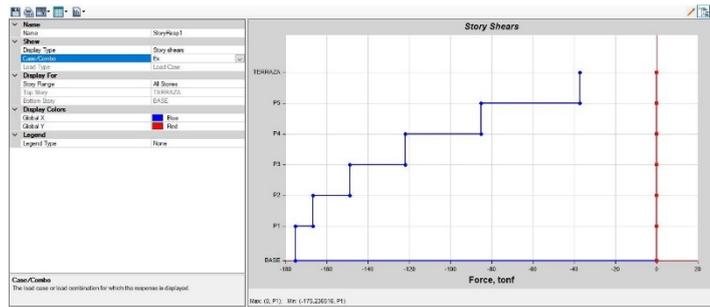


Ilustración 3.5. Fuerzas cortantes de pisos, dirección X

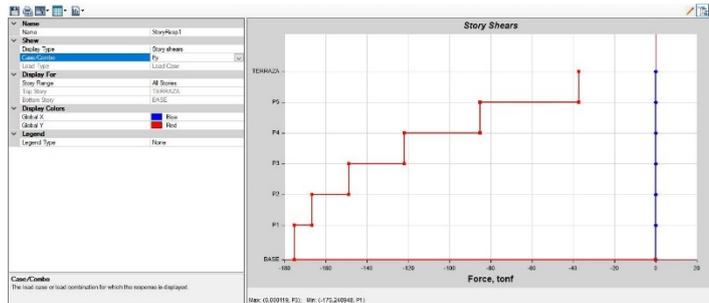


Ilustración 3.6. Fuerzas cortantes de pisos, dirección Y

Se obtuvo la fuerza cortante de cada piso, siendo el máximo en la base de la estructura con 175.24 T tanto en el sentido X como en el sentido Y. Para el cálculo del cortante basal, el programa usó los parámetros ingresados de los coeficientes C y k detallados previamente.

3.1.2. Análisis pseudo-dinámico espectral

3.1.2.1. Desplazamientos de piso



Ilustración 3.7. Desplazamiento de pisos en la dirección X

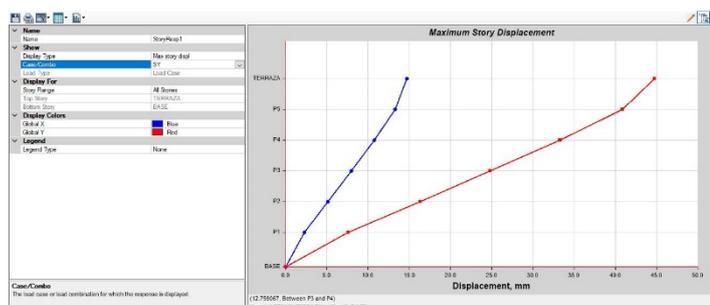


Ilustración 3.8. Desplazamiento de pisos en la dirección Y

Se puede observar cómo los pisos se desplazan de manera incremental, parecido al caso estático lineal, siendo el desplazamiento de techo el mayor en ambos casos, tanto en el sentido X como en el sentido Y.

Para el desplazamiento de techo en el sentido X, se tuvo un máximo de 38.52 mm. Por otro lado, se tuvo un máximo de 44.77 mm para el desplazamiento de techo en el sentido Y.

3.1.2.2. Derivas de entresijos

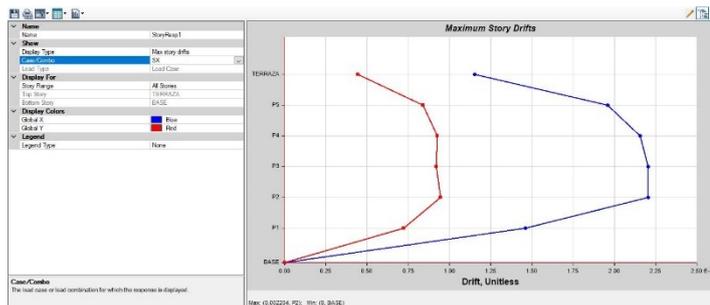


Ilustración 3.9. Derivas de entresijos en la dirección X

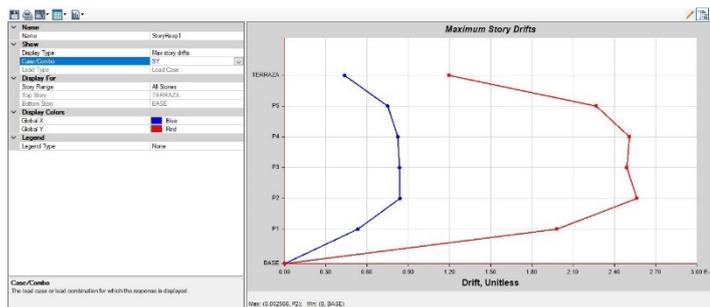


Ilustración 3.10. Derivas de entresijos en la dirección Y

CASE	PISO	ELEVATION	ΔM	ΔM ≤ 0.02
Sx	TERRAZA	20.91	0.66%	OK
Sx	P5	17.49	1.15%	OK
Sx	P4	14.07	1.28%	OK
Sx	P3	10.65	1.32%	OK
Sx	P2	7.23	1.32%	OK
Sx	P1	3.81	1.03%	OK
Sy	TERRAZA	20.91	0.25%	OK
Sy	P5	17.49	0.44%	OK
Sy	P4	14.07	0.49%	OK

Sy	P3	10.65	0.50%	OK
Sy	P2	7.23	0.50%	OK
Sy	P1	3.81	0.40%	OK

Tabla 3.4. Comprobación de las derivas inelásticas con la máxima admisible por la NEC 2015

Se obtuvieron las derivas de entrepiso del caso espectral para comprobar y comparar con la deriva inelástica máxima expresada como fracción de la altura del piso permisible, 0.02 para estructuras de hormigón armado, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).

Tras el respectivo cálculo de las derivas inelásticas para ambas direcciones, tanto en X como en Y, se observa que todas las derivas cumplen con lo estipulado en la norma local.

3.1.2.3. Fuerzas cortantes

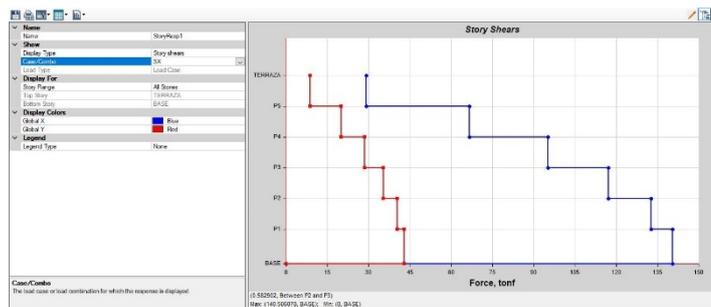


Ilustración 3.11. Derivas de entrepisos en la dirección X

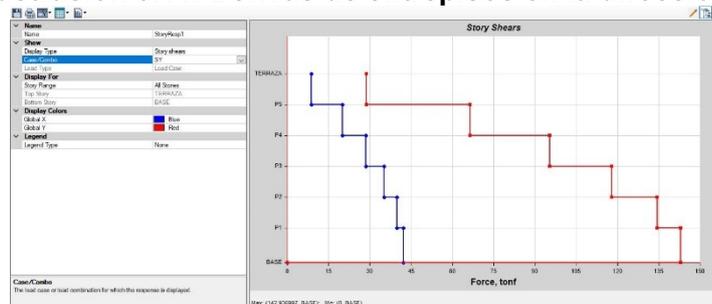


Ilustración 3.12. Derivas de entrepisos en la dirección Y

Se obtuvo la fuerza cortante de cada piso del caso espectral, siendo el máximo en la base de la estructura con 140.5 T en el sentido X y 142.93 T en el sentido Y. La Norma Ecuatoriana de la Construcción, en su capítulo NEC-SE-DS, 6.2 *Método de análisis DBF*, expone limitantes para el valor del cortante dinámico total en base. Este impone dos condiciones:

- El valor del cortante dinámico no debe ser menor que el ochenta por ciento (80%) del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras regulares
- El valor del cortante dinámico no debe ser menor que el ochenta y cinco por ciento (85%) del cortante basal obtenido por el método estático para estructuras irregulares

Debido a la geometría del Condominio “Alamar” se clasifica como “regular” a nuestra estructura. Comprobando los resultados obtenidos con lo propuesto por la NEC 2015 se tiene:

CASO	V [T]	SX [T]	SY [T]	CUMPLE?
EX	175.24	80%	-	OK
EY	175.24	-	82%	OK

3.1.3. Análisis estático no lineal, Pushover

3.1.3.1. Curvas de capacidad

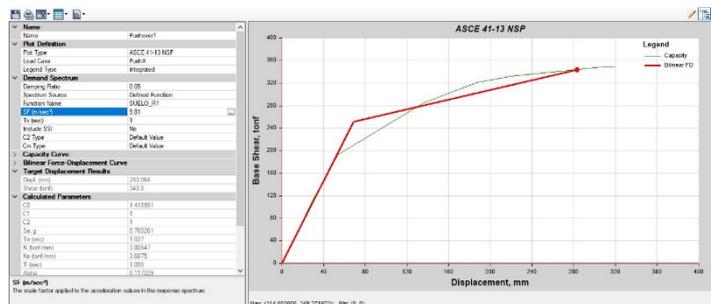


Ilustración 3.13. Curva de capacidad para el caso Push X

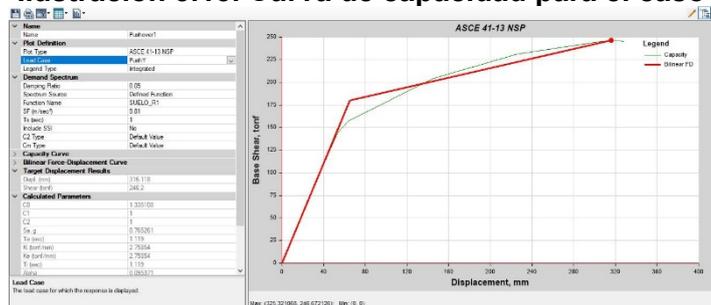


Ilustración 3.14. Curva de capacidad para el caso Push Y

Se obtuvieron las curvas de capacidad para los casos Push X y Push Y los cuales representan las cargas laterales incrementales que afectan a la estructura y buscan que esta entre en el rango no lineal de deformaciones.

3.1.3.2. Rotulas plásticas

Se monitoreó la formación de las rotulas plásticas asignadas a la estructura y como estas se formaban según los pasos que se iban dando.

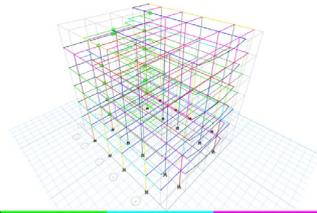


Ilustración 3.15. Primer paso PushX

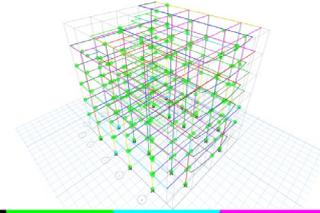


Ilustración 3.16. Ultimo paso PushX

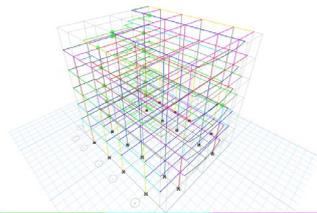


Ilustración 3.17. Primer paso PushY

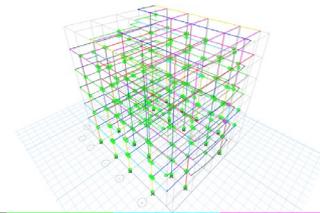


Ilustración 3.18. Ultimo paso PushY

3.1.4. Diseño estructural

Se diseñaron todos los elementos estructurales de los distintos pórticos que conforman a la estructura del Condominio “Alamar” utilizando las combinaciones de carga mostradas en el Capítulo 2.

3.1.4.1. Cimentación

Se presentan los resultados del diseño de cimentaciones

Tabla 3.5 Tabla resumen de cimentaciones

	A-D	B-C	1-4	2-3	5
$B[m]=$	1.1	2.1	1.8	1.8	0.7
$bw[cm]$	50.00	50.00	70	70.00	50.00
=					
$H[cm]=$	70	85	110	110	75
$ho[cm]$	15	20	20	20	15
=					
$As+$	3 Φ 2.2	4 Φ 2.2	5 Φ 2.5	4 Φ 2.5	3 Φ 2.5
$As-$	4 Φ 2.2	5 Φ 2.2	6 Φ 2.5	5 Φ 2.5	4 Φ 2.5
As	phi 12 c/d				
$zapata$	20cm	10cm	20cm	20cm	20cm
s					

<i>Estribos</i>	phi 10 c/d 20cm, 2 ramales	phi 10 c/d 10cm, 2 ramales	phi 10 c/d 15cm, 2 ramales	phi 10 c/d 15cm, 2 ramales	phi 10 c/d 20cm, 2 ramales
-----------------	----------------------------------	----------------------------------	----------------------------------	----------------------------------	----------------------------------

3.1.4.2. Columnas

Se presenta el resultado del análisis y diseño estructural de las columnas por piso a continuación.

En las siguientes tablas se muestran los resultados del análisis estructural, las secciones, momentos y carga puntual máximas por tipo de columna.

Tabla 3.6 C1: 10, 11, 14, 15, 6 y 7.

<i>Carga: PISO</i>	<i>Pu [Ton]</i>	<i>Mux [Ton m]</i>	<i>Muy [Ton m]</i>	<i>Sección [cm x cm]</i>
0-1	222.5	22.34	27.06	45 x 60
1-2	181.1	20.66	29.85	45 x 60
2-3	141.9	18.98	26.91	45 x 60
3-4	103.6	14.36	22.57	40 x 55
4-5	64.7	9.54	15.34	35 x 45
5-Cubierta	28.5	6.51	15.8	35 x 45

Tabla 3.7 C2: 17, 18

<i>Carga: PISO</i>	<i>Pu [Ton]</i>	<i>Mux [Ton m]</i>	<i>Muy [Ton m]</i>	<i>Sección [cm x cm]</i>
0-1	178.8	24.64	21.48	50 x 55
1-2	141.3	14.97	17.73	50 x 55
2-3	105.1	11.54	13.8	50 x 50
3-4	73.2	9.73	11.72	45 x 50
4-5	44.4	8.13	10.2	40 x 50
5-Cubierta	20	2.78	7.94	40 x 50

Tabla 3.8 C3: 4, 5, 8, 9, 12, 13 y 16

<i>Carga:</i> <i>PISO</i>	<i>Pu</i> <i>[Ton]</i>	<i>Mux</i> <i>[Ton</i> <i>m]</i>	<i>Muy [Ton m]</i>	<i>Sección</i> <i>[cm x cm]</i>
0-1	121.1	22.40	22.29	45 x 60
1-2	96	18.37	13.57	45 x 60
2-3	70	16.66	12.36	45 x 60
3-4	46.9	12.79	9.41	40 x 55
4-5	26.7	8.63	6.33	35 x 45
5-Cubierta	10.4	5.80	5.33	35 x 45

Tabla 3.9 C4: 1 y 2

<i>Carga:</i> <i>PISO</i>	<i>Pu</i> <i>[Ton]</i>	<i>Mux</i> <i>[Ton</i> <i>m]</i>	<i>Muy [Ton m]</i>	<i>Sección</i> <i>[cm x cm]</i>
0-1	260.6	20.44	29.56	45 x 60
1-2	210.1	17.83	32.5	45 x 60
2-3	161.6	16.31	29.24	45 x 60
3-4	114.2	13.65	24.54	40 x 55
4-5	66.1	10.48	18.42	35 x 45

Tabla 3.10 C5: 3

<i>Carga:</i> <i>PISO</i>	<i>Pu</i> <i>[Ton]</i>	<i>Mux</i> <i>[Ton</i> <i>m]</i>	<i>Muy [Ton m]</i>	<i>Sección</i> <i>[cm x cm]</i>
0-1	260.6	20.44	29.56	45 x 60
1-2	210.1	17.83	32.5	45 x 60
2-3	161.6	16.31	29.24	45 x 60
3-4	114.2	13.65	24.54	40 x 55
4-5	66.1	10.48	18.42	35 x 45
5-Cubierta	18.5	7.14	11.02	35 x 45

Una vez realizado el diseño estructural se obtuvo la siguiente información:

- Secciones de columnas.

- Aceros longitudinales utilizados en cada sección.
- Acero utilizado para los estribos de confinamiento y su respectiva separación.

Tabla 3.11 Armado columna C1

Elemento C1	Sección BxH	As	Estribos	S [cm]
P1, P2 y P3	45x60	16Ø20mm	Ø12mm	10-12-10
P4	40x55	16Ø16mm	Ø10mm	7.5
P5 y P6	35x45	16Ø16mm	Ø10mm	7.5

Tabla 3.12 Armado columna C2

Elemento C2	Sección BxH	As	Estribos	S [cm]
P1 y P2	50x55	12Ø20mm	Ø12mm	10
P3	50x50	12Ø18mm	Ø10mm	7.5
P4	50x45	12Ø16mm	Ø10mm	7.5
P5 y P6	40x50	12Ø16mm	Ø10mm	7.5

Tabla 3.13 Armado columnas C3

Elemento C3	Sección BxH	As	Estribos	S [cm]
P1, P2 y P3	45x60	12Ø18mm	Ø12mm	10-12-10
P4	40x55	12Ø16mm	Ø10mm	7.5
P5 y P6	35x45	12Ø14mm	Ø10mm	7.5

Tabla 3.14 Armado C4

Elemento C4	Sección BxH	As	Estribos	S [cm]
P1, P2 y P3	45x60	16Ø25mm	Ø12mm	10-12-10
P4	40x55	16Ø18mm	Ø10mm	10-12-10

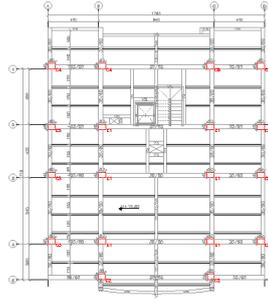


Ilustración 3.19. Clasificación de columnas en planta

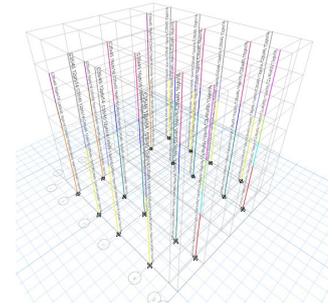


Ilustración 3.20. Columnas en perspectiva 3D

P5	35x45	16Ø18mm	Ø10mm	7.5
----	-------	---------	-------	-----

Tabla 3.15 Armado C5

Elemento C5	Sección BxH	As	Estribos	S [cm]
P1, P2 y P3	45x60	16Ø25mm	Ø12mm	10-12-10
P4	40x55	16Ø18mm	Ø10mm	10
P5 y P6	35x45	16Ø18mm	Ø10mm	7.5

Tabla 3.16 Requerimientos columnas ACI y NEC

COLUMN A	PISO	$P_u > (A_g * f'_c) / 10$	ACI		Criterio columna fuerte viga débil [18.7.3.2]	Demand a de conrtante
			318-14 [18.7.4.1] y NEC 2015 {4.3.3}:	Cuantía [18.7.4.1] {4.3.3}:		
C1	P1, P2 y P3	OK	OK	OK	OK	OK
	P4	OK	OK	OK	OK	OK
	P5 y P6	OK/NO	OK	OK	OK/No aplica	OK
		OK				
C2	P1 y P2	OK	OK	OK	OK	OK
	P3	OK	OK	OK	OK	OK
	P4	OK	OK	OK	OK	OK

C3	P5 y P6	OK/NO OK	OK	OK	OK/No aplica	OK
	P1, P2 y P3	OK	OK	OK	OK	OK
	P4	OK	OK	OK	OK	OK
C4	P5 y P6	OK/NO OK	OK	OK	OK/No aplica	OK
	P1, P2 y P3	OK	OK	OK	OK	OK
	P4	OK	OK	OK	OK	OK
C5	P5	OK	OK	OK	OK	OK
	P1, P2 y P3	OK	OK	OK	OK	OK
	P4	OK	OK	OK	OK	OK
	P5 y P6	OK/NO OK	OK	OK	OK/No aplica	OK

Se pudo hacer un diseño de las columnas, cumpliendo con el detallamiento exigido por la normativa. Así mismo, se revisaron los criterios, que son cumplidos en su mayoría a excepción de las columnas del último piso. Sin embargo, no es motivo para considerar un mal diseño, es algo esperado.

3.1.4.3. Vigas

Se presenta el resultado final del análisis y diseño estructural de las vigas por piso a continuación.

En las siguientes tablas se detallan:

- Secciones de vigas
- Aceros longitudinales utilizados en cada sección
- Acero utilizado para los estribos de confinamiento y su separación

Tabla 3.17 Armado de vigas Piso 1 y 2

Elemento	Pisos	Sección B/H	As(+)	As(-)	Estribos	S [cm]
VV1	1, 2	30/60	2Ø25mm	2Ø22mm + 1Ø22mm	Ø10mm	15- 20- 15

VV2	1, 2	35/60	2Ø25mm	2Ø22mm + 2Ø22mm	Ø10mm	15- 20- 15
VX1	1, 2	20/55	2Ø22mm	2Ø22mm + 1Ø20mm	Ø10mm	15- 20- 15
VH1	1, 2	35/65	4Ø22mm	2Ø22mm + 2Ø25mm	Ø10mm	15- 20- 15
VB	1, 2	25/55	2Ø16mm	2Ø16mm	Ø10mm	15- 20- 15
VS	1, 2	20/55	2Ø18mm	2Ø18mm	Ø10mm	15- 20- 15

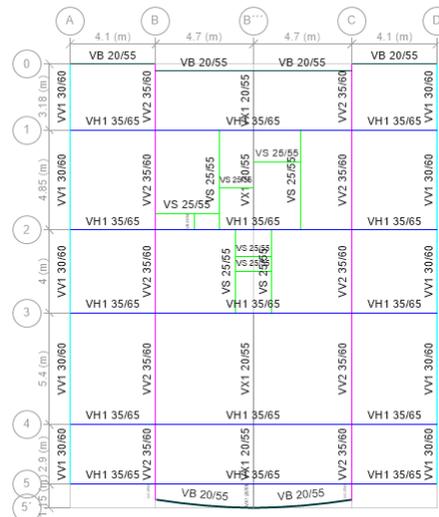


Ilustración 3.21. Vigas de pisos 1 y 2

Tabla 3.18 Vigas piso 3 y 4

Elemento	Pisos	Sección B/H	As(+)	As(-)	Estribos	S [cm]
VV3	3, 4	25/60	2Ø22mm	2Ø22mm + 1Ø20mm	Ø10mm	15-20- 15
VV4	3, 4	30/60	2Ø22mm	2Ø22mm + 2Ø22mm	Ø10mm	15-20- 15
VX2	3, 4	20/55	2Ø22mm	2Ø20mm + 1Ø20mm	Ø10mm	15-20- 15
VH2	3, 4	35/65	4Ø22mm	2Ø22mm + 2Ø25mm	Ø10mm	15-20- 15

VB	3, 4	25/55	2Ø16mm	2Ø16mm	Ø10mm	15-20-15
VS	3, 4	20/55	2Ø18mm	2Ø18mm	Ø10mm	15-20-15

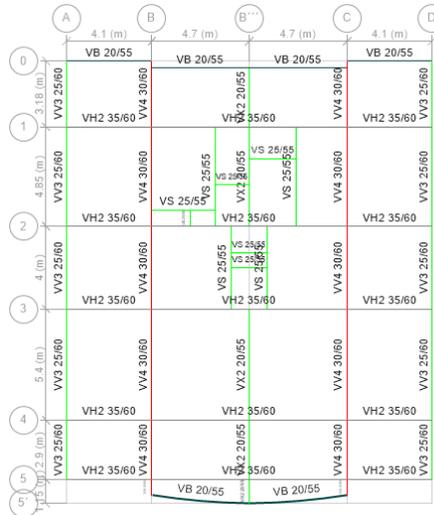


Ilustración 3.22. Vigas de pisos 3 y 4

Tabla 3.19 Armado vigas piso 5
Secci

Elemento	Pisos	Sección B/H	As(+)	As(-)	Estribos	S [cm]
VV5	5	25/60	2Ø22mm	2Ø22mm	Ø10mm	15
						-
VV6	5	30/60	2Ø22mm	2Ø22mm	Ø10mm	20
						-
VX3	5	20/55	2Ø22mm	2Ø20mm	Ø10mm	15
						-
VH3	5	35/65	4Ø22mm	2Ø22mm	Ø10mm	20
						-

						-
						15
						15
						-
VB	5	25/55	2Ø16mm	2Ø16mm	Ø10mm	20
						-
						15
						15
						-
VS	5	20/55	2Ø18mm	2Ø18mm	Ø10mm	20
						-
						15

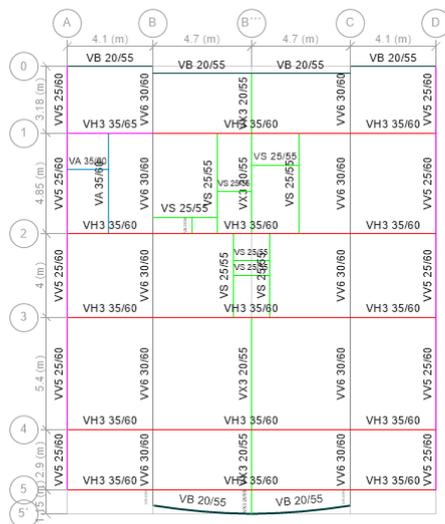


Ilustración 3.23. Vigas de pisos 5

Tabla 3.20 Armado vigas piso 6

Elemento	Pisos	Sección B/H	As(+)	As(-)	Estribos	S [cm]
VV7	TERRAZA	25/60	2Ø20mm	2Ø20mm	Ø10mm	15-
				+ 1Ø20mm		20-
						15
VV8	TERRAZA	30/60	2Ø20mm	2Ø20mm	Ø10mm	15-
				+ 1Ø20mm		20-
						15

VX4	TERRAZA	20/55	2Ø22mm	2Ø20mm + 1Ø20mm	Ø10mm	15- 20- 15
VH4	TERRAZA	35/65	3Ø22mm	2Ø20mm + 1Ø20mm	Ø10mm	15- 20- 15
VB	TERRAZA	25/55	2Ø16mm	2Ø16mm	Ø10mm	15- 20- 15
VS	TERRAZA	20/55	2Ø18mm	2Ø18mm	Ø10mm	15- 20- 15

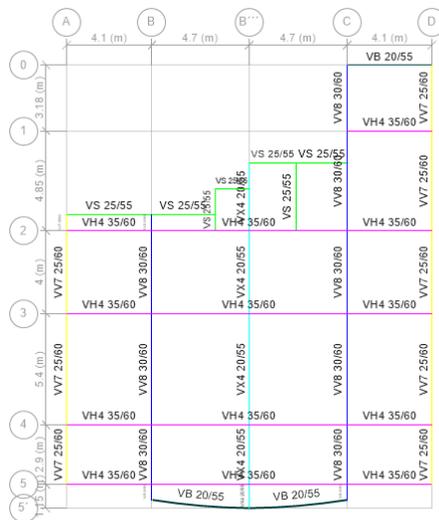


Ilustración 3.24. Vigas de terraza

Tabla 3.21 Requerimientos ACI para vigas [Fuente propia]

Elemento	Pisos	Limites dimensional es (ACI 318S-14. 18.6.2.1)	$A_{s_{min}}$	$\phi M_n \geq M_u$	$\phi V_n \geq V_u$	$\phi T_n \geq T_u$
VV 1	1, 2	OK	OK	OK	OK	OK
VV 2	1, 2	OK	OK	OK	OK	OK
VX 1	1, 2	OK	OK	OK	OK	OK

VH 1	1, 2	OK	OK	OK	OK	OK
VV 3	3, 4	OK	OK	OK	OK	OK
VV 4	3, 4	OK	OK	OK	OK	OK
VX 2	3, 4	OK	OK	OK	OK	OK
VH 2	3, 4	OK	OK	OK	OK	OK
VV 5	5	OK	OK	OK	OK	OK
VV 6	5	OK	OK	OK	OK	OK
VX 3	5	OK	OK	OK	OK	OK
VH 3	5	OK	OK	OK	OK	OK
VV 7	TE RR AZ A	OK	OK	OK	OK	OK
VV 8	TE RR AZ A	OK	OK	OK	OK	OK
VX 4	TE RR AZ A	OK	OK	OK	OK	OK
VH 4	TE RR AZ A	OK	OK	OK	OK	OK
VB	1, 2, 3, 4, 5, TE	OK	OK	OK	OK	OK

	RR AZ A					
VS	1, 2, 3, 4, 5, TE RR AZ A	OK	OK	OK	OK	OK

3.1.5. Presupuestos y cronograma de obra

Del análisis de precios unitarios se obtuvo un presupuesto de \$796,241.53 de obra gris. Es decir \$303.55 por metro cuadrado de construcción.

Este valor fue obtenido luego de analizar el cronograma de obra, puesto que el armado de elementos estructurales (vigas y columnas) requería una gran cantidad de tiempo, se decidió duplicar la cuadrilla de trabajadores enfocados en este rubro. A pesar de que el componente de albañilería, mampostería alivianada es el prácticamente el triple de costoso del rubro de mampostería tradicional (CCG, 2019), por el uso de mampostería alivianada. Los beneficios de su uso son también percibidos en cronograma de obra. Puesto que su instalación es considerablemente más rápida. Así como también existe menor peligro de lesión en caso de que este llegare a fallar sobre un usuario.

Tabla 3.22 Cronograma de obra del condominio "Alamar" [Fuente propia]

Id	Modo de tarea	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin	Predesoras
1		CONDOMINIO ALAMAR	413 días	vie 7/2/20	lun 24/5/21	
2		COMIENZO	13 días	vie 7/2/20	vie 21/2/20	
3		Nivelación del terreno	12 días	vie 7/2/20	jue 20/2/20	
4		Instalaciones provisionales	1 día	jue 20/2/20	vie 21/2/20	3
5		Caseta de obra	1 día	jue 20/2/20	vie 21/2/20	3
6		SUBESTRUCTURA	78 días	jue 20/2/20	mié 20/5/20	
23		SUPERESTRUCTURA	400 días	vie 21/2/20	lun 24/5/21	
24		Piso 1	147 días	vie 21/2/20	vie 7/8/20	
42		Piso 2	199 días	vie 21/2/20	mar 6/10/20	
58		Piso 3	254 días	vie 21/2/20	mar 8/12/20	
74		Piso 4	309 días	vie 21/2/20	mar 9/2/21	
90		Piso 5	359 días	vie 21/2/20	mié 7/4/21	
106		Piso 6	400 días	vie 21/2/20	lun 24/5/21	
122		ALBAÑILERÍA	307,76 días	jue 28/5/20	vie 14/5/21	
123		Manpostería aligerada NB	16,69 días	jue 28/5/20	mar 16/6/20	26
124		Enlucido manpostería NB	18,73 días	mar 16/6/20	mar 7/7/20	123
125		Manpostería aligerada N1	18,41 días	vie 7/8/20	vie 28/8/20	41
126		Enlucido manpostería N1	18,67 días	mar 7/7/20	mar 28/7/20	124
127		Manpostería aligerada N2	18,33 días	mar 6/10/20	mar 27/10/20	57
128		Enlucido manpostería N2	18,67 días	mar 27/10/20	mié 18/11/20	127
129		Manpostería aligerada N3	18,41 días	mar 8/12/20	mar 29/12/20	73
130		Enlucido manpostería N3	18,67 días	mar 29/12/20	mar 19/1/21	129
131		Manpostería aligerada N4	18,33 días	mar 9/2/21	mar 2/3/21	89
132		Enlucido manpostería N4	18,67 días	mar 2/3/21	mar 23/3/21	131
133		Manpostería aligerada N5	16,14 días	mié 7/4/21	lun 26/4/21	105
134		Enlucido manpostería N5	16,62 días	lun 26/4/21	vie 14/5/21	133

CAPITULO 4

4. EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

4.1. Ubicación e implantación del proyecto

El Condominio “Alamar” es un proyecto residencial de departamentos habitacionales ubicado en la comunidad de Punta Blanca en la provincia de Santa Elena, a 10 kilómetros de Salinas, esta comunidad es conocida como uno de los balnearios más bonitos y paradisíacos en la costa del país.



Ilustración 4.1. Perímetro de Punta Blanca. Imagen obtenida de Google Maps.



Ilustración 4.2. Ubicación del proyecto Condominio Alamar

La construcción del Condominio “Alamar” se realizará en un área de aproximadamente 500 m². El edificio constará de 6 pisos (incluyendo terraza y parqueaderos) los cuales se dividirán en departamentos habitacionales a excepción del quinto piso, el cual también incluye un área social.

4.2. Coordenadas de ubicación del proyecto.

La ubicación del Condominio “Alamar” se detalla con sus coordenadas en la Tabla 1.

Tabla 4.1. Coordenadas del Condominio Alamar en sistema WGS-84

SISTEMA DE COORDENADAS (WGS-84)		
PUNTO	ESTE (X)	NORTE (Y)
1	523685	9762168
2	523699	9762156

3	523679	9762134
4	523663	9762148

4.3. Regularización ambiental

Según el Sistema Único de Información Ambiental (SUIA) el proyecto corresponde a “Construcción de proyectos de vivienda en zonas urbanas consolidadas o rurales de expansión urbana” cuyo trámite corresponde a un “Certificado Ambiental”.

El permiso ambiental establecido dentro de nuestro país, por medio del Ministerio del Ambiente a través del Sistema Único de Información ambiental (SUIA), para la construcción del proyecto del Condominio Alamar se detalla a continuación.



Ilustración 4.3. Consulta de actividades ambientales

El formulario de registro ambiental se presenta en el anexo.

4.4. Línea Base del proyecto

1.

4.4.1. Medio Físico.

- Clima

En Santa Elena, la época de lluvia es caliente y nublada; la temporada seca es cómoda, con muchos vientos y parcialmente nublada.

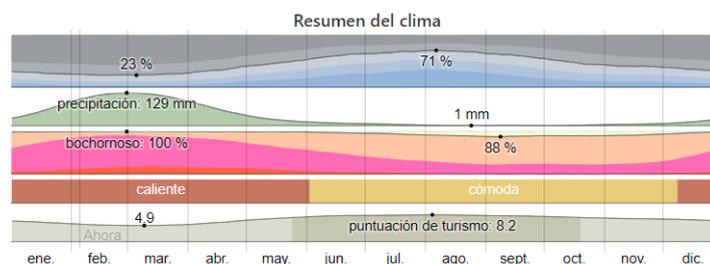


Ilustración 4.4. Resumen del clima en Santa Elena.
Ilustración obtenida de es.weatherspark.com

- Temperatura

En Santa Elena, la temperatura generalmente varía de 17 °C a 28 °C durante el año, pudiendo bajar -no tan frecuentemente- hasta 15 °C o subir a más de 30 °C.



Ilustración 4.5. Temperatura promedio en Santa Elena. Ilustración obtenida de es.weatherspark.com

- Precipitación

Un día mojado es un día con por lo menos 1 milímetro de líquido o precipitación equivalente a líquido. La temporada más mojada dura aproximadamente 3 meses, del enero a abril.

Por otro lado, la temporada más seca dura aproximadamente 8 meses, de abril a enero.

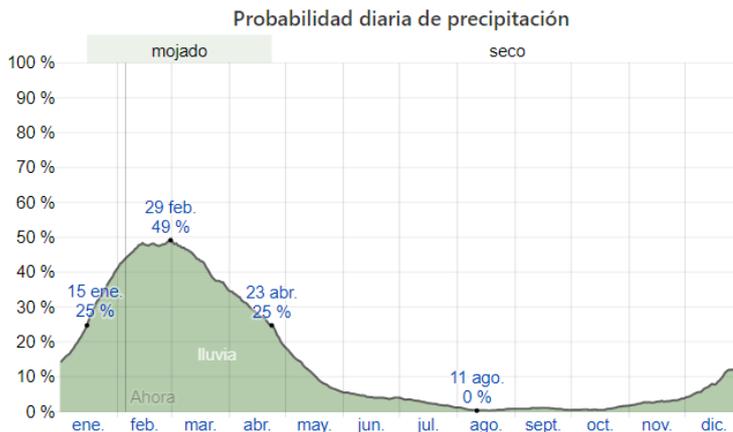


Ilustración 4.6. Precipitación diaria en Santa Elena. Ilustración obtenida de es.weatherspark.com

- Suelos

Los resultados del estudio de suelos presentados en el sitio muestran que el suelo en donde se va a construir el Condominio Alamar es un suelo tipo E. En este estudio se describe al suelo como un suelo compuesto en su mayoría por arena

limosa, color café blanquinoso con contenido de arcilla arenosa color café claro de alta plasticidad. El estudio concluye que el suelo posee una carga admisible de 1.5 kg/cm²



Ilustración 4.7. Calicata para estudio de suelo

4.4.2. Medio Biótico.

- Flora

Santa Elena cuenta con una vegetación caracterizada por su gran variedad de flora, abundando bosques secos y abundante matorral.

Sin embargo, los alrededores del Condominio Alamar se consideran zonas urbanas, por lo que el área de estudio se encuentra intervenido.

- Fauna

La fauna de Santa Elena cuenta con aves costeras emblemáticas del país, como: piqueros, pelícanos, gaviotines y petreles. El mar de la puntilla es refugio importante para 16 especies de mamíferos marinos, incluidas dos especies de lobos marinos, siete especies de ballenas (donde destaca la ballena jorobada) y siete especies de delfines. Además, existen zarigüeyas, varios tipos de lagartijas, iguanas, serpientes y sapos.

4.4.3. Medio Humano

- Zona de estudio

La provincia de Santa Elena cuenta con una superficie de aproximadamente 3,700 km²; con una población residente de 308.000 habitantes (2 por ciento del total nacional) y una población flotante que sobrepasa las 200,000 personas en época alta de turismo.

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Los resultados obtenidos del análisis modal muestran que los dos primeros modos de vibración de la estructura son traslacionales, dejando poca posibilidad para que exista torsión en estos modos.
- Se compararon las fuerzas cortantes que experimenta la estructura tras aplicarse un análisis estático lineal y un análisis pseudo-dinámico espectral y se cumple que: el valor del cortante pseudo-dinámico no debe ser menor que el ochenta por ciento del cortante obtenido por el método estático; teniendo un porcentaje del 80% para el cortante en X y un 82% para el cortante en Y.
- Se obtuvieron las derivas inelásticas de entrepiso, las cuales fueron menores al límite permisible que impone la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, de 0.02 (2%).
- Cumpliendo con lo exigido por las normativas anteriormente mencionadas, se tuvo un diseño estructural del Condominio Alamar que cumple con la filosofía de diseño.
- Del resultado del análisis no lineal, se obtuvo que la estructura obtuvo un nivel de desempeño de CP (prevención de colapso). Pudiendo explorar el comportamiento la estructura en el rango no lineal.
- Se obtuvo un presupuesto de \$303.55 por metro cuadrado de obra gris, el cual considera: obras preliminares, subestructura, superestructura y albañilería.
- Tras realizar el cronograma de actividades, se tuvo una duración de 413 días.
- El impacto ambiental que causaría la construcción del proyecto Condominio “Alamar” se categorizó como “mínimo impacto” según el Sistema Único de Información Ambiental, SUIA.
- El proyecto no requiere inventario forestal.
- El costo del PMA es de \$53 600.00 con una duración de 13 meses. El cual es un 4.3% del presupuesto de obra gris, considerando que lo general es un 2-3% del presupuesto total de obra, se encuentra en el rango adecuado.

5.2. Recomendaciones

Tras realizar este proyecto de materia integradora, se presentan las siguientes recomendaciones:

- Ingresar las rótulas plásticas de manera individual, elemento por elemento, para evitar cálculos erróneos por parte del programa. Y así verificar de forma más precisa el desempeño sísmico de la edificación.
- Continuar con la investigación referente al análisis no lineal de estructuras, para así poder abordar temas de peligro sísmico, como cuantificación de daños o pérdidas de vida, en caso de eventos sísmicos.
- Realizar las etapas de la construcción no consideradas, de manera simultánea a las presentadas en el proyecto, para de esta manera no afectar drásticamente al cronograma planteado.
- Cumplir con las normas ambientales vigentes y el plan de manejo ambiental, para evitar posibles impactos negativos.
- Realizar las debidas capacitaciones a los trabajadores para que tengan el conocimiento necesario respecto a la construcción y evitar desperdicios, accidentes y afectaciones al medio ambiente marino.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI, 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y comentario (ACI 318RS-14)* (A. C. (2014) (ed.)).
- CCG. (2019). *Construcción y desarrollo*. 2019, 63.
- ESTEBA, A. (2012). *ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO NO LINEAL EN EL DESEMPEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DISEÑADO BAJO LA NORMA E-030 EN PUNO*.
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado* (P. U. C. del Perú (ed.); 3th ed.). Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Jack McCormac, R. B. (n.d.). *Diseño de concreto reforzado* (S. A. Alfaomega Grupo Editor (ed.)).
- Kilar, V., & Fajfar, P. (1996). Simplified push-over analysis of building structures. In *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering* (p. paper No. 1011).
- McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de estructuras de acero* (Alfaomega (ed.); 5th ed.).
- Megson, T. H. . (2000). *Structural and Stress Analysis, Second Edition*. 605.
- Mohsenian, V., Gharaei-moghaddam, N., & Hajirasouliha, I. (2019). Multilevel seismic demand prediction for acceleration-sensitive non- structural components. *Engineering Structures*, 200(September), 109713. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109713>
- NEC. (2014a). *NEC-SE-DS, Peligro sísmico Diseño Sismo Resistente* (M. Dirección de Comunicación Social (ed.); 2014th ed.).
- NEC. (2014b). *NEC - SE - HM, Estructuras de hormigón armado* (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción (eds.)).
- NEC. (2015a). *NEC-SE-VIVIENDA, Norma Ecuatoriana de la Construcción. Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m* (M. Dirección de Comunicación Social (ed.)).
- NEC. (2015b). *Peligro sísmico Diseñado Sismo Resistente*.
- Shahram Taghavi, E. M. (2003). *No Title Response Assessment of Nonstructural Building Elements* (2003 Pacific Earthquake Engineering Research Center (ed.)). *Response Assessment of Nonstructural Building Elements*.
- Tomás, A., López, L., Espín, A. T., & Olivares, G. S. (2017). Influencia del tipo de rótula

plástica en el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado. *Revista Española de Investigación En Marketing ESIC*.
<https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.006>