



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL
INFORME FINAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL

MODALIDAD: PROYECTO TÉCNICO

TEMA:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS NIVELES CON
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL TIPO PUSHOVER.

ELABORADO POR:
FOYAIN NAVARRETE JOSE ANDRES

TUTOR (A):
ING. LOOR LOOR EFRÉN SEGUNDO MGS.

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

Septiembre 2025

APROBACIÓN DEL TUTOR

Como tutor académico de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, certifico lo siguiente:

He supervisado y orientado la elaboración del trabajo de titulación, completando un total de 320 horas, bajo la modalidad de **Proyecto Técnico**. El tema del proyecto se titula "**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS NIVELES CON ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL TIPO PUSHOVER**". Este proyecto ha sido desarrollado conforme a los lineamientos internos de la mencionada modalidad, y ha cumplido con los requisitos establecidos por el Reglamento de Régimen Académico. Por lo tanto, **certifico** que el proyecto mencionado posee los méritos académicos, científicos y formales necesarios para ser evaluado por el tribunal de titulación designado por la autoridad competente.

La autoría del tema desarrollado corresponde a Foyain Navarrete José Andrés, estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2025 (1), quien se encuentra apto para la sustentación de su trabajo de titulación.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a menos que la ley disponga lo contrario.

Manta, 9 de septiembre de 2025.

Lo certifico,

A handwritten signature in blue ink, consisting of stylized, overlapping loops and lines, positioned above a horizontal line.

Ing. Loor Loor Efrén Segundo Mgs.

Tutor

DECLARACIÓN DE AUTORIA

Yo, Foyain Navarrete José Andrés con CC: 13120018-3, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto Técnico con el tema "**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS NIVELES CON ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL TIPO PUSHOVER**", el cual fue dirigido por el tutor, Ing. Loor Loor Efrén Segundo Mgs.

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecieron la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas, visitas de campo, entre otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 9 días del mes de septiembre de dos mil veinte y cinco.



José Andrés Foyain Navarrete
C.C. 131200018-3
Autor

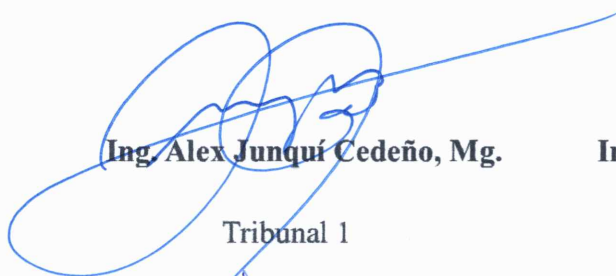
CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

En calidad de tribunales de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, certifico:

Haber revisado el trabajo de titulación, bajo la modalidad de Proyecto Técnico, cuyo tema es **"DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS NIVELES CON ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL TIPO PUSHOVER"** internos de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo APRUEBO, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para proceder a la defensa correspondiente.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a salvo disposición de Ley en contrario.

En la ciudad de Manta, a los 9 días del mes de septiembre de dos mil veinte y cinco.



Ing. Alex Junquí Cedeño, Mg.
Tribunal 1



Ing. Alexis Morán Guzmán, Mg.
Tribunal 2



Ing. Javier Baque Solís, Mg.
Tribunal 3

DEDICATORIA

A dios, por ser mi guía constante, por darme fuerza en los momentos de duda y paz en los días difíciles.

A mis padres, por su amor incondicional, sus sacrificios silenciosos y por enseñarme con su ejemplo el valor del esfuerzo.

A mi hermana, por su apoyo, compañía y palabras de aliento cuando más las necesitaba.

Y a mí, por no rendirme, por creer en mi capacidad, por cada noche de desvelo y cada paso firme hacia esta meta.

Este logro es de todos nosotros.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por la vida, la salud y la fortaleza que me permitió culminar esta etapa; a mis padres y a mi familia por su amor, apoyo y confianza incondicional; a mi director de tesis por su guía y orientación en este proceso; a mis docentes por las enseñanzas compartidas a lo largo de mi formación, y a todas las personas que de una u otra manera estuvieron presentes y contribuyeron en el desarrollo de este trabajo.

Foyain Navarrete José Andrés

SÍNTESIS

El presente proyecto técnico, titulado “Diseño estructural de una edificación de seis niveles con análisis estático no lineal tipo Pushover”, tuvo como objetivo principal el análisis y diseño estructural de un edificio en la ciudad de Manta, Ecuador, una de las zonas con mayor actividad sísmica del país. Para garantizar un comportamiento óptimo ante cargas gravitacionales y sísmicas, se emplearon los softwares ETABS (para el modelado y diseño de elementos estructurales) y SAFE (para el diseño de la cimentación), bajo los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) y los reglamentos del American Concrete Institute (ACI).

El análisis Pushover permitió evaluar el desempeño no lineal de la estructura, identificando sus puntos críticos y asegurando una adecuada capacidad de disipación de energía. Los elementos de hormigón armado, como columnas, vigas y muros de corte fueron diseñados en ETABS, mientras que la cimentación se optimizó en SAFE, considerando las características geotécnicas del suelo. Como resultado, se generaron los planos estructurales detallados, especificaciones técnicas y un presupuesto de obra gris, cumpliendo con los estándares de seguridad, eficiencia y normativa vigente.

Este proyecto no solo demuestra la aplicabilidad de métodos avanzados de análisis sísmico en zonas de alto riesgo, sino que también sirve como referencia para futuros diseños estructurales en la región.

Palabras clave: Diseño estructural, hormigón armado, Pushover.

ABSTRACT

This technical project, entitled "Structural Design of a Six-Story Building Using Nonlinear Static Pushover Analysis", aimed to perform the structural analysis and design of a building located in Manta, Ecuador—one of the most seismically active regions in the country. To ensure optimal performance under gravitational and seismic loads, the software ETABS (for modeling and designing structural elements) and SAFE (for foundation design) were used, following the guidelines of the Ecuadorian Construction Standard (NEC-2015) and the American Concrete Institute (ACI) regulations.

The Pushover analysis allowed for the evaluation of the structure's nonlinear performance, identifying critical failure points and ensuring adequate energy dissipation capacity. Reinforced concrete elements, such as columns, beams, and shear walls, were designed in ETABS, while the foundation was optimized in SAFE, taking into account the soil's geotechnical characteristics. As a result, detailed structural drawings, technical specifications, and a rough construction budget were produced, complying with safety, efficiency, and current regulatory standards.

This project not only demonstrates the applicability of advanced seismic analysis methods in high-risk zones but also serves as a reference for future structural designs in the region.

Keywords: Structural Design, Reinforced Concrete, Pushover Analysis.

INDICE DE CONTENIDO

CERTIFICADO DEL TUTOR.....	i
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	ii
APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
SÍNTESIS	vi
ABSTRACT.....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xv
INTRODUCCIÓN	1
Antecedentes.....	2
Justificación	2
Propuesta.....	3
Ubicación.....	3
Objetivos.....	4
Objetivo general.....	4
Objetivos específicos	4
CAPÍTULO 1: FUNDAMENTOS TEÓRICOS	5
Estudios de suelo.....	5
Propiedades de los materiales	5

Hormigón	5
Acero.....	5
Peligro sísmico en Ecuador.....	6
Coeficientes de perfil de suelo.....	9
Espectro elástico de diseño	10
Coeficientes de irregularidad en planta y elevación	12
Coeficiente de importancia	13
Factor de reducción de resistencia sísmica R.	14
Derivas inelásticas de piso	15
Diseño de elementos estructurales.....	15
Vigas	15
Columnas	16
Refuerzo transversal de columnas	17
Diseño de losas	18
Análisis estático no lineal	19
Niveles de desempeño.....	20
Rotulas plásticas en elementos estructurales	21
CAPÍTULO 2: DEFINICIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL	23
Diseño arquitectónico	24
Estudios de suelos.....	25
Perforación # 1 N= + 0.00.....	26

Perforación # 2 $N = + 0.00$	27
Descripción de los materiales	29
Hormigón	29
Acero de refuerzo.....	29
Ocupación y cargas	30
Espectros de diseño.....	30
Coeficiente de importancia	31
Factor de reducción de resistencia sísmica	31
Coeficiente de irregularidades en planta y elevación.....	31
Periodo de vibración mediante el método 1.....	31
Espectro de diseño	32
Cargas de diseño	34
Predimensionamiento de columnas de hormigón armado	35
Predimensionamiento de vigas de hormigón armado	37
Análisis matemático en ETABS.....	38
Diseño de columnas de hormigón armado.....	38
Columna 45 x 45 cm	39
Columna 40 x 40 cm	44
Diseño de vigas de hormigón armado.....	48
Viga 1 35x45cm primera planta.....	49
Viga 2 30x40cm segunda planta	51

Viga 3 30x40cm tercera planta.....	53
Viga 4 30x40cm cuarta planta.....	55
Viga 5 30x40cm quinta planta	57
Diseño de cimentaciones.....	59
Presión de contacto con el suelo	62
Verificación al punzonamiento	63
Diseño a flexión.....	65
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURALES	70
Análisis estático lineal.	70
Análisis dinámico lineal.....	72
Análisis estático no lineal	74
Niveles de desempeño.....	74
Análisis de precios unitarios	79
CONCLUSIÓN.....	82
RECOMENDACIONES.....	84
BIBLIOGRAFÍA	85
ANEXOS	88
Diseño de elemento a flexión VIGAS.....	88
a) Cuantía mínima y máxima de refuerzo longitudinal	90
b) Chequeo del peralte mínimo necesario.....	92
c) Cálculo del área de refuerzo longitudinal	92

d) Diseño de armadura longitudinal.....	93
e) Comprobación de cuantías según NEC-15	95
Figura. Diagrama de fuerza cortante para carga muerta	100
a) Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos y momentos máximos probables.	100
b) Determinación del cortante último de diseño y relación de área de estribos sobre separación requerida.....	102
Diseño de armadura transversal.....	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Terreno de construcción, Manta 2000 lote 12 avenida 5.....	3
Figura 2. Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador..	7
Figura 3. Espectro de diseño elástico.....	11
Figura 4. Niveles de desempeño de una estructura.....	21
Figura 5. Implantación del proyecto sobre el terreno.	23
Figura 6. Diseño arquitectónico de la planta baja.....	24
Figura 7. Diseño arquitectónico de la planta alta.....	25
Figura 8. Lugar de perforaciones.....	29
Figura 9. Espectro de diseño NEC-15.....	34
Figura 10. Modelo matemático ETABS.....	38
Figura 11. Sección transversal de las columnas 45x45cm.....	40
Figura 12. Factor de modificación debido a las inercias agrietadas.	41
Figura 13. Armado longitudinal y transversal en ETABS columnas 45x45cm.	42
Figura 14. Diagrama de iteración de columnas 45x45cm.	43
Figura 15. Sección transversal de las columnas 40x40cm.....	45
Figura 16. Armado longitudinal y transversal en ETABS columnas 40x40cm.	46
Figura 17. Diagrama de iteración de columnas 40x40cm.	47
Figura 18. Sección transversal de las columnas 35x45cm.....	50
Figura 19. Armado longitudinal por cuantía para vigas 35x45cm.....	51
Figura 20. Sección transversal de las columnas 30x40cm.....	52

Figura 21. Armado longitudinal por cuantía para vigas 30x40cm.....	53
Figura 22. Sección transversal de las columnas 30x40cm.....	54
Figura 23. Armado longitudinal por cuantía para vigas 30x40cm.....	55
Figura 24. Sección transversal de las columnas 30x40cm.....	56
Figura 25. Armado longitudinal por cuantía para vigas 30x40cm.....	57
Figura 26. Sección transversal de las columnas 30x40cm.....	58
Figura 27. Armado longitudinal por cuantía para vigas 30x40cm.....	59
Figura 28. Disposición de zapatas corridas en planta estructural	61
Figura 29. Diagrama de presiones de contacto suelo–cimentación (combinación D + L + E)	63
Figura 30. Distribución de razones D/C por punzonamiento.	64
Figura 31. Diagrama de momentos máximos en zapata P2.....	65
Figura 32. Detalle de refuerzo longitudinal en zapatas corridas tipo P1 y P2	67
Figura 33. Área de acero requerida por metro lineal en dirección X.....	68
Figura 34. Área de acero requerida por metro lineal en dirección X.....	69
Figura 35. Análisis de derivas elásticas en X mediante el modelado ETBAS.....	71
Figura 36. Análisis de derivas elásticas en Y mediante el modelado ETBAS.....	71
Figura 37. Desempeño global de la edificación en Dirección X.	75
Figura 38. Deformada del sistema estructural en dirección X con criterio de desempeño.....	76
Figura 39. Desempeño global de la edificación en Dirección Y.	77

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factor de zona sísmica..	7
Tabla 2. Factores de sitio F_a	9
Tabla 3. Factores de sitio F_d	9
Tabla 4. Factores de sitio F_s	10
Tabla 5. Tipos de suelo y su coeficiente r	12
Tabla 6. Relación de amplificación espectro.....	12
Tabla 7. Ocupación e importancia para el coeficiente I	13
Tabla 8. Coeficiente R	14
Tabla 9. Propiedades mecánicas del hormigón.	29
Tabla 10. Propiedades mecánicas del acero.	30
Tabla 11. Cargas asignadas en los pisos asignados.	30
Tabla 12. Recopilación de datos para el cálculo del coeficiente basal C	32
Tabla 13. Cargas ocupacionales del edificio según NEC 15.....	35
Tabla 14. Solicitaciones calculadas.....	35
Tabla 15. Predimensionado de columnas mediante ACI 318s 19.	36
Tabla 16. Armado longitudinal y confinamiento de las columnas.	36
Tabla 17. Armadura transversal de columnas.	36
Tabla 18. Valores por puntos del diagrama de iteración de columnas 45x45cm.	43
Tabla 19. Valores por puntos del diagrama de iteración de columnas 40x40cm.	47
Tabla 20. Armado por cuantía requerida obtenida de ETBAS.....	49

Tabla 21. Armado por cuantía requerida obtenida de ETBAS.....	51
Tabla 22. Armado por cuantía requerida obtenida de ETBAS.....	53
Tabla 23. Armado por cuantía requerida obtenida de ETBAS.....	55
Tabla 24. Armado por cuantía requerida obtenida de ETBAS.....	57
Tabla 25. Resumen dimensional de zapatas corridas.	62
Tabla 26. Derivas elásticas y derivas inelásticas en X y Y.	72
Tabla 27. Modos de vibración del modelo matemático.	74
Tabla 28. Comprobación de diferencia porcentual entre métodos de cálculo T.....	74

INTRODUCCIÓN

El diseño y evaluación sísmica de estructuras adquiere especial relevancia en zonas de alta peligrosidad sísmica como Manta, Ecuador, considerada una de las regiones más críticas del país debido a su proximidad a fallas geológicas activas y su historial de eventos. La intensidad de los sismos en esta área demanda un análisis riguroso de la capacidad resistente y ductilidad de las edificaciones, especialmente en suelos tipo D, donde los efectos de amplificación sísmica pueden ser determinantes. En este contexto, el análisis estático no lineal tipo Pushover se posiciona como una metodología innovadora, eficaz y precisa; aunque aún poco implementada en la práctica local, para predecir el desempeño estructural ante cargas laterales progresivas, identificar mecanismos de falla críticos y garantizar estabilidad frente a sismos con periodo de retorno especificados en la NEC 2015, superando las limitaciones de los métodos elásticos convencionales.

Dentro del marco normativo, reglamentos como la NEC 2015 y el ACI establecen los criterios para el diseño sismorresistente, asegurando que las estructuras cumplan con los requisitos de seguridad y servicio. Este proyecto se enfoca en aplicar el método Pushover en el diseño de edificio de hormigón armado ubicado en la urbanización Manta 2000, emplazado sobre un suelo tipo D, con el fin de validar su resistencia y ductilidad conforme a las disposiciones vigentes. Para ello, se emplearán herramientas computacionales como ETABS y SAFE, que permiten modelar la respuesta no lineal de los elementos estructurales bajo condiciones de sismo.

Este trabajo se organiza metodológicamente en cuatro capítulos estructurados que guían el desarrollo técnico y analítico del proyecto. El Capítulo I constituye el marco teórico-conceptual, donde se fundamentan los principios de ingeniería sísmica, las normativas aplicables (NEC-2015 y ACI) y los criterios técnicos que sustentan el análisis estructural. El Capítulo II desarrolla el proceso de diseño integral, combinando metodologías analíticas con el uso de software especializado (ETABS y SAFE), aplicando los estándares normativos con el rigor profesional que caracteriza al ejercicio ingenieril. En el Capítulo III se presentan y analizan los resultados obtenidos, evaluando el comportamiento estructural mediante simulaciones numéricas y el análisis pushover que verifican el desempeño sísmico del edificio. Finalmente, el Capítulo IV sintetiza las conclusiones derivadas del diseño.

Antecedentes

En el Ecuador, la ciudad de Manta se encuentra en una zona sísmica activa, históricamente afectada por terremotos registrados a lo largo del desarrollo urbanístico e ingenieril. Los terremotos más recordados que marcaron puntos de inflexión ante la necesidad de realizar diseños sismorresistentes son: terremoto de 1942 con una magnitud en la escala de Richter de 6.8 que causó el colapso de estructuras tradicionales, evidenciando la vulnerabilidad de las edificaciones de la época, el terremoto de 1979 con magnitud de 8.2 que puso en evidencia los efectos de la amplificación sísmica en los suelos del perfil costero, suelos blancos de denominación D según la NEC – 15. El terremoto más reciente y con más impacto que se ha registrado fue suscitado el pasado 16 de abril de 2016 dejando más de un millar de fallecidos y pérdidas económicas invaluable por la destrucción y paralización de la provincia, este terremoto demostró que incluso estructuras modernas en este tiempo pueden presentar fallas ante eventos extremos y poco favorables.

Justificación

El diseño de edificaciones sismorresistentes es de suma importancia en zonas donde se caracteriza la peligrosidad sísmica, Ecuador se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica donde terremotos pasados han demarcado la vulnerabilidad y deficiencia de los diseños elásticos presentados en estructuras de gran magnitud.

Estos eventos históricos justifican la necesidad de adoptar metodologías avanzadas de análisis estructural, como el método Pushover, que permite evaluar el comportamiento no lineal de edificaciones bajo cargas sísmicas progresivas. En Ecuador, la NEC-2015 establece los requisitos para diseño sismorresistente, pero su aplicación tradicional se basa en métodos elásticos que no capturan completamente la respuesta estructural post-elástica.

Este proyecto adquiere relevancia técnica y social al demostrar la importancia de un diseño estructural especializado en zonas de alta sismicidad como Manta. Mediante el análisis pushover, se evidencia cómo una formación ingenieril rigurosa que integre normativas (NEC-2015, ACI) y herramientas avanzadas (ETABS), permite identificar vulnerabilidades, optimizar el desempeño sísmico y reducir riesgos al transformar resultados numéricos en soluciones constructivas.

Propuesta

Este trabajo técnico se basa en la realización de una edificación departamental que cuenta con terraza accesible para zona social, ubicada en la ciudadela Manta 2000. Se propone el diseño estructural completo del edificio aplicando el análisis Pushover, incluyendo los planos estructurales con sus especificaciones técnicas. El edificio cuenta con 300 m² de construcción por piso.

Ubicación

P1: 527697.26 m E, 9893921.07 m S

P2: 527696.93 m E, 9893903.87 m S

P3: 527680.64 m E, 9893901.84 m S

P4: 527681.75 m E, 9893923.13 m S



Figura 1. Terreno de construcción, Manta 2000 lote 12 avenida 5. Fuente: Google Earth.

Objetivos

Objetivo general

Diseñar un edificio de hormigón armado que contempla seis pisos contando la terraza accesible mediante el análisis estructural estático no lineal tipo pushover con los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, ubicado en Manta, Ecuador.

Objetivos específicos

- Realizar los planos arquitectónicos considerando la distribución de los espacios.
- Desarrollar el análisis estructural de la edificación bajo el método basado en fuerzas, considerando las acciones gravitacionales y sísmicas conforme a la NEC-15 y el ACI 318.
- Elaborar los planos estructurales junto con las especificaciones técnicas necesarias.
- Comparar la curva de capacidad obtenida con la demanda sísmica del espectro elástico para determinar el nivel de desempeño alcanzado.
- Realizar el costo del hormigón y acero del proyecto mediante un análisis de precios unitarios.

CAPÍTULO 1: FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Estudios de suelo

Los estudios de suelo son investigaciones geotécnicas que determinan las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas del subsuelo para evaluar su aptitud en proyectos de construcción. Estos análisis identifican la estratigrafía, capacidad portante, presencia de agua freática y riesgos potenciales (licuación, asentamientos, etc.), fundamentales para el diseño de cimentaciones seguras y económicas.

"El estudio de suelos es la herramienta básica para conocer las condiciones geotécnicas de un terreno, permitiendo optimizar el tipo de cimentación y prever problemas constructivos." (Juárez Badillo, 1973)

Propiedades de los materiales

Hormigón

El hormigón es una mezcla de varios materiales en un estado homogéneo; cemento, arena, piedra, agua y opcionalmente aditivos. Este material destaca por su maleabilidad y bajo costo dentro de nuestros medios locales.

Según el ACI, el módulo de elasticidad se puede considerar lo siguiente:

$$E = 15100 * \sqrt{f'c}$$

Esta ecuación la utiliza la norma ecuatoriana de construcción para el cálculo del módulo de elasticidad.

Acero

El acero utilizado en la composición del hormigón armado, debe cumplir con ciertas características impuestas por las normas INEN.

- Resistencia a la fluencia $F_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$
- Resistencia a la tracción $F_u=6300 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de Poisson = 0.30

- Módulo de elasticidad del acero $E=2100000 \text{ kgf/cm}^2$

Φ (mm)	PESO (Kg/m)	Masa de cada varilla (kg)		
		6m	9m	12m
6,00	0,22	1,33	2,00	2,66
8,00	0,40	2,37	3,56	4,74
10,00	0,62	3,70	5,55	7,40
12,00	0,89	5,33	7,99	10,66
14,00	1,21	7,25	10,87	14,50
16,00	1,58	9,47	14,20	18,94
18,00	2,00	11,99	17,98	23,98
20,00	2,47	14,80	22,19	29,59
22,00	2,98	17,90	26,86	35,81
25,00	3,85	23,12	34,68	46,24
28,00	4,83	29,00	43,51	58,01
32,00	6,31	37,88	56,82	75,76

Peligro sísmico en Ecuador

En el ámbito de la ingeniería sismorresistente, el peligro sísmico se estudia desde diversas perspectivas técnicas, todas orientadas a la cuantificación y predicción de los efectos potenciales de los movimientos telúricos. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2014) define este concepto como "la probabilidad de que ocurran movimientos del suelo con parámetros específicos (aceleración, velocidad o desplazamiento) que excedan ciertos valores umbral, dentro de un período de tiempo determinado y en una región geográfica específica". Esta definición enfatiza la necesidad de considerar tanto la variabilidad espacial como temporal en la evaluación del riesgo sísmico, particularmente relevante para regiones con alta actividad tectónica como la costa ecuatoriana.

La NEC-2014 establece criterios precisos para la zonificación sísmica, basados en estudios de peligro con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (equivalente a un período de retorno de 475 años). Para la Zona VI (litoral ecuatoriano), se especifica una aceleración sísmica máxima en roca de 0.50g, valor que considera la alta sismicidad histórica de la región. Este parámetro técnico, combinado con los factores de amplificación para suelos

blandos (Tipo D), constituye la base para el diseño de estructuras capaces de resistir eventos extremos.

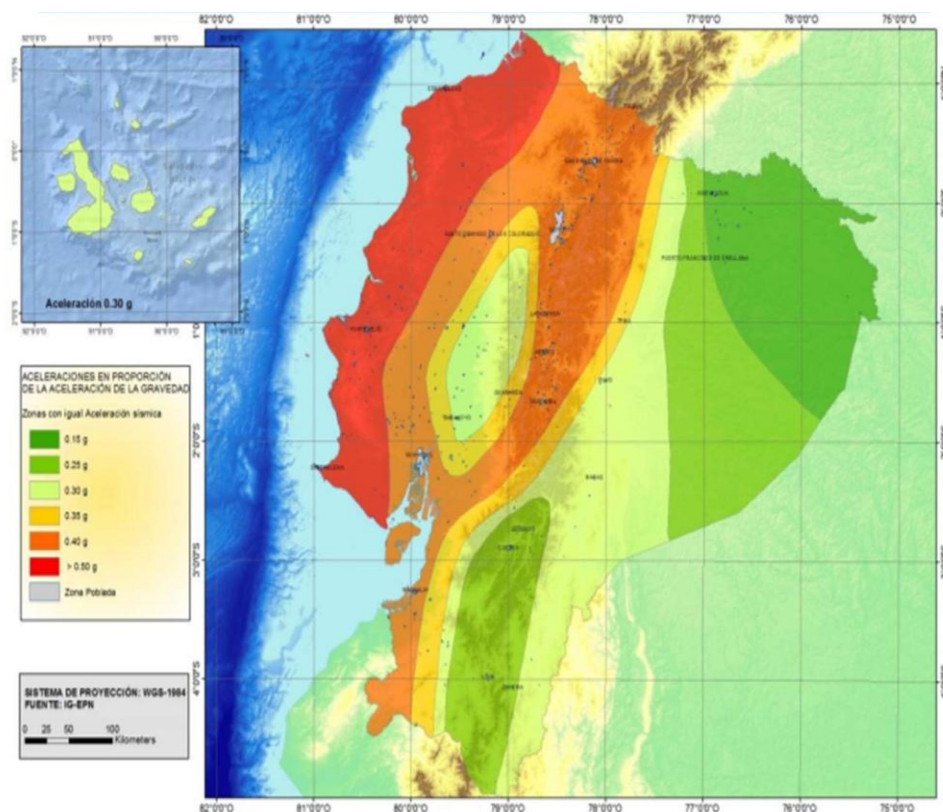


Figura 2. Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (2014).

La normativa nacional vigente (NEC) establece una división del territorio ecuatoriano en seis zonas sísmicas claramente diferenciadas. Esta clasificación técnica se fundamenta en estudios probabilísticos que consideran un periodo de retorno estándar de 475 años para la ocurrencia de eventos sísmicos significativos. A cada zona se le asigna un factor Z adimensional, que representa el porcentaje de la aceleración gravitacional (g) correspondiente a la aceleración máxima esperada en roca.

Tabla 1 Factor de zona sísmica. Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014, p. 27)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	>0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Los tipos de suelo para el diseño sísmico es importante ya que estos permiten determinar los valores de coeficiente de amplificación del suelo. Esto sirve específicamente para el espectro de diseño.

Suelo	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante.	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$).	

F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$).

F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.

F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.

Coeficientes de perfil de suelo

Los coeficientes de perfil de suelo constituyen un parámetro fundamental en el diseño sismorresistente, ya que cuantifican el efecto de amplificación que experimentan las ondas sísmicas al propagarse a través de los distintos estratos del subsuelo. Estos coeficientes se determinan mediante la interacción de dos variables clave: (1) la zona sísmica (definida por el factor Z) y (2) las características geotécnicas del perfil de suelo en el sitio de estudio.

Tabla 1. Factores de sitio F_a . Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85

Tabla 2. Factores de sitio F_d . Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11

E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
---	------	------	------	------	------	------

Tabla 3. Factores de sitio F_s . Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00

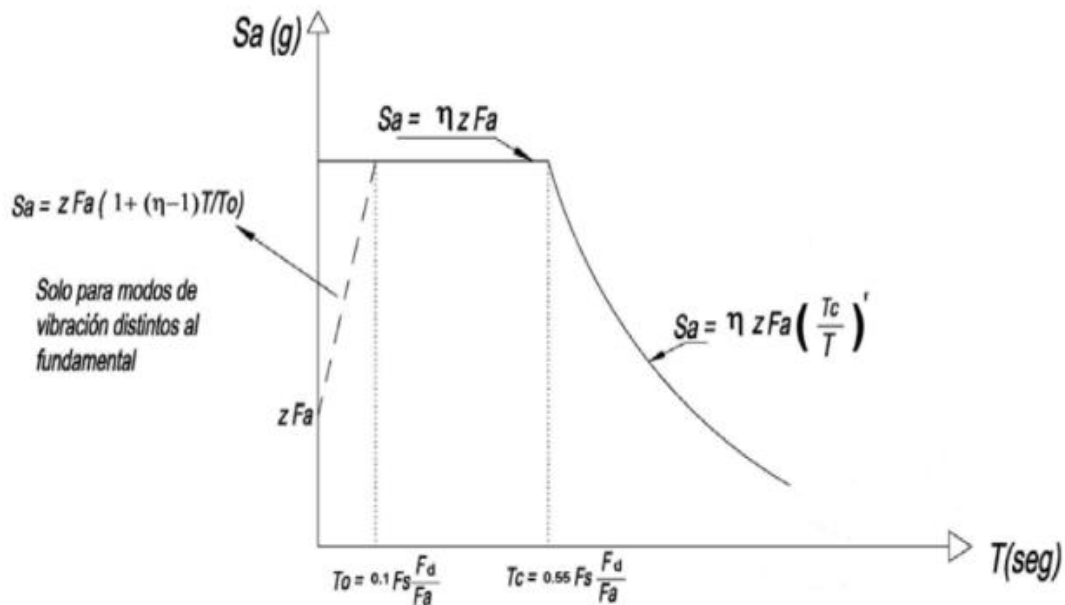
Espectro elástico de diseño

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2014) establece que el espectro de diseño constituye una representación integral de las condiciones sísmicas locales, incorporando factores geológicos, tectónicos, sismológicos y las propiedades dinámicas del suelo. Este instrumento normativo se define como un espectro de respuesta elástica con 5% de amortiguamiento crítico, que modela los efectos dinámicos del sismo de diseño durante el proceso de planificación estructural. Al sintetizar la amenaza sísmica específica del sitio, el espectro de diseño se convierte en una herramienta fundamental para predecir el comportamiento estructural, cuantificar la demanda sísmica y garantizar la seguridad de las edificaciones ante eventos telúricos, siendo particularmente relevante para el análisis pushover en el contexto de Manta, donde las características del suelo tipo D exigen una evaluación precisa de la respuesta estructural no lineal.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2014 (sección 3.3.1) especifica que el espectro elástico de aceleraciones (S_a), expresado como porcentaje de la aceleración gravitacional, posee características particulares que serán detalladas posteriormente. Para el presente estudio, se definen los parámetros del espectro de diseño considerando: el factor de zona sísmica (Z) correspondiente a la ubicación del edificio, la clasificación geotécnica del terreno de cimentación, y los coeficientes de amplificación sísmica (F_a , F_d , F_s) que

modifican la respuesta estructural según las propiedades dinámicas del suelo. Estos factores determinan conjuntamente la forma y valores del espectro de aceleraciones aplicable al caso de análisis.

Figura 3. Espectro de diseño elástico. Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)



F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_d = Coeficiente de amplificación de suelo.

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo en el comportamiento no lineal.

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T = Período fundamental de vibración.

T_0 = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

T_c = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

η = Razón entre la aceleración espectral en $T=0.1s$ y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Cuando $0 \leq T \leq T_c$ se utiliza la ecuación,

$$S_a = \eta Z F_a$$

Cuando $T > T_c$ se utiliza la ecuación,

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

El coeficiente r es un factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación del proyecto y su tipo de suelo.

Tabla 4. Tipos de suelo y su coeficiente r . Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Tipo de suelo	r
A, B, C, D	1.0
E	1.5

La relación de amplificación espectral η varía dependiendo de la región del Ecuador donde se encuentre el proyecto.

Tabla 5. Relación de amplificación espectro. Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Región	Relación de amplificación espectral (η)
Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)	1.80
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Provincias del Oriente	2.60

Coefficientes de irregularidad en planta y elevación

Los coeficientes de modificación estructural elevan la resistencia al corte calculado, con el fin de mejorar la respuesta de la edificación ante cargas laterales. No obstante, su

aplicación no asegura un comportamiento óptimo durante un sismo. En consecuencia, es preferible evitar en lo posible las irregularidades arquitectónicas y estructurales que comprometan su estabilidad.

Coefficiente de importancia

El coeficiente de importancia (I) ajusta la aceleración sísmica de diseño en función de la criticidad de la edificación y el nivel de riesgo sísmico de la zona. Su propósito es incrementar la seguridad de estructuras esenciales, asegurando que mantengan su funcionalidad y presenten menor vulnerabilidad durante eventos telúricos. Para ello, amplifica la aceleración sísmica de referencia mediante un factor numérico superior a la unidad, el cual varía según la clasificación de la obra y la severidad del área.

Tabla 6. Ocupación e importancia para el coeficiente I. Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1

Factor de reducción de resistencia sísmica R.

Es un coeficiente utilizado en el diseño estructural para reducir las fuerzas sísmicas elásticas teóricas a niveles más realistas, considerando la capacidad de disipación de energía y el comportamiento inelástico de los materiales y sistemas estructurales.

Tabla 7. Coeficiente R. Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014)

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Sistemas Estructurales Dúctiles	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Derivas inelásticas de piso

La deriva inelástica de piso es el desplazamiento lateral relativo entre dos niveles consecutivos de una estructura cuando esta ha entrado en su rango de comportamiento inelástico durante un sismo. A diferencia de la deriva elástica (que ocurre bajo cargas de servicio), la deriva inelástica considera la capacidad de la estructura para deformarse plásticamente sin colapsar, disipando energía mediante daños controlados.

$$\Delta_M = 0,75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

Dónde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R: Factor de reducción de resistencia.

Estructura	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Diseño de elementos estructurales

Vigas

Para las vigas se consideró el caso más desfavorable que sería “Con un extremo continuo”, dicha clasificación es de la tabla 9.3.1.1 del código ACI – 318S – 14 donde establece una fórmula para la altura mínima.

$$h = \frac{luz}{18.5}$$

Adicionalmente a la formula citada, se le aumentó un 30% de altura mínima como coeficiente de seguridad. Se consideró una base no menor al 70% de la columna que llega a la viga, a su vez según la NEC – SE – HM en el literal 4.2.1 establece lo siguiente.

- La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal.
- El ancho mínimo b sea 250mm.

Piso	Altura de viga (m)	Base de viga (m)
1-2	0,5	0,35
3-4	0,5	0,3
5	0,4	0,3

Columnas

Las columnas fueron diseñadas considerando los casos más desfavorables en áreas tributarias de la planta baja, con esta consideración se obtiene el área gruesa con la ecuación 22.4.2.2 del código ACI – 318s – 19 considerando los siguientes parámetros:

- Cuantía mínima de acero. (NEC – SE – DS; 4.3.3.)
- P_u Carga última del elemento.
- F_y Resistencia del acero.
- Columnas con estribos.
- Factor de seguridad 1.3.

Se obtiene la siguiente expresión que se utilizará para el cálculo de las dimensiones de la columna de hormigón armado.

$$1.3 * P_u = 0.65[0.85 * 0.21 * 0.99A_g + 4.2 + 0.01 * A_g]0.80$$

Ecuación sin modificaciones 22.4.2.2 del código ACI.

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_s) + F_y * A_s$$

Para la carga última del elemento se estimó un peso propio considerando una losa aligerada de 25cm, las cargas vivas consideraras dentro de la carga última fueron obtenidas de la NEC – SE – CG literal 4.2.1. además, se utilizó una combinación de cargas del literal 3.4.3 Combinación 2.

$$U = 1,4D$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0l + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L + 0,2S$$

$$U = 0,9D + 1,0W$$

$$U = 0,9D + 1,0E$$

Refuerzo transversal de columnas

Los elementos en flexo-compresión se debe proporcionar un confinamiento especial, en una longitud L medida a partir de la cara de cada nudo. La longitud L no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- 450mm.

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.
- S0 definido por:

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) mm$$

Donde:

S_0 = Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_0 .
No debe ser mayor a 150mm.

h_x = Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

Diseño de losas

Los fundamentos para el cálculo de deflexiones en losas en una dirección son los mismos que los de vigas. Es necesario diseñar los elementos de concreto reforzado que están sujetos a flexión con una rigidez adecuada para evitar cualquier deflexión o deformación que pueda afectar negativamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

Tabla 8 Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales		Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$l/180$
Entrepisos	susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$l/360$
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	$l/480$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	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)	$l/240$

Fuente: (Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S), 2014)

Pórtico especial sismo resistente

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (2014) establece que se trata de una estructura compuesta por vigas y columnas, las cuales se extienden desde el sistema de piso y soportan tanto cargas verticales como las originadas por eventos sísmicos. Estas estructuras, por tanto, han sido meticulosamente diseñadas y detalladas con la intención de demostrar un comportamiento estructural dúctil. Esta definición implica que tanto el pórtico como la conexión viga-columna poseen la capacidad de resistir eficientemente dichas fuerzas. Por aquello se debe modelar esta unión como un nudo rígido, y en el diseño estructural de los elementos se debe lograr esta particularidad.

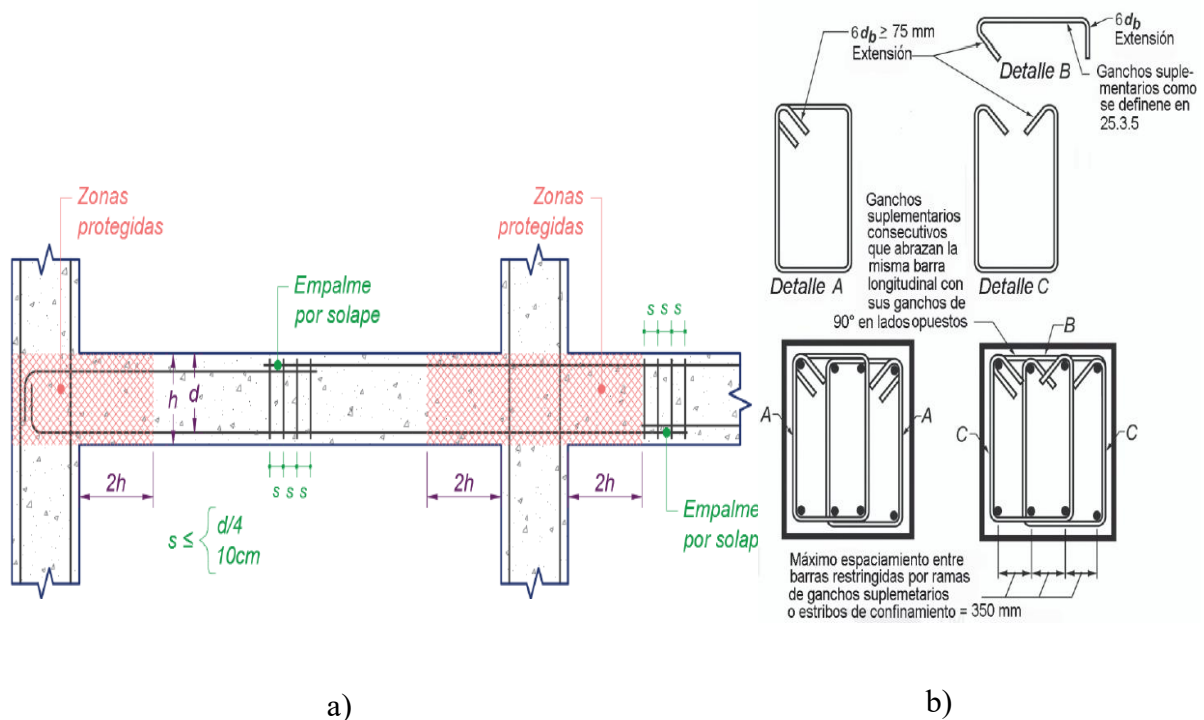


Figura 4. (a) Regiones de confinamiento de vigas en pórticos especiales sismo resistentes. (b) Criterios de refuerzo y confinamiento de las vigas. Fuente: (Ramirez, 2020)

Análisis estático no lineal

La técnica del Pushover, enmarcada en el análisis estático no lineal, es una metodología destacada en el libro "Pushover con Acoplamiento de CIENCI-LAB y OpenSees" (Aguilar, Cagua, & Pilatasig, 2020). Como describen los autores, para su cálculo,

esta técnica "se resuelve por el método de los desplazamientos, para una determinada rigidez de la estructura que se considera constante en un ciclo de carga determinado" (Aguiar, Cagua, & Pilatasig, 2020, p.14)

El proceso del análisis Pushover es esencialmente estático, donde se emplea la técnica de no linealidad para estimar deformaciones estructurales frente a eventos sísmicos. Esta metodología permite visualizar el comportamiento de la estructura cuando los componentes individuales empiezan a ceder o incluso a fallar bajo las fuerzas dinámicas del edificio, que se redistribuyen a otros componentes. En el documento denominado ASCE 41-17 en su sección 7.4.3. publicado por la American Society of Civil Engineer (2017) se explica el procedimiento calculo para el analisis estático no lineal.

Aguiar, Cagua, & Pilatasig (2020) explican este procedimiento indicando que el análisis Pushover simula la situación anterior aplicando cargas hasta que se encuentra una rótula plástica. Seguidamente, se realiza una revisión del modelo para incorporar cambios o reforzamientos necesarios. Este proceso se repite hasta identificar un patrón de fluencia para la estructura sometida a la carga sísmica. En este sentido, el análisis Pushover se convierte en una herramienta poderosa para identificar y entender el comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico.

Niveles de desempeño

"El nivel de desempeño se refiere a un estado límite de daño y representa una condición límite establecida en función de tres aspectos fundamentales: los posibles daños físicos sobre los elementos estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes inducida por los daños, y la funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico" (Marín, 2018)

Los niveles de desempeño sísmico, según Marín (2018), evalúan tres componentes críticos: la integridad física de la estructura, el riesgo para los ocupantes durante el sismo, y la capacidad de la edificación para mantener su función después del evento. Estos criterios coinciden con los establecidos por el ASCE 41-17 (American Society of Civil Engineer, 2017).

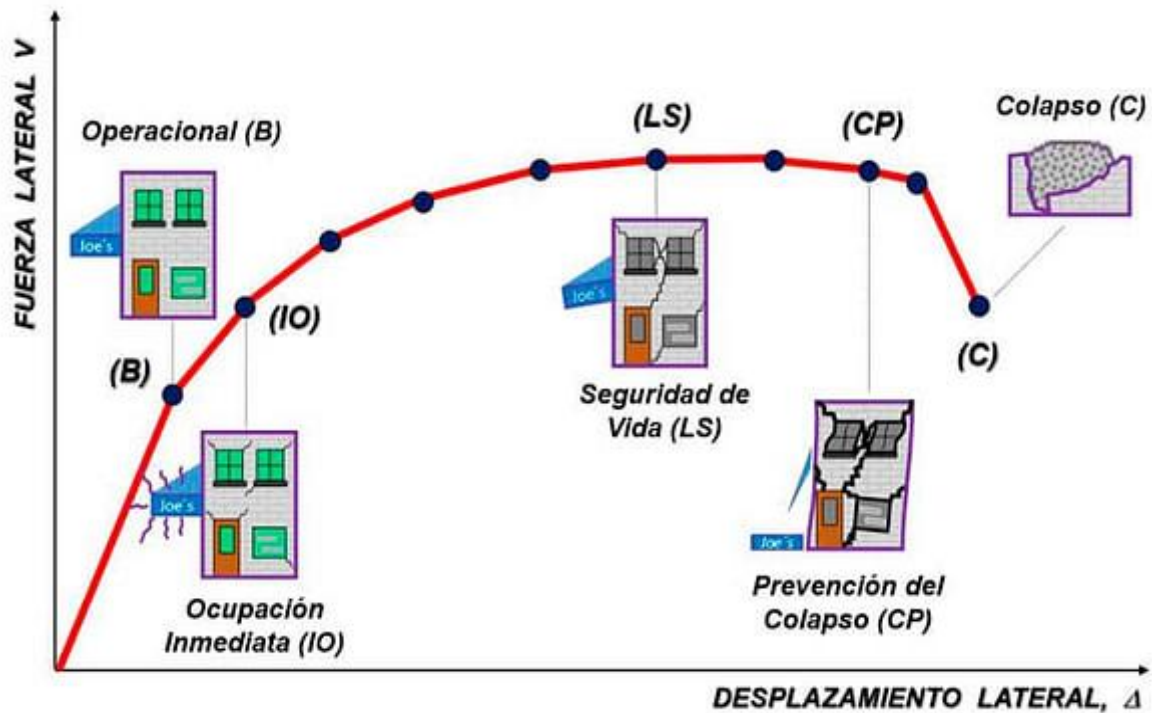


Figura 5. Niveles de desempeño de una estructura. Fuente: (SISMICA Magazine, 2011)

Rotulas plásticas en elementos estructurales

En el ASCE 41-17 se establecen los criterios de aceptación para la modelación de las rotulas plásticas y la definición de los niveles de desempeño. Para las rotulas plásticas en vigas se hace uso de la tabla del Anexo 2 y para las columnas se utiliza la tabla del Anexo 3; estos anexos contienen los parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica de elementos de hormigón armado destinados para el análisis no lineal. Las rotulas plásticas en estos componentes estructurales son de tipo dúctiles las cuales son asignadas automáticamente por el software de modelado teniendo en cuenta las cargas y las cuantías de refuerzo con las cuales fue diseñado el elemento. En el presente trabajo las rotulas van a ser generadas y ubicadas siguiendo la investigación realizada por López, Espín, & Sánchez (2017) quienes establecen que las rotulas plásticas deberán ser localizadas únicamente en los extremos de los elementos considerando las relaciones de momento-giro definidas por control de deformación. Como las rotulas que se generan son dúctiles, estas obedecen a la siguiente figura considerando los 3 niveles de desempeño estructural.

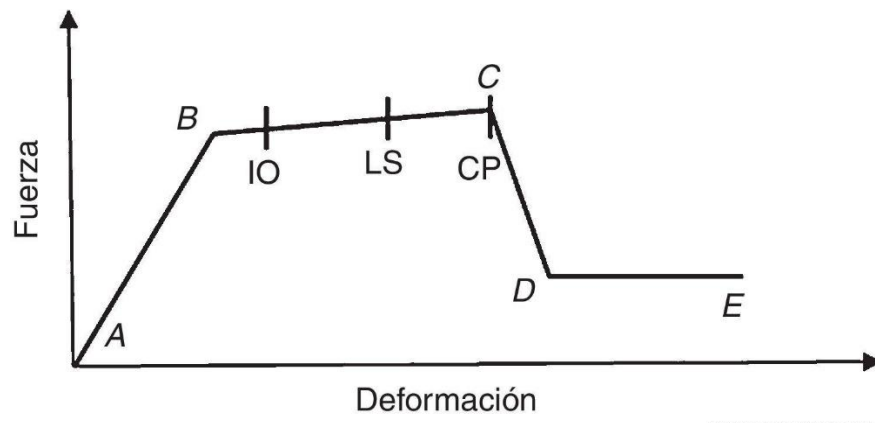


Figura 6. Niveles de desempeño en las rótulas plásticas. Fuente: (López et al, 2017)

CAPÍTULO 2: DEFINICIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL

La implantación del proyecto se ha concebido como un ejercicio de equilibrio entre el aprovechamiento óptimo del terreno disponible y el respeto al contexto urbano inmediato. Partiendo de un análisis minucioso de las dimensiones y características físicas del lote, se ha desarrollado una propuesta que maximiza la superficie útil mientras garantiza los retiros reglamentarios necesarios. Esta solución busca, por un lado, optimizar cada metro cuadrado disponible para responder a los requerimientos programáticos del proyecto y, por otro, establecer una relación armónica con las propiedades vecinas mediante distancias adecuadas que preservan la privacidad y cumplen con la normativa urbanística vigente. La figura adjunta plasma esta estrategia de implantación, mostrando de manera clara cómo se articula la propuesta arquitectónica dentro de los límites del terreno.

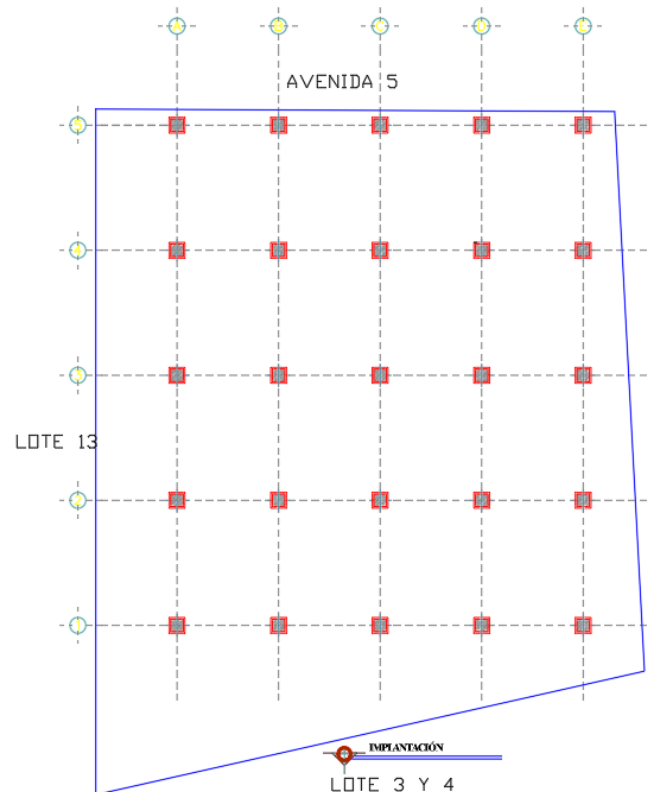


Figura 7. Implantación del proyecto sobre el terreno. Fuente: Propia

Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico constituye la columna vertebral del proyecto, pues define no solo la ocupación y distribución espacial del edificio, sino también su esencia funcional y estética. Sin embargo, su desarrollo debe ir de la mano con un diseño estructural coherente, capaz de adaptarse a las premisas arquitectónicas sin comprometer la seguridad y estabilidad de la construcción. Esta relación bidireccional exige flexibilidad: así como la estructura debe responder a los requerimientos espaciales y formales de la arquitectura, también es fundamental que las posibles modificaciones técnicas derivadas del análisis estructural sean incorporadas con criterio en el proyecto. La verdadera excelencia constructiva surge, precisamente, de esta simbiosis entre creatividad y rigor técnico, donde arquitectura e ingeniería se complementan en un diálogo constante para lograr soluciones eficientes, seguras y armónicas.

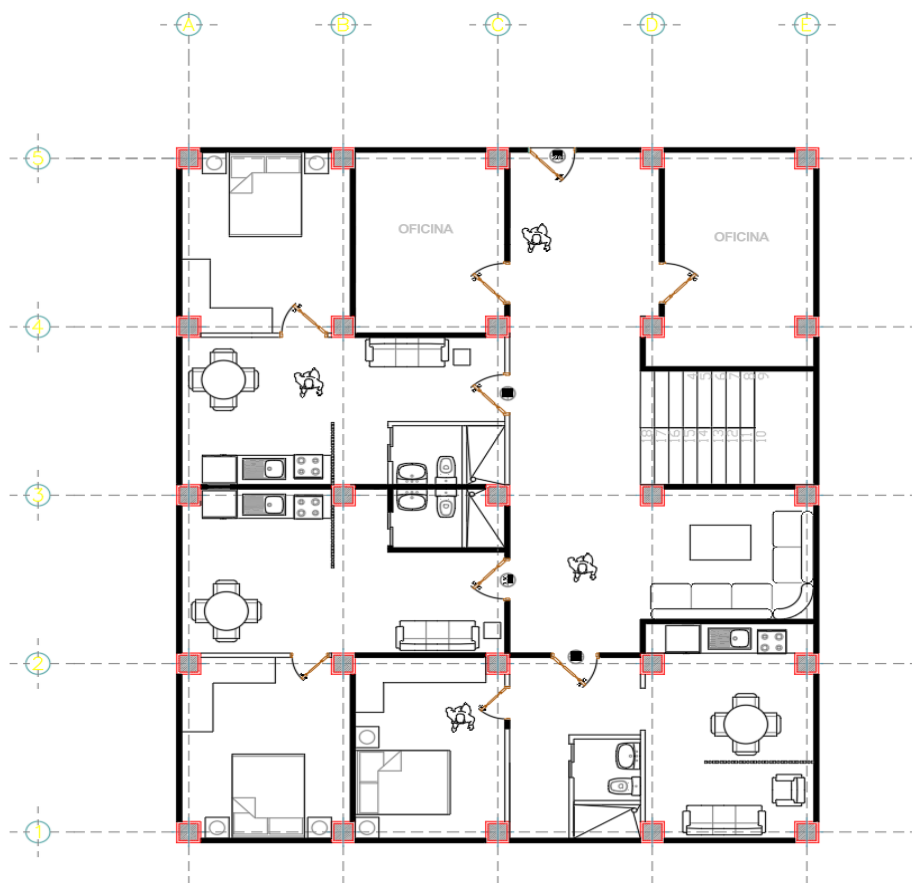


Figura 8. Diseño arquitectónico de la planta baja. Fuente: Propia

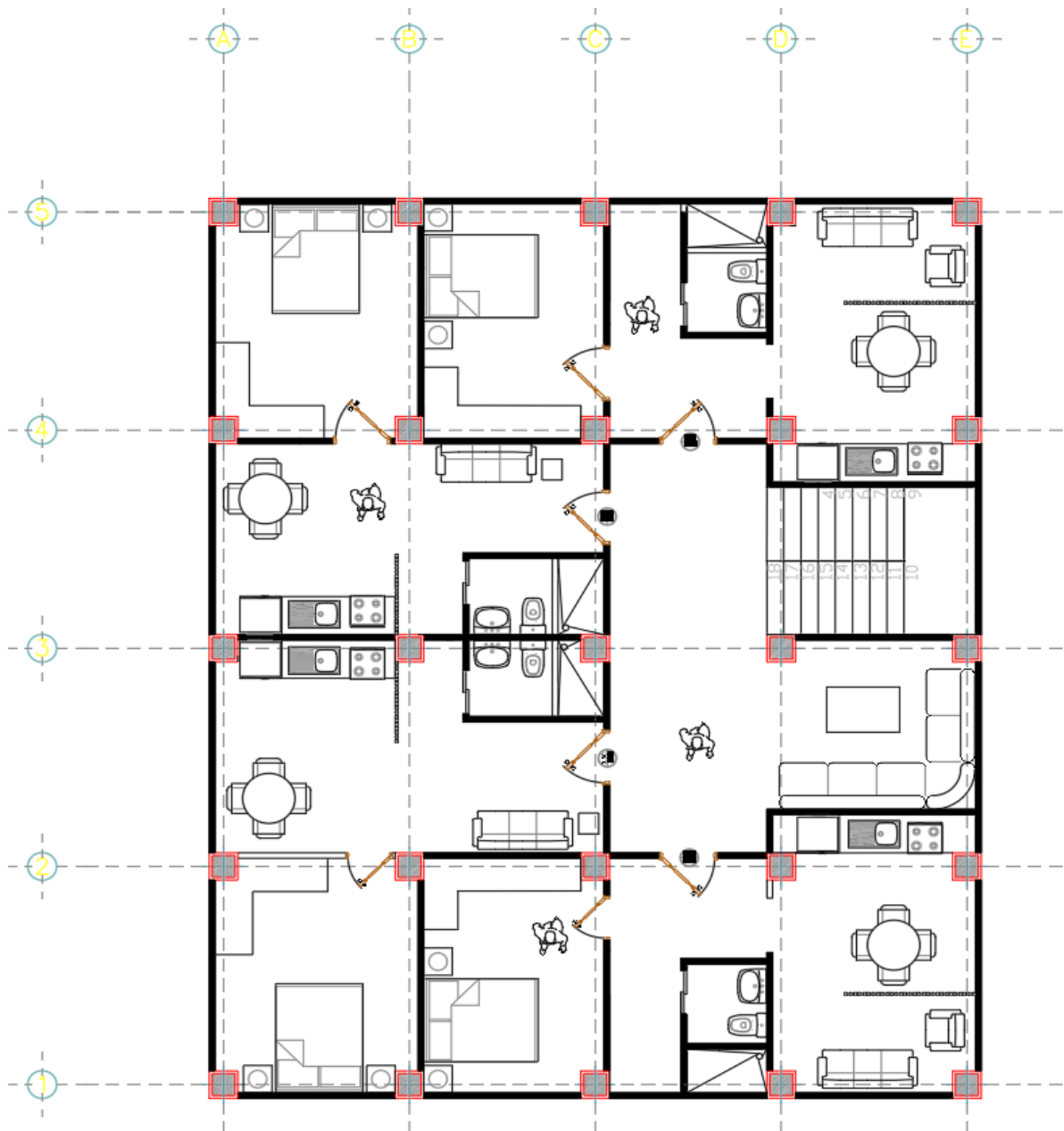


Figura 9. Diseño arquitectónico de la planta alta. **Fuente:** Propia

Estudios de suelos

Los trabajos de campo ejecutados, en el sector donde se desarrollará el proyecto, consistieron en la localización de los puntos para las perforaciones, que se realizaron en una cantidad de dos perforaciones de 4.00m. de profundidad, con equipo manual tipo Auger.

En cada una de las perforaciones se efectuaron ensayos de penetración standart, cada metro de avance de profundidad y que consiste en contar el número de golpes (N) que se

requiere para hincar el tubo sacamuestra 30 cm. (después de penetrar 15 cm.) en el terreno, con un peso de 140 Lbs. y una altura de caída libre de 75 cm. determinando así el grado de consistencia y compacidad del suelo encontrado

La boca de cada perforación se la determinó tomando como referencia el nivel de la acera, la que se le asignó $N = + 0.0$.

Mediante un examen de los resultados obtenidos, tanto en el sitio como en el laboratorio, se deduce que el subsuelo en cuestión es perfectamente determinado, y corresponde a:

Perforación # 1 $N = + 0.00$

0.00 – 0.50 m. Arcilla arenosa (CH)

Altamente plástico, consistencia firme.

0.50 – 1.00 m. Arcilla arenosa (CL)

Alta plasticidad, consistencia firme.

1.00 – 1.80 m. Mezcla de arcilla y arena (CL*)

Mediana plasticidad, consistencia muy firme.

1.80 – 2.30 m. Arena limosa (SM)

No plástica, compacidad media.

2.30 – 3.30 m. Arena limosa SM (presencia de conchilla y arenisca)

No plástica, compacidad media a densa.

3.30 – 4.00 m. Lutita limosa ML (granulado medio)

Alta plasticidad, consistencia muy dura.

SPT

Profundidad N = Golpes/pie

0.2 m..... 10

1 m..... 16

2 m..... 22

3 m..... 48

3.5 m..... 56

Perforación # 2 N= + 0.00

0.00 – 0.50 m. Arcilla arenosa (CH)

Altamente plástico, consistencia firme.

0.50 – 1.00 m. Arcilla arenosa (CL)

Alta plasticidad, consistencia firme.

1.00 – 1.80 m. Mezcla de arcilla y arena (CL*)

Mediana plasticidad, consistencia muy firme.

1.80 – 2.30 m. Arena limosa (SM)

No plástica, compacidad media.

2.30 – 3.30 m. Arena limosa SM (presencia de conchilla y arenisca)

No plástica, compacidad media a densa.

3.30 – 4.00 m. Lutita limosa ML (granulado medio)

Alta plasticidad, consistencia muy dura.

SPT

Profundidad N = Golpes/pie

0.2 m.....	10
1 m.....	16
2 m.....	22
3 m.....	48
3.5 m.....	56

Toda el área de la construcción con su respectivo sobreancho, estará sobre un relleno granular de no menos 1.20 mts.

El material de relleno para alcanzar el nivel del proyecto, será granular (material de mejoramiento tipo MTOP), el que se colocará debidamente controlada su humedad y compactándolo en capas no mayores a 0.20 m.

El tipo de cimentación será el de zapatas aisladas con trabe.

La profundidad de desplante será de 1.20 m, medidos a partir del nivel de contrapiso.

Se deberá mejorar el suelo debajo de la cimentación con un sobreancho no menor a 0.20m, en una profundidad no menor a 0.60 mts. El material a utilizarse será granular (mejoramiento tipo MTOP), el que se colocará debidamente controlada su humedad y compactándolo en capas no mayores a 0.10 m.

La resistencia del suelo a utilizarse en el cálculo de cimentación será $q_a = 1.8 \text{ K/cm}^2 = 18 \text{ T/m}^2$.

Para los efectos de la respuesta sísmica, el perfil de suelo se lo clasifica como D.

Zonificación sísmica: VI (peligro sísmico muy alto).

Factor Z: ≥ 0.50



Figura 10. Lugar de perforaciones. Fuente: Propia

Descripción de los materiales

Hormigón

El hormigón planteado tiene una resistencia a la compresión después de los 28 días del vertido de 28 MPa.

Tabla 9. Propiedades mecánicas del hormigón. Fuente: NEC

Propiedades del hormigón		
Resistencia a la compresión (f'_c)	28	MPa
Módulo de elasticidad (E_c)	$4,7\sqrt{f'_c}$	MPa
Relación de Poisson (ν)	0,2	

Acero de refuerzo

Se plantea un acero de refuerzo de 4200 MPa.

Tabla 10. Propiedades mecánicas del acero. Fuente: NEC

Propiedades del acero		
Resistencia a la fluencia (f_y)	420	MPa
Módulo de elasticidad (E_s)	200000	MPa
Relación de Poisson (ν)	0,3	

Ocupación y cargas

Tabla 11. Cargas asignadas en los pisos asignados. Fuente: Propia

Piso	Carga viga	Valor (tonf/m ²)	Sobrecarga	Valor (tonf/m ²)
1-5	Departamentos	0,2	Acabados	0,45
6	Cubierta accesible	0,3	Acabados	0,25

Espectros de diseño

El espectro de diseño para este proyecto se ha elaborado considerando las características dinámicas de un suelo tipo D, según la clasificación establecida en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Esta tipología de suelo fue determinada mediante un estudio geotécnico exhaustivo realizado en el área de implantación, ubicada en la zona VI la categoría de mayor peligrosidad sísmica según la normativa nacional.

Valores de amplificación de suelo.

$$F_a = 1.12$$

$$F_d = 1.11$$

$$F_s = 1.40$$

Valor de la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

$$Z = 0.5$$

Razón entre la aceleración espectral y el PGA.

$$\eta = 1.8$$

Factor que depende del tipo de suelo del proyecto, valores diferentes a tipo de suelo E
 $r = 1$; valores para tipo de suelo E $r = 1.5$

$$r = 1$$

Coefficiente de importancia

La estructura al ser destinada para oficinas entra en la categoría de la NEC – SE – DS 4.1. de “Otras estructuras”. Coeficiente de importancia $I = 1.0$

Factor de reducción de resistencia sísmica

Para la estructura se la cataloga con un factor $R=8$ porque entra en la categoría de la norma NEC -SE – DS en su tabla 15. siendo “Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas”.

Coefficiente de irregularidades en planta y elevación

La estructura se considera regular

$$\phi_E = 1$$

$$\phi_p = 1$$

Periodo de vibración mediante el método 1

Para el valor T se calcula mediante el método 1 de la sección 6.3.3 de la NEC – SE – DS “Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas”.

$$C_t = 0.055$$

$$\alpha = 0.9$$

Siendo:

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

$$T = 0.055 * 16.20^{0.9} = 0.674s$$

Espectro de diseño

Para la elaboración del espectro de diseño se emplearon los parámetros previamente determinados en el estudio de suelos. Posteriormente, se realiza el análisis estático lineal mediante el cálculo del cortante basal, siguiendo estrictamente los requisitos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico (NEC-SE-DS).

$$\frac{V}{W} = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E}$$

$S_a(T_a)$ = Espectro de diseño en aceleración.

$\phi_p\phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I = Coeficiente de importancia.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

$\frac{V}{W}$ = Relación del cortante basal total de diseño y la carga sísmica reactiva.

Tabla 12. Recopilación de datos para el cálculo del coeficiente basal C. Fuente: Propia

DESCRIPCIÓN	DETALLE	VALOR
Factor de importancia	$I=$	1,000
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	VI
Valor de factor Z	$Z=$	0,500
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	D
Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	$F_a=$	1,120
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	$F_d=$	1,110
Comportamiento no lineal de los suelos	$F_s=$	1,400
Factor usado en el espectro de diseño elástico	$r=$	1,000

relación de amplificación espectral	$\eta=$	1,800
Altura de la edificación en metros	$h_n=$	16,200
Tipo Estructura	Pórticos Espaciales de H.A. sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	
Coeficiente que depende del tipo de edificio	$C_t=$	0,055
	$\alpha=$	0,900
Periodo de Vibración Método 1	$T_a \text{ CODIGO}=$	0,674
Periodo de Vibración Método 2	$1.3 * T_a \text{ Código}$	0,877
Periodo Límite de Vibración	$T_o=$	0,139
Periodo de Vibración	$T_a=$	0,674
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	$T_c=$	0,763
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura	$k=$	1,087
T		
Aceleración Espectral	$S_a(T_a)=$	1,008
Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural	$R=$	8
Irregularidad en planta	$\Phi_P=$	1,000
Irregularidad en elevación	$\Phi_E=$	1,000
	$C=$	0,126

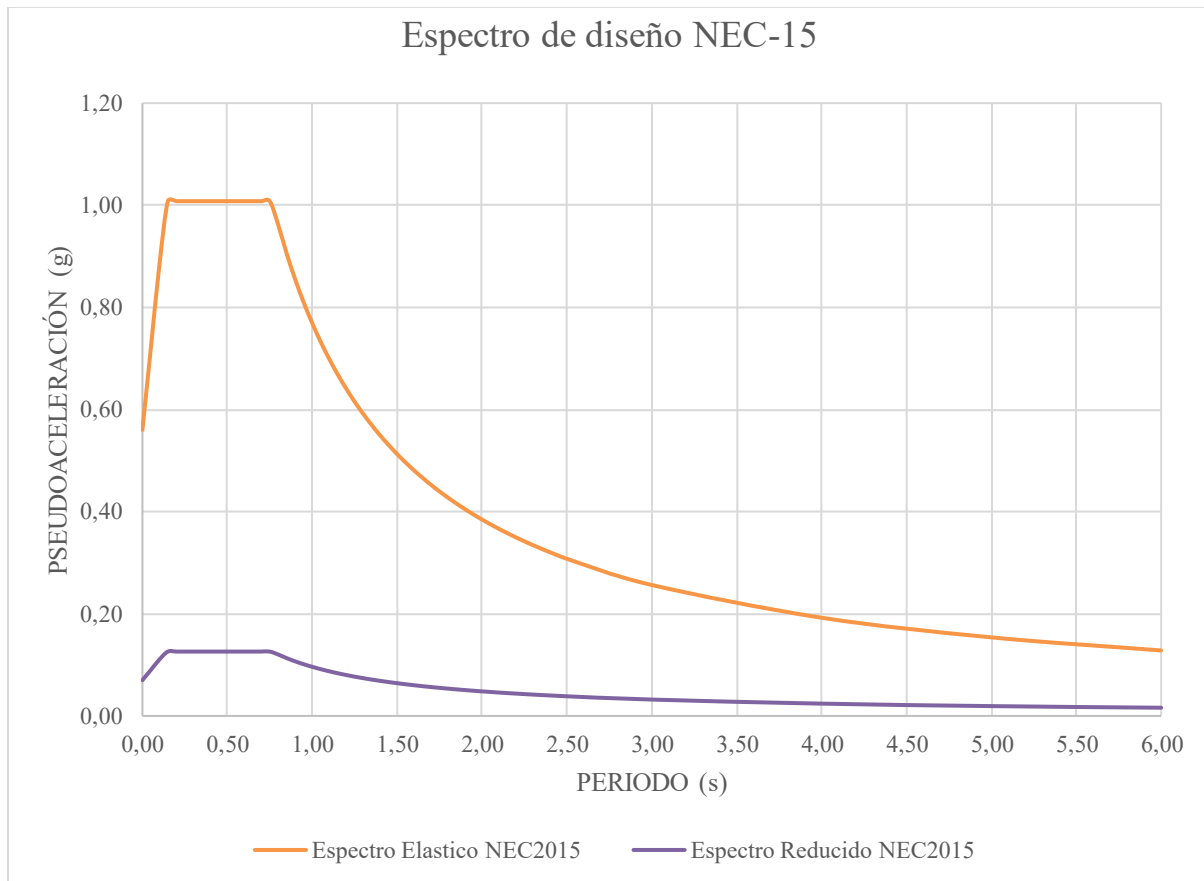


Figura 11. Espectro de diseño NEC-15. Fuente: Propia

Cargas de diseño

Carga muerta: Corresponde al peso propio de todos los componentes estructurales y no estructurales que forman parte integral de la edificación. Esta carga permanece constante a lo largo de la vida útil de la estructura e incluye elementos como losas, vigas, columnas, muros, acabados, instalaciones fijas y cualquier otro elemento de carácter permanente.

Carga viva: Comprende todas las fuerzas variables asociadas al uso y ocupación de la estructura. A diferencia de la carga muerta, estas solicitaciones pueden variar en magnitud, ubicación y distribución a lo largo del tiempo. Incluye el peso de ocupantes, mobiliario, equipos, vehículos y cualquier elemento móvil o temporal que pueda estar presente durante la operación normal de la edificación. Estas cargas se establecen según normas y criterios de diseño que consideran la función específica del espacio (vivienda, oficina, comercio, etc.).

Tabla 13. Cargas ocupacionales del edificio según NEC 15. Fuente: Propia

Número de pisos	Ocupación	Carga viva (kN/m ²)	Carga viva (Tonf/m ²)
Piso 1	Vivienda	2	0.2
Piso 2	Vivienda	2	0.2
Piso 3	Vivienda	2	0.2
Piso 4	Vivienda	2	0.2
Piso 5	Cubierta inaccesible	0.7	0.2

Tabla 14. Solicitaciones calculadas. Fuente: Propia

Solicitaciones	Valor [kgf/m2]
Losa Aligerada H=20 cm	330
Acabados de cubierta	179,03
Acabados en interiores	305
Viva interior	196,2
Viva cubierta accesible	294,3
Viva cubierta no accesible	68,67
Vigas y columnas	627

Predimensionamiento de columnas de hormigón armado

Para el diseño de columnas de hormigón armado, se utiliza la norma internacional ACI 318s – 19. Para calcular la resistencia axial nominal P_0 para columnas de hormigón armado se utiliza la siguiente expresión.

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

Donde:

P_0 = Resistencia axial nominal (sin considerar pandeo).

F'_c = Resistencia a compresión del hormigón (concreto).

A_g = Área bruta de la sección transversal de la columna.

A_{st} = Área total del refuerzo longitudinal.

f_y = Límite de fluencia del acero de refuerzo.

Tabla 15. Predimensionado de columnas mediante ACI 318s 19. Fuente: Propia

PREDIMENSIONADO DE COLUMNAS				
Piso	Área tributaria (m²)	b₁ (cm)	b₂ (cm)	A_{g,dis} (cm²)
1	13,00	45	45	2025
2	13,00	45	45	2025
3	13,00	40	40	1600
4	13,00	40	40	1600
5	13,00	40	40	1600

Tabla 16. Armado longitudinal y confinamiento de las columnas. Fuente: Propia

ARMADO LONGITUDINAL Y CONFINAMIENTO DE LAS COLUMNAS							
Piso	b₁ (cm)	b₂ (cm)	# Varillas	Diámetro (mm)	Armadura longitudinal	A_s (cm²)	Cuantía
1	45	45	16	16	16Ø16	32,17	1,59%
2	45	45	16	16	16Ø16	32,17	1,59%
3	40	40	16	14	16Ø14	24,63	1,54%
4	40	40	16	14	16Ø14	24,63	1,54%
5	40	40	16	14	16Ø14	24,63	1,54%

Tabla 17. Armadura transversal de columnas. Fuente: Propia

ARMADURA TRANSVERSAL DE COLUMNAS (EJE 1)								
Piso	Longitud (m)	b₁ (cm)	S_{max} (cm)	A_{sh,req} (cm²)	Ø_{estribo} (mm)	# Ramas	# Estribos	Armadura transversal en confinamiento
1	3,24	45	10	3,40	10	5	10 Est.	10 Est. Ø10 @.9.6 cm
2	3,24	45	10	3,40	10	5	10 Est.	10 Est. Ø10 @.9.6 cm
3	3,24	40	10	3,02	10	4	10 Est.	10 Est. Ø10 @.8.4 cm
4	3,24	40	10	3,02	10	4	10 Est.	10 Est. Ø10 @.8.4 cm

5	3,24	40	10	3,02	10	4	10 Est.	10 Est. Ø10 @.8.4 cm
---	------	----	----	------	----	---	---------	----------------------

Predimensionamiento de vigas de hormigón armado

Para el predimensionamiento de vigas en la estructura, se parte de la luz máxima entre apoyos, la cual en este caso es de 4.00 metros. Según lo establecido en la norma ACI 318S-19, la altura mínima (h) de la viga puede estimarse aplicando un factor divisorio que depende de las condiciones de apoyo del elemento.

La norma recomienda los siguientes criterios generales para vigas de concreto reforzado:

Vigas simplemente apoyadas:

$$h \geq \frac{L}{16}$$

Vigas continuas (un extremo continuo):

$$h \geq \frac{L}{18.5}$$

Vigas continuas (ambos extremos continuos):

$$h \geq \frac{L}{21}$$

Voladizos:

$$h \geq \frac{L}{8}$$

Considerando las vigas continuas con un factor de mayoración de 1.3 por las cargas sísmicas que afectan a la estructura puesto que este factor no está considerado en la ACI 318s 19.

$$h = 1.3 * \frac{4}{18.5} = 0,28cm$$

Considerando que la columna es de 45x45cm, se establece una viga de 35x45cm y para las columnas de 40x40cm lo acompañaría una viga de 30x40cm.

Análisis matemático en ETABS

El modelo estructural se desarrolla en ETABS tomando como base las dimensiones y geometría definidas en los planos arquitectónicos, incluyendo las luces entre apoyos y las secciones transversales de los elementos predimensionados. Esta modelación permite simular el comportamiento global de la estructura bajo diversas condiciones de carga.

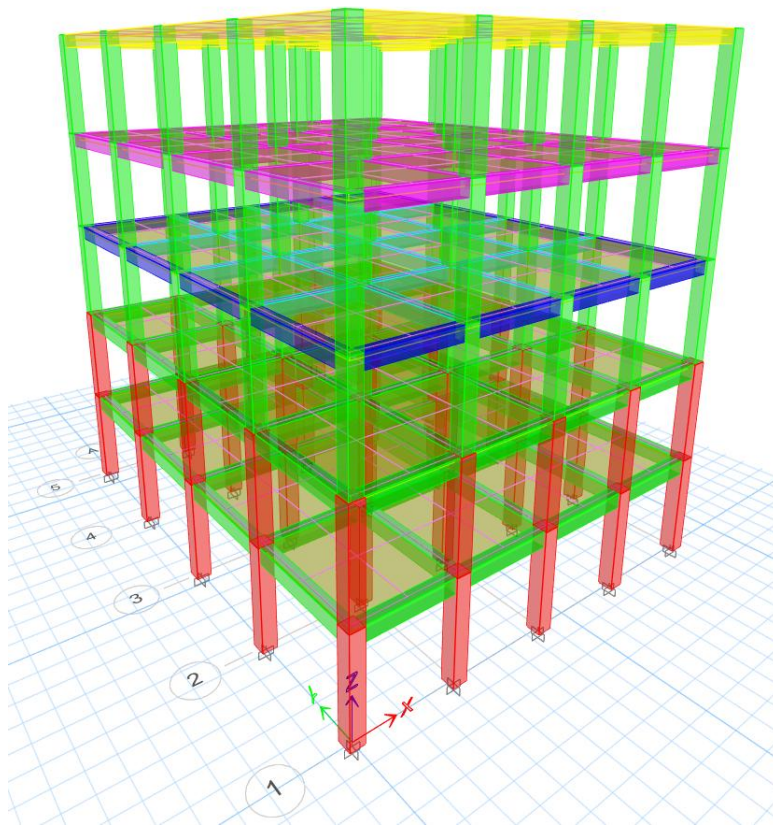


Figura 12. Modelo matemático ETABS. Fuente: Propia

Diseño de columnas de hormigón armado.

Para el dimensionamiento y verificación de las columnas de hormigón armado, se empleó el software ETABS, herramienta basada en el método de los elementos finitos (MEF),

complementado con criterios ingenieriles para garantizar que los elementos cumplan con los requisitos de resistencia, ductilidad y servicio exigidos por la normativa vigente (NEC-15). Mediante el análisis estructural, el programa proporcionó los diagramas de interacción carga-momento (P-M) y evaluó la capacidad resistente de cada columna, contrastándola con las demandas generadas por las combinaciones de cargas (muertas, vivas y sísmicas) definidas según el reglamento NEC-SE-DS 2015. Adicionalmente, se verificaron los esfuerzos internos (axiales, cortantes y momentos flectores) para asegurar que los elementos no superen los límites de diseño establecidos.

Columna 45 x 45 cm

Se considera el elemento más desfavorable para realizar el análisis y observar el comportamiento del elemento estructural, en este caso es una columna central con gran área de aportación de cargas.

E Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0,8
Moment of Inertia about 3 axis	0,8
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Figura 14. Factor de modificación debido a las inercias agrietadas. Fuente: Propia

E Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: A615Gr60

Confinement Bars (Ties): A615Gr60

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Confinement Bars

☒ Ties

☐ Spirals

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 40 mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 5

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5

Longitudinal Bar Size and Area: 16 ... 201 mm²

Corner Bar Size and Area: 16 ... 201 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 ... 79 mm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 95 mm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 5

Number of Confinement Bars in 2-dir: 5

OK Cancel

Figura 15. Armado longitudinal y transversal en ETABS columnas 45x45cm. Fuente: Propia

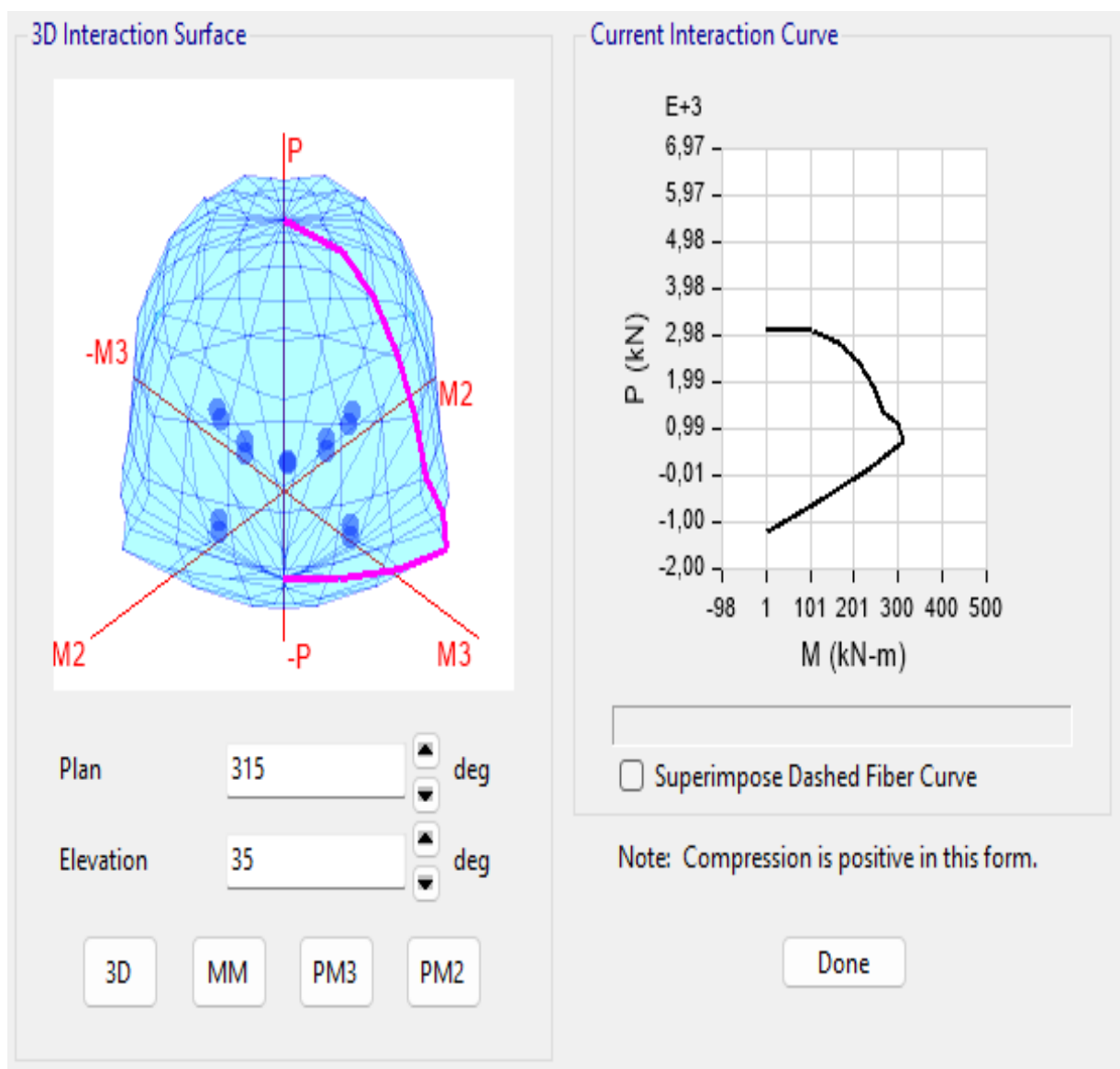


Figura 16. Diagrama de iteración de columnas 45x45cm. Fuente: Propia - ETABS

Tabla 18. Valores por puntos del diagrama de iteración de columnas 45x45cm. Fuente: Propia - ETABS

Punto	P kN	Momento kN - m
1	3110,7915	0
2	3110,7915	107,7647
3	2848,7617	165,4125
4	2402,5289	210,437
5	1906,4557	243,2131

6	1339,1032	266,8415
7	1110,0874	297,896
8	752,4304	309,5577
9	140,2592	234,3334
10	-586,4978	116,3866
11	-1197,967	0

Columna 40 x 40 cm

Se considera el elemento más desfavorable para realizar el análisis y observar el comportamiento del elemento estructural, en este caso es una columna central de la planta alta con gran área de aportación de cargas.

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C40X40

Material: H280kgf/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 400 mm

Width: 400 mm

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

Currently User Specified

OK

Cancel

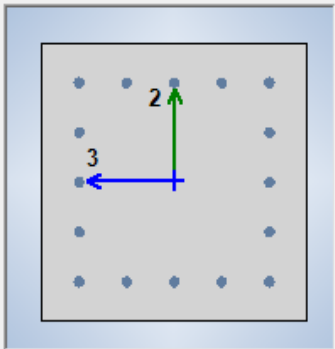


Figura 17. Sección transversal de las columnas 40x40cm. Fuente: Propia

E Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars A615Gr60

Confinement Bars (Ties) A615Gr60

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Confinement Bars

☒ Ties

☐ Spirals

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars 40 mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face 5

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face 5

Longitudinal Bar Size and Area 14 154 mm²

Corner Bar Size and Area 14 154 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area 10 79 mm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis) 85 mm

Number of Confinement Bars in 3-dir 4

Number of Confinement Bars in 2-dir 4

OK Cancel

Figura 18. Armado longitudinal y transversal en ETABS columnas 40x40cm. Fuente: Propia

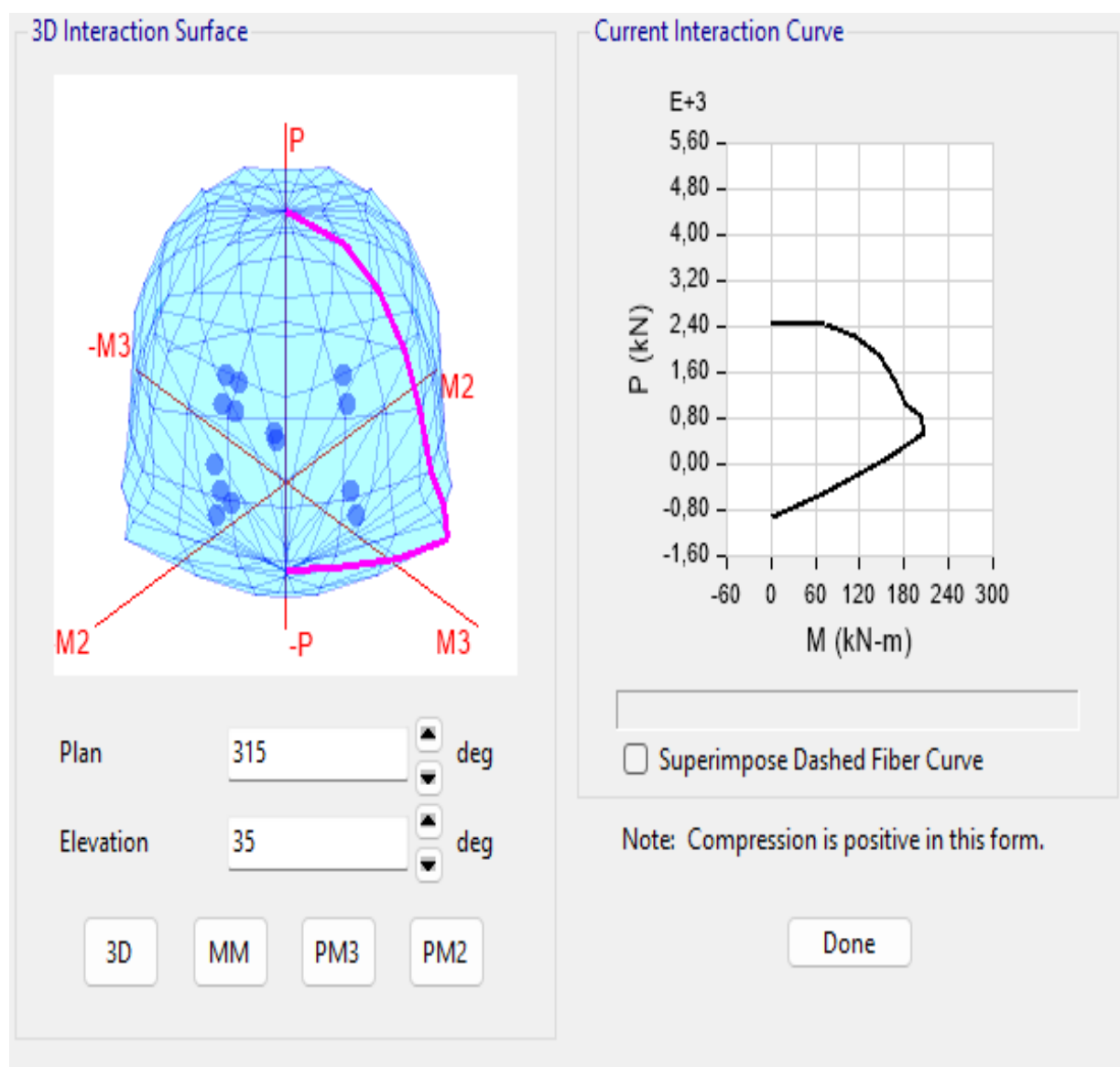


Figura 19. Diagrama de iteración de columnas 40x40cm. Fuente: Propia - ETABS

Tabla 19. Valores por puntos del diagrama de iteración de columnas 40x40cm. Fuente: Propia - ETABS

Punto	P kN	Momento kN - m
1	2441,6909	0
2	2441,6909	73,8232
3	2235,4061	114,1739
4	1880,9748	145,2261
5	1487,2197	167,2134
6	1036,0718	182,2999

7	843,6972	200,7642
8	557,8187	206,7516
9	75,0819	153,6078
10	-508,1365	69,9625
11	-916,7932	0

Diseño de vigas de hormigón armado.

El diseño de las vigas de hormigón armado se desarrolla mediante un proceso riguroso que integra los resultados del análisis estructural realizado en ETABS con los requisitos normativos de la NEC-SE-HA 2015 y el ACI 318-19. El software proporciona la cuantía de acero requerida para cada viga, la cual sirve como base para proponer una configuración óptima de refuerzo longitudinal.

En primera instancia, se define la disposición de las varillas de acero, considerando tanto aspectos estructurales como constructivos. La configuración propuesta busca garantizar una adecuada resistencia a flexión ante los momentos positivos y negativos obtenidos del análisis, al tiempo que cumple con los requisitos de recubrimiento y separación entre barras establecidos en la normativa.

Posteriormente, se realiza una verificación de las cuantías de acero. Se comprueba que la cantidad de refuerzo propuesto supere la cuantía mínima exigida por la NEC para asegurar un comportamiento dúctil de los elementos, al mismo tiempo que no exceda la cuantía máxima que podría generar fallas frágiles por sobre-reforzamiento. Esta doble verificación garantiza que las vigas presenten un desempeño óptimo bajo las distintas combinaciones de carga consideradas en el diseño.

El diseño manual y detallado se lo realiza en Mathcad, revise los ANEXOS.

Viga 1 35x45cm primera planta

Tabla 20. Armado por cuantía requerida obtenida de ETBAS. Fuente: Propia

Ubicación	$A_{s,req}$ (m ²)	# barras	d_b (m)	b	h	d_t (m)	$A_{s,max}$ (mm ²)	$A_{s,dis}$ (mm ²)	$A_{s,dis}/A_{s,req}$	NEC
Izq(-)	774	5	14	350	450	393	1952	770	0,99	OK
Medio (-)	457	3	14	350	450	393	1952	462	1,01	OK
Der (-)	774	5	14	350	450	393	1952	770	0,99	OK
Izq (+)	670	5	14	350	450	393	1952	770	1,15	OK
Medio (+)	457	3	14	350	450	393	1952	462	1,01	OK
Der (+)	603	5	14	350	450	393	1952	770	1,28	OK

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V1-35X45

Material: H280kgf/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 450 mm

Width: 350 mm

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

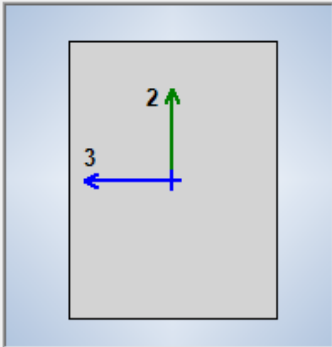


Figura 20. Sección transversal de las columnas 35x45cm. Fuente: Propia

E Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars A615Gr60

Confinement Bars (Ties) A615Gr60

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars 57 mm

Bottom Bars 57 mm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End 770 mm²

Top Bars at J-End 770 mm²

Bottom Bars at I-End 688 mm²

Bottom Bars at J-End 688 mm²

OK Cancel

Figura 21. Armado longitudinal por cuantía para vigas 35x45cm. Fuente: Propia

Viga 2 30x40cm segunda planta

Tabla 21. Armado por cuantía requerida obtenida de ETBAS. Fuente: Propia

Ubicación	$A_{s,req}$ (mm ²)	# barra s	d_b (m)	b (m)	h (m)	d_t (m)	$A_{s,max}$ (mm ²)	$A_{s,dis}$ (mm ²)	$A_{s,dis}/A_{s,req}$	NEC
Izq(-)	680	3	14	300	400	393	1673	688	1,01	OK

Medio (-)	457	3	14	300	400	393	1673	462	1,01	OK
Der (-)	680	3	14	300	400	393	1673	688	1,01	OK
Izq (+)	460	3	14	300	400	393	1673	688	1,50	OK
Medio (+)	343	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK
Der (+)	691	3	14	300	400	393	1673	688	1,00	OK

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V2-30X40

Material: H280kgf/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 400 mm

Width: 300 mm

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

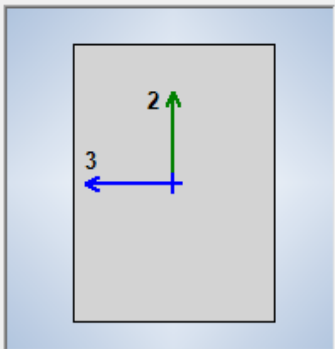


Figura 22. Sección transversal de las columnas 30x40cm. Fuente: Propia

Izq(-)	725	5	14	300	400	393	1673	770	1,06	OK
Medio	343	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK
(-)										
Der (-)	725	5	14	300	400	393	1673	770	1,06	OK
Izq (+)	420	3	14	300	400	393	1673	462	1,10	OK
Medio	343	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK
(+)										
Der (+)	420	3	14	300	400	393	1673	462	1,10	OK

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V3-30X40

Material: H280kgf/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 400 mm

Width: 300 mm

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

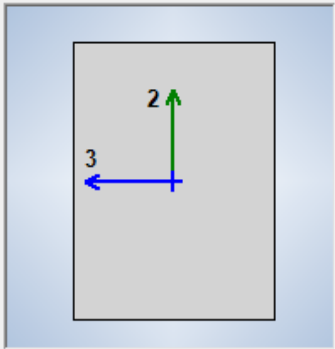


Figura 24. Sección transversal de las columnas 30x40cm. Fuente: Propia

Figura 25. Armado longitudinal por cuantía para vigas 30x40cm. Fuente: Propia

Viga 4 30x40cm cuarta planta

Tabla 23. Armado por cuantía requerida obtenida de ETBAS. Fuente: Propia

Ubicación	$A_{s,req}$ (mm ²)	# barra s	d_b (m)	b	h	d_t (m)	$A_{s,max}$ (mm ²)	$A_{s,dis}$ (mm ²)	$A_{s,dis}/A_{s,req}$	NEC
Izq(-)	570	3	14	300	400	393	1673	688	1,21	OK
Medio (-)	343	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK
Der (-)	570	3	14	300	400	393	1673	688	1,21	OK
Izq (+)	343	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK
Medio (+)	343	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK

E Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: A615Gr60

Confinement Bars (Ties): A615Gr60

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 57 mm

Bottom Bars: 57 mm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 688 mm²

Top Bars at J-End: 688 mm²

Bottom Bars at I-End: 462 mm²

Bottom Bars at J-End: 462 mm²

OK Cancel

Figura 27. Armado longitudinal por cuantía para vigas 30x40cm. Fuente: Propia

Viga 5 30x40cm quinta planta

Tabla 24. Armado por cuantía requerida obtenida de ETBAS. Fuente: Propia

Ubicación	$A_{s,r}$ eq (m ²)	# barra s	d_b (m)	b	h	d_t (m)	$A_{s,max}$ (mm ²)	$A_{s,dis}$ (mm ²)	$A_{s,dis}/A_{s,req}$	NEC
Izq(-)	343	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK
Medio (-)	343	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK
Der (-)	343	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK

Izq (+)	34 3	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK
Medio (+)	34 3	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK
Der (+)	34 3	3	14	300	400	393	1673	462	1,35	OK

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V5-30X40

Material: H280kgf/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 400 mm

Width: 300 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK Cancel

Figura 28. Sección transversal de las columnas 30x40cm. Fuente: Propia

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: A615Gr60

Confinement Bars (Ties): A615Gr60

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 57 mm

Bottom Bars: 57 mm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 462 mm²

Top Bars at J-End: 462 mm²

Bottom Bars at I-End: 462 mm²

Bottom Bars at J-End: 462 mm²

OK Cancel

Figura 29. Armado longitudinal por cuantía para vigas 30x40cm. Fuente: Propia

Diseño de cimentaciones

El diseño estructural del sistema de cimentación se desarrolló mediante el software SAFE, integrando los parámetros geotécnicos obtenidos en campo con los requisitos normativos de la NEC 2015 y ACI 318-19. Los estudios geotécnicos previos incluyeron dos perforaciones de 4.00 m de profundidad realizadas con equipo manual tipo Auger, donde se ejecutaron ensayos de penetración estándar (SPT) cada metro de profundidad. Estos ensayos, realizados con un martillo de 140 lbs y caída libre de 75 cm, permitieron determinar la resistencia del suelo mediante el registro del número de golpes (N) necesarios para hincar 30 cm el tubo sacamuestras.

Para el diseño se consideró una capacidad portante admisible del suelo de 1.8 kg/cm² (18 ton/m²). Adicionalmente, el perfil de suelo se clasificó como tipo D para efectos de respuesta sísmica, ubicándose en zona de peligro sísmico muy alto (Zona VI) con un factor $Z \geq 0.50$.

El proceso de modelado en SAFE comenzó con la importación de las reacciones de las columnas desde ETABS. Se definieron las propiedades geotécnicas, incluyendo el módulo de balasto y la capacidad admisible del suelo, así como las dimensiones preliminares de los elementos de cimentación. El software analizó los esfuerzos generados por las combinaciones de carga gravitacionales y sísmicas, verificando que las presiones transmitidas al terreno no superaran la capacidad admisible. Con base en estas solicitaciones, se adoptó una solución de cimentación superficial conformada por cinco zapatas corridas en dirección X, que agrupan columnas alineadas longitudinalmente en dicho eje, sin continuidad en el sentido transversal (Y). Las zapatas fueron clasificadas en dos tipologías:

- Zapata tipo P1, correspondiente a alineaciones de columnas perimetrales.
- Zapata tipo P2, correspondiente a alineaciones de columnas interiores.

Se realizó un diseño detallado de los elementos estructurales, comprobando que cumplieran con los requisitos de resistencia a flexión, cortante y punzonamiento según ACI 318-19. El proceso incluyó la optimización de dimensiones y refuerzos, asegurando el cumplimiento de cuantías mínimas y máximas.

La cimentación está compuesta por cinco zapatas corridas alineadas en la dirección X, de las cuales dos corresponden a zapatas tipo P1, ubicadas en el perímetro norte y sur del sistema estructural, y tres corresponden a zapatas tipo P2, ubicadas en posiciones interiores. Cada zapata soporta un conjunto de cuatro columnas alineadas longitudinalmente, con una separación constante entre ellas. La distribución responde a la configuración de ejes estructurales establecidos en planta, siendo las zapatas tipo P1 las que agrupan columnas ubicadas sobre los ejes A1–E1 y A5–E5, mientras que las zapatas tipo P2 agrupan columnas sobre los ejes A2–E2, A3–E3 y A4–E4, respectivamente.

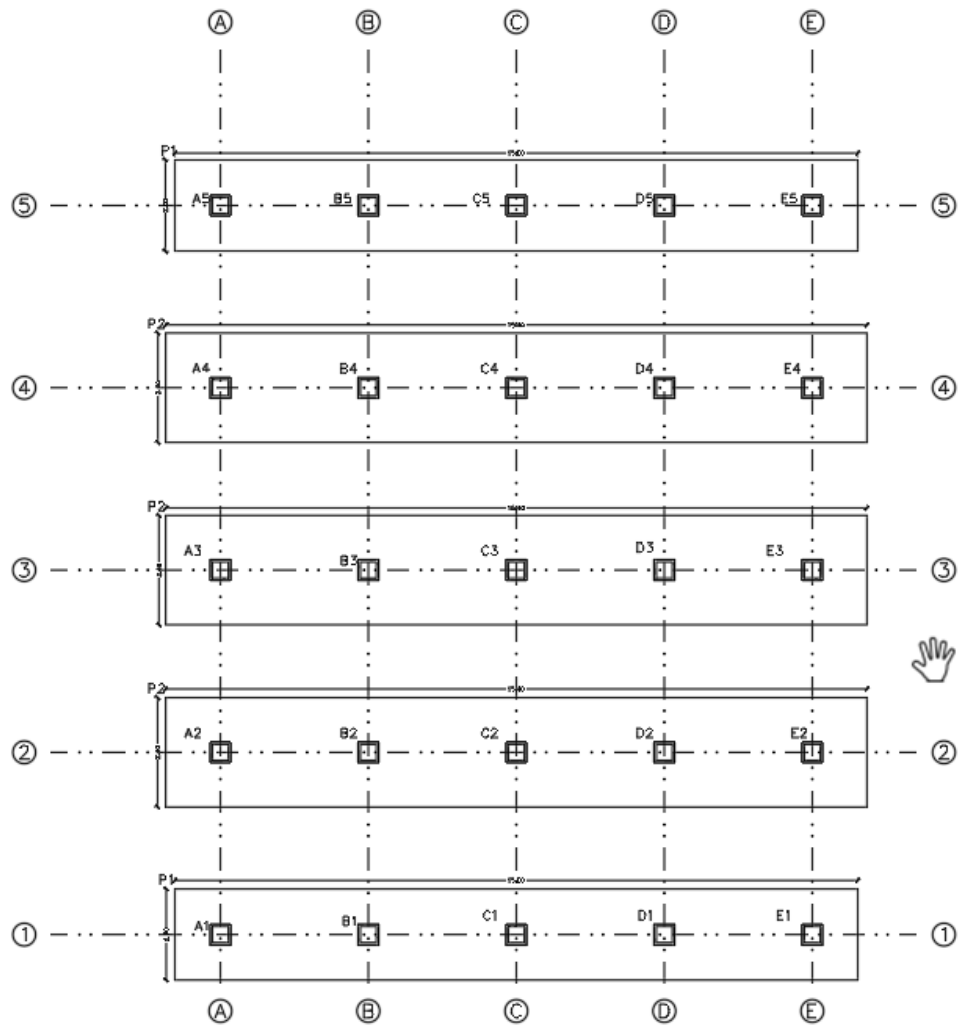


Figura 30. Disposición de zapatas corridas en planta estructural

La tabla presenta un resumen de las dimensiones geométricas y distribución de columnas para cada una de las zapatas corridas proyectadas. Las zapatas tipo P1 tienen una longitud de 15.00 metros y un ancho constante de 2.00 metros, y se ubican en los bordes extremos de la edificación. Las zapatas tipo P2, por su parte, tienen una longitud de 15.40 metros y un ancho de 2.40 metros, y todas poseen un espesor de 0.30 m. Todas las zapatas soportan un conjunto de cuatro columnas alineadas en el eje X, distribuidas uniformemente a lo largo de su longitud.

Tabla 25. Resumen dimensional de zapatas corridas.

Zapata	Tipo	Longitud [m]	Ancho [m]	Nº de columnas	Área de contacto [m²]	Observaciones
P1-1	P1	15.00	2.00	4	30.00	Perímetro (eje A5–E5)
P1-2	P1	15.00	2.00	4	30.00	Perímetro (eje A1–E1)
P2-1	P2	15.40	2.40	4	36.96	Interior (eje A4–E4)
P2-2	P2	15.40	2.40	4	36.96	Interior (eje A3–E3)
P2-3	P2	15.40	2.40	4	36.96	Interior (eje A2–E2)

Presión de contacto con el suelo

Como parte del proceso de diseño de cimentación, se verificó que las presiones transmitidas al terreno por cada zapata corrida no excedan la capacidad portante admisible del suelo, establecida en 1.8 kg/cm^2 (equivalente a 18 t/m^2), valor determinado a partir del estudio geotécnico.

La evaluación se realizó utilizando la combinación de cargas $D + L + E$, que considera el peso propio de la estructura, cargas muertas adicionales, sobrecargas de uso y la acción sísmica en dirección horizontal.

Los resultados del análisis de presiones de contacto muestran que la presión máxima transmitida al suelo es de 16.12 T/m^2 , valor que fue identificado en la zona de mayor concentración de carga a través de los diagramas de presión obtenidos en el modelado. Este valor se encuentra por debajo del límite admisible de 18.00 T/m^2 , lo que indica que el diseño proyectado cumple con los criterios de seguridad frente a capacidad de carga del terreno.

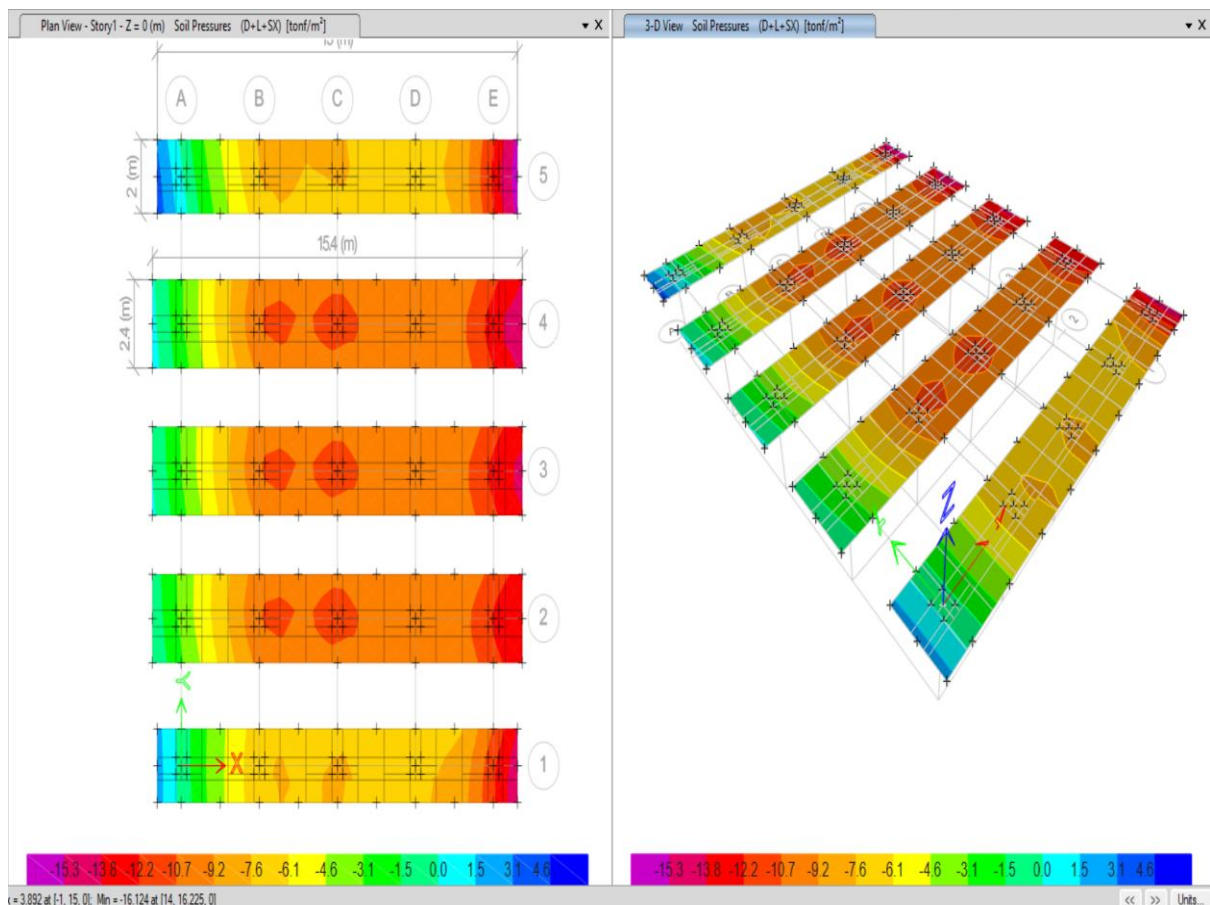


Figura 31. Diagrama de presiones de contacto suelo–cimentación (combinación D + L + E)

Verificación al punzonamiento

Se evaluó la resistencia a punzonamiento de las columnas sobre las zapatas tipo P1 y P2 conforme al ACI 318-19, Sección 22.6. El análisis fue realizado para la combinación mayorada $1.2D + 1.0E + L$, sin refuerzo transversal adicional.

Se establecieron perímetros críticos de control alrededor de cada columna de dimensiones de 45x45 cm, y se extrajeron los esfuerzos de corte máximos actuantes (V_u) y la capacidad de corte del concreto (V_c) calculada según la resistencia especificada del concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

En la columna con mayor demanda se obtuvo:

- Esfuerzo cortante actuante: 123.3 T/m^2
- Capacidad resistente del concreto: 128.54 T/m^2

- Razón demanda/capacidad: 0.959

La figura presenta la distribución de las relaciones demanda/capacidad (D/C) por punzonamiento obtenidos en el modelo estructural. Cada valor representa la relación entre el esfuerzo cortante actuante y la capacidad resistente del concreto alrededor de cada columna. Dado que los valores D/C son menores que 1.00, indica que el hormigón resiste el esfuerzo de corte demandado.

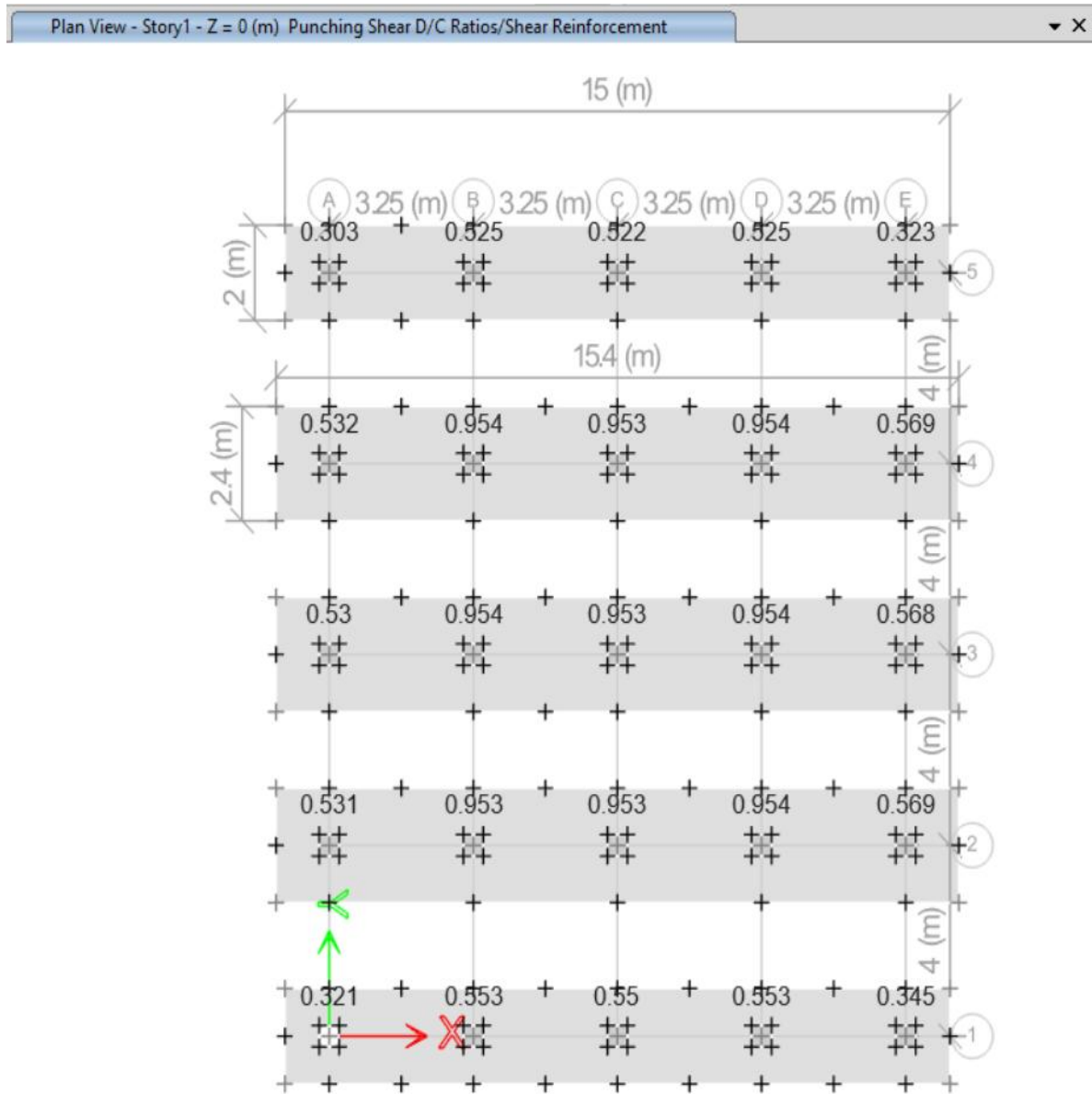


Figura 32. Distribución de razones D/C por punzonamiento.

Diseño a flexión

Las zapatas tipo P1 y P2 fueron divididas en franjas ortogonales de 1.00 m de ancho, a lo largo de los ejes en dirección X y Y. En cada franja se obtuvieron los momentos flectores por unidad de ancho, generados por la combinación de carga $1.2D + 1.0E + L$, según ACI 318-19.

Se adoptó una malla de refuerzo en ambas direcciones, dispuesta en cara inferior y superior de la zapata, para resistir momentos positivos y negativos.

El diseño se realizó para cada dirección, utilizando:

Peralte efectivo: $d = 25 \text{ cm}$

- Ancho de franja: $b = 100 \text{ cm}$
- Resistencia del concreto: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

A continuación, se presenta el diseño para la franja más exigida en dirección X, correspondiente a un momento flector máximo de 14.27 ton-m, como se ve en la siguiente figura.

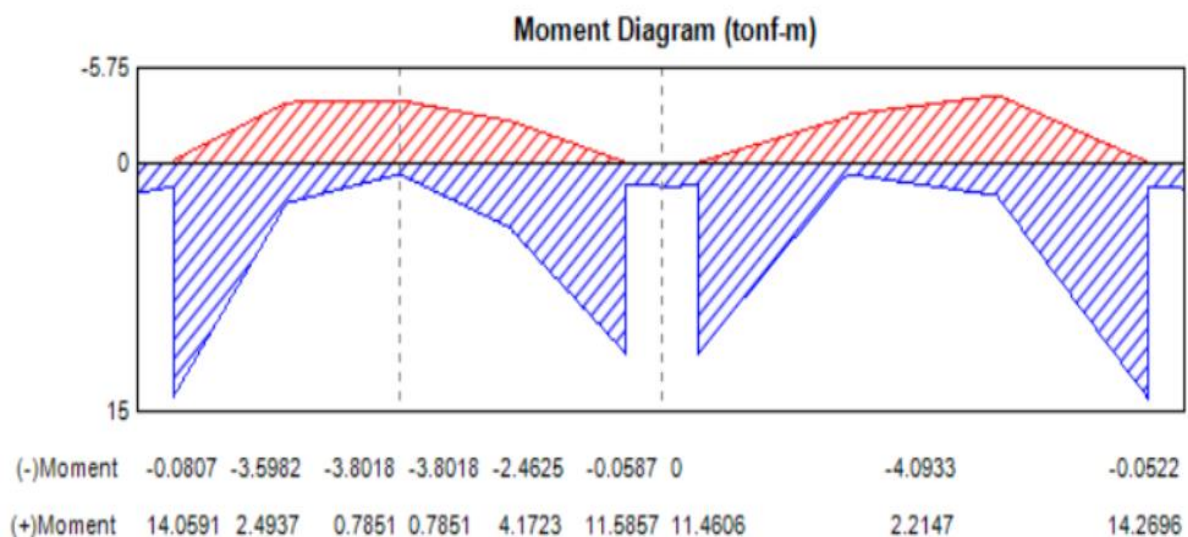


Figura 33. Diagrama de momentos máximos en zapata P2.

Se utiliza el método simplificado de diseño por flexión considerando un ancho de 1 metro:

$$k = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f_y} = \frac{0.85 * 280 * 100 * 25}{4200} = 141.7 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_s = k * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi * k * d * f_y}} \right]$$

$$A_s = 141.7 \text{ cm}^2 * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.427 * 10^6 \text{ kgf} * \text{cm}}{\phi * 141.7 \text{ cm}^2 * 25 * 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \right]$$

$$A_s = 16 \frac{cm^2}{m}$$

Se adopta barra de 14 mm de diámetro. La separación requerida es:

$$Separación = \frac{0.785 * \Phi^2}{A_s} = \frac{0.785 * (1.4\text{cm})^2}{16 \frac{cm^2}{m}} = 10 \text{ cm}$$

Se adopta refuerzo Ø14 cada 10 cm para la franja analizada, el cual cumple con la resistencia requerida por flexión según ACI 318.

La figura muestra el detalle constructivo del refuerzo longitudinal dispuesto para las zapatas tipo P1 y P2. En ambos casos, se utilizó una malla bidireccional de acero con distribución de barras según los valores de cuantía obtenidos por franjas. El refuerzo inferior fue dispuesto de forma continua a lo largo del eje longitudinal (dirección X), mientras que el refuerzo superior se concentra en los tramos sobre los apoyos (columnas), conforme a los resultados de momento negativo del análisis estructural.

Se emplearon barras de Ø12 mm y Ø14 mm con diferentes longitudes y separaciones, distribuidas en función de la variación de momentos obtenida en el modelo. La disposición asegura la continuidad del refuerzo, la correcta transmisión de esfuerzos entre columna y zapata, y el cumplimiento de los recubrimientos mínimos según ACI 318-19.

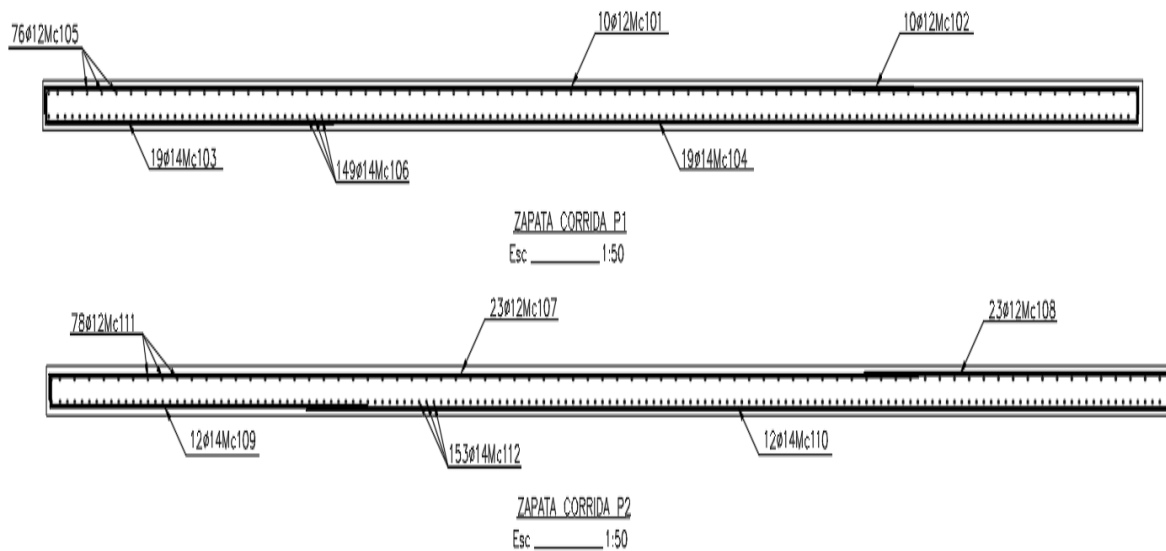


Figura 34. Detalle de refuerzo longitudinal en zapatas corridas tipo P1 y P2

La Figura siguiente presenta los resultados obtenidos en el programa de análisis para el refuerzo a flexión requerido en dirección X (Layer A), tanto en la cara inferior como en la superior de la zapata corrida. Las áreas de acero están expresadas en cm^2/m , correspondientes a franjas de 1.00 m de ancho, y fueron calculadas a partir del análisis por franjas con envolventes de momento flector.

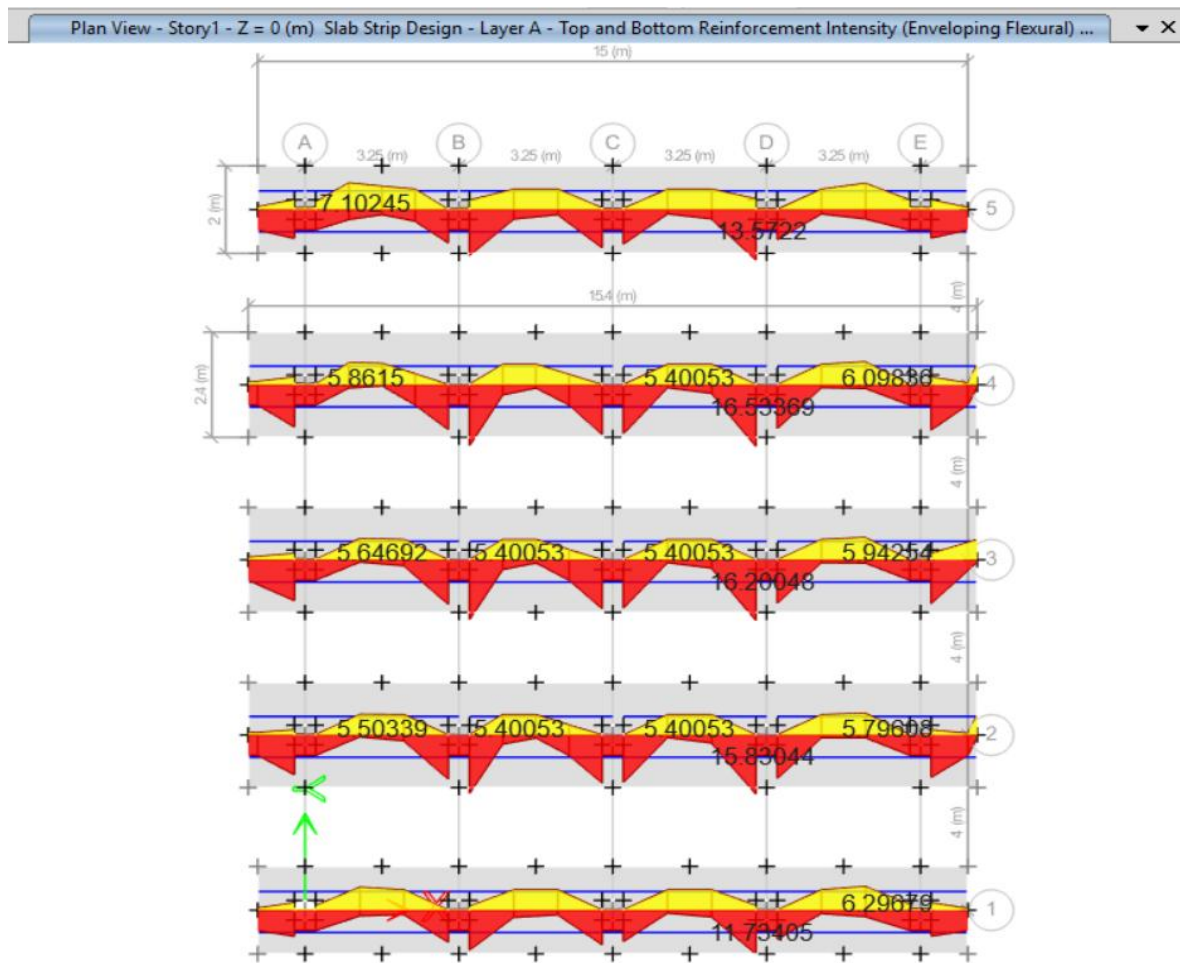


Figura 35. Área de acero requerida por metro lineal en dirección X.

La Figura a continuación, muestra los resultados del análisis por franjas en la dirección transversal Y (Layer B), correspondientes a la segunda dirección ortogonal de análisis. Las cuantías de refuerzo se presentan en cm^2/m , para franjas de 1.00 m de ancho, tanto en la cara inferior como en la cara superior de la zapata corrida.

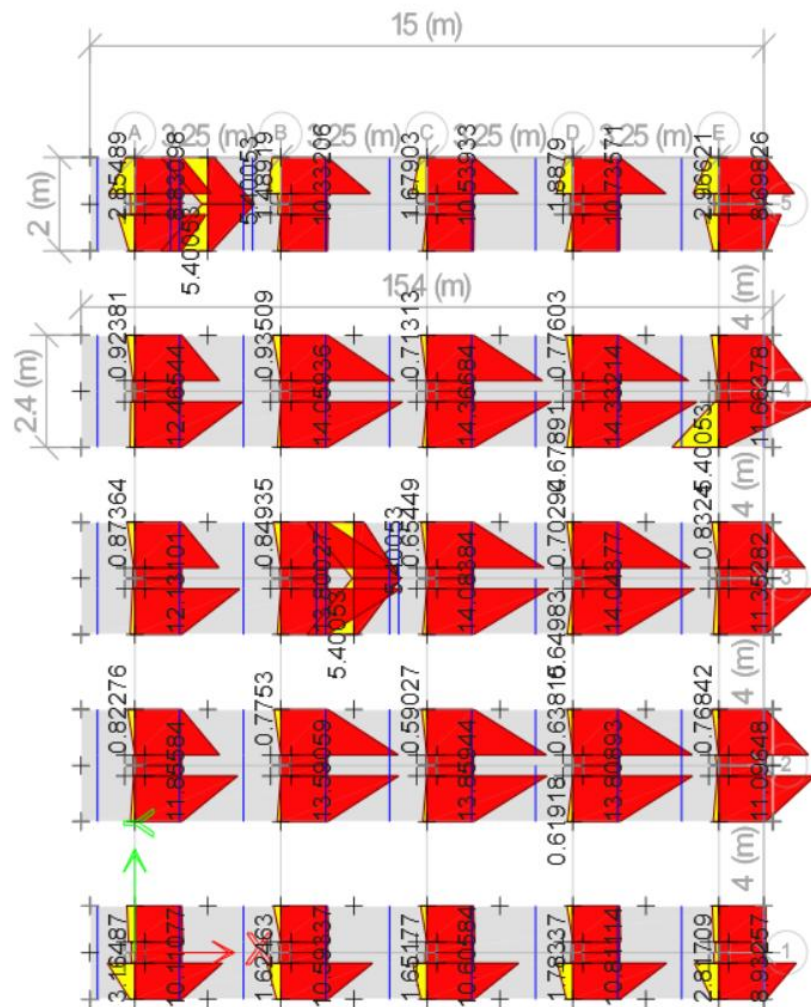


Figura 36. Área de acero requerida por metro lineal en dirección X.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURALES

Este capítulo presenta un detallado del comportamiento estructural mediante el análisis del diseño propuesto. El estudio se enfoca en evaluar el desempeño sísmico de la edificación a través de tres enfoques analíticos fundamentales:

Inicialmente, el análisis estático lineal nos permite determinar las derivas elásticas de la estructura, proporcionando una primera aproximación de su respuesta ante cargas laterales. Este método, aunque simplificado, ofrece resultados para la verificación inicial de cumplimiento normativo.

Posteriormente, el análisis dinámico lineal, mediante espectros de respuesta, revela con mayor precisión las derivas inelásticas y la distribución real de fuerzas sísmicas en los diferentes niveles. Esta metodología considera los modos de vibración predominantes, entregando una visión más realista del comportamiento estructural bajo acción sísmica.

Finalmente, el análisis no lineal Pushover representa el enfoque más avanzado, permitiendo evaluar la capacidad real de la estructura mediante un proceso de carga incremental. Este método identifica claramente la secuencia de formación de rótulas plásticas, los puntos de fluencia y el mecanismo de colapso último, proporcionando información crucial sobre la ductilidad y reserva de resistencia del sistema estructural.

Análisis estático lineal.

El análisis estático lineal constituye la primera aproximación para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura. Este método, basado en lo establecido en la NEC-SE-DS 2015, considera las fuerzas sísmicas equivalentes aplicadas de manera simplificada según la altura de la edificación.

De acuerdo con la NEC – 2015, la deriva inelástica tiene que ser menor al 2% del valor obtenido con la siguiente ecuación.

$$\Delta I = 0,75 \times R \times \Delta E$$

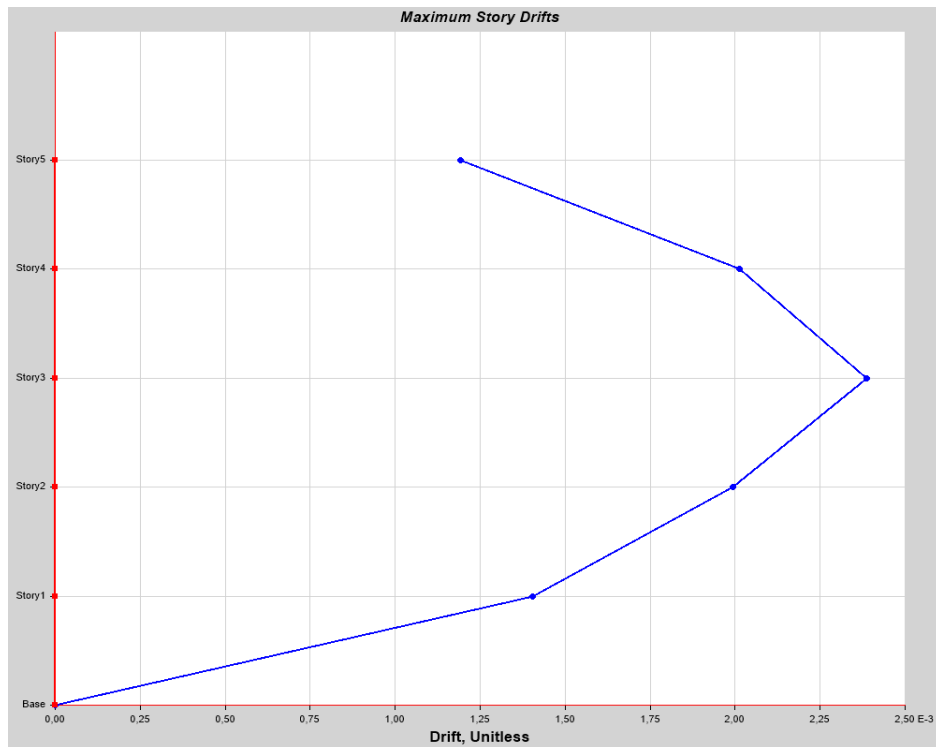


Figura 37. Análisis de derivas elásticas en X mediante el modelado ETBAS. Fuente: Propia

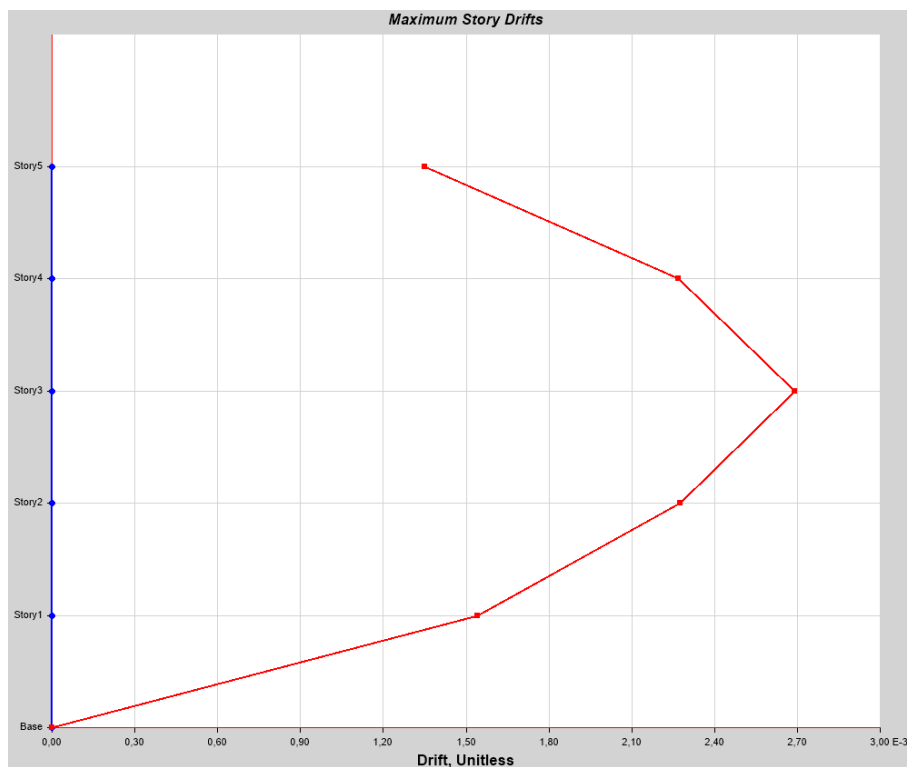


Figura 38. Análisis de derivas elásticas en Y mediante el modelado ETBAS. Fuente: Propia

Tabla 26. Derivas elásticas y derivas inelásticas en X y Y. Fuente: Propia

Número de piso	Dirección X		Dirección Y	
	Deriva elástica (%)	Deriva inelástica (%)	Deriva elástica (%)	Deriva inelástica (%)
5	0,12	0,63	0,14	0,71
4	0,20	1,06	0,23	1,19
3	0,24	1,25	0,27	1,41
2	0,20	1,05	0,23	1,19
1	0,14	0,74	0,15	0,81

La deriva máxima está en la dirección Y, en el tercer piso con un valor de 1,41%.
Valor permitido por la NEC.

Análisis dinámico lineal.

El diseño sismo-resistente exige que la estructura cumpla simultáneamente con los requisitos de cortante basal tanto estático como dinámico. El periodo fundamental de vibración, parámetro clave en el análisis sísmico, se determina mediante el método espectral, complementado con la verificación mediante el software ETABS que permite obtener valores más precisos considerando la rigidez real de los elementos estructurales.

El cortante basal dinámico calculado en ambas direcciones principales debe satisfacer los mínimos establecidos en la normativa NEC-SE-DS:

- $\geq 80\%$ del cortante basal estático para estructuras regulares
- $\geq 85\%$ del cortante estático para estructuras irregulares

La estructura en estudio se clasifica como regular tanto en planta como en elevación, según los criterios establecidos en el Capítulo 4 de la NEC-SE-DS 2015, lo que permite aplicar el límite del 80% como valor mínimo admisible.

COMPROBACIÓN DEL CORTANTE SÍSMICO

TIPO DE ESTRUCTURA	Estructura regular
--------------------	--------------------

V_{din} = Cortante dinámico

V_{est} = Cortante estático

CARGA/ COMBO	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)
Sismo X	-165,97	0	0
Sismo Y	0	-165,97	0
Espectro X Max	133,48	0,00	0
Espectro Y Max	0,00	133,93	0

Load Case/Comb o	FX tonf	FY tonf
SX	- 165,974 1	0
SY	0	- 165,974 1
ESPECX Max	133,481 3	0
ESPECY Max	0	133,927 9

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} \geq 80\%$$

Sentido X $\frac{133,48}{165,97} = 80\%$ OK

Sentido Y $\frac{133,93}{165,97} = 81\%$ OK

El cortante basal obtenido por el método dinámico es mayor al 80% del obtenido por el método estático

Tabla 27. Modos de vibración del modelo matemático. Fuente: Propia

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
1	0,797	0	0,7833	0
2	0,751	0,7853	0	0
3	0,653	0	0	0,7832

El período fundamental de vibración de la estructura, determinado mediante análisis modal espectral (Método 2), es de 0.797 segundos. Para validar este resultado según lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS 2015), se realizó una comparación con el valor obtenido mediante el método empírico (Método 1), el cual arrojó un período de 0.674 segundos.

De acuerdo con los requisitos normativos, el período calculado por el Método 2 no debe superar en más del 30% al valor obtenido por el Método 1. En este caso particular, la diferencia porcentual entre ambos valores es del 18.2%, lo que demuestra un buen ajuste entre la estimación teórica y el resultado del análisis computacional. Este cumplimiento confirma la validez del modelo estructural desarrollado y garantiza que la respuesta dinámica de la edificación se encuentra dentro de los parámetros esperados para su tipología y configuración.

Tabla 28. Comprobación de diferencia porcentual entre métodos de cálculo T. Fuente: Propia

Método 1 (sg)	Método 2 (sg)	Comprobación
0,674	0,797	OK

Análisis estático no lineal

Niveles de desempeño

A continuación, se exponen los niveles de desempeño alcanzados por la edificación para cada una de sus direcciones principales, tomando como referencia los desplazamientos

obtenidos del Análisis Estático No Lineal Pushover y la comparación directa con la demanda sísmica de acuerdo con el espectro elástico de la NEC-15

Dirección X

La Figura siguiente presenta la curva de capacidad obtenida mediante el análisis pushover, junto con los umbrales de desempeño para la dirección X.

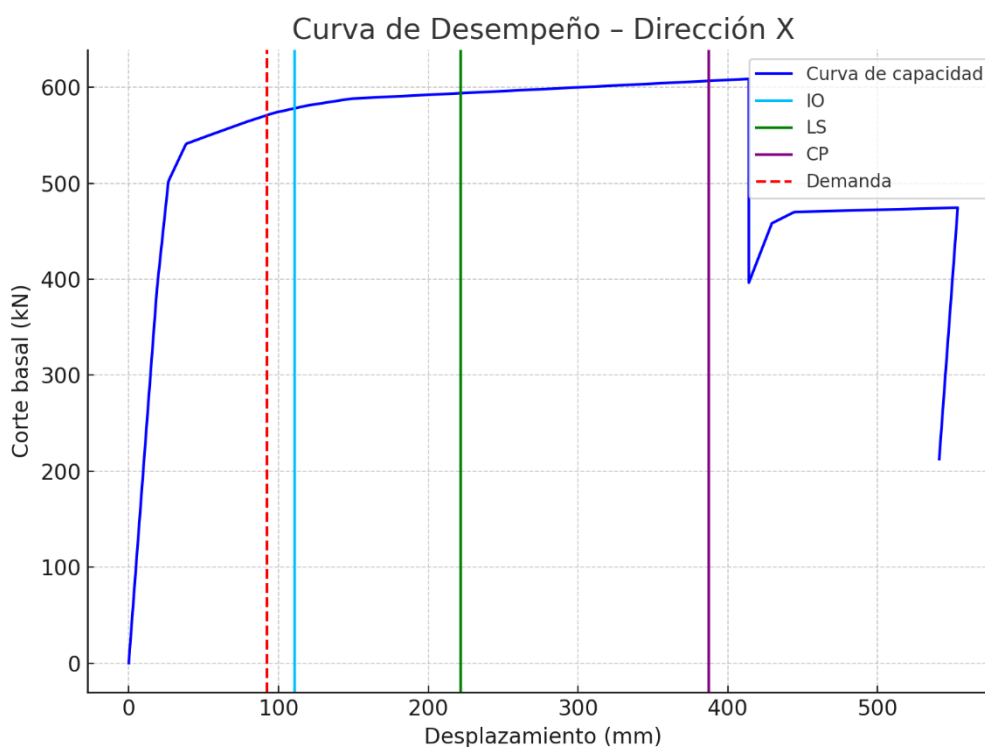


Figura 39. Desempeño global de la edificación en Dirección X.

Para la dirección X, los desplazamientos se determinaron de la siguiente forma:

- Desplazamiento de demanda: $\Delta_d = 92.471 \text{ mm}$
- Desplazamiento de fluencia $\Delta_y = 25.194 \text{ mm}$
- Desplazamiento último $\Delta_u = 553.57 \text{ mm}$

Para efectos de clasificación global del desempeño de la edificación en la dirección X, se adoptaron los umbrales:

- IO (Ocupación Inmediata) $= 0.20\Delta_u = 110.7 \text{ mm}$
- LS (Seguridad de Vida) $= 0.40\Delta_u = 221.4 \text{ mm}$

- CP (Prevención de Colapso) = $0.70 \Delta u = 387.5 \text{ mm}$

Los planos verticales identifican los estados de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), definidos al 20 %, 40 % y 70 % del desplazamiento último, respectivamente. El punto de desempeño de la edificación asociado con la demanda sísmica posee un valor de desplazamiento de 92.5 mm, el cual se sitúa antes del umbral IO (110.7 mm).

Asimismo, se muestra la deformada de un pórtico en dirección X obtenida también del análisis Pushover. Esto confirma que el sistema estructural responde conforme al enfoque de diseño “viga débil – columna fuerte”, donde la disipación de energía ocurre principalmente en los elementos horizontales sin comprometer la estabilidad de las columnas. A medida que aumenta la demanda, se cruzan de forma secuencial los umbrales IO, LS y CP, lo que refleja un desempeño estructural óptimo, tal cual como se espera para esta edificación.

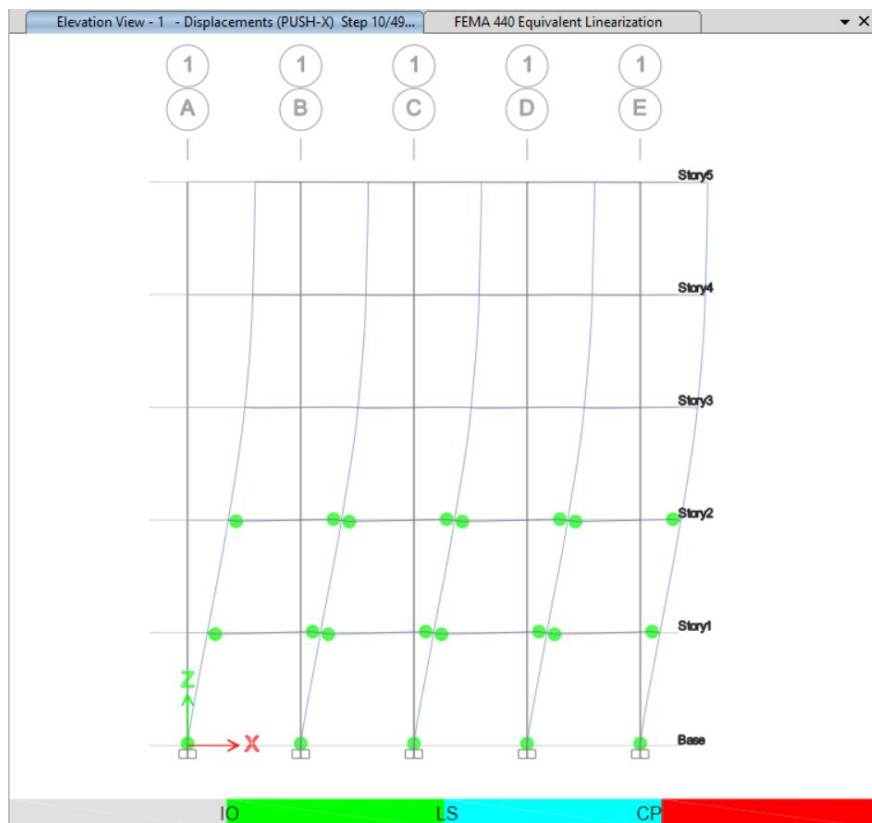


Figura 40. Deformada del sistema estructural en dirección X con criterio de desempeño

Dirección Y

La Figura siguiente presenta la curva de capacidad obtenida mediante el análisis pushover, junto con los umbrales de desempeño para la dirección Y.

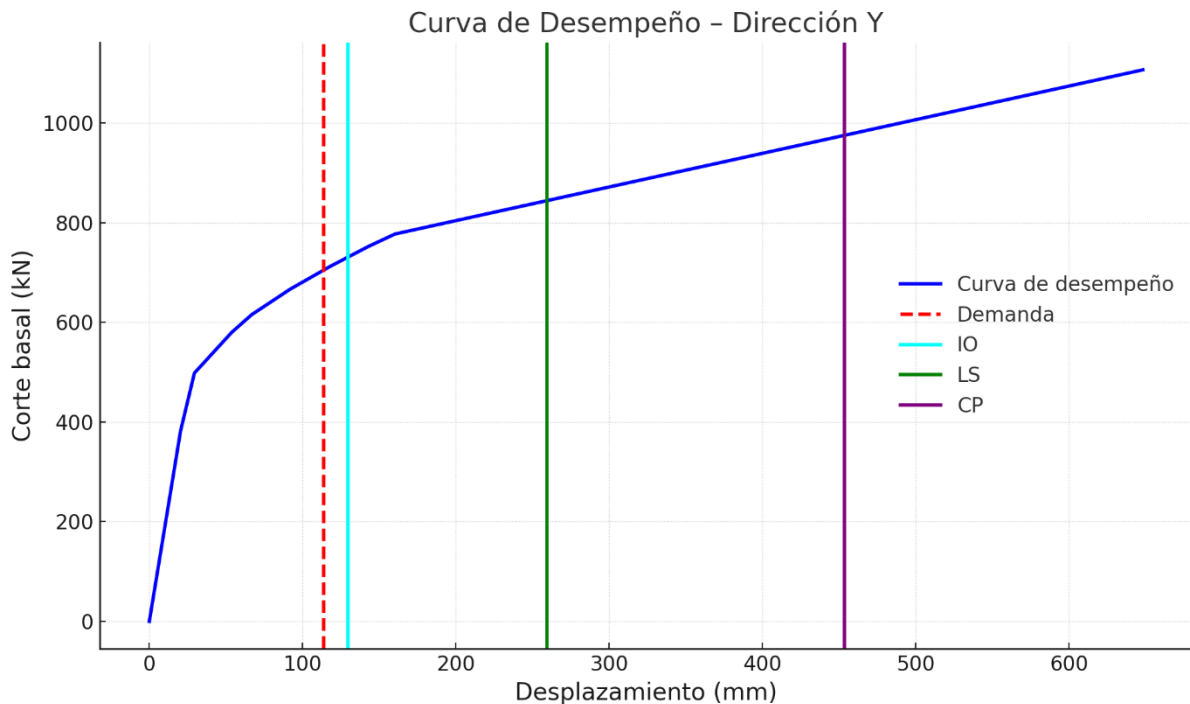


Figura 41. Desempeño global de la edificación en Dirección Y.

Para la dirección Y, los desplazamientos se determinaron de la siguiente forma:

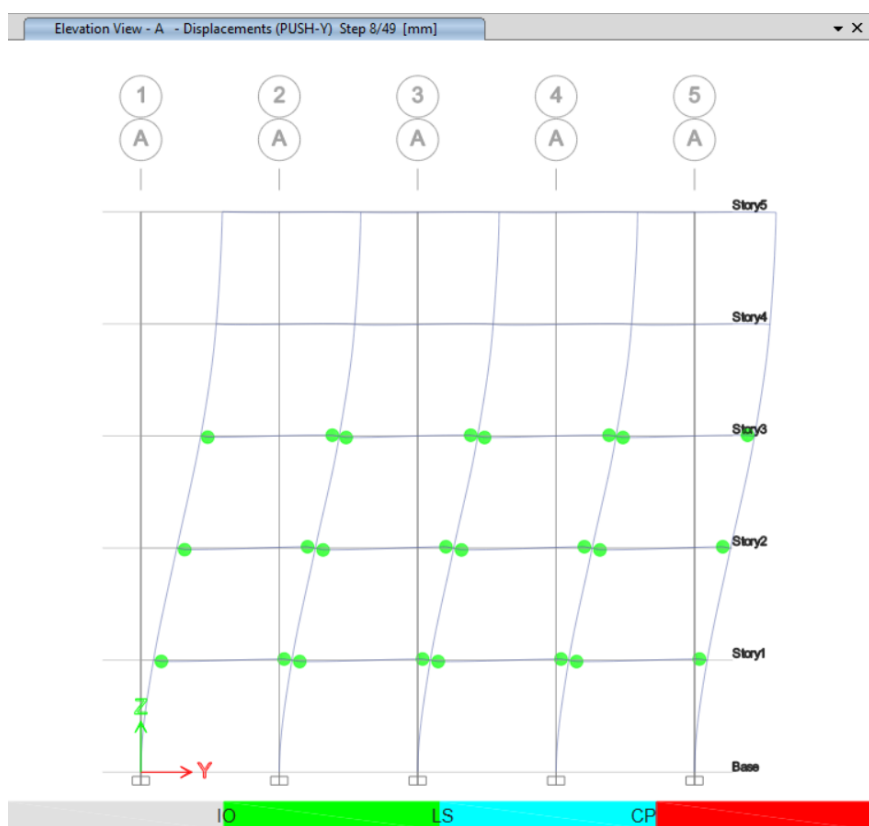
- Desplazamiento de demanda: $\Delta_d = 113.783 \text{ mm}$
- Desplazamiento de fluencia: $\Delta_y = 26.617 \text{ mm}$
- Desplazamiento último: $\Delta_u = 648.0 \text{ mm}$

Para efectos de clasificación global del desempeño de la edificación en la dirección Y, se adoptaron los umbrales:

- IO (Ocupación Inmediata) = $0.20 \Delta_u = 129.6 \text{ mm}$
- LS (Seguridad de Vida) = $0.40 \Delta_u = 259.2 \text{ mm}$
- CP (Prevención de Colapso) = $0.70 \Delta_u = 453.6 \text{ mm}$

El punto de desempeño de la edificación asociado con la demanda sísmica posee un desplazamiento de 113.8 mm, el cual se sitúa antes del umbral IO (129.6 mm).

Complementando lo observado en la curva de capacidad, se presenta a continuación la deformada de un pórtico representativo en la dirección Y, evidenciando que la edificación alcanza el nivel de desempeño Ocupación Inmediata (IO) ante la demanda sísmica considerada. Las rotaciones plásticas se concentran en las vigas, mientras que las columnas mantienen su rigidez.



En términos prácticos, el edificio supera con holgura el nivel Operativo/Ocupación Inmediata para la amenaza sísmica evaluada. Ello implica que los daños estructurales esperados serían mínimos y localizados, los elementos no estructurales mantendrían su integridad funcional y la edificación permanecería utilizable inmediatamente después del evento.

Análisis de precios unitarios

Parta realizar el presupuesto, se consideran los rubros de hormigón simple y acero de refuerzo.

PROYECTO: PROYECTO TÉCNICO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 1 de 2

RUBRO: HORMIGÓN F'C=280KG/CM2

UNIDAD: M3

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Vibrador	1	2,94	2,94	1,1	3,23
Concretera	1	2,94	2,94	1,1	3,23
Herramientas Menores (5%MO)	5.00 %MO	2,54			2,54
SUBTOTAL M					9
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil - (Estr. Oc. D2)	2	4,19	8,38	1,1	9,22
Carpintero - (Estr. Oc. D2)	1	4,19	4,19	1,1	4,61
Peón - (Estr. Oc. E2)	6	4,14	24,84	1,1	27,32
Maestro mayor en ejecucion de obras civiles (Estr.Oc. C1)	1	4,65	4,65	1,1	5,12
Encofrador - (Estr. Oc. D2)	1	4,19	4,19	1,1	4,61
SUBTOTAL N					50,88
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Cemento	saco	9,4	7,85	73,79	
Piedra 3/4 pulgadas	M3	0,85	15,44	13,12	
Arena homogenizada	m3	0,85	18,77	15,95	
AGUA.	M3	0,22	1,03	0,23	
Aditivos Retardantes - Varios	KG	1	4,5	4,50	
Madera - Tabla	U	1	6	6,00	
Cuarton de encofrado 2.5" x 2.5" x 4m.	uni 4.00 m	1	4	4,00	
Clavo 3" x 9	kg	0,25	1,75	0,44	
SUBTOTAL O					118,03
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					177,91
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 15.00 %					204,60
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					204,60

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

VALOR OFERTADO

204,60

PROYECTO: PROYECTO TÉCNICO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hoja 2 de 2

RUBRO: ACERO DE REFUERZO FY=4200KG/CM2

UNIDAD: KG

DETALLE:

EQUIPOS					
Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Cortadora	1	1,96	1,96	0,042	0,08
Herramientas Menores (5%MO)	5.00 %MO	0,02			0,02
SUBTOTAL M					0,1
MANO DE OBRA					
Descripción	Cantidad	Jornal/HR	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Fierriero - (Estr. Oc. D2)	1	4,19	4,19	0,042	0,18
Peón - (Estr. Oc. E2)	4	4,14	16,56	0,042	0,70
Maestro mayor en ejecucion de obras civiles (Estr.Oc. C1)	0,1	4,65	0,47	0,042	0,02
SUBTOTAL N					0,90
MATERIALES					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Costo	
Acero corrugado 4200 kg/cm2	KG	1,05	1,2	1,26	
Alambre galvanizado	kg	0,11	0,98	0,11	
SUBTOTAL O					1,37
TRANSPORTE					
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					2,37
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 15.00 %					2,72
OTROS INDIRECTOS: 0.00 %					0
COSTO TOTAL DEL RUBRO					2,72
VALOR OFERTADO					2,72

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

Mediante la modelación matemática, el programa ETABS ofrece el volumen de hormigón, no obstante, para obtener la cantidad necesaria de acero de refuerzo, se utiliza las planillas de hierro que se encuentran en el plano.

Presupuesto				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo
Hormigón simple $f_c=280\text{kg/cm}^2$	m3	310,54	204,6	\$ 63.536,48
Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	kg	47655,76	2,72	\$ 129.623,7
			Total	\$ 193.160,2

CONCLUSIÓN

El análisis estructural de la edificación, desarrollado bajo el enfoque del método basado en fuerzas, evidenció el cumplimiento de los requisitos técnicos establecidos por la NEC-15 y el ACI 318, tanto en términos de esfuerzos internos como en desplazamientos globales. Para ello, se consideraron las acciones gravitacionales y las cargas sísmicas estáticas equivalentes, determinadas en función de la aceleración sísmica esperada para la Zona VI y el tipo de suelo D, información proporcionada por el estudio geotécnico. Con respecto al comportamiento dinámico, el período fundamental obtenido mediante análisis modal espectral fue de 0.797 s, mientras que, por el método empírico, se estimó en 0.674 s; así, la diferencia del 18.2 % resultó aceptable, ya que se mantuvo por debajo del límite del 30 % establecido normativamente, lo que valida la coherencia del modelo estructural utilizado. En lo que respecta al control de desplazamientos, las derivas inelásticas máximas fueron de 1.25 % en dirección X y 1.41 % en dirección Y, ambas por debajo del umbral del 2 %, lo que garantiza un comportamiento seguro frente a la acción sísmica. Del mismo modo, las relaciones demanda/capacidad resultaron menores a uno en todos los elementos estructurales, confirmando su resistencia frente a las combinaciones de carga consideradas.

Se comparó el desempeño sísmico de la edificación frente a la demanda definida por el espectro elástico de la NEC-15, empleando el análisis estático no lineal. En consecuencia, los desplazamientos de desempeño alcanzaron 92.5 mm en dirección X y 113.8 mm en dirección Y, ubicándose ambos por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO), que corresponde al 20 % del desplazamiento último. Por lo tanto, la edificación conservaría su funcionalidad inmediata tras un sismo severo, con afectaciones mínimas en los elementos estructurales y no estructurales. Asimismo, la interpretación gráfica del comportamiento no lineal evidenció una secuencia ordenada de formación de rótulas plásticas, concentradas principalmente en las vigas, sin comprometer la integridad de las columnas, lo que confirma que el sistema responde conforme al principio de diseño “viga débil – columna fuerte”, lo que garantiza un mecanismo de disipación de energía adecuado y controlado.

El desarrollo de los planos arquitectónicos y estructurales de este proyecto se llevó a cabo bajo un criterio profesional, sustentado en normativas locales e internacionales para garantizar su correcto diseño, funcionalidad y seguridad. Para el diseño estructural, se

aplicaron los requerimientos de la Norma NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y el Reglamento ACI (American Concrete Institute), asegurando un cálculo preciso de cargas, resistencia sísmica y durabilidad de los elementos estructurales, aspectos fundamentales dada la ubicación del proyecto en Manta, Ecuador, una zona con alta actividad sísmica y condiciones climáticas costeras.

El presupuesto para la construcción de la obra gris es 193.160,2 dólares US, el cual se consiguió mediante la realización de las planillas de hierros y el cálculo volumétrico del hormigón necesario con la ayuda del modelo matemático ETABS.

RECOMENDACIONES

Para la mejora de los análisis estructurales en zonas altamente sísmicas y para proyectos futuros se recomienda:

- Realizar un análisis dinámico no lineal para la determinación precisas de las derivas inelásticas.
- Considerar la influencia de la mampostería de relleno entre ejes que cierran los pórticos.
- Realizar estudios de control de calidad de los materiales para la utilización y creación de los elementos estructurales.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. F. (2008). *ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS* (Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. ed.). Quito: Centro de investigaciones científicas. doi:ISBN-978-9978-30-104-3
- Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, M. (2020). Pushover con Acoplamiento de CIENCI-LAB y OpenSees. (A. Barbat, Ed.) *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/rrie/article/view/1691/1300>.
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S)*. American Concrete Institute.
- American Society of Civil Engineer. (2017). Mansory infills. En *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-17)* (págs. 193-195). Obtenido de [Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios Existentes].
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras* (Cuarta ed.). MÉXICO: PEARSON EDUCACIÓN.
- Chryso. (20 de 5 de 2020). *Qué es el hormigón, tipos y usos* | Chryso. Obtenido de <https://www.chryso.es/news/339/qu-es-el-hormig-n-tipos-y-usos-chryso>
- F. Núñez, D. R. (2021). Análisis dinámico no lineal de edificios de acero sometidos a sismos. *Scielo*.
- Fajardo, M. E. (2022). Diseño y análisis estructural dinámico no lineal de una vivienda unifamiliar de dos pisos utilizando el método constructivo steel framing con una losa de entrepiso steel deck aplicando la norma ecuatoriana de la construcción y el código ACI 318-19. *UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA*, 133.
- FEMA 356. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Virginia, Washington: American Society of Civil Engineers.

GEOFISICO, I. (s.f.). Ultimos eventos sísmicos de Ecuador. Isla Puná, Guayaquil, Ecuador.
Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/portal/eventos/informes-ultimos-sismos.html>

Guillén, J. B. (2016). *Rótulas plásticas*. Lima: Universidad Privada del Norte.

Juárez Badillo, E. R. (1973). *Mecánica de Suelos 15 ed.* . Ciudad de México: Limusa.

K.H. Abdelkareem, F. K.-M. (2013). *EQUIVALENT STRUT WIDTH FOR MODELING R.C. INFILLED FRAMES*. ASSIUT: ASSIUT UNIVERSITY.

Lavado, L., & Gallardo, J. (7 de Agosto de 2019). Shear Strength Of Brick Mortar Interface For Mansory In Lima City. Lima, Peru: Civil Engineering Faculty, National University of Engineering.

López, B. M., & Molina, T. C. (2023). *Influencia sísmica de la mampostería en edificios de hormigón armado mediante análisis pushover*. Manta: ULEAM.

Marin, A. (2018). *Evaluación del desempeño estructural de una edificación de muros de concreto mediante métodos simplificados*. Obtenido de Repositorio Institucional Universidad EAFIT:
https://repository.eafit.edu.co/bitstream/handle/10784/13326/AndresFelipe_MarinOspina_2018.Tesis.pdf?sequence=2&isAllowed=y

MIDUVI. (2016). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Obtenido de https://www.ecp.ec/wp-content/uploads/2017/08/GUIA_5.pdf

Miyamoto International. (2021). *Analisis de vulnerabilidad estructural - Método no lineal*. Obtenido de Agencia de los Estados Unidos de América para el Desarrollo Internacional (USAID por sus siglas en inglés): https://pdf.usaid.gov/pdf_docs/PA00XJGD.pdf

NEC. (2015). *NEC - SE - HM - Estructuras de hormigón armado*. MIDUVI.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014). *NEC SE DS*. Ecuador.

R. Aguiar, B. C. (2020). Pushover con Acoplamiento de CIENCI-LAB y OpenSees. (A. Barbat, Ed.) Manta, Manabí, Ecuador: Monografías de Ingeniería Sísmica.

Ramirez, C. (2020). *Vigas de Pórticos Especiales Resistentes a Momento*. Obtenido de Gora: <https://goratools.com/2020/10/19/vigas-de-porticos-especiales-resistentes-a-momento/>

SISMICA Magazine. (2011). Diseño Sísmico por Desempeño. *Sismica - Institute*, 2.

ANEXOS

Diseño de elemento a flexión VIGAS

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 27.459 \text{ MPa}$$

Resistencia a compresión del hormigón

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 411.879 \text{ MPa}$$

Resistencia a fluencia del acero

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} = (2.04 \cdot 10^6) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del acero

$$\phi_f := 0.90$$

Factor de minoración de diseño a flexión

$$b := 0.35 \text{ m}$$

Base de la viga

$$h := 0.45 \text{ m}$$

Altura de la viga

$$r := 4 \text{ cm}$$

Recubrimiento

$$\phi_s := 10 \text{ mm}$$

Diámetro del estribo supuesto

$$\phi_b := 16 \text{ mm}$$

Diámetro de varilla longitudinal supuesto

$$d := h - r - \phi_s - \frac{\phi_b}{2} = 39.2 \text{ cm}$$

Peralte efectivo

$$M_u := 102.00 \text{ kN} \cdot \text{m} = 10.401 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento ultimo

$$\beta_1 := 0.85$$

Factor que depende de la resistencia del hormigón

a) Cuantía mínima y máxima de refuerzo longitudinal

$$\rho_{min} = \max \left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \right)$$

Cuantía mínima

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{1.4}{f_y \cdot \text{MPa}^{-1}}, \frac{\sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}^{-1}}}{4 \cdot f_y \cdot \text{MPa}^{-1}} \right) = 3.3991 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{max} = 0.5 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{max} := 0.5 \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} = 0.0143$$

Cuantía máxima

b) Chequeo del peralte mínimo necesario

$$\rho := 0.85 \cdot \rho_{\max} = 0.01214$$

$$\omega := \frac{\rho \cdot f_y}{f_c} = 0.182$$

$$d_{\min} := \sqrt{\frac{M_u}{\phi_f \cdot b \cdot f_c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \omega)}} = 26.94 \text{ cm}$$

Peralte efectivo mínimo

$$d = 39.2 \text{ cm}$$

if ($d \geq d_{\min}$, “Ok”, “Rediseñar”) = “Ok”

c) Cálculo del área de refuerzo longitudinal

$$k := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d}{f_y} = (7.775 \cdot 10^{-3}) \text{ m}^2$$

$$A_{s_req} := k \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_f \cdot k \cdot d \cdot f_y}} \right) = 7.37 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo requerida

$$\rho_{req} := \frac{A_{s_req}}{b \cdot d} = 5.3707 \cdot 10^{-3}$$

Cuantía requerida

d) Diseño de armadura longitudinal

$$n := 5$$

$$d_b := 14 \text{ mm}$$

$$A_{s_dis} := n \cdot \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{if} (A_{s_dis} \geq A_{s_req}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$\frac{A_{s_dis}}{A_{s_req}} = 1.045$$

Relación entre área de diseño y área requerida

$$sep := \frac{b - 2 \cdot (r + \phi_s) - \frac{n}{2} \cdot d_b}{\frac{n}{2} - 1} = 14.333 \text{ cm}$$

Separación de varillas

e) Comprobación de cuantías según NEC-15

$$d := h - r - \phi_s - \frac{d_b}{2} = 39.3 \text{ cm}$$

Nota: Se calcula nuevamente el peralte efectivo

$$\rho_{dis} := \frac{A_{s_dis}}{b \cdot d} = 5.5957 \cdot 10^{-3}$$

Cuantía de diseño

$$\rho_{min} = 3.3991 \cdot 10^{-3}$$

Cuantía mínima

$$\rho_{max} = 0.0143$$

Cuantía máxima

$$\text{if}(\rho_{dis} \geq \rho_{min}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple con cuantía mínima”}) = \text{“Ok”}$$

if $(\rho_{dis} \leq \rho_{max}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple, supera cuantía máxima”}) = \text{“Ok”}$

Diseño de elemento a corte

$$f_c = 27.459 \text{ MPa}$$

Resistencia a compresión del hormigón

$$f_y = 411.879 \text{ MPa}$$

Resistencia a fluencia del acero

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad del acero

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 23.536 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón

$$b = 0.35 \text{ m}$$

Base de viga

$$d = 0.393 \text{ m}$$

Peralte efectivo

$$\phi_v := 0.75$$

Factor de minoración de diseño a corte

$$L := 4000 \text{ mm}$$

Longitud entre apoyos

$$L_H := L - 45 \text{ cm} = 3.55 \text{ m}$$

Longitud libre de la viga

$$\alpha := 1.25$$

Factor de sobre resistencia

$$A_{s_NEG_i} := 10.06 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo longitudinal negativo extremo izquierdo

$$A_{s_POS_i} := 4.62 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo longitudinal positivo extremo izquierdo

$$A_{s_NEG_j} := 7.70 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo longitudinal negativo extremo derecho

$$A_{s_POS_j} := 4.62 \text{ cm}^2$$

Área de refuerzo longitudinal positivo extremo derecho

Cálculo de cargas permanentes

$$a_e := \frac{4.00}{2} \text{ m} = 2 \text{ m}$$

Ancho cooperante

$$S_e := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga permanente

$$P_{losa} := 18.06 \text{ cm} \cdot \gamma_c = 4.251 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de losa maciza equivalente

$$P_{viga} := b \cdot h \cdot \gamma_c = 3.707 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$Q := (S_c + P_{losa}) \cdot a_c + P_{viga} = 16.208 \frac{kN}{m}$$

Carga permanente total

$$V_a := \frac{Q \cdot L}{2} = 32.416 \text{ kN}$$

Fuerza cortante por carga muerta calculada

Figura. Diagrama de fuerza cortante para carga muerta

$$V_g := 0.70 \quad V_a = 22.691 \text{ kN}$$

Cortante gravitacional factorizado

a) Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos y momentos máximos probables.

$$a = \frac{A_s \cdot \alpha \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$M_{pb} = A_s \cdot \alpha \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a_{NEG_i} := \frac{A_{s_NEG_i} \cdot \alpha \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 6.34 \text{ cm}$$

$$M_{pb_NEG_i} := A_{s_NEG_i} \cdot \alpha \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{NEG_i}}{2} \right) = 187.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a_{POS_i} := \frac{A_{s_POS_i} \cdot \alpha \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 2.91 \text{ cm}$$

$$M_{pb_POS_i} := A_{s_POS_i} \cdot \alpha \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{POS_i}}{2} \right) = 90.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a_{NEG_j} := \frac{A_{s_NEG_j} \cdot \alpha \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 4.85 \text{ cm}$$

$$M_{pb_NEG_j} := A_{s_NEG_j} \cdot \alpha \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{NEG_j}}{2} \right) = 146.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a_{POS_j} := \frac{A_{s_POS_j} \cdot \alpha \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 2.91 \text{ cm}$$

$$M_{pb_POS_j} := A_{s_POS_j} \cdot \alpha \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{POS_j}}{2} \right) = 90.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Determinación del cortante último de diseño y relación de área de estribos sobre separación requerida

$$V_p := \max \left(\frac{M_{pb_NEG_i} + M_{pb_POS_j}}{L_H}, \frac{M_{pb_NEG_j} + M_{pb_POS_i}}{L_H} \right) = 78.069 \text{ kN}$$

$$V_u := V_g + V_p = 100.761 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Fuerza cortante tomada por el hormigón en Newtons

$$V_c := 0.17 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{MPa}^{-1}} \cdot b \cdot d \cdot \text{MPa} = 122.532 \text{ kN}$$

$$\phi V_c := \text{if} \left(V_p \geq 0.50 \cdot V_u, 0 \text{ tonnef}, \phi_v \cdot V_c \right) = 0 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - \phi V_c$$

Fuerza cortante tomada por los estribos

$$V_s := \frac{V_u}{\phi_v} - \phi V_c = 134.348 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

$$A_{v_s} = \frac{A_v}{s}$$

$$A_{v_s_{req}} := \frac{\frac{V_u}{\phi_v} - \phi V_c}{f_y \cdot d} = 8.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Relación de área de estribos sobre separación requerida

$$A_{v_s_{req}} = 829.98 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Diseño de armadura transversal

$$d_s := 10 \text{ mm}$$

Diámetro del estribo

$$n := 2$$

Número de ramales

$$s := 9 \text{ cm}$$

Separación de estribos escogida

$$d_b = 14 \text{ mm}$$

Diámetro de varilla longitudinal

$$s_{min} := \min\left(\frac{d}{4}, 6 d_b, 200 \text{ mm}\right) = 8.4 \text{ cm}$$

if ($s \leq s_{min}$, "Ok", "No está bien") = "No está bien"

$$\frac{A_v}{s} = 0.0625 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} \geq 0.35 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y}$$

Área de estribos sobre separación mínima en kgf/cm². Fuente: NEC-15

$$A_{v_{s_min_1}} := 0.0625 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{b \cdot s}{f_y} (1 \text{ cm})^{-1} = 7.844 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{v_{s_min_2}} := 0.35 \cdot \frac{b \cdot s}{f_y \cdot \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{-1}} \cdot (1 \text{ cm}^{-1}) = 2.625 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{v_{s_min}} := \max(A_{v_{s_min_1}}, A_{v_{s_min_2}}, A_{v_{s_req}}) = 8.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_v := n \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 1.571 \text{ cm}^2$$

Área de estribos

$$s_{req} := \frac{A_v}{A_{v_{s_min}}} = 18.93 \text{ cm}$$

Separación de estribos requerida en función del diámetro de la varilla seleccionado

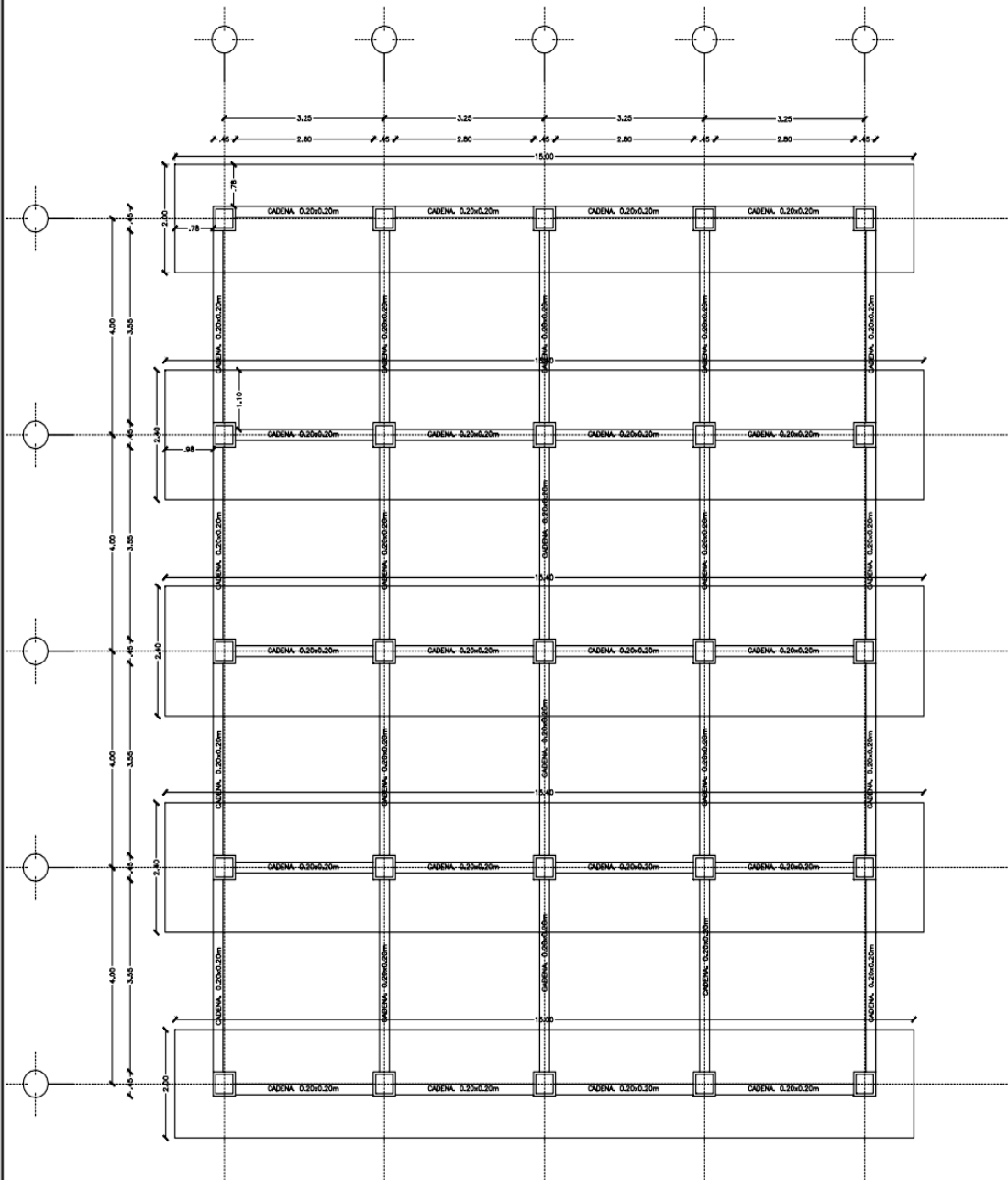
$$A_{v_s_dis} := \frac{A_v}{s} = 17.453 \frac{cm^2}{m}$$

$$\text{if}\left(\frac{A_v}{s} \geq A_{v_s_min}, \text{"Ok"}, \text{"No está bien"}\right) = \text{"Ok"}$$

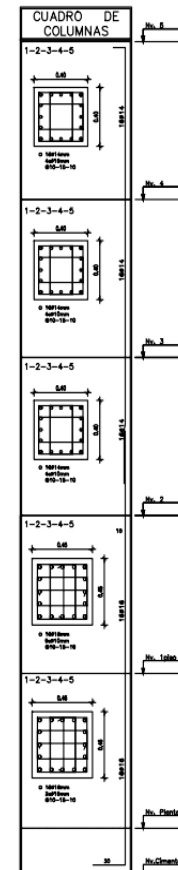
Nota: Usar 1estribo c/9cm

$$\frac{A_v}{b \cdot s} = 4.987 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{s}{d} = 0.229$$



107



Detalle de Traslapes
Escala 1:50

PLANILLA DE ACEROS											
Mc	TPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Malla 100											
101	L	12	30	11.85	.15	0.00	.00	12.00	360.00	319.68	Observacion
102	L	12	30	3.80	.15	0.00	.00	3.95	118.50	105.23	Observacion
103	L	14	57	3.92	.18	0.00	.00	4.10	233.70	282.31	Observacion
104	L	14	57	11.82	.18	0.00	.00	12.00	684.00	826.27	Observacion
105	C	12	228	1.90	.15	0.00	0.00	2.20	501.60	445.42	Observacion
106	C	14	447	1.90	.18	0.00	0.00	2.28	1010.22	1220.35	Observacion
107	L	12	69	11.85	.15	0.00	.00	12.00	828.00	735.26	Observacion
108	L	12	69	4.20	.15	0.00	.00	4.35	300.15	265.53	Observacion
109	L	14	36	4.32	.18	0.00	.00	4.50	162.00	195.70	Observacion
110	L	14	36	11.82	.18	0.00	.00	12.00	432.00	521.86	Observacion
111	C	12	234	2.30	.15	0.00	0.00	2.60	608.40	540.28	Observacion
112	C	14	459	2.30	.18	0.00	0.00	2.66	1220.94	1474.90	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
# (mm)	#	10	12	14	16	18	20	22	25	28	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.898	1.306	1.578	2.000	2.466	2.884	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	2714.83	3745.96	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	2412.39	4521.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) = 6933.76							LOSA 1 (m3) = 0.00				
HORMIGON f _c = 280 Kg/cm2							LOSA 2 (m3) = 0.00				
COLUMNAS (m3) = 0.00							No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0				
VIGAS (m3) = 0.00							No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0				
TIPOS DE HIERROS:											
ESPECIFICACIONES TECNICAS:											
HORMIGON f _c = 280 Kg/cm2											
HIERRO f _y = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILMETRADA CORRUGADA											
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 60 DIAMETROS DE LA VARILLA											

NOTAS TECNICAS.-	
HIERRO ESTRUCTURAL - HIERRO CORRUGADO ESFUERZO DE FLUENCIA f_y=4200kg/cm² - TRASLAPES MINIMO 50 VECES EL DIAMETRO - EN COLUMNAS SOLO SE PERMITEN TRASLAPES EN EL 1/3 MEDIO - LOS ESTIBOS DE LAS COLUMNAS NO DEBERAN INTERRUPTARSE EN LOS CRUCES DE ESTAS CON ELEMENTOS HORIZONTALES (MUROS) - MALLA ELECTROSOLDADA f_y=5200 Kg/cm² HORMIGON - RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS EN CIMENTACION f_c=210kg/cm² - RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS REPLANTILLO f_c=180kg/cm² - RESISTENCIA CILINDRICA A LOS 28 DIAS EN LOSAS f_c=210kg/cm² - PRUEBAS DE RESISTENCIA DEL HORMIGON NO MENOS DE 6 PRUEBAS TOMADAS POR CADA FUNDICION DIARIA Temperatura máxima agregada no mayor a: 1/3 separación entre losa del encofrado 1/3 la altura de la losa 1/4 separación mínima de varillas DATOS DE DISEÑO - ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO=35.0 Tn/m² TIPO 'C' - NORMAS UTILIZADAS = NEC-15 * ACI 318-14 - RECURRIMIENTOS CIMENTOS: INFERIOR=40cm LATERAL=50cm, CADENAS - VIGAS VINDOS: 30cm LOSAS 2.00m; VIGAS ALTAS, MUROS Y COLUMNAS: 3.00m - BAJO NINGUN CONCEPTO LOS ELEMENTOS TALES COMO VIGAS Y COLUMNAS SERAN ATRAVEZADOS POR TUBOS O PAQUETES DE TUBOS DE CUALQUIER TIPO DE INSTALACION. - SE COLOCARA UN ESTIBO #8B10 EN LA LONGITUD DE TODOS LOS TRASLAPES	

PROYECTO:
CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO DEPARTAMENTAL

PROPIETARIO:
ULEAM

Ubicación:

Contiene:
PLANO DE CIMENTACIÓN

Propietario:
Propietario:

Fecha:
JULIO 2025

Escala:
INDICADA

Especio para sellos:

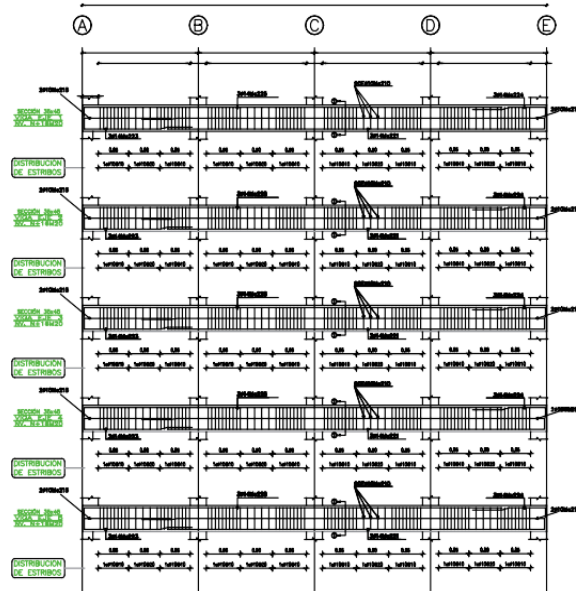


Figure 1 shows the schematic diagrams of the four test beams (A, B, C, D). Each beam is 12m long, with a 3m span over supports. The diagrams illustrate the reinforcement details, including top bars (20mm), bottom bars (20mm), and stirrups (8mm). Dimensions are given in mm and m.

A diagram of a rectangular frame with an outer rectangle of dimensions 6.30 (width) and 4.20 (height). Inside this is a smaller rectangle, and in the center is a square with a side length of 2.00. Arrows indicate the dimensions for each shape.

Espacio para sellos:

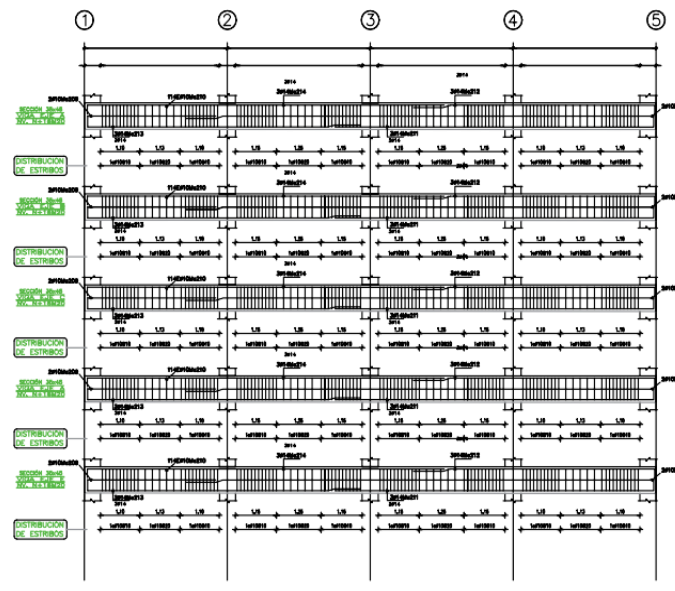
Viga Planta 5
Escala: 1/75



Cuadro de vigas planta 5
Escala: 1/25



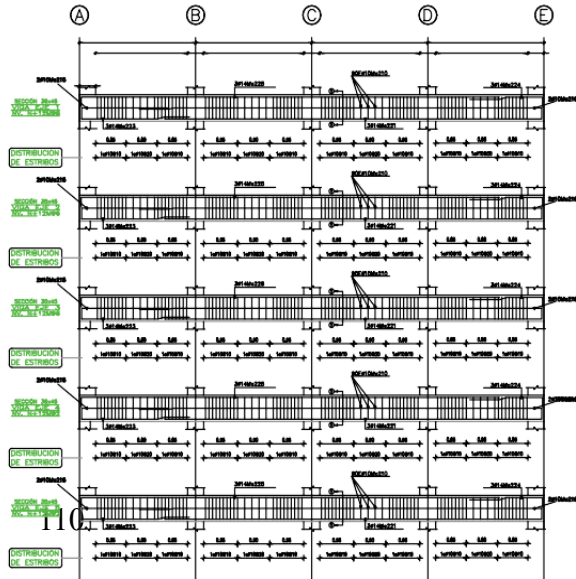
Viga Planta 5
Escala: 1/75



Cuadro de vigas planta 5
Escala: 1/25



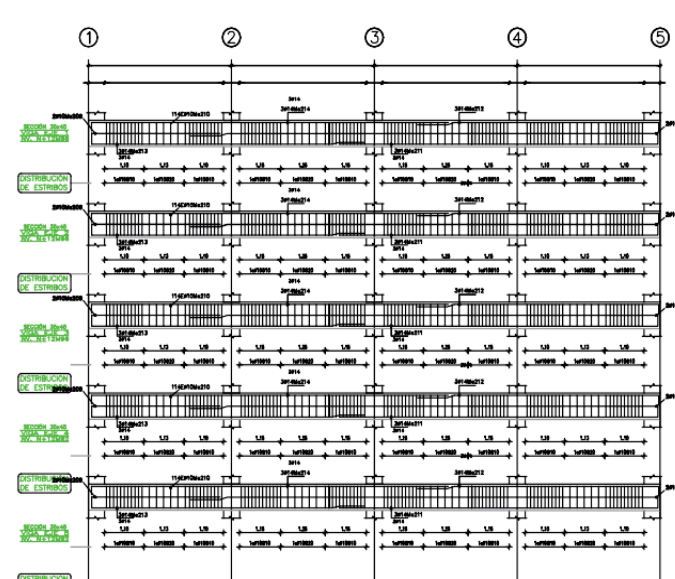
Viga Planta 4
Escala: 1/75



Cuadro de vigas planta 4
Escala: 1/25



Viga Planta 4
Escala: 1/75



Cuadro de vigas planta 4
Escala: 1/25



PROYECTO:
**CONSTRUCCIÓN DE
EDIFICIO
DEPARTAMENTAL**

PROPIETARIO:
ULEAM

Ubicación:

Contiene:
DETALLE DE VIGAS

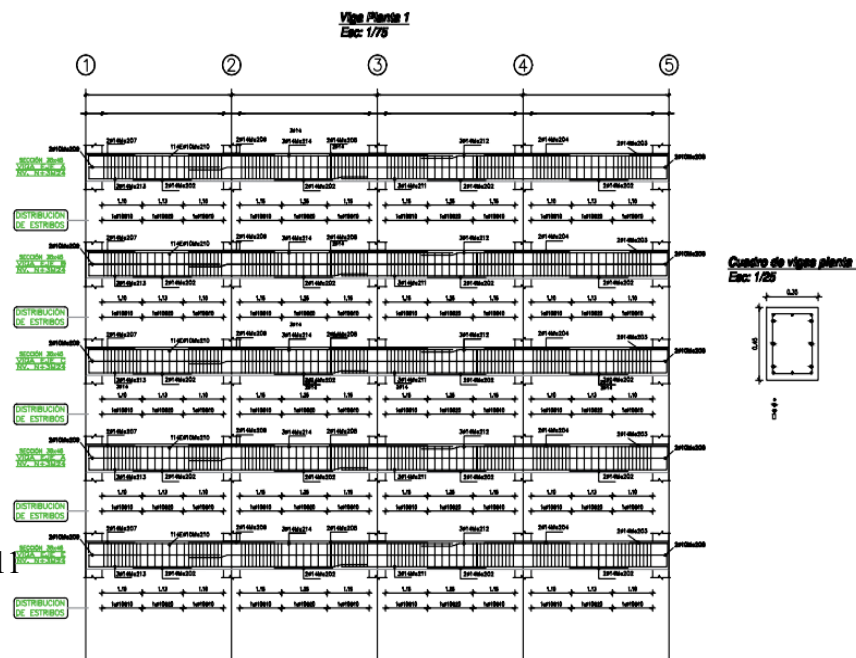
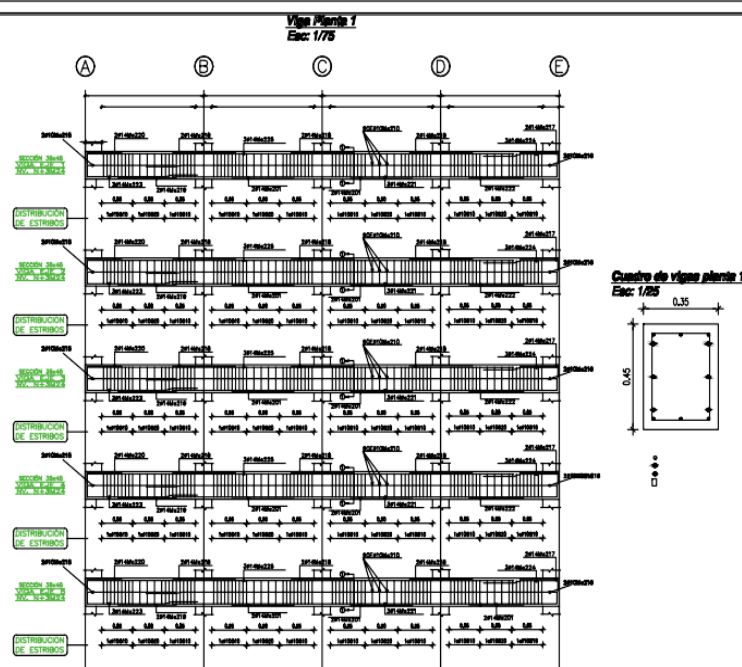
Propietarios:

Propietarios:

Fecha:
JULIO 2025

Escala:
INDICADA

Espacio para sellos:



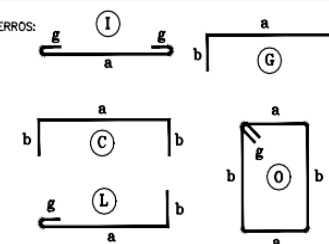
PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 200											
Marba 200											
201	I	14	42	1.70	0.00	0.00	0.00	1.70	71.40	86.25	Observación
202	I	14	80	1.60	0.00	0.00	0.00	1.60	128.00	154.62	Observación
203	I	14	20	1.04	0.00	0.00	0.00	1.04	20.80	25.13	Observación
204	I	14	20	2.33	0.00	0.00	0.00	2.33	46.60	56.29	Observación
205	I	14	20	2.66	0.00	0.00	0.00	2.66	53.20	64.27	Observación
206	I	14	20	2.36	0.00	0.00	0.00	2.36	47.20	57.02	Observación
207	I	14	20	1.30	0.00	0.00	0.00	1.30	26.00	31.41	Observación
208	L	10	50	13.09	0.25	0.00	0.00	13.34	667.00	411.54	Observación
209	L	10	50	3.86	0.25	0.00	0.00	4.11	205.50	126.79	Observación
210	O	10	5460	0.22	0.32	0.00	0.10	1.28	6988.80	4312.09	Observación
211	L	14	75	8.92	0.30	0.00	0.00	9.22	691.50	835.33	Observación
212	L	14	75	6.76	0.25	0.00	0.00	7.01	525.75	635.11	Observación
213	L	14	75	7.62	0.30	0.00	0.00	7.92	594.00	717.55	Observación
214	L	14	75	10.00	0.23	0.00	0.00	10.23	767.25	926.84	Observación
215	I	10	50	2.40	0.00	0.00	0.00	2.40	120.00	74.04	Observación
216	I	10	50	11.25	0.00	0.00	0.00	11.25	562.50	347.06	Observación
217	I	14	20	1.04	0.00	0.00	0.00	1.04	20.80	25.13	Observación
218	I	14	60	1.72	0.00	0.00	0.00	1.72	103.20	124.67	Observación
219	I	14	20	1.60	0.00	0.00	0.00	1.60	32.00	38.66	Observación
220	I	14	20	0.95	0.00	0.00	0.00	0.95	19.00	22.95	Observación
221	L	14	87	10.55	0.25	0.00	0.00	10.80	939.60	1135.04	Observación
222	I	14	18	1.49	0.00	0.00	0.00	1.49	26.82	32.40	Observación
223	L	14	87	3.02	0.30	0.00	0.00	3.32	288.84	348.92	Observación
224	L	14	87	2.05	0.25	0.00	0.00	2.30	200.10	241.72	Observación
225	L	14	87	11.70	0.25	0.00	0.00	11.95	1039.65	1255.90	Observación

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	8543.80	0	5641.71	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	5271.52	0.00	6815.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg)	12086.71										
HORMIGON f'c	210 Kg/cm ²										
COLUMNAS (m ³)	0.00										
VIGAS (m ³)	0.00										
LOSA 1 (m ³)	0.00										
LOSA 2 (m ³)	0.00										
No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15)	0										
No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15)	0										

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f'c = 280 Kg/cm²
 HIERRO fy = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

PROYECTO:

CONSTRUCCIÓN DE
EDIFICIO
DEPARTAMENTAL

PROPIETARIO:

ULEAM

Ubicación:



Contiene:

DETALLES DE VIGAS

Propietario:

Propietario:

Fecha:

JULIO 2025

Límite:

5

Escala:

INDICADA

Espacio para sellos: