



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO
DEL REFORZAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO
ARMADO EN UNA EDIFICACIÓN MEDIANTE CAMISAS
METÁLICAS Y ENCAMISADO CON CONCRETO APLICANDO
LA NORMA ACI 562-21 Y NEC 15

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

SIMBAÑA CAICEDO BRYAN ANDRES
ORTEGA MEJILLONES BRYAN ABRAHAM

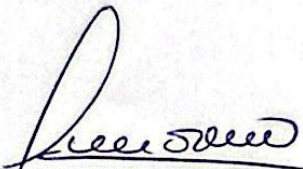
TUTOR:


Ing. Raúl Andrés Villao Vera MSc.

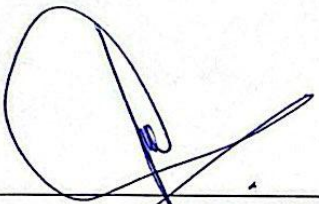
La Libertad - Ecuador

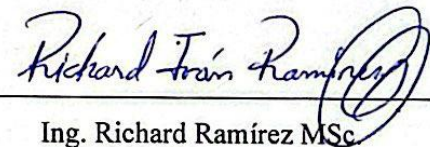
2025

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 
Ing. Lucrecia Moreno Alcívar PhD.
DIRECTOR DE CARRERA

f. 
Ing. Raúl Andrés Villao MSc.
DOCENTE TUTOR

f. 
Ing. Jaime Argudo Rodríguez Ph. D.
DOCENTE ESPECIALISTA

f. 
Ing. Richard Ramírez MSc
DOCENTE UIC

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación, en primer lugar, a Dios, por darme la vida, la fortaleza y la sabiduría necesarias para culminar con éxito mi formación profesional. A mis padres y familia, por su amor incondicional, sus consejos y sacrificios, que han sido el motor para seguir adelante en cada etapa de mi carrera. A mis docentes de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, por compartir sus conocimientos y motivarme a crecer como futuro ingeniero civil.

SIMBAÑA CAICEDO BRYAN ANDRES

Dedico esta tesis a Dios, a mis padres, quienes con su esfuerzo, apoyo y ejemplo de trabajo honesto han guiado cada uno de mis pasos y me han enseñado a no rendirme ante las dificultades. A mis hermanos y seres queridos, por su compañía, paciencia y palabras de aliento durante este camino académico. A la Universidad Estatal Península de Santa Elena y a la carrera de Ingeniería Civil, por brindarme las herramientas necesarias para mi desarrollo profesional y personal.

ORTEGA MEJILLONES BRYAN ABRAHAM

CERTIFICACIÓN DE ANTIPLAGIO

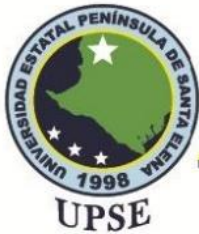
Ing. Raúl Andrés Villao Vera MSc
TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACION
Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente Trabajo de investigación para titulación del tema
“ ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL REFORZAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO EN UNA EDIFICACIÓN MEDIANTE CAMISAS METÁLICAS Y ENCAMISADO CON CONCRETO APLICANDO LA NORMA ACI 562-21 Y NEC 15”, elaborado por el estudiante, **SIMBAÑA CAICEDO BRYAN ANDRES** y **ORTEGA MEJILLONES BRYAN ABRAHAM**, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que una vez analizado en el sistema de anti plagio COPILATIO, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente presente tesis, se encuentra con 5% de valoración permitida.



DOCENTE TUTOR

Ing. Raúl Andrés Villao Vera MSc
CI. 0924204290
rvillao@upse.edu.ec



Biblioteca General

Formato No. BIB-009

CERTIFICADO ANTIPLAGIO

Reporte de análisis.

CERTIFICADO DE ANÁLISIS
magister

TESIS SIMBAÑA ORTEGA COMPILATIO

5% Textos sospechosos

- 0% Similitudes
0% similitudes entre comillas
0% entre las fuentes mencionadas
- 0% Idiomas no reconocidos
- 5% Textos potencialmente generados por IA

Nombre del documento: TESIS SIMBAÑA ORTEGA COMPILATIO.docx
ID del documento: 27d476ec01ec32ae3a0a6a29c389599b1a1e4eeee
Tamaño del documento original: 180,03 kB

Depositante: RAUL ANDRES VILLAO VERA
Fecha de depósito: 10/11/2025
Tipo de carga: Interfaz
Fecha de fin de análisis: 10/11/2025

Número de palabras: 5196
Número de caracteres: 33.436

Ubicación de las similitudes en el documento:

Fuente considerada como idéntica

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	TESIS SIMBAÑA ORTEGA COMPILATIO.docx TESIS SIMBAÑA ORTEGA C... #76517 Viene de de mi grupo	100%		Palabras idénticas: 100% (5196 palabras)

Fuente con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	www.habitatyvivienda.gob.ec http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2022/09/12_NBC-SE-VIVIENDA-part...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (32 palabras)

Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
Celular: 0962183538
Correo: bettyruthgomez@educacion.gob.ec

CERTIFICACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero en Civil, denominado **“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL REFORZAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO EN UNA EDIFICACIÓN MEDIANTE CAMISAS METÁLICAS Y ENCAMISADO CON CONCRETO APLICANDO LA NORMA ACI 562-21 Y NEC 15”**, de los estudiantes: **SIMBAÑA CAICEDO BRYAN ANDRES** y **ORTEGA MEJILLONES BRYAN ABRAHAM**.

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber sido escrito de acuerdo a las normas de ortografía y sintaxis vigentes.

En cuanto puedo decir en honor a la verdad y autorizo a los interesados hacer uso del presente como estime conveniente.

Santa Elena, 06 de Noviembre del 2025


Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
CI. 0915036529

LICENCIADO EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS
Nº DE REGISTRO DE SENECYT 1050-2014-86052892

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, **SIMBAÑA CAICEDO BRYAN ANDRES** y **ORTEGA MEJILLONES BRYAN ABRAHAM**, declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado “**ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL REFORZAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO EN UNA EDIFICACIÓN MEDIANTE CAMISAS METÁLICAS Y ENCAMISADO CON CONCRETO APLICANDO LA NORMA ACI 562-21 Y NEC 15**”, no tiene antecedentes de a ver sido elaborado en la Facultad de CIENCIA DE LA INGENIERIA, Carrera de INGENIERIA CIVIL, por cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente a nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedemos a los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondiente a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,

f.




Simbaña Caicedo Bryan Andres

Autor de tesis

CI. 0803493386

f.



Ortega Mejillones Bryan Abraham

Autor de tesis

C.I 2450874272

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Ing. Raúl Andrés Villao Vera MSc
TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACION
Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente Trabajo “ **ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL REFORZAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO EN UNA EDIFICACIÓN MEDIANTE CAMISAS METÁLICAS Y ENCAMISADO CON CONCRETO APLICANDO LA NORMA ACI 562-21 Y NEC 15**”, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, elaborado de los Señores, **SIMBAÑA CAICEDO BRYAN ANDRES** y **ORTEGA MEJILLONES BRYAN ABRAHAM**, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar de luego haber orientado, estudiado y revisado la presente Tesis de Grado, la apruebo en todas sus partes.



f.

DOCENTE TUTOR

Ing. Raúl Andrés Villao Vera MSc
CI. 0924204290
rvillao@upse.edu.ec

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente a Dios, por haber guiado mi vida, brindándome salud, fortaleza y sabiduría para culminar con éxito este proceso académico. Mi sincero agradecimiento a mis padres y familia, por su amor incondicional, apoyo constante y por creer en mí incluso en los momentos más difíciles. Extiendo mi gratitud a los docentes y autoridades de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, quienes con su entrega y conocimiento contribuyeron de manera fundamental a mi formación como ingeniero civil.

SIMBAÑA CAICEDO BRYAN ANDRES

Expreso mi profundo agradecimiento primero a Dios, a mis padres, por los sacrificios realizados y por enseñarme con su ejemplo el valor del esfuerzo y la responsabilidad. A mis amigos y compañeros de carrera, por su compañerismo, colaboración y por compartir conmigo esta etapa llena de retos y aprendizajes. Agradezco igualmente a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, a la carrera de Ingeniería Civil y a los profesionales que participaron en este proceso, por brindarme las oportunidades, recursos y orientación necesarios para hacer realidad este trabajo de titulación.

ORTEGA MEJILLONES BRYAN ABRAHAM

CONTENIDO

TRIBUNAL DE SUSTENTACION	i
DEDICATORIA	ii
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	iii
.....	iv
CERTIFICADO DE GRAMATÓLOGÍA	v
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	vi
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	vii
AGRADECIMIENTOS	viii
CONTENIDO	ix
1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	19
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	20
1.2. ANTECEDENTES	21
1.3. HIPÓTESIS	24
1.3.1. Hipótesis General.....	24
1.3.2. Hipótesis específicas.....	24
1.4. OBJETIVOS.....	24
1.4.1. Objetivo General.....	24
1.4.2. Objetivos específicos.....	24
1.5. ALCANCE	25
1.6. VARIABLES.....	25
1.6.1. Variables independientes.....	25
1.6.2. Variables Dependientes.....	25
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	26

2.1.	FUNDAMENTOS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO	26
2.1.1.	DISEÑO A COMPRESIÓN	26
2.1.2.	Mecanismos de Falla y Estados Límite.....	26
2.2.	CAUSAS DE DETERIORO	28
2.3.	REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL.....	28
2.3.1.	Diferencia entre reparación, reforzamiento y rehabilitación.....	29
2.4.	VIDA ÚTIL Y SOSTENIBILIDAD DE ESTRUCTURAS REHABILITADAS	30
2.5.	NORMATIVA APLICABLE A LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.....	30
2.5.1.	Norma NEC-SE-HA.....	30
2.5.2.	Norma ACI 562.....	31
2.6.	ENCAMISADO METÁLICO.....	31
2.6.2.	Procedimiento constructivo.....	32
2.6.3.	Comportamiento estructural.....	33
3.	CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	35
3.1.	TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	35
3.1.1.	Tipo de investigación:	35
3.1.2.	Nivel de investigación.....	35
3.2.	MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INEVSTIGACIÓN.....	35
3.2.1.	Método de investigación	35
3.2.2.	Enfoque de investigación	35
3.2.3.	Diseño de investigación	36
3.3.	POBLACIÓN MUESTRA Y MUESTREO.....	36
3.3.1.	Población y Muestra.....	36

3.3.2.	Técnica de Muestreo.....	36
3.4.	DETERMINACIÓN DE LA CARGA ÚLTIMA EN COLUMNAS.....	36
3.4.1.	Configuración estructural.....	37
3.5.	Determinación de cargas de servicio.....	40
3.5.1.	Carga muerta:	40
3.5.2.	Carga viva (L)	42
3.5.3.	Espectro sísmico de diseño Periodo Fundamental y Cortante basal. 42	
3.5.4.	Combinaciones de Carga acorde a NEC SE-C.4.	49
3.6.	ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	50
3.6.1.	Geometría.....	50
3.6.2.	Armado longitudinal y transversal de la columna existente.	51
3.6.3.	Modelo de pandeo de la columna.....	53
3.6.4.	Parámetros de planta y condiciones de exposición.....	54
3.6.5.	Cargas.....	56
3.7.	CÁLCULO DE ENCAMISADO METÁLICO CON PERFILES DE ACERO TIPO ÁNGULOS.	57
3.7.1.	Determinación del área mínima de acero.....	57
3.7.2.	Selección de perfiles angulares	58
3.7.3.	Capacidad axial aportada por el encamisado	60
3.8.	CÁLCULO DE ENCAMISADO CON HORMIGÓN.....	63
3.8.1.	Dimensionamiento preliminar de la nueva sección	64
3.8.2.	Datos de materiales y armaduras.....	65
3.8.3.	Cálculo de la resistencia axial de la columna encamisada.	66
3.8.4.	Verificación frente a la demanda axial.....	67
3.8.5.	Cuantía de refuerzo y compatibilidad con la norma	68

3.9.	ANÁLISIS DE COSTO Y TIEMPO.....	68
3.9.1.	Análisis de precios unitarios.	68
3.9.2.	Análisis de tiempo de ejecución.....	70
3.9.3.	Diagrama de Gantt	71
4.	CAPÍTULO IV: RESULTADOS	73
4.1.	RESULTADOS: COLUMNA – SIN REFORZAMIENTO	73
4.1.1.	Capacidad nominal teórica.....	76
4.1.2.	Influencia de la esbeltez.....	77
4.1.3.	Resultado global.....	77
4.1.4.	Evaluación del momento flector actuante.....	77
4.1.5.	Condición de flexo–compresión crítica	78
4.2.	RESULTADOS COLUMNA REFORZAMIENTO 1: ENCAMISADO METÁLICO.	79
4.3.	RESULTADOS COLUMNA REFORZAMIENTO 2: ENCAMISADO DE HORMIGÓN.....	81
4.3.1.	Descripción del encamisado de hormigón	81
4.3.2.	Propiedades mecánicas y armado adoptado.....	85
4.3.3.	Armadura longitudinal adoptada.....	85
4.3.4.	Armadura transversal	85
4.3.5.	Modelo estructural y cargas aplicadas	86
4.3.6.	Periodo estructural después del reforzamiento	87
4.3.7.	Esfuerzos obtenidos en la columna reforzada.....	88
4.3.8.	Momentos flexionantes	88
4.3.9.	Cortantes	89
	Diagramas de esfuerzos del elemento reforzado	89
4.4.	COSTO Y TIEMPO DE EJECUCIÓN.....	90

4.4.1.	Columna reforzamiento 1: encamisado metálico.....	90
4.4.2.	Columna reforzamiento 2: Encamisado de hormigón.....	92
4.4.3.	Comparativos entre métodos de encamisado	93
4.5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	96
5.	CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	98
5.1.	CONCLUSIONES.....	98
5.2.	RECOMENDACIONES	99

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. <i>Diferencia entre reforzamiento y rehabilitación.</i>	29
Tabla 2. <i>Clasificaciones acorde a condiciones ambientales acorde a ACI.</i>	39
Tabla 3. <i>Parámetros de carga muerta – Residencial un solo nivel.</i>	40
Tabla 4. <i>Parámetros de carga muerta – Residencial remodelación.</i>	41
Tabla 5. <i>Parámetros de carga viva – Residencial un solo nivel.</i>	42
Tabla 6. <i>Parámetros de carga viva – Residencial dos niveles.</i>	42
Tabla 7. <i>Tipo de suelo y factores de sitio F_a.</i>	44
Tabla 8. <i>Tipo de suelo y factores de sitio F_d.</i>	44
Tabla 9. <i>Tipo de suelo y factores de sitio F_s.</i>	45
Tabla 10. <i>Valores de la razón espectral.</i>	45
Tabla 11. <i>Categoría de utilización, propósito e importancia de la estructura.</i>	46
Tabla 12. <i>Peso de la estructura.</i>	47
Tabla 13. <i>Cortante basal.</i>	49
Tabla 14. <i>Parámetros geométricos de la columna.</i>	50
Tabla 15. <i>Cargas obtenidas del etabs.</i>	56
Tabla 16. <i>Datos de columnas.</i>	57
Tabla 17. <i>Datos del perfil AISC 360.</i>	58
Tabla 18. <i>Calcular P_n del material.</i>	59
Tabla 19. <i>Calculo para refuerzo transversal del acero.</i>	60
Tabla 20. <i>diagrama de encamisado metálico.</i>	62
Tabla 21. <i>Cantidad de pernos.</i>	63
Tabla 22. <i>Casos de análisis – Columnas.</i>	73
Tabla 23. <i>momentos últimos para las diferentes combinaciones.</i>	74
Tabla 24. <i>Diseño acero transversal.</i>	74
Tabla 25. <i>Datos del perfil Angulo.</i>	80
Tabla 26. <i>Datos del encamisado hormigón.</i>	82
Tabla 27. <i>Datos momentos últimos .</i>	83
Tabla 28. <i>Datos del encamisado acero transversal.</i>	83
Tabla 29. <i>Resumen de la columna.</i>	86
Tabla 30. <i>Periodo de la estructura.</i>	87

Tabla 31. <i>momentos flexionantes.</i>	88
Tabla 32. <i>cortante de la estructura.</i>	89
Tabla 33. <i>Costo encamisado con perfiles de acero en columna $h = 2,80$ m.</i>	90
Tabla 34. <i>Costo Encamisado con hormigón armado de columna 20x20 a 40x40, $h=2,80$ m</i>	92
Tabla 35. <i>Comparación de costos entre métodos de encamisado</i>	93
Tabla 36. <i>Comparación de tiempos de ejecución por columna.</i>	94

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. <i>Configuración geométrica de columna de estudio.</i>	37
Figura 2. <i>Determinación de materiales Acorde a regulación ACI 318-14-19.</i>	38
Figura 3. <i>Zonas sísmica de propósito de diseño.</i>	43
Figura 4. <i>Geometría del pilar.</i>	51
Figura 5. <i>Armadura de columna.</i>	52
Figura 6. <i>Armadura Estribos.</i>	53
Figura 7. <i>Modelo de pandeo de columna.</i>	54
Figura 8. <i>Parámetros de planta.</i>	55
Figura 9. <i>Formula AISC 360.</i>	59
Figura 10 <i>Columna.</i>	59
Figura 11 <i>diagrama de encamisado metálico.</i>	62
Figura 12 <i>Diagrama de interacción axial flexión Columna – Sin reforzamiento.</i> 73	
Figura 13 <i>Diagrama de interacción axial flexión Columna – con reforzamiento metálico.</i>	80
Figura 14 <i>Dibujo del encamisado metálico.</i>	81
Figura 15 <i>Diagrama d encamisado hormigón.</i>	83
Figura 16 <i>Sección de columna encamisado hormigón.</i>	85
Figura 17 <i>Periodo fundamental de la estructura.</i>	87
Figura 18 <i>Diagrama de momento en sismo en x.</i>	88
Figura 19 <i>Diagrama de momento en sismo en y.</i>	89
Figura 20 <i>Materiales del encamisado metálico.</i>	91
Figura 21 <i>Diagrama de Gantt – Encamisado hormigón Armado.</i>	93

“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DEL REFORZAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO EN UNA EDIFICACIÓN MEDIANTE CAMISAS METÁLICAS Y ENCAMISADO CON CONCRETO APLICANDO LA NORMA ACI 562-21 Y NEC 15”

Autores: Simbaña Caicedo Bryan Andres

Ortega Mejillones Bryan Abraham

Tutor: Ing. Raul Villao Vera MSc.

RESUMEN

El presente trabajo analiza de manera comparativa el comportamiento estructural y económico de columnas de hormigón armado reforzadas mediante camisas metálicas y encamisado con concreto armado, aplicando los criterios normativos establecidos en la ACI 562-21 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). El estudio adoptó un enfoque cuantitativo-comparativo, aplicando cargas axiales y flexo-compuestas en una columna tipo de 20×20 cm construida con concreto $f'_c = 21$ MPa y acero grado 60. Posteriormente, se evaluó la misma columna reforzada con una camisa metálica A36 y con un encamisado de concreto armado de 40×40 cm, bajo idénticas condiciones de carga y combinaciones establecidas por la NEC-SE-DS.

Los resultados evidenciaron que la columna original no cumple los requisitos de resistencia ni ductilidad exigidos para edificaciones de dos niveles, mientras que el encamisado de concreto armado incrementó la capacidad axial y la resistencia a flexo-, logrando que las demandas se ubiquen dentro de la superficie de interacción N-M. Por su parte, la camisa metálica generó un aumento moderado de resistencia y menor ductilidad.

En conclusión, se determina que el encamisado de concreto armado constituye la técnica más eficiente para la rehabilitación de columnas en edificaciones residenciales sometidas a altas demandas sísmicas.

Palabras clave: Reforzamiento estructural, encamisado de concreto, camisa metálica, ACI 562-21, NEC 15.

STRUCTURAL AND ECONOMIC COMPARATIVE ANALYSIS OF THE STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS IN A BUILDING USING METAL JACKETS AND CONCRETE ENCASING APPLYING ACI 562-21 AND NEC 15 STANDARDS

Authors: Simbaña Caicedo Bryan Andres

Ortega Mejillones Bryan Abraham

Tutor: Ing. Raul Villao Vera MSc.

ABSTRACT

This work conducts a comparative analysis of the structural and economic behavior of reinforced concrete columns strengthened with steel jackets and concrete jacketing, applying the normative criteria established in ACI 562-21 and the Ecuadorian Construction Standard (NEC-15). The study adopted a quantitative-comparative approach, applying axial and flexure-composite loads to a typical 20×20 cm column constructed with concrete $f_c' = 21$ MPa and Grade 60 steel. Subsequently, the same column was evaluated when reinforced with an A36 steel jacket and with a 40×40 cm reinforced concrete jacket, under identical loading conditions and combinations established by NEC-SE-DS.

The results showed that the original column does not meet the strength or ductility requirements demanded for two-story buildings, while the reinforced concrete jacketing increased the axial capacity and flexural strength, positioning the demands within the N–M interaction surface. On the other hand, the steel jacket produced a moderate increase in strength and lower ductility.

In conclusion, it is determined that reinforced concrete jacketing constitutes the most efficient technique for the rehabilitation of columns in residential buildings subjected to high seismic demands.

Keywords: *Structural strengthening, concrete encasing, metal jacket, ACI 562-21, NEC 15.*

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

El reforzamiento de elementos de hormigón armado es una estrategia utilizada para extender la durabilidad y garantizar la seguridad estructural frente a cargas sísmicas, deterioro o deficiencias de diseño. Autores como Farbák et al. (2025), destacan la importancia del análisis de la resistencia al cortante catalogándolo como un parámetro determinante para evaluar la eficacia del refuerzo considerando los criterios de una adecuada adherencia al añadir capas adicionales de concreto en elementos existentes en estructuras donde se ha aplicado esta técnica para rehabilitar las edificaciones (Maulana et al., 2025).

Existen numerosas edificaciones que presentan problemas estructurales y las principales causales que pueden repercutir en realizar una intervención de rehabilitación estructural son; estructuras erigidas en periodos pre normativos, construidas con mano de obra no calificada y el cambio en la ocupación de la edificación (Kolchunov et al., 2024).

Una técnica común para la rehabilitación de estructuras es el reforzamiento estructural, esta alternativa es eficaz para extender la vida útil de las edificaciones o adecuarlas a exigencias normativas actuales sin recurrir a la demolición o a cambio total de elementos estructurales (Gajdosova & Bilcik, 2013). En el presente trabajo investigativo se evaluarán dos técnicas populares de rehabilitación de columnas, el encamisado metálico y de concreto armado. Estas técnicas permiten mejorar la resistencia de los elementos que repercute en mejorar la seguridad y el desempeño estructural de la estructura ante eventos sísmicos.

El recubrimiento con hormigón armado consiste en aumentar la sección transversal de la columna mediante una nueva capa de concreto adicionando refuerzo longitudinal y transversal adicional. Esta técnica ofrece incrementos significativos en la resistencia axial y flexión, además mejora la rigidez y asegura el confinamiento (Blikhars'kyi & Obukh, 2018). Cabe recalcar que todo elemento de hormigón depende su resistencia en el correcto manejo de calidad de materiales y una adecuada ejecución. El encamisado metálico consiste en placas o perfiles de acero soldados alrededor de la columna, sin embargo, aunque mejora la capacidad

axial y la ductilidad de los elementos, requiere un tratamiento especial de los elementos en tratamiento anticorrosivo, al igual que la adherencia y los anclajes del concreto (Blikharsky et al., 2018).

En la ejecución práctica, la elección del método de reforzamiento a utilizar se basa en criterios de experiencia del profesional y mayormente en costos, los cuales varían dependiendo de la región, este estudio pretende brindar un análisis económico de ambas técnicas constructivas a utilizar; se modelan tres escenarios, Una columna original con una sección pequeña sometida a cargas mínimas, luego el análisis de esta sometida a cargas que simulen el cambio de la ocupación y de las cargas sobre la misma, para evaluar el reforzamiento con concreto y con armadura de acero, para el cuál se utiliza el Software Autodesk Robot Structural Analysis, aplicando los criterios normativos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) y el ACI 318-19.

El análisis económico se efectúa con el análisis de costos asociados a la implementación de cada técnica de rehabilitación y realiza el análisis costo – beneficio por el aumento de la resistencia de las columnas evaluadas en el software de simulación estructural.

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

El Ecuador es un país con altos niveles de sismicidad debido a su ubicación geográfica en el cinturón de fuego del pacífico (Wolf, 1892), los desastres naturales como el terremoto de Pedernales del 2016 permiten evidenciar el impacto social y económico que tiene la mala práctica constructiva, este terremoto destruyó alrededor de 7000 edificios y afecto a un sinnúmero de edificaciones en alrededor del país (Guerrero-Miranda & Luque González, 2021; PNUD Ecuador, 2016)

El nivel de daños debido a las intensidades de los sismos se cataloga como vulnerabilidad (Beauval et al., 2018; Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, 2023). Los informes técnicos y estudios relacionados evidenciaron que mayormente las edificaciones con afectaciones presentaban deficiencias constructivas, aquellas que después de un sismo registran colapsos y daños graves que invalidan el uso de la edificación son debido a la falla de uno o más elementos

de su estructura, la resistencia y la ductilidad de los elementos no soportaron las acción sísmica (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) & Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON), 2014).

Un escenario común es el aumento de pisos o el cambio de ocupación de la edificaciones, sin embargo las ciudades del país se erigen siguiendo patrones similares, las cuales aumentan la vulnerabilidad porque sus edificios carecen de asesoramiento profesional, métodos de construcción adecuados ante la utilización de prácticas artesanales y el uso de mano de obra no calificada (Yepez, 2017). Considerando que muchas edificaciones en ciudades ampliamente urbanizadas, el crecimiento y evolución de las edificaciones no debería ser una amenaza sino una actividad que debe ser ejecutada con responsabilidad siguiendo criterios técnicos y normativos (Cunalata Vásquez & Caiza Sánchez, 2022).

La investigación se puede encuadrar en la siguiente interrogante general: ¿Qué técnica de reforzamiento de columnas de concreto armado resulta más eficiente, desde el punto de vista estructural y económico como solución a edificaciones existentes?

1.2. ANTECEDENTES

La infraestructura de una ciudad no es un conjunto de estructuras inertes, sino un patrimonio constructivo vivo que está sujeto a una evolución forzada (Mota De Sá et al., 2025). Debido a que las normativas y estudios de cómo se comportan las estructuras se encuentran en constante evolución, por lo que los códigos pueden considerar no seguros construcciones que, si lo eran en su época de construcción, elementos estructurales de baja sección o incorrecto armado, en muchos casos, un "fósil" de una normativa obsoleta (Longobardi & Formisano, 2025). Esto se combina con el cambio de uso de los edificios, que aunque pudieron haber sido diseñados para uso residencial, al ubicarse en lugares de crecimiento exponencial se convierten en comercios, oficinas e industrias, esto altera las cargas muertas y vivas de la estructura, sumando a patologías comunes como carbonatación, corrosión y fisuración producto del ciclo de vida natural de los materiales (Grazuleviciute-Vileniske & Zmejauskaite, 2025).

Los sismos moderados a severos registrados en las últimas décadas evidencian daños en estructuras, cada evento sísmico revela con crudeza las deficiencias de diseño, construcción y mantenimiento acumuladas en el tiempo, transformándose en un laboratorio natural que evidencia los errores cometidos en la planificación urbana y estructural (Calvi et al., 2006).

En diversas ciudades latinoamericanas se ha demostrado que una proporción significativa del parque edificado no está preparada para responder adecuadamente a las demandas sísmicas impuestas por el contexto geotectónico del país. Factores como la falta de confinamiento transversal, el uso de secciones mínimas insuficientes, la ausencia de continuidad en la armadura, y el deterioro progresivo de los materiales comprometen la capacidad de disipar energía y la ductilidad estructural, aumentando el riesgo de colapso parcial o total (Liu et al., 2023).

El reforzamiento de estructuras de concreto armado ha sido objeto de estudio desde mediados del siglo XX, especialmente en países con alta actividad sísmica como Japón, Estados Unidos, Italia, Chile y México. Las experiencias derivadas de eventos sísmicos significativos; Kobe (1995), Chi-Chi (1999), Maule (2010) y México (2017); han impulsado el desarrollo de metodologías orientadas a la evaluación, reparación y rehabilitación de estructuras existentes.

Investigaciones clásicas de Park & Paulay (1975) y Priestley et al. (2007) establecieron los fundamentos del comportamiento inelástico y el confinamiento en elementos de concreto, demostrando que el refuerzo transversal y las técnicas de confinamiento externo mejoran sustancialmente la ductilidad y capacidad de disipación de energía. Posteriormente, estudios experimentales como los de Rodríguez & Park (1994) evidenciaron la eficacia del camisado metálico para aumentar la capacidad a cortante y la estabilidad de columnas existentes, minimizando el riesgo de pandeo del acero longitudinal.

Por otro lado, investigaciones más recientes de Calvi et al. (2006) y Tena-Colunga & González (2023) profundizan en la evaluación de vulnerabilidad sísmica y desempeño estructural bajo escenarios realistas, destacando la importancia de incorporar modelos no lineales y análisis basados en desempeño para la

rehabilitación de estructuras existentes. El ACI 562-21, junto con normas como ASCE/SEI 41-17 y Eurocode 8-3, representan hoy el estándar de referencia internacional para el diseño de refuerzos estructurales, enfatizando la necesidad de compatibilidad entre los materiales nuevos y existentes, y la verificación explícita del nivel de desempeño objetivo alcanzado tras la intervención (ACI Committee 562, 2021; American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017; European Committee for Standardization (CEN), 2005).

En el contexto ecuatoriano, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) estableció la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) como el marco reglamentario vigente para el diseño estructural y sísmico. Dicha norma, basada en criterios del ASCE 7-10 y el ACI 318-19, define requisitos de diseño de elementos de concreto armado (ACI Committee 318, 2019; American Society of Civil Engineers (ASCE), 2010; Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2015a).

Sin embargo, diversas evaluaciones realizadas tras los sismos de Pedernales en el año 2016 demostraron que gran parte de las edificaciones construidas antes de la NEC-15 no cumplen los niveles de desempeño sísmico exigidos actualmente, debido al uso de secciones mínimas reducidas, deficiente confinamiento y baja calidad de materiales. Investigaciones nacionales (Andrade, 2019; Benavides & Erazo, 2022; Villalba, 2021) han documentado que la rehabilitación estructural mediante encamisado con concreto es una práctica recurrente en edificaciones institucionales y de vivienda, aunque con variabilidad en su ejecución y control de calidad.

En los últimos años, algunas universidades e instituciones han promovido proyectos de investigación orientados al análisis comparativo de técnicas de reforzamiento, incorporando modelación numérica en ETABS, Robot Structural Analysis y OpenSees, así como la verificación de desempeño con base en los parámetros de la NEC-SE-DS y el ACI 562-21.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis General.

Existen diferencias significativas en el costo, tiempo de implementación e incremento de resistencia entre las técnicas de encamisado metálico y de hormigón armado para el refuerzo de columnas de baja sección.

1.3.2. Hipótesis específicas.

H.E.1.: El encamisado metálico (Técnica B) presentará un costo de implementación significativamente menor que el encamisado con hormigón armado (Técnica A) para el refuerzo de columnas de baja sección.

H.E.2: El encamisado metálico (Técnica B) requerirá un tiempo de implementación significativamente menor que el encamisado con hormigón armado (Técnica A) para el refuerzo de columnas de baja sección.

H.E.3: El encamisado con hormigón armado (Técnica A) proporcionará un incremento de resistencia axial y a flexo-compresión significativamente mayor que el encamisado metálico (Técnica B) para el refuerzo de columnas de baja sección.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General.

Comparar el desempeño, el costo y el tiempo de implementación de las técnicas de encamisado metálico y de hormigón armado para el refuerzo de columnas de baja sección, con el fin de determinar la viabilidad técnica y económica de cada alternativa.

1.4.2. Objetivos específicos.

O.E.1: Cuantificar los costos de implementación de ambas técnicas, desglosando los rubros de materiales, mano de obra y equipos, para verificar la diferencia económica entre ellas.

O.E.2: Medir los tiempos de ejecución de cada proceso constructivo, desde la preparación hasta la finalización, para evaluar la eficiencia temporal de cada técnica.

O.E.3: Evaluar y comparar el incremento de la capacidad estructural (resistencia axial y a flexo-compresión) que proporciona cada técnica de encamisado mediante análisis estructural.

1.5. ALCANCE

Con el fin de delimitar el trabajo investigativo bajo condiciones controladas y equivalentes, el estudio ha seleccionado una columna de hormigón armado "tipo" como caso de estudio, este representa un elemento estructural común encontrado en edificaciones existentes que requieren refuerzo, luego se aplicaran las soluciones para determinar los requerimientos de cada técnica de reforzamiento: encamisado metálico (Técnica A) y de hormigón armado (Técnica B). El alcance de esta investigación se limita a obtener el diseño estructural de lo cual derivarán costos y tiempo de implementación de cada variable.

1.6. VARIABLES

1.6.1. Variables independientes.

- Técnica de reforzamiento

1.6.2. Variables Dependientes

- Desempeño estructural
- Costo de implementación
- Tiempo de implementación

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. FUNDAMENTOS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

2.1.1. DISEÑO A COMPRESIÓN

De acuerdo con el ACI 318-19 (2019), el diseño de columnas fundamenta en su capacidad para resistir cargas axiales y a flexo-compresión. La capacidad nominal (P_n) y de diseño (ΦP_n) se determinan considerando factores como la resistencia del concreto (f_c), el esfuerzo de fluencia del acero (f_y), la cuantía de refuerzo (ρ) y los efectos de esbeltez ($k \cdot l/r$). Estos parámetros evalúan la eficiencia estructural de la columna bajo solicitaciones de compresión.

2.1.2. Mecanismos de Falla y Estados Límite

Como establece Wight (2016), las columnas pueden presentar modos de falla por compresión pura, balanceada, compresión frágil o tracción dúctil.

2.1.2.1. *Compresión Pura*

La compresión pura representa una condición teórica en la que un elemento estructural, como una columna, está sujeto únicamente a una carga axial centrada, sin la presencia de momentos flectores. En este estado ideal, la falla ocurre por el aplastamiento súbito del concreto al alcanzar su deformación máxima unitaria.

Mientras el acero de refuerzo fluye simultáneamente en compresión. Aunque rara vez se manifiesta en la práctica debido a las excentricidades accidentales inevitables, constituye un caso de referencia fundamental para el diseño según el ACI 318-19.

2.1.2.2. *Falla Balanceada*

La condición balanceada define el punto de transición crítico en el diseño de elementos a flexo-compresión. Según Wight (2016), este estado ocurre cuando la fibra extrema de concreto en compresión alcanza su deformación máxima de 0.003 al mismo tiempo que el acero de refuerzo en tracción llega a su deformación de fluencia.

Este equilibrio delimita la frontera entre el comportamiento dúctil y frágil, estableciendo la cuantía de acero balanceada (ρ_b) como parámetro esencial para garantizar la ductilidad requerida en zonas sísmicas.

2.1.2.3. *Falla por Compresión (Frágil)*

La falla por compresión, de naturaleza frágil y potencialmente catastrófica, se manifiesta en columnas con alta carga axial y limitada excentricidad. Wight (2016) explica que en estos casos el concreto se colapsa abruptamente al alcanzar su deformación máxima, antes de que el acero en tracción pueda fluir, eliminando la capacidad de disipación de energía.

Este modo de falla, característico de elementos sobre-reforzados, es particularmente peligroso en regiones sísmicas pues ocurre sin previo aviso, imposibilitando la redistribución de esfuerzos y comprometiendo la estabilidad global de la estructura.

2.1.2.4. *Falla por Tracción (Dúctil)*

La falla por tracción representa el mecanismo de colapso deseable en el diseño sismo-resistente moderno. Como describe Wight (2016), este comportamiento dúctil se caracteriza por la fluencia progresiva del acero de refuerzo en tracción antes del agotamiento de la capacidad del concreto, permitiendo deformaciones significativas y la formación de rótulas plásticas.

Este proceso, acompañado de grietas visibles y amplios desplazamientos, proporciona una clara advertencia estructural que facilita la redistribución de energía sísmica y garantiza la seguridad ocupacional mediante un colapso controlado y progresivo. La ductilidad es determinante en el comportamiento sísmico, donde una falla dúctil permite redistribución de esfuerzos y previene el colapso súbito de la estructura.

2.2. CAUSAS DE DETERIORO

De acuerdo con Bustamante (2010) las causas principales del deterioro estructural surgen de errores en diseño o construcción, cambios de uso que incrementan cargas, efectos sísmicos no previstos y corrosión del acero. Estas patologías comprometen la capacidad resistente y justifican la intervención mediante técnicas de reforzamiento.

2.3. REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL

La rehabilitación estructural de elementos de hormigón armado comprende un conjunto de intervenciones técnicas destinadas a restaurar, mejorar o garantizar la capacidad portante, la funcionalidad y la durabilidad de estructuras existentes que han visto mermadas sus condiciones originales debido a patologías, sobrecargas o cambios de uso (Fardis, 2009).

A diferencia del simple mantenimiento, este proceso implica, según el Comité Eurointernacional del Hormigón (1993), "un conjunto de acciones para llevar la estructura a un nivel de desempeño equivalente o superior al originalmente proyectado". La selección de la técnica de intervención se fundamenta en un diagnóstico preciso de las causas del deterioro y en los requisitos de desempeño estructural exigidos.

Entre las metodologías de rehabilitación más empleadas se encuentran los encamisados de hormigón armado o metálicos, la aplicación de materiales compuestos de matriz polimérica (FRP) y el uso de morteros tixotrópicos de reparación. La elección de un mortero estructural, por ejemplo, se rige por

normativas específicas que clasifican su idoneidad; la norma EN 1504-3 establece clases como R3 y R4 para definir las características reológicas, adhesivas y de resistencia requeridas en función de la aplicación (European Committee for Standardization, 2005). La efectividad de cualquier técnica depende de una correcta diagnosis, una ejecución especializada y de la compatibilidad de los nuevos materiales con el sustrato existente.

2.3.1. Diferencia entre reparación, reforzamiento y rehabilitación

Tabla 1

Diferencia entre reforzamiento y rehabilitación.

Concepto	Definición	Métodos/Técnicas comunes
Reparación	La reparación estructural es el conjunto de técnicas y procedimientos utilizados para restaurar o mejorar la capacidad de carga de elementos estructurales de una construcción (<i>Guía de soluciones accesibles para espacios públicos y viviendas</i> , 2018)	Relleno de fisuras, sellado de grietas, morteros de reparación, inyecciones epóxicas.
Reforzamiento	El reforzamiento estructural es el proceso de mejorar la resistencia, estabilidad y seguridad de una edificación existente. Según Teiser (2024), "el reforzamiento estructural es el proceso de mejorar la resistencia, estabilidad y seguridad de una edificación existente"	Camisas metálicas, fibras de carbono, refuerzo con acero adicional, jacketing, refuerzo con FRP (Fiber Reinforced Polymer).
Rehabilitación	Según Horlasa (2020), "la rehabilitación estructural busca eliminar esas importantes afecciones que aparecen en ocasiones en los inmuebles, tales como fisuras, grietas, deformaciones, erosiones."	Combinación de reparación y reforzamiento; encapsulado de columnas, refuerzo integral, protección anticorrosiva.

Nota: obtenido de: Manual de Reparaciones y Refuerzos Estructurales, 2018. csustentable.minvu.gob.cl, Teiser, 2024. jezaconstrucciones.com y Horlasa, 2020. horlasa.com

2.4. VIDA ÚTIL Y SOSTENIBILIDAD DE ESTRUCTURAS REHABILITADAS

La vida útil de una estructura se define como el período durante el cual ésta puede cumplir con su función sin necesidad de reparaciones mayores. La rehabilitación estructural no solo extiende la vida útil de las columnas y otros elementos de concreto, sino que también promueve la sostenibilidad, al reducir la necesidad de demolición y construcción de nuevos elementos (Bertolini et al., 2013; A. M. Neville, 2012).

Según el Manual de Reparaciones y Refuerzos Estructurales (2018), "una intervención estructural oportuna y adecuada puede aumentar significativamente la durabilidad y funcionalidad de las estructuras existentes, optimizando recursos económicos y reduciendo el impacto ambiental"

2.5. NORMATIVA APLICABLE A LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

La normativa establece criterios y procedimientos estandarizados para evaluar, reparar y reforzar estructuras de concreto. Su objetivo es garantizar la seguridad, durabilidad y funcionalidad de las edificaciones rehabilitadas. El cumplimiento normativo asegura que los métodos de reparación y refuerzo sean confiables y consistentes con las mejores prácticas.

2.5.1. Norma NEC-SE-HA

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HA (2015), en su Capítulo 14 "Refuerzo y Reparación", establece los lineamientos técnicos obligatorios para la intervención de estructuras de hormigón armado en Ecuador. Este documento define los requisitos de diseño, preparación de superficies, especificaciones de materiales y criterios de control de calidad para garantizar la efectividad de las reparaciones y refuerzos estructurales.

La norma enfatiza la compatibilidad entre materiales existentes y nuevos, así como la verificación de la capacidad estructural resultante mediante métodos avalados por análisis técnicos (NEC, 2015).

2.5.2. Norma ACI 562

El estándar ACI 562 "Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings" complementa la normativa ecuatoriana al proporcionar metodologías detalladas para la evaluación, diseño y ejecución de reparaciones estructurales, esta normativa desarrollada por el Instituto de Concreto Americano (2019) incluye protocolos para diagnosticar patologías, seleccionar materiales de reparación y calcular la capacidad residual de elementos dañados, integrando factores de seguridad y durabilidad en condiciones ambientales específicas.

2.6. ENCAMISADO METÁLICO

El encamisado metálico es una técnica de reforzamiento estructural que consiste en confinar una columna de concreto existente mediante una envoltura o camisa de placas de acero, las cuales se unen típicamente con soldadura para formar una sección tubular continua que rodea al elemento original. Este sistema funciona aplicando un estado de confinamiento triaxial al núcleo de concreto, lo que incrementa significativamente su resistencia a compresión y, sobre todo, su ductilidad, según el principio establecido por Richart et al. (1928).

La eficacia del método radica en que la placa de acero, al actuar a tensión, ejerce una presión lateral constante sobre el concreto, evitando su expansión y aplastamiento prematuro. De acuerdo con el AISC 360-16, este procedimiento ofrece ventajas constructivas notables por ser un sistema rápido de ejecución "en seco" que minimiza la invasión en el espacio útil, aunque requiere de protecciones específicas contra el fuego y la corrosión para garantizar su durabilidad a largo plazo.

2.6.1.1. Camisas continuas con placas de acero:

Se conforman mediante cuatro placas planas colocadas en las caras de la columna y unidas en las esquinas por cordones de soldadura. Son efectivas para mejorar la resistencia a corte y proporcionar confinamiento.

2.6.1.2. Camisas tubulares cerradas:

Se utilizan perfiles huecos estructurales (HSS) o tubos de acero que rodean la sección a reforzar. Proporcionan un confinamiento uniforme y mejoran notablemente la ductilidad de la columna.

2.6.1.3. Camisas parciales o “jackets” en U o L:

Aplicadas cuando existen restricciones de acceso, permiten reforzar solo parte de la sección. Su efectividad es menor, pero son útiles en intervenciones arquitectónicamente condicionadas.

2.6.2. Procedimiento constructivo

El proceso de instalación de camisas metálicas requiere precisión para garantizar la correcta transferencia de esfuerzos. Las etapas principales son:

- Preparación del sustrato: Limpieza de la superficie de concreto, eliminación de recubrimientos dañados y verificación de la geometría de la columna.
- Colocación de conectores: Perforación e instalación de pernos o varillas de anclaje que aseguren el acoplamiento mecánico entre la camisa y el núcleo de concreto.
- Montaje de la camisa metálica: Ensamblaje de placas o perfiles alrededor de la columna, con soldadura en esquinas y fijación a los conectores.
- Rigidización: Inclusión de ángulos o planchas adicionales para evitar el pandeo local de las placas.

- Protección superficial: Aplicación de recubrimientos anticorrosivos o morteros de protección en el contacto con el ambiente.

2.6.3. Comportamiento estructural

El refuerzo con camisas metálicas modifica el comportamiento estructural de la columna de la siguiente manera:

- Incremento de resistencia a compresión: El confinamiento producido por la camisa permite que el concreto desarrolle mayores deformaciones antes del aplastamiento, aumentando la capacidad axial.
- Aumento de capacidad a cortante: Las placas metálicas, trabajando junto con los conectores, absorben parte de los esfuerzos cortantes, evitando la aparición de fallas frágiles por grietas diagonales.
- Mejora de la ductilidad: El confinamiento incrementa la deformación última del concreto y retarda el pandeo de las barras longitudinales, aumentando la rotación plástica disponible.
- Posible aporte a flexión: En configuraciones cerradas y adecuadamente ancladas, la camisa puede participar en la resistencia flexional, aunque el diseño debe considerar interacción sección compuesta.

2.6.3.1. Ventajas:

- Ejecución relativamente rápida y en seco, sin necesidad de colados.
- Incremento significativo de capacidad a cortante y confinamiento del núcleo.
- Bajo incremento dimensional respecto al encamisado de concreto.
- Aplicable en estructuras en servicio, con menor afectación operativa.

2.6.3.2. Desventajas:

- Alta demanda de mano de obra calificada en soldadura.
- Riesgo de corrosión del acero si no se garantiza un sistema protector eficaz.
- Posibilidad de pandeo local de placas si no se incluyen rigidizadores adecuados.
- En algunos casos, costo elevado del acero en comparación con otras técnicas.

2.6.3.3. Durabilidad y protección anticorrosiva

La durabilidad de un refuerzo con camisas metálicas depende en gran medida de la protección frente a la corrosión. Dado que el acero queda expuesto a ambientes potencialmente agresivos, es necesario aplicar medidas como:

- Recubrimientos epóxicos o galvanizado en caliente para las placas.
- Sellado de juntas y bordes de soldadura para impedir la entrada de humedad.
- Aplicación de pinturas anticorrosivas de alto desempeño.
- En ambientes marinos o industriales, considerar además el uso de sistemas de doble protección (galvanizado + pintura).
- En estructuras críticas, aplicar revestimientos con morteros protectores o recubrimientos cementicios para aumentar la durabilidad.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. Tipo de investigación:

El tipo de investigación es de tipo aplicada al aplicar métodos analíticos y de modelación estructural para comparar dos técnicas de reforzamiento con el propósito de determinar cuál ofrece un mejor desempeño estructural y económico en edificaciones existentes.

3.1.2. Nivel de investigación

El estudio se enmarca en un nivel explicativo, busca identificar las causas y relaciones entre las variables explicando los motivos de que una técnica pueda resultar más eficiente que otra en determinadas condiciones de carga.

3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. Método de investigación

El método empleado es de tipo cuantitativo-comparativo, se sustenta en la modelación estructural mediante software especializado Robot Structural Analysis y el análisis económico obtenido con precios referenciales de la Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON) y determinación de precios unitarios de construcción por APUs.

3.2.2. Enfoque de investigación

El enfoque cuantitativo se apoya en la obtención y análisis de datos numéricos provenientes de los modelos generados obteniendo valores numéricos medibles.

3.2.3. Diseño de investigación

El alcance del trabajo investigativo causa que el diseño sea experimental bajo simulaciones en software desarrollándose en un entorno computacionales controlado.

3.3. POBLACIÓN MUESTRA Y MUESTREO

3.3.1. Población y Muestra

La población bajo estudio comprende residencias ubicadas en la provincia de Santa Elena que presentan capacidad portante insuficiente según la NEC-15 y requieren refuerzo estructural.

La muestra consiste en una columna tipo con las características definatorias de la población: sección de $0,20\text{ m} \times 0,20\text{ m}$, altura libre de $2,90\text{ m}$, concreto $f'c=21\text{ MPa}$ y acero Grado 60. Esta fue seleccionada por representar un caso crítico y frecuente en la práctica local donde la intervención estructural es necesaria.

3.3.2. Técnica de Muestreo.

Se empleó un muestreo no probabilístico intencional, de tipo caso crítico. La selección se basó en la dimensión representativa de columnas que comúnmente requieren refuerzo, estandarizar materiales que son ampliamente utilizados en el sector de la construcción de viviendas con el propósito de aplicar un análisis controlado y comparativo entre ambas técnicas de encamisado bajo condiciones iniciales idénticas.

3.4. DETERMINACIÓN DE LA CARGA ÚLTIMA EN COLUMNAS.

Para determinar la carga ultima a la que se somete la columna tipo utilizaremos dos estados de estudio: Solicitación A: Residencial - un solo nivel y Solicitación B: Residencial - dos niveles. En ambos se mantienen las mismas configuraciones

estructurales y varían las cargas de servicio que inciden en cambios en la carga última para las columnas.

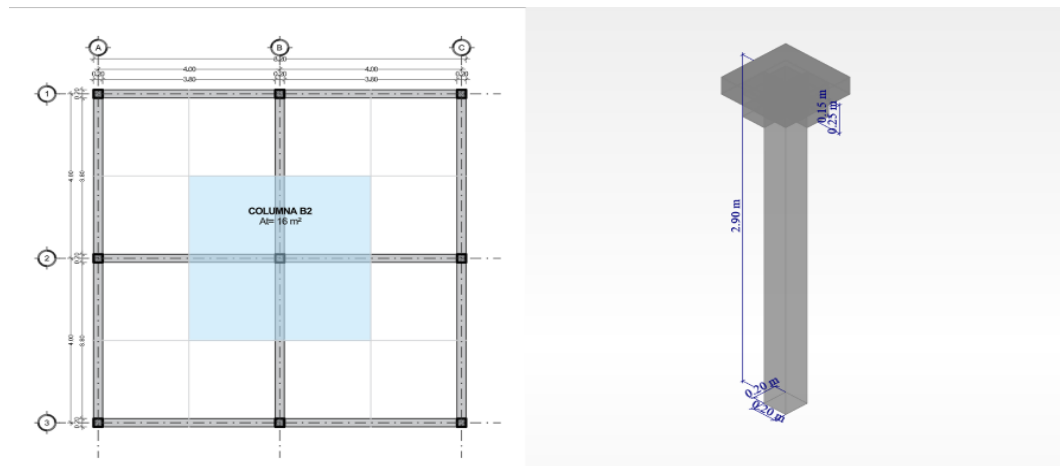
3.4.1. Configuración estructural

3.4.1.1. Área tributaria:

Usando como referencia un portico típico con tres columnas distribuidas en cada eje cada 4 metros siguiendo las medidas reglamentarias para el análisis simplificado indicadas por la normativa “Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) & Cámara de la Industria de la Construcción (CAMICON), 2014), el motivo de esta elección de diseño es que en la construcción empírica se utilizan estas medidas de vanos como “limites”; bajo estos parámetros se elige para el análisis la columna central con un área tributaria de 16m^2 y una altura libre de 2,90 m.

Figura 1

Configuración geométrica de columna de estudio.



Nota: datos de etabs.

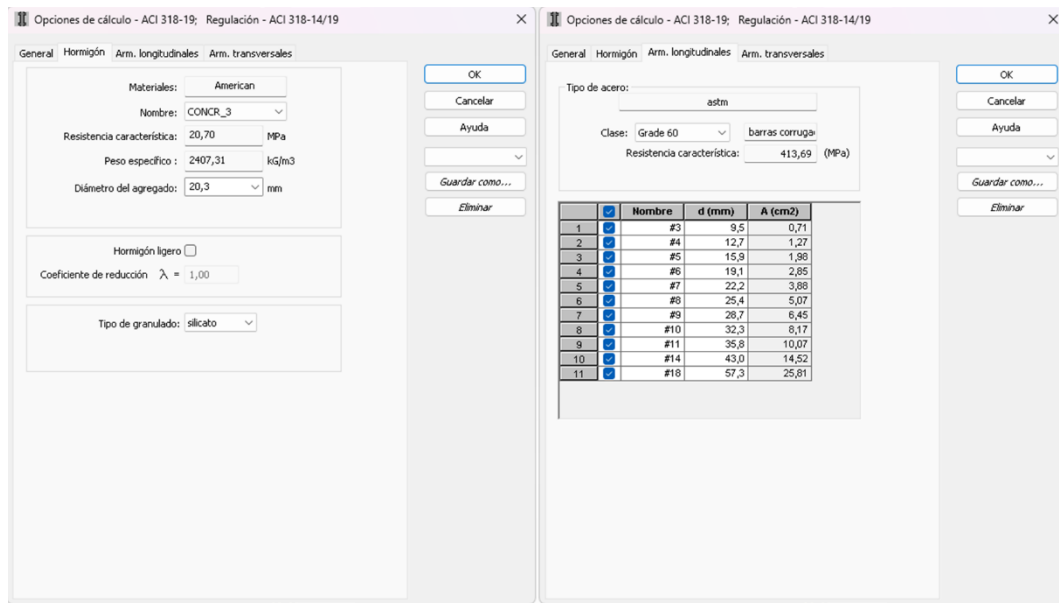
3.4.1.2. Materiales:

La selección de materiales responde a valores usados típicamente en la construcción en hormigón armado para uso residencial y en catálogos de elementos de acero comercializados en Ecuador.

- Hormigón: Hormigón armado con $f'_c = 20,70 \text{ MPa}$
- Acero: armaduras longitudinales corresponden a $f_y = 413.69 \text{ MPa}$

Figura 2

Determinación de materiales Acorde a regulación ACI 318-14-19.



Nota. Obtenido de Autodesk Robot Structural Analysis.

3.4.1.3. Ubicación geográfica y condiciones ambientales.

El caso de estudio se ubicará en la provincia de Santa Elena, con una vivienda ubicada en el litoral costero, la vivienda tiene un periodo de construcción de 3 años, actualmente se plantea la construcción de un segundo piso. En la Tabla 2 describe el tipo de ambiente o el Exposure Class según normas internacionales (principalmente EN 1992-1-1 Eurocódigo 2), sirven para definir el nivel de agresividad ambiental que afecta al concreto y al acero. Estas categorías son útiles para: ajustar recubrimientos mínimos, ajustar durabilidad y vida útil y revisar requisitos de corrosión y fisuración

Tabla 2*Clasificaciones acorde a condiciones ambientales acorde a ACI.*

Clase	Descripción	Condiciones del ambiente	Riesgo de corrosión / agresividad	Ejemplos de aplicación
S0	Ambiente interior seco	Humedad relativa baja, sin exposición al agua	Muy bajo	Oficinas, interiores secos
S1	Ambiente interior ligeramente húmedo	Humedad moderada, ventilado	Bajo	Viviendas interiores, pasillos
S2	Ambiente húmedo	Exposición frecuente a humedad o lluvia	Medio	Columnas exteriores de vivienda
S3	Ambiente muy húmedo	Alta humedad permanente	Alto	Baños públicos, plantas industriales húmedas
F0	Sin requerimiento de resistencia al fuego	No se exige protección especial	—	Elementos sin requerimiento de diseño al fuego
F1	Resistencia moderada al fuego	Temperaturas elevadas ocasionales	Medio	Edificios residenciales comunes
F2	Alta exposición al fuego	Riesgo severo, cargas térmicas altas	Alto	Estacionamientos, cocinas industriales
F3	Exposición extrema al fuego	Condiciones extremas, gran carga térmica	Muy alto	Industrias, bodegas inflamables
W0	Sin ataque por congelación	No hay ciclos de hielo-deshielo	—	Ecuador, zonas tropicales
W1	Exposición moderada a congelación	Pocas heladas al año	Moderado	Regiones frías (no aplica Ecuador)
C0	Sin exposición química	No hay cloruros ni agentes agresivos	Bajo	Interiores secos de hormigón
C1	Exposición química moderada	Cloruros en aire, humedad alta	Medio–alto	Zonas costeras (≤ 1 km del mar)
C2	Exposición química severa	Cloruros intensos o químicos industriales	Muy alto	Obras marítimas, muelles, industrias químicas

Nota: obtenido de la norma.

3.5. Determinación de cargas de servicio.

3.5.1. Carga muerta:

Los valores para definir la carga muerta se tomaron de la Tabla 8. NEC-SE-CG Cargas (no sísmicas), se toman valores típicos en viviendas y se calcula el valor final de carga muerta por m² de construcción.

La **Tabla 2**, describe las cargas originales de la estructura considerando que originalmente la edificación se diseñó acorde a la Norma Ecuatoriana de la Construcción con la GUÍA NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m. **La Tabla 3**, describe las cargas a la que sería sometida la vivienda añadiendo un segundo piso con losas.

Tabla 3

Parámetros de carga muerta – Residencial un solo nivel.

ELEMENTO	VALOR NEC	CÁLCULO	kN/m ²
Losa de entrepiso (H°A°)	24 kN/m ³	0.12 m × 24	2.88
Contrapiso de hormigón simple (4 cm)	0.22 kN/m ² · cm	4 × 0.22	0.88
Piso cerámico (1 cm)	0.20 kN/m ² · cm	1 × 0.20	0.20
Cielo raso de yeso sobre listones	valor directo	—	0.20
Bloque hueco de hormigón (12 cm)	12 kN/m ³	0.12 m × 12	1.44
Revoque de mortero (3 cm totales)	18 kN/m ³	0.03 m × 18	0.54
Instalaciones sanitarias, eléctricas y fijas	valor estimado	0.30 - 0.50	0.40
TOTAL			6.54

Tabla 4*Parámetros de carga muerta – Residencial remodelación.*

ELEMENTO	VALOR NEC	CÁLCULO	kN/m²
Primer piso			
Viga HA	24 kN/m ³	0,25 m x 0,20 m x 24	1,20
Columna HA	24 kN/m ³	0,25 m x 0,25 m x 24	1,50
Losa de entrepiso HA	24 kN/m ³	0.15 m × 24	3,60
Contrapiso de hormigón simple (8 cm)	0.22 kN/m ² · cm	8 × 0.22	1,76
Piso cerámico (1 cm)	0.20 kN/m ² · cm	1 × 0.20	0,20
Cielo raso de yeso sobre listones	valor directo	—	0,20
Bloque hueco de hormigón (12 cm)	12 kN/m ³	0.12 m × 12	1,44
Revoque de mortero (3 cm totales)	18 kN/m ³	0.03 m × 18	0,54
Instalaciones sanitarias, eléctricas y fijas	valor estimado	0.30 - 0.50	0,50
Segundo piso			
Viga HA	24 kN/m ³	0,25 m x 0,20 m x 24	1,2
Columna HA	24 kN/m ³	0,20 m x 0,20 m x 24	0,96
Losa de entrepiso HA	24 kN/m ³	0.12 m × 24	3,60
Contrapiso de hormigón simple (4 cm)	0.22 kN/m ² · cm	4 × 0.22	0,88
Piso cerámico (1 cm)	0.20 kN/m ² · cm	1 × 0.20	0,20
Cielo raso de yeso sobre listones	valor directo	—	0,20
Bloque hueco de hormigón (12 cm)	12 kN/m ³	0.12 m × 12	1,44
Revoque de mortero (3 cm totales)	18 kN/m ³	0.03 m × 18	0,54
Instalaciones sanitarias, eléctricas y fijas	valor estimado	0.30 - 0.50	0,50
Cubierta accesible	Valor estimado	5.20	5.20
TOTAL			20.22

3.5.2. Carga viva (L)

Los valores para definir la carga viva se tomaron de la Tabla 9 – Sobrecargas Mínimas Distribuidas y Cargas Concentradas de NEC-SE-CG Cargas (no sísmicas). La **Tabla 5**, describe las cargas vivas originales de la estructura considerando. La **Tabla 6**, describe las cargas a la que sería sometida la vivienda añadiendo un segundo piso con una cubierta losa accesible.

Tabla 5

Parámetros de carga viva – Residencial un solo nivel.

USO	kN/m ²
Residencial	2.00
Cubiertas no transitables	0.70
TOTAL	2.70

Tabla 6

Parámetros de carga viva – Residencial dos niveles.

USO	kN/m ²
Residencial (Piso 1)	2.00
Residencial (Piso 2)	2.00
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	2.00
TOTAL	6.00

3.5.3. Espectro sísmico de diseño Periodo Fundamental y Cortante basal.

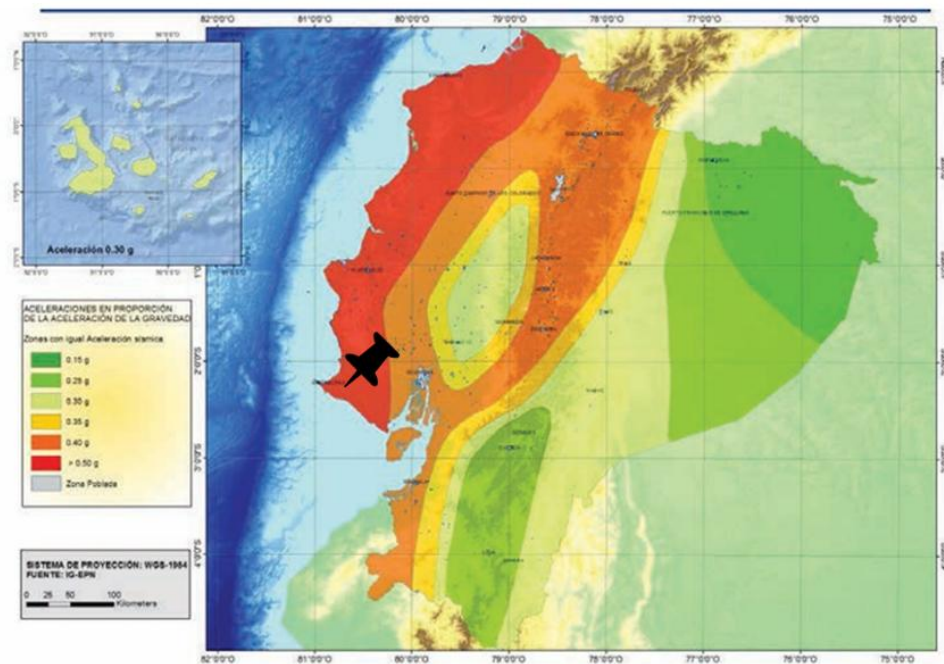
Para la determinación de estos factores se utilizaron los parámetros definidos en el capítulo Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la construcción 2015 y los recomendados en la Guía de evaluación y rehabilitación de estructuras basadas en la normativa nacional vigente.

3.5.3.1. Zona sísmica

La Norma Ecuatoriana de la construcción ubica a diversas localidades de la provincia de Santa Elena con un valor $Z=0.50$ lo que caracteriza a la población como una zona de sismicidad tipo VI o “muy alta”.

Figura 3

Zonas sísmica de propósito de diseño.



Nota. Obtenido de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Peligro Sísmico - Diseño sísmo resistente.

3.5.3.2. Tipo de suelo y Coeficientes de Sitio.

El modelo utiliza un suelo de tipo D acorde a los manuales de evaluación estructural del (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) & Secretaría de Gestión de Riesgos, 2016), y se obtienen los siguientes coeficientes de sitio.

- $F_a = 1.12$

Tabla 7*Tipo de suelo y factores de sitio Fa.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.30	IV 0.35	V 0.40	VI ≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. obtenido de Tabla 3. Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto de la NEC SE DS Peligro sísmico.

- $F_d = 1.11$

Tabla 8.*Tipo de suelo y factores de sitio Fd.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.30	IV 0.35	V 0.40	VI ≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.6.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. obtenido de Tabla 3. Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca de la NEC SE DS Peligro sísmico.

- $F_s = 1.40$.

Tabla 9*Tipo de suelo y factores de sitio Fs.*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.6.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. obtenido de Tabla 3. Fs: comportamiento no lineal de los suelos de la NEC SE DS Peligro sísmico.

3.5.3.3. Factor espectral

Para la región costa con excepción de Esmeraldas, se utiliza un factor espectral $\eta = 1.8$

Tabla 10*Valores de la razón espectral.*

η	REGIÓN
1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2.60	Provincias del Oriente

Nota. “Valores de la razón espectral” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

3.5.3.4. Factor de importancia

El uso residencial de la estructura lo ubica en categoría “Otras estructuras” con un Coeficiente I=1.00 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Tabla 11*Categoría de utilización, propósito e importancia de la estructura.*

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de emergencia sanitaria, instalaciones de seguridad pública, torres de control aéreo, centros de telecomunicaciones, estructuras eléctricas, depósitos de sustancias anti-incendio o peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros que alberguen >300 personas, estructuras que alberguen >5000 personas, edificios públicos de operación continua.	1.3
Otras estructuras	Edificaciones que no clasifican en las categorías anteriores.	1

*Nota. Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p. 39).***3.5.3.5. Sistema estructural R**

Los valores R difieren en normativas locales e internacionales, la ASCE 7 basa los factores en desempeño y ductilidad típicos en Estados Unidos mientras que la NEC permite usar R siempre que se cumpla el detallado sísmico correspondiente y brinda lineamientos cuando se usan sistemas de ductilidad limitada). En nuestro caso de estudio la NEC cataloga con un factor $R = 3.00$ lo cual encaja con “Pórtico ordinario de H.A. (OMF)” con un factor $R = 3.00$.

3.5.3.6. Irregularidad en planta y elevación.

El modelo es regular tanto en planta como en elevación

3.5.3.7. Peso Sísmico Efectivo

El factor W es el peso sísmico efectivo o peso total para el análisis sísmico de la estructura, el cual se obtiene de la suma de las cargas muertas y vivas,

acorde a los lineamientos de diversos manuales se toma porcentualmente el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, suponiendo un pórtico de lo que equivale a:

Tabla 12

Peso de la estructura.

Story	Output Case	Location	P	D
			kg	PP+CM
Story3	CM	Bottom	43136	
Story3	D	Bottom	55078.92	55078.92
Story3	L	Bottom	12800	
Story2	CM	Bottom	86272	
Story2	D	Bottom	110157.83	55078.91
Story2	L	Bottom	25600	
Story1	CM	Bottom	129408	
Story1	D	Bottom	165236.75	55078.92
Story1	L	Bottom	38400	

PESO SISMICO			
Por piso	D(ton)	25% L(ton)	W
4			
3	55.07892	3.2	58.27892
2	55.07891	3.2	58.27891
1	55.07892	3.2	58.27892
		D. Total	174.83675

3.5.3.8. Cortante basal

Para períodos cortos en la NEC la ordenada del espectro elástico se construye con Z , el coeficiente de sitio (F_a), el factor η de región y el parámetro r . Con los valores obtenidos en cálculos anteriores:

$$T_0 = 0.1 \cdot (1.11/1.12) = 0.1 \cdot 0.991 = 0.099 \text{ s}$$

$$T_s = 1.11/1.12 = 0.991 \text{ s}$$

$$T^L = 3.0 \text{ s (Valor típico para Ecuador)}$$

Para el método estático, la NEC permite estimar el período como:

$$T_a = 0.055 \times (5.80)^{0.9} = 0.055 \cdot 4.70 = 0.259 \text{ s}$$

Debido a que ambos períodos (0.136s y 0.259s) caen en el rango 2 del espectro:

$$T_0 < T \leq T_s \quad (0.099 \text{ s} < T \leq 0.991 \text{ s})$$

$$S_\alpha(T) \approx \eta \cdot Z \cdot F_a$$

$$S_\alpha(T) \approx 1.8 \cdot 0.5 \cdot 1.12 = 1.008 \text{ g}$$

El cortante basal de diseño para el método estático equivalente se toma como:

$$V = \frac{I \cdot S_\alpha}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} W$$

Donde:

W =Carga reactiva

I = Factor de importancia

S_α = Aceleración espectral

ϕ_p = Factor de configuración estructural en planta

ϕ_e = Factor de configuración estructural en elevación

$$V = \frac{I \cdot S_\alpha}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} W = \frac{1 \cdot 1.008}{8 \cdot 1 \cdot 1} W = 22.03 \text{ TON}$$

La distribución de la cortante basal entre los elementos verticales se realiza de acuerdo con lo establecido en la NEC-15 SE-DS Sección 6.4.2, que indica la distribución proporcional a la rigidez de cada elemento (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017; Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2015). Para el análisis simplificado, se emplea el método del pórtico equivalente, donde la fuerza sísmica total se distribuye primero entre los pórticos paralelos a la dirección de análisis, y posteriormente dentro de cada pórtico según la rigidez relativa de sus columnas (Chopra, 2012; Paulay & Priestley, 1992). En el pórtico típico analizado, compuesto por tres columnas, se asume una distribución del para

columnas exterior-central-exterior, respectivamente, lo que representa una aproximación conservadora de la distribución real por rigideces.

Tabla 13

Cortante basal.

PISO	h_i	ω_i	$\omega_i * (h_i)^k$	$\frac{\omega_i * (h_i)^k}{\sum \omega_i * (h_i)^k}$	F_i	V	$0.3*V$	
3	9	58.27892	1257.600	0.56	12.358	12.358	3.707	ton
2	6	58.27891	713.455	0.32	7.011	19.369	5.811	ton
1	3	58.27892	270.724	0.12	2.660	22.029	6.609	ton

3.5.4. Combinaciones de Carga acorde a NEC SE-C.4.

Para el estado último se aplican combinaciones de carga de la Sección C.4.1:

- Combinación 1 (Dominante Carga Vertical):

$$U = 1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L$$

Donde:

U = Carga o Solicitación Última

D = Carga muerta

L = Carga viva

$$U = 1.4 \cdot D + 1.7 \cdot L$$

- Combinación 2 (Incluye Sismo)

$$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L + 1.0 E$$

Donde:

U = Carga o Solicitación Última

D = Carga muerta

L = Carga viva

E = Efectos de las fuerzas sísmicas

$$U = 1.2 \cdot D + 1.0 \cdot L + 1.0 E$$

Reemplazando los datos de nuestro caso de estudio, la ecuación que gobierna es el que brinde el resultado mayor:

$$U1 = 1.4(1725.17) + 1.7(470.68) = 327.88 \text{ TON}$$

$$U_2 = 1.2(1725.17) + 1.0(470.68) + 204.33 = 279.94 \text{ TON}$$

Comparando ambas solicitaciones, la combinación que gobierna es U_1 , al producir la mayor carga de diseño. Este valor se emplea posteriormente en la verificación estructural y en la estimación de las demandas internas en los elementos críticos.

3.6. ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

La vivienda analizada se ubica en el **cantón Salinas**, provincia de Santa Elena, una zona clasificada por la **NEC-15** dentro de la categoría de sismicidad **muy alta (Z = 0.50)**. La edificación cuenta con aproximadamente tres años de construcción y, de acuerdo con la inspección realizada y los planos arquitectónicos y estructurales disponibles, el sistema estructural original está conformado por pórticos de hormigón armado de dimensiones reducidas, típicos de construcciones residenciales de baja altura en zonas costeras.

3.6.1. Geometría

La columna objeto de evaluación corresponde al elemento COLUMNA FB2, perteneciente al pórtico central de la edificación. Sus dimensiones y condiciones geométricas fueron ingresadas en el software Autodesk Robot Structural Analysis, replicando fielmente las características de la estructura original. En la Figura 3 se presenta la configuración geométrica de la columna, cuyas dimensiones se detallan a continuación:

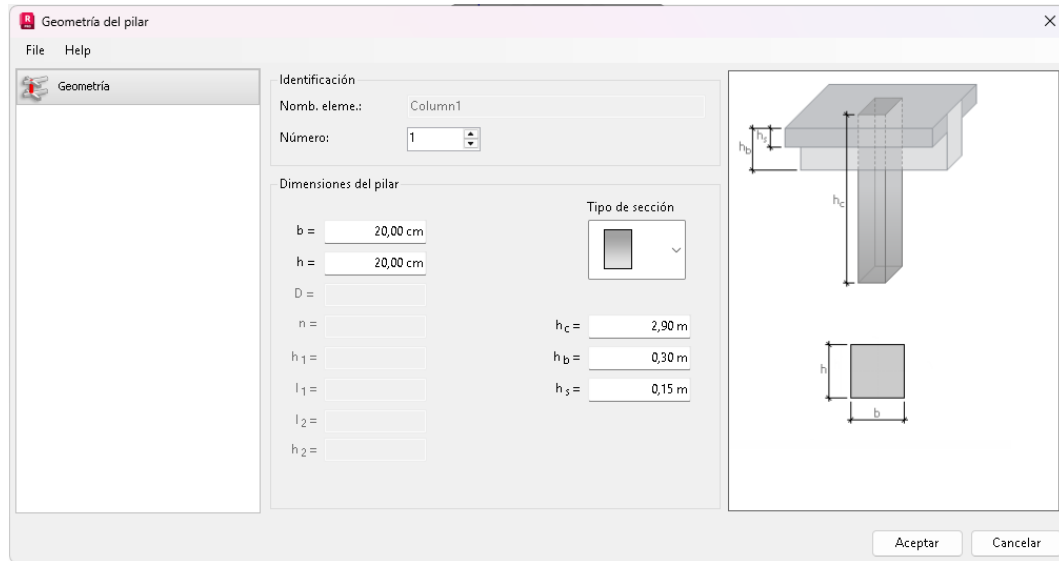
Tabla 14

Parámetros geométricos de la columna.

Parámetro	Símbolo	Valor
Ancho de la sección transversal	b	20 cm
Altura de la sección transversal	h	20 cm
Altura libre del elemento	h_a	2.90 m
Espesor de la losa superior	h_s	0.15 m
Altura del sobrecimiento o viga de cimentación	h_b	0.30 m

Figura 4

Geometría del pilar.



Nota: obtenido de software.

La geometría levantada evidencia que la columna pertenece a un sistema estructural de baja rigidez, debido a su esbeltez y a la reducida sección transversal original (20 × 20 cm). Este tipo de configuración es común en edificaciones residenciales cuando solo se proyecta un nivel.

La caracterización geométrica constituye el primer paso para la evaluación estructural, ya que determina la rigidez inicial del elemento, sus longitudes de pandeo y las propiedades necesarias para el análisis de cargas axiales y de flexo-compresión considerados en la presente investigación.

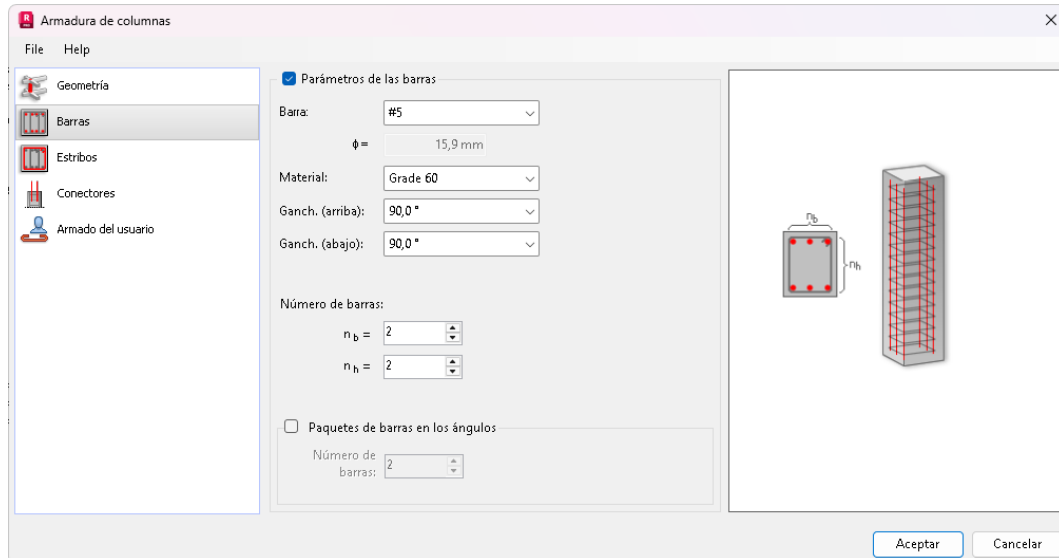
3.6.2. Armado longitudinal y transversal de la columna existente.

El modelo de la columna original se definió en **Autodesk Robot Structural Analysis** de acuerdo con el armado observado en la edificación y las especificaciones usuales para hormigón armado en viviendas de baja altura. En la **Figura 4.** se muestra la configuración del armado longitudinal. La sección transversal de 20 × 20 cm se dispone con **cuatro barras #4** ($\phi = 12,7$ mm), de acero **Grade 60**, ubicadas en las esquinas de la sección, con ganchos superiores e inferiores de 90°. El número de barras en cada dirección es:

- $n_b = 2$ barras en el eje x de la sección,
- $n_h = 2$ barras en el eje y de la sección.

Figura 5

Armadura de columna.



Nota: obtenido de software.

El área total de acero longitudinal es el área de una barra #4:

$$A_{bar} = \frac{1,272\pi}{4} \approx 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4 \cdot 1,27 \text{ cm}^2 = 5,10 \text{ cm}^2$$

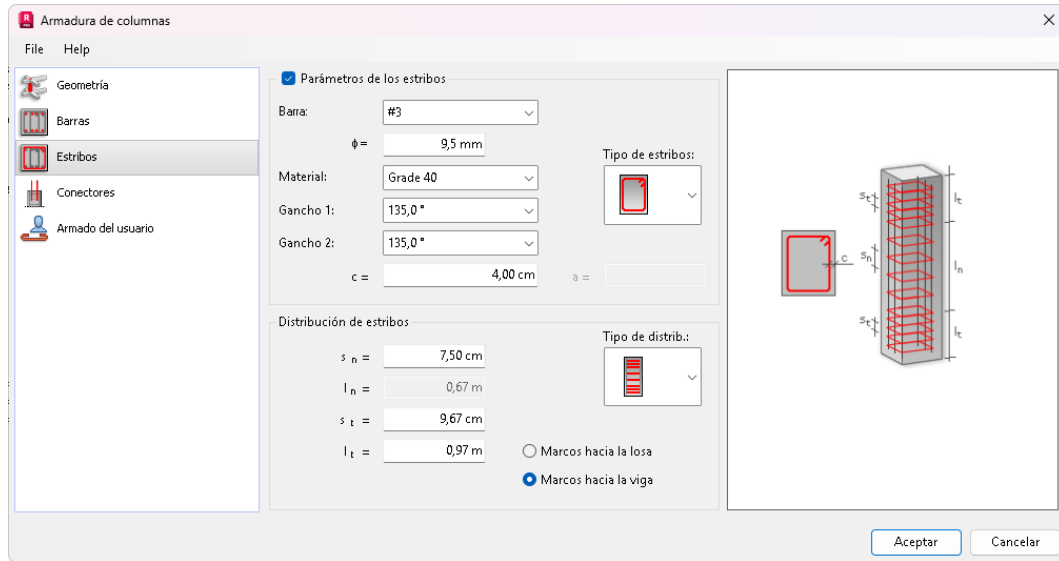
Para una sección de hormigón de $b = h = 20 \text{ cm}$, el área bruta es $A_g = 400 \text{ cm}^2$ por lo que la cuantía geométrica resulta:

$$\rho_g = \frac{A_s}{A_g} \approx \frac{5,1}{400} \approx 1,3\%$$

En cuanto al armado transversal, la columna cuenta con estribos cerrados #3 ($\phi = 9,5 \text{ mm}$) de acero Grade 40, con ganchos de 135° – 135° y recubrimiento de $c = 4,0 \text{ cm}$, tal como se presenta en la Figura 5.

Figura 6

Armadura Estribos.



Nota: obtenido de software.

3.6.3. Modelo de pandeo de la columna

Para considerar los efectos de inestabilidad y esbeltez, se definió en el programa el **modelo de pandeo** tanto en la dirección local Y como en la dirección local Z de la columna (Figura Z). La longitud útil de pandeo se tomó igual a la altura libre del elemento:

$$l_{uy} = l_{uz} = 2,90 \text{ m}$$

La columna se modeló como parte de un pórtico en el que los nudos de extremos se encuentran vinculados mediante vigas, por lo que se adoptó una **estructura intraslacional** (braced frame) con un **factor de longitud efectiva**:

$$k_y = k_z = 0,75$$

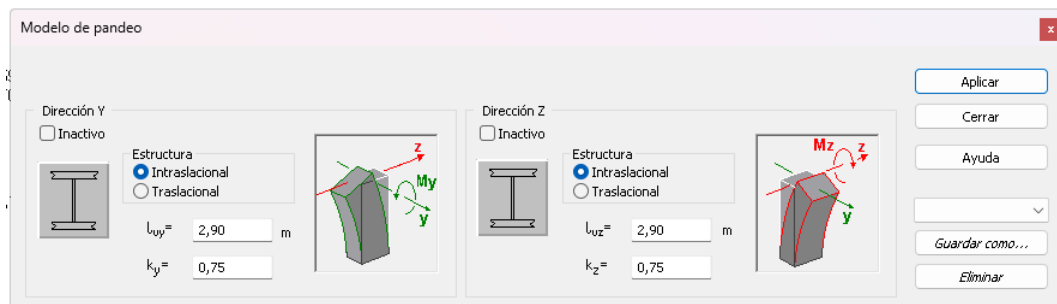
Esto implica que la longitud efectiva para el cálculo de la esbeltez en ambas direcciones se evalúa como:

$$l_{ef,y} = k_y l_{uy} = 0,75 \times 2,90 \approx 2,18 \text{ m}$$
$$l_{ef,z} = k_z l_{uz} = 0,75 \times 2,90 \approx 2,18 \text{ m}$$

Con estas longitudes efectivas, el programa calcula la esbeltez del elemento y verifica automáticamente las reducciones de resistencia por efectos de segundo orden y pandeo, de acuerdo con la norma de diseño seleccionada. Este modelo representa la condición real de la columna dentro del pórtico, donde existe cierta restricción a la rotación en los nudos, pero la estructura no se considera completamente empotrada.

Figura 7

Modelo de pandeo de columna.



Nota: obtenido de software.

3.6.4. Parámetros de planta y condiciones de exposición.

Los parámetros de la planta tienen el fin de representar las condiciones de servicio y ambiente de la vivienda donde definición de estos parámetros de planta permite que las verificaciones de resistencia y servicio realizadas por el programa se adecuen al contexto real de la edificación y a las condiciones de uso y exposición de la columna analizada.

3.6.4.1. Cota de nivel:

La cota de nivel es de 0,00 m, la columna se ubica en la planta baja.

3.6.4.2. Acción continua de la carga:

Tiempo de construcción 36 meses.

3.6.4.3. *Coficiente de estabilidad*

Valor que introduce el programa para considerar los efectos de segundo orden globales; $Q = 0.20$ en este trabajo se mantiene el valor por defecto recomendado por el software para este tipo de elemento.

3.6.4.4. *Tipo de ambiente:*

C1- Corresponde a un ambiente **interior no agresivo**, sin exposición directa a agentes químicos o marinos severos, lo cual concuerda con una columna interior en vivienda de hormigón armado protegida por acabados.

3.6.4.5. *Condiciones de resistencia al fuego (IBC 2008):*

Dado que la estructura objeto de estudio no fue diseñada originalmente con un requisito específico de resistencia al fuego, se mantuvo la condición de **sin exigencia explícita de resistencia al fuego** en el modelo. Se mantiene un valor de 0 horas.

Figura 8

Parámetros de planta.

Parámetros de la planta

Cota de nivel 0,00 (m)

Acción continua de la carga: 36 (meses)

$\xi =$ 1,12367 Fijo

Q (coeficiente de estabilidad) 0,2

Tipo de ambiente C1

Condiciones de resistencia al fuego IBC 2008

Duración : 0 (h)

Aceptar

Cancelar

Ayuda

Guardar como...

Eliminar

Nota: obtenido de software.

3.6.5. Cargas

La modelación de la columna central se realizó considerando las cargas de servicio y las acciones sísmicas obtenidas en el análisis global de la estructura. A partir de las cargas por metro cuadrado y del área en planta de la edificación, se determinaron las cargas totales descritas anteriormente. En el módulo de cargas de **Autodesk Robot Structural Analysis** como se puede observar en la **Figura 8**, las acciones se asignaron directamente sobre la columna central como cargas concentradas equivalentes, de acuerdo con el siguiente esquema:

- **Caso 1 – Peso propio (carga muerta):**
 - Naturaleza: *peso propio*
 - Fuerza axial: (compresión negativa, correspondiente al 50 % de la carga muerta global).
 - Esfuerzos cortantes y momentos: todos iguales a 0,00.

- **Caso 2 – Carga viva:**
 - Naturaleza: *activo*
 - Fuerza axial: (50 % de la carga viva global).
 - Esfuerzos cortantes y momentos: todos iguales a 0,00.

- **Caso 3 – Carga sísmica:**
 - Naturaleza: *sísmica*
 - Fuerza axial (el efecto de compresión se considera a través de D y L).
 - Cortante horizontal en la dirección del análisis:
 - Momento en la base de la columna

Tabla 15

Cargas obtenidas del etabs.

Combinación	MU.2	Pu	máximo	máximo
1) 1.4D	0	29.4371	M2	M3
2) 1.2D+1.6L	0	33.0546	4.5559	4.0285
3) 1.2D+L	0	30.121		
4) 1.2D+L+EX	0.3001	24.9167		

5) 1.2D+L-EX	0.3001	35.3254
6) 1.2D+L+1EY	4.5559	30.121
7) 1.2D+L-1EY	4.5559	30.121
8) 0.9D+EX	0.3001	13.7195
9) 0.9D-EX	0.3001	24.1282
10) 0.9D+EY	4.5559	18.9238
11) 0.9D-EY	4.5559	18.9238

3.7. CÁLCULO DE ENCAMISADO METÁLICO CON PERFILES DE ACERO TIPO ÁNGULOS.

Del análisis por flexo-compresión de la columna de 20×20 cm, considerando combinaciones de carga según ACI 318-19 y NEC-SE-DS, se obtiene como combinación dimensionante:

$$1.20G + 1.00Q \pm 1.00SM$$

La curva de interacción $P-M$ de la sección original muestra una capacidad de compresión muy reducida, con:

$$\phi P_n = 4.75 \text{ TON}$$

lo que evidencia que la sección 20×20 cm es completamente insuficiente frente al estado límite último de flexo-compresión. Por tanto, la columna necesita ser reforzada mediante un encamisado metálico o recrecido de hormigón que incremente su capacidad resistente y permita que el punto de demanda (P_u, M_u) quede contenido dentro de la envolvente de diseño.

3.7.1. Determinación del área mínima de acero

Datos la sección de 20x20 no cumple y necesita reforzar

Tabla 16

Datos de columnas.

Datos de columna		
ancho	20.0	cm

prof	20.0	cm
var a	3	u
var p	3	u
fi esq	12	mm
fi long	12	mm
fi est	10	mm

Pu	35.33	t
Ag nec	463	cm ²
Ag real	400	cm ²
Reforzar		

Verificamos la sección de diseño cumple sección requerida

Sección Original

Ag1=400cm²

Etabs Pu=35.33ton

$$Ag = \frac{Pu}{0.80\phi[0.85f'c(1-p) + fy * p]}$$

Sección requerida

Ag=463cm²

400<463 no cumple y se realiza un refuerzo

3.7.2. Selección de perfiles angulares

Se seleccionan una sección en L 60×60×8 mm (A36). El área de un ángulo de alas iguales es:

$$A_L = 2bt - t^2$$

donde:

$$b = 60 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

Cálculo:

$$A_L = 2(60)(8) - 8^2$$

$$A_L = 720 - 36$$

$$A_L = 684 \text{ cm}^2$$

En cm²:

$$A_L = 8.96 \text{ cm}^2$$

Verificar si hay pandeo local, formula AISC 360

Figura 9.

Formula AISC 360.

Unstiff	sections			
3	Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota: obtenido de AISC 360.

Donde observamos el caso 3 Alas de secciones de espesor uniforme teniendo, Razón- Ancho-Espesor: b/t donde:

b = es la base del elemento

t = es el espesor

$$\frac{b}{t} = \frac{60 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 7.50$$

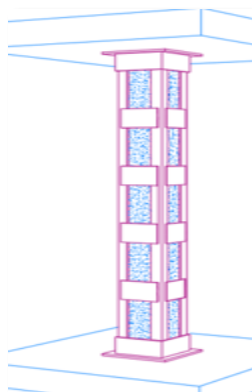
si el b/t es menor que $\lambda = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.97$

7.50 < 12.97 no sufre pandeo local

caso	3	
7.50	<OK	12.97

Figura 10

Columna.



Calcular de esbeltes

Tabla 17

Datos del perfil AISC 360.

As	8.96	cm²	
Peso	7.03	kg/m	
CG	1.79	cm	centro gravedad
Ix	29.69	cm ⁴	
rx	1.82	cm	
Apoyo	4	u	cantidad PLATINAS
L lib	53	cm	separación de PLATINAS

Fórmula esbeltes a compresión del AISC 360

$$\text{Caso 1 } \frac{L}{rx} \leq 75$$

$$\frac{kL}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{rx}$$

$$\text{Caso 2 } \frac{L}{rx} \geq 75$$

$$\frac{kL}{r} = 45 + \frac{L}{rx} \leq 200$$

$$\frac{L}{rx} = 29.12 < 75 \text{ cumple con el caso 1}$$

$$60 + 0.8 \frac{53}{1.82} = 83.29$$

3.7.3. Capacidad axial aportada por el encamisado

Tabla 18

Calcular Pn del material.

esb	83.29	OK	
fe	2987	kg/cm ²	Esfuerzo de Euler
fy	2530	kg/cm ²	

$$fe = \frac{\pi * Es}{esbeltes^2}$$

$$\text{caso 1 } \frac{k * I}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * Fy}} = 135.70$$

$$P = * \left[0.658 \left(\frac{Q * Fy}{Fe} \right) \right] * Fy * 0.9As$$

$$\text{caso 2 } \frac{k * I}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * Fy}}$$

$$P = 0.887 * Fe * 0.9As$$

Encamisado		
Pu	35.33	ton
Pn	57.25	t

Tabla 19

Calculo para refuerzo transversal del acero.

PLATINA O PRESILLA		
cuan	0.076%	Cuantía estribo faltante
l	6.0	cm
e	0.2	cm
L	53cm	Espacio libre entre platinas
Cuan	0.226%	OK

$$0.226 \geq 0.076$$

$$M = \frac{(I \times Fy)}{C}$$

It	2533	cm ⁴
Mang	6.41	t-m
Mult	9.01	t-m

$$I = I_0 + A \times d^2$$

$$I = (29.69 \text{ cm}^4 + (8.96) \times (10 - 1.79)^2) \times 4 = 2533 \text{ cm}^4$$

$$M = \frac{(2533 \times 2530)}{10} = 6.41 \text{ T.m}$$

Tabla 20

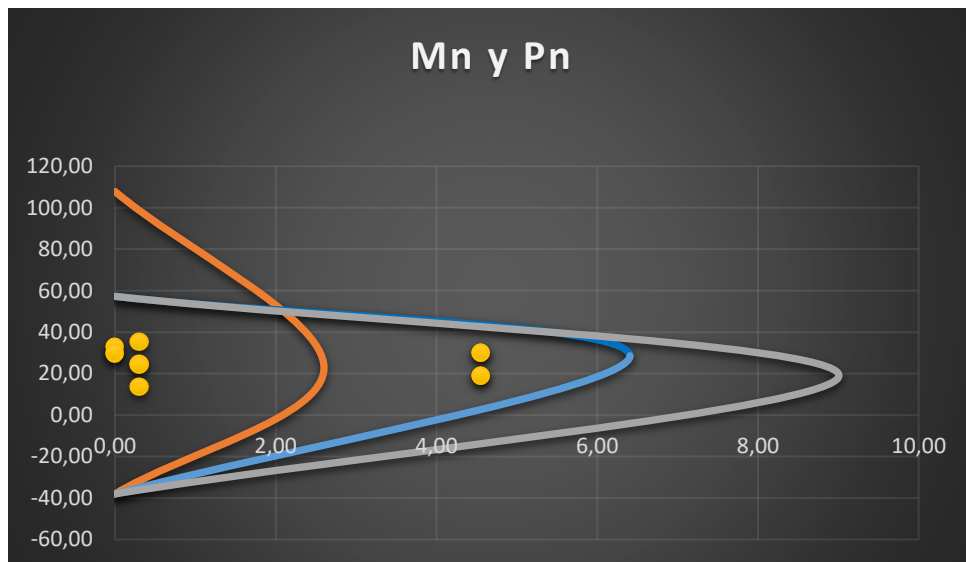
Diagrama de encamisado metálico

	M	P
1	0.00	57.25
2	6.41	28.62
3	0.00	-38.00

Tracción pura = $A_s \cdot F_y$

Figura 11

Diagrama de encamisado metálico.



Mediante el diagrama interacción se obtiene el M_n máximo para calcular la cantidad y tipo de pernos

$$V = \frac{M_n}{H_c}$$

$$E_c = 12600 \times F_c^{0.5}$$

$$Q = 0.5 * A_p \sqrt{F_c * E_c}$$

Tabla 21*Cantidad de pernos.*

Pernos		
V	3.40	t
Nu,	8	u
Perno	3/8	in
Ap	0.71	cm ²
Ec	182591	kg/cm ²
Q	2.21	t
Q total	17.65	OK

3.8. CÁLCULO DE ENCAMISADO CON HORMIGÓN

El encamisado de hormigón consiste en aumentar dimensionalmente la sección transversal de la columna original con la finalidad de incrementar su capacidad axial, resistencia a flexión y rigidez global. Este método es especialmente efectivo en elementos esbeltos o con fuertes deficiencias de armado, como ocurre en la columna analizada.

El refuerzo consiste en aumentar la sección transversal de la columna existente de 20×20 cm a una nueva sección de 30×30 cm, mediante un encamisado de hormigón armado que envuelve completamente al elemento original. El encamisado incorpora nuevas armaduras longitudinales y estribos, que trabajan solidariamente con el núcleo de hormigón existente, mejorando la resistencia axial y a flexo-compresión de la columna frente a la demanda última de diseño $P_u = 604.72$ kNy $M_u = 898.00$ kN.

Del análisis por flexo-compresión de la columna de 20×20 cm realizado en Autodesk Robot Structural Analysis, considerando combinaciones de carga según ACI 318-19 y NEC-SE-DS, se obtiene como combinación dimensionante:

$$1.20G + 1.00Q \pm 1.00SM$$

La curva de interacción $P-M$ de la sección original muestra una capacidad de compresión muy reducida, con:

$$\phi P_{n,col} = 4.75 \text{ TON}$$

por lo que la sección 20×20 cm resulta claramente insuficiente frente al estado límite último de flexo-compresión y requiere ser reforzada mediante un encamisado de hormigón.

3.8.1. Dimensionamiento preliminar de la nueva sección

Se busca primero el área mínima de hormigón que, aun sin considerar el acero, sería capaz de resistir la carga axial P_u . Para columnas de hormigón armado, ACI 318 usa como base (en compresión pura):

$$\phi P_n \approx \phi \cdot 0.85 f'_c A_g$$

Exigiendo que:

$$\phi \cdot 0.85 f'_c A_g \geq P_u$$

Despejando el área bruta mínima:

$$A_{g,min} = \frac{P_u}{\phi \cdot 0.85 f'_c}$$

Tomando:

- ✓ $\phi = 0.65$
- ✓ $f'_c = 21 \text{ MPa} \approx 2.10 \text{ kN/cm}^2$
- ✓ $P_u = 604.72 \text{ kN}$

se obtiene:

$$A_{g,min} = \frac{604.72}{0.65 \cdot 0.85 \cdot 2.10} \approx 521.20 \text{ cm}^2$$

Si se asume sección cuadrada:

$$b_{min} = \sqrt{A_{g,min}} \approx \sqrt{521.20} \approx 22.8 \text{ cm}$$

Esto indica que, **solo por compresión axial**, una sección algo mayor que 23×23 cm podría resistir P_u (sin considerar todavía el acero ni el momento). Para el diseño final se adopta una sección reforzada de:

$$b_{\text{nuevo}} = h_{\text{nuevo}} = 30 \text{ cm}$$

con área bruta:

$$A_{g,\text{nuevo}} = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

La elección de 30×30 cm proporciona:

- una dimensión superior al mínimo teórico (~23 cm),
- mayor rigidez a flexión para el momento M_u ,
- y un valor coherente con criterios de columnas en zona sísmica y con las recomendaciones de ACI/NEC para elementos principales.

3.8.2. Datos de materiales y armaduras

Hormigón (encamisado):

$$f'_c = 21 \text{ MPa} \approx 210 \text{ kg/m}^2$$

Acero longitudinal:

Acero existente en la columna original

$$A_{s,\text{exist}} = 12.98 \text{ cm}^2$$

Acero nuevo propuesto para el encamisado: se adoptan **8 barras #5** distribuidas en el perímetro de la nueva sección 30×30 cm.

Área típica de una barra #5:

$$A_{\#5} \approx 1.99 \text{ cm}^2$$

Área total de acero nuevo:

$$A_{s,\text{nuevo}} = 8 \times 1.99 = 15.92 \text{ cm}^2$$

Área total de acero longitudinal (existente + nuevo):

$$A_s = A_{s,\text{exist}} + A_{s,\text{nuevo}}$$

$$A_s = 12.98 + 15.92 = 28.90 \text{ cm}^2$$

Resistencia del acero:

$$f_y \approx 420 \text{ MPa} \approx 42 \text{ kN/cm}^2$$

Factor de reducción de resistencia (flexo-compresión):

$$\phi = 0.65$$

3.8.3. Cálculo de la resistencia axial de la columna encamisada.

Para columnas de hormigón armado, ACI 318 establece:

Reforzado con sección 40x40cm

$$P_n = 0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi P_n = \phi [0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s]$$

con:

$$A_g = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18.47 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 42000 \text{ g/cm}^2$$

$$\phi = 0.65$$

para una carga $P_U=35.33$ ton obtenida del ETABS se necesita $A=808\text{cm}^2$ y para columna $20\times 20=400\text{cm}^2$

Área faltante del concreto, se multiplica por 10% de sección faltante por criterio

$$\begin{aligned}A_{\text{faltante}} &= A_g - A_{g20\times 20} \\A_{\text{faltante}} &= (808 - 400) * 1.10 = 449 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Cumpla con $40\times 40\text{cm}$

$$A_g = 1600 \text{ cm}^2$$

Contribución del hormigón:

$$P_n = 0.85 f'_c (A_{g-} - A_{st}) + F_y \times A_{st}$$

$$P_n \approx 359.89\text{ton}$$

$$0.8P_n$$

Resistencia nominal

$$P_n \approx 287.90\text{ton}$$

Resistencia de diseño:

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0.65 \times 287.90 \\ \phi P_n &\approx 187\end{aligned}$$

3.8.4. Verificación frente a la demanda axial

La capacidad axial de diseño de la columna encamisada (40×40 cm) es:

$$\phi P_n \approx 187$$

Se obtiene el cociente:

$$\frac{\phi P_n}{P_u} = \frac{187\text{ton}}{35.33} \approx 2.98 > 1.00$$

Por lo tanto, la columna encamisada a 30×30 cm, con el armado longitudinal propuesto, supera holgadamente la resistencia axial requerida, con un margen de seguridad cercano a 3 veces la carga última de diseño.

3.8.5. Cuantía de refuerzo y compatibilidad con la norma

La cuantía longitudinal de acero de la sección encamisada es:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g}$$
$$\rho = \frac{28.90}{900} \approx 0.0321 = 3.21\%$$

Este valor se encuentra:

- ✓ por encima de la cuantía mínima típica de columnas ($\rho_{\min} \approx 1\%$),
- ✓ por debajo de la cuantía máxima usual ($\rho_{\max} \approx 8\%$),

por lo que el diseño es compatible con los límites normativos de refuerzo en columnas.

3.9. ANÁLISIS DE COSTO Y TIEMPO

3.9.1. Análisis de precios unitarios.

Para determinar el costo real del procedimiento se aplicó la herramienta del Análisis de Precios Unitarios (APU), metodología utilizada en evaluación de costos constructivos de acuerdo con lineamientos de presupuestación empleados en obras civiles. El APU permite desglosar el costo total del rubro considerando cuatro componentes principales:

3.9.1.1. Equipos

Incluye toda la maquinaria ligera utilizada en el proceso (vibrador, concretera, herramientas menores). Para cada equipo se determina:

- Cantidad (A)
- Tarifa horaria (B)
- Costo hora ($C = A \times B$)

- Rendimiento específico (R)
- Costo parcial ($D = C \times R$)

3.9.1.2. Mano de obra

Comprende el personal requerido para ejecutar el encamisado (ayudante, albañil, maestro mayor). En esta sección se calcula:

- Cantidades de operarios
- Jornal horario
- Costo hora
- Rendimiento (horas/actividad)
- Costo parcial de cada trabajador

3.9.1.3. Materiales

Incluye los insumos necesarios: cemento, áridos, agua, encofrado, acero de refuerzo y aditivos. Para cada material se determina:

- Unidad
- Cantidad requerida
- Precio unitario
- Costo total (Cantidad \times Precio Unitario)

3.9.1.4. Transporte

Se consideran costos de traslado de materiales o maquinaria. En este caso el transporte no genera costos adicionales.

El costo directo se obtiene y luego se incorporan indirectos, utilidades y otros costos indirectos, típicos del 10 % y 5 %, respectivamente. Finalmente se obtiene el costo total del rubro, que representa el valor ofertado para ejecutar el encamisado de una columna.

$$\text{Costo Directo} = M + N + O + P$$

Donde:

- **M** = Equipos
- **N** = Mano de obra
- **O** = Materiales
- **P** = Transporte

3.9.2. Análisis de tiempo de ejecución

La definición del tiempo de ejecución del encamisado de una columna se realizó mediante una metodología basada en la descomposición del proceso constructivo, siguiendo los principios del Análisis de Desglose del Trabajo (EDT) y la programación tradicional de obras civiles. El objetivo es identificar cada actividad necesaria, su duración estimada y su secuencia lógica.

3.9.2.1. Identificación de actividades

El procedimiento constructivo del encamisado se dividió en fases, tomando como referencia:

- ✓ Prácticas habituales en obra civil
- ✓ Manuales de construcción
- ✓ El rendimiento de mano de obra y equipos utilizados en el APU
- ✓ Requerimientos técnicos del hormigón y acero
- ✓ Tiempos normativos de fraguado temprano y manipulación del encofrado

A partir de esto se definieron actividades elementales, tales como: preparación del área, picado superficial, colocación de acero, armado de encofrado, vaciado del hormigón, curado inicial y desencofrado.

3.9.2.2. Estimación de duraciones

La duración de cada actividad se calculó considerando:

- ✓ Rendimientos obtenidos del APU (horas de trabajo por unidad ejecutada)

- ✓ Número de operarios por tarea
- ✓ Dificultad técnica del encamisado
- ✓ Altura de trabajo (2,80 m)
- ✓ Condiciones de obra (espacio reducido, reubicación de herramientas)
- ✓ Tiempos mínimos indispensables del proceso del hormigón (fraguado inicial)

El rendimiento expresado en el APU (por ejemplo, 2,667 horas para vibrador y personal) se interpreta como referencia para estimar cuánto puede avanzar el equipo de trabajo por jornada.

3.9.2.3. *Secuencia lógica (Ruta Constructiva)*

Las actividades se ordenan en función de su dependencia técnica:

3.9.2.4. *Elaboración del Cronograma*

Una vez definida la duración y secuencia, se construye un cronograma, que consiste en una tabla donde:

- ✓ Cada actividad tiene fecha de inicio y fin
- ✓ Se registra la duración en días
- ✓ Se indica si existen actividades que pueden superponerse
- ✓ Se define la duración total del rubro

Este cronograma se convierte luego en la base para el diagrama de Gantt.

3.9.3. Diagrama de Gantt

El diagrama de Gantt es la representación gráfica del cronograma. Su elaboración sigue estos pasos:

3.9.3.1. *Listado de actividades*

Se colocan todas las actividades identificadas en la primera columna.

3.9.3.2. Definición de la línea de tiempo

Se establece una escala temporal (días, en este caso).
Para el encamisado de una columna se establece un horizonte de **5 días**.

3.9.3.3. Asignación de barras

Para cada actividad se traza un bloque o barra horizontal que refleja:

- ✓ El día de inicio
- ✓ El día de terminación
- ✓ El tiempo total que ocupa

3.9.3.4. Inclusión de dependencias

Aunque el Gantt básico no muestra flechas, la secuencia está reflejada en el orden de las barras.

3.9.3.5. Validación final

Se revisa:

- ✓ Que las duraciones coincidan con el rendimiento del APU
- ✓ Que los tiempos de fraguado del hormigón permitan desencofrado seguro
- ✓ Que la planificación represente fielmente la realidad del proceso constructivo

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

Este capítulo describe los resultados obtenidos de los análisis estructurales de los casos de estudio de las columnas, considerando tanto las condiciones originales como las posteriores a la aplicación de técnicas de reforzamiento. Se presentan los valores obtenidos que permiten evaluar el comportamiento global y local de los elementos frente a cargas gravitacionales y sísmicas.

Tabla 22

Casos de análisis – Columnas.

No.	Columna – Caso de estudio	Caso
1	Columna – Sin Reforzamiento	Elemento original
2	Columna – Reforzamiento 1	Encamisado metálico A36
3	Columna – Reforzamiento 2	Encamisado de hormigón RC

4.1. RESULTADOS: COLUMNA – SIN REFORZAMIENTO

El gráfico mostrado corresponde al diagrama de interacción axial-flexión (N-M) para la columna original de sección 20×20 cm, armada con #8 de 12 m.

Figura 12

Diagrama de interacción axial flexión Columna – Sin reforzamiento.

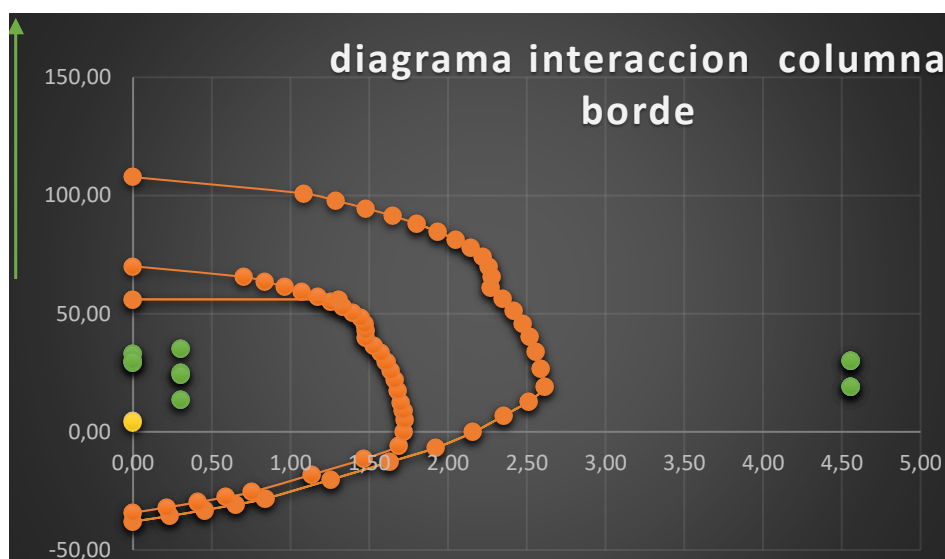


Tabla 23*Momentos últimos para las diferentes combinaciones.*

Combinación	MU.2	Pu	máximo	máximo
1) 1.4D	0	29.4371	M2	M3
2) 1.2D+1.6L	0	33.0546	4.5559	4.0285
3) 1.2D+L	0	30.121		
4) 1.2D+L+EX	0.3001	24.9167		
5) 1.2D+L-EX	0.3001	35.3254		
6) 1.2D+L+1EY	4.5559	30.121		
7) 1.2D+L-1EY	4.5559	30.121		
8) 0.9D+EX	0.3001	13.7195		
9) 0.9D-EX	0.3001	24.1282		
10) 0.9D+EY	4.5559	18.9238		
11) 0.9D-EY	4.5559	18.9238		

Tabla 24*Diseño acero transversal.*

NORMATIVA SEGÚN EL ACI 318-19

ACERO LONGITUDINAL	
Cuantía	2.26%
Min 10%	SI
Máx 3%	SI
SI CUMPLE	

ACERO TRANSVERSALES		
Longitud L ₀	Hc o Bc	20 cm
	Lc/6	37.5 cm
	45 cm	45 cm
	L₀ dis	45 cm

Separación fuera de L ₀	15 cm	15 cm
	6 db	7.2 cm
	S=	7 cm
	S recomendado	12 cm

$$S_o = 10 + \frac{35 - h_x}{3}$$

ZONA DE CONFINAMIENTO		
Separación dentro de L_0	Hc o Bc	20 cm
	Lc/6	7.2 cm
	hx	8.80 cm
	$S_o = 10 + \frac{35 - h_x}{3}$	45 cm
	S_{L0}	5.00

S_{L0} recomendado 15 cm

CUANTÍA DE REFUERZO	
Ash1, prov, "x"	Ash1
1.57 cm ²	4.8 cm ²
NO CUMPLE	

Ash2, prov, "y"	Ash2
1.57 cm ²	4.8 cm ²
SI CUMPLE	
S traslape Max=	10 cm

2 ramas en X 2 ramas en Y Estribos ϕ 10 @ 15.0cm
Fuera de L_0 mismas ramas Estribos ϕ 10 @ 12.0cm

- La superficie roja representa la capacidad resistente ($\phi P_n - \phi M_n$) de la sección para diferentes combinaciones de carga axial (N) y momento flector (M).
- Las líneas verdes representan los caminos de carga reales generados por las combinaciones ELU aplicadas por el programa de análisis.
- El punto de diseño ($N = -604.72$ kN, $M_z = 898$ kN·m) queda totalmente fuera de la curva, indicando fallo inmediato.

Se ubica muy por fuera de la curva de interacción de la columna 20×20 cm, indicando que el elemento no posee capacidad suficiente para equilibrar simultáneamente la compresión y la flexión solicitantes.

La demanda combinada de flexo-compresión supera ampliamente la capacidad resistente de la columna original. Esto queda reflejado en los coeficientes de

seguridad que entrega el software, los cuales presentan valores extremadamente bajos, tales como:

$$\frac{\phi^{S_n}}{U} \approx 0,02 ; \frac{\phi^{M_n}}{n_\mu} \approx 0.00 ; \frac{\phi^{P_n}}{P_u} \approx 0.08 ; \frac{\phi^{v_n}}{v_u} \approx 0.00$$

El análisis estructural realizado para la columna de sección **20 × 20 cm** permitió identificar la combinación de solicitaciones más desfavorable, correspondiente a un estado de flexo-compresión severa.

La compresión axial de **61.6 TON** supera ampliamente la resistencia efectiva que una columna de 20 × 20 cm puede desarrollar. Estos esfuerzos representan la demanda real que debe resistir la columna en su condición actual, y constituyen el punto de partida para evaluar su capacidad resistente según los criterios del **ACI 318**.

4.1.1. Capacidad nominal teórica

De forma aproximada, la resistencia axial nominal sin considerar efectos de esbeltez se estima como:

$$P_n \approx 0.85 f'c A_g$$

Con:

- $f'c = 20.7 \text{ MPa}$
- $A_g = 400\text{cm}^2 = 0.04\text{m}^2$

$$P_n \approx 0.85 \times 20.7 \times 0.04 = 703 \text{ kN}$$

Incluso sin considerar reducciones de estabilidad, la carga resistente es considerablemente menor que la solicitación real de 1270 kN, prácticamente duplicándola.

4.1.2. Influencia de la esbeltez

La columna posee una altura libre de **2.90 m** y un radio de giro reducido debido a su pequeña sección, lo cual produce un índice de esbeltez:

$$\frac{k l_u}{r} > 34$$

Este valor la clasifica como **columna esbelta**, obligando a aplicar los coeficientes de amplificación por pandeo que reducen su capacidad efectiva. En elementos con estas características, la reducción puede llegar incluso al punto en que la capacidad útil frente a pandeo tiende a **valores cercanos a cero**, especialmente cuando se combinan cargas axiales elevadas con flexión importante.

4.1.3. Resultado global

La demanda axial supera múltiplos de la capacidad de la sección, indicando que la columna no puede equilibrar la carga vertical actual, mucho menos en presencia de efectos sísmicos.

$$N_{solicitante} = 46.57 \text{ kN} \gg P_{n,efectivo}$$

4.1.4. Evaluación del momento flector actuante

El momento actuante de 898 kN·m se encuentra completamente fuera del rango que una columna de este tamaño puede resistir de forma segura. Usualmente, una columna de 20×20 cm con refuerzo estándar logra momentos últimos del orden de:

- **40–60 kN·m** → rango típico para columnas pequeñas
- **100–120 kN·m** → en condiciones óptimas de confinamiento y refuerzo

En contraste el $M_{solicitante} = 898 \text{ kN}$. Este valor es entre 8 y 20 veces mayor que la resistencia posible de la sección, generando una flexión extremadamente demandante, que induce tracción en las armaduras longitudinales y pérdida de estabilidad del núcleo de concreto.

4.1.5. Condición de flexo–compresión crítica

La interacción simultánea de los esfuerzos axial y flexional muestra que:

$$\frac{N_u}{P_{n,efectivo}} + \frac{M_u}{M_{n,efectivo}} \gg 1.0$$

lo que significa que, aun cuando el elemento pudiera sostener parcialmente una de las sollicitaciones, la combinación simultánea excede con amplitud la capacidad estructural permitida. Esta condición se asocia típicamente a:

- Pandeo por compresión
- Tracción excesiva en las barras longitudinales
- Falla frágil por aplastamiento del concreto
- Pérdida de ductilidad
- Incapacidad para disipar energía sísmica

Lo anterior confirma que la columna no cumple los requisitos mínimos exigidos por el ACI 318 para elementos sometidos a cargas verticales y sísmicas; estos requisitos se relacionan con la resistencia nominal mínima, la ductilidad necesaria para disipar energía durante un evento sísmico y las condiciones de estabilidad frente a efectos de esbeltez.

Cuando un elemento estructural no satisface simultáneamente estos criterios, su comportamiento se vuelve potencialmente frágil, con una marcada propensión a fallas prematuras por aplastamiento del concreto, pandeo del alma comprimida o fluencia excesiva de las armaduras longitudinales que reducen drásticamente la confiabilidad del sistema resistente.

En este contexto, el estado de esfuerzos descrito evidencia que la sollicitación axial supera con amplitud la capacidad disponible, incluso bajo condiciones gravitacionales sin considerar efectos dinámicos. De manera complementaria, la capacidad a flexión resulta prácticamente nula, puesto que el momento actuante es varias veces mayor al que la sección original puede desarrollar con el armado existente, lo que induce una respuesta inestable y altamente demandante desde el

inicio del análisis. Este escenario se agrava por la esbeltez del elemento y por la reducida sección transversal, factores que intensifican los efectos de pandeo y disminuyen aún más la capacidad resistente efectiva. La interacción entre compresión elevada y flexión extrema conduce a una condición donde la falla estructural es inevitable si el elemento permanece sin intervención. En consecuencia, la columna requiere una rehabilitación estructural inmediata que incremente tanto la capacidad axial como la rigidez y la resistencia a flexión, razón por la cual se recomienda la implementación de un encamisado de hormigón o un jacket metálico, tratamientos de reforzamiento que se desarrollan en detalle en los capítulos siguientes.

4.2. RESULTADOS COLUMNA REFORZAMIENTO 1: ENCAMISADO METÁLICO.

El uso del encamisado metálico mediante cuatro ángulos L 60×60×8 mm permite **incrementar la capacidad axial de la columna en más de 14 veces respecto a su capacidad original,**

El refuerzo metálico resulta un método eficaz para restaurar la capacidad estructural en columnas subdimensionadas, garantizando un comportamiento seguro frente a cargas de flexo-compresión.

Se aplica el principio de Steiner para el transporte de inercia, según la expresión $I=I_o+ A*d^2$.

Para la sección seleccionada se obtuvo la inercia del perfil ángulo. Posteriormente, se calcula el área del ángulo, así como la distancia entre la profundidad de la columna y el centro de gravedad del perfil angular.

Mediante la fórmula $M=(I*F_y)/C$ se determina el momento nominal M_n el cual se emplea en la elaboración del diagrama de interacción para la columna con refuerzo mediante encamisado metálico.

Figura 13

Diagrama de interacción axial flexión Columna – con reforzamiento metálico.

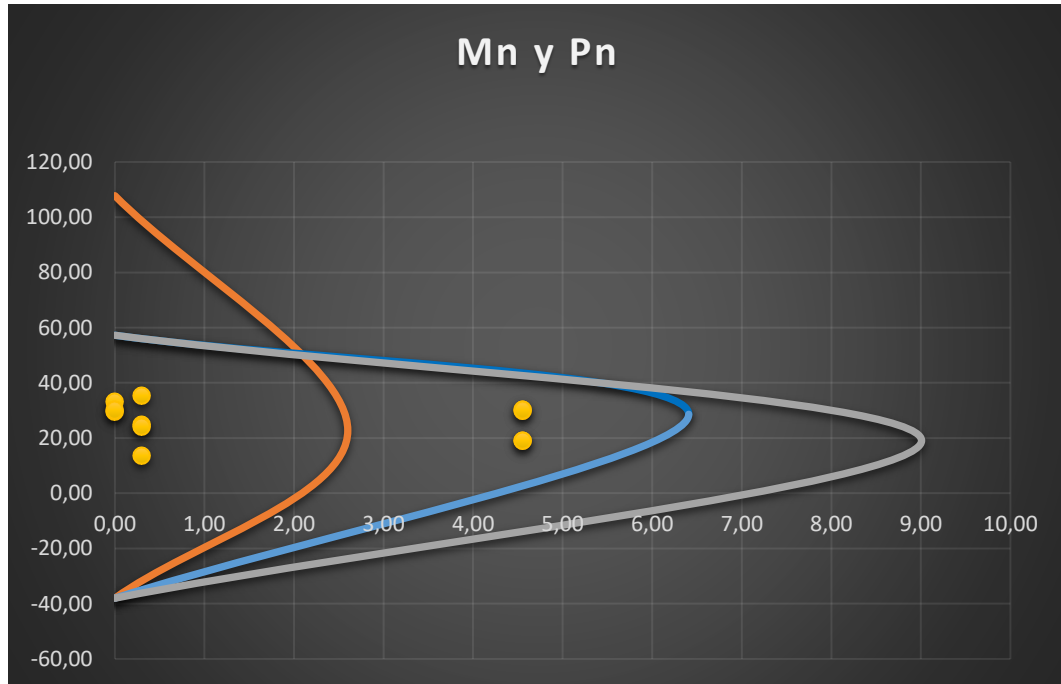


Tabla 25

Datos del perfil Angulo.

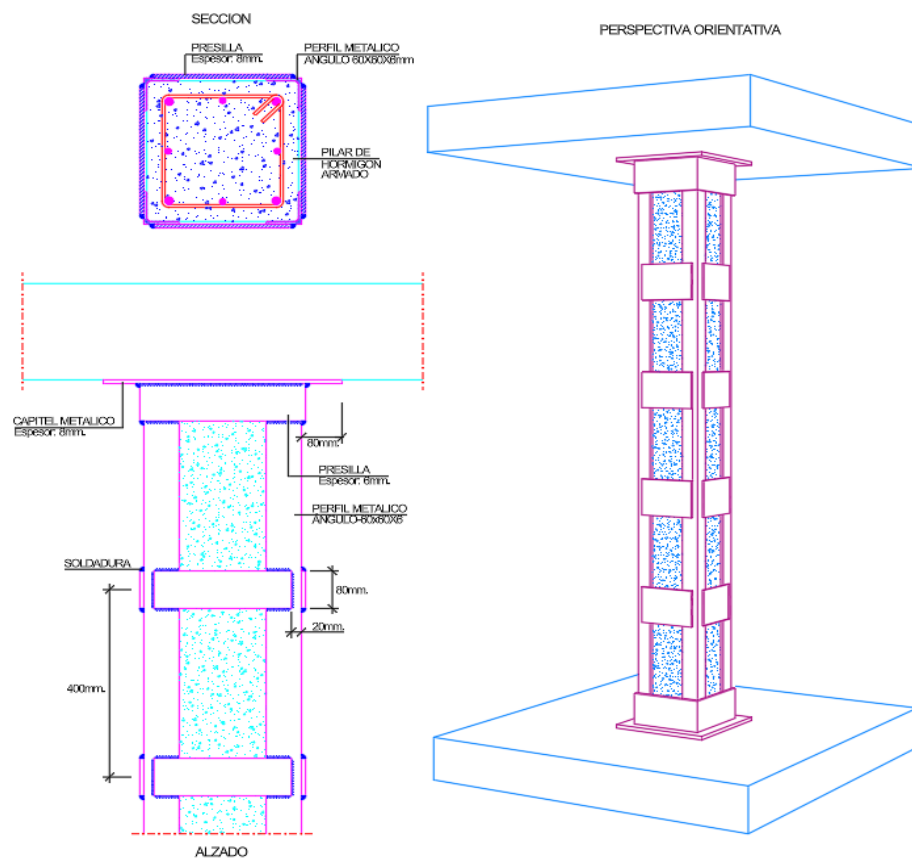
PLATINA O PRESILLA		
Cuantía	0.076%	faltante
l	6.0	cm
e	0.2	cm
Cuan	0.226%	OK

DATOS DEL ÁNGULO		
A	36	ksi
longitud	6.0	cm
e	0.8	cm
Num	4	u
As	8.96	cm ²
Peso	7.03	kg/m
CG	1.79	cm
Ix	29.69	cm ⁴
rx	1.82	cm
esb	83.29	OK
fe	2987	kg/cm ²
fy	2530	kg/cm ²

Pernos		
Vu	3.40	t
Nu,	8	u
Perno	3/8	in
Ap	0.71	cm ²
Ec	182591	kg/cm ²
Q	2.21	t
Q total	17.65	OK

Nota: resumen de datos

Figura 14
Dibujo del encamisado metálico.



4.3. RESULTADOS COLUMNA REFORZAMIENTO 2: ENCAMISADO DE HORMIGÓN.

4.3.1. Descripción del encamisado de hormigón

El encamisado de hormigón incrementa la sección de la columna de 20×20 cm a 40×40 cm. Considerando la resistencia del hormigón $f'_c = 21 \text{ MPa} = 2141.40 \text{ kg/cm}^2$, el acero existente y ocho barras nuevas #5 (área total

$A_s = 28.90 \text{ cm}^2$), la resistencia axial de diseño de la sección reforzada alcanza $\phi P_n \approx 183.51 \text{ TON}$. Este valor es aproximadamente 2.98 veces superior a la demanda última $P_u = 61.67 \text{ TON}$, por lo que el encamisado de $40 \times 40 \text{ cm}$ proporciona una capacidad suficiente y compatible con las exigencias de ACI 318-19 y la NEC-15, mejorando notablemente el desempeño de la columna frente al estado límite último de flexo-compresión.

La columna original posee dimensiones de $20 \times 20 \text{ cm}$, lo cual es insuficiente para resistir las cargas gravitacionales y sísmicas actuales. El reforzamiento se realizó ampliando la sección a $40 \times 40 \text{ cm}$, con un espesor de 10 cm por cada lado, proporcionando un incremento significativo en el área bruta y en la palanca interna de las fuerzas actuantes.

Tabla 26

Datos del encamisado hormigón.

DATOS GENERALES		
$f'c$	210	kgf/cm ²
f_y	4200	kgf/cm ²
REC	4	cm
E_c	218436	kgf/cm ²
E_s	2.10E+06	kgf/cm ²
b	40	cm
h	40	cm
ϵ_{cu}	0.003	
ϵ_y	0.0020	
β_1	0.85	
ϕ estribo	1.00	cm
$(B_v/B_h) > 0.4$	1	
E_c	182591	kgf/cm ²
E_c	218820	kgf/cm ²
rec	5.70	cm
cuantia	1.15%	

Figura 15

Diagrama d encamisado hormigón.

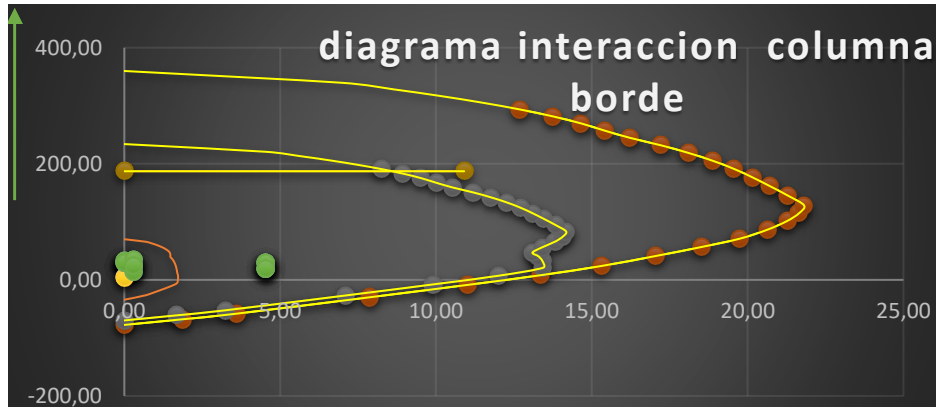


Tabla 27

Datos momentos últimos .

combinación	MU.2	Pu	máximo	máximo
1) 1.4D	0	29.4371	M2	M3
2) 1.2D+1.6L	0	33.0546	4.5559	4.0285
3) 1.2D+L	0	30.121		
4) 1.2D+L+EX	0.3001	24.9167		
5) 1.2D+L-EX	0.3001	35.3254		
6) 1.2D+L+1EY	4.5559	30.121		
7) 1.2D+L-1EY	4.5559	30.121		
8) 0.9D+EX	0.3001	13.7195		
9) 0.9D-EX	0.3001	24.1282		
10) 0.9D+EY	4.5559	18.9238		
11) 0.9D-EY	4.5559	18.9238		

Tabla 28

Datos del encamisado acero transversal.

NORMATIVA SEGÚN EL ACI 318-19

ACERO LONGITUDINAL	
Cuantía	1.15%
Min 1%	SI
Máx 3%	SI
SI CUMPLE	

ACERO TRANSVERSAL		
Longitud L_0	Hc o Bc	40 cm
	Lc/6	41.6666667 cm
	45 cm	45 cm
	L_0 dis	45 cm

Separación fuera de L_0	15 cm	15 cm
	6 db	8.4 cm
	S=	8 cm
	S recomendado	1 cm

ZONA DE CONFINAMIENTO		
Separación dentro de L_0	Bc o Hc/4	10 cm
	6db	8.4 cm
	hx	28.60 cm
	$S_o = 10 + \frac{35 - h_x}{3}$	12.13 cm
	S_{L_0}	8.40

S_{L_0} recomendado = 5 cm

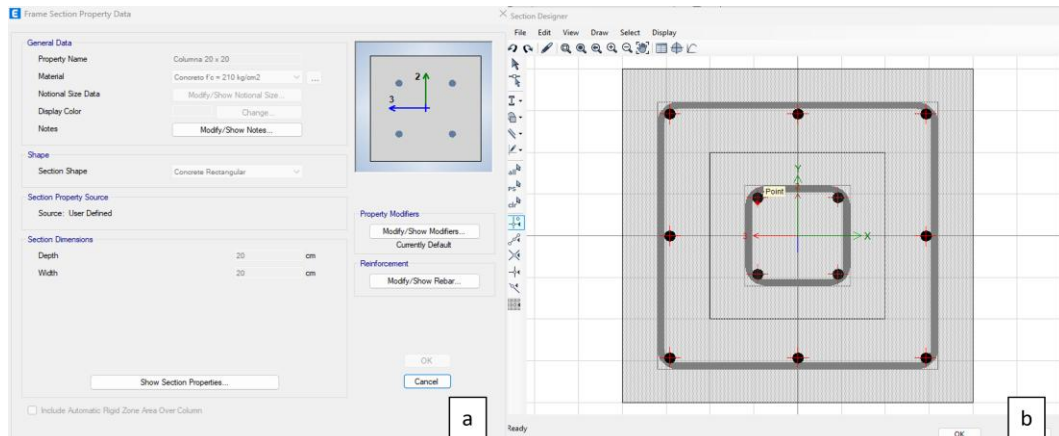
CUANTÍA DE REFUERZO	
Ash1, prov, "x"	Ash1
1.57 cm ²	1.35 cm ²
SI CUMPLE	

Ash2, prov, "y"	Ash2
1.57 cm ²	1.35 cm ²
SI CUMPLE	
S traslape Max=	10 cm

2 ramas en X 2 ramas en Y Estribos ϕ 10 @ 5.0cm
Fuera de L_0 mismas ramas Estribos ϕ 10 @ 15.0cm

Figura 16

Sección de columna encamisado hormigón.



Nota: obtenido de software etabs.

4.3.2. Propiedades mecánicas y armado adoptado

El encamisado incorpora una nueva jaula de refuerzo longitudinal y transversal, diseñada conforme a los requisitos del ACI 318-19 para zonas de alta demanda sísmica.

4.3.3. Armadura longitudinal adoptada

- Acero Grado 60.
- Barras de refuerzo adicional distribuidas uniformemente en el perímetro.
- Cuantía longitudinal total dentro del rango recomendado (1 % – 4 %).

4.3.4. Armadura transversal

- Estribos cerrados $\text{Ø } 3/8''$.
- Separación típica: **10 cm en zona central, 7.5 cm en zonas críticas** (extremos).
- Cumplimiento de confinamiento sísmico especial según ACI Cap. 18.

Tabla 29

Resumen de la columna.

Tipo de refuerzo	Detalle	Cumplimiento
Longitudinal	Barras distribuidas en el perímetro	ACI 318-19 Cap. 10 y 18
Transversal	Estribos Ø3/8" @ 7.5–10 cm	Confinamiento sísmico
Recubrimiento	4 cm	Exigencia mínima
Confinamiento	Aumentado significativamente	Adecuado

Nota: autor propio

4.3.5. Modelo estructural y cargas aplicadas

El análisis estructural se realizó utilizando las mismas cargas definidas para el modelo original:

- Carga muerta global (D)
- Carga viva (L)
- Peso sísmico efectivo (W)
- Cortante basal distribuido por pórticos
- Fuerza sísmica aplicada en la columna central
- Combinaciones NEC SE-C.4.1
- $1.4D + 1.7L$
- $1.2D + 1.0L + 1.0E$

Una vez modelada la sección reforzada de la columna (encamisado de hormigón de 40×40 cm), se procedió a evaluar su respuesta ante cargas gravitacionales y sísmicas utilizando el modelo global (ETABS) y el análisis local (Robot Structural Analysis). Los resultados permiten determinar la eficacia del reforzamiento respecto al desempeño sísmico y a la capacidad resistente del elemento.

4.3.6. Periodo estructural después del reforzamiento

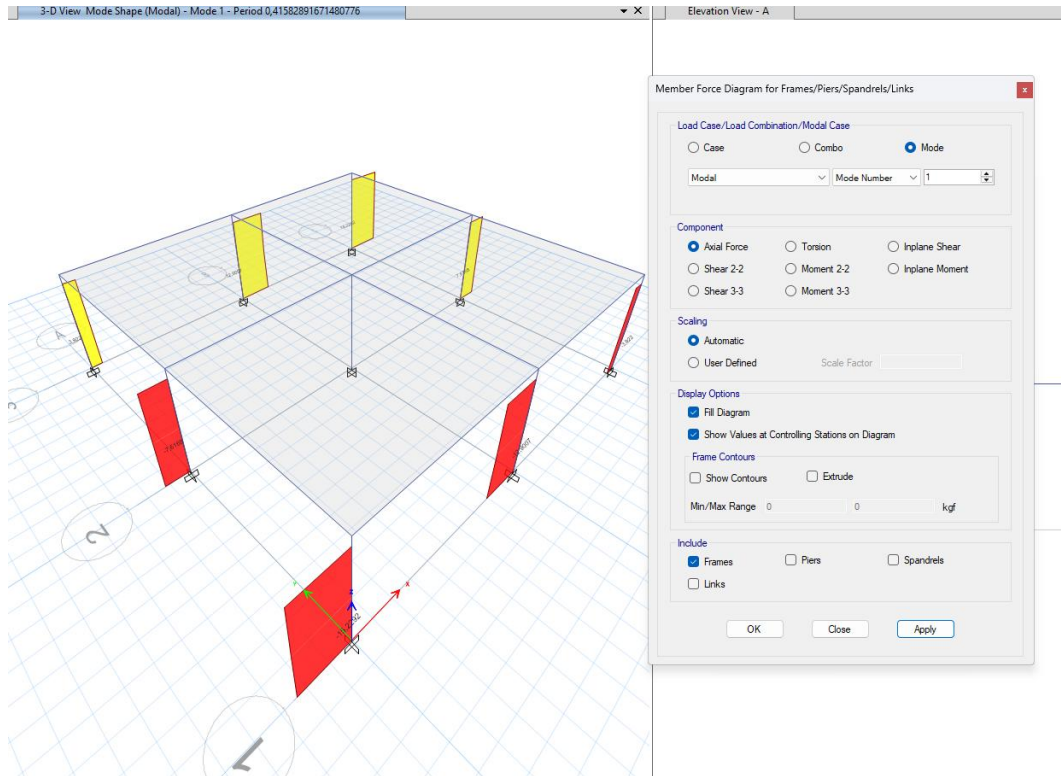
Tabla 30

Periodo de la estructura.

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (cic/s)	Circ. Frec. (rad/s)	Eigenvalue (rad ² /s ²)
1	0.416	2.405	15.11	228.31
2	0.416	2.405	15.11	228.31
3	0.303	3.304	20.75	430.85

Figura 17

Periodo fundamental de la estructura.



Nota: obtenido de software etabs.

El periodo fundamental quedó en $T_1 = 0.416$ s, lo cual ubica a la estructura dentro del tramo lineal del espectro ($T_0 < T < T_s$), confirmando coherencia con el espectro NEC-15 y permitiendo la comparación directa entre demanda sísmica y capacidad de la columna reforzada.

4.3.7. Esfuerzos obtenidos en la columna reforzada

Los esfuerzos críticos de diseño se obtuvieron de las combinaciones y cargas sísmicas del modelo global. Estos valores fueron aplicados directamente al modelo local en Robot.

Axial de diseño

$$P = -562\,209.56 \text{ kgf} = -5511 \text{ kN}$$

Este axial es significativamente mayor al de la columna original debido al incremento de masa y cargas tributarias asociado al proceso de ampliación y al encamisado.

4.3.8. Momentos flexionantes

Tabla 31

momentos flexionantes.

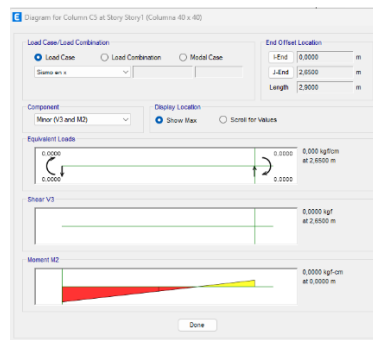
Dirección	Momento Máximo
M3 (Eje fuerte)	371 6497.17 kgf·cm \approx 371 kN·m
M2 (Eje débil)	\approx 0 kN·m (no significativo)

Nota: autor propio

La comparación muestra que el momento de diseño global (371 kN·m) se mantiene dentro del rango que Robot interpreta como demanda local máxima.

Figura 18

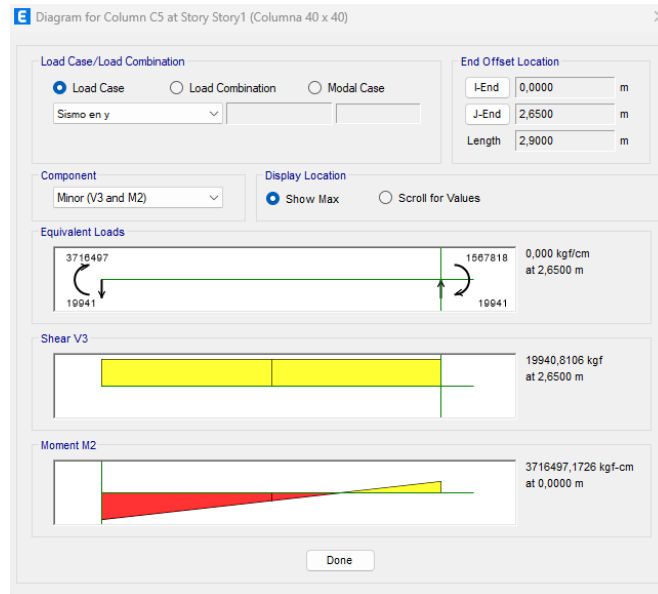
Diagrama de momento en sismo en x.



Nota: obtenido de software etabs.

Figura 19

Diagrama de momento en sismo en y.



Nota: obtenido de software etabs.

4.3.9. Cortantes

Las fuerzas cortantes obtenidas fueron:

Tabla 32

cortante de la estructura.

Dirección	Cortante (kgf)	Cortante (kN)
V2 (mayor)	19 940.81	195.5
V3 (menor)	19 940.81	195.5

Nota: autor propio

Ambas componentes son simétricas porque ETABS muestra la envolvente de cortantes para ambas direcciones.

Diagramas de esfuerzos del elemento reforzado

Diagrama Axial (P)

Los diagramas obtenidos en Robot confirman un esfuerzo axial constante a lo largo del fuste de la columna, coherente con la introducción de cargas gravitacionales:

$P = -5511 \text{ kN}$, constante en toda la longitud.

4.4. COSTO Y TIEMPO DE EJECUCIÓN.

4.4.1. Columna reforzamiento 1: encamisado metálico.

La estimación del tiempo de ejecución para el encamisado metálico se desarrolla siguiendo la misma metodología aplicada al encamisado de hormigón, pero considerando las particularidades propias del montaje estructural en acero. La programación se fundamenta en los rendimientos obtenidos del APU, la secuencia técnica de armado metálico, las actividades de corte, alineación, montaje y fijación, así como los tiempos mínimos necesarios para asegurar la estabilidad y correcta ejecución del refuerzo.

A partir de esta información se formula un cronograma y su correspondiente diagrama de Gantt, los cuales permiten visualizar la duración total y el orden lógico de cada fase del encamisado metálico.

4.4.1.1. Costo de implementación

A partir del análisis realizado, los valores obtenidos para el encamisado metálico fueron los siguientes:

Tabla 33

Costo encamisado con perfiles de acero en columna $h = 2,80 \text{ m}$.

Concepto	Valor (USD)
Equipos (M)	18,32
Mano de obra (N)	26,41
Materiales (O)	206,20
Transporte (P)	0,00
Costo Directo	250,93
Indirectos (10 %)	25,09
Otros indirectos (5 %)	12,55
Costo Total del Rubro	288,57

De esta manera, el costo total de implementación del encamisado metálico por columna asciende a 288,57 USD, sin incluir impuestos.

4.4.1.2. *Tiempo de ejecución*

Para estimar la duración total del procedimiento se consideraron las actividades típicas de un encamisado metálico según la práctica constructiva en obra:

- ✓ Preparación del área y replanteo – 0,5 días
- ✓ Limpieza y picado superficial de la columna existente – 0,5 días
- ✓ Corte y preparación de los perfiles metálicos – 1 día
- ✓ Montaje y presentación en seco del encamisado – 0,5 días
- ✓ Alineación, nivelación y verificación de plomo – 0,5 días
- ✓ Soldadura o colocación de pernos de anclaje – 1 día
- ✓ Aplicación de pintura anticorrosiva – 0,5 días
- ✓ Inspección final y limpieza del área – 0,5 días

La suma de estas actividades da como resultado una **duración aproximada de 4 a 5 días por columna**, lo que garantiza el tiempo necesario para el correcto ajuste de los perfiles, la ejecución de uniones y la protección anticorrosiva del sistema de refuerzo.

Figura 20

Materiales del encamisado metálico.

Encamisado Metálico

ACTIVIDAD	INICIO DEL PLAN	DURACIÓN DEL PLAN	INICIO REAL	DURACIÓN REAL	PORCENTAJE COMPLETADO	PERIODOS			
						1	2	3	4
Preparación y replanteo	1	0.5	1	1	100%	█			
Corte y preparación de perfiles metálicos	1	1	1	1	100%	█			
Montaje y presentación en seco	2	0.5	2	1	100%		█		
Alineación, nivelación y plomeo	2	0.5	2	1	100%		█		
Soldadura o pernos de anclaje	3	1	3	1	100%			█	
Aplicación de pintura anticorrosiva	4	0.5	4	1	100%				█
Inspección final y limpieza	4	0.5	4	1	100%				█

4.4.2. Columna reforzamiento 2: Encamisado de hormigón.

La estimación del tiempo de ejecución refleja en los rendimientos obtenidos del APU, la secuencia técnica obligatoria del procedimiento constructivo y los tiempos mínimos propios del proceso del hormigón. A partir de ello se formula un cronograma y su correspondiente diagrama de Gantt, los cuales permiten visualizar la duración total y el orden lógico de cada fase del encamisado.

4.4.2.1. Costo de implementación

A partir del análisis realizado, los valores obtenidos fueron:

Tabla 34.

Costo Encamisado con hormigón armado de columna 20x20 a 40x40, h=2,80 m .

Concepto	Valor (USD)
Equipos (M)	23,43
Mano de obra (N)	35,21
Materiales (O)	89,93
Transporte (P)	0,00
Costo Directo	148,57
Indirectos (10 %)	14,86
Otros indirectos (5 %)	7,43
Costo Total del Rubro	170,85

4.4.2.2. Tiempo de ejecución

Para estimar la duración total del procedimiento se consideraron las actividades típicas de un encamisado de hormigón según práctica constructiva:

Actividades consideradas:

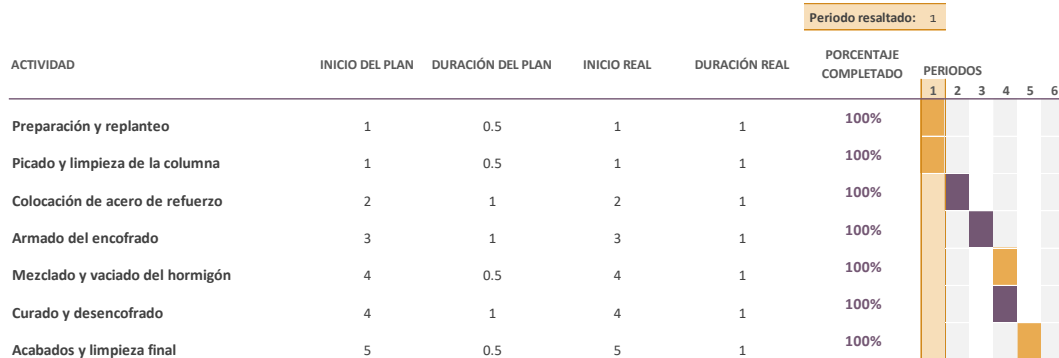
- ✓ Preparación del área y replanteo – 0,5 días
- ✓ Limpieza y picado superficial de la columna existente – 0,5 días
- ✓ Colocación del acero de refuerzo del encamisado – 1 día
- ✓ Armado y nivelación del encofrado – 1 día
- ✓ Preparación y vaciado del hormigón – 0,5 días
- ✓ Curado inicial y desencofrado – 1 día

✓ Acabados y limpieza final – 0,5 días

Figura 21

Diagrama de Gantt – Encamisado hormigón Armado.

Encamisado HA



4.4.3. Comparativos entre métodos de encamisado

La comparación entre el encamisado metálico y el encamisado de hormigón armado permite evaluar las diferencias más relevantes en términos de **costo**, **tiempo de ejecución** y **características operativas** del proceso de reforzamiento. Esta evaluación comparativa es fundamental para determinar la alternativa más conveniente según los objetivos estructurales, económicos y constructivos del proyecto.

4.4.3.1. Comparación de costos

Los valores obtenidos del Análisis de Precios Unitarios muestran diferencias significativas entre ambos métodos. Mientras que el encamisado de hormigón presenta un costo total de **170,85 USD** por columna, el encamisado metálico alcanza **288,57 USD**, lo que representa un incremento aproximado del **69 %** respecto al método con hormigón.

Tabla 35.

Comparación de costos entre métodos de encamisado

Concepto	Encamisado metálico (USD)	Encamisado de hormigón (USD)
Equipos	18,32	23,43
Mano de obra	26,41	35,21

Concepto	Encamisado metálico (USD)	Encamisado de hormigón (USD)
Materiales	206,20	89,93
Transporte	0,00	0,00
Costo Directo	250,93	148,57
Costo total del rubro	288,57	170,85

Desde el punto de vista económico, el encamisado de hormigón es **más económico** debido a que los principales insumos (áridos, cemento y encofrado reutilizable) tienen menor costo que los perfiles metálicos, soldaduras y elementos de anclaje requeridos en el sistema metálico.

4.4.3.2. Comparación de tiempo de ejecución

Ambos métodos presentan tiempos de ejecución similares, aunque el encamisado metálico tiende a ser levemente más rápido debido a que no requiere procesos húmedos, como vaciado y curado. El encamisado de hormigón, en cambio, demanda tiempos adicionales relacionados con el fraguado inicial y la retirada del encofrado.

Tabla 36

Comparación de tiempos de ejecución por columna.

Método	Tiempo aproximado
Encamisado metálico	4 días
Encamisado de hormigón	5 días

La diferencia temporal es mínima; sin embargo, en proyectos donde se requiere intervenir un gran número de columnas en operación, el encamisado metálico puede reducir incluso más el tiempo de ejecución incrementando personal de obra y permitir un avance más flexible.

4.4.3.3. Comparación operativa y constructiva

Más allá del análisis cuantitativo, existen diferencias operativas que influyen en la elección del método:

a) Ventajas del encamisado metálico

- No requiere tiempos de fraguado ni curado.
- Genera menor humedad y residuos en comparación con el hormigón.
- Facilita el montaje seco y permite ajustes milimétricos en obra.
- Mayor limpieza y menor interferencia con actividades cercanas.

b) Desventajas del encamisado metálico

- Su costo es significativamente mayor por el precio del acero.
- Requiere soldadores calificados y equipos específicos.
- Necesita protección anticorrosiva periódica.
- Sensible a deformaciones locales si no se ejecuta adecuadamente.

c) Ventajas del encamisado de hormigón armado

- Es el método más económico por su menor costo de materiales.
- Mantiene compatibilidad de material con la columna original.
- Aumenta considerablemente la sección y la rigidez lateral.
- Proporciona mayor confinamiento al núcleo estructural.

d) Desventajas del encamisado de hormigón armado

- Requiere encofrado, vaciado y curado, lo que incrementa los tiempos.
- Genera más residuos y humedad en obra.
- Depende de una correcta vibración y control de asentamiento.
- Requiere más mano de obra y control de acabados.

4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La columna original de 20×20 cm presenta una capacidad axial y flexo-compuesta inferior a las demandas determinadas para las combinaciones de carga establecidas por la NEC SE-C.4 y el ACI 318-19. El análisis del caso base indica que la resistencia nominal ϕP_n es sustancialmente menor que la sollicitación axial P_u , y que el punto de demanda (P_u, M_u) se ubica fuera de la superficie de interacción de la sección.

Además, la esbeltez del elemento incrementa los efectos de segundo orden y reduce aún más la capacidad resistente efectiva. Estos resultados confirman que la columna no cumple los requisitos mínimos para su desempeño en edificaciones de dos niveles.

Respecto al reforzamiento, el encamisado con concreto genera un incremento significativo del área bruta de la sección (400 cm² a 1600 cm²) y un aumento del peralte efectivo del elemento, lo que eleva la capacidad axial y el momento resistente. Este método permite mejorar el confinamiento, reducir la esbeltez y aumentar la rigidez lateral del sistema.

Los valores reportados en el documento muestran que la capacidad obtenida con la sección encamisada supera ampliamente la demanda axial y flexo-compuesta, ubicando nuevamente el punto de operación dentro de la superficie de interacción correspondiente. La reducción observada en derivas y la mejora del cortante basal son coherentes con el incremento general de rigidez aportado por la nueva geometría y el refuerzo transversal.

El encamisado metálico con perfiles angulares A36 aporta un incremento moderado de resistencia axial en comparación con la alternativa de hormigón, determinado principalmente por el área total de acero incorporado al sistema. La capacidad nominal resultante del jacket metálico eleva la resistencia axial hasta un valor superior a P_u , cumpliendo con los criterios de diseño para flexo-compresión.

No obstante, este tipo de refuerzo no modifica de manera significativa la esbeltez del elemento ni mejora el confinamiento del núcleo de hormigón en la misma magnitud que el encamisado de concreto. Las mejoras en rigidez lateral y control de derivas son menores, situación consistente con la ausencia de un aumento apreciable en el área bruta y en la palanca interna del sistema.

En cuanto a la respuesta sísmica, el modelo con encamisado de concreto presenta períodos estructurales menores y mayores niveles de rigidez en comparación con el modelo original y con el modelo reforzado con perfiles metálicos. La redistribución del cortante basal confirmada en el análisis y la reducción de la demanda lateral son coherentes con el aumento de resistencia y rigidez del pilar encamisado. En el caso del encamisado metálico, la variación en los parámetros modales es limitada debido a que el refuerzo actúa principalmente sobre la capacidad axial sin inducir modificaciones importantes en la geometría resistente del elemento.

Finalmente, el análisis de costo y tiempo evidencia que el encamisado metálico requiere un mayor costo directo por el uso de perfiles de acero y mano de obra especializada, pero presenta un tiempo de ejecución menor al no depender de procesos húmedos ni de etapas de curado.

El encamisado de concreto, aunque presenta un costo total inferior y una mejora estructural más significativa, demanda un mayor tiempo de obra. Estos resultados permiten identificar diferencias en la eficiencia constructiva de cada método en función de sus características materiales y de proceso.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

El análisis estructural efectuado sobre la columna inicial de 20×20 cm permitió determinar que su capacidad axial y flexo-compuesta es insuficiente para satisfacer las solicitaciones determinadas mediante las combinaciones de carga establecidas en la NEC-SE-DS y el ACI 318-19. La resistencia nominal ϕP_n resultó significativamente inferior a la demanda axial P_u , y el punto correspondiente en el diagrama de interacción se ubicó fuera de la envolvente resistente de la sección. Además, la columna presentó esbeltez elevada y un confinamiento transversal limitado, lo que reduce su desempeño frente a acciones sísmicas. Este diagnóstico confirma que el elemento no es apto para condiciones de servicio ni para eventos sísmicos moderados, por lo que requiere intervención mediante un método de reforzamiento estructural.

El reforzamiento mediante encamisado metálico con perfiles angulares permitió incrementar la capacidad axial de la columna hasta obtener un valor total de $\phi P_{n,total} = 662.17$ kN, equivalente al 110 % de la demanda axial de diseño. Los perfiles seleccionados proporcionaron un área total de acero de 27.36 cm², superior al área mínima requerida, cumpliendo con los criterios de diseño para flexo-compresión. Sin embargo, el método no produjo incrementos significativos en rigidez lateral ni reducciones sustanciales en esbeltez, debido a que no modifica el área bruta de la sección. Los resultados indican que, aunque el encamisado metálico cubre satisfactoriamente la demanda resistente, su contribución en términos de rigidez es limitada frente a alternativas que aumentan la sección transversal del elemento.

El encamisado de hormigón armado incrementó de forma significativa la capacidad resistente de la columna mediante la ampliación de su sección transversal a 40×40 cm y la incorporación de refuerzo longitudinal y transversal conforme a NEC-SE-HA. Esta modificación redujo la esbeltez del elemento y aumentó la rigidez lateral, lo que mejoró la respuesta ante acciones sísmicas en términos de desplazamientos

y derivas. El nuevo diagrama de interacción demostró que la demanda axial y flexo-compuesta se ubica dentro de la superficie resistente. De esta manera, el encamisado de hormigón se establece como la alternativa de mayor eficiencia estructural al mejorar tanto la capacidad como la rigidez y el confinamiento.

La comparación entre ambas técnicas muestra diferencias relevantes. El encamisado metálico presentó un tiempo de ejecución menor debido a la ausencia de procesos húmedos y etapas de curado, aunque con un costo total mayor (288.57 USD) por el uso de acero estructural y mano de obra especializada. Por otro lado, el encamisado de hormigón armado implicó un tiempo de ejecución mayor, pero con un costo total inferior (170.85 USD) y una mejora más notable en resistencia y rigidez. En términos de desempeño estructural, el encamisado de hormigón proporciona la mayor capacidad y estabilidad; mientras que, en términos operativos, el encamisado metálico ofrece una intervención más rápida y con menor impacto en el uso de la edificación. La comparación evidencia que la selección del método depende de los requerimientos estructurales y de las condiciones operativas del proyecto.

5.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda que, en futuras evaluaciones de elementos existentes, se realice un análisis integral que incluya no solo la verificación de la resistencia axial y flexo-compuesta, sino también la identificación de posibles deficiencias geométricas, irregularidades de armado, pérdidas de sección por corrosión y condiciones de confinamiento. Asimismo, es pertinente complementar el diagnóstico con inspecciones detalladas in situ, pruebas no destructivas y verificación del estado del concreto y acero, con el fin de obtener parámetros más precisos antes de decidir cualquier intervención estructural.
- En intervenciones donde se utilice encamisado metálico, se recomienda verificar exhaustivamente la calidad de las uniones mediante soldaduras o pernos, ya que la capacidad resistente final del sistema depende directamente de la continuidad estructural entre los perfiles.

Adicionalmente, es necesario asegurar un adecuado recubrimiento anticorrosivo y un mantenimiento periódico del sistema metálico, especialmente en ambientes con alta humedad o exposición salina. Se sugiere utilizar este tipo de refuerzo en proyectos donde el incremento de rigidez no sea el objetivo principal y donde se requieran tiempos de intervención reducidos.

- Para la ejecución del encamisado de hormigón armado, se recomienda garantizar la correcta preparación del sustrato mediante picado, limpieza, aplicación de agentes adherentes y verificación del armado existente. Es indispensable controlar la calidad del hormigón utilizado, especialmente su resistencia y su trabajabilidad, así como asegurar un vibrado adecuado que evite vacíos o nidos en la sección encamisada. Se debe verificar que el refuerzo transversal cumpla con las disposiciones de confinamiento sísmico establecidas en NEC-SE-HA y ACI 318-19, asegurando que el incremento de rigidez y capacidad previsto en el diseño se alcance durante la construcción.
- Se recomienda seleccionar el método de reforzamiento considerando simultáneamente las exigencias estructurales, el cronograma de intervención y las condiciones operativas de la edificación. Para proyectos donde se priorice la maximización de resistencia y rigidez, el encamisado de hormigón armado constituye la alternativa más adecuada. En edificaciones en uso continuo, donde la interferencia operativa debe minimizarse, el encamisado metálico resulta más conveniente debido a su tiempo reducido de ejecución. Finalmente, se recomienda incorporar los sistemas reforzados dentro del modelo estructural global para evaluar su influencia en la respuesta sísmica de toda la edificación y actualizar los planos y documentos técnicos de “as-built” una vez completada la intervención.

BIBLIOGRAFÍA

Alva, R., & Rodríguez, J. (2016). Reforzamiento de columnas de concreto armado mediante encamisado de concreto en edificaciones existentes. *Revista de Ingeniería Estructural*, 25(3), 15–28.

American Concrete Institute (ACI). (2014). *Guide to Evaluation of Concrete Structures Before Rehabilitation (ACI 364.1R-14)*. Farmington Hills, MI: ACI.

American Concrete Institute (ACI). (2017). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-17)*. Farmington Hills, MI: ACI.

American Concrete Institute (ACI). (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary*. Farmington Hills, MI: ACI.

American Concrete Institute (ACI). (2021). *Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures (ACI 562-21)*. Farmington Hills, MI: ACI.

American Concrete Institute (ACI). (2022). *Guide for Strengthening of Existing Concrete Structures (ACI 437R-22)*. Farmington Hills, MI: ACI.

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)*. Reston, VA: ASCE.

ASTM International. (2020). *ASTM A615/A615M–20: Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*. West Conshohocken, PA: ASTM.

ASTM International. (2019). *ASTM A36/A36M–19: Standard Specification for Carbon Structural Steel*. West Conshohocken, PA: ASTM.

ASTM International. (2021). ASTM E119–21: Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials. West Conshohocken, PA: ASTM.

Autodesk. (2024). Robot Structural Analysis Professional 2026 – User’s Guide. Autodesk Knowledge Network.

Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., Redaelli, E., & Polder, R. (2013). Corrosion of steel in concrete: Prevention, diagnosis, repair (2nd ed.). Wiley-VCH.

Blikhars’kyi, Z., & Obukh, A. (2018). Strengthening of reinforced concrete columns with concrete jacketing: Structural behavior and performance analysis. *Journal of Civil Engineering and Management*, 24(6), 451–461. <https://doi.org/10.3846/jcem.2018.5674>

Blikharsky, Z., Shvets, R., & Martiuk, P. (2018). Efficiency of steel jacketing systems for strengthening reinforced concrete columns. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 251, 012041. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/251/1/012041>

Eurocode 2. (2004). Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings (EN 1992-1-1). Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

Eurocode 8. (2004). Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998-1). Brussels: CEN.

Farbák, M., Kotrasová, K., & Sivák, P. (2025). Evaluation of shear strengthening efficiency in reinforced concrete members with external confinement. *Construction and Building Materials*, 405, 133–145. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.133145>

Gajdosova, K., & Bilcik, J. (2013). Strengthening of concrete columns with CFRP composites – State of the art. *Procedia Engineering*, 65, 294–299. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.09.046>

Hassan, T., & Rizk, E. (2019). Behavior of RC Columns Strengthened with Steel Jackets under Combined Loading. *Engineering Structures*, 188, 231–243.

Horlasa. (2020). Rehabilitación estructural y refuerzo de elementos de concreto. <https://www.horlasa.com>

Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC-SE-DS: Diseño Sismo Resistente. Quito, Ecuador.

Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). NEC-SE-HA: Hormigón Armado. Quito, Ecuador.

Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). NEC-SE-CM: Cargas Mínimas. Quito, Ecuador.

Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). NEC-SE-GR: Geotecnia y Cimentaciones. Quito, Ecuador.

Kolchunov, V. I., Streliaev, V. I., & Goncharov, O. (2024). Assessment of structural reliability in existing reinforced concrete buildings under seismic actions. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 273, 112–125. https://doi.org/10.1007/978-3-031-45270-2_10

MAPEI. (2024). Soluciones para la reparación y refuerzo estructural del hormigón. <https://www.mapei.com>

Maulana, A., Suprobo, P., & Fathurrochman, M. (2025). Shear behavior of retrofitted RC columns using concrete jacketing under seismic loading. *Engineering Structures*, 312, 118126. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.118126>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2018). Guía de Soluciones Accesibles para Espacios Públicos y Viviendas. Quito, Ecuador.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile (MINVU). (2018). Manual de Reparaciones y Refuerzos Estructurales. Santiago de Chile.

Montuori, R., Nastri, E., & Piluso, V. (2020). Comparative Study of Strengthened RC Columns with Concrete and Steel Jacketing under Combined Axial and Bending Loads. *Journal of Building Engineering*, 28, 101017.

Neville, A. M. (2012). *Properties of concrete* (5th ed.). Pearson Education Limited.

Pérez, M., & Jara, C. (2021). Análisis de técnicas de reforzamiento para columnas en viviendas de interés social. Universidad Central del Ecuador.

Ramírez, L., & Vázquez, P. (2018). Evaluación experimental de columnas de concreto reforzadas con camisas metálicas soldadas en U. *Revista Ingeniería y Desarrollo*, 36(1), 59–70.

Rodríguez, J. (2019). Rehabilitación estructural de edificaciones de hormigón armado: fundamentos técnicos y metodológicos. *Revista Ingeniería Civil*, 12(2), 45–60.

Rodríguez, M., & Bertero, V. (1999). Seismic Performance of Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing. *Earthquake Spectra*, 15(2), 263–291.

Teiser Ingeniería. (2024). Reforzamiento estructural en edificaciones existentes. <https://www.jezaconstrucciones.com>

Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). (2019). Manual de Rehabilitación y Reforzamiento Estructural de Concreto Armado. Facultad de Ingeniería, Ciudad de México.

ANEXOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1,00 **UNIDAD:** u
DETALLE: Encamisado con hormigón armado de columna 20x20 a 40x40, h=2,80 m

EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
VIBRADOR MANUAL	1,00	\$ 3,13	\$ 3,13	2,667	\$ 8,33
CONCRETERA HORMIGON	1,00	\$ 5,00	\$ 5,00	2,667	\$ 13,33
H MENOR	1,00	\$ 1,76	\$ 1,76	1,00	\$ 1,76
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 23,43

MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
AYUDANTE - (EO E2)	2,00	\$ 4,23	\$ 8,46	2,667	\$ 22,56
ALBAÑIL - (EO D2)	1,00	\$ 4,28	\$ 4,28	2,667	\$ 11,41
MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN D	1,00	\$ 4,65	\$ 4,65	0,267	\$ 1,24
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 35,21

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Cemento tipo Portland	saco	3	\$ 7,85	\$ 23,55
Arena fina	m3	0,2	\$ 16,00	\$ 3,20
Piedra 3/4	m3	0,3	\$ 22,00	\$ 6,60
Agua	m3	0,05	\$ 1,50	\$ 0,08
Acero de refuerzo fy=4200	kg	20	\$ 1,50	\$ 30,00
Encofrado de madera reutilizable	m2	4,5	\$ 5,00	\$ 22,50
Aditivo plastificante	L	1	\$ 4,00	\$ 4,00
<i>SUBTOTAL O</i>				\$ 89,93

TRANSPORTE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
<i>SUBTOTAL P</i>				\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		\$	148,57
INDIRECTOS Y UTILIDADES	10,00 %	\$	14,86
OTROS INDIRECTOS	5,00 %	\$	7,43
COSTO TOTAL DE RUBRO		\$	170,85
VALOR OFERTADO		\$	170,85

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Lunes, 1 de diciembre de 2025

LUGAR Y FECHA

OFERENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2,00 **UNIDAD:** u
DETALLE: Encamisado con perfiles de acero en columna h=2,80 m

EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
SOLDADORA ELECTRICA	1,00	\$ 5,50	\$ 5,50	2,000	\$ 11,00
ESMERIL ANGULAR	1,00	\$ 3,00	\$ 3,00	2,000	\$ 6,00
H MENOR	1,00	\$ 1,32	\$ 1,32	1,00	\$ 1,32
SUBTOTAL M					\$ 18,32

MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R
AYUDANTE - (EO E2)	2,00	\$ 4,23	\$ 8,46	2,000	\$ 16,92
Soldador calificado – (EO D2)	1,00	\$ 4,28	\$ 4,28	2,000	\$ 8,56
MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN D	1,00	\$ 4,65	\$ 4,65	0,200	\$ 0,93
SUBTOTAL N					\$ 26,41

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Perfil L 3"×3"×3 mm	m	11,2	\$ 12,00	\$ 134,40
Placas y conectores metálicos	kg	10	\$ 2,50	\$ 25,00
Pernos de anclaje ½" con tuerca y arandela	un	16	\$ 0,80	\$ 12,80
Electrodos E6011	kg	2	\$ 4,50	\$ 9,00
Discos de corte y desbaste	un	4	\$ 2,00	\$ 8,00
Pintura anticorrosiva	L	2	\$ 6,50	\$ 13,00
Thinner	L	1	\$ 4,00	\$ 4,00
SUBTOTAL O				\$ 206,20

TRANSPORTE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		\$ 250,93
INDIRECTOS Y UTILIDADES	10,00 %	\$ 25,09
OTROS INDIRECTOS	5,00 %	\$ 12,55
COSTO TOTAL DE RUBRO		\$ 288,57
VALOR OFERTADO		\$ 288,57

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Lunes, 1 de diciembre de 2025

LUGAR Y FECHA

OFERENTE